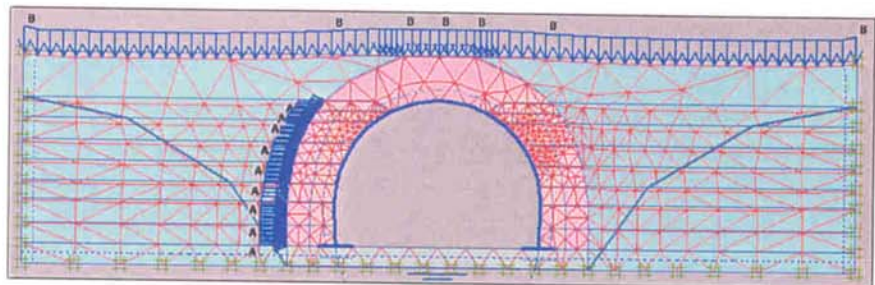


Intern rapport nr. 2241

Rv35 Lunner - Gardermoen

Bjørkeåsen viltpassasje

Samvirkeanalyser for
løsmassetunnel



11.10.01



Intern rapport nr. 2241

Rv35 Lunner - Gardermoen Bjørkeåsen viltpassasje Samvirkeanalyser for løsmassetunnel

Sammendrag

Som del av prosjektet Rv35 Lunner – Gardermoen skal det etableres en ca. 50 m lang løsmassetunnel i fjellskjæring av typen ”cut and cover”. Betonghvelvet skal bestå av ca. 2 m høye vertikale vegger med et øvre sirkelsegment med ca. 5 m radius. Det er ca. 15 m til fjell på hver side av tunnelen. Mellom tunnel og fjell tilbakefylles det med komprimerte friksjonsmasser og leire. Jordtrykket mot tunnelveggene virker som drivende horisontallast eller sidestøtte avhengig av annen påvirkning på konstruksjonen fra ytre laster og jordoverlagring. Tunnelen fundamenteres på stripefundamenter med såle på komprimert pukk.

Sv Sogn og Fjordane har ansvaret for prosjekteringen. Betongdimensjoneringen er basert på snittkrefter fra rammeanalyser med statikkprogrammet GPROG-RAMME. I disse representeres jorden på en forenklet måte via jordtrykkslaste og lineære jordfjærer.

Geoteknisk kontor har kontrollert jordlaste og jordfjærer, samt utført samvirkeanalyser med elementmetodeprogrammet PLAXIS. I PLAXIS representeres jorden på en mer komplett måte enn i rammeanalysene. Hele jordvolumet inngår som en del av elementmodellen, og jordoppførselen simuleres via avanserte ikke-lineære jordmodeller. Opptredende jordtrykk mot tunnelen er deformasjonsavhengig, og hele lasthistorien simuleres. PLAXIS-analysene er utført som en kontroll av rammeanalysene, samt for å kalibrere jordtrykkslaste og jordfjærer til disse.

Analysene med GPROG-RAMME og PLAXIS gir godt samsvar for tunneloppførselen. PLAXIS-analysene gir imidlertid noe lavere snittkrefter i tunnelen. Dette er som forventet siden jorden er representert med noe konservative jordtrykkslaste og et begrenset sett med lineære jordfjærer i GPROG-RAMME som bare til en viss grad tar hensyn til jordens stabiliserende effekt. Det er derfor grunn til å tro at resultatene fra GPROG-RAMME er noe konservative, og at betongdimensjoneringen på dette grunnlaget derfor vil ligge noe til sikker side.

Emneord: *Løsmassetunnel, analyser, samvirke, elementmetoden, PLAXIS*

Kontor: *Vegteknisk avdeling*

Saksbehandler: *Signe Kirkebø*

/ sigkir

Dato: *11.10.01*

Innhold

1	Innledning.....	3
2	Geometri og forutsetninger.....	4
3	Materialparametere.....	4
3.1	Betong.....	4
3.2	Pukk.....	4
3.3	Sand.....	4
3.4	Leire.....	5
3.5	Grensesjiktene tunnel/jord og fjell/jord.....	6
4	Jordtrykk og jordfjærer i GPROG-RAMME.....	7
4.1	Lastforskrifter.....	7
4.2	Jordtrykk og jordreaksjon.....	7
4.3	Tosidig jordtrykk i byggetilstanden.....	8
4.4	Tosidig jordtrykk i slutttilstanden.....	8
4.5	Vertikale jordlaster.....	8
4.6	Jordtrykkskoeffisienter.....	9
4.7	Ensidig horisontalt jordtrykk og jordfjærer.....	9
5	Samvirkeanalyser med PLAXIS.....	10
5.1	Geometri og elementmodell.....	10
5.2	Laster og lasthistorie.....	12
5.3	Parameterstudie.....	13
6	Resultater fra PLAXIS.....	13
6.1	Hensikt og forutsetninger.....	13
6.2	Analyseresultater.....	14
6.3	Kritisk analyse, tilstand, lastkombinasjon og lasthistorie.....	16
6.4	Grunnvannsheving.....	17
6.5	Stivhet og styrke for jordvolumet.....	17
6.6	Grensesjiktet fjell/jord.....	17
6.7	Grensesjiktet tunnel/jord og påhengslast.....	17
7	Sammenligning av resultater fra GPROG-RAMME og PLAXIS.....	18

Vedleggsliste

- Vedlegg 1.** Foreløpig tegning K8-101. Bjørkeåsen Viltkryssing. Oversikt, datert 22.08.01. Oversiktstegning, lengde- og tverrsnitt av løsmassetunnelen. (Nedkopiert.)
- Vedlegg 2.** Tegning K8-01 Revisjon B3. Bjørkeåsen Viltkryssing. Oversiktstegning, datert 16.10.01. Opprinnelig terreng, fjellskjæring og tilbakefylling. (Nedkopiert.)
- Vedlegg 3.** Dimensjonerende tverrsnitt for tunnelen.
- Vedlegg 4.** Grunnlag for FEM-analyser. Geometri og antagelser.
- Vedlegg 5.** Aktiv og passiv jordtrykkssone i henhold til klassisk jordtrykksteori.
- Vedlegg 6.** Utleiding av fjærkonstanter for seriekoblede trykkfjærer som gir motstand ved horisontal sammentrykning av jorden utenfor betonghvelvet.
- Vedlegg 7.** Utdrag fra brukermanual for PLAXIS Versjon 7 for Windows 95/NT.
- Vedlegg 8.** Utdrag fra brukermanual for PLAXIS Versjon 7 for Windows 95/NT.
- Vedlegg 9.** PLAXIS-analyse A, fase 17. Deformasjoner og snittkrefter i tunnelen i byggetilstanden med horisontallast. Verdier i parentes er fra analyse F.
- Vedlegg 10.** PLAXIS-analyse A, fase 19. Deformasjoner og snittkrefter i tunnelen i slutttilstanden med horisontal- og vertikallast. Verdier i parentes er fra analyse F.
- Vedlegg 11.** PLAXIS-analyse A, fase 23. Deformasjoner og snittkrefter i tunnelen i slutttilstanden med laster og hevet GV. Verdier i parentes er fra analyse F.
- Vedlegg 12.** PLAXIS-analyse A, fasene 17-23. Opptredende skjærspenninger og normaltrykk fra jorden mot tunnelen når det er antatt øvre grenseverdier for skjærstyrke og skjærstivhet i grensesjiktet tunnel/jord ($\tau_{fi}/\tau_f=0.8$, $G_i/G=1$).
- Vedlegg 13.** PLAXIS-analyse F, fasene 17-23. Opptredende skjærspenninger og normaltrykk fra jorden mot tunnelen når det er antatt nedre grenseverdier for skjærstyrke og skjærstivhet i grensesjiktet tunnel/jord ($\tau_{fi}/\tau_f=0.3$, $G_i/G=0.09$).

Referanser

- /A/ Seed, Harry Bolton (1987) "Lecture in Earth Dams". Graduate course, Spring 1987. University of California, Berkley.
- /B/ Schmertmann, J. H. (1978) Guidelines for cone penetration tests; performance and design. USA. Department of Transportation. Federal Highway Administration Offices of Research and Development, Washington D. C. Report, TS-78-209. 145 p.
- /C/ Seed, H. B., and I. M. Idriss (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis. University of California, Berkley, College of Engineering. Earthquake Engineering Research Center. Report, EERC 70-10. 18 p.

1 Innledning

Som del av prosjektet Rv35 Lunner - Gardermoen skal det etableres en viltkryssing i fjellskjæring ved Bjørkeåsen på parsellen Hol Østre – Kneppe. Rv35 skal føres gjennom en ca. 50 m lang løsmassetunnel av betong hvor viltet kan passere over.

Sv Sogn og Fjordane har ansvaret for prosjekteringen av løsmassetunnelen. Betongdimensjoneringen er basert på snittkrefter fra rammeanalyser med statikkprogrammet GPROG-RAMME. I rammemodellen representeres jorden rundt konstruksjonen på en forenklet måte via laster og lineære fjærer.

Geoteknisk kontor har kontrollert jordtrykklaster og jordfjærer i rammemodellen. I tillegg har Geoteknisk kontor utført samvirkeanalyser med elementmetodeprogrammet PLAXIS hvor jorden representeres på en mer komplett måte. PLAXIS-analysene er utført som en kontroll av rammeanalysene, samt for å kalibrere jordtrykklaster og jordfjærer til disse.

Kontrollen er utført ved at Sv Sogn og Fjordane først utarbeidet et foreløpig forslag til jordlaster og -fjærer som ble oversendt Geoteknisk kontor, korrespondanse /1/-/4/. Dette materialet er vurdert skjønnsmessig og sammenlignet med PLAXIS-resultater. Tilbakemelding er gitt i form av telefonsamtaler og uformell korrespondanse. Reviderte rammeanalyser er utført, korrespondanse /6/-/7/. I det følgende oppsummeres våre vurderinger og anbefalinger.

Geoteknisk kontor har mottatt følgende materiale fra Sv Sogn og Fjordane:

- /1/ E-post mottatt 28.08.01 med oversiktstegning, lengde- og tverrsnitt av løsmassetunnelen. Foreløpig tegning K8-101 Bjørkeåsen Viltkryssing Oversikt, datert 22.08.01, kfr. vedlegg 1.
- /2/ Telefax mottatt 29.08.01 med snitt som viser opprinnelig terreng, fjellskjæring og tilbakefylling. Tegning K8-01 Revisjon B3 Byggeplan: 02-1586 Bjørkeåsen viltkryssing Oversiktstegning, kfr. vedlegg 2.
- /3/ Telefax mottatt 29.08.01 med foreløpige beregningsantagelser og utskrift/plott av foreløpige statiske beregninger for slutttilstanden i bruddgrensetilstanden.
- /4/ Telefax mottatt 30.08.01 med utskrift/plott av foreløpige statiske beregninger for slutttilstanden i bruksgrensetilstanden.
- /5/ E-post mottatt 31.08.01 med beskrivelse av komprimering av friksjonsmassene rundt betonghvelvet.
- /6/ Telefax motatt 06.09.01 med beregning av fjærkonstanter ved horisontalforskyvning av hvelvet for slutttilstanden.
- /7/ Telefax mottatt 13.09.01 med endelige plott fra statiske beregninger for bygge- og slutttilstanden i bruddgrensetilstanden.

2 Geometri og forutsetninger

Vedlegg 1 viser oversiktstegning, lengde- og tverrsnitt for prosjektert løsmassetunnel, mens vedlegg 2 viser opprinnelig terreng, prosjektert fjellskjæring og tilbakefylling. Det er ca. 15 m til fjell på hver side av tunnelen. Mellom tunnel og fjell tilbakefylles det med komprimerte friksjonsmasser og leire. Det fylles ca. 2 m jord over tunneltaket.

I de statiske analysene forutsettes det plan tøyning med dimensjonerende snitt som vist i vedlegg 3 fra korrespondanse /3/. Skissen i vedlegg 4 oppsummerer grunnlaget for analysene. Betongkonstruksjonen er sammensatt av et hvelv og to stripefundamenter som er stivt forbundet med hvelvet. Hvelvet består av ca. 2 m høye vertikale vegger og et øvre sirkelsegment med indre radius 4.7 m. Veggene har en tykkelse på 0.4 m. Fundamentene har en bredde på 1.6 m i planet og en tykkelse på 0.5 m. Beregningene er utført for korttidssituasjonen med urisett betongtverrsnitt.

Det legges inn drenerør slik at forholdene rundt tunnelkonstruksjonen er drenert. Det kan imidlertid tenkes at grunnvannet stiger noe i leirmassene i nedbørrike perioder slik at det oppstår poretrykk i disse. I PLAXIS-analysene er dette vurdert ved å heve grunnvannstanden i leirlaget i siste fase i slutttilstanden.

3 Materialparametere

3.1 Betong

Følgende materialparametere er antatt for betongen:

- Tyngdetetthet $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$
- Tverrkontraksjonstall $\nu=0.20$
- Deformasjonsmodul $E=2.78 \cdot 10^7 \text{ kPa}$

3.2 Pukk

Under betongfundamentene er det forutsatt tilbakefylling med 1 m komprimert pukk, dvs. noe mer enn vist i vedlegg 1. I PLAXIS-analysene benyttes Mohr-Coulomb modellen for å simulere oppførselen til dette laget. Denne jordmodellen gir elastisk-perfekt plastisk jordoppførsel. Følgende materialparametere er antatt representative:

- Tyngdetetthet $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$
- Friksjonsvinkel $\phi=42^\circ$
- Attraksjon $a=0 \text{ kPa}$
- Tverrkontraksjonstall $\nu=0.20$
- E-modulen ved 50 % skjærmobilisering $E_{50}=100 \text{ MPa}$
- Ødometermodulen $M=E_{50} \cdot (1-\nu)/((1+\nu) \cdot (1-2 \cdot \nu)) \approx E_{50}$

3.3 Sand

Som vist i vedlegg 1 forutsettes det telesikre, godt drenerende friksjonsmasse ut til 2.5 m fra innerkant hvelv. Det er antatt at dette er grov, ensgradert sand eller subbusmateriale (maskinknust stein i fraksjonen 0-4 mm med kornfordeling som velgradert, grov sand). Denne sonen består av tre områder med varierende komprimering RC i % av Standard Proctor og dermed varierende stivhet og styrke. Fra underkant fundament og 6.5 m oppover forutsettes det RC=95 % for området nærmest tunnelen og RC=98 % utenfor. Over dette

nivået forutsettes det at massene beltes over med gravemaskin. Dette antas å tilsvare RC≈90 %.

I PLAXIS-analysene benyttes Hardening Soil modellen for å simulere oppførselen til disse friksjonsmassene. Denne jordmodellen gir ikke-lineær, elasto-plastisk materialoppførsel. Det tas hensyn til at jordens skjærstyrke og stivhet øker med økende effektivspenningsnivå og at jordens volumstivhet er høyere for svelling og rebelastning enn for første gangs kompresjon. Følgende materialparametere er antatt:

- Vanninnhold $w \approx 8 \%$
- Tyngdetetthet $\gamma \approx 20 \text{ kN/m}^3$
- Relativ densitet $D_r = 5 \cdot (RC - 85) = 65, 50 \text{ og } 25 \%$ for RC= 98, 95 og 90 %, se /A/.
- Friksjonsvinkel $\varphi = 41^\circ, 40^\circ \text{ og } 37^\circ$ for RC= 98, 95 og 90 %, konferer /B/.
- Maksimal skjærmodul (små tøyninger) $G_{\max} = G_{\max}^{\text{ref}} \cdot (\sigma_m' / p_a)^{1/2}$, hvor σ_m' er effektivt middelspenning, $G_{\max}^{\text{ref}} = 22 \cdot p_a \cdot (0.6 \cdot D_r + 16) = 121, 101 \text{ og } 68 \text{ MPa}$ er referansemodul for RC= 98, 95 og 90 % når referansespenningen $p_a = 100 \text{ kPa}$, konferer /C/.
- Opptredende skjærmodul G avtar med økende skjærtøyning γ , konferer /C/. Eksempelvis er $G/G_{\max} = 1$ for $\gamma = 0.0001 \%$ og $G/G_{\max} \approx 0.1$ for $\gamma \approx 0.6 \%$. Det antas at opptredende skjærmodul ved 50 % skjærmobilisering $G_{50} = G_{50}^{\text{ref}} \cdot (\sigma_m' / p_a)^{1/2} \approx 0.1 \cdot G_{\max}$.
- Elastiske modulrelasjoner antas å gjelde.
- E-modulen ved 50 % skjærmobilisering $E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \cdot (\sigma_3' / p_a)^{1/2} = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G_{50}$, hvor $\nu = 0.25$ er tverrkontraksjonstallet for pålasting, σ_3' er minste effektive hovedspenning og $E_{50}^{\text{ref}} \approx 40, 30 \text{ og } 20 \text{ MPa}$ er referansemodul for RC=98, 95 og 90 % når $p_a = 100 \text{ kPa}$.
- Ødometermodulen $M = M^{\text{ref}} \cdot (\sigma_1' / p_a)^{1/2} = 2 \cdot (1 - \nu) \cdot G_{50} / (1 - 2 \cdot \nu)$, hvor $\nu = 0.25$ er tverrkontraksjonstallet for pålasting, σ_1' er største effektive hovedspenning og $M^{\text{ref}} \approx E_{50}^{\text{ref}} \approx 40, 30 \text{ og } 20 \text{ MPa}$ er referansemodul for RC=98, 95 og 90 % når $p_a = 100 \text{ kPa}$.
- Tverrkontraksjonstallet for avlastning og rebelastning, $\nu_{\text{ur}} = 0.20$
- E-modulen for avlastning og rebelastning, $E_{\text{ur}} = 3 \cdot E_{50}$.

Friksjonsmassenes stivhet er beheftet med en viss usikkerhet. For å tallfeste effekten av avvikende stivhet er det utført en PLAXIS-analyse hvor modulene M^{ref} og E_{50}^{ref} er redusert med 25 %.

3.4 Leire

Utenfor sonen med friksjonsmasser forutsettes det tilbakefylling med komprimert leire. Det forutsettes at anbefalingene i kapittel 2 i Sv Veiledning 176 følges ad kvalitet, utlegging og komprimering. Det antas at det mobiliseres en jordtrykksone i leiren som vist i vedlegg 6 når tunnelveggene forskyves utover. Denne antagelsen er diskutert i avsnitt 4.7. Dette innebærer at leirvolumet bidrar til sidestøtten helt ut til de vertikale fjellskjæringene ca. 15 m utenfor tunnelveggene. Ut fra dette bør hele leirvolumet komprimeres.

Generelt viser observert jordoppførsel i laboratoriet at jordens skjærstyrke og stivhet øker med økende effektivspenningsnivå, og at jordens volumstivhet er høyere for svelling enn for første gangs kompresjon. I de aktuelle tunnelanalysene komprimeres tilbakefyllingsmassene, med unntak av når grunnvannet heves i leirlaget i siste fase i slutttilstanden. Når grunnvannet heves øker poretrykket, mens effektivspenningene reduseres. Dette gir svelling.

Disse aspektene kan ivaretas automatisk i PLAXIS dersom Hardening Soil modellen benyttes. Denne modellen krever imidlertid et omfattende sett med jordparametere. I tilfeller

hvor jordparametrene er beheftet med stor usikkerhet kan resultatene derfor bli like pålitelige ved å velge en enkel jordmodell med få jordparametere og dernest utføre et følsomhetsstudie for disse. Med bakgrunn i dette er Mohr-Coulomb modellen valgt for å simulere oppførselen til leirlaget. I denne modellen er ødometermodulen konstant i hvert dybdenivå uansett kompresjon eller svelling og uansett endringer i effektivspenningsnivået. Følgende materialparametere er antatt:

- Tyngdetetthet $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$
- Friksjonsvinkel $\varphi=25^\circ$
- Attraksjon $a=10 \text{ kPa}$
- Tverrkontraksjonstall $\nu=0.33$
- Ødometermodulen $M=1000+300 \cdot z \text{ (kPa)}$, hvor z er dybde i meter fra terreng
- E-modulen ved 50 % skjærmobilisering $E_{50}=M \cdot (1+\nu) \cdot (1-2 \cdot \nu)/(1-\nu)$

For å tallfeste effekten av avvikende styrke- og stivhet for leirlaget er det utført en PLAXIS-analyse hvor ødometermodulen og friksjonsvinkel er redusert til henholdsvis $M=500+150 \cdot z$ og $\varphi=23^\circ$.

3.5 Grensesjiktene tunnel/jord og fjell/jord

Det antas at fjelloverflaten er uforskyvelig, og at det ikke nødvendigvis er full heft mellom fjelloverflaten og tilgrensende jord og mellom tunnelkonstruksjonen og jorden rundt. Forsøk viser at skjærstyrken τ_{fi} i slike grensesjikt vanligvis er lavere enn skjærstyrken τ_f i jordvolumet utenfor. Forholdet $\tau_{fi}/\tau_f=r_{max}$ kalles mekanisk ruhet og avhenger av overflateegenskapene til konstruksjonen. For grensesjiktet fjell/jord antas det god heft. For grensesjiktet tunnel/jord antas det relativt dårlig heft fordi det skal etableres en membran utenpå betonghvelvet. Det anbefales å ta hensyn til usikkerhet i valg av membran og dennes overflateegenskaper under dimensjoneringen av konstruksjonen.

Ulike forhold kan gjøre at skjærstivheten G_i i slike grensesjikt er lavere enn skjærstivheten G for jordvolumet utenfor. I tilfeller hvor for eksempel en konstruksjon penetreres ned i sensitive leirmasser vil omrøring av massene kunne forårsake en reduksjon av skjærstivheten lokalt rundt konstruksjonen. I dette tilfellet er ikke slik omrøring aktuell. Det er imidlertid mulig at hensynet til tunnelkonstruksjonen og praktiske forhold gjøre at komprimeringen blir noe dårligere helt inn mot tunnelen og fjelloverflaten.

Skjærstivheten og skjærstyrken i grensesjiktene tunnel/jord og fjell/jord har betydning for størrelsen på skjærspenningene som oppstår når jorden beveger seg relativt til henholdsvis tunnelen og fjelloverflaten. Jo høyere skjærstivhet i grensesjiktet jo større skjærspenninger opptrer ved en viss relativ bevegelse. Den opptredende skjærspenning vil imidlertid aldri overstige skjærstyrken i grensesjiktet.

I PLAXIS-analysene bestemmer programmet selv størrelse og retning på opptredende skjærspenninger i grensesjiktene tunnel/jord og fjell/jord basert på likevektsbetraktninger og opptredende deformasjoner. Slike grensesjikt modelleres via spesielle grensesnittelementer med materialoppførsel i henhold til en elastisk-plastisk jordmodell med skjærstivhet G_i og skjærstyrke τ_{fi} . Materialparametrene for grensesnittelementene kan spesifiseres på to måter.

I PLAXIS er det mulig å knytte materialparametrene for grensesjiktet direkte til materialparametrene for jordvolumet utenfor via den mekaniske ruhet r_{max} i grensesjiktet. Basert på denne beregnes skjærstyrken og skjærstivheten til grensesjiktet automatisk som

henholdsvis $\tau_{fi}=r_{max}\cdot\tau_f$ og $G_i=r_{max}^2\cdot G$, hvor τ_f og G er henholdsvis skjærstyrken og skjærstivheten til jordvolumet utenfor. τ_f beregnes via Coulombs lov som $\tau_f=\tan\varphi\cdot\sigma_N'+c$, hvor σ_N' er effektivt jordtrykk normalt overflaten, mens φ og $c=\tan\varphi\cdot a$ er henholdsvis friksjonsvinkel og kohesjon for jordvolumet utenfor.

Alternativt kan materialparametrene for grensesjiktet frikobles fra materialparametrene til jordvolumet utenfor i PLAXIS. Da spesifiseres skjærstivheten G_i , friksjonsvinkelen φ_i og kohesjonen c_i for grensesjiktet direkte. Ut fra disse verdiene beregnes skjærstyrken i grensesjiktet som $\tau_{fi}=\tan\varphi_i\cdot\sigma_N'+c_i$. Ved å velge $G_i=G$ oppnås samme skjærstivhet i grensesjiktet som for jordvolumet utenfor. Ved å velge $\tan\varphi_i=r_{max}\cdot\tan\varphi$ og $c_i=r_{max}\cdot c$ oppnås redusert skjærstyrke i grensesjiktet i henhold til den mekaniske ruheten, $\tau_{fi}=r_{max}\cdot\tau_f$.

For å ta hensyn til usikkerhet tilknyttet skjærstivheten og skjærstyrken i grensesjiktene er det gjennomført PLAXIS-analyser med antatte nedre og øvre grenseverdier. For grensesjiktet fjell/jord antas nedre grenseverdier $\tau_{fi}/\tau_f=r_{max}=0.8$ og $G_i/G=r_{max}^2=0.64$ og øvre grenseverdier $\tau_{fi}/\tau_f=1$ og $G_i/G=1$. For grensesjiktet tunnel/jord antas nedre grenseverdier $\tau_{fi}/\tau_f=r_{max}=0.3$ og $G_i/G=r_{max}^2=0.09$ og øvre grenseverdier $\tau_{fi}/\tau_f=0.8$ og $G_i/G=1$.

4 Jordtrykk og jordfjærer i GPROG-RAMME

4.1 Lastforskrifter

I Statens vegvesen Håndbok 100 Bruprojektering-12 Kulverter og rør sier lastforskriftene at kulverter skal dimensjoneres for den ugunstigste av kombinasjonene:

- A. Nyttelast.
- B. Tosidig jordtrykk, enten fullt eller halvt.
- C. Ensidig horisontal belastning på 10 kPa.

Kommentar til A: Sv Sogn og Fjordane har oppgitt lastene. I bruksgrensetilstanden er terrenget enten påkjent av en karakteristisk, vertikal trafikklast på 10 kPa eller en karakteristisk, vertikal snølast på 5 kPa. Tilfellet med trafikklasten er kritisk.

Kommentar til B: Lastforskriftene sier ikke av hvilket tosidig jordtrykk det skal regnes fullt eller halvt trykk av. Det må derfor i hvert enkelt tilfelle vurderes om det bør regnes med hvilettrykk, aktivt jordtrykk, passivt jordtrykk eller et jordtrykk mellom disse grensejordtrykkene.

Kommentar til C: Lastforskriftene sier ikke hva som er bakgrunnen for den ensidige horisontale belastningen på 10 kPa. Den antas å være en ensidig jordtrykkslast som blant annet ivaretar effekten av ensidig horisontalt jordtrykk fra ubalansert oppfylling på 1 m og begrensede avvik fra horisontalt terreng.

4.2 Jordtrykk og jordreaksjon

I rammeanalysene modelleres jorden via jordlaster og lineære jordfjærer. De vertikale jordlastene omfatter egenvekt av jordoverlagringen og friksjon mellom konstruksjonen og jorden. I henhold til lastforskriftene omfatter de horisontale jordlastene et tosidig jordtrykk, samt et ensidig horisontalt trykk på 10 kPa.

Ytre laster på konstruksjonen i form av nyttelaster og jordlaster må balanseres av reaksjonskrefter i jordfjærene for at global likevekt skal tilfredsstilles. Dette innebærer blant annet at det ensidige horisontale trykket på 10 kPa må balanseres av horisontale reaksjonskrefter i jordfjærene i modellen. Slike jordfjærer kan ikke ta strekk.

Størrelsen på det tosidige jordtrykket mot tunnelveggene bør velges ut fra forventede deformasjoner fordi det avhenger av veggens forskyvning i forhold til jorden rundt:

- Dersom et punkt på veggen står i ro vil jordtrykket utenfor innstille seg på hviletrykk.
- Dersom et punkt på veggen beveger innover vil jorden utenfor avlastes og jordtrykket vil reduseres til et nivå mellom hviletrykk og aktivt jordtrykk.
- Dersom et punkt på veggen beveger seg utover vil trykket mot jorden øke slik at det innstiller seg på et nivå mellom hviletrykk og passivt jordtrykk.

4.3 Tosidig jordtrykk i byggetilstanden

Byggetilstanden defineres her som den tilstand hvor det fylles jordmasser på hver side av tunnelen opp til nivå med taket. Dersom veggene i tunnelen hadde vært stive og stått i ro vil komprimeringen av massene i seg selv medføre et høyere jordtrykk enn hviletrykk. Det at veggene i hvelvet er fleksible og forskyvbare vil imidlertid påvirke jordtrykket. Dersom oppfyllingen utføres balansert, vil veggene i hvelvet presses noe innover på hver side på grunn av det tosidige jordtrykket og taket i hvelvet vil presses noe opp. Dersom massene ikke komprimeres vil jordtrykket derfor innstille seg et sted mellom hviletrykk og aktivt grensejordtrykk. Det skal relativt små forskyvninger til for at jordtrykket reduseres til aktivt trykk, så jordtrykket ville trolig innstilt seg nær aktivt trykk. Tas det i tillegg hensyn til komprimeringseffekten er det grunn til å tro at jordtrykket vil innstille seg på noe i underkant av hviletrykk.

Ved valg av jordtrykkskoeffisienter for byggetilstanden må man ta hensyn til at høyt tosidig jordtrykk mot veggene er kritisk, dvs. at høyt tosidig jordtrykk gir større snittkrefter i tunnelen enn lavt tosidig jordtrykk.

4.4 Tosidig jordtrykk i slutttilstanden

Slutttilstanden defineres her som den tilstand hvor det fylles jordmasser over tunneltaket til nivå med endelig terreng. Dersom veggene i tunnelen hadde vært stive og stått i ro vil komprimeringen av massene medføre et høyere jordtrykk enn hviletrykk. Det at veggene i hvelvet er fleksible og forskyvbare vil imidlertid påvirke jordtrykket. Dersom oppfyllingen utføres balansert, vil det være en tendens til at overlagingen presser taket i hvelvet noe ned og veggene noe utover i forhold til i byggetilstanden. Dette vil øke jordtrykket i slutttilstanden noe slik at det sannsynligvis innstiller seg et sted mellom hviletrykk og passivt jordtrykk. Hvor høyt det tosidige jordtrykket blir avhenger av veggens forskyvning. Det skal relativt store forskyvninger til for å mobilisere passivt jordtrykk, så jordtrykket vil trolig innstille seg på noe i overkant av hviletrykk.

Ved valg av jordtrykkskoeffisienter for slutttilstanden må man ta hensyn til at lavt tosidig jordtrykk mot veggene er kritisk, dvs. at lavt tosidig jordtrykk gir større snittkrefter i betongen enn høyt tosidig jordtrykk.

4.5 Vertikale jordlaster

Tunnelen er påkjent av vertikallast fra jordoverlagringen. I tillegg vil konstruksjonen normalt være påkjent av vertikallast fra skjærspenninger i grensesjiktet mellom tunnelen og

jorden. Disse skjærspenningene kan enten være nedadrettede, slik at konstruksjonen utsettes for påhengskrefter i tillegg til overlagingstrykket, eller oppadrettede.

Retningen på skjærspenningene i grensesjiktet mellom tunnelkonstruksjonen og jorden vil avhenge av relativbevegelsen mellom tunnelveggene og jorden rundt, som igjen påvirkes av tunnelveggene horisontale bevegelse og jordmassenes egenstetning:

- I byggetilstanden hvor tunnelveggene ved tilbakefylling beveger seg innover (vekk fra jorden) vil jorden ha en tendens til å bevege seg innover mot tunnelveggene og nedover. Dette vil gi en tendens til påhengskrefter på konstruksjonen.
- I slutttilstanden hvor tunnelveggene ved fylling over tunneltaket har en tendens til å bevege seg utover (mot jorden) vil jorden ha en tendens til å bevege seg utover og oppover. Dette vil gi en tendens til oppadrettede skjærspenninger på konstruksjonen.
- Når det tilbakefylles jord rundt tunnelhvelvet vil jorden sette seg på grunn av sin egenvekt. Dette vil gi en tendens til påhengskrefter på konstruksjonen.

I dette tilfellet antas jorden i hovedsak å gi påhengskrefter på konstruksjonen.

Størrelsen på opptredende skjærspenninger i grensesjiktet mellom tunnel/jord vil blant annet avhenge av skjærstivheten og skjærstyrken til jorden i grensesjiktet, se avsnitt 3.5. I dette tilfellet hvor det skal etableres en membran utenpå betonghvelvet antas skjærstyrken i grensesjiktet å være lav og påhengskreftene dermed beskjedne. Dette kan rettferdiggjøre at man i en forenklet rammemodell tillater at det tas hensyn til påhengskreftene ved å legge en materialfaktor på jordens tyngdetetthet.

4.6 Jordtrykkskoeffisienter

Effektiv hviletrykkskoeffisient antas gitt av formelen $K_0' \approx 1 - \sin\phi$, hvor ϕ er jordens friksjonsvinkel. Dersom $\phi = 30^\circ$ antas å være en representativ middelerverdi for omfyllingsmassene av sand og leire gir dette $K_0' = 0.5$.

Aktiv og passiv jordtrykkskoeffisient, henholdsvis K_a og K_p , avhenger av opptredende ruhet r i grensesjiktet konstruksjon/jord og av hvor høyt jorden er mobilisert på skjær i henhold til mobiliseringsgraden f . For vurdering av r og f henvises det til Statens vegvesen Veiledning 016 Geoteknikk i vegbygging, Figur 5.2, sidene 226-227 og sidene 14-15.

4.7 Ensidig horisontalt jordtrykk og jordfjærer

I den forenklete rammemodellen forutsettes det at vertikale nyttelaster, egenvekt og ensidig horisontal belastning balanseres av reaksjonskrefter i tre typer jordfjærer i modellen.

For å ta hensyn til motstand mot vertikal sammentrykning av pukkmassene under fundamentene innføres vertikale trykkfjærer med fjærkonstant K_v . Disse kan ikke ta strekk. Fjærkonstanten per fundamentsegment med bredde B i planet og lengde $L = 1$ m normalt planet antas gitt av formelen $K_v = M \cdot B \cdot L / H$ (kN/m), hvor $M \approx 100000$ kPa er ødometermodulen og $H = 1$ m er tykkelsen på pukklaget.

For å ta hensyn til friksjon mellom fundamentene og underlaget av pukk innføres horisontale skjærfjærer med fjærkonstant K_s . Det antas en forenklet lineær arbeidskurve for jordreaksjonen. Fjærkonstanten per fundamentsegment med bredde B i planet og lengde $L = 1$ m normalt planet antas gitt av formelen $K_s = \tau_f \cdot B \cdot L / \delta_f$ (kN/m), hvor τ_f er skjærstyrken og δ_f er den horisontale forskyvning av fundamentet som er nødvendig for å mobilisere full friksjon. I dette tilfellet antas δ_f å være mindre enn 10 mm. Skjærstyrken kan uttrykkes via Coulombs

lov $\tau_f = r_{\max} \cdot \tan \varphi \cdot \sigma_N'$, hvor $r_{\max} = 1.0$ kan antas å være mekaniske ruhet for et fundament som er støpt direkte på puk, $\varphi = 42^\circ$ er friksjonsvinkelen for pukken, σ_N' er det vertikale kontaktrykket i fundamentflaten.

For å ta hensyn til sidestøtten fra jordvolumet utenfor tunnelen når en eller begge tunnelvegger forskyver seg horisontalt utover på grunn av ubalansert horisontallast eller vertikallast på taket innføres horisontale trykkfjærer med fjærkonstant K_h . Disse kan ikke ta strekk. En horisontal forskyvning av en av hvelvets vegger i retning mot jorden vil forårsake mobilisering av en jordtrykkssone utenfor veggen. Dersom forskyvningen blir stor nok vil denne utvikle seg til en passiv jordtrykkssone. I dette tilfellet er det konservativt å anta at en passiv jordtrykkssone mobiliseres fordi myke fjærer er kritisk. I henhold til klassisk jordtrykksteori avhenger utseendet på denne av opptredende ruhet r i grensesjiktet konstruksjon/jord, samt av jordens mobiliseringsgrad $f = \tan \rho / \tan \varphi$, kfr. vedlegg 5. Det antas forenklet at den passive sonen er trekantfordelt med en vinkel med horisontalen på 30° (tilsvarende $r=0$ og $\rho=30^\circ$), se skissen i vedlegg 6.

Den antatte jordtrykksonen inneholder to sandlag og et leirlag. Jordreaksjonen kan simuleres via en seriekoblet fjær. Fjærkonstanten per veggsegment med bredde B i planet og lengde $L=1$ m normalt planet antas gitt av formelen $K_h = k_h \cdot B \cdot L$ (kN/m), hvor $1/k_h = 1/k_1 + 1/k_2 + 1/k_3$ og k_1 , k_2 og k_3 er bidragene fra henholdsvis sandlagene med $RC=95\%$ og $RC=98\%$ og leirlaget. Hver komponent i fjærkonstanten i en gitt dybde z under opptredende terrengnivå antas gitt av formelen $k_i(z) = M_i(z)/L_i(z)$, hvor $M_i(z)$ er ødometermodulen ved representativt spenningsnivå og $L_i(z)$ er lengden på fjæren. Det antas forenklet at representativt spenningsnivå i dybde z er gitt av overlagingstrykket. Fremgangsmåten er skissert i vedlegg 6 for slutttilstanden. Det bør utledes separate fjærer for byggetilstanden i henhold til 2 m lavere terrengnivå.

5 Samvirkeanalyser med PLAXIS

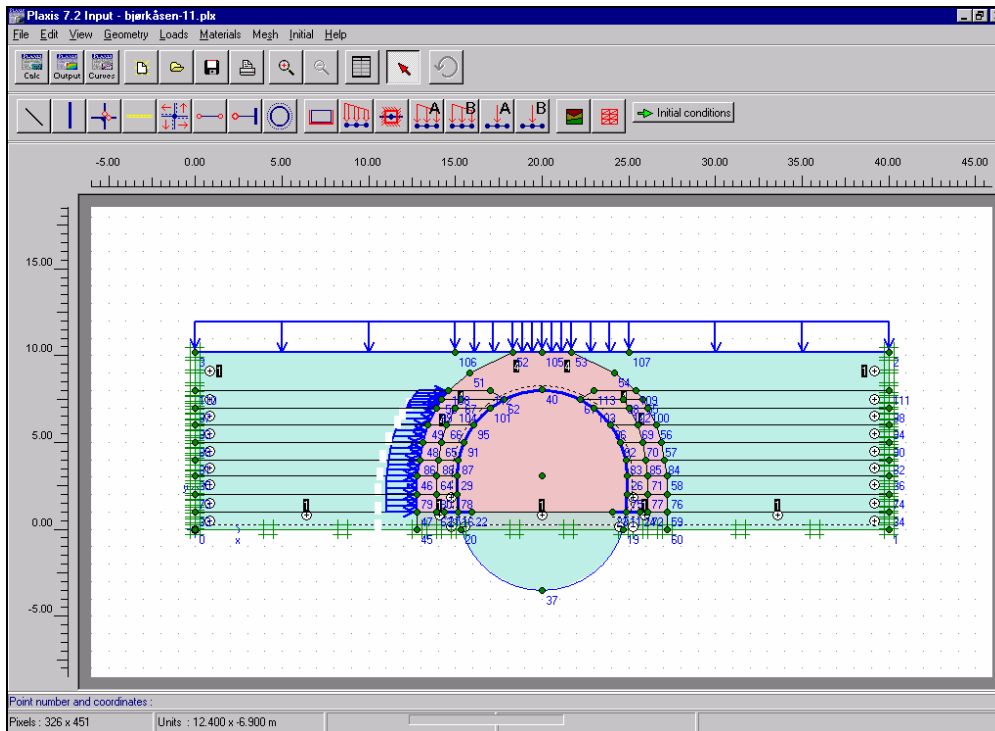
5.1 Geometri og elementmodell

Det er utført samvirkeanalyser med elementmetodeprogrammet PLAXIS, se vedleggene 7 og 8. Analysene er utført i bruksgrensetilstand. Det kan tas hensyn til 2. ordens effekter i analysene ved å velge kontinuerlig oppdatering av elementnettet under beregningene. Dette ble imidlertid ikke gjort fordi analysene med GPROG-RAMME viste at 2. ordens effekter i dette tilfellet har marginal betydning, se kapittel 7.

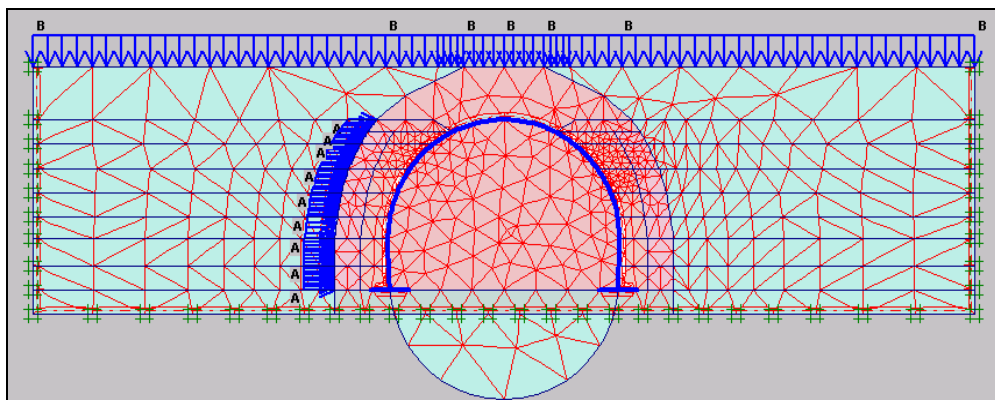
I PLAXIS-analysene representeres betongtunnelen med bjelkeelementer som i GPROG-RAMME. Geometrien spesifiseres via systemlinjer som samsvarer med konstruksjonens senterlinjer, se Figur 1. I tillegg spesifiseres konstruksjonens egenvekt og bøy- og aksialstivhet. Jorden representeres på en mer komplett måte i PLAXIS enn i GPROG-RAMME. I geometrimodellen defineres endelig terrengnivå, lagskiller og fjelloverflaten, se Figur 1. Jordvolumet deles inn i elementer med forskyvningsfrihetsgrader i akseretningene, se Figur 2. Hvert lag tilordnes materialparametere og jordoppførselen simuleres via avanserte jordmodeller. For jordmodeller og materialparametere henvises det til kapittel 3.

Rendene i modellen tilsvarende fjelloverflaten og er fastholdt mot forskyvning. Grensesjiktene fjell/jord og tunnel/jord er modellert via grensesnittelementer som kan ha redusert skjærstyrke og skjærstivhet i forhold til jordvolumet utenfor, se avsnitt 3.5.

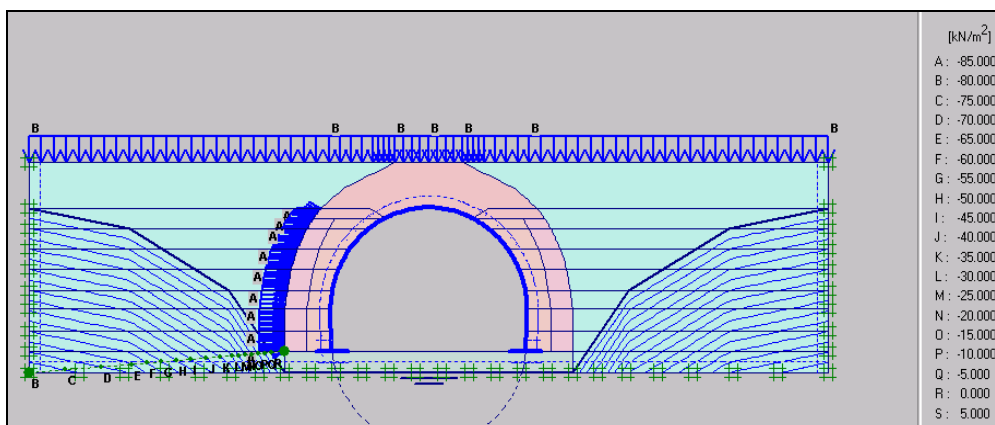
Det er tatt hensyn til at grunnvannet kan stige noe i leirmassene i nedbørrike perioder ved å heve grunnvannstanden i leirlaget i siste fase i slutttilstanden som vist i figur 3.



Figur 1 Geotrimmodell med laster og randbetingelser.



Figur 2 Elementnett med laster og randbetingelser.



Figur 3 Antatt poretrykksfordeling i leiren i siste fase av slutttilstanden.

5.2 Laster og lasthistorie

I PLAXIS-analysene tas det hensyn til at tunnelen opplever en lasthistorie før slutttilstanden nås. Dette medfører at snittkreftene i tunnelen og deformasjonen av denne avhenger av oppfyllingssekvensen og rekkefølgen på ytre laster. Tabell 1 oppsummerer beregningsfasene. I tillegg viser tabellen første og siste lastinkrement, samt feilstatus for en av analysene.

Tabell 1 PLAXIS-analyser. Beregningsfaser, samt beregningsstatus for analyse F.

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	First	Last	Water	Error
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0	0	0	N/A
Underlag	1	0	Plastic	Staged construction	1	29	0	No errors.
Betongkonstruksjonen	2	1	Plastic	Staged construction	30	37	0	No errors.
1 m venstre - 0 m høyre	3	2	Plastic	Staged construction	38	58	0	No errors.
1 m venstre - 1 m høyre	4	3	Plastic	Staged construction	59	70	0	No errors.
2.1 m venstre - 1 m høyre	5	4	Plastic	Staged construction	71	86	0	No errors.
2.1 m venstre - 2.1 m høyre	6	5	Plastic	Staged construction	87	96	0	No errors.
3 m venstre - 2.1 m høyre	7	6	Plastic	Staged construction	97	104	0	No errors.
3 m venstre - 3 m høyre	8	7	Plastic	Staged construction	105	111	0	No errors.
4 m venstre - 3 m høyre	9	8	Plastic	Staged construction	112	122	0	No errors.
4 m venstre - 4 m høyre	10	9	Plastic	Staged construction	123	133	0	No errors.
5 m venstre - 4 m høyre	11	10	Plastic	Staged construction	134	139	0	No errors.
5 m venstre - 5 m høyre	12	11	Plastic	Staged construction	140	148	0	No errors.
6 m venstre - 5 m høyre	13	12	Plastic	Staged construction	149	154	0	No errors.
6 m venstre - 6 m høyre	14	13	Plastic	Staged construction	155	161	0	No errors.
7 m venstre - 6 m høyre	15	14	Plastic	Staged construction	162	167	0	No errors.
7 m venstre - 7 m høyre	16	15	Plastic	Staged construction	168	173	0	No errors.
Ubalansert horisontal last	17	16	Plastic	Total multipliers	174	176	0	No errors.
Fylling over velv	18	17	Plastic	Staged construction	177	183	0	No errors.
Vertikal trafikklast på terreng	19	18	Plastic	Total multipliers	184	187	0	No errors.
Fylling over velv	20	16	Plastic	Staged construction	188	194	0	No errors.
Vertikal trafikklast på terreng	21	20	Plastic	Total multipliers	195	198	0	No errors.
Ubalansert horisontal last	22	21	Plastic	Total multipliers	199	200	0	No errors.
Hevet grunnvannstand	23	19	Plastic	Staged construction	201	202	23	No errors.
Hevet grunnvannstand	24	22	Plastic	Staged construction	203	204	24	No errors.

Det tas hensyn til at oppfyllingen med jord på hver side av tunnelen kan skje med 1 m ubalanse. Generelt fylles det suksessivt opp med 1 m tykke lag med jordelementer på henholdsvis venstre og høyre side av tunnelen til nivå med taket, konferer fase 3-16 i tabell 1. I fasene 5 og 6 er det fylt opp 1.1 m jord fordi dette nivået sammenfaller med geometrilinjen hvor tunnelveggene går over fra å være vertikale til å bli krumme. Byggetilstanden defineres her som den tilstand hvor det er fylt opp jord til nivå med tunneltaket. Etter dette fylles det opp med jordelementer over taket på tunnelen til endelig terreng i analysene. Dette defineres som slutttilstanden.

I henhold til Sv Sogn og Fjordane, kan tunnelen i bruksgrensetilstanden påkjennes av en vertikal trafikklast på terreng $q_v=10$ kPa og en ensidig horisontal last $q_h=10$ kPa. Det antas at q_h blant annet skal ivareta ensidig jordtrykk fra ubalansert oppfylling. Innledende PLAXIS-analyser viser at q_h forårsaker større snittkrefter i tunnelen enn en ubalansert oppfylling på 1 m. Med bakgrunn i dette er q_h påført på venstre side av tunnelen i både bygge- og slutttilstanden, mens q_v påføres på endelig terreng i slutttilstanden, se Figur 1. Snittkreftene i tunnelen og deformasjonene av denne avhenger av lastrekkefølgen. To alternativer er vurdert:

Lastrekkefølge 1: q_h påføres først (fase 17), deretter påføres overlageringen (fase 18) og q_v (fase 19). Til slutt heves grunnvannstanden som vist i Figur 3 (fase 23).

Lastrekkefølge 2: Overlageringen påføres (fase 20) og q_v (fase 21), deretter påføres q_h (fase 22). Til slutt heves grunnvannstanden som vist i Figur 3 (fase 24).

5.3 Parameterstudie

Styrke- og stivhetsegenskapene til den tilbakefylte jorden er beheftet med usikkerhet. Dette gjelder også styrke- og stivhetsegenskapene i grensesjiktene tunnel/jord og fjell/jord. Effekten av avvik i disse parameterne er kartlagt gjennom et parameterstudie, se analysene A-F i tabell 2. Symbolene i tabellen er definert i kapittel 3.

Tabell 2 Parameterstudie med PLAXIS.

Analyse	Variasjon	Leire		Sand	Fjell/jord		Tunnel/jord	
		M (kPa)	φ °	M^{ref} (MPa)	τ_{fi}/τ_f	G_i/G	τ_{fi}/τ_f	G_i/G
A (6)	Referanseanalyse	1000+300·z	25	40-30-20	1	1	0.8	1
B (7)	Leirstivhet og styrke	500+150·z	23	40-30-20	1	1	0.8	1
C (8)	Sandstivhet	1000+300·z	25	30-22.5-15	1	1	0.8	1
D (10)	Grensesjiktet fjell/jord	1000+300·z	25	40-30-20	0.8	0.64	0.8	1
E (9)	Grensesjiktene tunnel/jord, fjell/jord	1000+300·z	25	40-30-20	0.8	0.64	0.8	0.64
F (11)	Grensesjiktene tunnel/jord, fjell/jord	1000+300·z	25	40-30-20	0.8	0.64	0.3	0.09

6 Resultater fra PLAXIS

6.1 Hensikt og forutsetninger

Samvirkeanalysene med PLAXIS gir en mengde resultater som kan belyse jord- og tunneloppførselen.

I denne sammenheng er hensikten med analysene å kontrollere deformasjoner og snittkrefter i tunnelen fra rammeanalyser med GPROG-RAMME som skal brukes i betongdimensjoneringen. I henhold til Sv Sogn og Fjordane, skal armeringen i hvelvet og fundamentene være tosidig og symmetrisk over tverrsnittet og armeringsmengden skal baseres på mest påkjente snitt i disse konstruksjonsdelene. Betongdimensjoneringen utføres derfor slik at det mest påkjente snitt får tilstrekkelig skjærkapasitet og kapasitet for kombinasjonen moment og aksiallast. Med bakgrunn i dette er ekstremverdiene for snittkreftene av spesiell interesse.

Det utføres normalt samvirkeanalyser både i bruksgrensetilstanden og bruddgrensetilstanden som grunnlag for betongdimensjoneringen. I utgangspunktet er det ikke gitt om det er bruddgrensetilstanden eller rissviddekontroll i bruksgrensetilstanden som er dimensjonerende. Resultatene fra bruksgrenseanalysene med PLAXIS kan brukes direkte som grunnlag for rissviddekontroll. Disse kan også omgjøres til verdier som er representative for bruddgrensetilstanden ved at de multipliseres med en passende "sikkerhetsfaktor" som ivaretar effekten av material- og lastfaktorer som tradisjonelt benyttes i bruddgrensetilstanden.

6.2 Analyseresultater

Analyseresultatene som presenteres gjelder for det tilfellet at ubalansert horisontallast og oppfylling er påført på en slik måte at tunnelen skyves mot høyre. Den ubalanserte horisontallasten og oppfyllingen kunne liksom godt vært påført på en slik måte at tunnelen skyves mot venstre. I så fall ville fordelingen av snittkrefter og forskyvninger bli speilvendt i forhold til presenterte resultater. Dette må det tas hensyn til dersom resultatene skal benyttes som grunnlag for betongdimensjoneringen.

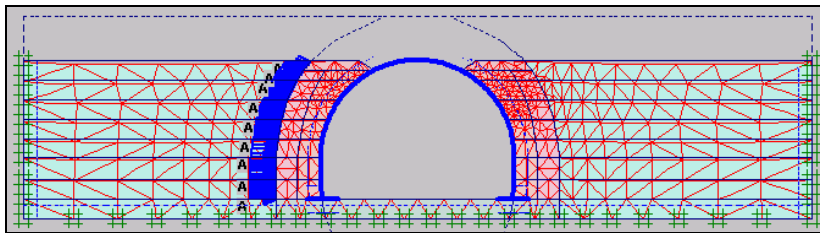
Fordelingen av snittkreftene i tunnelen og forskyvningsmønsteret fra de 6 PLAXIS-analysene er svært like. Med bakgrunn i dette presenteres kun fordelingen av snittkreftene i tunnelen og forskyvningsmønsteret for to analyser A og F. Plottene til venstre i figurene 4, 5 og 6 viser hvordan jordvolumet og tunnelen deformeres i bygge- og slutttilstanden for analyse F, mens plottene til høyre viser tilsvarende momentfordeling i tunnelen. Vedleggene 9-11 viser deformasjoner og snittkrefter i tunnelen (momenter, aksialkrefter og skjærkrefter) for bygge- og slutttilstanden for analyse A. Til sammenligning er tilsvarende snittkrefter fra analyse F gitt i parentes i vedleggene 9-11.

Ekstremverdiene for snittkreftene og forskyvningene opptrer på tilnærmet samme sted langs hvelvet og i fundamentene i de 6 analysene:

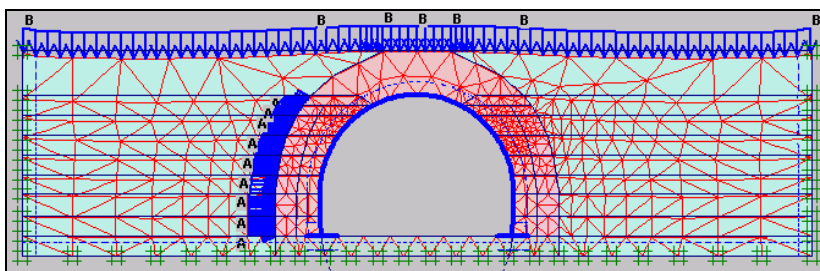
- Forskyvningsmønsteret i vedleggene 9-11 viser at et punkt ca. 6 m oppe på venstre tunnelvegg forskyves mest. For fundamentene er det punktet lengst til høyre på venstre fundament som forskyves mest.
- Momentfordelingen for hvelvet i figur 4 og vedlegg 9 viser at maksimalt moment opptrer nederst i venstre vegg i byggetilstanden (fase 17), mens figur 5 og vedlegg 10 viser at maksimalmomentet opptrer lenger opp i hvelvet i kritisk slutttilstand (fase 19). Figur 6 og vedlegg 11 viser at maksimalt moment opptrer nederst i venstre vegg igjen i siste fase av slutttilstanden (fase 23). Maksimalt moment i fundamentene opptrer midt i venstre fundament.
- Skjærkraftfordelingen for hvelvet i vedlegg 9 viser at maksimal skjærkraft opptrer nederst i venstre tunnelvegg i byggetilstanden, mens vedleggene 10-11 viser at maksimalverdien i slutttilstanden (fasene 19 og 23) enten opptrer nederst i venstre tunnelvegg eller der høyre tunnelvegg går over fra å være vertikal til å bli krum. Maksimal skjærkraft i fundamentene opptrer midt i venstre fundament.
- Aksialkraftfordelingen for hvelvet i de ulike fasene i vedleggene 9-11 viser at maksimal aksialkraft opptrer nederst i tunnelveggene. Maksimal aksialkraft i fundamentene opptrer midt i venstre fundament.

Tabellene 3 og 4 oppsummerer maksimale tallverdier for forskyvning δ_{\max} av og moment M_{\max} i henholdsvis hvelvet og fundamentene for lastrekkefølgene 1 og 2. Tabell 5 oppsummerer maksimale tallverdier for aksialkraften N_{\max} og skjærkraften V_{\max} i tunnelhvelvet for lastrekkefølge 1. Skjærkraftverdier uten parentes opptrer nederst i venstre tunnelvegg, mens verdier i parentes opptrer der høyre tunnelvegg går over fra å være vertikal til å bli krum. Resultater fra samtlige analyser A-F er vist i tabellene.

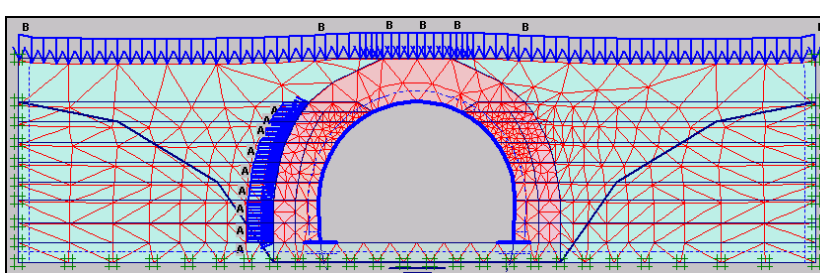
I PLAXIS-analysene er opptredende jordtrykk mot tunnelen deformasjonsavhengig. Vedleggene 12 og 13 viser effektivt normaltrykk σ_N' mot tunnelen og skjærspenninger τ i grensesjiktet tunnel/jord i henholdsvis analysene A og F for bygge og slutttilstanden. Stiplede linjer viser skjærstyrken i grensesjiktet tunnel/jord $\tau_{fi} = r_{\max} \cdot \tau_f$ hvor $\tau_f = \tan\phi \cdot (\sigma_N' + a)$.



Figur 4 Deformert elementnett og momentfordeling i tunnelen i analyse F, byggetilstanden (fase 17).



Figur 5 Deformert elementnett og momentfordeling i tunnelen i analyse F, slutttilstanden før grunnvannsheving (fase 19).



Figur 6 Deformert elementnett og momentfordeling i tunnelen i analyse F, slutttilstanden etter grunnvannsheving (fase 23).

Tabell 3 Ekstrem forskyvning og moment for hvelvet fra analysene A-F.

Lastrekk -følge	Analyse Fase	δ_{\max} (mm)						M_{\max} (kNm/m)					
		A	B	C	D	E	F	A	B	C	D	E	F
1, 2	16 byggetilstand	3.1						43					
1	17 byggetilstand, q_h	6.0	6.3	6.0	6.2	6.3	6.6	81	82	80	79	79	89
	18 slutttilstand, q_h	6.6						57					
	19 slutttilstand, q_h, q_v	6.9	7.0	7.0	7.4	7.5	7.5	69	63	72	71	71	75
	23 slutttilstand, GV	7.1	7.3	7.1	7.6	7.8	7.7	49	48	53	51	51	66
2	20 slutttilstand	4.0						44					
	21 slutttilstand, q_v	4.8						56					
	22 slutttilstand, q_v, q_h	5.8	5.9	5.0	6.2	6.4	6.1	63	57	59	65	65	66
	24 slutttilstand, GV	5.9	6.1	5.9	6.6	6.4	6.3	49	50	47	55	55	69

Tabell 4 Ekstrem forskyvning og moment for fundamentene fra analysene A-F.

Lastrekke-følge	Analyse Fase	δ_{\max} (mm)						M_{\max} (kNm/m)					
		A	B	C	D	E	F	A	B	C	D	E	F
1, 2	16 byggetilstand	2.8						61					
1	17 byggetilstand, q_h	3.6	3.6	3.6	4.0	4.2	4.1	83	85	83	83	83	75
	18 slutttilstand, q_h	4.8						127					
	19 slutttilstand, q_h, q_v	5.0	5.1	5.1	5.8	6.0	5.5	137	138	138	139	138	121
	23 slutttilstand, GV	5.3	5.4	5.4	6.2	6.4	5.8	140	141	140	142	141	126
2	20 slutttilstand	4.2						107					
	21 slutttilstand, q_v	4.6						120					
	22 slutttilstand, q_v, q_h	4.7	4.7	4.6	5.5	5.7	5.2	136	138	123	140	140	123
	24 slutttilstand, GV	5.0	5.0	5.0	6.0	5.8	5.6	137	139	138	141	141	126

Tabell 5 Ekstrem aksial- og skjærkraft i tunnelhvelvet fra analysene A-F.

Lastrekke-følge	Analyse Fase	Aksialkraft, N_{\max} (mm)						Skjærkraft, V_{\max} (kNm/m)					
		A	B	C	D	E	F	A	B	C	D	E	F
1	17 byggetilstand, q_h	214	220	216	212	204	156	89	91	88	88	89	96
	19 slutttilstand, q_h, q_v	545	550	555	541	525	423	(67)	64	(69)	(65)	(64)	64
	23 slutttilstand, GV	539	543	549	532	519	428	78	79	77	80	(83)	81
2	22 slutttilstand, q_v, q_h	535	539	545	532	519	417	64	65	(66)	65	(66)	(70)
	24 slutttilstand, GV	529	531	539	523	514	423	(78)	79	76	(82)	(83)	(85)

6.3 Kritisk analyse, tilstand, lastkombinasjon og lasthistorie

Lokaliseringen av ekstremverdiene for moment, aksialkraft, skjærkraft og forskyvning langs hvelvet og i fundamentene er oppsummert i forrige avsnitt. En sammenligning av disse ekstremverdiene fra samtlige analyser og faser i tabellene 3-5 viser følgende:

- Maksimal forskyvning opptrer i analyse E i fase 23 (lastrekkefølge 1, etter at grunnvannet er hevet i slutttilstanden). Den maksimale forskyvning av punktet ca. 6 m oppe på venstre tunnelvegg og punktet lengst til høyre på venstre fundament er på henholdsvis er på 7.8 mm og 6.4 mm.
- Maksimalt moment i fundamentene opptrer i analyse D i fase 23. Det maksimale momentet midt i venstre stripefundament er på 142 kNm/m.
- Maksimalt moment og skjærkraft i hvelvet opptrer i analyse F i fase 17 (byggetilstanden). Det maksimalt momentet nederst i venstre tunnelvegg er på 89 kNm/m, mens den maksimale skjærkraften nederst i venstre tunnelvegg er på 96 kN/m.
- Maksimal aksialkraft i hvelvet opptrer i analyse C i fase 19 (lastrekkefølge 1, før grunnvannet heves i slutttilstanden). Den maksimale aksialkraften nederst i venstre tunnelvegg er på 555 kN/m.

6.4 Grunnvannsheving

Betydningen av en heving av grunnvannstanden i leirlaget er vurdert for slutttilstanden. Dette tilsvarer en poretrykksøkning i leirlaget og dermed en reduksjon av effektivspenningsnivået og svelling i leirmassene fra fase 19 til 23 for lastrekkefølge 1, alternativt fra fase 22 til 24 for lastrekkefølge 2. Sammenligning av opptredende skjærspenninger i fasene 19 og 23 i vedleggene 12 og 13 viser at svellingen i leirlaget medfører en reduksjon av skjærspenningene som virker mot tunnelhvelvets overflate. Dette forklarer at aksialkraften i hvelvet i tabell 5 reduseres fra fase 19 til 23. Sammenligning av verdiene i tabell 3 for tilsvarende faser viser også at svellingen reduserer det maksimale momentet i hvelvet.

6.5 Stivhet og styrke for jordvolumet

Det er en viss usikkerhet knyttet til stivheten og styrken til jordvolumet utenfor tunnelen. I analyse B er leirens stivhet og styrke redusert i forhold til i analyse A, mens sandlagenes stivhet er redusert i analyse C i forhold til i analyse A. Verdiene i tabellene 3-5 viser at den aktuelle variasjon har liten betydning for maksimale forskyvninger og snittkrefter.

6.6 Grensesjiktet fjell/jord

I analysene A er det benyttet øvre grenseverdier for skjærstyrken og skjærstivheten til grensesjiktet fjell/jord, mens det er benyttet nedre grenseverdier i analyse D. Verdiene i tabellene 3 og 4 viser at en reduksjonen fra øvre til nedre grenseverdier øker forskyvningen av hvelvet og fundamentene med henholdsvis 7 % og 17 %. Dette er som forventet fordi en reduksjonen av stivheten og styrken til grensesjiktet fjell/jord antas å redusere opptredende skjærspenning i grensesjiktet, dvs. jordvolumet henger mindre på skjær langs de vertikale rendene i analysene, slik at jordvolumet setter seg mer i analyse D enn i analyse A. Den aktuelle variasjonen av parameterne for grensesjiktet har imidlertid marginal betydning for snittkreftene i tunnelen.

6.7 Grensesjiktet tunnel/jord og påhengslast

I analyse E er skjærstivheten til grensesjiktet tunnel/jord redusert med 36 % i forhold til i analyse D. Verdiene i tabellene 3-4 viser at dette har marginal betydning for maksimale forskyvninger og snittkrefter.

I analysene A-D er det benyttet øvre grenseverdier for skjærstyrken og skjærstivheten til grensesjiktet tunnel/jord, mens det er benyttet nedre grenseverdier i analyse F. Vedlegg 13 viser at skjærstyrken er nådd langs store deler av tunnelen i fasene 17 og 19 i analyse F, mens vedlegg 12 viser at opptredende skjærspenning er lavere enn skjærstyrken langs hele tunnelen i analyse A. Sammenligning viser også at opptredende skjærspenning er høyere i analyse A enn i analyse F. Den lave skjærstyrken og stivheten for grensesjiktet tunnel/jord i analyse F begrenser størrelsen på opptredende skjærspenninger. Dette er årsaken til at maksimal normalkraft i hvelvet i tabell 5 er ca. 25 % lavere i analyse F enn i analysene A-D. Tabell 3 viser imidlertid at hvelvet utsettes for høyere ekstremmomenter i analyse F enn i analyse A.

7 Sammenligning av resultater fra GPROG-RAMME og PLAXIS

Deformasjonsbildet og fordelingen av snittkrefter i tunnelhvelvet er omtrent lik for analysene med GPROG-RAMME og PLAXIS. Dette innebærer at ekstremverdiene oppstår på omtrent samme sted på konstruksjonen.

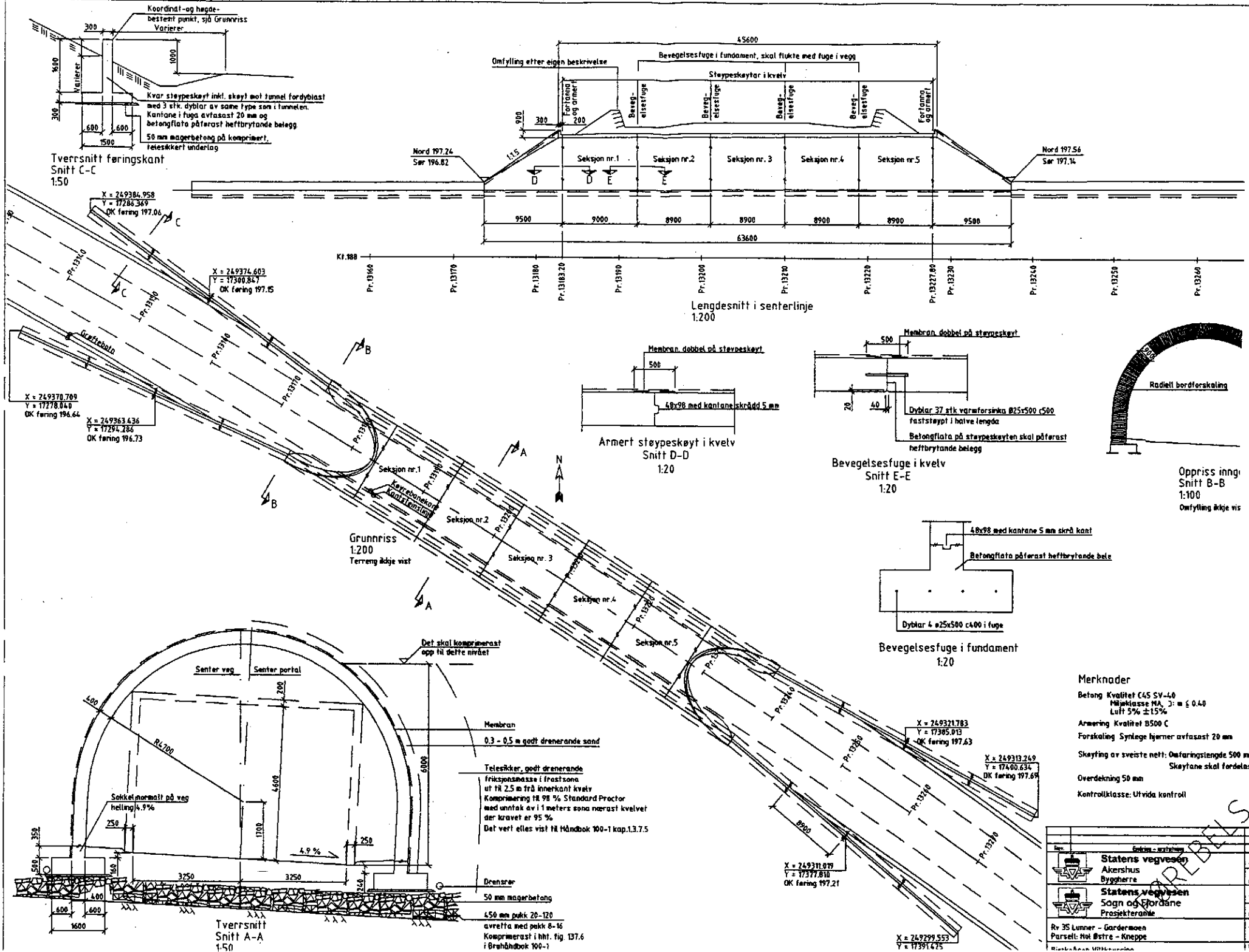
Tabellen under viser ekstremverdier for momentene i hvelvet fra analyser med GPROG-RAMME og PLAXIS i bruksgrensetilstanden. Med maksimalt støttemoment menes her maksimalt momentet nederst i hvelvets vegger, mens det med maksimalt feltmoment menes maksimalt moment lenger opp i hvelvet.

Tabell 6 Sammenligning av ekstreme momenter fra GPROG-RAMME og PLAXIS.

Tilstand	Beskrivelse	Max. moment i hvelvet (kNm/m)	
		støttemoment	feltmoment
Bygge-tilstand	GPROG-RAMME, $K'=0.40$, med 2. ordenseffekter	130	105
	GPROG-RAMME, $K'=0.40$, uten 2. ordenseffekter	129	104
	PLAXIS, beregningsfase 17, uten 2. ordenseffekter	89	74
Slutt-tilstand	GPROG-RAMME, $K'=0.50$, med 2. ordenseffekter	115	77
	GPROG-RAMME, $K'=0.25$, med 2. ordenseffekter	52	127
	GPROG-RAMME, $K'=0.25$, uten 2. ordenseffekter	51	126
	PLAXIS, beregningsfase 19 (23), uten 2. ordenseffekter	57 (66)	75 (51)

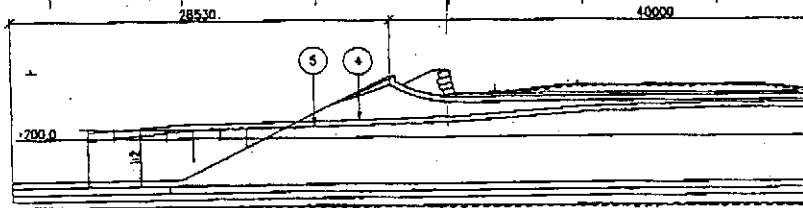
Det er ikke tatt hensyn til 2. ordens effekter i PLAXIS-analysene. Sammenligning av verdiene i tabell 6 for analyser med GPROG-RAMME med og uten 2. ordens effekter viser imidlertid at 2. ordenseffekter i dette tilfellet har marginal betydning for ekstremmomentene.

Sammenligning av verdiene i tabell 6 over viser også at analyser med GPROG-RAMME gir større ekstremmomenter i betongkonstruksjonen enn PLAXIS-analysene. Dette er som forventet både fordi det er benyttet konservative tosidige jordtrykk i analysene med GPROG-RAMME og fordi det begrensede antallet med lineære jordfjærer i modellen bare til en viss grad tar hensyn til jordens stabiliserende effekt. Det er derfor grunn til å tro at resultatene fra GPROG-RAMME er noe konservative, og at betongdimensjoneringen på dette grunnlag derfor vil ligge noe til sikker side.

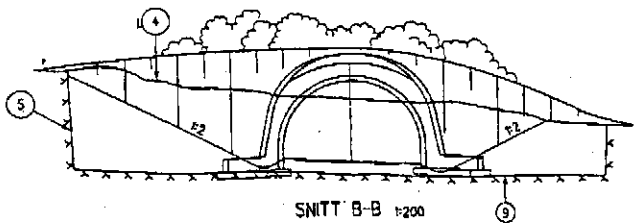


Rev.	Endring - beskrivelse	Dato	Sign.
1	Statens vegvesen Akershus Byggherre		
2	Statens vegvesen Sogn og Fjordane Prosjekterande	Tegn. 22.08.01	
3	Rv 35 Lunner - Gardemoen Parselt: Høi Østre - Kneppe	Byggherre	02-1586

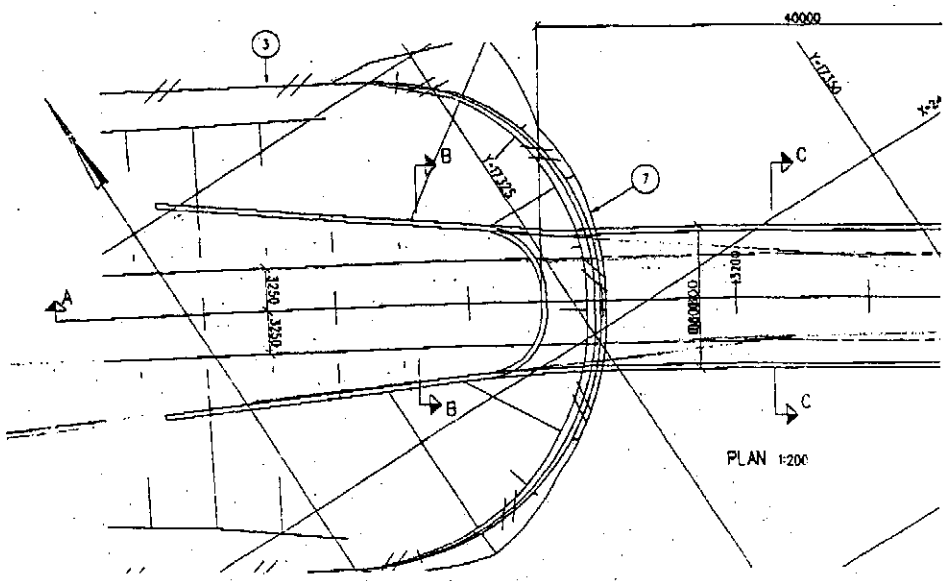
PROFIL NR.	13160	13160	13170	13180	13190	13200	13210
HOR.KURV.							
BREDEDEUTV.							
TVERRFALL							
H.k./b.k.	4.9%						
V.k./b.k.							
PROFIL H.							
TERRENG H.							
TVERRFALL							



SNITT A-A 1:200

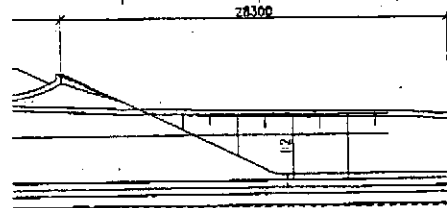


SNITT B-B 1:200

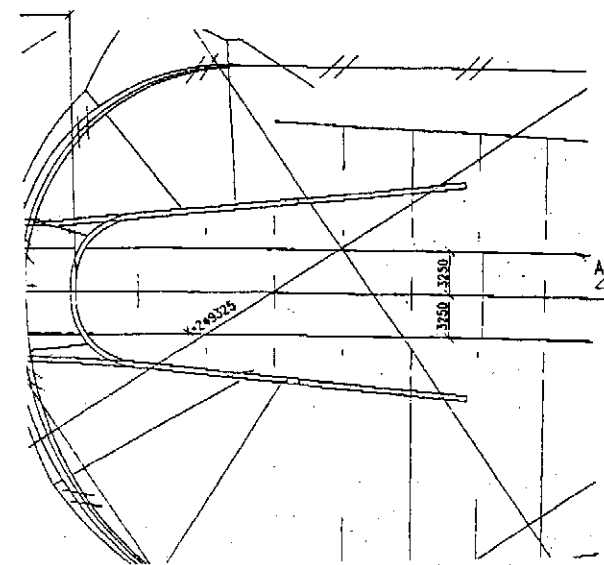
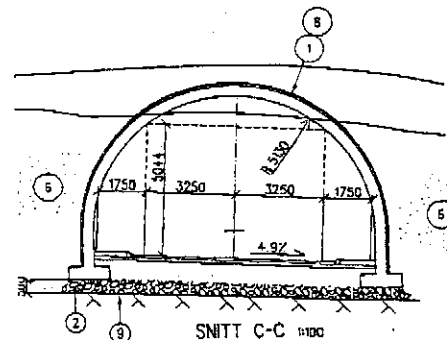


PLAN 1:200

	13230	13240	13250



SNITT C-C 1:100



TEGNFORKLARING:

- 1 BRUKMERK TYPE ICOPAL MONO 503 PA ELLER TILSV.
- 2 BERELAG 450 mm PUNK 20-120 MED AVRETTEKLAG 50 mm PUNK 8-16
- 3 VILTGRERDE
- 4 EKST. TERRENG
- 5 FJELL, FJELLSKJERING
- 6 CRUS TIELLER PUNK 20-250
- 7 NATURSTENMAUR AV SORTERT SPRENGSTEN
- 8 BESKYTTELSESLAG AV ASFALT A6B.1 + 35 mm
- 9 UNDERSPRENT FJELL (TRAUBUNN)

ANMERKNINGER

- PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER:
STATENS VEGVESENS HANDBOK 185 : PROSJEKTERINGSREGLER FOR BRUER
STATENS VEGVESENS HANDBOK 184 : LASTFORSKRIFTER FOR BRUER OG FERJEKAIER I DET OFFENTLIGE VEGNETT
STATENS VEGVESENS HANDBOK 100 : BRUHÅNDBOK - 1, PÅLASSØPTE KULVERTER
STATENS VEGVESENS HANDBOK 026 : PROSESSKØPTE - 2
NS 3473 : PROSJEKTERING AV BETONGKONSTRUKSJONER
- MATERIALKVALITETER:
1. BETONG : C45-SY40
MLVOMKASSE MEGET AGGRESSIVT (MA)
MKS: STENSTØRRELSE DMKS - 22MM
2. SLAKKEMERING : B500C
3. KONTROLLKASSE : UTVIDET KONTROLL FØLGE NS3420 KAPITTEL L
4. SYNLIGE SKARPE HJØRNER AVFASES 20x20 mm DERSOM ANNET IKKE ER ANGITT PÅ TEIINGEN

K8-01

VEDTAK OM TEIORISK GODKJØNING
GodkjØnt som utbedlingsplan av Vegdirektoratets byggedirektorat av 2000-08-03
Oppdragsforvarig : Tor Edv. (sign.) Date : 2000-10-16

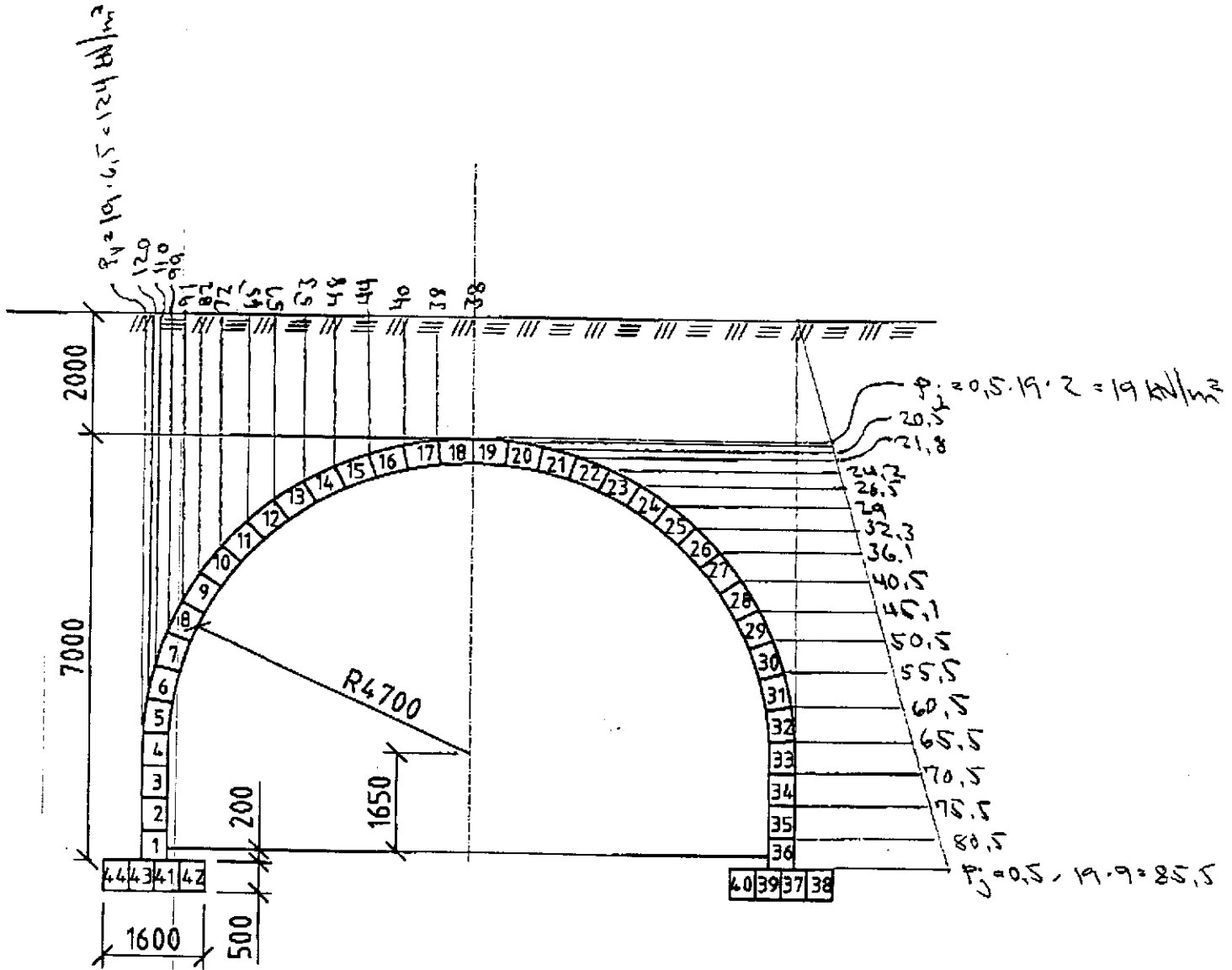
SI	20.10.16	COPIERT AVBESTYRNING	JAV	E	E
SI	20.10.16	FORLØP AV ANBEFØRINGER	JAV	E	E
SI	20.10.16	AVSLUTNING	JAV	E	E
Rev.	Date	Endringer	Rev.	Date	Endringer
Statens vegvesen Akershus			Date:	2000-02-14	
ARILD BERG AN			Rev.:	JAV	
RV 35 LUNNER - GARBØMOEN PARSELL: 3.2 MalØstre - Kneippe			Rev.:	JAV	
BYGGEPLAN: 02-1088 BJØRKEÅSEN VILTKRYSSING OVERSIKTSTEIING			Rev.:	JAV	

K8-01 B3

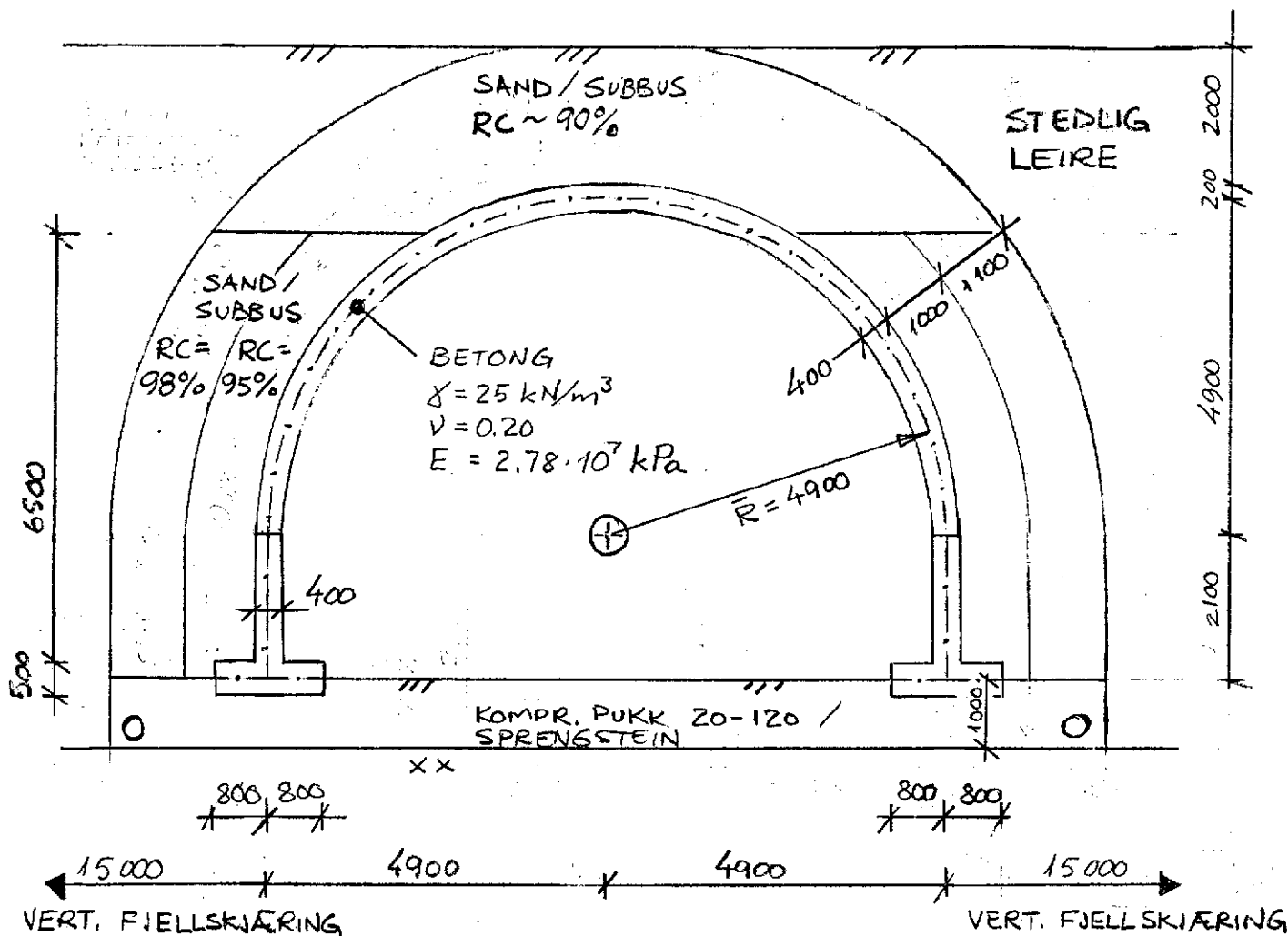
Vedlegg 2. Tegning K8-01 Revisjon B3. Bjørkeåsen Viltkryssing. Oversiktstegning, datert 16.10.01. Opprinnelig terreng, fjellskjering og tilbakefylling. (Nedkopiert.)

-3-

Utregning av jordtrykk



Vedlegg 3. Dimensjonerende tverrsnitt for tunnelen.



ANTAGELSER :

SKI, 30.08.01

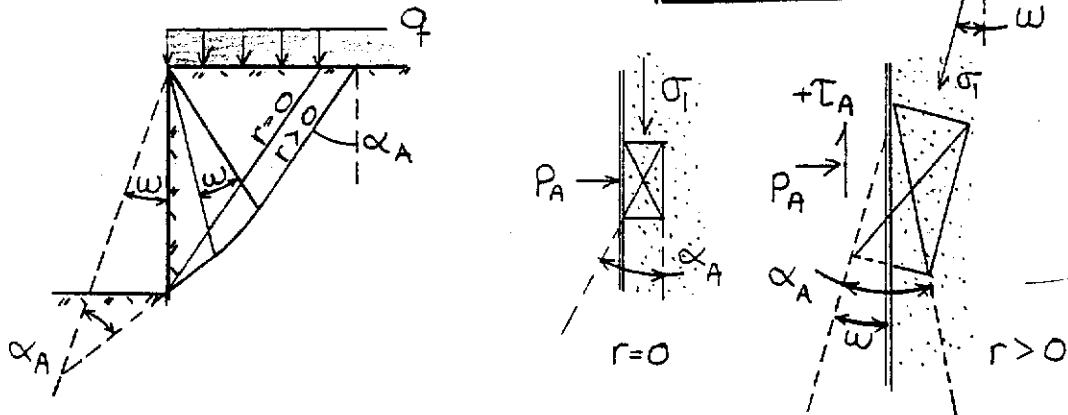
- PLAN TØYNING.
- BRUKSGRENSETILSTAND.
- KORTTIDSSITUASJON (URISSET TVERRSNITT; $E = 2.78 \cdot 10^7 \text{ kPa}$)
- DRENERING (IKKE PORETRYKK)
- KONSTRUKSJONEN DEFINERES VIA SYSTEMLINJEN (SENTERLINJEN), EGENVEKT OG STIVHETER.

NIF-kurs, 1973

Dimensjonering av konstruksjoner i og mot jord
 3. Jordtrykkberegninger, Lars Grande.

$$\begin{aligned} \tan \delta &= \frac{\tan \phi}{\gamma_m} \\ \alpha_p &= \frac{\pi}{4} + \beta/2 \\ \tan \omega &= f_w \cdot \tan \alpha_p \\ f_w &= \frac{1}{r} (1 - \sqrt{1 - r^2}) \end{aligned}$$

AKTIV TILSTAND



PASSIV TILSTAND

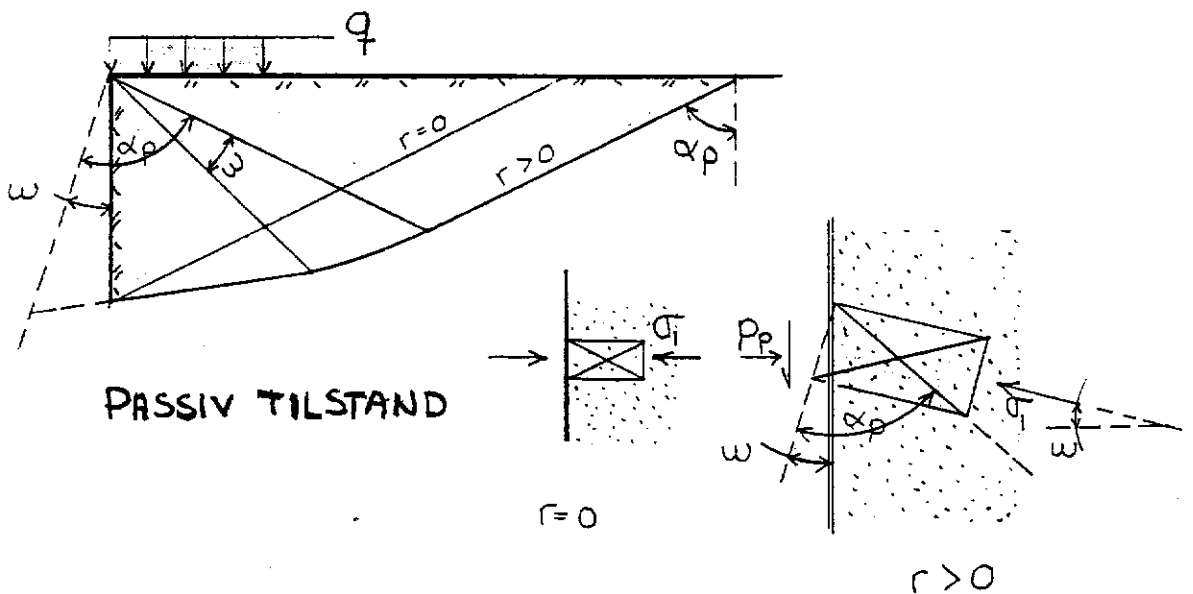
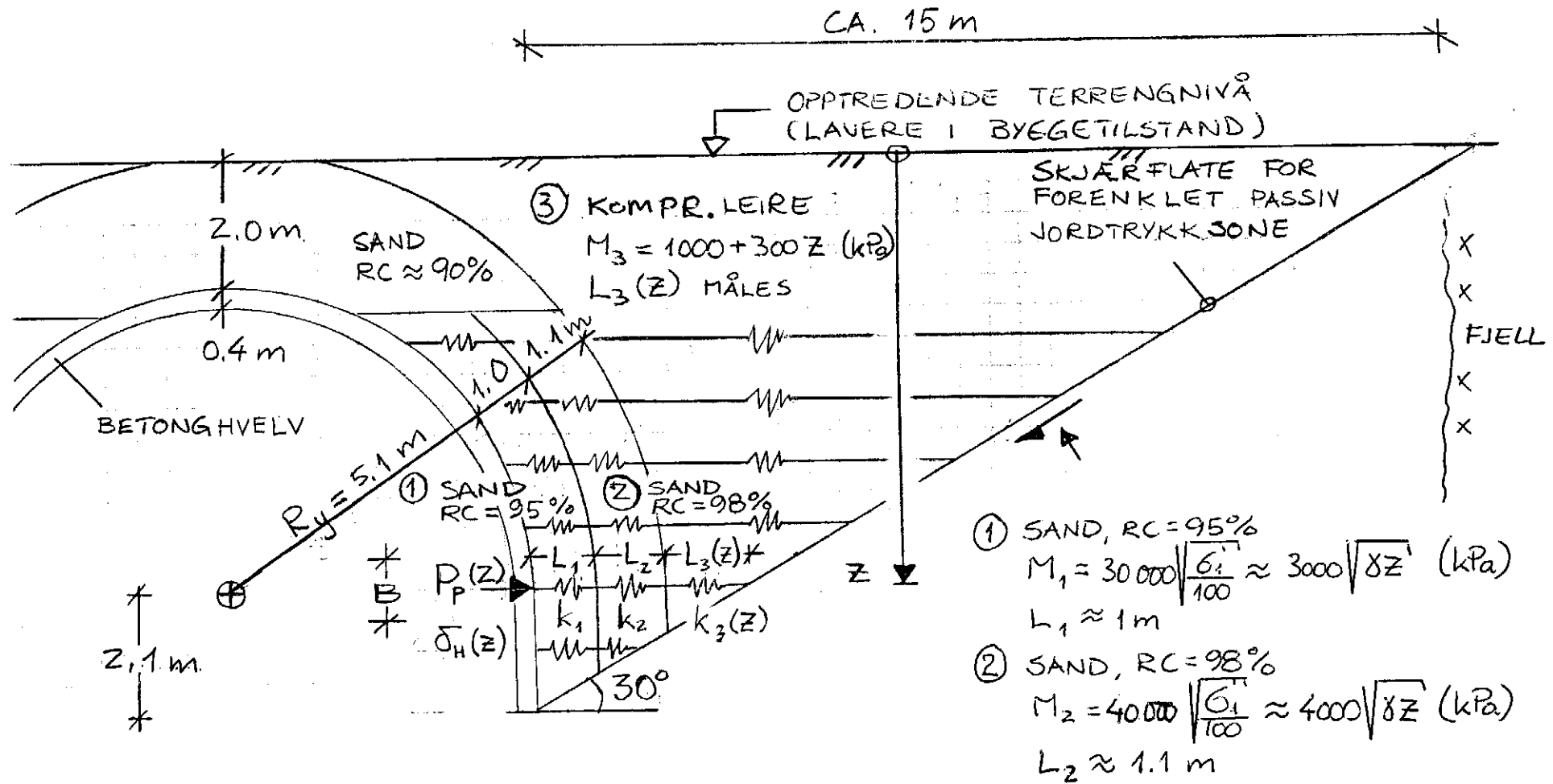


Fig. 21.3. Hovedspenningsretninger i kontaktflaten.

Vedlegg 5. Aktiv og passiv jordtrykkssone i henhold til klassisk jordtrykksteori.

Vedlegg 6. Utleiing av fjærkonstanter for seriekoblede trykkfjærer som gir motstand ved horisontal sammentrykking av jorden utenfor betonghvelvet.



Seriekoblet fjær med fjærkonstant k_H (kPa/m) :

$$\frac{1}{k_H} = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_3} = \frac{L_1}{M_1} + \frac{L_2}{M_2} + \frac{L_3}{M_3}$$

alternativt K_H (kN/m) :

$$K_H = k_H \cdot B \cdot L$$

hvor B er bredden på tunnelsegment i planet (m).
 $L = 1$ m er lengden på stripesegment normalt planet.

Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Version 7

Edited by

R. B. J. Brinkgreve
PLAXIS B.V., Netherlands

E. A. Vermeer
University of Stuttgart, Germany

With co-operation of

K. J. Bakker
P. G. Bonnier
P. J. W. Brand
H. J. Burd
R. J. Termaat

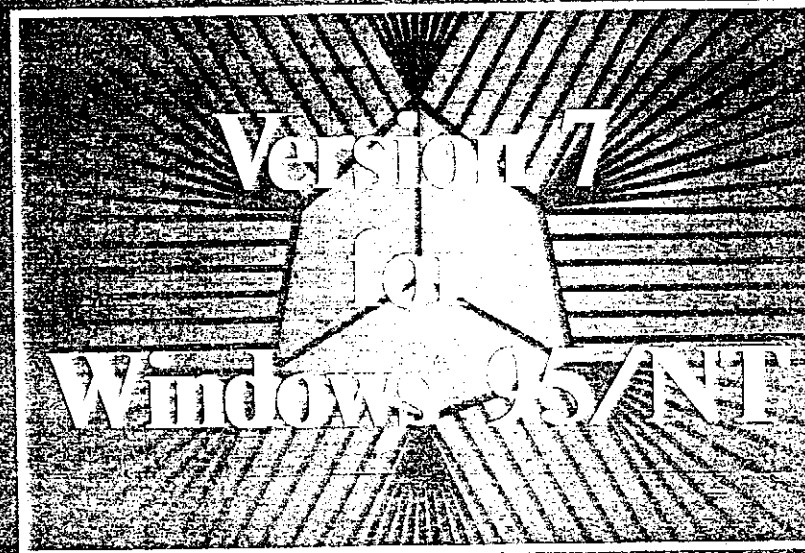


A. A. BALKEMA / ROTTERDAM / BROOKFIELD / 1998



PLAXIS

Finite Element Code for Soil and Rock Analyses



SHORT REVIEW OF FEATURES

PLAXIS is a finite element package specifically intended for the analysis of deformation and stability in geotechnical engineering projects. Geotechnical applications require advanced constitutive models for the simulation of the non-linear and time-dependent behaviour of soils. In addition, since soil is a multi-phase material, special procedures are required to deal with hydrostatic and non-hydrostatic pore pressures in the soil. Although the modelling of the soil itself is an important issue, many geotechnical engineering projects involve the modelling of structures and the interaction between the structures and the soil. PLAXIS is equipped with special features to deal with the numerous aspects of complex geotechnical structures. A brief summary of the important features of the program is given below.

Graphical input of geometry models: The input of soil layers, structures, construction stages, loads and boundary conditions is based on convenient drawing procedures (CAD), which allows a detailed and accurate modelling of real situations to be achieved. From this geometry model a finite element mesh is automatically generated.

Automatic mesh generation: PLAXIS allows for fully automatic generation of unstructured finite element meshes with options for global and local mesh refinement. The mesh generator is a special version of the Triangle generator, which was developed by Sepra¹.

High-order elements: High order elements are available to enable a smooth distribution of stresses in the soil and an accurate prediction of failure loads. In addition to the quadratic 6-node triangular elements 15-node cubic strain triangles are available which perform extremely well in axisymmetric analyses.

Beams: Special beam elements are used to model the bending of retaining walls, tunnel linings and other slender structures. The behaviour of these elements is defined using a flexural rigidity, a normal stiffness and an ultimate bending moment. A plastic hinge may develop for elastoplastic beams, as soon as the ultimate moment is mobilised. Beams may be used together with interfaces to perform highly realistic analyses of a large range of geotechnical structures.

Interfaces: These joint elements are needed for calculations involving soil-structure interaction. They may be used to simulate the thin zone of intensely shearing material at the contact of footings, piles, geotextiles, retaining walls, etc. Values of interface friction angle and adhesion that are not necessarily the same as the friction angle and cohesion of the surrounding soil may be assigned to these elements.

¹ Ingenieursbureau Sepra, Park Nabij 3, 2267 AX Leidschendam (NL)

PREFACE

Development of PLAXIS began in 1987 at the Technical University of Delft as an initiative of the Dutch Department of Public Works and Water Management. The initial brief was to develop an easy-to-use finite element code for the analysis of river embankments on the soft soils of the lowlands of Holland. In subsequent years, PLAXIS was extended to cover most other areas of geotechnical engineering. Because of continuously growing activities, a company named PLAXIS BV was formed in 1993.

Main goals and objectives: PLAXIS is intended to provide a practical analysis tool for use by geotechnical engineers who are not necessarily numerical specialists. It is often the case that practical engineers consider non-linear finite element computations cumbersome and too time-consuming for regular analyses. The PLAXIS research and development team has addressed this issue by designing robust and theoretically sound computational procedures, which are encapsulated in a logical and easy-to-use shell. As a result, many geotechnical engineers world-wide are using the code in practical applications.

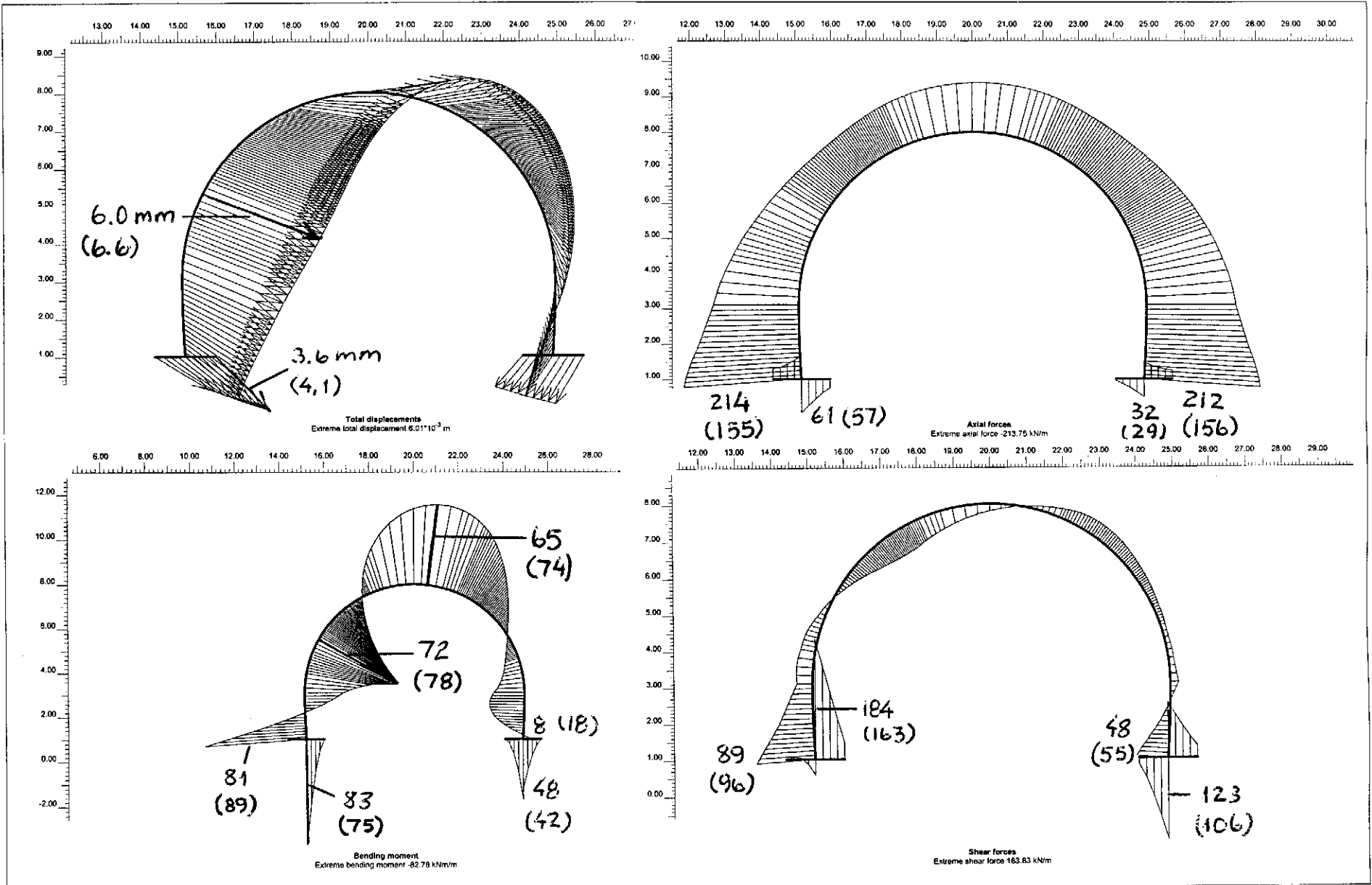
CUR consortium: Research and development is supported by the Center for Civil Engineering Research and Codes (CUR). A consortium of more than 30 European companies contribute financially to these developments. As a result of this financial support, and additional revenues from licensing, it is possible to issue regular update versions of PLAXIS. The CUR consortium also provides a valuable link with engineering practice. Future developments are discussed within the CUR consortium and feedback is provided after new releases of the code.

Scientific support: The development of PLAXIS would not be possible without world-wide research at many universities. In order to ensure that the high technical standard of PLAXIS is maintained, the development team conducts regular surveys of publications within the wide field of geomechanics and numerical methods. In addition, direct support is obtained from the following centres of research:

<i>Delft University of Technology, (NL)</i>	Prof. A. Verruijt, Dr. R.B.J. Brinkgreve
<i>Institut für Geotechnik, Uni Stuttgart, (D)</i>	Prof. P.A. Vermeer, Dr. T. Schanz
<i>Laboratoire 3S, Univ. of Grenoble, (F)</i>	Prof. M. Boulon, Dr. E. Flavigny
<i>University of Oxford, (U.K.)</i>	Dr. H.J. Burd
<i>University of Colorado, (U.S.A.)</i>	Prof. S. Sture, Prof. R.L. Schiffman†
<i>Norwegian Uni. of Science and Tech. (N)</i>	Prof. S. Nordal
<i>Massachusetts Inst. of Tech. (U.S.A.)</i>	Prof. A.J. Whittle
<i>Technical University Graz, (A)</i>	Prof. H.F. Schweiger

The editors

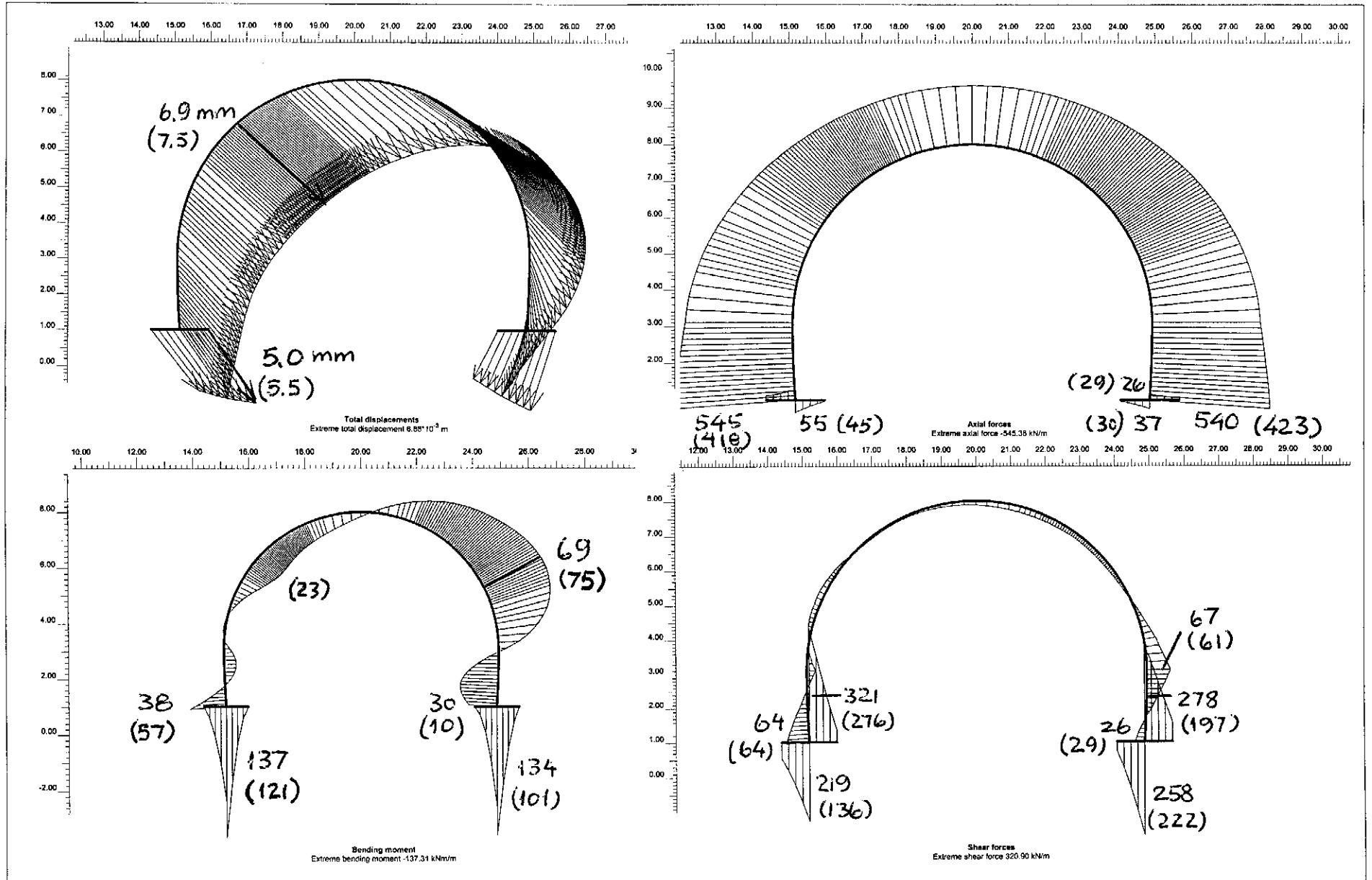
Vedlegg 9. PLAXIS-analyse A, fase 17. Deformasjoner og snittkrefter i tunnelen i byggetilstanden med horisontallast. Verdier i parentes er fra analyse F.



PLAXIS
Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description			
Rv35 Bjørkeåsen viltpassasje			
Project name	Step	Date	User name
bjørkeåsen-6	181	11.09.01	Public Roads Administration

Vedlegg 10. PLAXIS-analyse A, fase 19. Deformasjoner og snittkrefter i tunnelen i sluttilstanden med horisontal- og vertikallast. Verdier i parentes er fra analyse F.

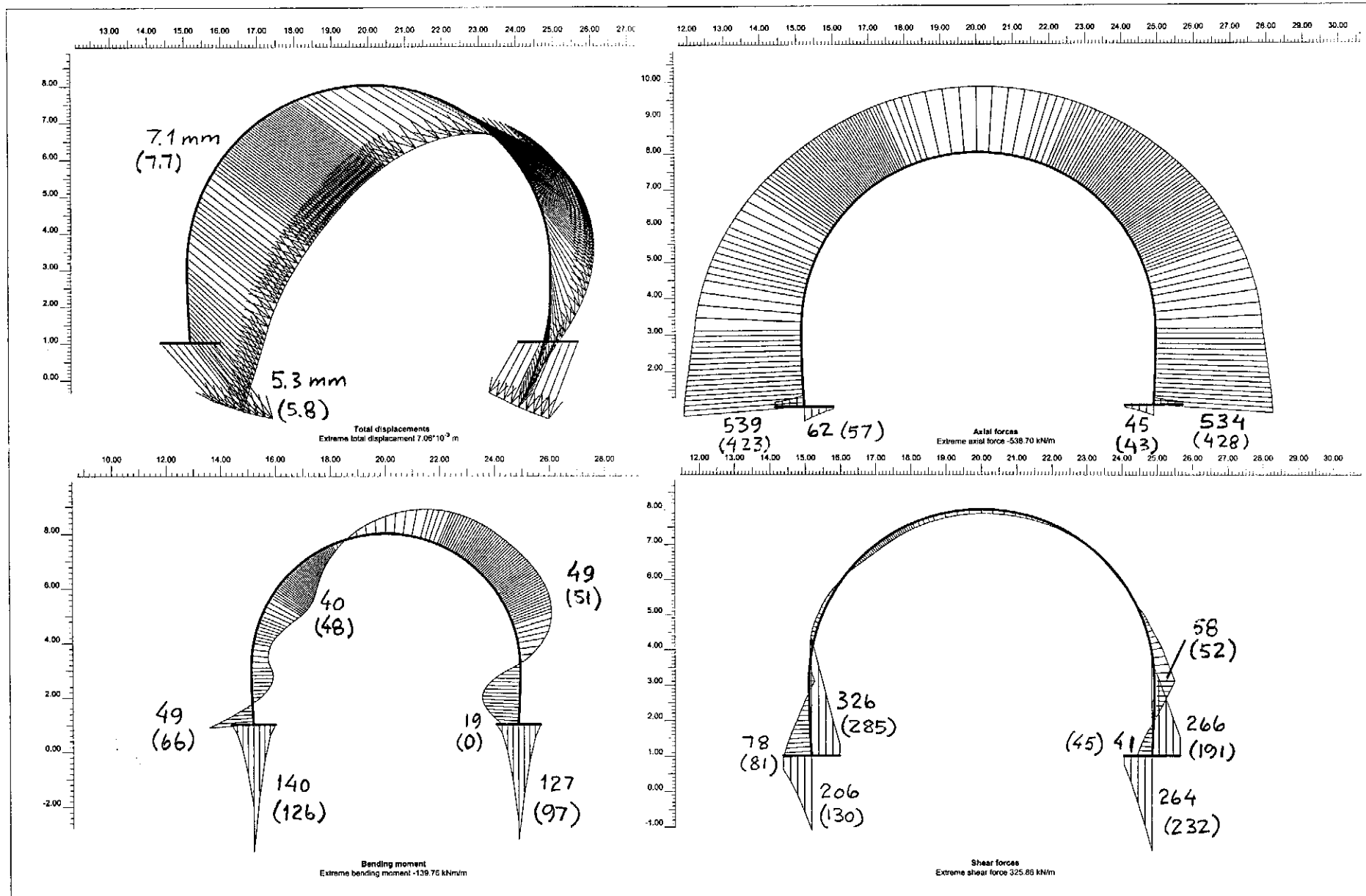


PLAXIS
Finite Element Code for Soil and Rock Analysis

Project description	Rv35 Bjørkeåsen viltpassasje			
Project name	Step	Date	User name	
bjørkeåsen-6	190	13.09.01	Public Roads Administration	

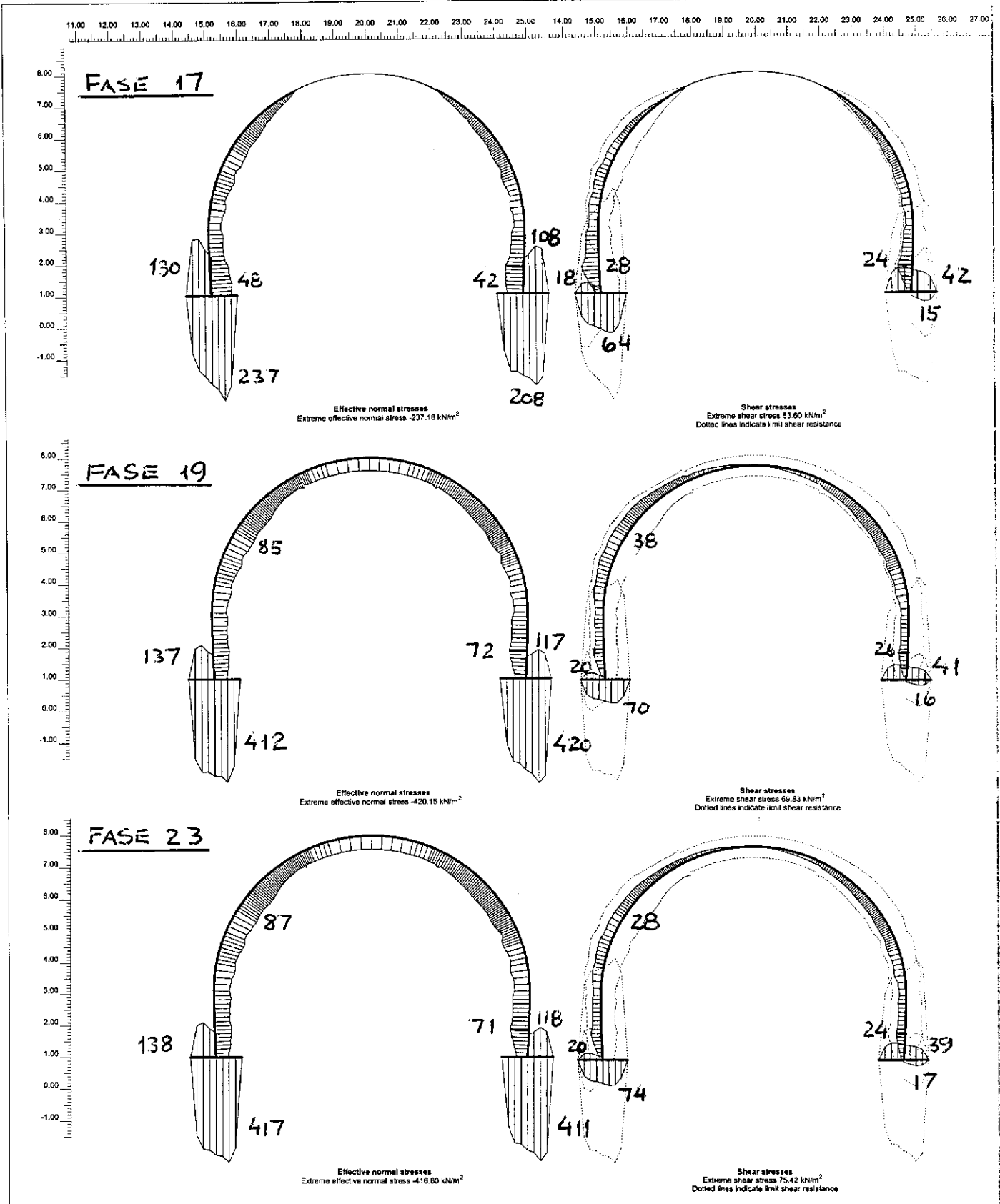
Version 7.7.0 (14)

Vedlegg 11. PLAXIS-analyse A, fase 23. Deformasjoner og snittkrefter i tunnelen i sluttilstanden med laster og hevet GV. Verdier i parentes er fra analyse F.



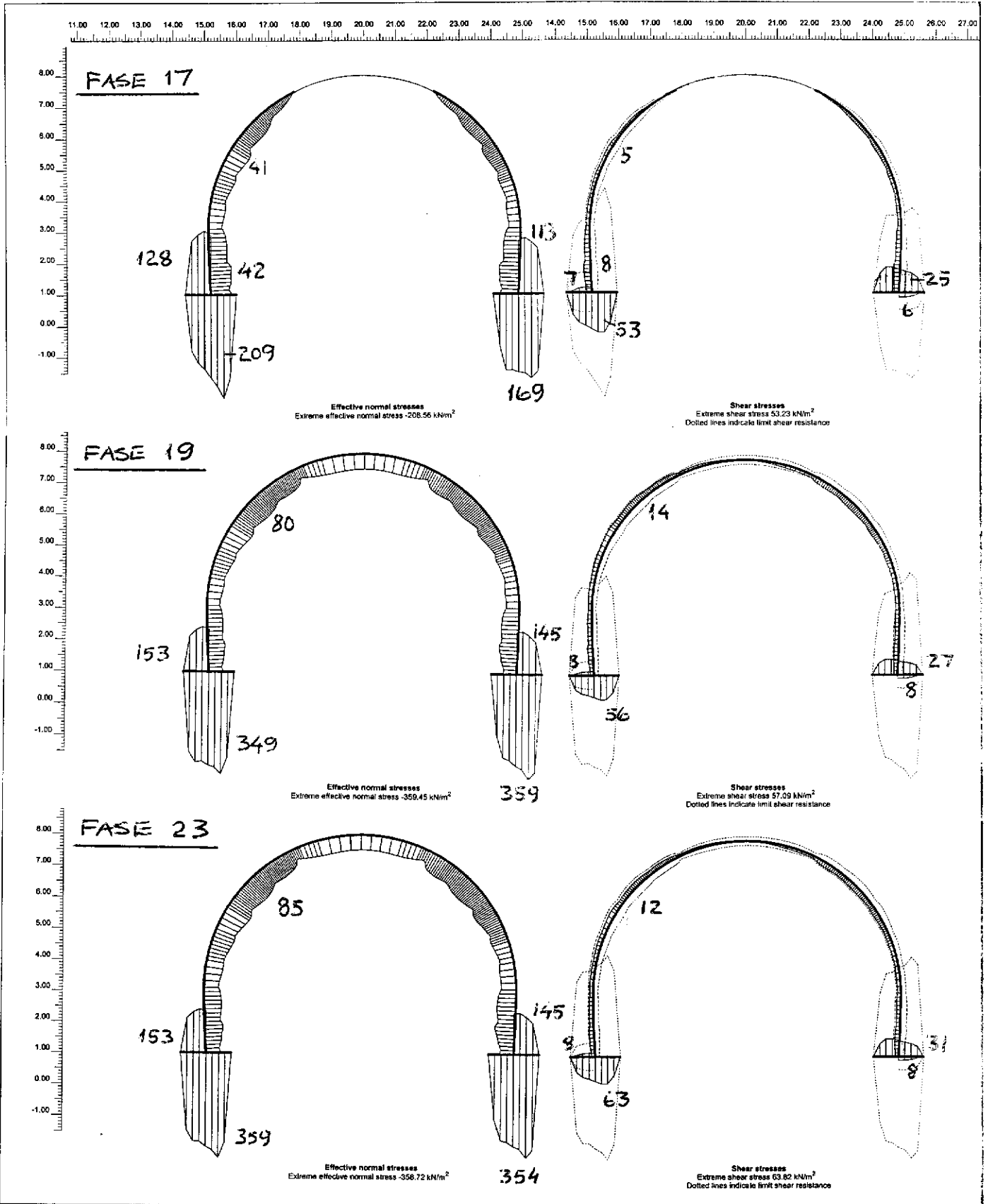
PLAXIS
Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description				Rv35 Bjørkeåsen viltpassasje
Project name	Step	Date	User name	
bjørkeåsen-6	203	28.09.01	Public Roads Administration	



Project description	Step	Date	User name
Rv35 Bjørkeåsen viltpassasje	203	28.09.01	Public Roads Administration
Project name	bjørkeåsen-6		

Vedlegg 12. PLAXIS-analyse A, fasene 17-23. Opptredende skjærspenninger og normaltrykk fra jorden mot tunnelen når det er antatt øvre grenseverdier for skjærstyrke og skjærstivhet i grensesjiktet tunnel/jord ($\tau_{ff}/\tau_f=0.8$, $G_f/G=1$).



PLAXIS
Finite Element Code for Soil and Rock Analyses
Version 7.2.8.147

Project description				Rv35 Bjørkeåsen viltpassasje	
Project name	Step	Date	User name		
bjørkåsen-11	202	28.09.01	Public Roads Administration		

Vedlegg 13. PLAXIS-analyse F, fasene 17-23. Opptrerende skjærspenninger og normaltrykk fra jorden mot tunnelen når det er antatt nedre grenseverdier for skjærstyrke og skjærstivhet i grensesjiktet tunnel/jord ($\tau_{fr}/\tau_f=0.3$, $G_i/G=0.09$).