



## MASTEROPPGAVEN

**Kandidatens navn:** Kristine Hausberg Kjeilen

**Oppgavens tittel:** Numerisk modellering av stasjonshall i fjell i Holmestrand.

**Utfyllende tekst:**

I forbindelse med moderniseringen av Vestfoldbanen planlegger Jernbaneverket en høyhastighetsbane fra Holm til Nykirke med stasjonshall i fjell i Holmestrand. Byggingen av stasjonshallen er et stort og omfattende prosjekt. Stasjonshallen vil få et spenn på ca. 36 m, og bli 250 m lang. Spenningsmålinger har vist gunstige spenninger i fjellet som gjør at hvelvet er regnet til å bli selvbærende. Tidligere erfaringer fra Holmestrandtunnelen viste at området varierte sterkt i oppsprekkingsgrad som medførte ustabil fjell med stabilitetsutfordringer. Numerisk modellering sikter mot bekreftelsen av det målte spenningsforholdet og stabilitetsanalyse med hensyn til spenninger og bergsikringstiltak.

Masteroppgaven representerer en oppfølging av prosjektoppgave gjennomført av kandidaten i høstsemesteret 2010, som beskriver grunnforholdene, og gir en oversikt over ingeniørgeologiske og hydrogeologiske data for stasjonsområdet. Modellenes oppbygging skal baseres på geologisk data presentert i prosjektoppgaven.

Som hjelpemidler for databearbeiding og analyser skal benyttes følgende:

- Numerisk modellering ved hjelp av Phase<sup>2</sup>
- Analyse av mulig kiledannelse i Unwedge

Oppgaven gjennomføres i samarbeid med Jernbaneverket, med Hanne Wiig Sagen som kontaktperson. Ansvarlig faglærer for oppgaven er prof. Charlie Chunlin Li, Institutt for geologi og bergteknikk. Oppgaven skal leveres i 4 trykte eksemplarer samt pdf-versjon.

**Studieretning:** Teknisk geologi

**Hovedprofil:** Ingeiørgeologi og bergmekanikk

**Tidsrom:** 17. januar – 10. juni 2011

Charlie Chunlin Li

---

Faglærer



## **Forord**

Oppgaven er en masteroppgave innen Ingeniørgeologi og bergmekanikk, skrevet ved Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU, i samarbeid med Jernbaneverket. Arbeidet med masteroppgaven er hovedsakelig basert på grunnlagsdata beskrevet i prosjektoppgaven min, *Driftsopplegg for driving av stasjonshall i fjell i Holmestrand*, fra høsten 2010.

Jeg vil takke professor Charlie C. Li ved Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU, for alltid å være tilgjengelig for diskusjoner rundt analyseresultater, og detaljer rundt oppgaven. Takk rettes også til Hanne Wiig Sagen ved Jernbaneverket for samarbeidet, og for å ha bidratt med dokumentasjon.

Trondheim, 10. juni 2011

---

Kristine Hausberg Kjeilen

*Omslagsbilde: Illustrasjon av stasjonshall i Holmestrand (Fagerheim, 2011).*



## Sammendrag

I forbindelse med moderniseringen av Vestfoldbanen skal Jernbaneverket bygge nytt dobbeltspor mellom Holm til Nykirke med ny jernbanestasjon i Holmestrand. Jernbanetraseen tilrettelegges for høyhastighetstog med dimensjonerende hastighet på 250 km/t. Den høye hastigheten stiller strengere krav til dimensjonering av traseen, og løsningen ble å rette ut strekningen og flytte stasjonen i Holmestrand inn i fjell.

Med en spennvidde på 36 m og en lengde på 250 m, er stasjonshallen et stort og omfattende prosjekt. Stasjonen skal ligge i basalt der overdekningen varierer mellom ca. 35-55 m. Basalten er målt til å ha en høy trykkfasthet, og er en så pass sterk bergart at den egentlig ikke burde gi stabilitetsproblemer hadde det ikke vært for oppsprekkingen, og porefylte lavastrømmer.

Oppgaven innebærer numerisk modellering i *Phase<sup>2</sup>* (Rocscience Inc.) av stasjonshall med oppmerksomhet på det målte spenningsforholdet og stabilitetsanalyse med hensyn til spenninger og bergsikringstiltak. Utførte bergspenningsmålinger i stasjonsområdet har målt ekstremt høye spenningskomponenter, og numerisk modellering er blant annet utført for å vurdere det målte spenningsforholdet. Analyseresultatene fra numerisk modellering viser at de målte in-situ spenningene er langt høyere enn de teoretiskberegnete. Den målte vertikalspenningen viser ikke overensstemmelse med den gravitativt induerte, og dette indikerer feil ved utførte spenningsmålinger eller forekomst av geologisk betingede spenninger.

Spenningsmålingene er utført i et skarpt hjørne, og dette kan gi spenningskonsentrasjoner som kan føre til høye spenninger. En annen forklaring på det store avviket mellom målte og teoretiske spenningsverdier kan være forekomst av residualspenninger i målestedet. Uansett er det imidlertid ikke sikkert at de geologiske forholdene for hele stasjonshallen tilsvarer dem i målestedet.

Det er modellert ulike tverrsnitt gjennom stasjonshallen, og felles for de ulike modellene er at de viser rimelig like resultater om forholdene i stasjonshallen. Resultater fra numerisk modellering har vist at strekkbrudd inntreffer i et lite område i hallens krone, og langs liggen med liten utbredelse i vertikalretning. Samtlige numeriske modeller viser lave horisontalspenninger i heng og krone, og dette kan lede til manglende innspenning fra omkringliggende bergmasse. Med det er det vurdert at gjennom systematisk bolting og godt samvirke mellom berg og boltene kan det dannes en trykkbue i taket slik at spenningene i trykkbuen øker. Resultatene som foreligger viser generelt liten forskjell i stabilitetsforhold med og uten bergsikring.

I tillegg til numerisk modellering er det gjort analyse i *Unwedge* (Rocscience Inc.), som er et tredimensjonalt program for å beregne forekomst av potensielle kiler i stasjonen. Det er definert tre sprekesett i basalt hvorav to av disse følger stasjonens akse parallelt, og danner en liten vinkel til aksene. Dette gir risiko for dannelse av kiler, og resultater fra Unwedge-analysen bekrefter muligheter for dannelse av flere kiler i stasjonen der spesielt en kil utpeker seg til å skape stabilitetsproblemer.



## Abstract

With the modernization of the railway in Vestfold, the Norwegian National Rail Administration are going to build a new double railway track between Holm and Nykirke, which includes a new railway station in Holmestrand. The route is adapted for a high-speed railway track with design speed of 250 km/h. The high speed sets stringent demands for the design of the route, and the solution was to create a straight route which led to move the station into the mountains of Holmestrand.

With a span of 36 m and a length of 250 m, the railway station is a large and complex project. The station will be placed in basalt where the overburden varies between approx. 35-55 m. The rock have been measured to have a very high compressive strength, but the rock mass strength is expected to be somewhat reduced because of fracturing and lava flows containing pores filled with calcspar.

The thesis involves numerical modeling of the station with attention to the measured stress ratio, and stability analysis regarding stresses and rock reinforcement. The numerical modeling have been done in *Phase<sup>2</sup>*, which is a 2D elasto-plastic finite element stress analysis program by Rocscience Inc. Rock stress measurements have shown extremely high principal stresses, and numerical modeling is partly performed to evaluate the measured in-situ stresses. The results from numerical modeling show that the measured in-situ stresses are far higher than those being calculated theoretically. The measured vertical principal stress does not agree to the stress distribution due to gravity. Measurements of vertical stress at various sites around the world confirm that this relationship is valid, and this indicates incorrect stress measurements or occurrence of geologically-related stresses.

The in-situ stress measurements are performed in a sharp corner, and this may cause stress concentrations that can lead to high stresses. Another explanation of the large difference between measured and theoretical stress values may be the presence of residual stresses in the measurement site. Anyway, it is not certain that the geological conditions in the station are equivalent to the geological conditions in the measurement site.

It is modeled on various cross-sections through the station, and the different models have in common that they show reasonably similar results about the stability conditions in the station. Results from numerical modeling show that tensile failure occurs in a small area in the crown, and along the floor. All the numerical models show low horizontal stresses in the roof, and this can lead to lack of clamping (compressive stresses) from the surrounding rock mass. This is way it is important with systematic bolting and good interaction between rocks and bolts so that an artificial pressure arch can be formed in the roof. Generally, the results from numerical analysis show a small difference in the stability conditions with and without rock support.

In addition to the numerical modeling, it has been made an analysis in *Unwedge* (Rocscience Inc.). This is a three-dimensional program who calculates the incidence of potential wedges defined by intersecting joints in the rock mass surrounding an underground excavation. In basalt, there are defined three joint sets of which two of these are parallel to the cavern axis, and forms a slight angle to the axis. This may cause formation of wedges, and results from the Unwedge-analysis confirms the possibilities of several wedges to form in the rock mass surrounding the opening. Especially one wedge stands out to create stability problems, and this one occurs in the roof. Unless steps are taken to support this roof wedge, failure may occur. In practical cases it is not generally practical to identify individual wedges in a cavern periphery and the general approach is to design a rockbolt pattern that will take care of all potential wedges. The analysis in *Unwedge* is an important tool to predict and analyze the geometry and the stability of wedges.





## Innholdsfortegnelse

<b>Forord</b> .....	<b>II</b>
<b>Sammendrag</b> .....	<b>III</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>IV</b>
<b>Figurliste</b> .....	<b>VIII</b>
<b>Tabelliste</b> .....	<b>X</b>
<b>Formelliste</b> .....	<b>XI</b>
<b>1 Innledning</b> .....	<b>1</b>
1.1 Bakgrunnen for arbeidet .....	1
1.2 Formålet med oppgaven.....	1
1.3 Begrensninger i oppgavens behandling av temaet.....	2
1.4 Beskrivelse av oppgavens oppbygging .....	2
<b>2 Geologisk beskrivelse av berggrunnen i stasjonsområdet</b> .....	<b>3</b>
2.1 Berggrunnen.....	3
2.2 Oppsprekking .....	3
2.3 Forkastninger og svakhetssoner .....	5
<b>3 Bergspenninger</b> .....	<b>7</b>
<b>4 Stabilitetsproblemer og stabilitetssikring</b> .....	<b>11</b>
4.1 Generelt om stabilitetsproblemer .....	11
4.2 Stabilitetsforhold og stabilitetssikring i stasjonshall .....	12
<b>5 Bergmekaniske egenskaper</b> .....	<b>15</b>
5.1 Bergarters bruddutvikling .....	15
5.2 Bruddkriterium.....	17
5.2.1 Det Generelle Hoek-Brown bruddkriterium.....	17
5.3 GSI.....	18
5.4 Inngangsparametre til numeriske modeller .....	20
5.4.1 Bergspenninger .....	21
5.4.2 Bergmekaniske verdier.....	22
5.4.3 Materialtekniske parametre .....	23
5.4.4 Sprekkeparametre .....	23
<b>6 Numerisk modellering av stasjonshall i fjell i Holmestrand</b> .....	<b>25</b>
6.1 Ulike numeriske metoder.....	25
6.2 Phase <sup>2</sup> .....	26
6.2.1 Geologiske strukturer.....	27
6.2.2 Profil av stasjonshall .....	27



6.2.3	Generelt for alle modellene .....	28
6.2.4	Tverrsnitt km 85,1.....	29
6.2.5	Tverrsnittmodell km 85,3 .....	31
<b>7</b>	<b>Analyseresultater .....</b>	<b>35</b>
7.1	Tverrsnitt km 85,1 .....	36
7.1.1	Terrengmodell km 85,1 .....	36
7.1.2	Tverrsnitt km 85,1 der stasjonshallen er flyttet 5 m lengre ned.....	41
7.1.3	Sammenligning av terrengmodell og modell der stasjonshallen er flyttet 5 m ned .....	43
7.1.4	Tverrsnittmodell av km 85,1 uten terreng.....	44
7.2	Tverrprofil km 85,3 .....	46
7.2.1	Tverrsnittmodell km 85,3 .....	46
7.2.2	Tverrsnittmodell km 85,3 med sprekker.....	50
7.3	Samlede analyseresultater.....	55
<b>8</b>	<b>Unwedge .....</b>	<b>57</b>
8.1	Om programmet <i>Unwedge</i> .....	57
8.2	Kilanalyse av stasjonshall i <i>Unwedge</i> .....	58
8.2.1	Inngangsparametre .....	58
8.2.2	Bestemmelse av kiler .....	59
8.2.3	Spenningsfelt .....	62
8.2.4	Installasjon og analyse av stabilitetssikring.....	62
<b>9</b>	<b>Begrensninger og feilkilder .....</b>	<b>67</b>
9.1	Inngangsparametre .....	67
9.2	Begrensninger ved <i>Phase</i> <sup>2</sup> .....	68
9.2.1	Modelleringsfeil.....	69
9.3	Begrensninger ved <i>Unwedge</i> .....	69
<b>10</b>	<b>Diskusjon.....</b>	<b>71</b>
<b>11</b>	<b>Konklusjon .....</b>	<b>75</b>
	<b>Referanser .....</b>	<b>77</b>
	<b>Vedlegg.....</b>	<b>79</b>



## Figurliste

Figur 1. Rød prikk markerer beliggenhet for stasjonshall i Holmestrand. Modifisert fra Gulesider. ....	1
Figur 2. Sprekkerose og stereoplott for sprekker kartlagt i basalt mellom km 80,670-85,170. Modifisert fra Sagen (2010) og Jernbaneverket (2011). ....	4
Figur 3. Lengdeprofil over stasjonshall og områder rundt. Pil mot Drammen peker mot nord. Modifisert fra Rambøll 2011. ....	5
Figur 4. Spenningsinndeling. Modifisert etter Töyrä (2004). ....	7
Figur 5. Topografiske spenninger. ....	8
Figur 6. Figur til venstre illustrerer hallens akse parallell med sprekkesettets strøk, mens figur til høyre viser hall vinkelrett sprekkesettets strøk (Laughton, 2006). ....	13
Figur 7. Spennings – tøyingsdiagram for henholdsvis sprøtt brudd (klasse II) og seigt brudd (klasse D). Modifisert etter Myrvang (2001). ....	15
Figur 9. Klasse I og II bergarter. Modifisert etter Li (2011). ....	16
Figur 8. Enaksiell belastning av bergartssylinder (Li, 2011). ....	16
Figur 10. Spennings- tøyingskurve for seks bergarter (Li, 2011). ....	17
Figur 11. GSI tabell (Marinos, Marinos og Hoek, 2005). ....	20
Figur 12. Orientering av spenningene i forhold til stasjonshallen. ....	21
Figur 13. Stasjonshallens dimensjonering sammen med tallene 1-4 som viser rekkefølgen for drivingen. ....	27
Figur 14. Trekantede elementer med 3 og 6 noder. ....	28
Figur 15. Gravitativt spenningsfelt med spenningskomponenter ved 3D-spenningstilstand. Tegnet etter Myrvang 2001. ....	28
Figur 16. Tverrprofil km 85,1 av stasjonshall med anbefalte dimensjoner for den numeriske modellen for å unngå at modellens ytterkanter påvirker analyseresultatene. Modifisert fra Larsen & Myrvang 2010. ....	29
Figur 17. Numerisk terrengmodell av stasjonshall tverrsnitt km 85,1 før drivingen har startet. ....	30
Figur 18. Numerisk tverrsnittmodell av km 85,1 uten topografi før driving. ....	31
Figur 19. Lengdeprofil av stasjonshallområdet. Modifisert fra Larsen & Myrvang (2010). ....	31
Figur 20. Numerisk modell av tverrsnittmodell km 85,3. ....	32
Figur 21. Numerisk modell av tverrsnitt km 85,3 med to sprekkesett. ....	33
Figur 22. Uttrykk som er brukt i beskrivelsen av stasjonshallen. ....	35
Figur 23. Fordeling av største hovedspenning rundt det åpne rommet. ....	37
Figur 24. Fordeling av minste hovedspenning for drivesteg 4. ....	38
Figur 25. Totaldeformasjon med deformasjonsvektorer og deformert form av hall. ....	38
Figur 26. Prosentvis fordeling av bergmasse rundt stasjonshall som har gått i brudd. ....	38
Figur 27. Bolt nummerering der bolter merket med gult er plottet. ....	39
Figur 28. Resultatplott av aksialbelastning for 5 utvalgte bolter. ....	40
Figur 29. Aksialbelastning på sprøytebetong langs periferien der området innenfor de to røde linjene representerer heng og krone. ....	40
Figur 30. Venstre: Fordeling av største hovedspenning. Høyre: Fordeling av minste hovedspenning. ....	42
Figur 31. Venstre: Totaldeformasjon med deformasjonsvektorer og deformert form av hall. Høyre: Prosentvis fordelingen av bergmasse som har gått i brudd. ....	43
Figur 32. Fordeling av største hovedspenning rundt stasjonshallen. ....	44
Figur 33. Fordeling av minste hovedspenning rundt stasjonshall. ....	44
Figur 34. Totaldeformasjon med deformasjonsvektorer og deformert form av hallen. ....	45
Figur 35. Prosentfordeling av bergmasse rundt hallen som er gått i brudd. ....	45
Figur 36. Fordelingen av største hovedspenning for steg 4. ....	47



Figur 37. Fordelingen av minste hovedspenning for den åpne stasjonen.....	48
Figur 38. Totaldeformasjon med deformasjonsvektorer og hallens deformerte form. ....	48
Figur 39. Prosentvis fordeling av bergmasse rundt hallen som har gått i brudd.....	48
Figur 40. Resultatplott av aksialbelastning på 5 bolter. ....	49
Figur 41. Boltenummerering. ....	49
Figur 42. Største hovedspenningsfordeling for den åpne stasjonen. ....	51
Figur 43. Minste hovedspenning for steg 4.....	51
Figur 44. Den prosentvise fordelingen av bergmasse rundt hallen som har gått i brudd, samt sprekkeelementer i brudd merket med røde streker. ....	51
Figur 45. Aksialbelastning på bolter og sprøytebetong samt strekkbrudd i noen av boltene. ....	53
Figur 46. Resultatplott av aksialbelastning på utvalgte bolter for tverrsnitt km 85,3 med sprekker. Boltenummereringen kan sees i figur 47.....	53
Figur 47. Boltenummerering der boltene markert med gult er plottet i figur 47. ....	54
Figur 48. Stereonett med dip/dip direction av de tre dominerende sprekkesettene i bergmassen, samt orienteringen til hallen. ....	59
Figur 49. Perspektivbilde av kilene som kan dannes i stasjonshallen.....	60
Figur 50. Kil (9) og (10) lokalisert i hallens ender. ....	61
Figur 51. Tverrsnitt av stasjonshall med driverekkefølgen, og med kiler som kan oppstå i bergmassen rundt hallen.....	64
Figur 52. Bergsikring i form av bolter og sprøytebetong.....	65
Figur 53. Tre bruddmekanismer som kan finne sted i boltene; <i>pullout</i> , strekk og <i>stripping</i> (Rocscience, 2011 c). ....	66
Figur 54. Belastningsdiagram for innstøpt kamstålbolt ( <i>grouted dowel</i> ) (Rocscience, 2011 b).....	66





## Tabelliste

Tabell 1. Gjennomsnittlige spenningsverdier for basalt (Larsen & Myrvang, 2010). .....	21
Tabell 2. Bergmekaniske inngangsparametre som er benyttet i modellene (Myrvang, 2001), (Kjeilen, 2010) og (Jernbaneverket, 2008). .....	22
Tabell 3. Materialtekniske parametre.....	23
Tabell 4. Tre sprekkesett i basalt. ....	23
Tabell 5. Sprekkeparametre.....	24
Tabell 6. Målte verdier av Larsen og Myrvang, 2010. Teoretisk beregnet horisontalspenninger av Li, 2011 a.....	36
Tabell 7. Målte og teoretisk beregnede in-situ spenningsverdier (Larsen & Myrvang, 2010), (Li, 2011 a).....	46
Tabell 8. Hallparametre.....	58
Tabell 9. Bergsikring .....	63
Tabell 10. Effekt av boltesikring på sikkerhetsfaktor. ....	64



## Formelliste

Formel 1. Vertikalspenning.....	8
Formel 2. Det Generelle Hoek-Brown bruddkriterium.....	17
Formel 3. Beregning av $m_b$ .....	18
Formel 4. Beregning av $s$ .....	18
Formel 5. Beregning av $a$ .....	18
Formel 6. Sammenhengen mellom GSI og Q-verdi .....	19
Formel 7. Bergmassekvalitet, Q-metoden.....	19



# 1 Innledning

## 1.1 Bakgrunnen for arbeidet

I forbindelse med moderniseringen av Vestfoldbanen skal nye dobbeltspor fra Holm-Holmestrand-Nykirke tilrettelegges for en høyhastighetsbane med dimensjonerende hastighet på 250 km/t. I Holmestrand skal det bygges en togstasjon, og denne var opprinnelig planlagt i dagen. En stasjon i dagen var ikke mulig da geografiske forhold og det høye hastighetsprofilen tilsa en hastighetsbegrensning på 130 km/t over stasjonsområdet. Løsningen ble å rette ut den 14,2 km lange traseen til en sammenhengende fjelltunnel på 12,3 km. For å oppnå en kurvatur som er tilpasset hastigheter på 250 km/t gjennom Holmestrand, ble stasjonen flyttet inn i Holmestrandfjellet. Stasjonshallens beliggenhet er vist med rød pinn i figur 1.



**Figur 1.** Rød prikk markerer beliggenhet for stasjonshall i Holmestrand. Modifisert fra Gulesider.

Byggingen av stasjonshallen er et stort og omfattende prosjekt da hallen er planlagt til å være 36 m bred, 15 m høy og 250 m lang. Stasjonen vil få fire spor, der to spor i midten vil fungere som gjennomkjøringsspor tilrettelagt for 250 km/t, mens det blir lagd et spor på hver side av disse som vil stoppe og slippe av/ta på passasjerer. I stasjonshallens ender, i henholdsvis nordlige og sørlige del av stasjonen, vil det bli en gradvis innsnevring av tverrsnittet mot en dobbeltsporlig jernbanetrasé.

Stasjonshallen skal ligge i basalt ( $B_1$ ) som består av flere lavastrømmer. Basalten er ventet til å være en sterk bergart med god stabilitet i de sentrale delene av strømmene, og med noe redusert stabilitet i strømtoppene fordi disse kan være porøse pga gassblærer eller de kan inneholde sedimenter som silt og leire. I basalt er det kartlagt og definert tre sprekkesett, der to av sprekkesettene er parallell hallaksen. Spenningsmålinger har vist meget høye spenninger i fjellet, som er gunstig da hvelvet er regnet til å bli selvbærende. Tidligere erfaringer fra Holmestrandtunnelen viste at området varierte sterkt i oppsprekingsgrad der bergartslagenes strøk nesten fulgte tunnelen, og dette bidro blant annet til ustabil fjell med stabilitetsutfordringer.

## 1.2 Formålet med oppgaven

I forbindelse med planleggingen av stasjonshall i fjell i Holmestrand, var det ønskelig med numerisk analyse av stabilitetssituasjonen i stasjonshallen. Numerisk modellering har i de seinere årene blitt et viktig verktøy i forbindelse med prosjektering av underjordiske anlegg. Numeriske analyser kan være til hjelp ved utforming og plassering av et bergrom, og til å dimensjonere stabilitetssikring der modellene gir mulighet til og sikres med bolter av ulike slag samt sprøytebetong.

Målte bergspenninger i stasjonsområdet er funnet til å være veldig høye, og numerisk analyse sikter mot å bekrefte det målte spenningsforholdet. I tillegg til nærmere undersøkelse av spenningene, skal stabilitetssituasjonen og bergsikringen i stasjonshallen studeres gjennom numerisk modellering. På grunn av sprekkesettnes ugunstige orientering i forhold til hallaksen, skal det undersøkes for muligheter for dannelse av kiler i stasjonshallen.

Programvaren *Phase<sup>2</sup>* fra Rocscience Inc., er benyttet som numerisk modelleringsprogram av stasjonshallen. *Phase<sup>2</sup>* er et todimensjonalt elasto-plastisk endelig element program som ble benyttet til å analysere spenninger, deformasjoner, bruddutvikling og bergsikring i stasjonshallen. Programvaren, *Unwedge* fra Rocscience Inc, er et tredimensjonalt stabilitetsanalyse- og visualiseringsprogram som er brukt til å undersøke muligheter for kildannelse i stasjonen.

### **1.3 Begrensninger i oppgavens behandling av temaet**

Denne oppgaven bygger videre på det arbeid forfatter la ned i prosjektoppgaven, *Driftsopplegg for driving av stasjonshall i fjell i Holmestrand*, høsten 2010. Prosjektoppgaven beskriver grunnforholdene, og gir en oversikt over ingeniørgeologiske og hydrogeologiske data for stasjonsområdet. Det er tatt utgangspunkt i dataene i prosjektoppgaven, og benyttet dem som grunnlagsmaterialet for oppbyggingen av de numeriske modellene og til kilmodellen.

Utfordringen med numerisk modellering er kvaliteten på inngangsparametrene. Som nevnt ovenfor er modellene bygget opp fra tilgjengelig geologisk data fra området hvor stasjonen skal ligge. Da byggestart for stasjonshallen ikke er planlagt før i september/oktober 2011, var endelige rapporter om selve stasjonen ikke ferdig i tidsperioden da masteroppgaven ble gjennomført. Grunnlagsmaterialet modelleringen er basert på, er fra foreliggende rapporter som stort sett omhandler hele traseen før det ble avgjort at stasjonen skulle flyttes inn i fjell. Dette gjør at det kan foreligge faktorer som ikke er tatt med i modelleringen, og det kan påvirke riktigheten av modellene og dermed også analyseresultatene.

Som følge av sen ferdigstillelse av rapporter har det vært lite informasjon tilgjengelig om driving og bergsikringsmetodikk av stasjonshallen. Først mot slutten av arbeidsperioden, like før innlevering, mottok forfatter ferske rapporter fra Jernbaneverket som beskrev drivemetode og sikringsopplegg for stasjonshallen. Det var dessverre for sent til å gjøre endringer i de numeriske modellene, og derfor er det virkelige drive- og sikringsopplegget noe forskjellig fra det systemet forfatter har benyttet seg av.

### **1.4 Beskrivelse av oppgavens oppbygging**

På grunn av hallens store spennvidde er det viktig å analysere stabilitetsforholdene før byggingen starter. Numerisk modellering dekker området innenfor den 250 m lange stasjonshallen, og områdene rundt stasjonen som innsnevringssområdene i nord og sør, er ikke vektlagt. Da oppgaven har stor fokus på spenningene i stasjonsområdet, er det valgt å skrive kort om bergspenninger. Oppgaven beskriver detaljene rundt oppbyggingen av numeriske modeller, presenterer og drøfter resultatene fra modellene. Analysen om kildannelse er presentert i et eget kapittel.

## 2 Geologisk beskrivelse av berggrunnen i stasjonsområdet

Dette kapitlet vil gi en kort beskrivelse av berggrunnsforholdene i stasjonsområdet, og det vises til forfatters prosjektoppgave, *Driftsopplegg for driving av stasjonshall i fjell*, fra høsten 2010 for en mer utfyllende beskrivelse.

### 2.1 Berggrunnen

Stasjonshallen er lagt til Holmestrandsfjellet som er et relativt flatt fjellplatå (kote 50 – 80), og som i øst ender i et stup som utgjør en tilnærmet vertikal fjellside. Denne steile fjellsiden er kalt Holmestrandsvæggen, og er tolket til å være en regionalforkastning. På fjellplatået er det stedvis funnet marineavsetninger i form av leire og silt der mektighetene varierer fra tynne, usammenhengende dekker til større mektigheter (Kjeilen, 2010).

Berggrunnen i stasjonsområdet består av ulike bergartstyper. Nederst i profilet finner en Ringerrikesandsteinen, og over den ligger Askergruppen. Over Askergruppen er det avsatt flere basaltiske lavastrømmer som kalles generelt for B<sub>1</sub>-formasjonen, og som videre vil bli omtalt som basalt. Det er ventet at stasjonshallen ikke vil treffe på verken Askergruppen eller Ringerrikesandsteinen. Da stasjonshallen skal ligge i basalt, vil denne omtales videre.

Mellom lavastrømmene kan en finne silt, sandstein og tuff, der lagene med tuff ofte er bløte og svake. Lavakonglomerat og agglomerat finnes mellom basallagene, og resultater fra kjernelogging over stasjonshallområdet har vist konglomerat med godt avrundet 10-30 cm boller. Basalten kan inneholde blærerom, og toppen av en lavastrøm kan være oppsprukket og slaggaktig. Blærerommene og de oppsprukne partiene er fylt med kalkspat, mens sprekker i toppen av basalten kan være fylt med silt og leire. Blærerommene gjør at basalten er mer porøs og svakere enn annen basalt (Kjeilen, 2010), (Jernbaneverket, 2011).

### 2.2 Oppsprekking

Det er kartlagt og definert tre sprekkesett i basalt i den nordlige delen av jernbanetraseen mellom km 80,670-85,170. I følge Jernbaneverket er sprekkesettene strøk/fall målt og definert som (Jernbaneverket, 2008):

Sprekkesett I:

Sprekkesettet (tverrsprekkene) har strøkretning mellom N24°-N96°, vanligst N58°. Fallet veksler mellom 81-88° mot NNV og 68-90° mot SSØ.

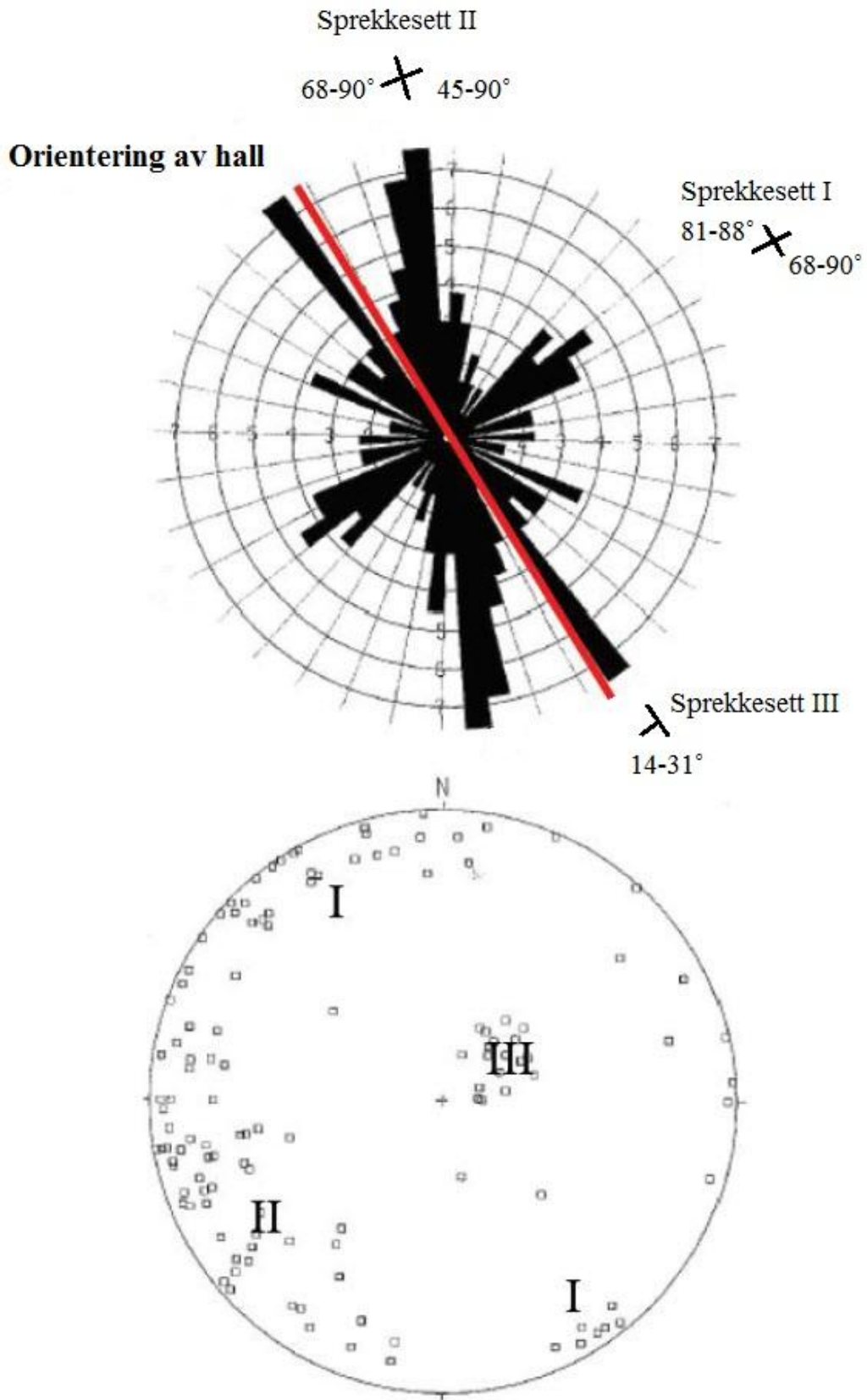
Sprekkesett II:

Sprekkesettet har strøk vekslende mellom N120°-N190°, vanligst N160°, dvs. omtrent parallelt med tunnelaksen. Fallretningen og fallvinkelen veksler mellom 45-90° mot NØ og 68-90° mot SV.

Sprekkesett III:

Subhorisontale lagdelingssprekker med strøkretning mellom N113° og N178°, vanligst N145°. Fallet varierer mellom 14-31° mot SVS, vanligst 21°.

Sprekkerose og stereoplott i figur 2 viser de målte sprekkeene. Av figur 2 er hallens akseorientering vist med rødt, og er orientert ca. 150 grader fra nord. Sprekkesett I er sprekker som er orientert på tvers av hallaksen. Sprekkesett II løper tilnærmet parallelt og med liten vinkel til hallaksen. Sprekkesett III er subhorisontale lagdelingssprekker som følger parallelt med liten vinkel til hallaksen.

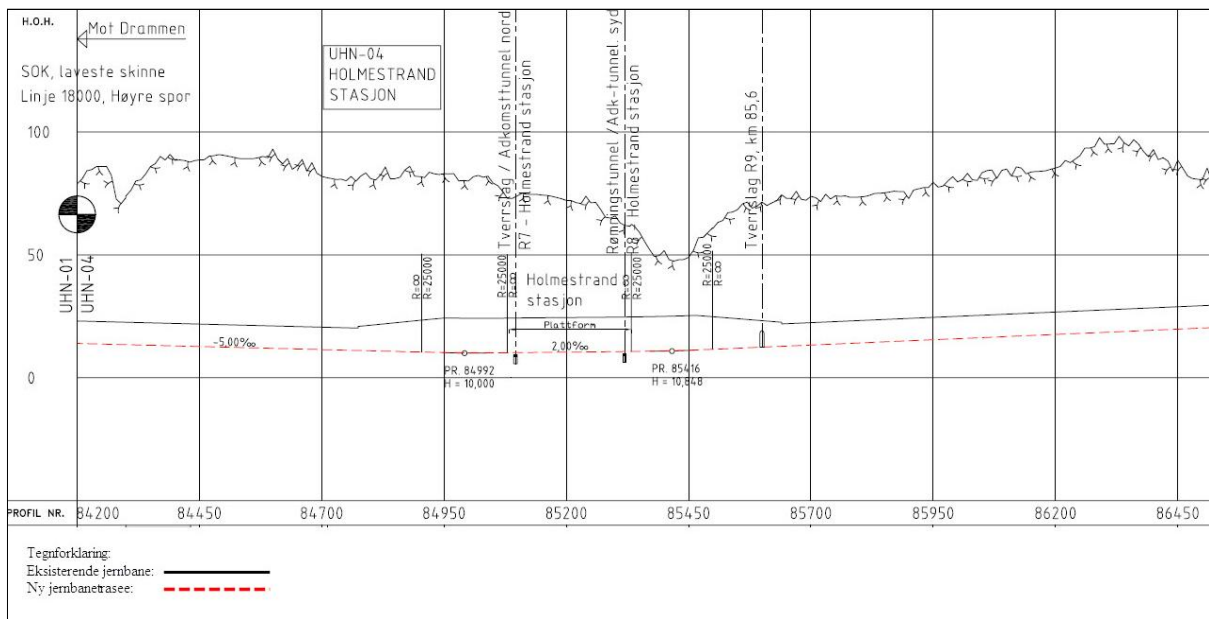


**Figur 2.** Sprekkerose og stereoplott for sprekker kartlagt i basalt mellom km 80,670-85,170. Modifisert fra Sagen (2010) og Jernbaneanverket (2011).



### 2.3 Forkastninger og svakhetssoner

Området langs tunneltraseen er gjennomgått av store og små svakhetssoner. Stasjonshallen går fra ca. km 85,1 til km 85,35 eller profilnummer 85100-85350, som er gitt i figur 3. Resultater fra resistivitetsmålinger fra selve stasjonsområdet indikerer områder som trolig ikke presenterer svakhetssoner, men mineraliserte soner som ikke nødvendigvis trenger å gi problemer for drifvingen. Sør for stasjonshallen krysser jernbanetraseen en forkastning mellom ca. km 85,4 og 85,5. Denne forkastningen går under navnet forkastning A, og er orientert i N-S retning med vinkel 25° til traseen, som for øvrig er en spiss vinkel. Denne forkastningen skjærer ikke selve stasjonshallen, men den vil skjære innsnevringssområdet fra hall til dobbeltsporet jernbanetunnel, og vil medføre høy oppsprekingsgrad og dårlig bergmassekvalitet (Kjeilen, 2010).

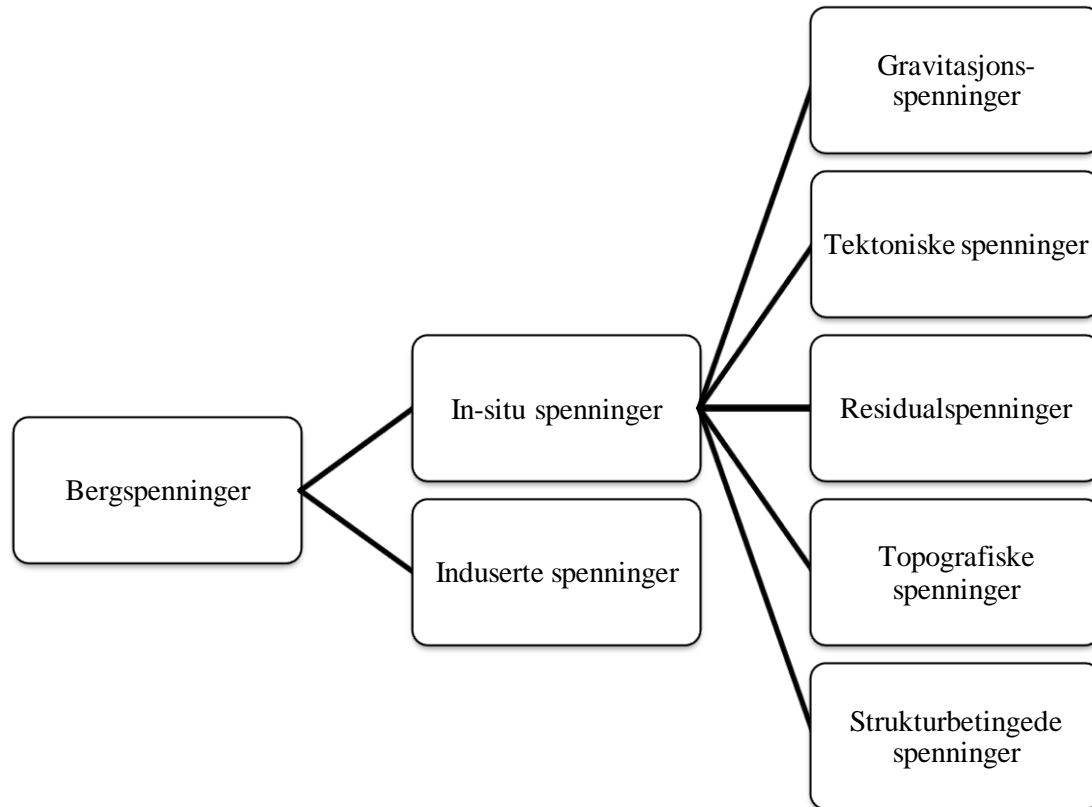


Figur 3. Lengdeprofil over stasjonshall og områder rundt. Pil mot Drammen peker mot nord. Modifisert fra Rambøll 2011.



### 3 Bergspenninger

Spenninger som eksisterer i en bergmasse er et resultat av vekten av de overliggende bergmasser samt den geologiske historien. Bergspenninger kan deles inn i in-situ og induuerte spenninger. In-situ spenninger er de opprinnelig eksisterende spenninger, mens induuerte spenninger er de spenninger som dannes ved underjordisk aktivitet som forandrer det naturlige spenningsfeltet. Videre kan in-situ spenninger deles inn i ulike undergrupper. Figur 4 illustrerer en oversikt over bergspenninger.



**Figur 4.** Spenningsinndeling. Modifisert etter Töyrä (2004).

Spenninger rundt et bergrom oppstår som et resultat av bergrommets form og de spenninger som var på stedet før rommet ble åpnet. Når et bergrom åpnes, vil spenninger forstyrres. Det oppstår en forandring i det opprinnelige spenningsfeltet, og nye spenninger indueres i bergmassen som omgir bergrommet. Spenninger som ble tatt opp av den fjernede massen må omdistribueres til de gjenværende bergmassene rundt det åpne rommet, og tas opp av den gjenværende bergmassen.

Spenningsforholdene i en bergmasse kan være både kompliserte og vanskelig å forutsi.

Bergspenninger kan forårsake problemer knyttet til underjordisk aktivitet, og det er derfor viktig å ha kunnskap om størrelse og retning av in-situ og induerte spenninger. Spenningsrelaterte problemer kan oppstå både ved grunne og dype anlegg. Generelt øker spenningsstørrelsesorden med dybde. Dermed vil spenningsrelaterte problemer, som brudd forårsaket av høye spenninger, øke med dybde. Grunne underjordiske anlegg kan også skape problemer på grunn av høye horisontale spenninger eller i mangel på horisontale spenninger (Töyrä, 2004).

#### Gravitasjonsspenninger

Spenninger defineres generelt som en vertikalspenning og to horisontale spenningskomponenter betegnet som  $\sigma_v$ ,  $\sigma_H$  og  $\sigma_h$ . Gravitasjonskraften er i stand til å sette opp spenninger i berget, og den

vertikale spenningskomponenten er et resultat av vekten av overliggende masser. Vertikalspenningen er gitt ved formel 1 (Etter Myrvang, 2001):

**Formel 1.** Vertikalspenning

$$\sigma_v = \rho gh$$

Der

$\rho$  = vekten av overliggende masser ( $\text{kg/m}^3$ )

$g$  = tyngdens akselerasjon ( $\text{m/s}^2$ )

$h$  = dypet under overflaten (m)

Gjennom flere målinger av in-situ bergspenninger verden over har det vist seg at den vertikale spenningskomponenten stemmer godt overens med den gravitative verdien. Horisontalspenningene er derimot vanskeligere å beregne teoretisk da de ofte overlages av geologisk betingede spenninger. Dette gjør at horisontale spenninger stort sett er større enn vertikalspenninger (Myrvang, 2001).

### Tektoniske spenninger

Tektoniske spenninger finnes i jordskorpen, og i følge Myrvang 2001 har forskning vist at horisontalspenninger i Norge stort sett skyldes denne type spenninger. Store spenninger bygges opp når litosfæreplatene braser sammen, og tektoniske spenninger løses ut gjennom disse jordskjelvene. Den midtatlantiske ryggen skiller den nordamerikanske og den europeiske platen med rundt 2-5 cm hvert år da vulkansk materiale strømmes opp gjennom sprekken og presser platene fra hverandre. På denne måten settes horisontale trykkspenninger opp på begge sider av platene (Myrvang, 2001).

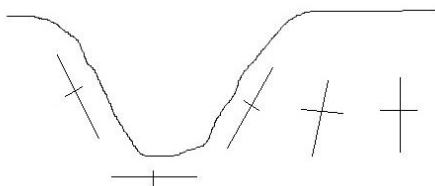
### Residualspenninger

Residualspenninger er ”innelåste” spenninger fra bergets tidligere historie. De utgjør et sett av spenninger som er i indre likevekt. Unormalt høye målte vertikalspenninger kan ofte forklares med slike residualspenninger. I Oslofeltet er det målt høye spenninger i eruptivbergarter (Drammensgranitt, Larvikitt) som muligens kan skyldes residualspenninger (Myrvang, 2001).

### Topografiske spenninger

Topografiske forhold kan påvirke spenningsbildet både i vertikal- og i horisontalplanet, og det snakkes da om topografiske spenninger. Hovedspenningsretningene innstiller seg etter topografien slik at nær dalsider vil en av hovedspenningene være steiltstående og parallell overflaten, en annen hovedspenning vil være tilnærmet horisontal og parallell fjellsiden og en hovedspenning vil være normal overflaten. For et gravitativt spenningsfelt gjelder det at  $\sigma_1$  er steiltstående og parallell fjellsiden,  $\sigma_2$  vil være horisontal og parallell fjellsiden og  $\sigma_3$  står normalt på overflaten, da den vil være null på overflaten. I områder med høye horisontale spenninger kan imidlertid  $\sigma_1$  være horisontal og parallell fjellsiden,  $\sigma_2$  steil og parallell fjellsiden og  $\sigma_3$  normal overflaten (Myrvang, 2001).

Figur 5 illustrerer topografiske spenninger i et fjellområde mellom to dalsider.



**Figur 5.** Topografiske spenninger.

Av figur 5 ser en at største hovedspenning nær fjellsiden er tilnærmet parallell denne, og at minste hovedspenning i samme område er liten og står normalt på overflaten. Lengre innover i berget vil spenningsbildet normalisere seg.

**Strukturbetingede spenninger**

Strukturbetingede spenninger dannes av inhomogeniteter i berggrunnen, der slike inhomogeniteter kan være ulike bergarter med forskjellige egenskaper.



## 4 Stabilitetsproblemer og stabilitetssikring

I dette kapittelet vil det fokuseres på generelle mekanismer for stabilitetsproblemer, og på faktorer som kan skape stabilitetsproblemer i stasjonshallen samt valgte sikringsmetodikk for stasjonen.

### 4.1 Generelt om stabilitetsproblemer

Kunnskap om geologiske forhold kan hindre driftsproblemer eller gjøre at de løses på best mulig måte. Forskjellige geologiske forhold virker inn på stabiliteten i et bergrom. Dette er geologiske forhold som kan ha innflytelse på selve byggingen av det underjordiske anlegget så vel som prisen for ferdigstillelse av anlegget. Disse kan kort oppsummeres i (Nilsen & Broch, 2009):

1. Bergartene kan variere sterkt i styrke og hardhet, og dette er to faktorer som er viktig å ha kjennskap til ved bygging av et berganlegg.
2. Oppsprekkingen gjør bergmassen diskontinuerlig. Antall sprekker, samt deres karakter og orientering i forhold til bergrommets akse har mye å si for stabiliteten.
3. Svakhetssoner som skyvesoner, forkastningssoner, knusningssoner etc. Kunnskap om svakhetssoner kan bidra til at man kan forutsi svakhetssonens mektighet og orientering. Svakhetssoner i berggrunnen kan øke bergets permeabilitet og det medfører økt risiko for vannlekkasjer i anlegget. I tillegg kan svakhetssoner gi økt oppsprekking og dårlig bergmassekvalitet selv utenfor sonens sentrale del.
4. Vannforholdene i berggrunnen reduserer stabiliteten ved å redusere friksjonen på sprekkeplan. I tillegg kan vann i undergrunnen vaske bort materiale i sleppesoner, og grunnvannssenkning kan gi setninger i overliggende løsmasser slik at bygninger kan utsettes for store skader.
5. Bergspenninger kan virke både stabiliserende og destabiliserende. Stabilitetsmessig er moderate spenninger det optimale da lave spenninger kan gi dårlig innspenning, blokkutfall og vannlekkasjer ved åpne sprekker. Gunstige bergspenninger kan virke stabiliserende ved at de fremmer innspenning av hengen slik at hengen blir mer eller mindre selvbærende, og sikringsbehovet reduseres. Samtidig kan spenningene bli for høye slik at de overstiger bergets styrke, og danne nye sprekker.

I forbindelse med underjordisk aktivitet er det viktig å ha god oversikt over de ovenfornevnte faktorene da økt kunnskap om berggrunnen på stedet, vil bidra til å hindre budsjettoverskridelser og øke sikkerheten.

Hovedprinsippet ved bygging av bergrom eller tunneler er å utnytte bergmassens materialeegenskaper slik at berget i størst mulig grad blir selvbærende. Dette oppnås gjennom beste plassering, orientering og ikke minst utforming av anlegget. For å klare dette må en ta hensyn til de rådende forhold i bergmassen ved bergrommets design.

Det er ofte begrensninger knyttet til valg av plassering av et bergrom. Dette kan skyldes atkomstforholdene, valg av påhugg, trafikkforhold eller økonomiske betingelser. God stabilitet oppnås ved å gi bergrommet best mulig orientering i forhold til detaljoppsprekking og hovedspenningsretninger. Med bergrommets form og utforming menes det at det skal oppnås mest mulig jevnt fordelte trykkspenninger tangentialt til bergrommets periferi. Dette oppnås ved å gi bergrommet et hvelvet tak, og myke overganger mellom såle, vegger og tak, da skarpe hjørner i disse overgangene kan gi spenningskonsentrasjoner som kan overstige bergartsstyrken og danne brudd. Spennvidden er avgjørende for stabiliteten, og det er hovedsakelig hengen som er kritisk (Nilsen & Broch, 2009).

Ved utsprengning av en tunnel eller et bergrom vil det oppstå endringer i bergmassens materialeegenskaper, spenningsforhold og vannforhold. Bergmasse er fjernet og sprengningen kan ha påført bergmassene nye sprekker, og deformasjoner mot det åpne rommet kan finne sted. Spenningene forandres og induerte spenninger kan være høyere eller lavere enn de opprinnelige spenningene. Videre kan det utsprengte bergrommet virke som en drenasje da vann får frie flater å strømme mot, og vannlekkasjer medfører økte kostnader i form av tetting og høyere risiko for ustabilitet. Vannlekkasjer inn i en tunnel eller et annet bergrom kan føre til senkning av grunnvannstanden og poretrykk, som igjen kan gi setninger i eventuelle løsmasser på og nedenfor fjellet dersom det ikke settes til verk tiltak.

De geologiske faktorene som er nevnt ovenfor kan alene eller sammen gi stabilitetsproblemer. Grunnforholdene er forskjellig fra anlegg til anlegg, og det er derfor vanskelig å klassifisere stabilitetsproblemer. Det er imidlertid mulig å dele stabilitetsproblemer inn i fire ulike hovedtyper basert på hvordan problemene oppstår eller oppfører seg (Nilsen & Broch, 2009):

1. **Utfall av masser** på grunn av deres tyngde. Et slikt stabilitetsproblem kan opptre i bergrom i områder med lave spenninger. Orienteringene av diskontinuiteter og deres friksjonsforhold vil ha en avgjørende betydning på stabiliteten.
2. **Avskalling av bergmasser** i form av bergslag og sprakeberg. Denne typen problemer oppstår i harde bergarter der høye trykkonsentrasjoner eller anisotrope spenninger kan overskride bergmassens styrke. Vann kan påvirke materialstyrken, og virke destabiliserende.
3. **Utpressing av bergmasser** fra svakhetssoner eller svake bergarter. Dette problemet er knyttet til dannelse av svelletrykk som kan oppstå når enkelte leirminerale får tilgang på vann, eller skviseberg som skyldes bergtrykk på svake bergarter eller oppknuste masser.
4. **Utvasking av masser** fra svakhetssoner eller lettsmuldrende bergarter.

Stabilitetsforholdene i en bergmasse er avgjørende for drivetid og sikring av tunnel/bergrom, og kan ha stor innvirkning på kostnader. Ved dårlig stabilitet kan sikringskostnadene overstige sprengningskostnadene, og drivetiden kan bli lengre enn under bedre forhold (Nilsen & Broch, 2009).

## 4.2 Stabilitetsforhold og stabilitetssikring i stasjonshall

Norge er en typisk "hard rock"-provins med harde og sterke bergarter. Slike bergarter vil generelt gi bedre stabilitet enn svake. Stasjonshallen skal drives i basalt ( $B_1$ ), der trykkfastheten er målt til 196,8 MPa (Kjeilen, 2010). Denne høye verdien indikerer sterkt berg, og det gjør at basalten egner seg til de fleste byggetekniske formål. En slik sterk basalt vil tåle høye spenninger, men avskalling og bergslag kan inntreffe plutselig dersom bergets styrke overskrides.

Basalten er en så pass sterk bergart at den egentlig ikke burde gi stabilitetsproblemer hadde det ikke vært for oppsprekkingen, og porefylte lavastrømmer i toppen av basalten. Sedimentlagene mellom basalstrømmene kan være dårlig konsolidert, og blærerom gjør basalten mekanisk svakere. Tidligere erfaringer fra Holmestrandtunnelen viste at basalten varierte sterkt med hensyn til oppsprekking og sleppedannelse. Toppen av lagene var porøs og inneholdt kalkspatfylte blærerom og tynne lag av sandstein og siltstein. Under drivingen ble det truffet på noen tilfeller med forvitring eller leirlommer i strømtoppene, som gav ustabil masse. Stort sett var lagene brukbar, men med noe redusert stabilitet (Jernbaneløst, 2008).

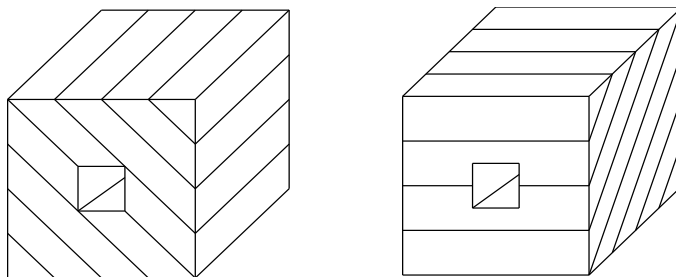
Da basalten er oppsprukket, vil deformasjoner stort sett foregå langs de eksisterende sprekke. Tilstedeværelsen av diskontinuiteter, som sprekker, i basalten resulterer i at den egentlige in-situ



styrken i bergmassen er mindre enn styrken målt i intakt berg. På den måten kan diskontinuitetene gjøre at basalten kan være svakere enn det den målte trykkfastheten tilsier.

Liten sprekkeavstand regnes til å være ugunstig for stabiliteten. I følge utførte kjerneboringer er sprekkeavstanden funnet til å variere fra mindre enn 1 til 1-3 m (kjeilen, 2010).

Som nevnt i kapittel 2.2 er det målt tre sprekkesett i basalten der ett sprekkesett går på tvers av hallen, ett som går omtrent parallell med liten vinkel til berghallens akse og ett subhorisontalt sett med spiss vinkel til hallen. Hallen har ugunstig orientering i forhold til to av sprekkesettene. Dette gjelder de to sprekkesettene som er ca. parallell og med spiss vinkel til hallen. Sprekkesett parallelt og med liten vinkel til hallaksen kan resultere i dannelse av store og/eller små blokker i hengen, og det er fare for blokkutfall. Figur 6 illustrerer hallaksen henholdsvis parallell med sprekkesettet og vinkelrett sprekkesettet.



**Figur 6.** Figur til venstre illustrerer hallens akse parallell med sprekkesettets strøk, mens figur til høyre viser hall vinkelrett sprekkesettets strøk (Laughton, 2006).

Det er en fordel å unngå hall parallell sprekkesettet da stabilitetsproblemer vil følge langs hele hallens akse. Ved å fremme hallaksen vinkelrett på sprekkesettet, vil stabilitetsproblemer ikke påvirke driften over en så lang strekning.

Utførte spenningsmålinger i stasjonsområdet har resultert i høye spenningskomponenter, og tilsier en selvbærende heng som er gunstig for stabilitetsforholdene i hallen.

For å sikre tilfredsstillende stabilitet i et berganlegg er det ofte nødvendig med omfattende stabilitetssikring. Stabilitetssikringen avhenger av bergmassekvalitet, dimensjonene av det underjordiske anlegget og sikkerhetskrav. Blokkutfall kan ikke tolereres og stasjonshallen har et høyt sikkerhetskrav, og vil trenge et omfattende sikringssystem. Det optimale er at bergsikringen skal fungere som hjelpemiddel for å gjøre berget selvbærende.

I følge dokumenter fra Jernbaneverket er det valgt å sikre med kombinasjonsbolter og fiberarmert sprøytebetong. Det skal utføres systematisk sikring hovedsakelig på stuff, og sikringsomfanget skal tilpasses de geologiske forholdene på stedet, med økende boltetetthet og sprøytebetongtykkelse ved økt grad av dårlig bergmassekvalitet. All arbeidssikring skal inngå som en del av den permanente sikringen (Jernbaneverket, 2010).

Hovedtyper av kombinasjonsbolter er i følge Statens vegvesen (Statens vegvesen, 1999):

- Rørbolt
- Endeforankret og ettergyst bolt
- CT-bolten

Da utarbeidelse av endelig beskrivelse og mengde av stabilitetssikring ikke er ferdigstilt under forfatters arbeid med oppgaven, er det ikke fastslått hvilken av de ovenfornevnte boltene Jernbaneverket eventuelt vil benytte. Heller ikke er boltelengde, boltemønster eller tykkelse på sprøytebetongen beskrevet.

Fordelen med en kombinasjonsbolt er at den kan brukes både som arbeidssikring (øyeblikkelig sikring) og som permanent sikring (langtidssikring). Boltene endeforankres og gyses i ettertid, og det gjør at boltene kan forspennes før de støpes inn. Mørtelen gjør at denne boltetypen er korrosjonsbestandig, men mørtel som eneste korrosjonsvern er ikke alltid nok da brudd i mørtel eller utvaskning av mørtel kan forekomme. Ulempen med denne boltetypen er derimot at innstøpningen gjør at boltene blir meget stive, og høye deformasjoner kan gi brudd i boltene (Statens vegvesen, 1999).

Stasjonshallen er planlagt tett opptil Holmestrandtunnelen, og en av adkomsttunnelene til stasjonen vil gå under tunnelen. Erfaringer fra driving av Holmestrandtunnelen antyder at oppsprekkingsmønsteret i søylebasalt kan gi vesentlig overfjell. Holmestrandtunnelen traff på Askergruppens sedimentære bergarter, og svelleleire skapte problemer under drivingen. Det er imidlertid ikke ventet at stasjonshallen vil treffe på Askergruppen. Etter all formodning vil ikke stasjonshallen påvirke verken rv. 313 Holmestrandtunnelen eller vegsystemet gjennom Holmestrand (Jernbaneverket, 2010).

Som nevnt tidligere i oppgaven, er det ikke påvist svakhetssoner i stasjonen, men tunneltraseen krysser forkastning A sør for stasjonshallen. Denne forkastningen ligger ikke i selve stasjonsområdet, men i innsnevringen av tverrsnittet mot en dobbeltsporet jernbanetunnel. Mektigheten i krysningsspunktet mellom trasé og forkastning A er antatt til å være 15 m, og i følge Jernbaneverket 2010, er sonen antatt til å skape betydelig oppsprekkingsgrad og dårlig bergmassekvalitet og på den måten påvirke driveforholdene over en lengre strekning. Dette kan muligens virke inn på stabilitetsforholdene i sørlige del av stasjonshallen.

## 5 Bergmekaniske egenskaper

Ved bygging av anlegg i berggrunnen er det viktig å utnytte det stedlige bergets fordeler, og minimalisere effekten av dets ulemper som et konstruksjonsmateriale. Med riktig utforming og plassering, kan bergmassens selvberende kapasitet nyttiggjøres, og på den måten lage et kostnadsbesparende bergrom. Dette oppnås gjennom kunnskap om bergmassens egenskaper som ble gjennomgått i forrige kapittel. I motsetning til andre byggematerialer er ikke bergmassen et homogent materiale. Hver bergart har sine særegne egenskaper, og i tillegg har sprekker og andre diskontinuiteter innvirkning på bergmassen som et byggemateriale.

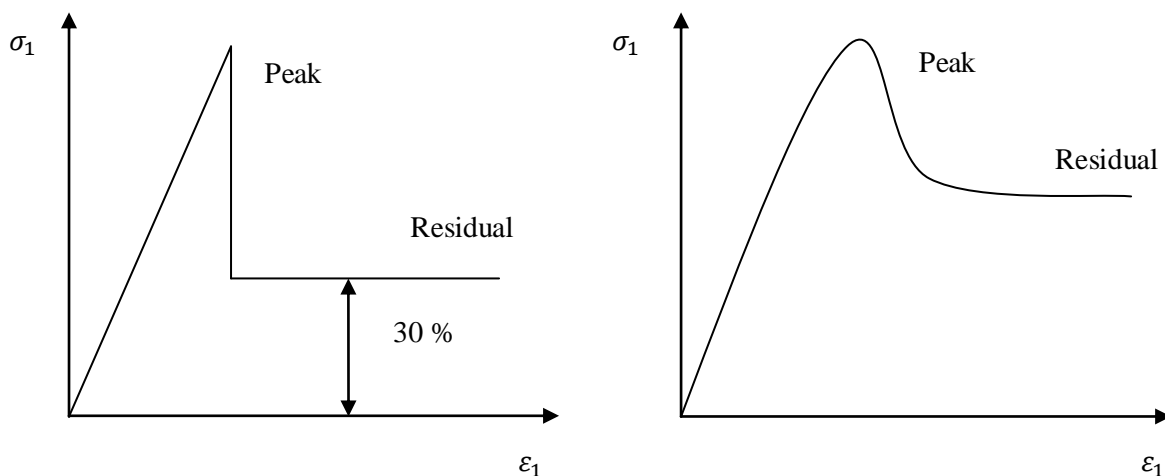
I dette kapitlet vil bergmekaniske prinsipper og egenskaper belyses i flere underkapitler. Disse skal senere inngå som inngangsparametre i analysemodellene. For å fastsette de bergmekaniske parametrene er det tatt utgangspunkt i det nedlagte arbeidet i forfatters prosjektoppgave høsten 2010. Gjennom ulike testmetoder er bergmassens egenskaper kartlagt og da dette ble gjennomgått i prosjektoppgaven, vil kun testresultatene gjengis.

### 5.1 Bergarters bruddutvikling

Anisotropi, inhomogenitet og diskontinuitet gjør at få bergarter oppfører seg elastisk, men avviket er vanligvis ikke større enn at den elastoplastiske teorien kan brukes med godt resultat.

Deformasjonsforløpet til en ideell elastoplastisk bergart er først elastisk der deformasjonen øker proporsjonalt med spenningsbelastningen. Etter en viss tid vil deformasjonen gå over til plastisk, der deformasjonen fortsetter uten økt pålagt spenning. Når bergarten er tilstrekkelig deformert, vil den gå i brudd. Et brudd inntreffer når en bergarts styrke overskrides, og avhengig av bergartens stivhet, dannes det enten et sprøtt eller et seigt brudd (Myrvang, 2001).

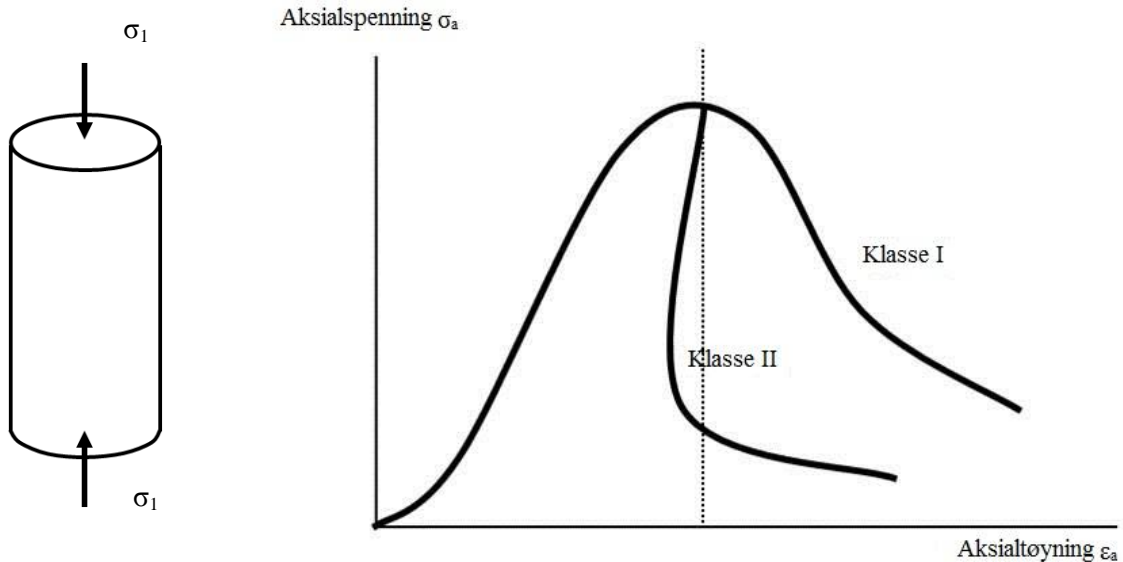
Bergarter med lav E-modul (klasse I) vil få et seigt bruddforløp der mesteparten av bergmassens styrke opprettholdes etter brudd. Det gjør at berget kan ta opp last også etter bruddannelse. Sedimentære bergarter, som for eksempel marmor og enkelte sandsteiner, representerer seige bergarter. Bergarter med høy E-modul (klasse II) vil få et sprøtt og ustabil brudd. Et sprøtt brudd skjer når bergmassen mister evnen til å ta opp last med økende deformasjon. Etter brudd vil bergmassen miste mesteparten av sin opprinnelige styrke, og den vil ikke være i stand til å ta opp last. Dette gjelder for mange av de typiske norske bergarter som granitter og gneiser. Figur 7 illustrerer bruddutviklingen for henholdsvis sprø og seige bergarter.



**Figur 7.** Spennings – tøyingsdiagram for henholdsvis sprøtt brudd (klasse II) og seigt brudd (klasse I). Modifisert etter Myrvang (2001).

Residualstyrken defineres ved platået etter peak, se figur 7, og er nivået for lastkapasiteten i bergmassen etter en viss plastisk deformasjon.

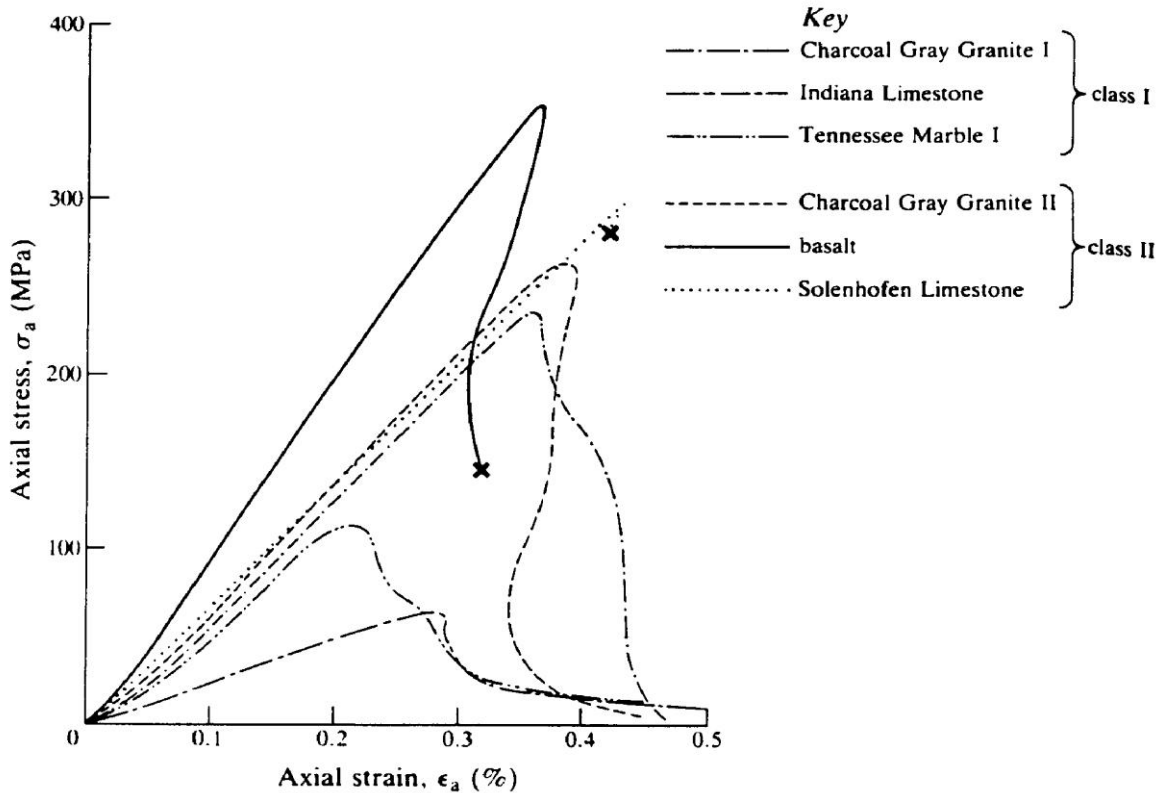
Figur 8 og 9 viser henholdsvis enaksiell belastning av en bergartssylinder, og oppførsel hos klasse I og klasse II bergarter sett sammen i samme diagram.



**Figur 8.** Enaksiell belastning av bergartssylinder (Li, 2011).

**Figur 9.** Klasse I og II bergarter. Modifisert etter Li (2011).

Studier av bruddmekanismen i noen utvalgte bergarter er vist i figur 10, der denne viser spennings-tøyningskurver av enaksiale kompresjonstester i 6 utvalgte bergarter, deriblant basalt som tilhører klasse II. Etter maksimum (peak) er nådd, vil bergartene i klasse I og klasse II oppføre seg forskjellig. Kurvene framstilt i klasse I øker i tøyning, mens klasse II ikke gjør dette. Etter maksimum styrke (peak strength) er nådd vil bergartene i klasse I utvikle et stabilt brudd og residualstyrke. Bergartene beholder noe av styrken selv om deres maksimale lastbærende kapasitet er overskredet. Bergartene i klasse II følger samme løp i spennings- tøyningskurven som bergartene i klasse I fram til maksimum styrke er nådd. Etter dette punktet oppstår det ustabile brudd, og berget mister sin styrke, og er ikke lengre i stand til å ta opp last. For å kunne kontrollere bruddutviklingen må energien i berget fjernes. Basalt følger klasse II, og dersom dens bergartsstyrke overskrides og brudd inntreffer, vil den ikke kunne bære like mye last slik som for bergarter under klasse I.



Figur 10. Spennings- tøyingskurve for seks bergarter (Li, 2011).

## 5.2 Bruddkriterium

Valg av riktig bruddkriterium er en viktig del av numerisk modellering. Det er utviklet en rekke ulike teorier eller kriterier som skal forklare eller forutsi, når og hvorfor det oppstår brudd i materialer. Forutsetningen for dette er å anta at brudd skjer ved en bestemt mekanisme, når en bestemt mekanisk størrelse overskrides (Myrvang, 2001).

### 5.2.1 Det Generelle Hoek-Brown bruddkriterium

Hoek-Browns bruddkriterium er et empirisk bruddkriterium knyttet til geologiske observasjoner og er utviklet gjennom kurvetilpasning av triaksiale testresultater. Det ble opprinnelig utviklet for intakte og harde bergmasser, men har senere blitt utviklet også for meget dårlig bergmasse gjennom en geologisk styrkeindeks (GSI). Bruddkriteriet er ikke-lineært og er hyppig brukt til å estimere styrken i oppsprukket bergmasse. I følge Merifielda, Lyaminb og Sloanb 2006 kan dette kriteriet anvendes kun for intakt berg og for sterkt oppsprukket bergmasse, som anses som homogen og isotop. Det Generelle Hoek-Brown bruddkriterium er gitt ved formel 2 (Etter Hoek og Brown, 1997):

**Formel 2.** Det Generelle Hoek-Brown bruddkriterium.

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

$\sigma_1'$ ,  $\sigma_3'$ : Største og minste effektive hovedspenning

$\sigma_{ci}$ : Enaksiell trykkfasthet av intakt bergprøve

$m_b$ : Materialparameter for bergmasse

$s$ ,  $a$ : Konstanter avhengig av bergmassen

Parametrene bestemmes ved hjelp av andre parametre og faktorer. Felles for disse er at de bestemmes gjennom en funksjon av geologisk styrke indeks (GSI), som er en klassifiseringsmetode. I tillegg til GSI har forstyrrelsesfaktoren  $D$  en sentral rolle i estimeringen av parametrene. Denne forstyrrelsesfaktoren beskriver ødeleggelsesgraden langs konturen i en tunnel eller i et bergrom forårsaket av valgt drivemetode. En forstyrrelsesfaktor på 0 tilsvarer jevn og fin kontur med minimal ødeleggelse av den omkringliggende bergmassen, mens en forstyrrelsesfaktor  $D = 1$  tilsier dårlig bergmasse kvalitet noen meter inn i omkringliggende bergmasse forårsaket av dårlig sprengning. Sammenhengen mellom  $m_b$ ,  $s$ ,  $a$ ,  $D$  og geologisk styrke indeks (GSI) er (Etter Merifielda, Lyaminb og Sloanb, 2006):

**Formel 3.** Beregning av  $m_b$

$$m_b = m_1 e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)}$$

**Formel 4.** Beregning av  $s$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)}$$

**Formel 5.** Beregning av  $a$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right)$$

Det er valgt å bruke det Generelle Hoek-Brown bruddkriterium i modelleringen for å kunne betrakte bergmassen etter brudd. I følge Loftesnes 2010 er det ikke lineære Hoek-Brown kriteriet mer egnet for å forutsi brudd i bergmasser sammenlignet med Mohr-Coulomb kriteriet. Dette skyldes hovedsakelig at Hoek-Brown kriteriet er ikke-lineært og at det har den egenskap til å kunne presentere mer presise verdier ved lave og høye spenningsforhold.

### 5.3 GSI

Den geologiske styrkeindeksen (GSI) er et klassifiseringssystem for bergmasser utviklet blant annet for å gi pålitelige inngangsparametre i numeriske analyser, og for å knytte geologiske observasjoner til Hoek-Brown bruddkriteriet. GSI-systemet er lett å anvende, og baserer seg på observasjoner av bergmassens oppsprekkingsgrad og sprekkers overflateforhold. Den generelle tabellen for estimering av GSI-verdi basert på geologiske observasjoner, er framstilt skjematisk i figur 11. Av diagrammet i figur 11 ser man at GSI-systemet i stor grad er basert på subjektive vurderinger. Bergmassens oppsprekkingsgrad og sprekkers overflateforhold gir en GSI-verdi som reflekterer bergmassens kvalitet. Systemet forutsetter at bergmassen består av tilstrekkelig antall diskontinuiteter slik at den oppfører seg som en isotrop masse (Marinos, Marinos og Hoek, 2005).

I motsetning til klassifikasjonssystemene RMR-systemet (Rock Mass Rating) og Q-systemet, er GSI systemets funksjon å estimere bergmassens styrke, og ikke til å bestemme omfanget av berg- og stabilitetssikring. RQD-parameteren, som brukes for å beskrive bergmassen i RMR- og Q-systemet, er utelatt, og systemet tar ikke grunnvanns- og spenningsforhold i betraktning (Marinos, Marinos og Hoek, 2005).

GSI-verdien settes inn i empiriske formler for å beregne bergmassens egenskaper som kan brukes som inngangsparametre i numeriske analyser.

GSI kan relateres til Q ved formel 6 (Etter Martin and Maybee, 2000):

**Formel 6.** Sammenhengen mellom GSI og Q-verdi

$$GSI = 9\ln(Q) + 44$$

Der Q beregnes fra formel 7 (Etter Myrvang, 2001) ved å sette både  $J_w$  og SRF til 1.

**Formel 7.** Bergmassekvalitet, Q-metoden

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

Der

RQD = mål for oppsprekkingsgraden målt på borekjerner

$J_n$  = antall sprekkesett

$J_r$  = ruhetstall

$J_a$  = sprekkefyllingstall







$J_w$  = sprekkevannstall

SRF = Spenningsfaktor

$\frac{RQD}{J_n}$  refererer til blokkstørrelsen.

$\frac{J_r}{J_a}$  refererer til skjærstyrken mellom blokkene.

$\frac{J_w}{SRF}$  refererer til aktiv spenning.

<p><b>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</b></p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		SURFACE CONDITIONS				
		<p>VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces</p>	<p>GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces</p>	<p>FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces</p>	<p>POOR Slackensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments</p>	<p>VERY POOR Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings</p>
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
 <p>INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities</p>	90			N/A	N/A	
 <p>BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets</p>	80	70				
 <p>VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets</p>		60				
 <p>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity</p>			50			
 <p>DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces</p>			40	30		
 <p>LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes</p>				20		
					10	
		N/A	N/A			

Figur 11. GSI tabell (Marinos, Marinos og Hoek, 2005)

### 5.4 Inngangsparametre til numeriske modeller

For at den numeriske modellen skal gi best mulig resultater, stilles det strenge krav til nøyaktigheten til inngangsparametrene i den numeriske modelleringen. Det er viktig å få kartlagt og bestemt bergmasseparametrene for hver bergart som inngår i modellene da det er viktig å danne en så



virkelighetsnær modell som mulig for å se hvordan forholdene på det aktuelle stedet virker inn på drivingen av bergrommet. Det er mange faktorer som virker inn på stabiliteten i et bergrom, og disse er det viktig å få en oversikt over.

I underliggende kapitler vil inngangsparametrene, som er benyttet i de numeriske modellene og kilanalysen, presenteres. Kilanalysen krever ikke like mange inngangsparametre som de numeriske modellene og dermed vil hovedsakelig de numeriske modellene omtales. Inngangsparametrene er stort sett hentet fra måle- og testresultater gitt i forfatters prosjektoppgave fra høsten 2010. I foreliggende oppgave vil kun resultatene gjengis og for utfyllende beskrivelse av utførte målinger og tester, vises det til prosjektoppgaven, *Driftsopplegg for driving av stasjonshall i fjell i Holmestrand* (Kjeilen, 2010).

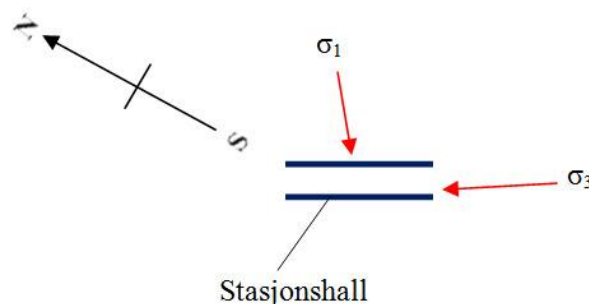
#### 5.4.1 Bergspenninger

For at de numeriske modellene skal gi best mulig resultat, er det viktig å ha kjennskap til bergspenningene som har en sentral rolle i stabiliteten av et bergrom. SINTEF har gjennomført 3D bergspenningsmålinger i basalten i området hvor stasjonshallen skal ligge. Dette for å avgjøre in-situ spenningstilstand. Spenningsmålingene ble foretatt i et horisontalt hull boret fra dagen nær planlagt hovedadkomst til hallen (Kjeilen, 2010). K-verdien, som er forholdet mellom den horisontale og den vertikale spenningskomponenten, er beregnet ved hjelp av de målte spenningsverdiene. De målte spenningsverdiene samt beregnet K-verdi er presentert i tabell 1.

Tabell 1. Gjennomsnittlige spenningsverdier for basalt (Larsen & Myrvang, 2010).

	$\sigma_1 = \sigma_H$	$\sigma_2 = \sigma_v$	$\sigma_3 = \sigma_h$	K-verdi: $\sigma_1 / \sigma_2$	K-verdi: $\sigma_3 / \sigma_2$
<b>Spenning (MPa)</b>	11,28	6,87	3,9	1,6	0,6
<b>Orientering (360°)</b>	N056/16	N251/73	N147/4		
<b>Strøk/fall</b>					
<b>Kommentar</b>	Flattliggende	Steiltstående	Tilnærmet horisontal		

Tabellen ovenfor viser at stasjonsområdet er preget av meget høye bergspenninger. Fra denne tabellen ser vi at den horisontale spenningskomponenten er størst, mens den vertikale og den andre horisontale spenningskomponenten er mindre;  $\sigma_H > \sigma_v > \sigma_h$ . Ut i fra spenningenes orientering er største hovedspenning ( $\sigma_1$ ) flattliggende og orientert tilnærmet normalt på planlagt lengdeakse av stasjonshallen. Stabilitetsmessig er dette en heldig orientering. Mellomste hovedspenning ( $\sigma_2$ ) er steiltstående, mens minste hovedspenning ( $\sigma_3$ ) er tilnærmet horisontal. Minste hovedspenning er orientert tilnærmet parallell stasjonshallens lengdeakse, og dette er gunstig for stabiliteten. I figur 12 er det gjort et forsøk på å vise bergspenningenes orientering i forhold til stasjonshallens akse.



Figur 12. Orientering av spenningene i forhold til stasjonshallen.

Det er gjort forsøk med hydraulisk splitting i stasjonsområdet. Sammenlignet med 3D bergspenningsmålinger, har hydraulisk splitting gitt horisontalspenninger som er halvparten så store som 3D spenningsmålingene. Måleresultatene fra hydraulisk splitting har målt største horisontalspenning lik 6 MPa, mens minste horisontalspenning er målt til en verdi på 2 MPa (Kjeilen, 2010). I de numeriske modellene vil resultatene fra 3D bergspenningsmåling benyttes, se tabell 1.

#### 5.4.2 Bergmekaniske verdier

Kjernelogger fra utførte kjerneboringer i stasjonshallområdet har vist varierende oppsprekkingsgrad med RQD-verdier hovedsaklig rundt 90-100%. Forventet Q-verdi for basalt i stasjonshallen er 13 (Kjeilen, 2010).  $Q = 13$  innsatt i formel 6 gir GSI lik 67, som stemmer godt overens med bergmassens blokkoppsprekking og sprekkenes noe forvitret overflate beskrevet fra GSI-tabellen i figur 11.

Under basalten finner en Askergruppen og nederst Ringerikesandstein. Med bakgrunn i geologisk kartlegging og vurderinger er det ventet at stasjonshallen skal ligge i basalt, og at den ikke vil treffe på verken Askergruppen eller Ringerikesandsteinen. Askergruppen består av sedimentære bergarter som leirstein, siltstein, sandstein og konglomerat. Askergruppen ligger diskordant over Ringerikesandsteinen, som er en kvartsittisk sandstein (Kjeilen, 2010). I mangel på bergmekaniske verdier om Askergruppen og Ringerikesandsteinen, i tillegg til at Askergruppens mektighet er relativt liten i stasjonsområdet, er det valgt å slå disse to gruppene sammen til en felles sandstein. Sandsteinen ligger langt nok under stasjonshallen, og det er ventet at den ikke vil påvirke stabilitetsforholdene i stasjonen.

Det er foretatt testing av trykkfasthet av sandstein nord for stasjonshallen. Analyser av testresultatene viser at sandsteinen har en ekstrem høy trykkfasthet på 273,4 MPa (Jernbaneverket, 2008). Sandsteinen i området er massiv og foldet i slake og åpne folder, og det er dermed satt en høy GSI-verdi.

$m_i$ -verdiene er funnet ved hjelp av innebygd skjema i programmet *RocData* (Rocscience Inc.), og er en materialkonstant for intakt berg. I mangel på bergmekaniske verdier for sandstein er verdier for E-modul og Poissons tall hentet fra boken *Bergmekanikk* (Arne Myrvang, 2001). Denne boken inneholder bergmekaniske data for sandstein hentet fra flere ulike lokasjoner som har blitt testet i bergmekanikklaboratoriet hos SINTEF i Trondheim. Forfatter har valgt å bruke gjennomsnittsverdier for E-modul og Poissons tall av sandstein. Sandsteinen langs traseen er massiv, og E-modul lik 50 000 MPa kan stemme bra.

Under følger en tabell som oppsummerer de bergmekaniske inngangsparametrene for modellene av stasjonshallen.

**Tabell 2.** Bergmekaniske inngangsparametre som er benyttet i modellene (Myrvang, 2001), (Kjeilen, 2010) og (Jernbaneverket, 2008).

Parameter	Basalt	Sandstein
$\sigma_{ei}$ (MPa)	196,80	273,40
GSI	67	80
$m_i$	25	17
E (MPa)	78 700	50 000
$\nu$	0,24	0,20
$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	2995	2640

Som tidligere nevnt er det valgt å bruke det Generelle Hoek-Brown bruddkriteriet.  $D$  er forstyrrelsesfaktoren i bergmassen og relateres til valgt drivemetode og grad av forstyrrelse i bergmassen.  $D$  varierer mellom 0-1, og  $D = 0$  indikerer ingen konturødeleggelse. Da det er ønskelig med minimal sprengningsødeleggelse av konturen, er forstyrrelsesfaktoren  $D$  satt til 0,2.

### 5.4.3 Materialtekniske parametre

En elastisk materialtype har ubegrenset styrke, og vil ikke svikte og dermed ikke gå i brudd. Materialet følger Hooks lov<sup>1</sup> og vil være lineær elastisk uavhengig av spenningens størrelsesorden. En plastisk materialtype vil derimot kunne gå i brudd og vise en ikke-lineær spennings- tøyingskurve dersom spenningen overstiger materialets styrke. Da vi er interessert i at berget skal kunne gå i brudd, er det valgt et plastisk materiale.

Det er tidligere sett på spennings- tøyingsdiagram for klasse I og klasse II bergarter. Ved valg av plastisk materiale innføres residualstyrke dersom peak-styrken overskrides. Residualparametrene refererer til bergmassens styrke etter brudd, og har lavere verdi enn peakparametrene. Peak- og residualparametrene er henholdsvis maksimale og minimale spenninger en bergmasse kan ta opp i den gitte tilstand. Overgangen fra peak- til residualparametre skjer raskt ved brudd som vist i figur 7, og residualstyrken nås etter en viss plastisk deformasjon. Ved hjelp av dataprogrammet RocData (Rocscience Inc.) kan en beregne verdiene for  $m_{b,peak}$ ,  $S_{peak}$  og  $a_{peak}$ . Generelt gjelder det at residualverdiene kan være vanskelig å anslå, og i denne oppgaven er  $m_{b,residual}$ ,  $S_{residual}$  og  $a_{residual}$  funnet ved beregning der utregningen er presentert i vedlegg A. Ved beregningene av residualparametrene er det antatt at  $a = 0,5$  og  $k = 0,3$ , som vist i figur 7. Dilasjonsparameteren, som er et mål på økningen i volum i materialet ved forskyvning, er satt til å være 0. Residualparametrene er presentert i tabell 3.

Tabell 3. Materialtekniske parametre.

Bergart	$m_{b, peak}$	$S_{peak}$	$a_{peak}$	$m_{b,residual}$	$S_{residual}$	$a_{residual}$
Basalt	6,749	0,020	0,502	2,025	0,006	0,151
Sandstein	7,687	0,092	0,500	2,306	0,028	0,150

### 5.4.4 Sprekkeparametre

For sprekker kartlagt i basalt mellom km 80,670 – 85,170 er det definert tre sprekkesett. Dette området er rett utenfor stasjonshallområdet, men av mangel på verdier fra selve stasjonsområdet, vil verdiene fra området rundt benyttes uten noen form for problematikk. For å kunne implementere sprekkesettene i numeriske- og kilmodeller må strøk/fall-målingene konverteres til dip/dip direction. De tre sprekkesettene i basalten er framstilt i tabell 4 med beskrivelse av sprekkeene samt strøk/fall og dip/dip directions. Sprekkesettene er tidligere nevnt i oppgaven, og da målingene viser variasjoner i strøk/fall ble verdiene i midten av endepunktene benyttet.

Tabell 4. Tre sprekkesett i basalt.

	Sprekkesett I	Sprekkesett II	Sprekkesett III
Beskrivelse	Tverrsprekker	Parallell hallaksen	Subhorisontalt sett
Strøk/fall	058/83 SØ	160/83 NØ	145/21SV
Dip/dip direction	83/148	83/070	21/235

Kjerneboringer i stasjonsområdet har målt gjennomsnittlig sprekkeavstand til rundt 1,5 m. Ved implementering av sprekker i numerisk modellering er sprekkeavstanden rundet opp til 2 m da for

<sup>1</sup> Hooks lov:  $\sigma = E \cdot \epsilon$  (Etter Myrvang, 2001)

liten sprekkeavstand medfører et komplekst sprekkemønster og lang beregningstid. Det er utført tester av friksjonsvinkelen fra borekjerner av basalt, og gjennomsnittlig verdi for friksjonsvinkelen ble målt til  $32^\circ$  (Kjeilen, 2010). Kohesjonsverdien anslått til 0,5. Tabell 5 presenterer sprekkeegenskapene som er benyttet.

Tabell 5. Sprekkeparametre

Parameter	Verdi
Kriterium	Mohr-Coulomb
Strekkfasthet, $\sigma_t$ (MPa)	0
Kohesjon, c	0,5
Friksjonsvinkel, $\phi$	32
Sprekkeavstand, m	2
Normal stivhet (MPa/m)	100000
Skjær stivhet (MPa/m)	10000

## 6 Numerisk modellering av stasjonshall i fjell i Holmestrand

Numeriske modeller er et godt egnet hjelpemiddel og verktøy for å analysere og designe tekniske systemer med komplekse faktorer. I bergmekanikk brukes numeriske modeller blant annet til å karakterisere spenningstilstand, stabilitetsforhold og til å forutsi bruddannelse i fjellet. Bergmassen er diskontinuerlig, anisotrop og inhomogen. Med bakgrunn i slike komplekse forhold, er bergmassen et vanskelig materiale å presentere matematisk gjennom numeriske modelleringer. Numeriske modellerer gir en god indikasjon på hvordan bergmassen oppfører seg under de gitte forhold, men det er viktig å ha klart for seg at modellene aldri vil kunne gi et eksakt bilde av virkeligheten.

Numeriske modeller bygger på antagelser og forenklinger, og dermed må resultatene fra analysene benyttes med stor forsiktighet. Resultatene fra en numerisk modellering er sterkt avhengig av kvaliteten på inngangsparametrene som inngår i modellen. Amerikanerne har et uttrykk som illustrerer dette kort og presist; G.I. – G.O. ”Garbage in – Garbage out” (Myrvang, 2001).

### 6.1 Ulike numeriske metoder

Numeriske modeller kan deles inn i to hovedtyper; kontinuerlige og diskontinuerlige modeller. De kontinuerlige modellene er basert på at bergmassen betraktes som et kontinuerlig medium. Dette gjør at sprekker og svakhetssoner kun i liten grad kan inkluderes i modellene. Videre kan de kontinuerlige modellene deles inn i to undergrupper; differensialmodeller og integralmetoder. Forskjellen mellom disse er at for differensialmodellene deles bergmassen opp i elementer, som forbindes med knutepunkter. I integralmetodene er det kun grensene som deles opp i elementer. Grensebetingelsene styrer modellene, mens resten sees på som et lineært elastisk, kontinuerlig medium (Myrvang, 2001).

For diskontinuerlige modeller (blokkmodell) betraktes bergmassen som en koplet modell, en for intakt berg og en for diskontinuitetene. En velkjent blokkmodell er *Distinct Element Method – DEM*. Denne metoden baserer seg på eksplisitte formler der Newtons 2. lov står sentralt. De definerte blokkene kan rotere, separeres og gli i forhold til hverandre. Det antas at bevegelsene mellom blokkene er større enn deformasjonen av selve blokkene (Myrvang, 2001).

Videre vil det fokuseres på differensialmodeller. To hyppige brukte differensialmodeller er *Finite Difference Method – FDM*, og *Finite Element Method – FEM*. Disse skiller seg fra hverandre i måten likningssettene løses på. I FDM brukes det en eksplisitt løsningsmetode. En viktig antagelse er at en endring i en node bare vil påvirke de nærmeste nabo-nodene så fremt tidsintervallet er lite nok. Beregningene gjøres skrittvis for hver enkelt node. Dette gir uavhengige løsninger for hver node, og behovet for beregningskapasitet og lagringsplass er mindre da en unngår store matriseløsninger. Fordi det gjøres beregninger for hver enkelt node, kan store bevegelser og deformasjoner i bergmassen analyseres (Myrvang, 2001).

Den vanligste metoden innen bergmekanikk og ingeniørgeologi er den så kalte endelig elementmetoden, FEM. Årsaken til at FEM er den mest brukte metoden er hovedsakelig knyttet til metodens fleksibilitet til å håndtere materialers heterogenitet og kompliserte grensebetingelser (Jing & Hudson, 2002). Metoden krever ingen erfaring med programmering, men den stiller krav til utarbeidelse av riktige inngangsparametre og evne til å vurdere riktigheten av modellenes resultater.

Ved bruk av FEM i numeriske beregninger blir hele bergmassen betraktet som et kontinuerlig medium. Denne antagelsen gjør at metoden legger begrensninger til hvilke bergmasser den er egnet for. Bergmasser med liten til moderat oppsprekingsgrad er godt egnet for FEM.

I likhet med FDM blir bergmassen i en FEM-analyse begrenset til et gitt område eller domene, som det ofte kalles i modelleringssammenheng. Det er svært viktig at domeneene som defineres er store nok til å ramme både modelleringsobjektet og dets innvirkninger på bergmassen slik at modelleringsobjektet ikke påvirkes av randeffekter fra domenes ytterbegrensninger. Domenet deles inn i elementer som bindes sammen med noder. Elementene kan variere i størrelse, og kan være trekantete eller firkantete (Myrvang, 2001).

I motsetning til FDM benytter FEM en implisitt løsning av de partielle differensiallikningene. FEM krever stor beregningskapasitet og lagringsplass pga det store antallet av likninger som må løses (Myrvang, 2001). Til tross for dette er FEM som numerisk metode implementert i en rekke programmer, som blant annet Phase<sup>2</sup> som forfatter har valgt å ta i bruk.

FEM har begrensninger ved simulering av bruddproblemer. Dette er hovedsaklig på grunn av liten elementstørrelse, kontinuerlig remeshing med bruddvekst, bruddbane og elementenes kanter. For å overvinne denne begrensningen er diskontinuerlige formfunksjoner brukt for implisitt simulering av bruddutvikling og bruddvekst gjennom todelingsteori. Ulempen med denne metoden er at den krever mye tid til å klargjøre inngangsparametrene. Beregningsmessig er FEM dyrt da et stort antall likninger må løses samtidig for å få en løsning. Hvis problemet er ikke-lineært, øker beregningstiden kraftig fordi likningssettene må løses flere ganger (Numerical Methods in Rock Mechanics, 2011).

Til tross for de ovenfornevnte ulempene, er FEM brukt mye på grunn av sin fleksibilitet til å håndtere materialers heterogenitet, ikke-lineær oppførsel og randbetingelser. I tillegg kan FEM tilby mange godt utviklede kommersielle koder med stor kapasitet i form av datakraft, material kompleksitet og brukervennlighet. FEM kan gi nyttig informasjon om overflate og underjordisk drift i berg. Statiske og dynamiske analyser i to og tre dimensjoner er mulig. Det som gjør FEM så attraktivt er evnen til å inkludere geologisk informasjon direkte i en analyse. Geometriske kompleksiteter, retningsbestemte bergesegenskaper og ulike litologiske enheter knyttet til overflatetopografi, forkastningssoner, magmatiske intrusjoner og eksisterende driving kan lett implementeres i programmet. Det finnes mange endelig element programmer tilgjengelig på markedet med ulike grad av brukervennlighet og med stor variasjon i pris (Numerical Methods in Rock Mechanics, 2011).

## 6.2 Phase<sup>2</sup>

Forfatter har valgt å utføre den numeriske modelleringen i Phase<sup>2</sup> versjon 7.0 utviklet av Rocscience Inc. Phase<sup>2</sup> er et todimensjonalt elastisk-plastisk FEM-program utviklet spesielt for numeriske analyser av spenninger, deformasjoner og dimensjonering av stabilitetssikring av over- og underjordsanlegg i fjell og løsmasser (Rocscience, 2008). Phase<sup>2</sup> er et brukervennlig program, og hyppig brukt innen prosjektering og ved problemer tilknyttet underjordsanlegg.

Oppbyggingen og utformingen av samtlige numeriske modeller som er benyttet i oppgaven, vil presenteres i underliggende delkapitler. Det vil presenteres hvordan og hvorfor modellene er lagd som de er, og det er forsøkt å gjengi den brukte framgangsmåten. Før drivingen av en tunnel eller et bergrom starter, er det alltid en in-situ spenningstilstand i undergrunnen. I en numerisk modell for bergmekaniske analyser, er det viktig å framstille denne in-situ spenningstilstanden så nøyaktig som mulig da spenningstilstanden kan påvirke analyseresultatene både i forhold til vurderingen av stabilitet og beregning av deformasjon. Informasjonen om in-situ spenningstilstand finnes ved spenningsmålinger målt i felt. Det er viktig å integrere faktorer som kan påvirke spenningen i modellene. Slike faktorer kan være uregelmessig overflatetopografi, overdekning, bergartenes bruddkriterium, inhomogeniteter og diskontinuiteter.

Ved oppbygging av modellene er informasjon om geologi forenklet og omsatt i en digital form som er egnet til modellering. Forenkling er helt nødvendig da det ikke er mulig å simulere i detalj et komplekst naturlig system. Modellene må imidlertid tilnærme seg den geologiske kompleksiteten så godt det lar seg gjøre slik at modellene kan gi et realistisk bilde av forholdene.

### 6.2.1 Geologiske strukturer

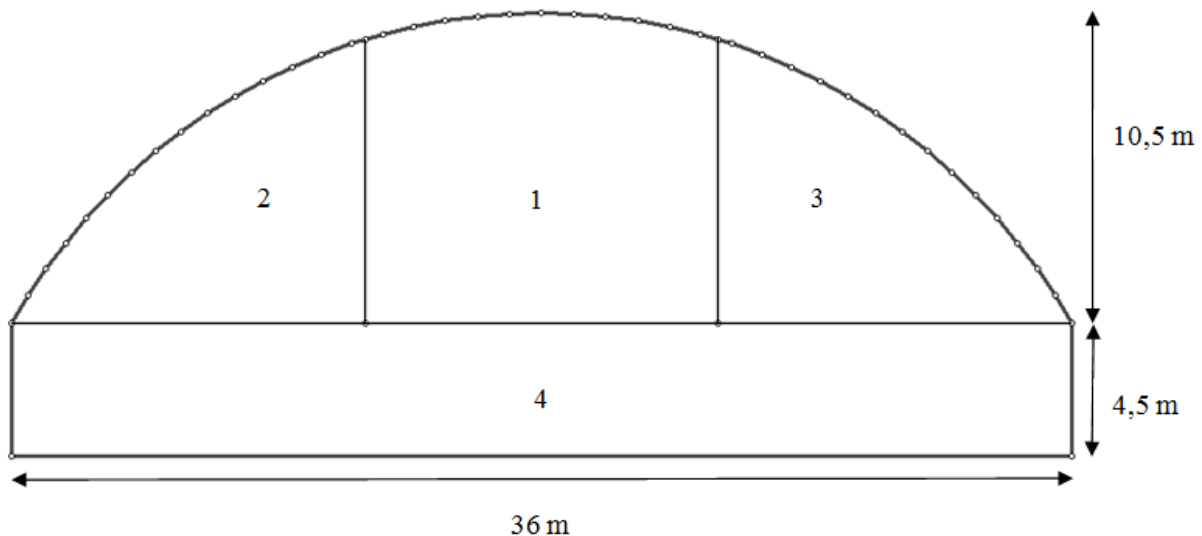
Stasjonshallen ventes å ligge i basalt med lavastrømmer. Mellom basaltlagene kan en stedvis finne silt, sandstein, tuff og lavakonglomerat/agglomerat med varierende konsolideringsgrad. Basalten kan inneholde blærerom, og den øverste delen av en lavastrøm kan være slaggaktig og oppsprukket. Disse strukturene er vanskelig å tilpasse i modellen, og er med det utelatt. Løsmassemektingen i stasjonsområdet varierer fra tynne, usammenhengende dekker til større mektigheter sør for stasjonen. Tynne, usammenhengende dekker over stasjonen har bidratt til at løsmasseoverdekningen ikke er tatt med i numeriske modeller.

Under basalten ligger Askergruppen som ligger diskordant over Ringerikesandsteinen. Mangel på bergmekaniske verdier om Askergruppen og Ringerikesandsteinen, i tillegg til at Askergruppen har liten mektighet i stasjonsområdet, gjør derfor at det er valgt å slå disse gruppene sammen til en felles sandstein. Dermed vil modellene operere med to bergarter; basalt og sandstein.

Da Phase<sup>2</sup> er en kontinuerlig metode, er det vanskelig å implementere diskontinuiteter i de numeriske modellene. Likevel vil det gjøres et forsøk på å sette inn sprekkesett i en modell. Området langs hele tunneltraseen er gjennomgått av store og små svakhetssoner, og som tidligere nevnt er det usikkerhet knyttet til om det opptrer svakhetssoner i selve stasjonsområdet. Da det stilles tvil om resultatene fra resistivitetsmålingene presenterer svakhetssoner, er de ikke tatt med i de numeriske modellene.

### 6.2.2 Profil av stasjonshall

Stasjonshallen er plassert godt inni Holmestrandfjellet med overdekning som varierer mellom ca. 35-56 m. Stasjonshallen vil få en spennvidde på ca. 36 m, og en høyde på ca. 15 m. Med den planlagte hallengden på 250 m, utgjør det en stor hall med et tverrsnitt på rundt 350 m<sup>2</sup>. Stasjonshallens vegger er 4,5 m høy, og fra veggene til hengens krone er høyden 10,5 m, se figur 13.



Figur 13. Stasjonshallens dimensjonering sammen med tallene 1-4 som viser rekkefølgen for drivingen.

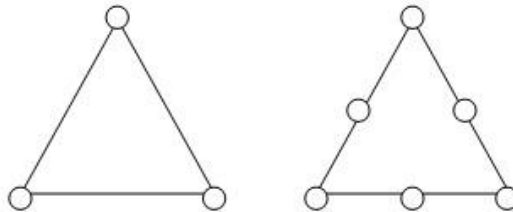
I modellene er det valgt å dele drivingen inn i ulike drivesteg. Dette er gjort på grunn av hallens store dimensjoner da sprengning av store tverrsnitt må gjøres etappevis. Dette sikrer hurtig framdrift og arbeidssikringen kan installeres underveis. Med kjennskap til faseinndeling som ble benyttet i driving av Gjøvikhallen (Kjeilen, 2010), har forfatter valgt å bruke noenlunde samme rekkefølge da det ikke foreligger informasjon om dette fra Jernbaneverket. Det er valgt å dele driveprosessen inn i 4 ulike steg, og dette er illustrert i figur 13 ovenfor.

En 12 m bred pilottunnel (1) drives først. Når pilottunnelen er ferdigdrevet, kan nedstrossingen (2 og 3) på begge sider av denne starte. 12 m bredde på hver side av pilottunnelen strosses ned slik at bergrommet blir 36 m bredt. 2 og 3 kan sannsynligvis drives parallelt, men i den numeriske analysen vil steg 2 gjøres ferdig før steg 3 starter. Når taksiven er ferdig utsprengt, kan en starte med pallsprengning (4), der pallen som skal fjernes er like bred som hallens 36 m lange spennvidde, og høyden på pallen tilsvarer hallens 4,5 m høye vegger.

Arbeidssikring vil bli gjort fortløpende der all arbeidssikring skal inngå som en del i den permanente sikringen. Til bergsikring av stasjonshallen er det benyttet 6 m lange ”fully grouted” eller innstøpte bolter i et 2m x 2m boltemønster, og fiberarmert sprøytebetong. For mer informasjon om boltene og sprøytebetongens egenskaper, vises det til vedlegg B.

### 6.2.3 Generelt for alle modellene

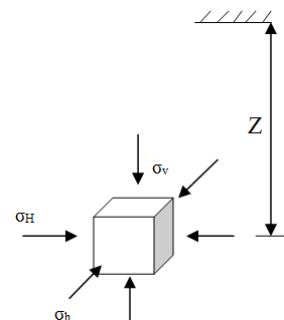
Med mindre annet er spesifisert, vil følgende beskrive innstillingene som er brukt i alle *Phase<sup>2</sup>*-modellene. I alle analysene er det antatt *plane strain conditions*, og Gausisk elimineringsmetode ble brukt til å løse matrisene som programmet produserte. *Phase<sup>2</sup>* kan generere nettene (*mesh*) på enten trekantede eller firkantede elementer. Alle analysene ble gjennomført med trekantede elementer med 3 noder. Figur 14 viser typiske trekantede elementer med 3 og 6 noder.



Figur 14. Trekantede elementer med 3 og 6 noder.

Generelt vil elementer med 6 eller 8 noder (henholdsvis for trekantede og for firkantede elementer) bedre nøyaktigheten av resultatene, men beregningstiden og filstørrelser vil øke tilsvarende (Myrvang, 2001).

*Phase<sup>2</sup>* lar brukeren definere in-situ spenningsbilde i modellene. Det er to alternativer; gravitativt eller konstant. En enkel måte å presentere in-situ spenningstilstand på er å anta at den vertikale spenningskomponenten er dannet gravitativt, og dermed bruke et gravitativt spenningsfelt. Det vil si at spenningen bestemmes av vekten av de overliggende bergmasser. Figur 15 illustrerer et gravitativt spenningsfelt i 3D. I motsetning til et gravitativt spenningsbilde, tilsier et konstant spenningsbilde at spenningen ikke varierer med verken posisjon eller dybde.



Figur 15. Gravitativt spenningsfelt med spenningskomponenter ved 3D-spenningstilstand. Tegnet etter Myrvang 2001.

En K-verdi (forholdet mellom horisontal og vertikal spenning) på 1,6 og 0,6 ble brukt henholdsvis for retningene inn i planet og ut av planet. Det eneste



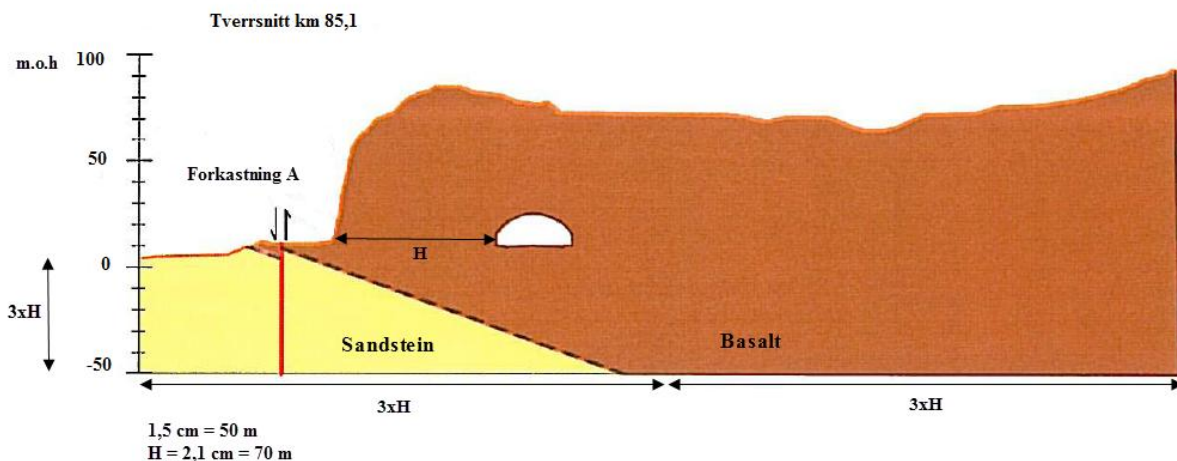
unntaket var i en numerisk modell hvor K-forholdet ble neglisjert på grunn av valg av konstant spenningstilstand. Initial last (*initial element loading*) ble satt til *field stress and body force*. Berget er satt til å oppføre seg plastisk i alle analyser med deformasjonsegenskaper for hvert materiale definert ved Youngs modulus og Poissons tall. Det vil si at det tas utgangspunkt i plastisk materialoppførsel og plastisk deformasjon der sistnevnte er permanente deformasjoner.

#### 6.2.4 Tverrsnitt km 85,1

Tverrsnittmodellene av km 85,1 viser området for stasjonshallens ende i nord, like ved overgangen mellom tunnel til stasjon. Av tverrsnitt km 85,1 er det lagd 3 ulike modeller. To med overflatetopografi med gravitativt spenningsbilde, og en "boksmoell" med konstant spenningsbilde. Den generelle oppbyggingen av disse tre modellene er stort sett lik, og er forklart under terrengmodell km 85,1. Forskjeller i modellenes oppbygging vil forklares under hver enkel modell.

#### Terrengmodell km 85,1

Bergrommets dimensjoner tilsvarer den geometriske beskrivelsen av stasjonshallen gitt tidligere. Ved bestemmelse av modellens dimensjoner ( $B \times H$ ) er det tatt hensyn til ytterkantenes påvirkning. Figur 16 illustrerer en terrengmodell av km 85,1 sett fra nord mot sør der målestokken er beregnet ved hjelp av figuren. Figuren er også brukt til å definere punkter i terrenget slik at den numeriske modellen får best mulig topografi.

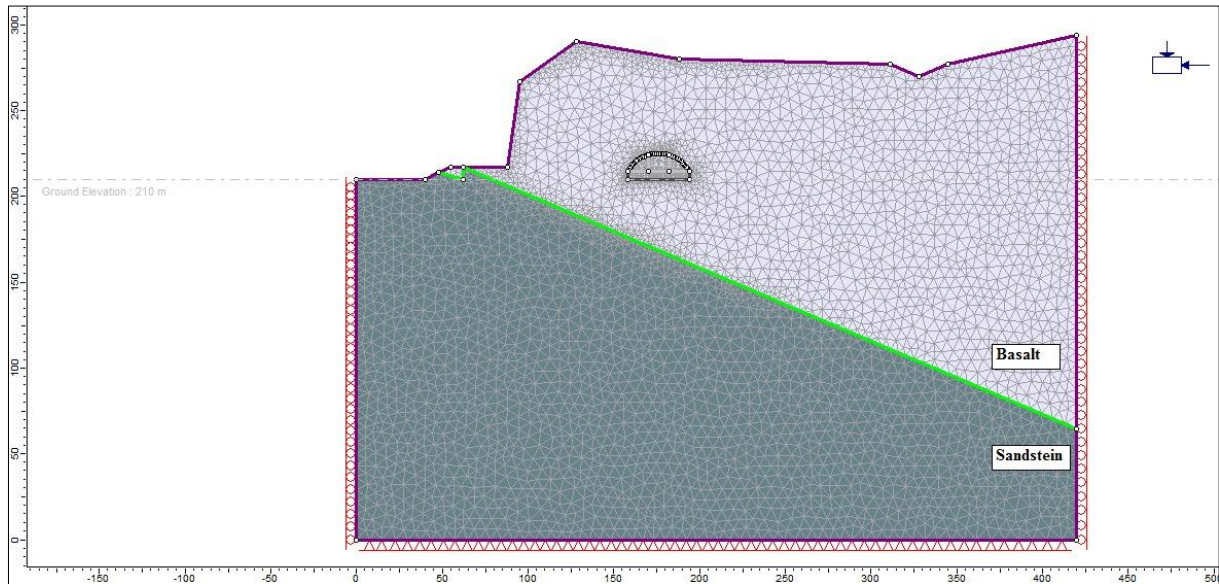


**Figur 16.** Tverrsnitt km 85,1 av stasjonshall med anbefalte dimensjoner for den numeriske modellen for å unngå at modellens ytterkanter påvirker analyseresultatene. Modifisert fra Larsen & Myrvang 2010.

Fra figur 16 ser en at for dette tverrsnittet er hallen funnet til å ligge ca. 70 m inn i fjellet med overdekning på ca. 55 m. Bergartsgrensen mellom basalt og sandstein ligger mellom 35-50 m under hallens ligg. Spenningen er definert som gravitativt og modellens terrenghøyde (*ground surface elevation*) er på 210 m. Denne terrenghøyden er estimert i forhold til det valgte koordinatsystem, og er høyden på y-koordinaten til jordoverflaten. Det er ikke dybden fra overflaten til bergrommet.

Begge de vertikale randbetingelsene til den numeriske modellen er begrenset med såkalte "rullere" (*restrain x*). Dette betyr ingen horisontal deformasjon, men tillater at grensene kan deformere seg i vertikalretning. Den nedre horisontale randbetingelsen er fast, og tillater ingen deformasjon i verken horisontal eller vertikal retning. Med det kan ikke bergmassen deformeres videre nedover. Den øvre randen er satt til å være fri, og med fri overflate tillater en deformasjon i både horisontal og vertikal retning.

Figur 17 viser den numeriske modellen før drivestart med bergartsgrense, topografi, stasjonens plassering, randbetingelser og terrenghøyde. Terrenghøyden er noe uklart da figuren er et skjermbilde fra *Phase<sup>2</sup>*.



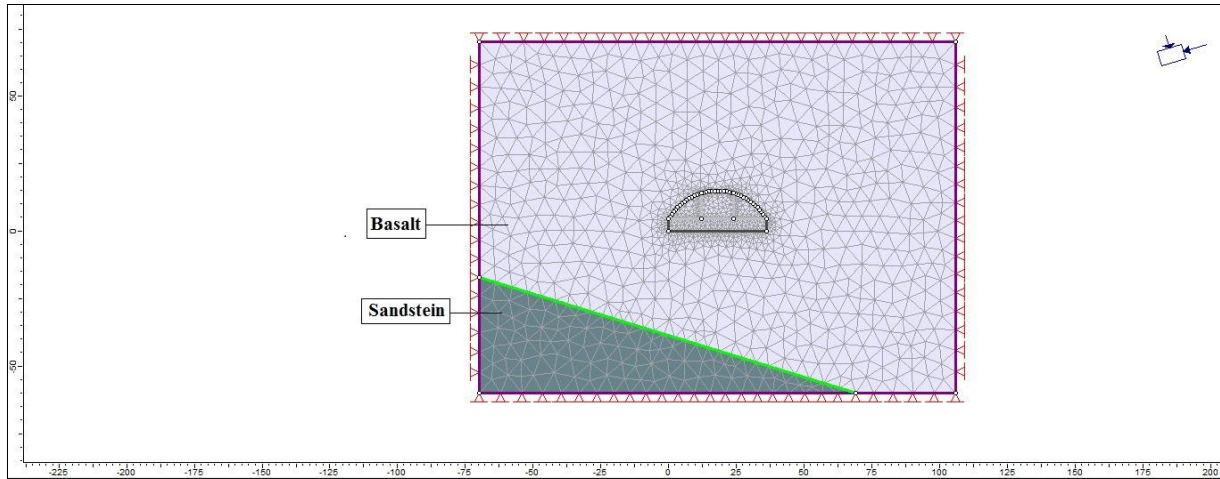
**Figur 17.** Numerisk terrengmodell av stasjonshall tverrsnitt km 85,1 før drivingen har startet.

#### **Tverrsnittmodell km 85,1 der stasjonshallen er flyttet i vertikalretning**

Det er laget nok en terrengmodell av tverrsnitt km 85,1 der stasjonens plassering i vertikalretning er det eneste som skiller de to terrengmodellene fra hverandre. Sammenlignet med modellen som ble presentert ovenfor, er stasjonshallen i denne modellen flyttet 5 m vertikalt ned i profilet. Denne vertikale forskjellen i plassering av hallen i fjellet, er det eneste som skiller de to modellene fra hverandre. Dette er gjort for å kunne studere effekten av bergspenningene.

#### **Tverrsnittmodell km 85,1 uten terreng**

Det er laget en tredje modell av tverrsnittet km 85,1, og for denne er oppbyggingen av modellen helt lik som for den første terrengmodellen bortsett fra at det ikke er tatt med overflatetopografi og spenningsbildet samt randbetingelsene er annerledes. Man kan tenke seg at man "klipper" bort topografien rundt hallen, og man står da igjen med følgende "boksmodell", figur 18:

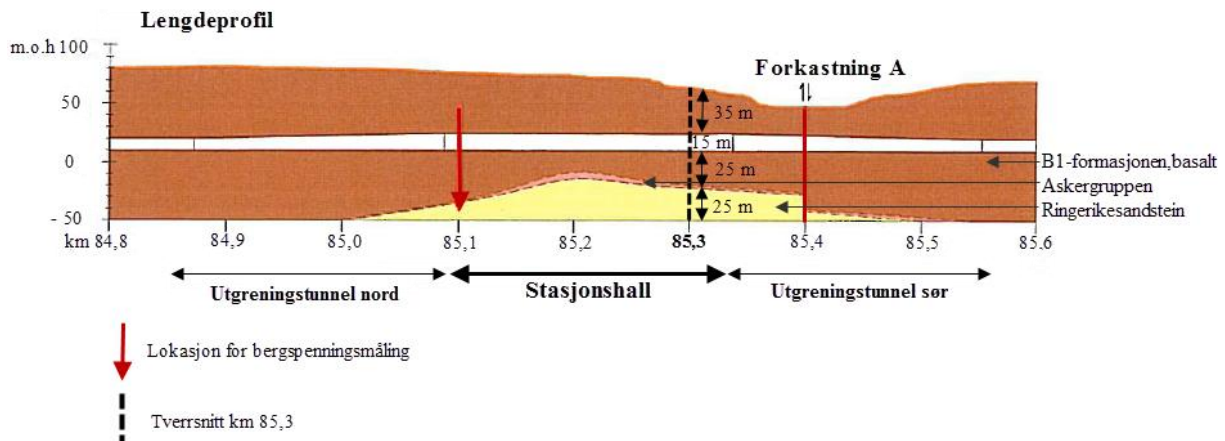


**Figur 18.** Numerisk tverrsnittmodell av km 85,1 uten topografi før driving.

Denne modellen er laget for å kunne vurdere SINTEF's spenningsmålinger, og spenningsbildet i modellen er satt til å være konstant. Denne definerer et konstant spenningsfelt før drivingen starter. Det vil si at spenningsfeltet ikke forandres ved posisjon eller dybde. Modellens randbetingelser er fullstendig låst med ingen tillatte deformasjoner verken horisontalt eller vertikalt.

### 6.2.5 Tverrsnittmodell km 85,3

Det er modellert to tverrsnittmodeller av km 85,3. Nedenfor er det vist et lengdeprofil over stasjonshallen, figur 19, og denne er brukt til å lage modellene. Lengdeprofilen er lagd på grunnlag av tilgjengelig geologisk data av kartlegging i dagen og kjerneboringsresultater. I figuren er tverrsnitt 85,3 markert med en svartstiplet linje. Figuren viser bergartsgruppene hvor en øverst finner B1-formasjonen merket med brunt (basalt), deretter et tynt lag med Askergruppen markert med rosa og Ringerikesandsteinen nederst farget gul. Som tidligere nevnt, er det valgt å slå Askergruppen og Ringerikesandsteinen sammen til en felles sandstein slik at modellene opererer med to bergarter; basalt og sandstein. Utenfor og sør for stasjonshallen finner man forkastning A.



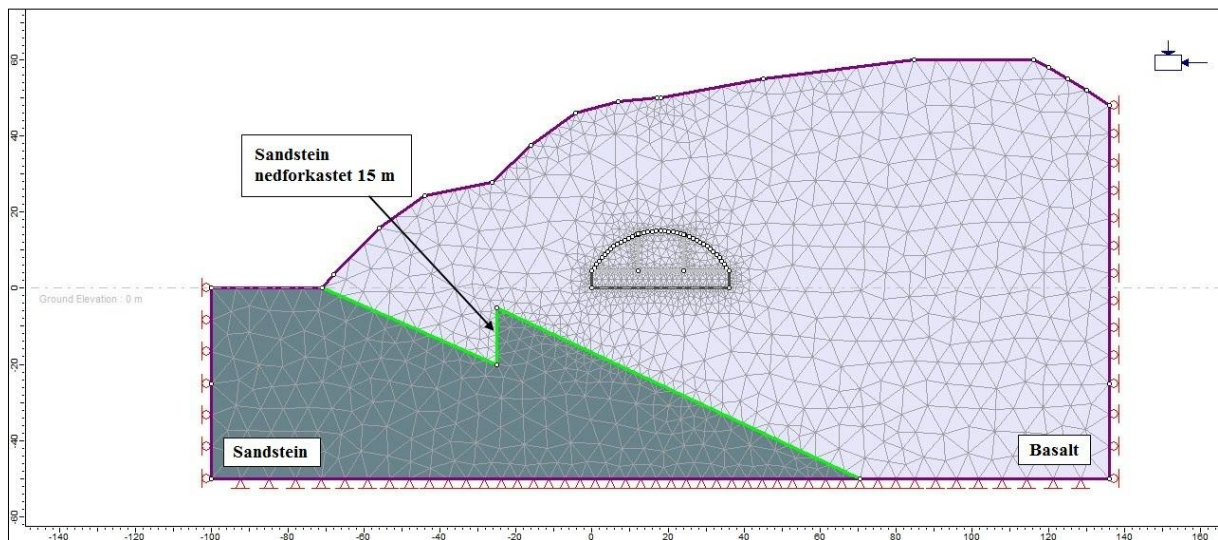
**Figur 19.** Lengdeprofil av stasjonshallområdet. Modifisert fra Larsen & Myrvang (2010).

Fra figur 19 kan en se at stasjonshallen vil ligge i basalt, og at overdekningen er ca. 35 m. Hallen er som tidligere nevnt 15 m høy. Det er ca. 25 m fra stasjonshallens ligg til sandsteinen, og det er en så pass stor avstand at det antas at sandsteinen ikke vil påvirke drivingen av hallen. Stasjonen ligger også for dette tverrsnittet ca. 70 m inni fjellet. Kart med høydekvoter er benyttet for å kunne lage en mest

mulig virkelighetsnær topografi. Det tilgjengelige kartet var av dårlig kvalitet, og det gjorde det vanskelig å se høydeknotene. I tillegg til kartet, er det benyttet et tverrprofil som er laget for hallen like ved km 85,3. Vedlegg C viser en oversikt over kart og tverrprofil som er brukt som grunnlagsmateriale for å lage den numeriske modellen.

I begge tverrsnittmodellene for km 85,3 er det brukt et gravitativt spenningsbilde. Modellens vertikale randbetingelser er satt til å ha "rullere" med tillatt deformasjon i vertikalretning, mens den nedre randbetingelsen er fast og tillater ingen deformasjon. Modellens overflate er derimot fri, og terrenghøyden er 50 m.

Figur 20 viser et skjermbilde av den ene numeriske modellen av tverrsnitt km 85,3. Her ser en hallens beliggenhet i basalt, og bergartsgrensen mellom basalt og sandstein med 15 m vertikal nedforkastning av Askergruppen, i dette tilfellet sandsteinen, da Askergruppen og Ringerikesandsteinen er slått sammen.

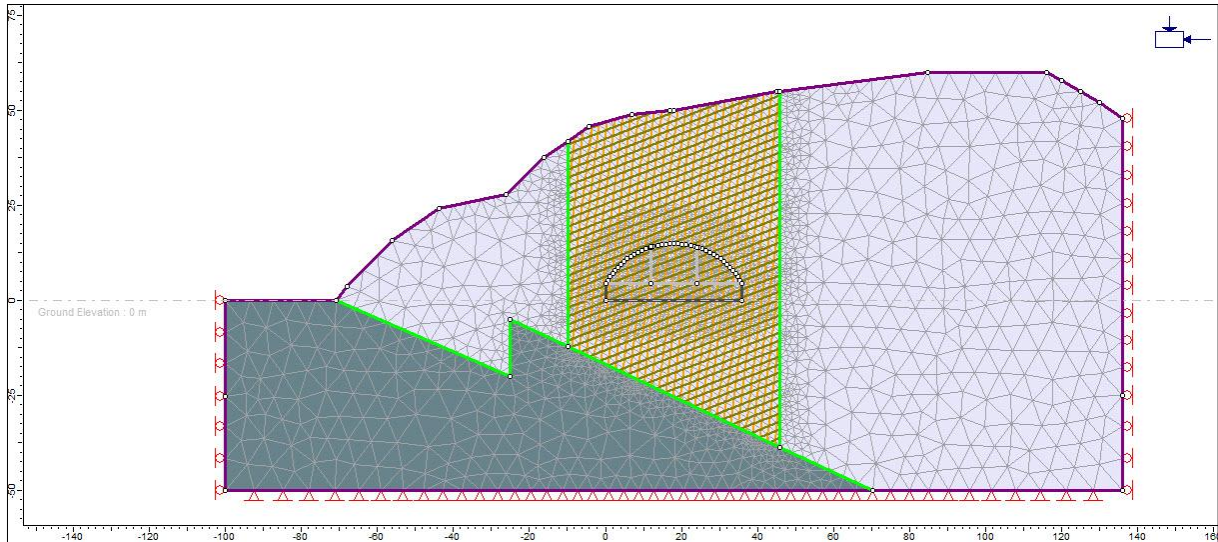


**Figur 20.** Numerisk modell av tverrsnittmodell km 85,3.

### Tverrsnittmodell km 85,3 med sprekker

I tillegg til modellen vist ovenfor er det lagd enda en numerisk modell av det samme tverrsnittet. Selve oppbyggingen av modellen er identisk til den ovenfor bortsett fra at det er implementert to sprekkesett, vist i figur 21.

I henhold til stasjonshallen orientering, er det kun to av tre sprekkesett som vil inngå i den numeriske modellen (figur 2 viser skjematisk hvordan hallen er orientert i forhold til nord og er til hjelp ved å se dette). Sprekkesett I skjærer vinkelrett på hallens akse, og vil ikke vises i et todimensjonalt modelleringsprogram. Derimot kan sprekkesett II og III implementeres. For informasjon om sprekkesettene strøk/fall vises det til delkapittel 5.4.4.



**Figur 21.** Numerisk modell av tverrsnitt km 85,3 med to sprekkesett.

Figur 21 presenterer den numeriske modellen av tverrsnitt km 85,3 med to sprekkesett som er målt i basalt. Som man ser av figuren ovenfor er sprekkene plassert over et begrenset område rundt stasjonen. Implementering av de kompliserte forholdene som sprekker utgjør, skapte problemer med den numeriske modelleringen. Dette problemet ble løst ved å sette inn de to sprekkesettene i et avgrenset område rundt hallen. Dette ble gjort pga store mengder data da modell med sprekker i all basalt, oversteg programmets maksimale iterasjonsgrense. Dette kan riktignok gi noe unøyaktige resultater.

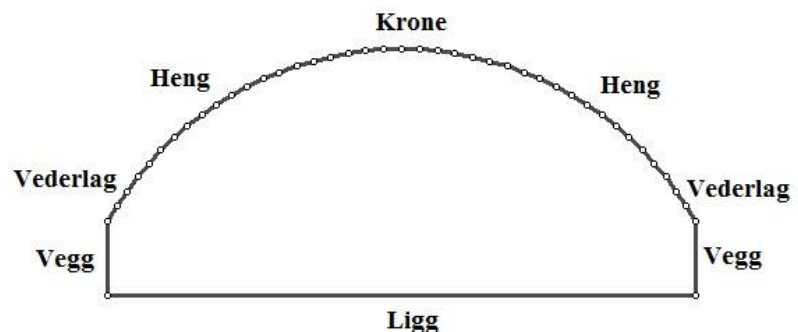


## 7 Analyseresultater

Dette kapitlet omtaler resultater og vurderinger som er kommet fram fra tolkninger av de numeriske modellene beskrevet i kapittel 6. Analysene ble utført i 5 stadier der det første stadiet representerer in-situ spenningstilstand, og de 4 andre presenterer de ulike stegene i driveprosessen.

På grunn av store mengder av bilder fra de ulike drivestegene, er det valgt å presentere de mest sentrale delene av resultatene i form av figurer, mens resten blir presentert i vedlegg. Av figurer som er tatt med i teksten er det hovedsakelig lagt vekt på dem som involverer resultatene av det ferdigåpne rommet. På grunn av hallens store bredde må hvert bilde være i en viss størrelse for at resultatene skal være lesbar. Dette innebærer igjen at et bilde opptar mye plass i teksten. I vedleggene vil de ulike analyseresultatene for hvert drivesteg presenteres sammen. Dette er gjort i et forsøk på å gjøre det enklere for leser å forstå resultatene i den aktuelle situasjonen, og for og lettere få en oversikt over forandringer.

I beskrivelsen av analyseresultatene er det benyttet vanlige geometriske uttrykk, og det vises til figur 22. Når ordet *tak* er benyttet i teksten, refereres det til områdene vederlag, heng og krone. Da hallen drives i ulike steg, vil en hver gulvflate som dannes i de ulike stegene kalles for *ligg*.



Figur 22. Uttrykk som er brukt i beskrivelsen av stasjonshallen.

Driving av et bergrom forstyrrer in-situ spenningstilstand, og vil føre til en omfordeling av spenningene på stedet. Spenningene som settes opp rundt åpningen avhenger av hovedspenningenes størrelse og retning, samt bergrommets størrelse og geometri. I tillegg til å endre spenningsbildet i bergmassen, vil drivingen forårsake deformasjon av den omkringliggende bergmassen som vil endre bergmassens form og indre struktur. Generelt vil deformasjonene i bergmassen rundt en åpning øke med økende spennvidde. Spenningene, bergets styrke så vel som bergrommets geometri og størrelse har stor innflytelse på stabilitetsforholdene, og numerisk modellering kan gi en pekepinn på stabilitetsforholdene i stasjonshallen.

Analysen er bygd opp ved at først analyseres in-situ spenningstilstand og stabilitetsforholdene for de 4 ulike drivestegene uten bergsikring. Det er valgt å studere hele driveprosessen steg for steg uten bergsikring for å kunne gi en evaluering av stabilitetsforholdene. Deretter vil bergsikring, i form av 6 m lange innstøpte bolter i et 2m x 2m boltemønster i kombinasjon med et 10 cm tykt lag med fiberarmert sprøytebetong, installeres underveis i drivingen for så å se på bergsikringens innvirkning på de stedlige forhold.

Forfatter har funnet det hensiktsmessig å behandle modell for modell med beskrivelse av gjennomføring, drøfting og resultater for hver modell. I delkapittelet 7.3 vil delresultatene for hver modell sees i sammenheng, og gi en oppsummering og konkluderende avslutning på analyseresultatene.

## 7.1 Tverrsnitt km 85,1

Det er laget tre modeller av tverrsnitt km 85,1, og analyseresultatene fra hver av dem vil presenteres hver for seg. Analyseresultatene fra terrengmodellen og terrengmodell der stasjonshallen er flyttet 5 m vertikalt ned i profilet, er sammenlignet for å se på virkningen av hallens plassering. Til slutt vil terrengmodellen med gravitativt spenningsfelt sammenlignes med modellen med et konstant spenningsfelt, dvs. et spenningsfelt som tilsvarer SINTEF sine målte spenningsverdier.

### 7.1.1 Terrengmodell km 85,1

Det er valgt å starte og fokusere på in-situ bergspenninger rundt bergrommet. Det er tidligere nevnt at området hvor stasjonshallen skal ligge, domineres av bergspenninger som er målt til å ha ekstremt høye spenningsverdier.

Overdekningen over den 250 m lange stasjonshallen varierer fra ca. 56 m nord i hallen til ca. 49 m midt i hallen til ca. 35 m sør i hallen (Kjeilen, 2010). Den vertikale spenningskomponenten er kun avhengig av vekten av overliggende masse, og for modellen av tverrsnitt km 85,1 er overdekningen ca. 55 m. Med gitt overdekning og på grunnlag av tettheten i basalt som er på 2995 kg/m<sup>3</sup>, kan vertikalspenning beregnes ved hjelp av formel 1, og da fås følgende verdi:

$$\sigma_{v, \text{teoretisk}} = 1,6 \text{ MPa}$$

Den numeriske modellen er gitt et gravitativt spenningsbilde, og definerer et in-situ spenningsbilde som varierer med dypet på like linje som ved teoretisk beregning. Med det støtter den numeriske modellen den teoretiske verdien. Analyseresultatene fra numerisk modellering viser at de teoretiske spenningskomponentene er langt lavere enn de målte, se tabell 6.

**Tabell 6.** Målte verdier av Larsen og Myrvang, 2010. Teoretisk beregnet horisontalspenninger av Li, 2011 a.

	Målt (MPa)	Teoretisk (MPa)
$\sigma_H = \sigma_1$	11,28	2,5
$\sigma_v = \sigma_2$	6,87	1,6
$\sigma_h = \sigma_3$	3,9	0,86

Sammenlignet med den teoretiskberegnete vertikalspenningen, er den målte vertikale spenningskomponenten altfor høy, og stemmer ikke med den teoretiske verdien som er bekreftet av den numeriske modellen. Når det gjelder målte vertikalspenninger, vil den stort sett passe bra med den gravitativt induuerte. Det gjør den ikke i dette tilfellet, men er ca. 4 ganger så høy som den teoretiske gravitativt induuerte spenningen i området.

Bergmekanisk aktivitet forstyrrer den opprinnelige spenningstilstanden som allerede er i likevekt. Med en gang det åpnes et rom under jord, vil det oppstå en forandring i det opprinnelige spenningsfeltet. Spenningene som ble tatt opp av den fjernede massen, blir overført til den omkringliggende og gjenværende bergmassen, og det skjer en spenningsomlagring. Videre vil det fokuseres på spenningene, deformasjonsforløpet og mulighetene for bruddannelse i hvert enkelt steg i driveprosessen. Dette er gjort først uten bergsikring for å gjøre en evaluering av stabilitetsforholdene. Store mengder resultater gjør at kun resultater fra drivesteg 4 vil presenteres i selve teksten, mens resultater fra resterende drivesteg vil finnes i vedlegg D.



### Steg 1

Ved driving av steg 1, viser  $\sigma_1$  varierende spenningsverdier i størrelsesorden fra 4,3 MPa og ned til hele 0,01 MPa, der de laveste verdiene finnes i heng og ligg. Dette indikerer at tak og ligg er avspent.  $\sigma_3$  viser strekk i heng og ligg, mens veggene er avspent mot 0 MPa. Totaldeformasjonene som skjer i heng, vegger og ligg er jevnt fordelt i størrelsesorden 7,1-8,4 mm. Dersom de horisontale deformasjonene studeres for seg selv, viser modellen at de største deformasjonene er på 0,5 mm og skjer i heng og venstre vegg. De vertikale deformasjonene er av større karakter enn det som var tilfellet for de horisontale. Modellen viser at de største vertikale deformasjonene finner steg i kronen hvor de er 8,5 mm. I resten av tverrsnittet viser analysen at de vertikale deformasjonene er ca. 8,0 mm jevnt fordelt. Modellen viser at strekkbrudd har oppstått i liggen der 5 elementer har gått i brudd.

### Steg 2

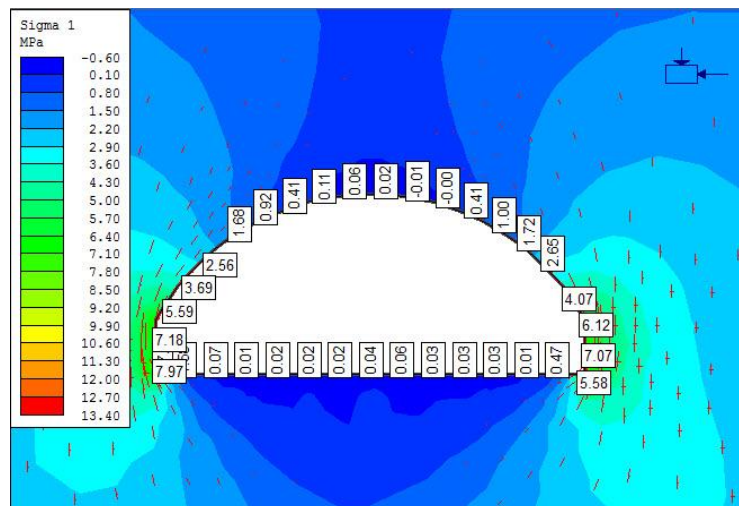
I andre steg av driveprosessen, viser  $\sigma_1$  at heng og ligg er avspent ned mot 0 MPa, mens i høyre vegg er spenningsbildet dominert av spenninger i størrelsesorden 3,5 – 5,5 MPa. I modellens skarpe hjørner oppstår det en spenningskonsentrasjon på om lag 5,5 – 6,3 MPa. Ved å studere  $\sigma_3$  kommer det fram fra modellen at det oppstår strekk i krone og heng, og den resterende bergmassen er avspent mot 0 MPa. Den totale deformasjonen er størst i hengen der den er 8,8 mm. Når de vertikale deformasjonene studeres for seg selv, viser modellen deformasjoner på ca. 7,0 til 8,8 mm i henholdsvis ligg og heng. Ved studier av de horisontale deformasjonene kommer det fram av modellen at de er mindre enn de vertikale med hyppige verdier i størrelsesorden ca. 3,5-5,7 mm jevnt over det utsprengte området. Den numeriske modellen viser at det dannes strekkbrudd i liggen, og i et mindre område i hengen. For dette drivesteg viser resultatene at totalt 55 elementer har gått i brudd der kun to av dem er lokalisert i hengen.

### Steg 3

Spenningsanalysen viser for  $\sigma_1$  strekk i kronen, og en spenningskonsentrasjon i begge hjørnene (~7 MPa). For  $\sigma_3$  er området avspent, og resultatet viser et større område med strekkbrudd i heng, og et mindre område i ligg. I dette steget er også strekkbrudd den gjeldende bruddtypen med 130 elementer i brudd, der to av disse finnes i hengen, mens de resterende finner sted i liggen. Altså går store deler av liggen i brudd, men dette området skal fjernes i neste og siste drivesteg. Den totale deformasjonen er på om lag 9 mm jevnt fordelt langs hele hallens heng. Den horisontale deformasjonen viser størst deformasjon langs hengen med verdier på ca. 0,4 mm og noe høyere verdi i vederlag, mens de største vertikale deformasjonene er 9,4 mm i heng.

### Steg 4

I fjerde og siste steg i driveprosessen står hallen ferdig, og studier av  $\sigma_1$  viser et mindre område i hallens krone hvor det har oppstått strekk. Heng og ligg er avspent med spenningsverdier 0 MPa, mens vegger og hjørner har høyere spenning i størrelsesorden 7-8 MPa.  $\sigma_3$  derimot, viser at i tillegg til strekk i heng, oppstår det også strekk i store deler av liggen, og den resterende bergmassen er avspent mot 0 MPa. Figur 23 og 24 viser største og minste



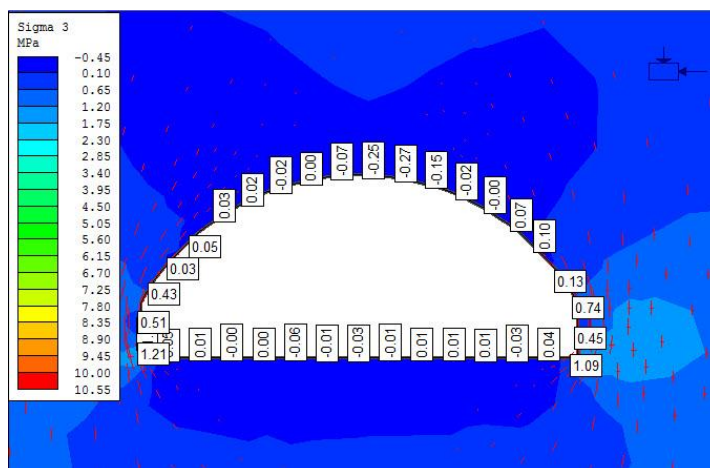
Figur 23. Fordeling av største hovedspenning rundt det åpne rommet.

hovedspenning for den aktuelle situasjonen.

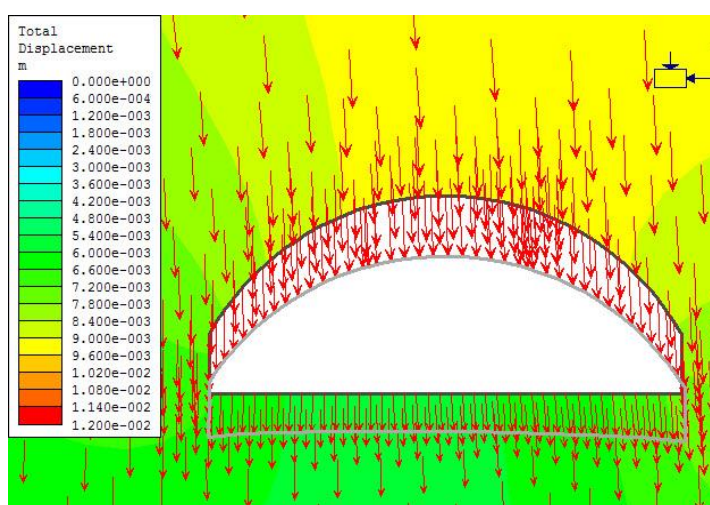
Ved å studere deformasjonsforløpet kommer det fram fra den totale deformasjonen at den største deformasjonen skjer i hengen, se figur 25. Den totale deformasjonen er 9,4 mm i hengen, og i vederlag og vegger er den henholdsvis ca. 8,4 mm og 8,0 mm. Det viser seg at 15 m over hengen og under ligggen er deformasjonen lik som den er i konturen; henholdsvis 9,6 mm og 6,0 mm.

Den vertikale deformasjonen ligger på om lag 8-9 mm i heng, der de største opptrer i kronen. Fra den numeriske modellen kommer det klart fram at graden av deformasjoner i både heng og ligg opprettholdes også et godt stykke oppover og nedover i bergmassen. De horisontale deformasjonene er betraktelig mindre enn hva som er tilfellet for de vertikale. I følge modellen er de dominerende horisontale deformasjonene i størrelsesorden 4,0 mm. Deformasjonene er størst i kronen og i høyre heng og vederlag.

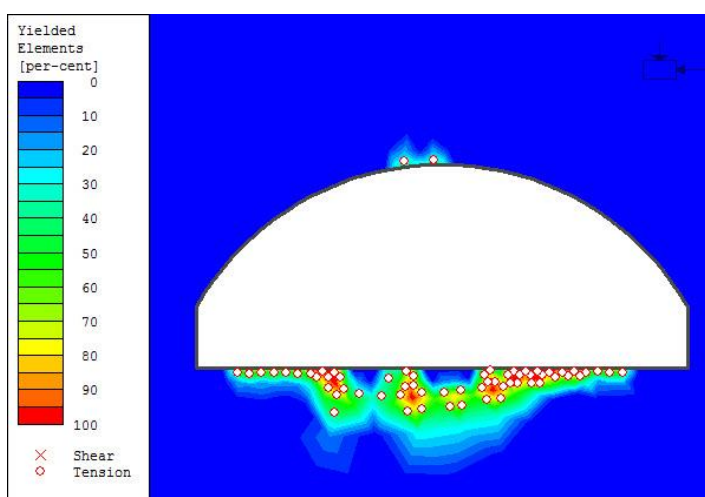
Spenningsanalysen av modellverrsnittet km 85,1 har vist at deler av bergmassen er avspent, og at strekkspenning preger hengen og ligggen. Da analyseresultatene indikerer avspent bergmasse kan det bli mangel på god nok innspenning i heng og krone. Områder med strekkspenning kan gi muligheter for oppsprekking. Veggene og vederlagene er preget av høye spenninger i størrelsesorden ca. 7,0 MPa. Bruddfenomenet som forekommer er strekkbrudd, og det oppstår i både heng og ligg, se figur 26. I følge resultatene har det oppstått strekkbrudd i krone som må sikres. I følge modellen går 62 elementer i brudd, og bruddsonens vertikale utstrekning er



Figur 24. Fordeling av minste hovedspenning for drivesteg 4.



Figur 25. Totaldeformasjon med deformasjonsvektorer og deformert form av hall.



Figur 26. Prosentvis fordeling av bergmasse rundt stasjonshall som har gått i brudd.

ca. 4 m fra liggen og nedover i bergmassen. I hengen er bruddsonen mindre, og strekker seg maks 0,5 m vertikalt oppover i bergmassen fra hengen.

Når det gjelder deformasjonene, viser den numeriske modellen at de største deformasjonene finner sted i krone, heng og i vederlag der deformasjonene har retning nedover i bergmassen, og er henholdsvis ca. 9,4 mm, 9,0 mm og 8,5 mm. Maksimalverdi for den totale deformasjonen for hele modellen er 11,3 m.

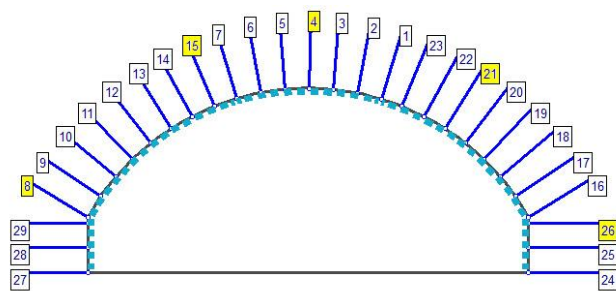
### Bergsikring av terrengmodell km 85,1

Ved driving av tunneler og bergrom er det vanlig praksis å installere bergsikring underveis i drivingen. Dette er også gjort i modelleringen, men fordi analyseresultatene ikke gir merkbare endringer i de ulike drivestegene med og uten bergsikring, er det valgt å fokusere på bergsikringen av det åpne rommet (steg 4).

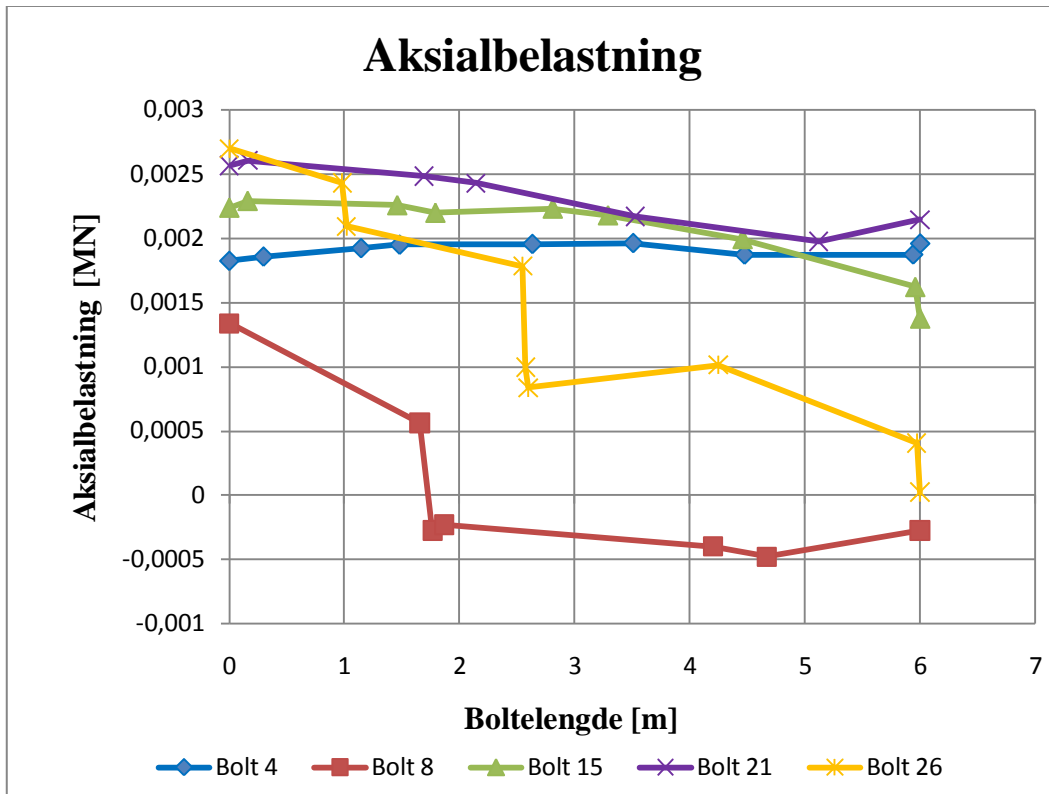
Som nevnt tidligere viser analysen at forekomsten av elementer som har gått i brudd i taket er av liten størrelse. Den numeriske modellen viste ikke merkbar forskjell ved bruk av kun bolter eller bruk av bolter i kombinasjon med fiberarmert sprøytebetong. Antall elementer som har gått i brudd økte fra 62 til 69 i tilfellene for uten og med bergsikring. Økningen skjedde i liggen mens bruddannelsen i kronen endret seg ikke med bergsikring. Sprøytebetongen hadde ingen innvirkning på den totale deformasjonen som var 11,3 mm både med og uten bergsikring.

Aksialbelastning på boltene var lik med og uten sprøytebetong. Ut fra resultatene for aksialbelastning på boltene for den ferdigdrevne stasjonen, viser resultatene at boltene i krone og heng tar opp en jevnt fordelt last på ca. 0,18 tonn langs hele boltelengden. De resterende bolter i vederlag og vegger har noe varierende aksialbelastning med økt last nær periferien og avtagende last utover boltelengden. Disse starter stort sett med en maksimal last på rundt 0,22 tonn og lastoppbyggingen avtar gradvis langs boltelengden. Noen av boltene i vegg og vederlag avtar mot 0 aksialbelastning ved boltens ende (6 m). Den maksimale og den minimale lasten som blir tatt opp av boltene er henholdsvis 0,32 tonn og -0,21 tonn, og finner sted i høyre vederlag og vegg. Vedlegg D viser aksialbelastning langs boltelengden for alle boltene i tverrsnittet. Det generelle for samtlige bolter er at de tar opp rimelig liten last, og boltenes lastoptak vil ikke overstiges.

Det er gjort et forsøk på å vise lastoppbyggingen i boltene. På grunn av et stort antall bolter i modellens tverrsnitt er det tatt utgangspunkt i 5 ulike bolter som presenterer typisk aksialbelastning for samtlige bolter. Plasseringen av disse boltene rundt stasjonshallens tverrsnitt er markert med gult i figur 27. Fra figur 28 kan man se at størsteparten av boltene viser jevnt lastoptak langs hele boltens lengde i størrelsesorden ca. 0,2 tonn. Som man kan se av kurvene plottet i figur 28 er det noen bolter som avviker fra dette, og viser i stedet avtakende aksialbelastning langs boltelengden. Bolt 8 indikerer negativ aksialbelastning, og denne bolten tar både trykk- og strekkrefter.

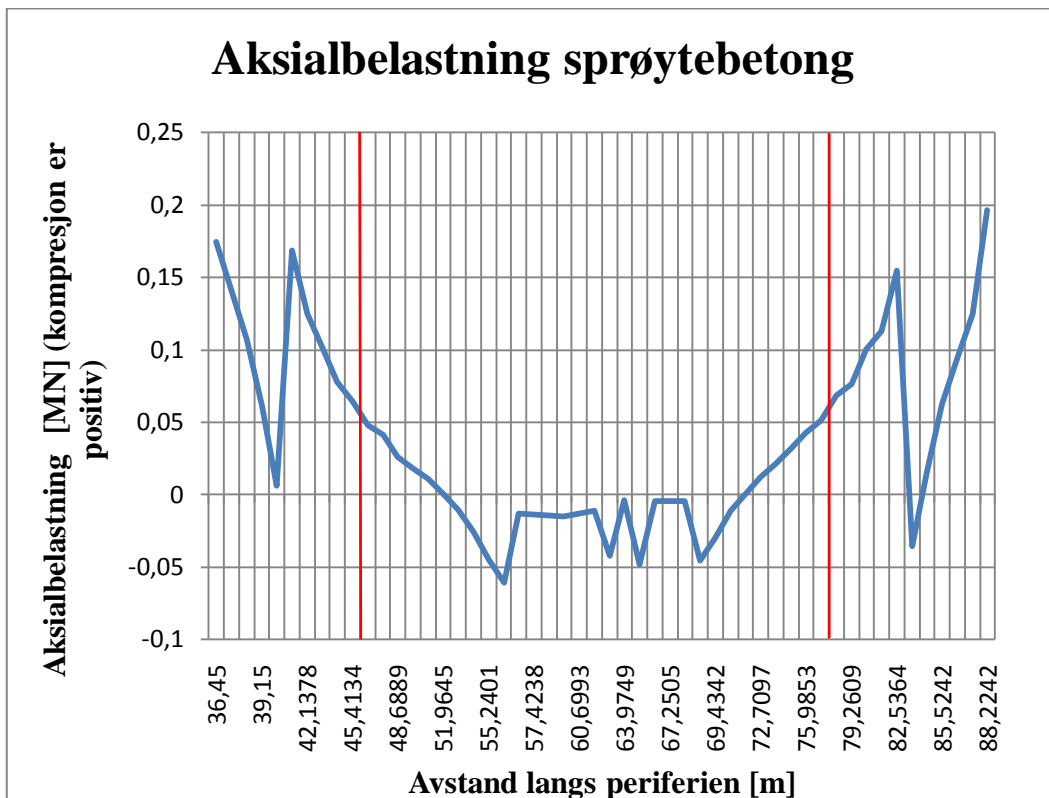


Figur 27. Boltenummerering der bolter merket med gult er plottet.



Figur 28. Resultatplott av aksialbelastning for 5 utvalgte bolter.

For sprøytebetongen gjelder det at største og minste aksialbelastning er 20 tonn og -6,2 tonn. Vedlegg D viser aksialbelastning for sprøytebetong.



Figur 29. Aksialbelastning på sprøytebetong langs periferien der området innenfor de to røde linjene representerer heng og krone.

Figur 29 viser aksialbelastning på sprøytebetong langs stasjonens periferi der grafen starter ved høyre hjørne og beveger seg i retning mot klokken langs periferien til venstre hjørne. Grunnen til at grafen ikke starter i null langs x-aksen skyldes at liggen er medberegnet, men da denne ikke er påført sprøytebetong viser den ingen verdier i grafen. X-aksen i figuren er avstand langs periferien gitt i forhold til den numeriske modellens koordinatsystem. Dette er ikke av stor betydning for tanken bak figuren er å vise hvordan belastningen på sprøytebetongen varierer rundt tverrsnittet.

Grafens 4 toppunkter representerer vegg og vederlag, mens bunnpunktene viser heng og krone. Av figur 29 ser en at belastningen er 0,17 MN (17 tonn) i høyre hjørne, og avtar mot null for så å stige i overgangen mellom vegg og vederlag. Området innenfor de to røde strekene i diagrammet presenterer krone og heng der en ser at sprøytebetongen utsettes for strekkrefter. Dette kan ha forbindelse med de to bruddelementene i bergmassen like ved kronen der sprøytebetongen rettes innover mot åpningen. I høyre vederlag er aksialbelastning ca. 0,15 MN (15 tonn) for så å avta i overgangen mellom venstre vederlag og vegg, og tilslutt å øke i nederste venstre hjørne til 0,2 MN (20 tonn).

### 7.1.2 Tverrsnitt km 85,1 der stasjonshallen er flyttet 5 m lengre ned

Det er laget en lik modell av den som ble analysert ovenfor der hallens plassering i vertikalretning er det eneste som skiller de to modellene fra hverandre. Modellen som skal belyses i dette avsnittet er flyttet 5 m vertikalt nedover i profilet. Dette er det eneste som skiller de to modellene fra hverandre. Ellers er de identiske.

Her skal det sees nærmere på analyseresultatene, og hvilken betydning hallens plassering i vertikalretning kan ha å si for stabilitetsforholdene. Da spenningsbildet er satt til å være gravitativt, beregner Phase<sup>2</sup> vertikalspenningen ved hjelp av vekten av overliggende masse. På lik linje med den forrige modellen, viser også denne modellen at in-situ spenningsbildet ikke stemmer overens med de målte bergspenningene. Pga store mengder resultater vil kun bilder fra drivesteg 4 presenteres i teksten.

#### Steg 1

Spenningsanalysen av første steg i drivingen viser lave spenningsverdier i heng og ligg for både største og minste hovedspenning der store deler av det åpne rommet er avspent. Minste hovedspenning viser at det oppstår strekkspenning i heng og ligg. I følge analyseresultatene oppstår det et område med strekkbrudd i liggen der 6 elementer har gått i brudd. Ser man kun på de horisontale deformasjonene opptrer disse i størrelsesorden 0,1-0,3 mm jevnt fordel over hele det utsprengte området. Den vertikale deformasjonen er om lag 7,0-8,5 mm og er størst i krone. Horisontal og vertikal deformasjon utgjør sammen totaldeformasjon som er i størrelsesorden 7,0-8,5 mm med største deformasjoner i krone.

#### Steg 2

Studier av  $\sigma_1$  viser lave spenningsverdier i heng og ligg, med noe høyere verdier i det venstre vederlag, og i den vertikale veggen som ble dannet fra steg 1. Spenningsanalysen for  $\sigma_1$  viser at heng og ligg er avspent med et mindre område i hengen hvor det har oppstått strekkspenning. I hjørnene som dannes ved drivingen oppstår det en spenningskonsentrering med verdier opp mot 7,0 MPa.  $\sigma_3$  viser generelt lave spenningsverdier jevnt over hele det utsprengte rommet med strekkspenninger i heng, krone og ligg. Størrelsen for de horisontale deformasjonene i steg 2 er beskjedne, og er i størrelsen 0,4 mm i heng. Områdets vertikale deformasjon er i størrelsesorden 7,0-9,0 mm, der de største deformasjonene inntreffer i hengen. Den totale deformasjonen er om lag 9,0 mm i hengen og omlag 7,0 mm i resten av det utsprengte området. I følge modellen oppstår det strekkbrudd i heng og ligg der henholdsvis 2 og 40 elementer har gått i brudd. I liggen strekker bruddsonen seg ca. 2 m vertikalt nedover i bergmassen. Denne bruddsonen vil ikke skape problemer da området skal sprenges bort (se steg 4). Som nevnt

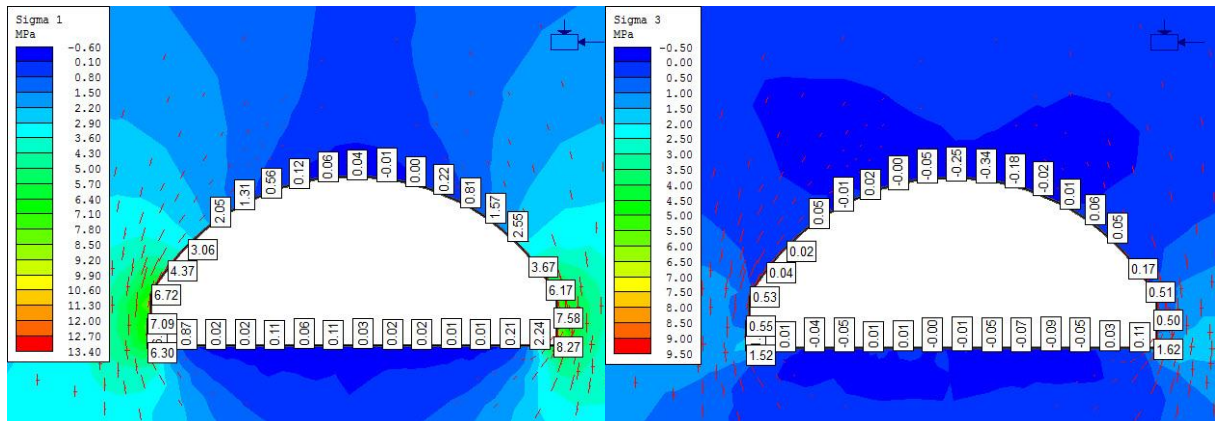
ovenfor oppstår det i tillegg til strekkbrudd i ligggen også et lite strekkbruddområde i hengen. Dette området brer seg om lag 1 m fra hengflaten og oppover i bergmassen.

### Steg 3

Takskiven og ferdig sprengt, og  $\sigma_1$  viser spenningskonsentrasjon med størrelsene 8,3 og 9,5 MPa like ved henholdsvis venstre og høyre vederlag. Ellers viser  $\sigma_1$  lave spenningsverdier mot 0 MPa i heng og ligg med strekkspenning i kronen. I modellen viser  $\sigma_3$  lave spenningsverdier fordelt over hele det utsprengte området. Strekkspenning inntreffer i kronen og i deler av hengen. Som for de tidligere stegene, viser modellen at også dette steget er preget av svært lite horisontaldeformasjon. Den vertikale deformasjonen er derimot større med verdier som varierer mellom 6,0 mm til 9,5 mm der de største deformasjonene skjer i hengen. Den totale deformasjonen er om lag 8-9 mm i hengen, og 6-7 mm i ligggen. Når det gjelder bruddannelse, kommer det fram fra resultatene at 95 elementer har gått i brudd. Et mindre område i heng og store deler av ligg er preget av strekkbrudd. Med tanke på hallens store spennvidde som er på 36 m, er bruddområdet i hengen av liten utstrekning (ca. 2 m), og strekker seg bortimot 2 m oppover i bergmassen. Det viser seg at hele ligggen domineres av strekkbrudd, og dette bruddområdet brer seg mer eller mindre over hele det underliggende området som tilhører steg 4, og noe lengre nedenfor dette.

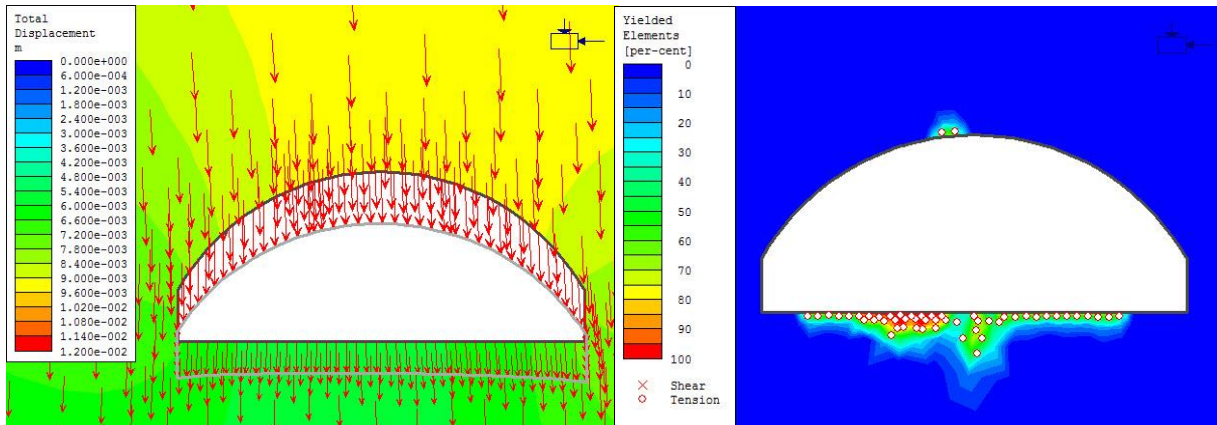
### Steg 4

Hallens tverrsnitt er ferdigsprengt, og resultatene fra spenningsanalysen viser generelt lave spenningsverdier langs hele tverrsnittet for både største og minste hovedspenning, figur 30.  $\sigma_1$  viser lave spenningsverdier i hallens heng og ligg med strekkspenning i kronen, og høyere spenning i vegger og hjørner med verdier mellom 7,0-8,0 MPa. Ved å studere  $\sigma_3$  ser man at det dannes strekkspenninger i hallens heng og ligg, og at resten av tverrsnittet er avspent mot 0 MPa. Det kommer fram fra figurene under at bergmassen over kronen er avspent.



Figur 30. Venstre: Fordeling av største hovedspenning. Høyre: Fordeling av minste hovedspenning.

Når man ser på horisontal deformasjon for seg selv, er disse så små og av liten betydning også når hallen er ferdigsprengt. De vertikale deformasjonene er lite forandret fra steg 3, og den numeriske analysen gir at den vertikale deformasjonen i hengen varierer fra ca. 8,0 til 9,5 mm, der de største deformasjonene finner sted i kronen. I ligggen er de vertikale deformasjonene i størrelsesorden rundt 6,0 mm. Da horisontaldeformasjonen er av liten størrelse, tilsvarer totaldeformasjon den vertikale deformasjonen. Figur 31 viser totaldeformasjon med deformasjonsvektorer og den deformerte formen av hallen. Maksimal totaldeformasjon for hele modellen er 11,3 mm.



**Figur 31.** Venstre: Totaldeformasjon med deformasjonsvektorer og deformert form av hall. Høyre: Prosentvise fordelingen av bergmasse som har gått i brudd.

Av de bruddfenomener som har oppstått, viser resultatene at strekkbrudd er den dominerende bruddtypen, se figur 31. Fra liggen strekker bruddsonen seg ca. 5 m vertikalt nedover i bergmassen på det største, men stort sett er bruddsonens utstrekning 1 m nedover langs liggen. I hengen er bruddsonen mindre, og opptrer i en liten del i venstre del av hengen nær kronen. Området med brudd strekker seg fra hengen og 2 m oppover i bergmassen, og har en utstrekning på vel 2 m. Med tanke på hallens 36 m lange spennvidde er dette et svært lite område.

Kort oppsummert indikerer analyseresultatene liten horisontalspenning i heng og krone, og bruddsonen i hengen er rimelig liten.

### 7.1.3 Sammenligning av terrengmodell og modell der stasjonshallen er flyttet 5 m ned

Videre vil resultatene fra de to terrengmodellene av tverrsnitt km 85,1 sammenlignes. For og lettere skille de to modellene fra hverandre slik at det unngås misforståelser, er det valgt å referere til modell1 og modell2, der modell1 er den opprinnelige modellen, og modell2 representerer modellen hvor stasjonen er flyttet 5 m ned i profilet.

Modell1 og modell2 viser omtrent det samme spenningsbildet over stasjonshallen, og begge modellene er preget av lave spenningsverdier ned mot 0 MPa i både heng og ligg. Størst spenningskonsentrasjon er lokalisert i hallens hjørner, og er omtrent i samme størrelsesorden (~7 MPa) for begge modellene. Strekkbrudd forekommer i begge modellene, og skjer i heng og ligg. Utstrekningen av den plastiske sonen svært lik i begge tilfellene. Antall elementer som går i brudd reduseres i modell2, og er henholdsvis 62 og 52 for modell1 og modell2. I modell1 er bruddsonens utstrekning nær en 3 meter, og brer seg likeledes ca. 1 m oppover i bergmassene over hengflaten. I modell2 er bruddsonens utstrekning på vel 2 m, og som strekker seg ca. 1 m oppover i bergmassene. Sammenlignet med stasjonens store bredde på 36 m, er disse bruddområdene i hengen svært små. Begge modellene preges av strekkbrudd i liggen, og for begge modeller gjelder det at bruddsonen går ca. 4 m vertikalt nedover i bergmassen. Deformasjonsforløpet er omtrent likt for begge modellene, og de største deformasjonene er om lag 9,4 mm og er lokalisert i heng og krone.

Analyseresultatene viser at det er liten forskjell i spenningsfordeling, deformasjonsforløp og bruddannelse i modell1 og modell2. Altså har det ingen stor betydning om hallen ligger der den er planlagt til å ligge eller om den flyttes 5 m lengre ned i profilet. For begge modellene gjelder det at bergartsgrensen mellom basalt og sandstein er så pass langt unna hallen at den ikke virker inn på stabilitetsforholdene. Utefra de fremkomne resultater, er heng og ligg avspent, og mangelfull innspenning kan forårsake stabilitetsproblemer.

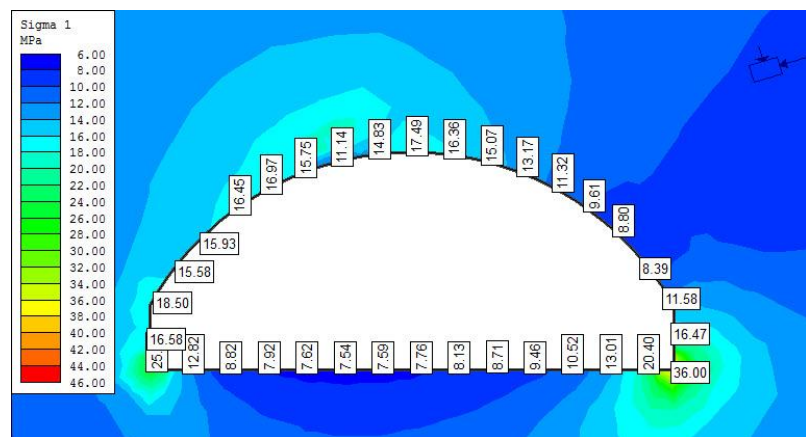
På grunn av minimale analyseforskjeller mellom modell1 og modell2, er det valgt å kun presentere analysebilder av drivingen av modell1 (vedlegg D) og resultater fra bergsikringen av modell1. Bergsikringen av modell1 ble gjennomgått i forrige delkapittel 7.1.1.

#### 7.1.4 Tverrsnittmodell av km 85,1 uten terreng

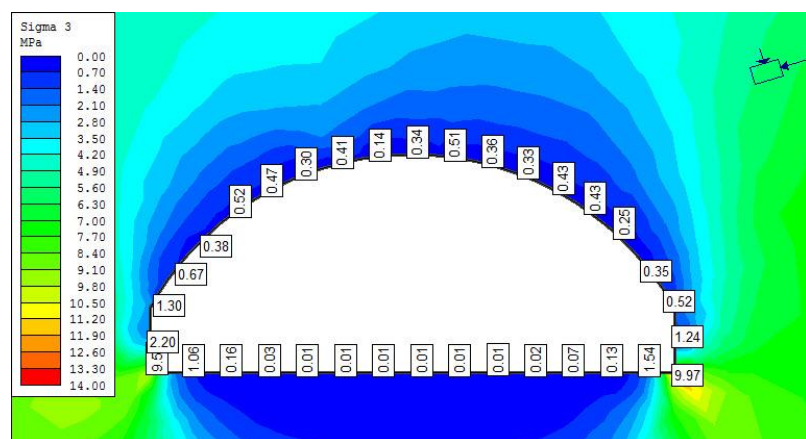
Modellen ble lagd for å se nærmere på spenningsmålingene til SINTEF. Resultatet fra spenningsmålingene gav høye spenningsverdier, og formålet med denne analysen var å studere disse spenningene. For å kunne analysere de målte spenningene har modellen blitt gitt et konstant spenningsbilde som vil si at spenningsbildet ikke varierer med hensyn til posisjon eller dybde. De to andre modellene som tidligere er gjennomgått kan ikke brukes til dette da den målte vertikalspenningen er for høy sammenlignet med verdien den gravitative teorien setter opp.

Da formålet med denne numeriske modellen er å belyse spennings situasjonen ved bruk av målte spenningsverdier, vil ikke bergsikringen gjennomgå. Med fokus på de målte bergspenningene, vil ikke hvert drivesteg presenteres, men i stedet vil det vies oppmerksomhet på situasjonen når hele bergrommet er åpnet. Før åpningen av bergrommet var modellens in-situ spenninger som ventet lik spenningsstilstanden fra utførte spenningsmålinger.

Da hele bergrommet var åpnet, viste spenningsanalysen at største hovedspenning ( $\sigma_1$ ) var høy, og gav høye trykkspenninger i bergmassen, se figur 32.  $\sigma_1$  viser at taket preges av høye spenningsverdier i området ca. 8,4-18 MPa, der de største verdiene er lokalisert i hallens krone. Disse høye spenningsverdiene i taket trenger ikke nødvendigvis å by på problemer, men med sprekker i bergmassen kan det oppstå stabilitetsproblemer. I hallens hjørner skjer det en spenningskonsentrering, og overgangen mellom vegg og ligg er dominert av høye spenninger. Spenningene er 25 MPa og 36 MPa i henholdsvis venstre og høyre hjørne. Figur 33 viser fordelingen av minste hovedspenning rundt hallen. Minste hovedspenning viser lave spenningsverdier mot 0 MPa i store deler av tverrsnittet, og med noe høyere verdier i vegger.



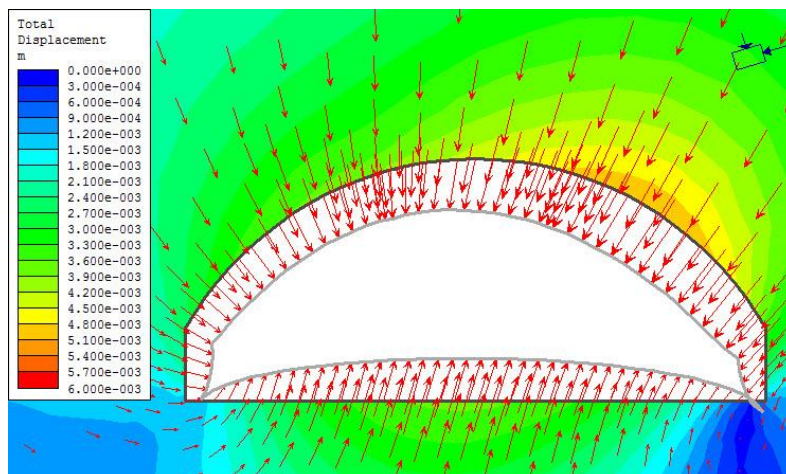
Figur 32. Fordeling av største hovedspenning rundt stasjonshallen.



Figur 33. Fordeling av minste hovedspenning rundt stasjonshallen.

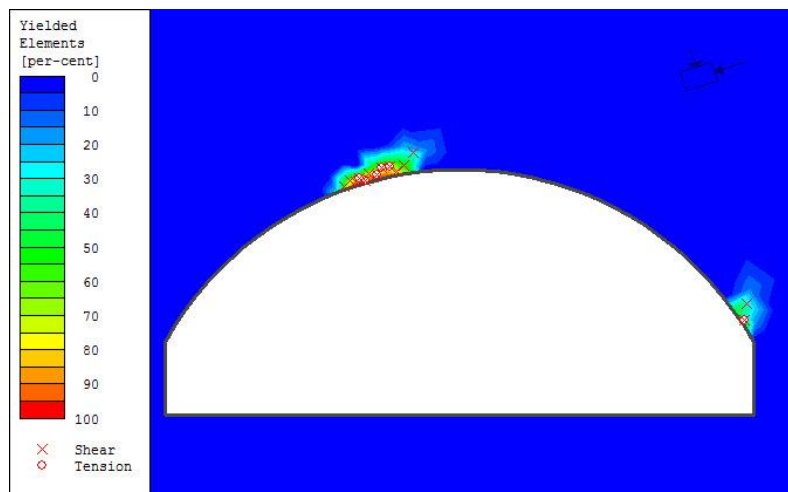


Totaldeformasjon med deformasjonsvektorer og deformert form av hallen vises i figur 34. Deformasjonsmønsteret er preget av deformasjonsvektorer normalt på heng og krone som gir deformasjon innover i hallen, og deformasjoner fra liggen og opp i rommet. Av figur 34 ser man at de største deformasjonene skjer i krone, og i hengens høyre del. Den største deformasjonen for hele modellene er 5,1 mm.



Figur 34. Totaldeformasjon med deformasjonsvektorer og deformert form av hallen.

I motsetning til de to andre modellene fra samme område, forekommer det bruddannelse i form av strekkbrudd og skjærbrudd for den aktuelle situasjonen. Resultatene viser at det oppstår skjærbrudd i kombinasjon med strekkbrudd i øvre del av venstre heng, og i et mindre område i høyre vederlag. Den prosentvise fordelingen av bergmasse som er gått i brudd er presentert i figur 35. I alt er det 14 elementer som er gått i brudd.



Figur 35. Prosentfordeling av bergmasse rundt hallen som er gått i brudd.

### Sammenligning av tverrsnitt km 85,1 med og uten topografi

Analyseresultatene fra tverrsnittmodell med topografi og uten topografi er sammenlignet. Analysebildene fra Phase<sup>2</sup> tar mye plass i teksten, og for denne sammenligningen er bilder fra de to ulike scenarioene representert i vedlegg E.

Modellene som har blitt sammenlignet har ulik oppbygging. Den ene er definert med et gravitativt spenningsbilde der den vertikale spenningskomponenten er beregnet fra vekten av de overliggende masser og antas å være en funksjon av dypet. Spenningsresultatene fra den numeriske analysen viser at in-situ spenningene satt opp av topografien, ikke stemmer overens med de målte spenningsmålingene. Den ferdigdrevne hallen preges av lave spenningsverdier, og det oppstår strekkspenning i deler av heng og ligg. Dette gir styrkereduksjon i hallens periferi, og mangel på innspenning fra omkringliggende bergmasse.

Den andre modellen er hentet fra samme område, og beskriver det samme tverrsnittet som modellen nevnt ovenfor. Derimot er denne uten overflatetopografi, og spenningen er satt til å være konstant for å representere de målte spenningene. For det åpnet bergrommet viser spenningsresultatene ingen

strekkspenninger, og største hovedspenning gir meget høye trykkspenninger i heng og hjørner. Utefra analysen med de målte bergspenningene indikerer modellen et stabilt og selv bærende hvelv.

Av de inntrufne bruddfenomener rundt hallen, kommer det fram fra resultatene at modellen uten topografi er preget av skjærbrudd i kombinasjon med tensjonsbrudd. I motsetning til modellen med topografi hvor det kun forekommer strekkbrudd. For modell med topografi og uten gjelder det at henholdsvis 62 og 14 elementer har gått i brudd. For modellen uten topografi viser resultatene at det ikke oppstår brudd i ligg. Dette gjelder ikke for modellen med topografi, der deler av bergmassen som omgir liggen har gått i brudd. Det er brudd i taket som gir de farlige stabilitetsproblemene, og begge modellene viser en relativt liten bruddsone.

Driveindusert deformasjon viste deformasjon i retning innover i hallen for modellen med topografi. For modellen uten topografi var deformasjonsmønsteret annerledes, da taket ble deformert innover i hallen, mens liggen ble hevet opp i rommet.

## 7.2 Tverrprofil km 85,3

Det er laget to numeriske modeller av tverrsnitt km 85,3 der det eneste som skiller dem fra hverandre er at den ene modellen har fått implementert sprekkeseett i basalt. På den måten kan sprekkeseettens innflytelse på stasjonshallen studeres.

### 7.2.1 Tverrsnittmodell km 85,3

For den aktuelle situasjonen er bergoverdekningen 35 m. På grunnlag av tyngdekraften og tettheten i basalt som er på  $2995 \text{ kg/m}^3$ , kan vertikalspenning beregnes ved hjelp av formel 1. Den beregnede vertikalspenningen får da følgende verdi:

$$\sigma_{v, \text{teoretisk}} = 1,03 \text{ MPa}$$

Målte versus teoretisk in-situ spenning er presentert i tabell 7.

**Tabell 7.** Målte og teoretisk beregnede in-situ spenningsverdier (Larsen & Myrvang, 2010), (Li, 2011 a).

	Målt (MPa)	Teoretisk (MPa)
$\sigma_H = \sigma_1$	11,28	2,5
$\sigma_v = \sigma_2$	6,87	1,03
$\sigma_h = \sigma_3$	3,9	0,86

Da spenningsbildet i den numeriske modellen er definert som gravitativt, beregner programmet vertikalspenningen som en funksjon av dypet. Altså stemmer den vertikale spenningskomponenten i modellen overens med den teoretiske. Fra tabell 7 kommer det tydelig fram at de målte spenningskomponentene er langt høyere enn de teoretiske. Den målte vertikale spenningskomponenten er altfor høy, og stemmer ikke med den teoretiske verdien som er bekreftet av mange feltmålinger. Den målte vertikalspenningskomponenten er nesten 7 ganger så høy som den teoretiske. Dette er en enormt stor forskjell. Da spenningsmålingene ble utført ved km 85,1 er riktignok er ikke spenningsmålingene utført i akkurat dette området som den numeriske modellen framstiller, men det store avviket er oppsiktsvekkende.

Videre vil det fokuseres på de resultater som har kommet fram fra den numeriske analysen av de ulike drivestegene. Analysen vil først gjøres uten noen form for bergsikring for å kunne se på stabilitetsforholdene. Pga store mengder resultater fra hvert drivesteg, vil bilder fra kun det siste

drivesteget, der hallen er helt åpen, presenteres i selve teksten. Det er valgt å benytte de mest sentrale bilderesultatene fra de ulike for å prøve å gjengi forholdene på stedet. Resultater fra hvert enkelt drivesteg er presentert i vedlegg F.

### Steg 1

Den første delen av rommet er åpnet, og fra spenningsanalysen kommer det tydelig fram fra resultatene at krone og ligg er avspent. Bergmassen er avspent også flere meter over kronen, og det viser seg at den fortsetter å være avspent rundt ca. 0,20 MPa helt opp til overflaten. For minste hovedspenning gjelder det at den gir strekkspenninger i krone og ligg. Spenningsresultatene som har kommet fram fra det første drivesteget indikerer at det kan bli vanskelig å oppnå god nok innspenning for kronen i hallen. Totaldeformasjon er størst i kronen. De vertikale deformasjonene for det drevne området er størst i krone, hvor de er rundt 2,3 mm. I ligggen er de vertikale deformasjonene mindre, og er om lag 1,4 mm jevnt fordelt. De horisontale deformasjonene er mindre enn det som var tilfellet for de vertikale, og er rundt 0,13-0,18 mm med størst bevegelse i høyre vegg. I følge modellen går ingen av elementene i brudd.

### Steg 2

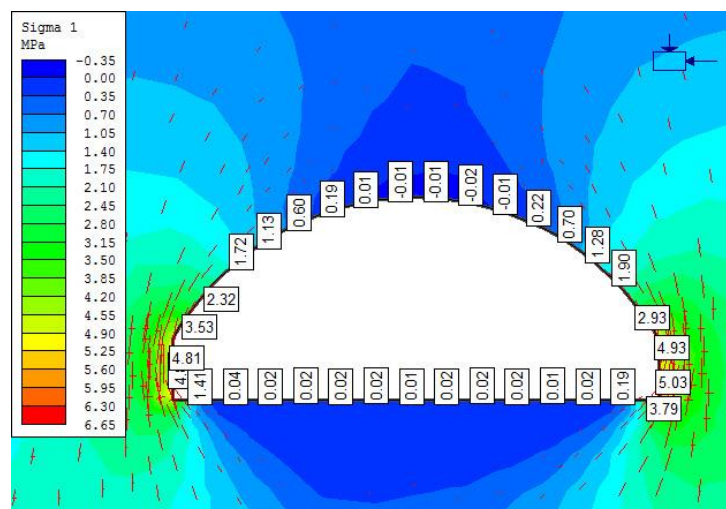
Spenningsresultatene gir uttrykk for lave spenninger langs hele periferien av det drevne området, og strekkspenninger opptrer i heng og krone. I hjørnene har det oppstått økt spenning og det kan tyde på disse stedene har blitt utsatt for spenningskonsentrasjoner. Her er spenningene om lag 4,3 MPa. Største totaldeformasjon er ca. 2,6 mm, og har skjedd i heng og krone. Horizontaldeformasjon er av liten karakter også for dette steget, og med det viser den vertikale deformasjonen det samme som totaldeformasjon, med største deformasjoner i heng og krone. 38 elementer viser tegn til å ha gått i strekkbrudd, og disse finner sted i ligggen.

### Steg 3

Hele takskiven er drevet ferdig, og spenningene i heng og krone er lave slik at dette området er avspent. Ligg, krone og de øvre delene av hengen preges av strekkspenninger. Også her er bergmassen rundt hallen avspent, og det kan tyde på mangelfull innspenning i taket. Den totale deformasjonen er størst i heng og krone. Her er den vertikale deformasjonen 3,1 mm i krone, og noe lavere i ligg. For de horisontale deformasjonene gjelder det at de største deformasjonene skjer i venstre heng. Her er deformasjonene 0,33 mm. I ligggen forekommer det strekkbrudd, og modellen gir at 69 elementer har gått i brudd. Bruddsonen strekker seg nedover i bergmassen under ligggen, men store deler av dette området skal fjernes i neste og siste drivesteg.

### Steg 4

Hele bergrommet er åpnet, og fra figur 36 og 37 kommer det tydelig fram at området rundt hallen er avspent. Strekkspenninger opptrer i heng og krone. I følge den numeriske modellen fortsetter de lave spenningene flere meter oppover i bergmassen over heng og krone, og fortsetter helt opp til overflaten. Horisontalspenningen er imidlertid høyere i vederlag og vegger, se figur 36. For denne tverrsnittsmodellen er bergoverdekningen tilsvarende

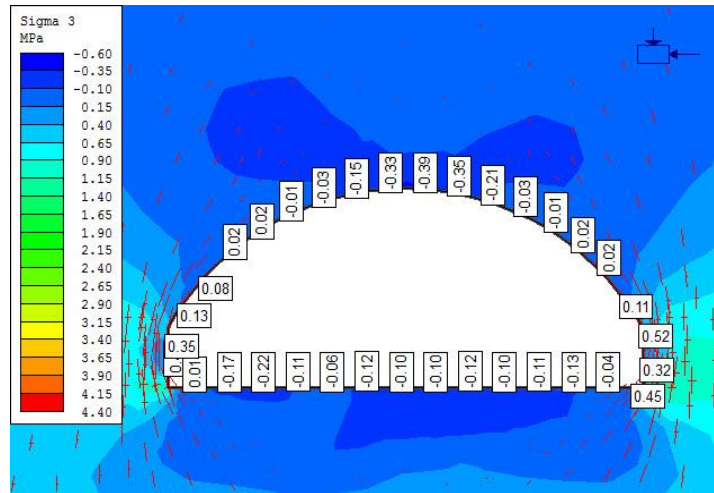


Figur 36. Fordelingen av største hovedspenning for steg 4.

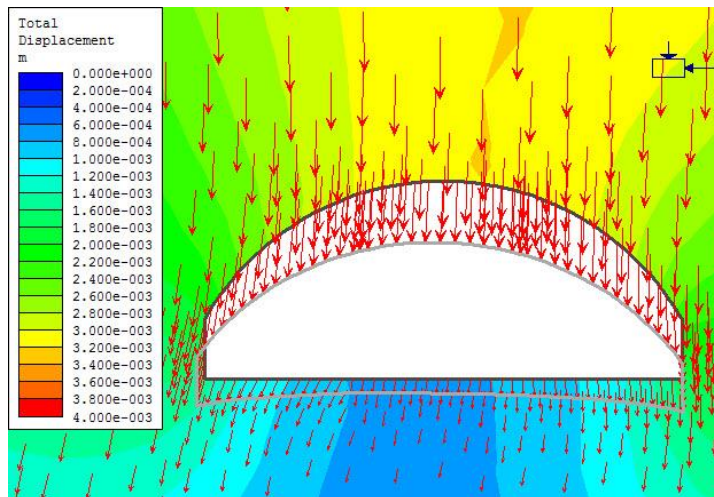
spennvidden i hallen, og fordi området preges av lave spenninger kan det gi manglende innspenning fra omkringliggende bergmasse. Dette kan føre til stabilitetsproblemer.

Figur 38 presenterer det totale deformasjonsforløpet rundt hallen. I motsetning til terrengmodell km 85,1 viser denne modellen mindre totaldeformasjonsverdi. Maksimal totaldeformasjonen for hele modellen er 3,23 mm, og den største vertikale deformasjonen har tilsvarende verdi og skjer i kronen. Den minker gradvis til ca. 2,3 mm i vederlag, hvor de vertikale deformasjonene fortsetter å avta til ca. 0,97 mm i liggen. Godt uti bergmassen er deformasjonsforløpet stort sett det samme som det er langs hallens periferi. De horisontale deformasjonene er av mindre størrelse, og er ikke like vedvarende som de vertikale. De største horisontale deformasjonene finner sted i venstre heng og i krone der de henholdsvis er ca. 0,38 mm og 0,17 mm.

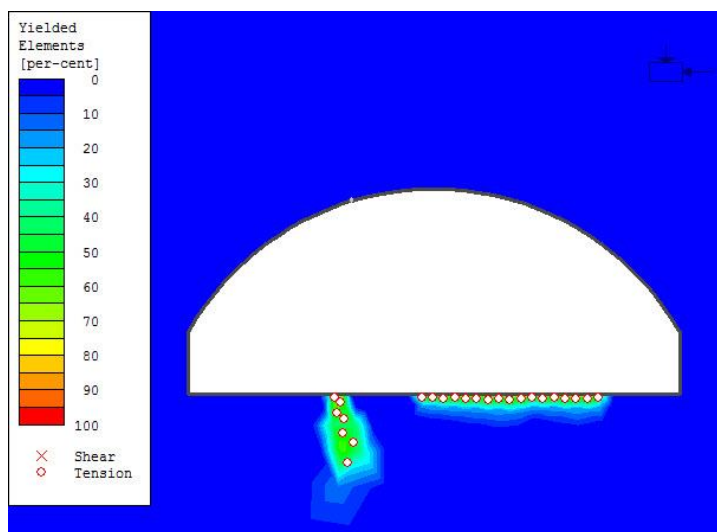
Figur 39 viser den prosentvise fordelingen av bergmasse rundt hallen som har gått i brudd. Fra analyseresultatene har det kommet fram at det kun skjer bruddannelse i hallens ligg. I følge modellen har 24 elementer gått i strekkbrudd. Bruddsonen i liggen brer seg langsmed liggflaten, og på et sted strekker sonen seg ca. 5,5 m vertikalt ned i bergmassen på det største.



Figur 37. Fordelingen av minste hovedspenning for den åpne stasjonen.



Figur 38. Totaldeformasjon med deformasjonsvektorer og hallens deformerte form.



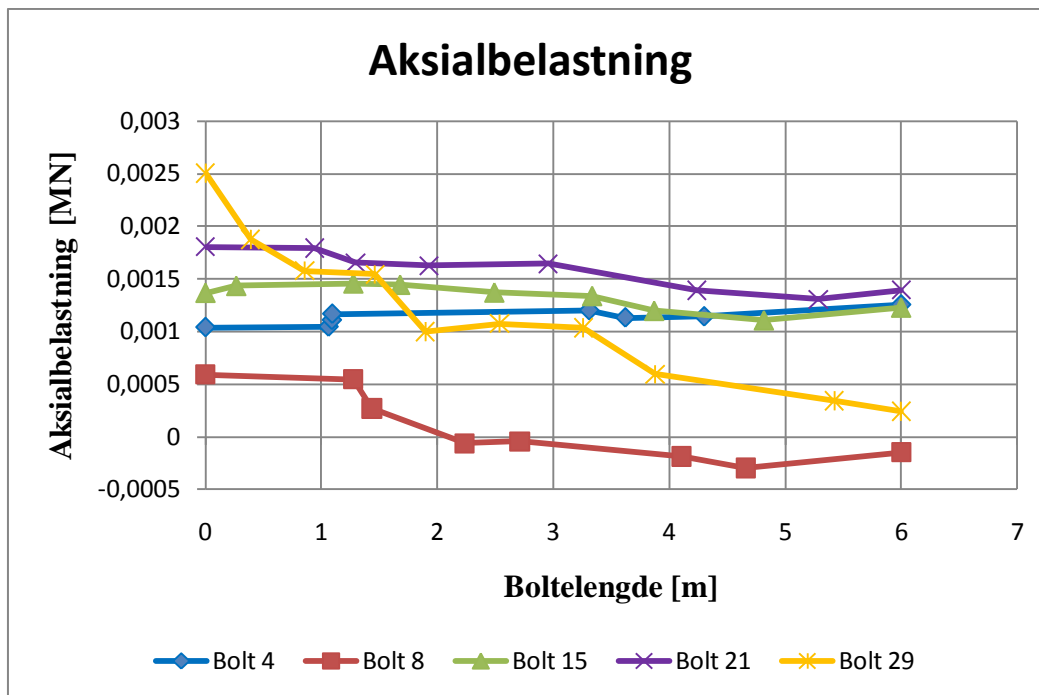
Figur 39. Prosentvis fordeling av bergmasse rundt hallen som har gått i brudd.

### Bergsikring

Også for denne modellen er bergsikringen installert etter hvert drivesteg. Modellen viser ikke bemerkningsverdig forskjell i stabilitetsforhold med og uten bergsikring, og derfor vil ikke sikringsløpet for hvert drivesteg gjennomgå. I stedet for å kommentere alt som er likt i modellen uten og med sikring, vil det bli viet oppmerksomhet på det som er ulikt samt bolters aksialbelastning. Med det vil det fokuseres på bergsikringen av den ferdigdrevne hallen. Bergsikringen har ikke vist innvirkning på bruddannelsen rundt tverrsnittet da bruddene har oppstått i liggen.

I følge modellen oppstår det ikke brudd i verken bolter eller sprøytebetong. Aksialbelastningen er forholdsvis jevnt fordelt for boltene i heng og krone, og varierer noe langs boltelengden for bolter i vegg og vederlag.

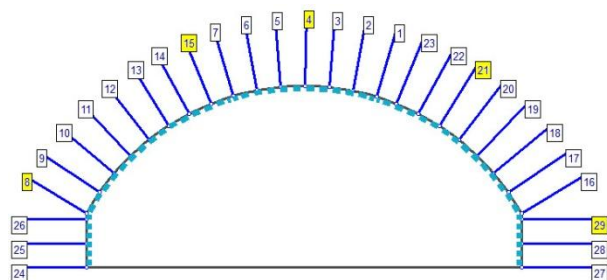
Aksialbelastningen på sprøytebetongen er rimelig lik den for terrengmodell km 85,1. For den aktuelle situasjonen preges vegger og vederlag av trykkbelastning, mens noen mindre områder i krone og deler av heng utsettes for strekk der sprøytebetongen rettes innover mot åpningen. I vedlegg G er aksialbelastning for bolter og sprøytebetong vist som søylediagram langs hallens periferi samt plott av aksialbelastning for sprøytebetong.



Figur 40. Resultatplott av aksialbelastning på 5 bolter.

For å beskrive boltene lastforløp er det tatt utgangspunkt i 5 ulike bolter som representerer typisk aksialbelastning for boltene i den gitte situasjon. Boltene nummerering kan sees i figur 41 hvor bolter markert med gult er tatt med i plottet av aksialbelastning.

Resultatplottet, vist i figur 40, viser at de fleste boltene har en jevn lastoppbygging på om lag 0,15 tonn langs boltelengden, mens bolt 8 og 29 har en avtakende tendens. I motsetning til de



Figur 41. Boltenummerering.

andre boltene i diagrammet viser bolt 8 at den tar opp både strekk- og trykklast, der minimumslasten ligger på -0,03 tonn.

### 7.2.2 Tverrsnittmodell km 85,3 med sprekker

Beregning av spenningskomponenter gir de samme verdiene som gitt for den første modellen av tverrsnitt km 85,3. Derimot viser den numeriske modellen en litt annerledes in-situ spenningstilstand. I følge den numeriske analysen er in-situ vertikalspenning 0,97 MPa. Dette er et avvik på 0,06 MPa fra teoretisk verdi. Avviket kan mulig skyldes sprekke i bergmassen. Vedlegg H viser de rådende forholdene for hvert drivesteg.

#### Steg 1

Største hovedspenning er lav i heng og ligg med verdier  $\sim 0$  MPa. I veggene er spenningene større med verdier 2-3 MPa, der de største verdiene er i og nær hjørnene. Minste hovedspenning viser også lave spenninger for denne drivesekvensen. Strekkespenninger opptrer i heng, ligg og deler av venstre vegg (- 0,0 til - 0,2 MPa), mens de resterende delene av veggene er avspent mot 0 MPa. Bergmassen over hallens tak er avspent mot 0 MPa. Ved å betrakte vertikal og horisontal deformasjon individuelt viser analysen 5,2 mm og 1,8 mm for henholdsvis største vertikal og horisontal deformasjon. For tverrsnittets totaldeformasjon er de største deformasjonene på 5,4 mm og inntreffer i heng og krone. Bergmassen i krone/heng deformeres inn i bergrommet, og pga sprekkes skjæringspunkter vil enkeltblokker presses inn i rommet. I følge analyseresultatene for det første steget i driveprosessen går 5 elementer, og 3551 sprekkeelementer i brudd. Av de inntrufne bruddfenomener er det strekkbrudd som dominerer med ett innslag av skjærbrudd. Bruddene er hovedsaklig lokalisert i bergmassen ca. 2,5 m under ligg, og opptrer i forbindelse med spekksettene. 3 m over hengen har ett element gått i brudd der bruddet er en kombinasjon av skjær- og strekkbrudd.

#### Steg 2

Når spenningene rundt det drevne området studeres, kommer det fram at området rundt kronen er preget av lave spenninger, og minste hovedspenning gir strekk i tak og ligg. Bergmassen i overdekningen er avspent helt opp til overflaten. Ved å studere deformasjonsforløpet for den aktuelle situasjonen kommer det fram fra den totale deformasjonen at de største deformasjoner skjer i hengen. Her er den vertikale deformasjonen 9,1 mm i heng, og noe lavere i ligg. Deformasjonskonturen indikerer at blokker kan presses opp i ligg, og blokkutfall fra heng der blokkene dannes ved skjæring mellom sprekke. I ligg kan sålen løfte seg opptil 2 m på det største. De horisontale deformasjonene er størst i ligg, og i følge den numeriske modellen ligger disse deformasjonene på 2,9 mm. Fra resultatene kommer det fram at 36 elementer har gått i brudd, og at både skjær- og strekkbrudd inntreffer. Ingen av bruddene forekommer langs hallens periferi, men er knyttet til sprekke i bergmassen. I alt er 12739 sprekkeelementer gått i brudd.

#### Steg 3

Fra analysen kommer det tydelig fram at taket er avspent. Det kan særlig bli et problem å oppnå tilstrekkelig innspenning i hallens krone. Spenningene øker i hjørnene ved vederlag, og her skjer det en spenningskonsentrasjon med største spenningsverdier rundt 7 MPa. Størst vertikaldeformasjon finner sted i venstre del av hengen, og er 1,0 cm. De horisontale deformasjonene er beskjedne i taket, og de største horisontale deformasjonene skjer i ligg og er 4 mm. Deformasjonskonturen for den totale deformasjonen viser også for dette steget at blokker presses opp i sålen, men for høyre del av hengen, som er drevet i dette steget, indikerer deformasjon inn i bergrommet, men ingen blokknedfall. I dette drivesteget har 54 elementer gått i brudd, og 21973 sprekkeelementer. I følge modellen har sprekkeelementer gått i brudd i ligg og i venstre heng, hvor sprekke i bergmassen over hengflaten også har gått i brudd. Strekkbrudd i kombinasjon med skjærbrudd har skjedd i forbindelse med

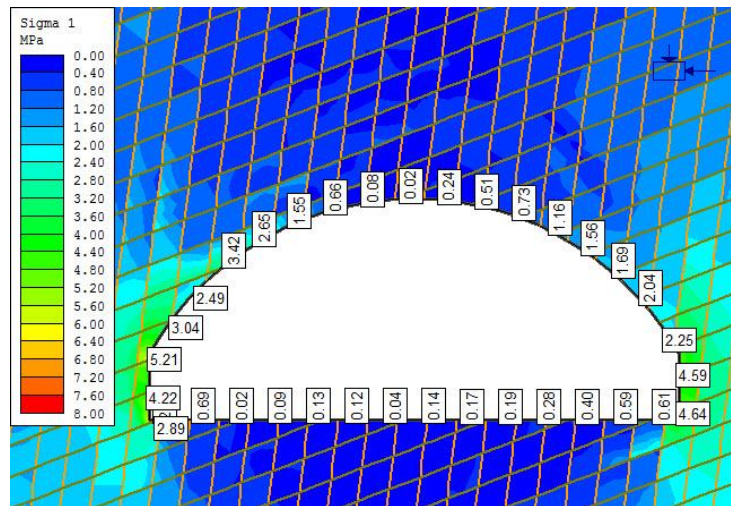
sprekkene som omgir hallen, og bortsett fra en liten bruddannelse i venstre hjørne, skjer bruddene et lite stykke unna hallens periferi.

#### Steg 4

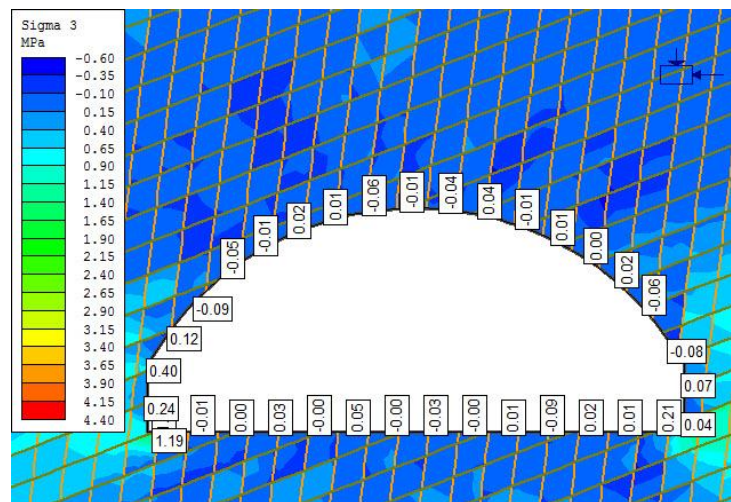
Figur 42 og 43 viser fordelingen av største og minste hovedspenning i bergmassen rundt den åpne hallen. I begge figurene er spenningsverdiene langs hallens periferi markert. Ved å studere største hovedspenning i figur 42 kommer det tydelig fram at krone og ligg er avspent. Lave spenninger fortsetter oppover i bergmassen over taket. Figur 43 presenterer fordelingen av minste hovedspenning i hallens periferi og i bergmassen rundt hallen.

Overdekningen på stedet er 35 m, og spenningsresultatene viser at bergmassen rundt, og fra stasjonen og opp til overflaten, er avspent. Fra spenningsresultatene kommer det klart fram at området rundt hallen er avspent, og det kan bli vanskelig å oppnå nok spenning for å sikre god innspenning.

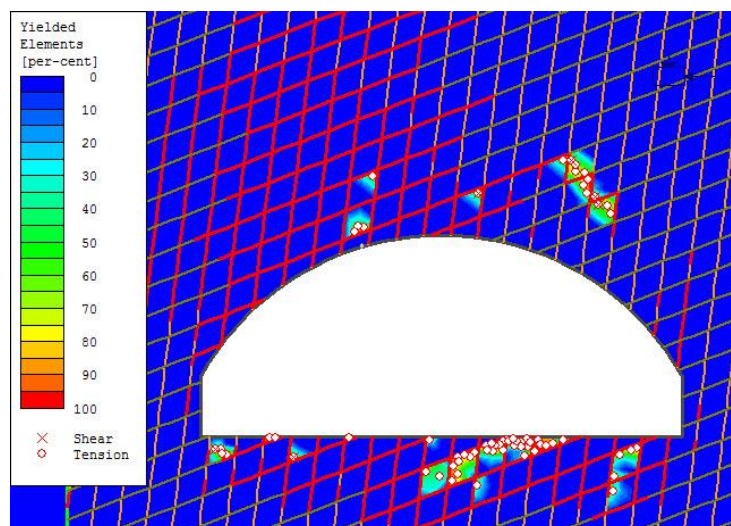
Den totale deformasjonen rundt hallen viser at de største deformasjonene skjer i hallens venstre heng. Her er de største deformasjonene på 1,0 cm. Den totale deformasjonen rundt bergrommet presenteres i figur 45. I dette steget har omfanget av blokker (avgrenset av sprekker) som deformeres inn i rommet blitt betydelig redusert. I følge resultatene vil et lite område i liggen presses opp, og utfall av en blokk finner sted i kronen. For figurer av steinblokker innover i rommet for alle drivesteg vises det til vedlegg I. I kronen er den vertikale bevegelsen ca. 8,8 mm, og i hengen er bevegelsen i størrelsesorden ca. 2,5-11 mm. I liggen er de vertikale deformasjonene mindre enn i taket, og største parten av liggen domineres av vertikale deformasjoner



Figur 42. Største hovedspenningsfordeling for den åpne stasjonen.



Figur 43. Minste hovedspenning for steg 4.



Figur 44. Den prosentvise fordelingen av bergmasse rundt hallen som har gått i brudd, samt sprekkeelementer i brudd merket med røde streker.

rundt 0,1-0,9 mm. Unntaket er et område i høyre del av liggen, der de vertikale deformasjonene er opptil 1,1 cm. I samme område er også de horisontale deformasjonene størst. Her er de i størrelsesorden ca. 1,3-11 mm, mens de er relativt mindre i taket.

Ut fra modellen viser 67 elementer tegn på å ha gått i brudd. Av de forekomne bruddtyper er det strekkbrudd som dominerer med et mindre innslag av skjærbrudd. Av modellen kommer det fram at ingen brudd skjer langs periferien i taket, men derimot et lite stykke fra periferien. I liggen er det lokalisert en bruddsone som strekker seg fra liggflaten, og som skrår ca. 4 m nedover i bergmassen. 18046 sprekkeelementer har gått i brudd, og mange av disse finner sted langs liggen og i høyre del av heng, hvor bruddelementene fortsetter oppover i bergmassen. Figur 44 viser den prosentvise fordelingen av bergmassen som har gått i brudd. Her vises det hvor strekk- og skjærbrudd har inntruffet, og i tillegg er de sprekkeelementer som er gått i brudd markert med rødt i sprekkemønsteret. Hele overdekningen kommer ikke fram i denne figuren, men det finnes sprekkeelementer som har gått i brudd ovenfor det viste området, og utstrekningen av disse avtar mot overflaten.

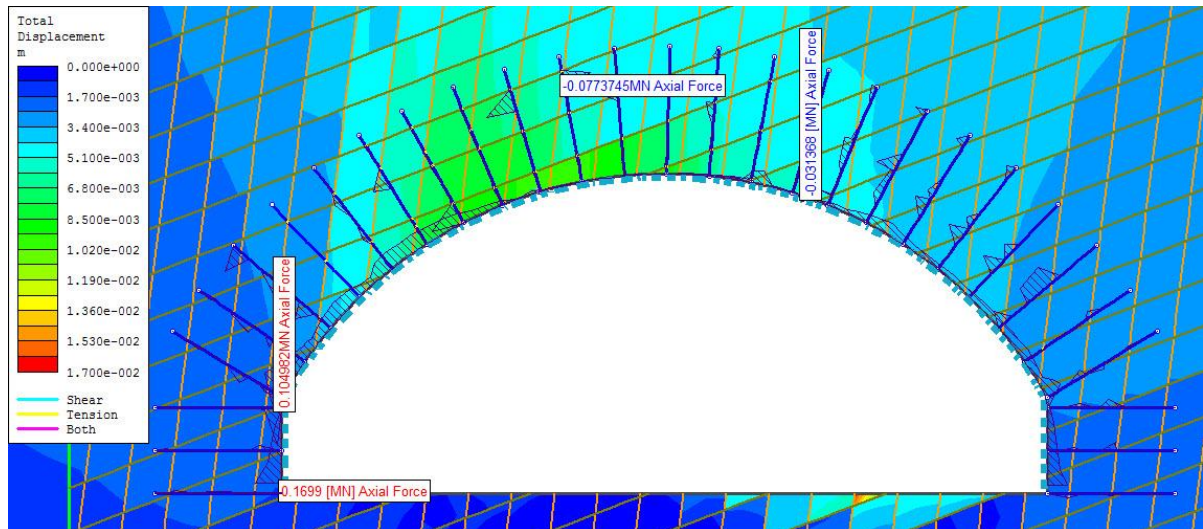
### **Bergsikring**

Ved driving av bergrom er det vanlig å sikre fortløpende underveis i driveprosessen, og en slik byggemåte er også anvendt i modellen. For hvert drivesteg er det sikret med 6 m lange limt kamstålbolter (fully bonded) og fiberarmert sprøytebetong. Modellen viser ikke stor forskjell i analyseresultater for den aktuelle drivesekvensen med og uten bergsikring. Det vil derfor gis en samlet beskrivelse av den effekt sikringssystemet har å si for forholdene i de ulike drivestegene med størst fokus på den siste situasjonen med åpnet stasjonshall. Det er valgt å legge vekt på elementer som går i brudd for å vise effekten av sikringssystemet.

Generelt gjelder det for de ulike drivestegene at det er liten forskjell i stabilitetsforholdene med og uten bergsikring. Totaldeformasjon minker med bergsikring, og den største reduksjonen finner sted i steg 4, der den totale deformasjonen er redusert fra 20,6 mm til 17 mm. For antall sprekkeelementer som har gått i brudd indikerer analysen en reduksjon for hvert drivesteg med utført bergsikring.

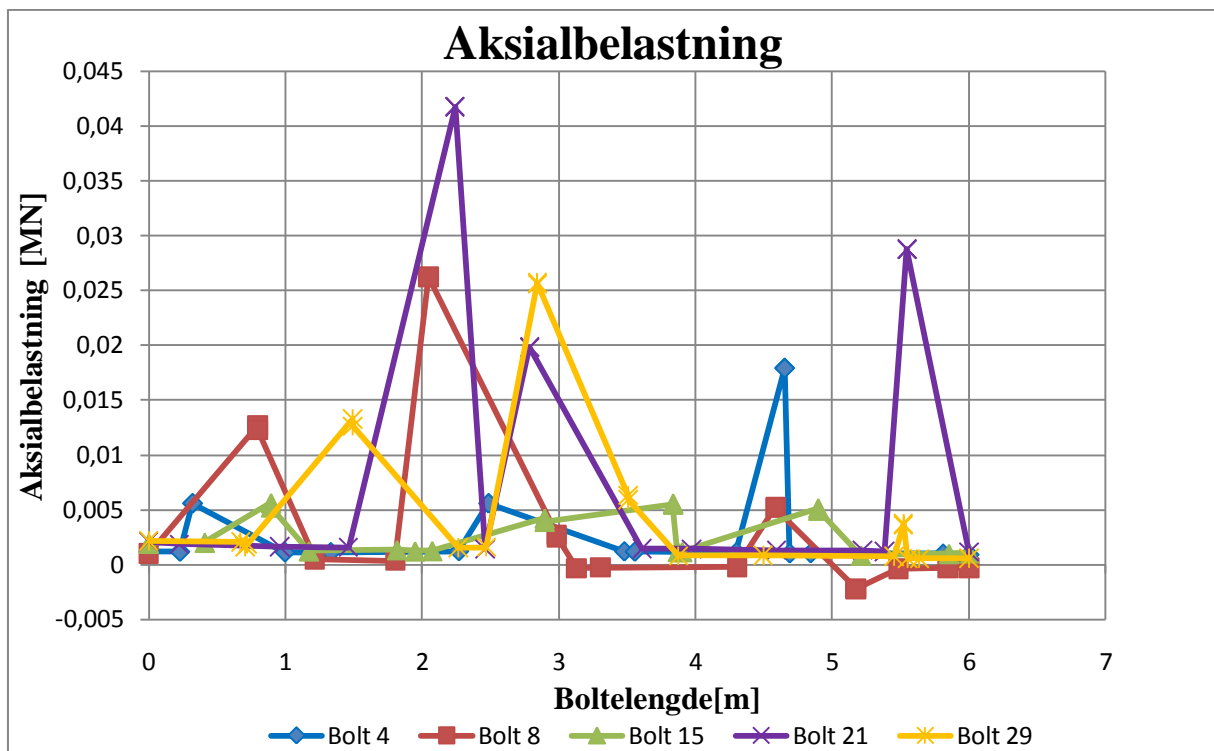
Det er som nevnt brukt innstøpte bolter (fully bonded), og i følge Rocscience 2011 a er innstøpte bolter i Phase<sup>2</sup> delt inn i boltelementer etter som hvor boltene krysser det endelig element mesh. Disse boltelementene fungerer uavhengig av hverandre. Naboelementer påvirker ikke hverandre direkte, men indirekte gjennom deres effekt på bergmassen. I motsetning til de tidligere modellene som har blitt presentert, viser figur 45 strekkbrudd i enkelte av boltelementene. I Phase<sup>2</sup> oppstår strekkbrudd når aksialbelastning på boltelementet overstiger kapasiteten. Som man ser av figuren under har det oppstått strekkbrudd i noen av boltelementene i en boltelengde, men ikke i alle elementene. Et brudd i et boltelement trenger nødvendigvis ikke å gi brudd i nærliggende element på samme bolt. Som man ser av figuren under er dette tilfellet for den aktuelle situasjonen. Det har oppstått strekkbrudd i noen av boltelementene i en boltelengde, men langt ifra alle elementene. Av de inntrufne brudd i boltelementer, viser figuren at de har skjedd i forbindelse med sprekkesettene, og skjer i krone og venstre del av heng. Dersom en bolt krysser en sprekke og sprekken åpner seg, vil bolter i virkeligheten utvikle krefter for å motstå bevegelse. Ved eksplisitt modellering av bolt-sprekk-interaksjon gjør at Phase<sup>2</sup> gir mer realistiske resultater (Rocscience, 2008). I figur 45 er strekkbrudd markert med gult, men da det ikke er snakk om flere enn 33 boltelementer som har gått i brudd, kan de være noe vanskelig å se bruddelementene. Fordelen med innstøpt bolt er at denne boltetypen kan fremdeles bære last selv etter den maksimale kapasitet er nådd (Rocscience, 2011 a).



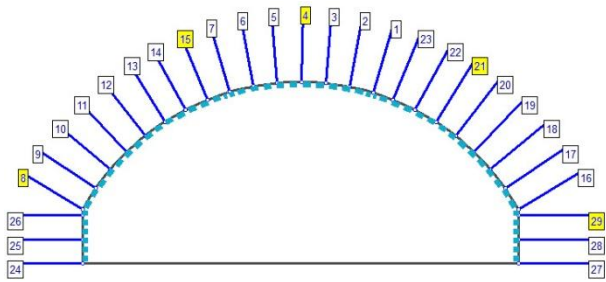


Figur 45. Aksialbelastning på bolter og sprøytebetong samt strekkbrudd i noen av boltene.

Figur 46 presenterer aksialbelastning for bolter og sprøytebetong, der begge sikringstypene tar opp både trykk- og strekkrefter. For boltene er maksimale og minimale aksialbelastning henholdsvis 10,7 tonn og -7,9 tonn, mens for sprøytebetong er maksimale og minimale aksialbelastning 17,3 tonn og -3,2 tonn. I følge analysen tilsvarende de positive lastene trykk, mens de negative tilsvarende strekk. Modellen har vist brudd i boltelementer, men gir at ingen sprøytebetongelementer gått i brudd.



Figur 46. Resultatplott av aksialbelastning på utvalgte bolter for tverrsnitt km 85,3 med sprekk. Boltenummereringen kan sees i figur 47.



**Figur 47.** Boltenummerering der boltene markert med gult er plottet i figur 47.

På grunn av et stort antall bolter er det valgt ut et par stykker som representerer typisk aksialbelastningen på boltene i tverrsnittet. Figur 46 viser resultater av aksialbelastning for 5 utvalgte bolter hvor figur 47 viser hvor boltene er plassert i tverrsnittet. Resultatet for aksialbelastning av boltene skiller seg ut fra resultatplottet for tverrsnittmodell km 85,3 uten sprekkeseett. Boltene lastopptak i modellen uten sprekker, viste en jevn og forholdsvis konstant belastning, mens for modellen med sprekker viser generelt en større variasjon i aksialbelastningen for hver bolt. Hvordan lasten fordeler seg i boltene varierer fra bolt til bolt. Den laveste belastningen forekommer i bolt nr. 8. Bolt nr. 21 viser størst lastoppbygging (4,2 tonn) der boltene skjærer krysningspunktene til sprekkeseettene. Fra de fremkomne resultater gjelder det generelt at boltene i modell med sprekker utsettes for høyere aksialbelastning enn tilfellet for boltene i samme tverrsnitt, men modell uten sprekker.

### 7.3 Samlede analyseresultater

I dette delkapittelet er det gjort et forsøk på å trekke ut de viktigste resultatene som har kommet fram fra de ulike numeriske modellene. Resultatene er presentert punktvis for å få en kort og oversiktlig framstilling av de oppnådde resultater. Som nevnt tidligere vil kvaliteten til resultatene som presenteres her avhenge først og fremst av kvaliteten på dataene som er brukt for å bygge modellene.

- Analysen har vist at in-situ spenningstilstand i de numeriske modellene ikke stemmer overens med de målte in-situ spenningene.
- Av de fremkomne resultater fra samtlige numeriske modeller kommer det fram at heng og krone preges av lave spenningsverdier og strekkspenninger oppstår særlig i heng og krone.
- Driveindusert deformasjon viste seg å være størst i heng og krone.
- Samtlige av de numeriske modellene har vist liten bruddutvikling i taket. Resultatene har vist at liggen er mest utsatt for brudd, og av de forekomne bruddfenomen, er det strekkbrudd som dominerer.
- I følge resultatene er aksialbelastningen på boltene rimelig lav, og lite styrke i boltene blir mobilisert. Boltene i tverrsnittmodell km 85,3 med sprekker har vist større aksialbelastning enn samme modell uten sprekker. Boltene tar opp både trykk- og strekkrefter.
- Tverrsnittmodell km 85,3 med sprekker har vist at enkelte boltelementer har gått i brudd, og at disse bruddene trolig skyldes sprekke da bruddene har oppstått i skjæringen mellom sprekke og bolt. De resterende modeller har ikke vist brudd i verken bolter eller sprøytebetong.

Resultatene fra tverrsnittmodell 85,1 uten terreng avviker fra resterende modeller da denne er gitt de målte spenningsverdiene. Denne modellen gir høye horisontalspenninger i heng og krone.



## 8 Unwedge

Stasjonshallen skal drives i basalt i et område med relativ liten overdekning i forhold til hallens spennvidde. Som tidligere nevnt er det erfart at basalten varierer sterkt i oppsprekingsgrad, og da to dominerende sprekkesett har ugunstig orientering og vinkel til hallens akse, øker det muligheten for blokkdannelse med fare for utfall av kiler eller steinblokker fra tak og/eller vegger. Det er dermed gjort en analyse i programmet *Unwedge 3.0* (Rocscience Inc.) for å studere hvor mulige kiler kan oppstå, deres størrelse samt innvirkning på stabiliteten i stasjonshallen.

### 8.1 Om programmet *Unwedge*

*Unwedge* er utviklet av Rocscience Inc, og er et 3D stabilitetsanalyse- og visualiseringsprogram for underjordiske bergrom i fjell med diskontinuiteter som forkastninger, skjærsoner, lagflater og sprekker. Programmet *Unwedge* brukes til å analysere mulighetene for å få kileformet ras i underjordiske anlegg som er bygget i hardt berg, der diskontinuiteter er utholdne og spenningsinduserte brudd ikke forekommer. Det forutsettes at deformasjon finner sted på diskontinuitetene, og at kiler oppfører seg som stive legemer med ingen intern deformasjon eller oppsprekking (Rocscience, 2011).

*Unwedge* er et brukervennlig program med et godt grafisk grensesnitt. Det er enkelt å legge til inngangsparametre, og programmet gir brukeren mulighet til å analysere kilers geometri, samt dimensjonere og installere stabilitetssikring i tunnelen/bergrommet. Sikkerhetsfaktorer beregnes for potensielle ustabile kiler, og stabilitetssikring kan modelleres ved hjelp av ulike typer bolter, boltmønstre og sprøytebetong. Videre gir *Unwedge* brukeren mulighet til blant annet å implementere spenningsfelt rundt bergrommet for å analysere dets effekt på stabiliteten, og å optimalisere retningen på bergrommet slik at best mulig orientering kan oppnås, og dermed unngå områder hvor det kan dannes vanskelige kiler. Analyseresultatene presenteres i ulike retninger; bergrommet sett ovenifra, fra siden, i front og som en 3D perspektivmodell som kan roteres, inkludert 3D animasjon for praktisk visning av kiler rundt bergrommet (Rocscience, 2011).

Kiler opptrer med en tetraedrisk form, og er definert av tre kryssende diskontinuiteter. Maksimalt kan tre strukturelle plan analyseres på en gang. Hvis mer enn tre store plan er identifisert for en analyse, skal da alle kombinasjoner av disse planene bli vurdert. Det kan også dannes kiler med form som et prisme. Dersom to av sprekkeplanene stryker i samme retning, vil den resulterende kilen få en prismatisk form istedenfor en tetraedrisk form (Rocscience, 2011).

For å kunne benytte *Unwedge* som et analyseverktøy, er det noen viktige begrensninger og antagelser i programmet som bør vurderes når man tolker resultater. Disse antagelsene kan oppsummeres i følgende (Rocscience, 2011):

- Alle sprekker antas å være helt plan og kontinuerlig.
- Sprekkene kan oppstå på ethvert sted i bergmassen.
- Det underjordiske anlegget antas å ha et konstant tverrsnitt langs hele akse.
- Sprekkeoverflater antas å være vedvarende og strekker seg gjennom hele volumet av interesse. Derfor vil sprekker som definerer en kil ikke opphøre innen området kilen dannes.
- Analysen baseres på antagelsen om at en kil blir utsatt for tyngdekraften på grunn av kilens vekt. Det vil si at spenningsfeltet i bergmassen rundt åpningen ikke er tatt hensyn til. Denne antakelsen fører til noe unøyaktighet i analysen, og fører generelt til en lavere sikkerhetsfaktor.

- *Unwedge* beregner alltid den største mulige kilstørrelsen som kan oppstå rundt tunnelen/bergrommet.

## 8.2 Kilanalyse av stasjonshall i *Unwedge*

Analysen er basert på antagelsen om at kilene, som er definert av sprekkeplanene, blir utsatt for tyngnekraften alene. Altså er spenningsfeltet i bergmassen ikke tatt hensyn til. Som nevnt ovenfor, kan denne antagelsen føre til noe unøyaktighet i analysen.

### 8.2.1 Inngangsparametre

Hallens geometri er tidligere presentert i figur 13, og det vil ikke være nødvendig å gå i dypere detalj. I henhold til terminologien som benyttes i *Unwedge*, er hallens akseorientering gitt i trend/plunge. Bergrommets akse er orientert ca. 150° fra nord med aksehelling lik 0°, og er dermed horisontal. Dermed blir hallens trend/plunge 150°/0°.

Sikkerhetsfaktoren mot nedfall er definert som (Rocscience, 2011):

$$F = \frac{\text{Sum av stabiliserende krefter}}{\text{Sum av drivende krefter}}$$

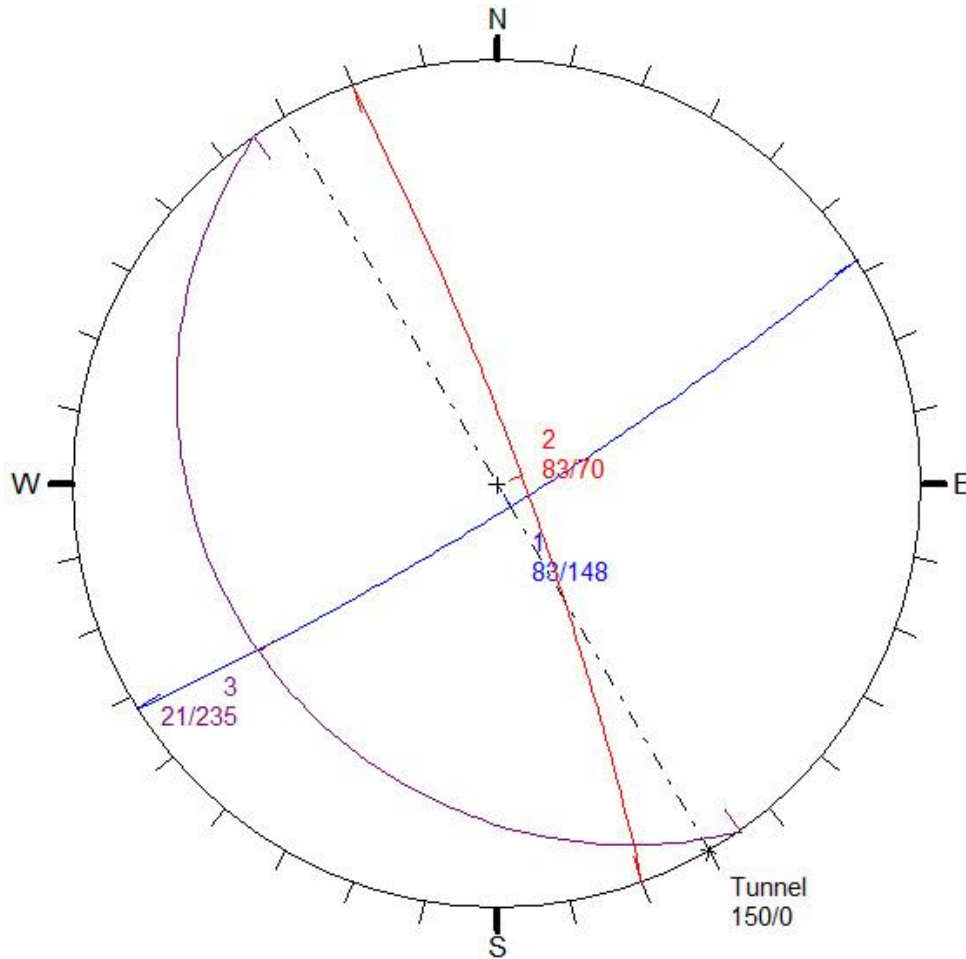
Der nedfall er antatt å inntreffe når F er mindre enn den gitte designverdien i modellen.

Inngangsparametrene som er benyttet i analysen er oppsummert under i tabell 8.

**Tabell 8.** Hallparametre

Parameter	Verdi	
Orientering av bergrommets akse (grader, °)	150	
Plunge (grader, °)	0	
Sikkerhetsfaktor i modell, F	1,5	
Vekt (MN/m <sup>3</sup> )	Basalt	0,02995
	Vann	0,00981
Sprekkeretninger (dip/dip direction)	Sprekk I	83/148
	Sprekk II	83/070
	Sprekk III	21/235
Kriterium	Mohr-Coulomb	
Friksjonsvinkel, φ	32	
Kohesjon, c	0,5	
Strekkfasthet, σ <sub>t</sub> (MPa)	0	
Vanntrykk (MPa)	0	

I en *Unwedge*-analyse må alltid orienteringen av tre forskjellige sprekkeplan defineres. Ved hjelp av blokkteori, kan *Unwedge* bestemme alle mulige kiler som kan formes av skjæringspunktet av de tre sprekkeplanene og bergrommet (Rocscience, 2011). Ved implementering av sprekkeplaner gitt i tabell 8, danner *Unwedge* storsirkler, som representerer sprekkeplanene, og som vises i et stereonett, illustrert i figur 48.



**Figur 48.** Stereonett med dip/dip direction av de tre dominerende sprekkesettene i bergmassen, samt orienteringen til hallen.

Figur 48 viser stereoplott av storsirklene som representerer dip og dip directions av de tre sprekkesettene i bergmassen. I tillegg viser figuren orienteringen til hallen som er  $150^\circ$  fra nord med klokken, markert med en svartstiplet strek. Hallens fall er merket med et kryss, og presenterer en horisontal hall.

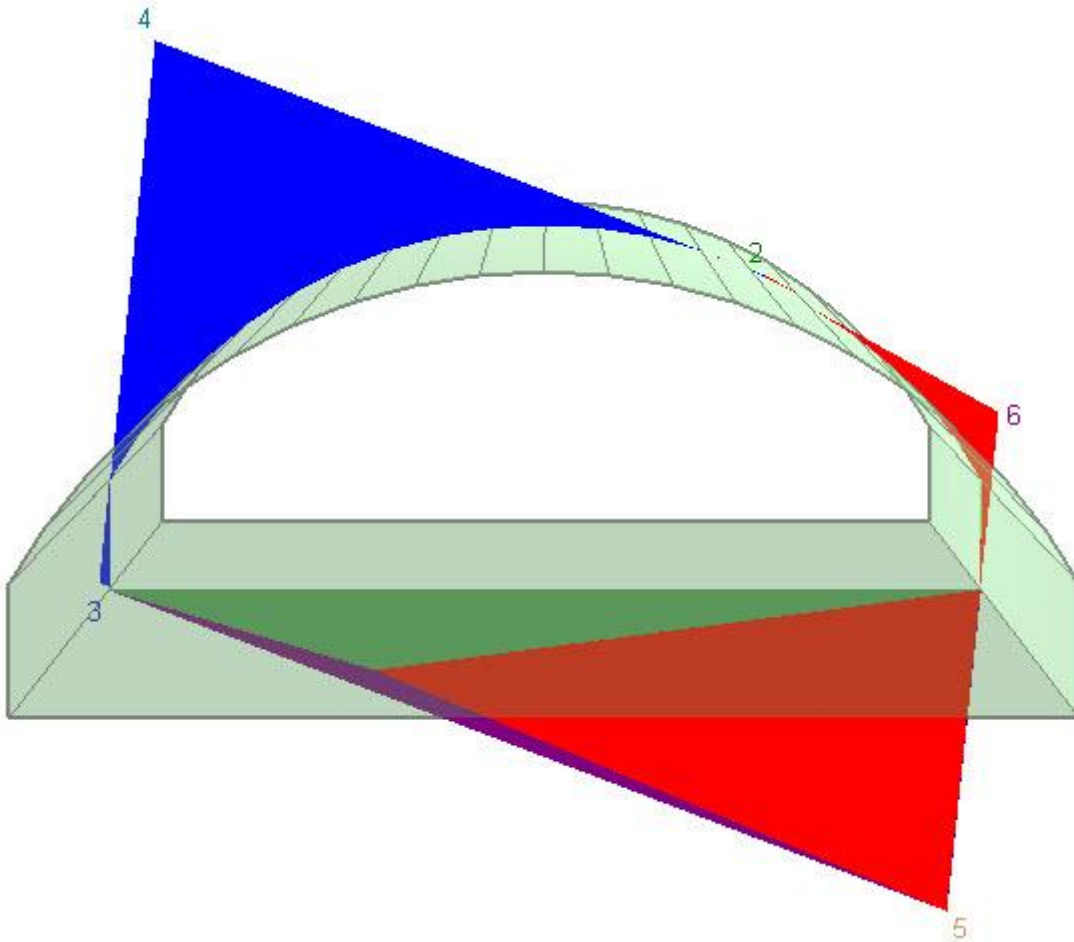
I tillegg til de tre sprekkesettene presentert med storsirkel i figur 48, ble hallens geometri, orienteringen av hallens akse og de andre inngangsparametrene i tabell 8 innført i *Unwedge*. Deretter kunne *Unwedge* bestemme lokasjonen og dimensjonene til kilene som kan oppstå i hallens tak, vegger og såle.

### 8.2.2 Bestemmelse av kiler

Størrelsen og formen av potensielle kiler i bergmassen rundt det åpne bergrommet avhenger av størrelsen, formen og orienteringen av hallen samt orienteringen av sprekkesettene. Kilene dannes i skjæringen mellom sprekkene og bergrommets frie overflate.

Som nevnt innledningsvis, vises resultatene i *Unwedge* som et 3-dimensjonalt bilde av hallen også kalt et perspektivbilde, samt et bilde sett ovenfra, fra siden og et forfra. Programmet har den fine egenskapen at man kan rotere den 3-dimensjonale modellen, og på den måten få en god oversikt over potensielle kiler.

Figur 49 er et perspektivbilde av stasjonshallen som viser de typiske kilene som kan oppstå i stasjonshallens heng, vegger og såle.



**Figur 49.** Perspektivbilde av kilene som kan dannes i stasjonshallen.

- Sprekkesett I
- Sprekkesett II
- Sprekkesett III

Figur 49 ovenfor viser at de tre sprekkeplanene danner fem kiler i bergmassen rundt hallen. Det er forsøkt å vise hvilke sprekkeseett som gir opphav til de ulike kilene ved å bruke 3 ulike farger for hvert sprekkeseett. Fra figuren kommer det tydelig fram at sprekkeseett I, merket med blått, skjærer stasjonen på tvers. Egenskapene for hver kil er oppsummert nedenunder:



**Høyre øvre kil (2)**

Sikkerhetsfaktor, F: 79,0  
Volum: 0,080 m<sup>3</sup>  
Vekt: 0,2 tonn  
Topp høyde: 0,08 m  
Glidemåte: glir på sprekk 1 og 2  
Gliretning (trend, plunge): 109, 81

Vekt: 9665 tonn  
Topp høyde: 11,93 m  
Glidemåte: glir på sprekk 1  
Gliretning (trend, plunge): 148, 83

**Nedre venstre kil (3)**

Sikkerhetsfaktor, F: 35,70  
Volum: 0,85 m<sup>3</sup>  
Vekt: 2,5 tonn  
Topp høyde: 0,44 m  
Glidemåte: glir på sprekk 3  
Gliretning (trend, plunge): 235, 21

**Kil i såle (5)**

Sikkerhetsfaktor, F: stabil  
Volum: 10882,6 m<sup>3</sup>  
Vekt: 33224,7 tonn  
Topp høyde: 13,33 m

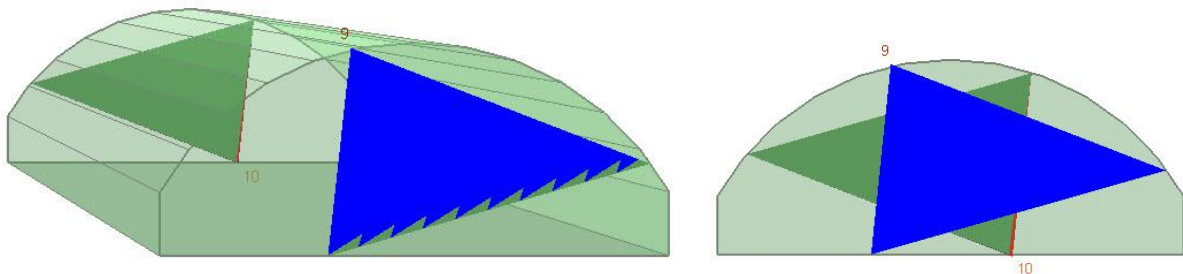
**Øvre venstre kil (4)**

Sikkerhetsfaktor, F: 0,77  
Volum: 3165,7 m<sup>3</sup>

**Øvre høyre kil (6)**

Sikkerhetsfaktor, F: 14,2  
Volum: 70,8 m<sup>3</sup>  
Vekt: 216,3 tonn  
Topp høyde: 2,14 m  
Glidemåte: glir på sprekk 2  
Gliretning (trend, plunge): 70, 83

I tillegg til de fem kilene som opptrer langs bergrommets periferi, er det lokalisert to kiler i endene av bergrommet, vist i figur 50.



**Figur 50.** Kil (9) og (10) lokalisert i hallens ender.

Disse to endekilene har følgende egenskaper:

**Kil (9)**

Sikkerhetsfaktor, F: 29,6  
Volum: 93,7 m<sup>3</sup>  
Vekt: 286 tonn  
Topp høyde: 1,75 m  
Glidemåte: glir på sprekk 1  
Glideretning: (trend, plunge): 148, 83

**Kil (10)**

Sikkerhetsfaktor, F: Stabil  
Volum: 83,7 m<sup>3</sup>  
Vekt: 255,7 tonn  
Topp høyde: 1,7

Fra analyseresultatene kommer det fram at det har oppstått 7 potensielle kiler av varierende størrelse, der 5 av disse opptrer langs bergrommets periferi, mens 2 er lokalisert i endene av bergrommet. Den farligste kilen i denne situasjonen er kil (4) som har oppstått i venstre del av hengen. Resultatene viser at dette er den største kilen som kan oppstå under de gitte betingelsene. Kil (4) er nærmere 12 m høy i kilens toppunkt, og veier ca. 9665 tonn. Med en sikkerhetsfaktor  $< 1,5$  utgjør denne en trussel for stabilitetsforholdene i stasjonen. Kilene som er nevnt ovenfor, er de største kilene som kan dannes under de gitte geometriske betingelser. Når *Unwedge* beregner kilene, antar det at sprekkesettene finnes overalt, og at de kan finne sted hvor som helst i bergmassen. I antagelsene ved bruk av *Unwedge* nevnes det at alle sprekker antas å være helt plan og kontinuerlig. Dette innebærer at programmet alltid lager de største kilene som kan oppstå.

*Unwedge* gir brukeren mulighet til å forminske kilene til mer realistiske størrelser dersom den maksimale størrelsen på kilen som er dannet, umulig kan oppstå. Dermed kan størrelsen til hver enkel kil forminskes slik at modellen presenterer den virkelige størrelsen. I den foreliggende analysen er det benyttet den maksimale kilstørrelsen som kan oppstå fordi det ikke forekommer tilstrekkelig informasjon om sprekkesettene for å kunne nedskalere kilstørrelsene.

### 8.2.3 Spenningsfelt

For stabilitetsanalyse av kiler i *Unwedge* gjelder det at de eksisterende algoritmer antar at spenningsbildet er lavt, og at spenningene derfor kan ignoreres. Dette stemmer godt for kiler som opptrer i et område med lave in-situ spenninger. I oppsprukket bergmasse under høy in-situ spenninger kan imidlertid en slik analyse føre til misvisende resultater (Curran, Corkum & Hammah, 2011).

Under påvirkning av tyngkraften eller andre krefter, kan kiler i tak og vegger gi etter og falle, gli eller rotere ned/ut. Ulike faktorer virker inn på kilers stabilitet, og disse inkluderer geometri (størrelse, form, plassering), styrken i sprekkeplanene som danner kilene og spenningen i bergmassen (Curran, Corkum & Hammah, 2011).

Som tidligere nevnt er det målt høye in-situ spenningskomponenter i området hvor stasjonshallen skal ligge. I tillegg til kilens geometri og styrkeegenskapene til diskontinuitetsplanene som skaper kilen, vil også spenningene i bergmassen ha en vesentlig påvirkning på stabiliteten. Høye spenninger kan bedre stabiliteten av kiler da innspenningen kan være stor nok til å holde kilene på plass i bergmassen. Derimot kan spenningsnivået i bergmassen bli så høyt at det overskrider bergartens styrke, og danne brudd.

Det ble gjort forsøk med både konstant og gravitativt spenningsbilde i analysen. In-situ spenningskomponenter er tidligere gjennomgått i kapittel 5.4.1. Da kil (4) hadde en kritisk sikkerhetsfaktor uten spenningsfelt, var det denne som hovedsakelig ble overvåket. Med et definert spenningsbilde økte sikkerhetsfaktoren til kil (4) til 0,9 for henholdsvis konstant og gravitativt spenningsfelt. Sammenlignet med sikkerhetsfaktoren for analyse uten spenningsfelt ( $F = 0,77$ ) gav dette en differanse på 0,13. Dette er en relativ liten økning, og da det foreligger usikkerhet i riktigheten av de målte in-situ spenningene, ble det valgt å ta hensyn til kun tyngdekraften i den videre analysen.

### 8.2.4 Installasjon og analyse av stabilitetssikring

Kiler krever øyeblikkelig stabilitetssikring da de faller ned eller glir ut så snart hele kilen kommer fram under drivingen. Dersom løse kiler ikke sikres, vil brudd kunne fortsette helt til det oppnås en naturlig hvelving i taket. *Unwedge* er et godt hjelpemiddel til å studere størrelsen og formen av potensielle kiler, og se hvordan bergsikring virker inn på kilers stabilitet. Programmet opererer med ulike boltetyper som kan installeres for å oppnå ønsket stabilitet. I tillegg kan sprøytebetong påføres på bergoverflaten.

Som nevnt tidligere i oppgaven vil stabilitetssikringen hovedsakelig bestå av kombinasjonsbolter og fiberarmert sprøytebetong. Da det er begrenset valgmuligheter av boltetyper i *Unwedge*, er det valgt å benytte seg av typen *grouted dowel*, som tilsvarer en innstøpt kamstålbolt.

Analyseresultatene har vist at det kan oppstå en potensiell kil som skaper stabilitetsproblemer, og som krever bergsikring. Den aktuelle kilen som kan gi stabilitetsproblemer er kil (4). Resultatene viser at blant kilene som er oppstått i bergrommets tak, er kil (4) den største. For denne gjelder det at den maksimale høyden til kilens spiss er 11,93 m. Den generelle regelen om valg av boltelengde, sier at boltelengden skal være minst 1 m lengre enn tykkelsen på blokken eller kilen som skal sikres slik at boltene festes i fast berg. I følge denne regelen bør boltelengden være minst 13 m for å kunne sikre kil (4) på det største. Da de fleste bolter leveres med en maksimal lengde på 6 m, må en da benytte kabler for å oppnå ønsket lengde. Ulempen med slike lange kabler er den lange herdetiden samt at det er vanskelig å kontrollere kvaliteten på innstøpningen. Da Jernbaneverket har planer om å bruke kombinasjonsbolter, skal man forholde seg til dette i sikringsanalysen. Dermed vil det i denne situasjonen benyttes 6 m lange bolter fordi boltene vil holde kilen stabil selv om ikke alle går helt gjennom kilen fordi boltene vil interferere med hverandre og danne en trykkbue i hengen.

Kilene som er dannet i vederlag og vegger vil i følge analysen ikke by på stabilitetsproblemer, og krever i grunnen ikke sikring. Grunnet stasjonshallens høye sikkerhetskrav er det likevel valgt å sikre disse kilene bortsett fra kil (2), som er liten i størrelse og som vil påvirkes til det positive ved sikringen av de andre kilene. Da kilene i veggene og vederlagene er betydelig mindre enn kil (4), er det brukt ulike boltemønstre og boltelengder på disse stedene (vist i tabell 9). Denne sikringsmetodikken gir klare økonomiske fordeler. Kil (5) i sålen er ikke sikret da denne er helt stabil.

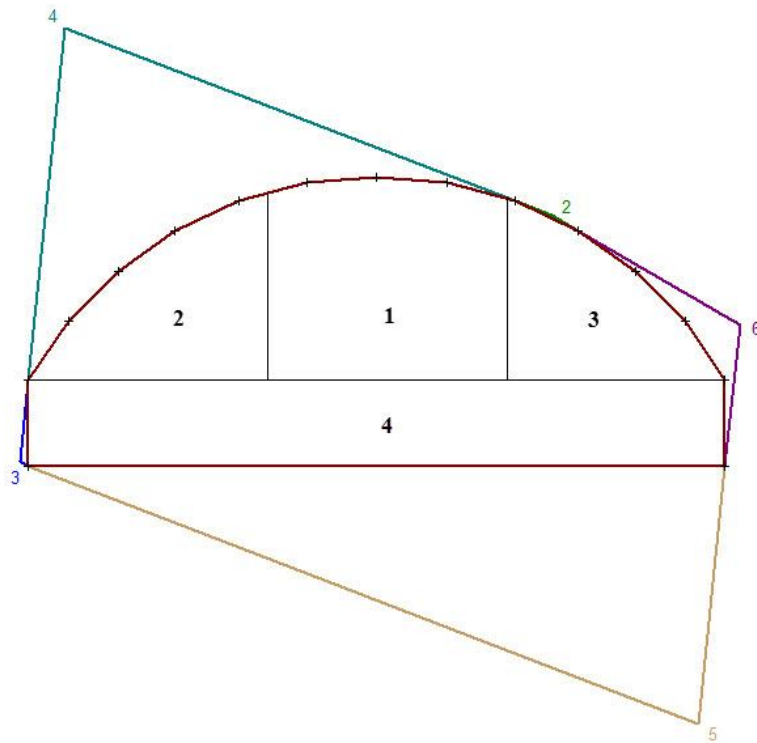
Tabell 9. Bergsikring

Kil	Lokasjon	Maks høyde (m)	Boltetype	Boltelengde (m)	Boltemønster (m)
2	Øvre høyre heng	0,08	-	-	-
3	Venstre vegg	0,44	Grouted dowel	1,5	4 x 4
4	Venstre heng	11,93	Grouted dowel	6	1,5 x 1,5
5	Såle	13,33	-	-	-
6	Vederlag og vegg	2,14	Grouted dowel	3	3 x 3

Som man ser fra tabell 9 er kil (4) boltesikret med 6 m lange innstøpte bolter i et 1,5 m x 1,5 m mønster. For å kunne benytte den valgte boltetypen og boltelengden, ble det nødvendig med et slikt tett boltemønster for å oppnå ønsket sikkerhetsfaktor.

Stasjonshallen er stor, og vil drives i ulike sekvenser. Med utgangspunkt i den valgte driverekkefølgen som er benyttet i oppgaven, vil man måtte sikre for kiler i hvert steg etter hvert som stasjonshallen drives fordi kiler krever øyeblikkelig sikring. Figur 51 viser en figur av hallens tverrsnitt med kiler som kan oppstå rundt tverrsnittet samt driverekkefølgen. Allerede etter at sekvens 1 er drevet må man sikre deler av kil (4). Under driving av sekvens 2, kan hele kil (4) sikres. Ved driving av sekvens 3 må deler av kil (6) sikres. Deler av kil (6) må sikres i vederlaget og noe i heng. Til slutt gjenstår sikring av kil (3) og resten av kil (6), og disse sikres under driving av sekvens 4.

Den beskrevne sikringsmetoden ovenfor kan ikke anvendes i *Unwedge* da programmet ikke tillater å åpne tverrsnittet etappevis. Dermed må all stabilitetssikring settes inn til slutt. Alle boltene ble plassert normalt på bergoverflaten, og tilslutt ble det påført et 10 cm tykt lag med sprøytebetong. En oversikt over de brukte bergsikringsparametrene er presentert i vedlegg B.



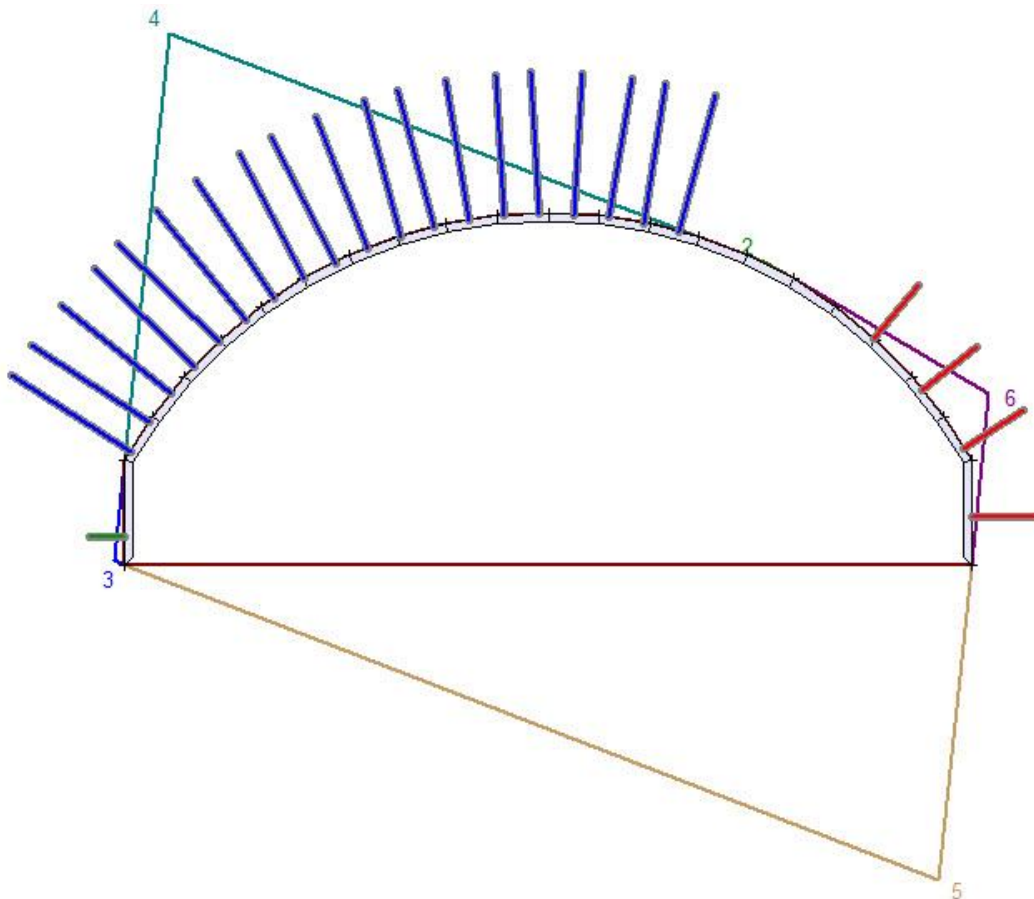
**Figur 51.** Tverrsnitt av stasjonshall med driverekkefølgen, og med kiler som kan oppstå i bergmassen rundt hallen.

Implementering av bergsikring i form av bolter økte sikkerhetsfaktoren, se tabell 10.

**Tabell 10.** Effekt av boltesikring på sikkerhetsfaktor.

	Sikkerhetsfaktor	
	Uten boltesikring	Med boltesikring
<b>Øvre venstre kil (4)</b>	0,77	1,52

I usikret tilstand er sikkerhetsfaktoren for kil (4) mindre enn 1,5, som er sikkerhetsfaktoren for den aktuelle modellen. Fra tabell 10 ser man at sikkerhetsfaktoren for kil (4) økte ved boltesikring, og at den er akkurat innenfor den gitte grensen. Da sprøytebetong ble påført etter boltene, økte sikkerhetsfaktoren for kil (4) ytterligere til 1,65.

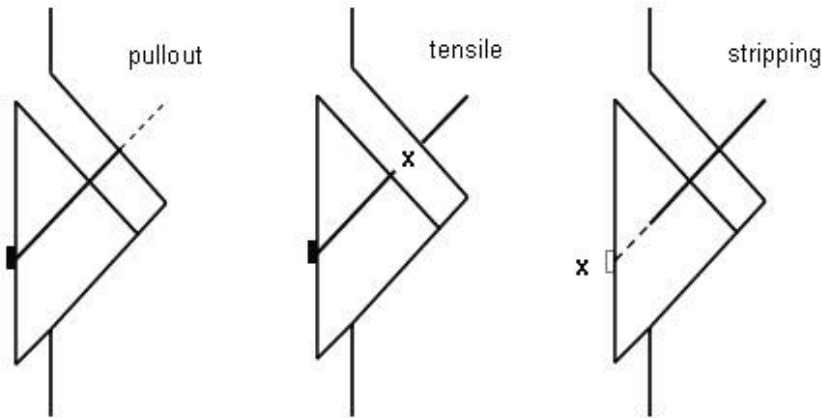


**Figur 52.** Bergsikring i form av bolter og sprøytebetong.

Figur 52 illustrerer hallens tverrsnitt sikret med bolter og sprøytebetong. Figuren viser de ulike boltelengdene og boltemønstrene som er benyttet for de forskjellige kilene.

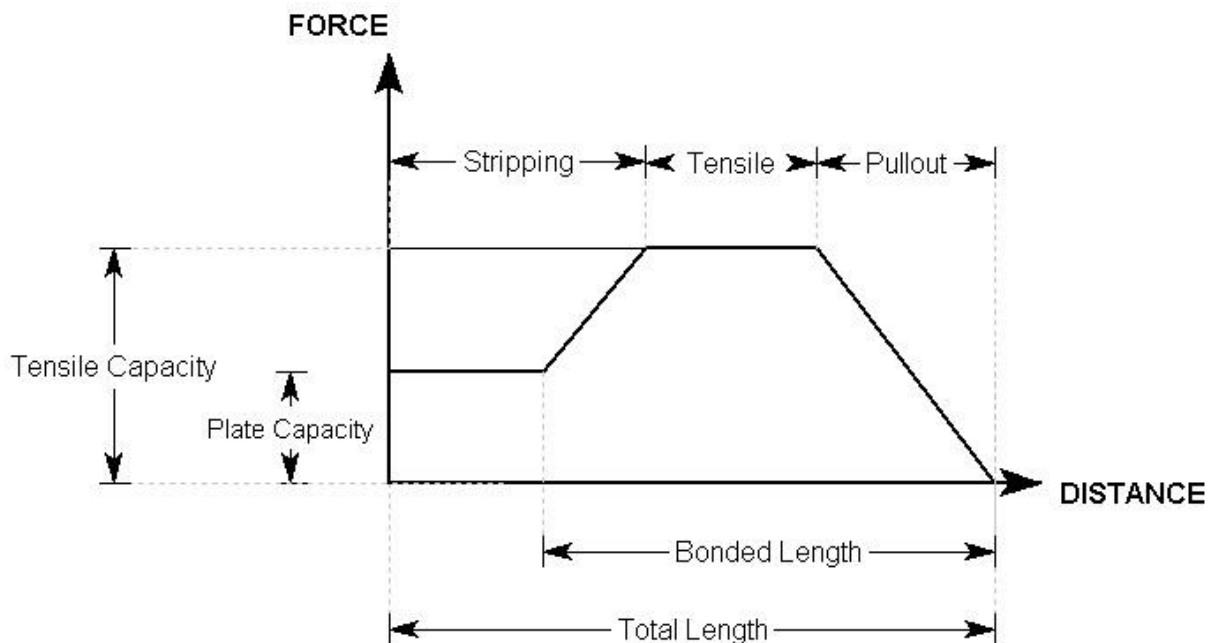
Hittil er det kun fokusert på sikring av de potensielle kilene som opptrer i bergmassen rundt bergrommets periferi. Det er nevnt at det oppstår to potensielle kiler i hallens ender, se figur 50. Disse to er henholdsvis stabil i følge analyseresultatene. I tillegg bør det nevnes at stasjonshallen ikke vil ha fullstendige ender i fjell da det i hver ende vil bli en innsnevring av tverrsnittet i overgangen til tunneltraseen. I overgangen mellom hall og tunnel blir det en innsnevring av tverrsnittet, da tunneltraseen er planlagt å være ca. 13 m bred og 8,5 m høy fra spor, som er en stor reduksjon fra hallens 36 m lange bredde og høyde 15 m. Dermed blir tunneltverrsnitt ca.  $110 \text{ m}^2$  for dobbeltsporet bane som teoretisk utsprengt profil (Jernbaneverket, 2009). Tunneltverrsnittet blir altså mindre, og endekilene kan inntreffe i et større omfang. Da kan det være aktuelt, å sikre mot nedfall fra kil.

*Unwedge* opererer med ulike bruddtyper som kan oppstå i bolter. Det er viktig å bemerke seg at ordet brudd i denne sammenhengen ikke nødvendigvis betyr at en bolt virkelig har gått i brudd. Det refererer egentlig til den potensielle bruddmekanismen som kan finne sted i en bolt dersom kilebrudd oppstår. *Unwedge* tar ikke hensyn til spenninger og beregner ikke deformasjoner i bolter (Rocscience, 2011 c).



**Figur 53.** Tre bruddmekanismer som kan finne sted i boltene; *pullout*, strekk og *stripping* (Rocscience, 2011 c).

Figur 53 illustrerer bruddmekanismerne *pullout*, *tensile* (strekk) og *stripping*, som alle kan oppetre i den valgte boltetypen. Av figuren ser en at *pullout* illustrerer at bolten har mistet forankring i berget, *tensile* viser at bolten har blitt utsatt for strekkbrudd og til slutt *stripping*, som illustrerer brudd like ved bolteplaten. Disse 3 er alle strekkbrudd, og er bestemt ved hjelp av boltebelastningsdiagrammet, og der hvor kilens plan krysser bolten. Et belastningsdiagram for innstøpt kamstålbolt (*grouted dowel*), som viser tre bruddmekanismer, er framstilt i figur 54 under. I dette tilfellet er platekapasiteten mindre enn strekkkapasiteten og dermed er stripping en mulig bruddtype. Dersom platekapasiteten er større enn strekkkapasiteten, kan ikke stripping inntreffe. Da vil belastningsdiagrammet bli bestemt av kun strekk og *pullout*. Det er ikke ment å modellere effekten av kilen på sikringsystemet, og boltbelastningsdiagrammer bør ikke tolkes på denne måten (Rocscience, 2011 b).



**Figur 54.** Belastningsdiagram for innstøpt kamstålbolt (*grouted dowel*) (Rocscience, 2011 b).

I følge de framkomne resultater fra analysen i Unwedge viser samtlige bolter tegn på mulig stripping, pullout, og strekkbrudd. Ved å dra musepeker over modellen kan en blant annet få informasjon om boltetype, lengden av bolten som passerer gjennom kilen, bruddtype og boltens effekt. Et eksempel på dette kan sees i vedlegg J som for øvrig viser kilene sett fra ulike vinkler.

## 9 Begrensninger og feilkilder

Numeriske modeller er bare ”modeller” og må ikke forveksles med virkeligheten. Modellens verdi knyttet til bergmekaniske problemer kan være av betydning dersom de konstrueres og analyseres med nøyaktighet og forsiktighet. En del av denne nøyaktigheten og forsiktigheten gjøres ved å forstå modellens begrensninger. En modells begrensninger kan være et resultat av den valgte analysemetoden (kontinuerlig eller diskontinuerlig), geometriske betraktninger (f.eks. 2D eller 3D) og det valgte materialet i modellen.

Resultatene som fremstår av numerisk modellering bør alltid anvendes med forsiktighet fordi selv de mest pålitelige modellene er kun en tilnærming av virkeligheten. Dersom kvaliteten på inngangsparametrene i modellene er av dårlig kvalitet, gjør det at resultatene fra modellene også vil være av dårlig kvalitet.

I følgende kapittel vil begrensninger og usikkerheter knyttet til modellene belyses. Det er gjort numerisk modellering i *Phase<sup>2</sup>* (Rocscience Inc.) og kilanalyser i *Unwedge* (Rocscience Inc.). Generelt gjelder det for begge analysemetodene at de er stort sett avhengig av de samme inngangsparametrene. Derfor vil inngangsparametrene gjennomgås først for så å se nærmere på usikkerhetsmomenter for hver av de to ulike formene for analyse.

### 9.1 Inngangsparametre

Det vil alltid være en betydelig variasjon i en bergarts in-situ spenninger, deformasjonsegenskaper og styrke. Derfor vil en numerisk- eller en kilemodell også representere en tilnærming av bergmassens oppførsel. En kilde til begrensning eller usikkerhet i modellene kan være tvilsomme eller utilregnelige inngangsparametre. Disse er ofte de som er vanskeligst å fastslå da inngangsparametrene kan inneholde feil i målingsverdier eller estimerte verdier.

Et geologisk materiale er diskontinuerlig, anisotrop og inhomogen, og som et resultat av det vil spenninger og bergets styrke variere fra sted til sted innad i berget. Den gjennomsnittlige verdi er ikke alltid pålitelig for en gitt lokasjon da det kan forekomme store variasjoner innad i en og samme bergart.

Spenningene har stor innvirkning på stabilitetsforholdene, og det anvendte spenningsbildet i de numeriske modellene er knyttet til målte spenningsverdier, som for øvrig er av meget høy karakter. Spenningsforholdet, K-verdiene, er beregnet ut fra de målte spenningene og baserer seg på at spenningskomponentene er lik over hele stasjonsområdet, noe som sjelden stemmer. Vertikalspenningen som er beregnet i modellene samsvarer ikke med den målte vertikalspenningen. Kun ved bruk av konstant spenningsfelt gjorde at de målte spenningskomponentene ble anvendt i numerisk modellering.

I forfatters prosjektoppgave (Kjeilen, 2010) ble det lagt ned mye arbeid i å samle korrekte og eksisterende data for stasjonsområdet. Selv om det har vært tilgang på målte data, har det vært nødvendig med noe forenkling da det ikke forelå informasjon om alle parametre. I mangel på enkelte målte parametre har disse verdiene måtte bli hentet fra annen litteratur.

GSI-verdien har en sentral rolle i numerisk modellering fordi peak-parametrene i det Generelle Hoek-Brown kriteriet estimeres på grunnlag av denne verdien. GSI-verdien til basalt ble beregnet ved hjelp av gjennomsnittlig Q-verdi, mens GSI-verdien for sandstein ble vurdert ut fra bergartsbeskrivelse fra ingeniørgeologiske rapporter om stasjonsområdet. GSI-verdien bestemmes normalt visuelt i felt, og

dermed kan det alltid foreligge usikkerhet ved vurdering av GSI-verdi. Dette gjelder for sandstein, men også for GSI-verdi for basalt som beror på gjennomsnittlig Q-verdi.

Det er kartlagt og definert tre sprekkesett i basalt. Innenfor hvert av sprekkesettene råder det noe variasjon i strøk og fall. De sprekkeverdiene som ble benyttet var generelt de verdiene som opptrådte hyppigst eller som befant seg i midten av endepunktene.

Til tross for at det er usikkerhetsmomenter med bruk av numeriske analyser, vil bruken av feltmålinger fra stasjonsområde kunne øke modellenes troverdighet. Modellene er bygd opp av ulike bergmekaniske målinger fra stasjonsområdet, men det er klart at en ikke kan utelate muligheter for feil ved målingene da de mekaniske egenskapene en måler i laboratoriet typisk varierer fra egenskapene til bergmassen i felt. Et prøvestykke som testes i et laboratorium vil være av begrenset størrelse og vil ikke kunne gi en helt riktig framstilling av bergmassen som helhet.

En annen faktor som er nevnt kort ovenfor, er at resultatene fra ulike bergmekaniske tester er midlet, og det er disse resultatverdiene som er lagt til grunn for modelleringen. Da resultatene bygger på gjennomsnittlige verdier uten noen form for vektning, kan enkeltresultater påvirke den fastsatte verdien. For å illustrere dette kan man betrakte et eksempel hvor de fleste testresultatene befinner seg i en forholdsvis lik størrelsesorden, mens ett av resultatene avviker fra de andre, kan dette påvirke den fastsatte verdien ved å øke eller minske den.

## 9.2 Begrensninger ved *Phase*<sup>2</sup>

Det ble valgt å bruke *Phase*<sup>2</sup> som numerisk modelleringsprogram da det er brukervennlig, og anvendes hyppig innen prosjektering av tunneler/bergrom. Fordelen med *Phase*<sup>2</sup> er at programmet kan modellere kompleks geometri og det er lett for brukeren å endre inngangsparametre, men ved modellering av kompliserte modeller kan det være en fordel med en kraftig datamaskin.

*Phase*<sup>2</sup> betrakter bergmassen som et kontinuerlig medium, og sprekker, svakhetssoner og andre diskontinuiteter inkluderes i liten grad. Bortsett fra en numerisk modell, består samtlige modeller av en isotrop basalt uten sprekker og andre diskontinuiteter. I virkeligheten vil det være diskontinuiteter i basalten, og disse påvirker stabilitetsforholdene, og kan ha en betydningsfull rolle ved driving av stasjonen. En del forenklinger følger med *Phase*<sup>2</sup> da programmet er todimensjonalt. På grunn av sprekkers tredimensjonale opptreden, og fordi sprekkers egenskaper (orientering, lengde, avstand, etc.) ikke er endelige verdier, men oppfører seg tilfeldig rundt om i berget, er ikke alle sprekkesett like lett å modellere i en kontinuerlig modell. Omfattende diskontinuiteter bør derfor gjøres i andre program.

Både basalt og sandstein har blitt testet til å ha høy trykkfasthet, men oppsprekking gjør at bergmassestyrken sannsynligvis er lavere enn den målte. For tverrsnittsmodell km 85,3 med sprekker ble det satt inn sprekker i et avgrenset område rundt hallens tverrsnitt. Av de tre sprekkesettene som er oppservert i basalt, ble kun to av dem brukt i modellen da det ene sprekkesettet hadde strøkkretning på tvers av stasjonens akse. I virkeligheten kan sprekkeene variere innad i berget, og dette er vanskelig å kartlegge helt nøyaktig og i en numerisk modell vil sprekkeene ha lik opptreden overalt. Med andre ord er det vanskelig å få en fullstendig oversikt over det virkelige oppsprekkingsmønsteret og sprekkes egenskaper i basalten, og å kunne implementere disse i modellen. Dermed kan den numeriske modellen bare representere en forenkling av sprekkesystemenes oppførsel.

Fordi en bergmasse kan ha varierende bergmekaniske egenskaper i tillegg til variasjon i geologiske strukturer og diskontinuiteter, klarer ikke *Phase*<sup>2</sup> å ta hensyn til alle forhold så modellene vil aldri kunne gjenspeile den virkelige situasjonen helt nøyaktig.



Det at *Phase*<sup>2</sup> gir en todimensjonal presentasjon av et tredimensjonalt problem gjør at det er vanskelig å ta hensyn til den virkelige driverekkefølgen med tilhørende bergsikring, og med det er det vurdert til at ved kritiske og vanskelige bergrom, kan det være aktuelt med tredimensjonalanalyse.

### 9.2.1 Modelleringsfeil

Modellene har blitt tildelt et stort modelleringsområde for å unngå effekt fra randbetingelsene på modelleringsobjektet. Det er viktig med en god presentasjon av en modells geometriske nøyaktighet da spenninger som omfordres beregnes gjennom analysene. Det er tidkrevende å lage en kompleks modell fordi det tar lengre tid for datamaskinen å beregne de mange kompliserte likningssettene, samt lengre tid å gjøre eventuelle endringer. Dette ble erfart ved tverrsnittmodell km 85,3 med sprekker der det ble for krevende for datamaskinen å beregne likningssettene i modell med sprekkeseett i all basalt. Dette gjorde at sprekkenes måtte settes inn over et begrenset område rundt stasjonstverrsnittet, og kan medføre begrensninger i analyseresultater. En modells oppbygging vil til en viss grad alltid involvere forenklinger og utelatelser.

En ytterligere faktor som kan være en begrensning i modelleringsarbeidet, er bakgrunnen og erfaringen til personen som utfører modellering og tolker resultatene. Forfatter har dermed hatt jevnlig kontakt med veileder på NTNU for å diskutere og vurdere inngangsparametre og resultater som har kommet fram fra modellene.

### 9.3 Begrensninger ved *Unwedge*

I *Unwedge*-analysen gjelder det at programmet beregner de største kilene eller blokkene som kan oppstå rundt og langs stasjonshallens tverrsnitt og lengde. For å kunne skalere ned størrelsen på mulige blokker som kan dannes i stasjonshallen, krever programmet nødvendig informasjon om sprekkeseettens orientering, lengde, avstand, utholdenhet etc. I mangel på slik informasjon, særlig sprekkens lengde, gjorde at det ikke var mulig å redusere kilstørrelsene til mer virkelighetsnære størrelser. Dette gjør at de kilene som mulig kan oppstå, ikke nødvendigvis har den størrelsen som kom fram fra resultatet av *Unwedge*-analysen.

*Unwedge* tar ikke hensyn til spenninger og beregner ikke deformasjoner i bolter. En annen begrensning ved programmet er at det ikke er mulig å drive etappevis. Hele rommet åpnes med engang, men slik er det ikke for virkelig forhold.



## 10 Diskusjon

Arbeidet med oppgaven har fokusert på numerisk modellering av stasjonshall i fjell i Holmestrand med oppmerksomhet på det målte spenningsforholdet, og stabilitetsanalyse med hensyn til spenninger og bergsikringstiltak. Gjennom arbeidet med 2D numerisk analyse og 3D kilanalyse har det kommet fram en rekke resultater. Med bakgrunn i forfatters tolkning og vurdering, vil det i denne delen av oppgaven drøftes gyldigheten av de framkomne resultater.

Utførte bergspenningsmålinger i stasjonsområdet har målt ekstremt høye spenningskomponenter, og hensikten bak numerisk modellering har blant annet vært for å vurdere det målte spenningsforholdet. Analyseresultatene fra numerisk modellering har vist at de målte in-situ bergspenningskomponenter er altfor høy sammenlignet med de teoretiskberegnete. Forskjellen mellom den beregnede og den målte vertikalspenningen er funnet til å variere sterkt. Det er rimelig å anta god overensstemmelse mellom den målte vertikalspenningen og den gravitative verdien fordi gjentatte in-situ bergspenningsmålinger verden over bekrefter dette. Da vertikalspenningen avviker fra den gravitative teorien, kan det stilles spørsmål ved utførte spenningsmålinger. Dette kan tyde på feil ved numerisk modell, geologiskinduserte spenninger eller at det skyldes vesentlige feil i de utførte målingene. I denne situasjonen er det lurt å undersøke nærmere årsaken til spenningsforskjellen.

Generelt øker spenningene med dypet på grunn av overlagingstrykket, men i tilfellet for stasjonshallen er ikke overdekningen stor nok til å sette opp en vertikalspenning tilsvarende den verdien som er målt. I tillegg til spenningene som dannes av tyngdekraften, er det ofte geologiske spenninger på stedet som vil sette opp en vesentlig horisontalspenning. Horisontalspenningene er imidlertid vanskelig å måle da disse er ofte en sammensetning av vertikalspenning og geologiskbetingede spenninger. Dette bidrar ofte til at horisontale spenninger er større enn vertikale spenninger.

Spenningsmålingene er utført i et skarpt hjørne, og det kan gi spenningsomlagring som kan påvirke både vertikale og horisontale spenninger. Det at største og minste målte hovedspenning er langt høyere enn den teoretiske spenningen kan mulig skyldes forekomst av geologiskbetingede spenninger som kan bidra til å øke spenningene på stedet. Likevel stilles det sterk tvil om tektoniske spenninger alene er i stand til å sette opp slike høye spenninger. Residualspenninger i målestedet kan være en mulig årsak til at vertikalspenningen er langt høyere enn overdekningen skulle tilsi. Uansett er det imidlertid ikke sikkert at de geologiske forholdene for hele stasjonshallen er tilsvarende dem i målestedet.

Spenningene i en bergmasse kan avhenge av topografien. Fjellet i Holmestrand, hvor stasjonshallen skal ligge i, er et relativt flatt fjellplatå med tilnærmet vertikal fjellside. Varierende fra hvilket tverrsnitt en studerer, ligger stasjonshallen ca. 70 m inn i fjellet med tilhørende overdekning på rundt 35-55 m. Med tanke på stasjonens spennvidde (36 m) er overdekningen ikke i det største laget, men alt i alt vurderer forfatter det slik at hallen ligger langt nok inni fjellet til at topografiske spenninger ikke er av stor betydning.

Det ble lagd en numerisk modell med tilsvarende bergspenninger målt av SINTEF.

Spenningsresultatene fra denne modellen har vist høye horisontale spenninger (~ 10-18 MPa) i hele taket, og til dels høyere spenninger enkelte steder i veggene. Disse høye horisontalspenningene er vurdert til å gi et selv bærende tak med god innspenning fra omkringliggende bergmasser. Modellen har vist skjærbrudd i kombinasjon med strekkbrudd i et lite område i venstre heng nær kronen. Dette kan skyldes de høye spenningene som kan ha oversteget bergets styrke. Som nevnt stilles det

usikkerhet til de målte spenningene, og samtlige numeriske modeller kan ikke forsvare de målte spenningskomponentene.

Samtlige numeriske modeller har vist rimelig lave horisontalspenninger i krone og heng. Analysene har vist at strekkspenning oppstår i krone og heng, og som strekker seg et stykke oppover i bergmassen. Generelt gjelder det at den resterende bergmasse er avspent mot 0 MPa over krone- og hengflaten, og at denne tendensen fortsetter helt opp til terrengoverflaten. Numeriske analyser av ulike tverrsnitt i stasjonshallen har vist at det er rimelig å anta at det kan bli vanskelig å oppnå god nok innspenning i heng og krone. Dermed er det klart at det ideelle er å eliminere eller begrense områder med lave spenninger rundt periferien.

Det spesielle for situasjonen i tverrsnittmodell km 85,3 er at fjelloverdekningen er tilsvarende stasjonshallens spennvidde. Stabiliteten er redusert på grunn av manglende innspenning fra omkringliggende bergmasse. Ved høye horisontalspenninger helt opp til fjelloverflaten kan dette problemet unngås, men analyseresultatene har ikke påvist slike spenninger i dette området.

Stasjonshallen skal ligge i basalt som inneholder tre dominerende sprekkesett hvorav to er dårlig orientert i forhold til stasjonshallens akse. Liten innspenning sammen med sprekker er ugunstig for stabiliteten i heng og krone idet lave spenninger minsker innspenningen av potensielt løse blokker som er avgrenset av sprekkene.

Lave spenninger og/eller strekkspenninger har bidratt til at skjærstyrken har blitt for lav, og brudd har oppstått. Den primære bruddmekanismen er strekkbrudd, og for samtlige av de numeriske modellene gjelder det at strekkbrudd inntreffer i krone og ligg. For ligggen har analysene vist at bruddsonen strekker seg langs ligggen med liten utbredelse ned i bergmassen under liggflaten. Et mindre område med strekkbrudd er lokalisert i hallens krone.

Basalten i stasjonsområdet har en høy stivhet, og analyseresultatene fra numerisk modellering har vist at berget vil kunne ta opp spenninger uten at betydelige deformasjoner finner sted. Felles for de forskjellige numeriske modellene er at de største deformasjonene finner sted i heng og krone.

Under basalt finner en sandstein, som er lokalisert rundt om 20-40 m under stasjonshallen avhengig av hvilken modell en studerer, og den ligger langt nok unna stasjonshallen at den ikke har påvirket analyseresultatene. Det er uklart om det finnes svakhetssoner i stasjonshallen, og resultater fra resistivitetsmålinger indikerte mineraliserte soner som ikke nødvendigvis trenger å gi problemer med drivingen. Dermed er det ikke modellert svakhetssoner i de numeriske modellene.

Det optimale er at bergsikringen skal fungere som et hjelpemiddel for å gjøre berget selvberende. Analyseresultatene for modeller uten og med bergsikring viste ingen nevneverdige forandringer. I følge de fremkomne resultater går verken sprøytebetong eller bolter i brudd. Den ene tverrsnittmodellen, hvor det er implementert sprekkesett, viste noe brudd langs boltelengden i forbindelse med sprekkene i krone og venstre heng. Numeriske modeller har vist at boltene tar opp både strekk- og trykkrefter, og at samtlige bolter påføres liten aksialbelastning. For tverrsnittmodell km 85,3 med sprekker gir resultatene av aksialbelastning at boltene i sprekkemodellen tar opp mer last enn boltene i tilsvarende modell uten sprekker. Bergsikringen er ikke mye belastet, men den er nødvendig for å sikre steinblokker som foreløpig ikke er identifiserte på grunn av manglede geologiske data.

På grunn av sprekkesett og lav horisontalspenning i heng og krone mener forfatter at det er viktig å få et godt samvirke mellom berg og bergsikring, og på den måten få dannet en trykkbue i taket.

Blokkutfall kan ikke tolereres og stasjonshallen har et høyt sikkerhetskrav, og det er nødvendig å sikre med bolter og fiberarmert sprøytebetong for å tilfredsstille de strenge kravene til sikkerhet både under drivingen og som permanent sikring. Likevel må det presiseres at numeriske modeller alene ikke bør være grunnlaget for beslutninger med tanke på stabilitetssikring da slike modeller kan inneholde feil knyttet til inngangsparametre, og det at en kontinuerlig modell ikke kan gjenskape geologiske og bergtekniske forhold i en diskontinuerlig bergmasse.

Igjen er det viktig å påpeke at resultatene fra de numeriske analysene må brukes med omhu. Modellene er basert på den antagelsen om at bergmassen kan betraktes som et kontinuerlig materiale. Dette er ikke tilfellet for den virkelige bergmasse som er gjennomført av tre dominerende sprekkesett. Da modelleringsprogrammet ikke tar hensyn til slike geologiske forhold, vil modellene aldri kunne nøyaktig gjenspeile den virkelige situasjonen. Likevel synes forfatter at modelleringen er med på å danne et visst grunnlag for å kunne beskrive stabilitetsforholdene i stasjonshallen.

I en av modellene ble sprekkesett implementert, og ved å se på resultatene fra denne sammen med de andre modellene uten sprekker, kan det bidra til å øke forståelse av sprekkenes innflytelse på stabilitetsforholdene. Da de numeriske modellene er lagd i et todimensjonalt program, er det begrenset for hva modellen med sprekker får vist fra et tredimensjonalt problem. For å kunne studere sprekkenes innvirkning på stabilitetsforholdene i stasjonen, ble det derfor gjort en analyse i det tredimensjonale programmet, *Unwedge*, for å analysere forekomst av mulige potensielle farlige kiler. To av sprekkesettene som opptrer i basalt er tilnærmet parallell med stasjonsaksen, og danner en liten vinkel til denne. Dette kan gi dårlige stabilitetsforhold for en lengre strekning med økt risiko for blokknedfall fra vegger og tak. Fra denne kilanalysen kom det fram at det er mulighet for kildannelse i vegger, tak og ligg. Av de fremkomne kilene, var det spesielt en kil i venstre heng/krone som utmerket seg til å skape stabilitetsproblemer. Bergsikring i form av 6 m lange bolter i kombinasjon med sprøytebetong, var nødvendig å installere for å hindre nedfall. Boltene var ikke lange nok til at alle boltene gikk gjennom kilen, men på grunn av systematisk bolting dannes en trykkbue i bergmassen og spenningene inni trykkbuen øker. På lik linje med analysen i *Unwedge*, har den numeriske modellen med sprekker vist at sprekkenes skaper problemer i de samme områdene, altså i krone og venstre heng sett fra nord mot sør. Dette er den delen av taket som vender ut mot Holmestrandveggen.

Kilene som kom fram i *Unwedge*-analysen, er de største mulige kilene som kan dannes under de oppgitte vilkår. Mangel på informasjon om sprekkesettene gjorde det vanskelig å skalere ned størrelsene til mer virkelighetsnære størrelser. Dermed er det mulig at kilen som krever bergsikring ikke er i den størrelsesordenen som er operert med. Med det kan resultatet fra denne kilanalysen være konservativ da kilers størrelse i en normal bergmasse vanligvis vil reduseres på grunn av strukturelle detaljer. Uansett tyder sprekkesettene retning og orientering på at det vil kunne dannes kiler i stasjonens tak, og forfatter mener resultatene fra kilanalysen kan brukes til å gi en pekepinn på mulige kiler og hvor disse opptrer. Videre mener forfatter at analysen av kiler er et viktig hjelpemiddel fordi man kan studere formen og størrelsen av potensielle kiler samt dimensjonere og installere nødvendig stabilitetssikring. Dette kan være nyttig informasjon ved driving av stasjonshallen fordi man driver i ulike sekvenser, og da kan man sikre underveis i prosessen etter hvert som kiler kommer fram under drivingen.

Som nevnt innledningsvis, fikk forfatter tilgang på ferske rapporter fra Jernbaneverket som omhandlet drivemetode og sikringsopplegg for stasjonshallen, først mot slutten av arbeidsperioden, like før innlevering. Drivemetode og sikringsopplegg er noe forskjellig fra det systemet forfatter har benyttet seg av, men avviket er ikke så stort at de fremkomne resultater fra de ulike numeriske analysene samt kileanalysen ikke skal kunne brukes, dog med noe forsiktighet.



## 11 Konklusjon

Basert på arbeidet som har blitt presentert i denne oppgaven kan en konkludere med at:

- Analyseresultatene fra numerisk modellering har vist at de teoretiske in-situ spenningskomponentene er langt lavere enn de målte. Forskjellen mellom den beregnede og den målte vertikalspenningen er funnet til å variere sterkt, der sistnevnte ikke stemmer med den gravitative teorien som er bekreftet av flere in-situ spenningsmålinger verden over. Dette kan tyde på geologiskbetingede spenninger eller at det er vesentlige feil i de utførte målingene. Spenningsmålingene er utført i et skarpt hjørne som kan gi spenningsomlagring og dermed høye spenninger. I tillegg kan tilstedeværelse av residualspenninger i målestedet være grunnen for at vertikalspenningen er langt høyere enn overdekningen skulle tilsi. Det stilles usikkerhet til de målte spenningene, og samtlige numeriske modeller kan ikke forsvare de høye, målte spenningskomponentene.
- Numerisk modellering har vist for samtlige tverrsnitt at spenningskonsentrasjoner overgår strekkfastheten, og at strekkbrudd inntreffer langs liggen og i et relativt lite område i hallens krone.
- Berget tar opp spenninger uten at betydelige deformasjoner finner sted.
- I storskala er stabiliteten rundt stasjonshallen tilstrekkelig for under hvilke vilkår numeriske analyser er utført. Liten bruddannelse langs stasjonshallens periferi virker gunstig på stabiliteten, men basert på de fremkomne spenningsresultater fra numerisk analyse kan lave horisontalspenninger og tilstedeværelse av strekkspenninger vanskeliggjøre muligheten til å oppnå tilstrekkelig innspenning i heng og krone fra omkringliggende bergmasse.
- To sprekkeseitt er orientert tilnærmet parallell stasjonshallens akse. Her vil sprekkeseittene danne liten vinkel til hallaksen, og dette kan gi risiko for dannelse av kiler. Unwedge-analysen har vist at det kan oppstå en potensiell kil i taket som gir stabilitetsproblemer, og som krever bergsikring.
- Resultater fra aksialbelastning på boltene har vist at boltene tar opp liten last, og boltene blir lite mobilisert. Bolter i numerisk modell med sprekkeseitt tar opp mer last enn bolter i modell uten sprekker.
- Bergsikringen er ikke mye belastet, men er nødvendig for å sikre steinblokker som foreløpig ikke er identifiserte på grunn av manglede geologiske data. På grunn av sprekkeseitt og lav horisontalspenning i heng og krone er det viktig å få til et godt samvirke mellom berg og bergsikring, og dette kan gjøres gjennom systematisk bolting og på den måten få dannet en trykkbue i taket.

På bakgrunn av ovennevnte funn kan følgende anbefalinger gis for videre arbeid:

- Det er vanskelig å gjennomføre bergspenningsmålinger under byggingen av stasjonshallen fordi drivingen forstyrrer bergmassen. Det anbefales derfor at de målte bergspenningsresultatene bekreftes gjennom tilleggsmålinger.





## Referanser

- Curran J.H., Corkum B., Hammah R. E. (2011). Three-dimensional Analysis of Underground Wedges under the Influence of Stresses. Lastet ned 30. april fra <http://www.rocscience.com/assets/files/uploads/7840.pdf>
- Fagerheim F. (2011). Forsideillustrasjon mottatt per e-post 07. juni 2011.
- Gulesider. *Holmestrand*. Lastet ned 03. juni 2011 fra <http://kart.gulesider.no/m/aTev7>
- Hoek E., Brown E.T. (1997). Practical Estimates of Rock Mass Strength, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, vol 34, no 8. Pergamon. Lastet ned 22. februar fra <http://scholar.google.no/scholar?q=Hoek+and+Brown&hl=no&btnG=S%C3%B8k>
- Jernbaneverket (2008). *Vestfoldbanen Holm-Holmestrand-Nykirke. Fagrapport ingeniørgeologi og hydrogeologi. Detaljplan*. Dokumentnr.: V21401
- Jernbaneverket (2009). *Reguleringsplan. Vestfoldbanen, Parsell 5 Nytt dobbeltspor Holm-Holmestrand-Nykirke. Holmestrand stasjon i fjell, planbeskrivelse*. Dokumentnr.: UVB-53-A-10120
- Jernbaneverket (2010). *Parsell 5.2 Holm-Holmestrand UHN-03 Holm. Ingeniørgeologisk-Hydrogeologisk rapport*. Dokumentnr.: UVB-52-A-13311.
- Jernbaneverket (2011). *Parsell 5.3 Holmestrand-Nykirke. UHN-04 Stasjonsentreprisen. Ingeniørgeologisk-hydrogeologisk rapport*. Dokumentnr.: UVB-53-A-14104.
- Jing L, Hudson J. A. (2002). Numerical methods in rock mechanics. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 39 (2002) 409–427
- Kjeilen, K. H. (2010). *Driftsopplegg for driving av stasjonshall i fjell i Holmestrand*. Prosjektoppgave. Institutt for geologi og bergmekanikk. NTNU
- Larsen, T., Myrvang, A. (2010). *3-dimensjonal bergspenningsmåling, Holmestrand, Vestfold*. Rapport nr. SBF IN F10103, Trondheim: SINTEF Byggeforsk
- Laughton C. (2006). Stability & Constructability. Lastet ned 12. fra mai [nwg.phy.bnl.gov/~diwan/nwg/fnal-bnl/june27-28/talks/Geo-Construct1.ppt](http://nwg.phy.bnl.gov/~diwan/nwg/fnal-bnl/june27-28/talks/Geo-Construct1.ppt)
- Li, C.C. (2011). *Figurer Class I and II*.
- Li, C.C. (2011 a). *Muntlig meddelelse* 10. mars 2011.
- Loftesnes, K. (2010). *Svaddenipun, Rjukan – Stability analysis of potentially unstable mountainside*. Masteroppgave. Trondheim: NTNU
- Marinos P., Marinos V., Hoek E. (2005). *The geological strength index: applications and limitations*. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*. Volume 64, Number 1, (ss 55-65)
- Merifielda R.S., Lyaminb A.V., Sloanb S.V. (2006). Limit analysis solutions for the bearing capacity of rock masses using the generalised Hoek-Brown criterion. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 43 (2006) 920-937

- Myrvang A. (2001). *Bergmekanikk*. (ss 2.1, 3.1-3.5, 4.1-4.3, 4.12-4.13, 5.19-5.23). Trondheim: Institutt for geologi og bergmekanikk, NTNU
- Nilsen B., Broch E. (2009). *Ingeniørgeologi-berg grunnkurskompendium*. (ss. 116-117, 173-175). Institutt for geologi og bergteknikk. NTNU.
- Norconsult (2009). *Holmestrand stasjon i berg. Ingeniørgeologisk beskrivelse av nøkkelpunkter etter befaringsplan for grunnundersøkelser*. Oppdragsnr.: 5011949. Notatnr.: N-NO-009.
- Numerical Methods in Rock Mechanics (2011). Lastet ned 09. april 2011 fra <http://w2.civil.uwa.edu.au/DEER/Numerical%20methods%20in%20rock%20mechanics.htm#FEM>
- Ongstad A. (2009). *Holmestrand stasjon i berg. Bergforhold og forslag til ingeniørgeologiske forundersøkelser*. Norconsult notatnr.: NO-N-0007
- Rambøll (2011). *Byggeplan 5,3 Holmestrand-Nykirke. Oversiktstegning, PLAN OG PROFIL*. Tegningsnummer: UVB-53-B-14001.
- Rocscience (2008). *Expanding the Frontiers of Geotechnical Engineering*. Lastet ned 27. mai fra <http://www.rocscience.com/assets/files/uploads/8323.pdf>
- Rocscience (2011): *Program Assumptions*. Lastet ned 26. april 2011 fra <file:///C:/Program%20Files%20%28x86%29/Rocscience/Unwedge%203.0/Webhelp/Unwedge.htm>
- Rocscience (2011 a). *Fully Bonded Bolts*. Lastet ned 26. mai 2011 fra [http://www.rocscience.com/downloads/phase2/webhelp/phase2.htm#phase2\\_interpret/Strength\\_Factor.htm](http://www.rocscience.com/downloads/phase2/webhelp/phase2.htm#phase2_interpret/Strength_Factor.htm)
- Rocscience (2011 b). *Grouted Dowel*. Lastet ned 29. april 2011 fra <file:///C:/Program%20Files%20%28x86%29/Rocscience/Unwedge%203.0/WebHelp/Unwedge.htm>
- Rocscience (2011 c). *Bolt Failure Modes*. Lastet ned 29. april 2011 fra <file:///C:/Program%20Files%20%28x86%29/Rocscience/Unwedge%203.0/WebHelp/Unwedge.htm>
- Sagen, H., W. (2010). *Holmestrand stasjon i fjell. Modernisering av Vestfoldbanen*. Lastet ned 12. november, 2010, fra <http://nff.no/article.php?id=434>
- Statens vegvesen (1999). *Fjellbolting*. Håndbok 215. (ss. 20-23)
- Töyrä J. (2004). *Stability of Shallow Seated Constructions in Hard Rock – A Pilot Study*. Technical Report. Luleå University of Technology. Lastet ned 10. mai 2011 fra <http://epubl.luth.se/1402-1536/2004/11/LTU-TR-0411-SE.pdf>

## **Vedlegg**

Vedlegg A: Beregning av residualparametre

Vedlegg B: Bergsikringsparametre

Vedlegg C: Grunnlag for å kunne lage numerisk modell av tverrsnitt km 85,3

Vedlegg D: Terrengmodell av tverrsnitt km 85,1

Vedlegg E: Sammenligning av tverrsnitt km 85,1 med og uten topografi

Vedlegg F: Tverrsnittsmodeill av km 85,3

Vedlegg G: Aksialbelastning på bolter og sprøytebetong for km 85,3

Vedlegg H: Tverrsnittsmodeill km 85,3 med to sprekkeseett

Vedlegg I: Tverrsnittsmodeill km 85,3 med to sprekkeseett: Steinblokker presses inn i rommet

Vedlegg J: Kiler



## Vedlegg A: Beregning av residualparametre

$$\text{Hoek - Brown: } \sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

$$\frac{\sigma'_1}{\sigma_{ci}} = \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + \left( m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

$$\text{Peak: } \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma_{ci}} = \left( m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

$$\text{Residual: } \frac{\sigma'_{1,res} - \sigma'_3}{\sigma_{ci}} = k \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma_{ci}} = k \left( m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Under de forutsetninger om at  $a = 0,5$  fås:

$$\text{Residual} = \left( \underbrace{k^2 m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}}}_{m_{b,res}} + \underbrace{k^2 s}_{s_{res}} \right)^a$$

$$a \approx \frac{1}{2}$$

$$k = 0,3$$

## Vedlegg B: Bergsikringsparametre

Numerisk modellering, *Phase<sup>2</sup>*:

<b>Limt kamstålbolt</b>	
Boltetype	Limt bolt ( <i>fully bonded</i> )
Boltelengde (m)	6
Boltediameter (mm)	20
Boltemodulus (MPa)	200 000
Strekfasthet (MN)	0,23
Residual strekkfasthet (MN)	0,01
Bolteavstand inn i planet (m)	2
Bolteavstand ut av planet (m)	2

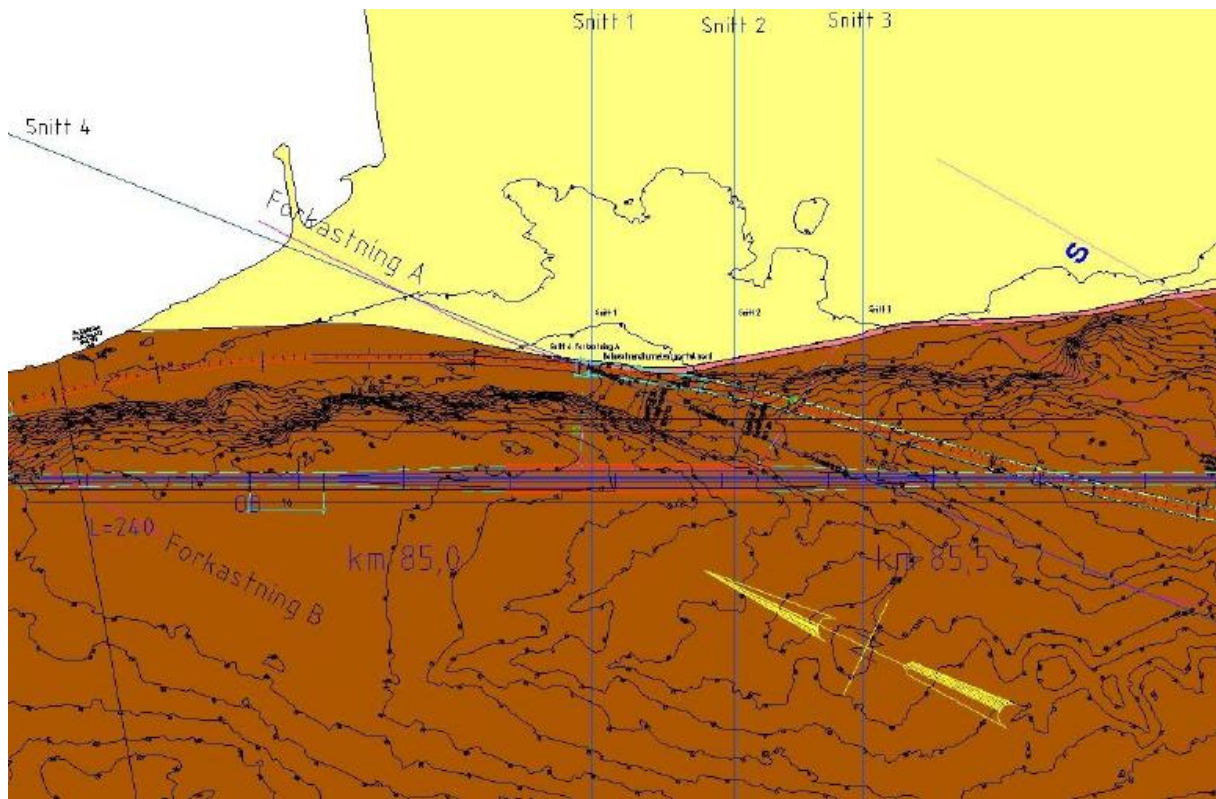
<b>Stålfiberarmert sprøytebetong</b>	
Tykkelse (m)	0,1
Youngs modulus (MPa)	27,6
Poissons forhold	0,25
Trykkfasthet (MPa)	35
Strekfasthet (MPa)	5

*Unwedge:*

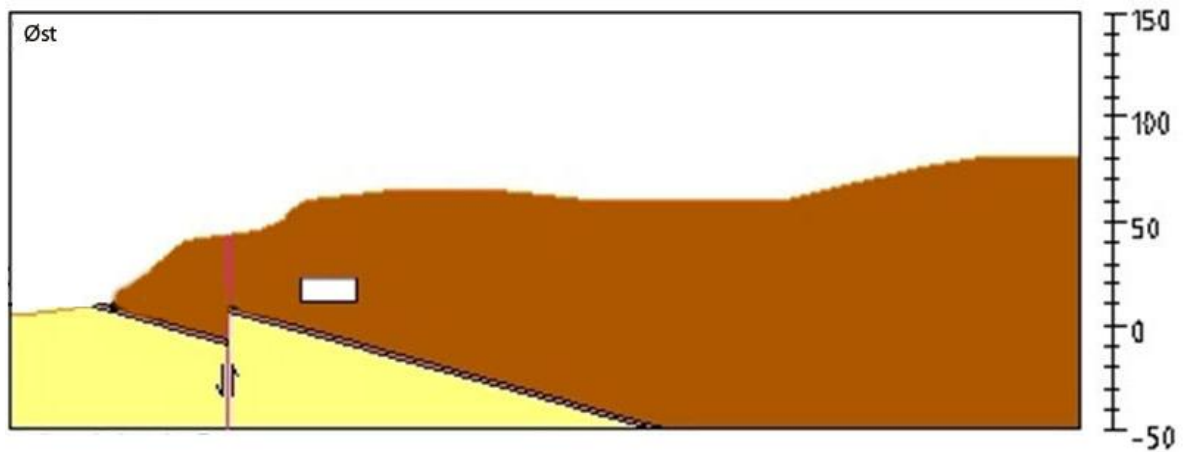
<b>Bolt</b>	
Boltetype	Grouted dowel
Strekfasthet (MN)	0,26
Platekapasitet (MN)	0,15
Limstyrke (MN/m)	0,34

<b>Sprøytebetong</b>	
Skjærstyrke, MPa	1
Vekt, MN/m <sup>3</sup>	0,026
Tykkelse, m	0,1

**Vedlegg C: Grunnlag for å kunne lage numerisk modell av tverrsnitt km 85,3**  
(Modifisert etter Ongstad, 2009)



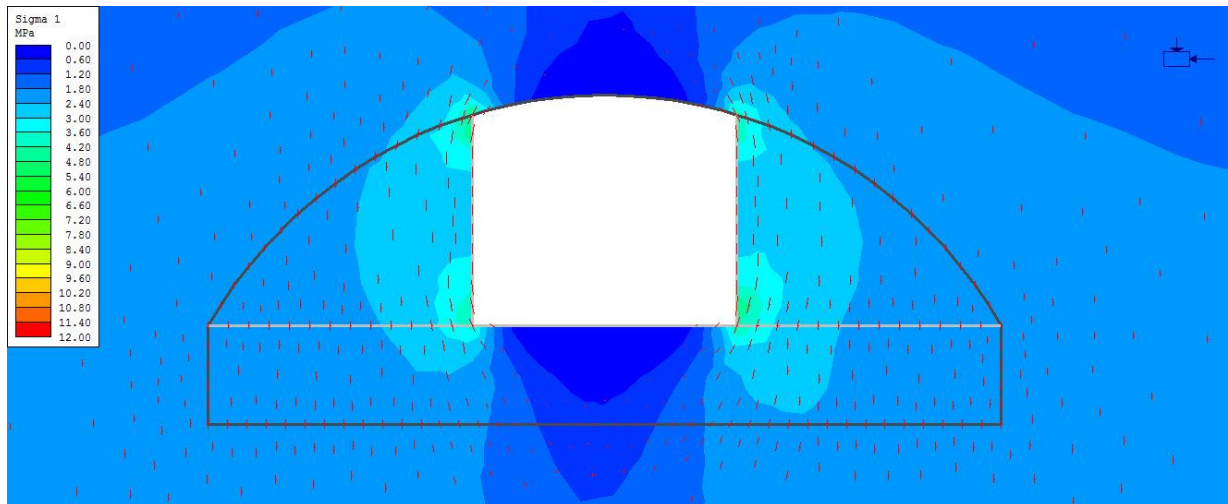
Oversiktskart over stasjonshall der km 85,3 ligger like ved snitt 2.



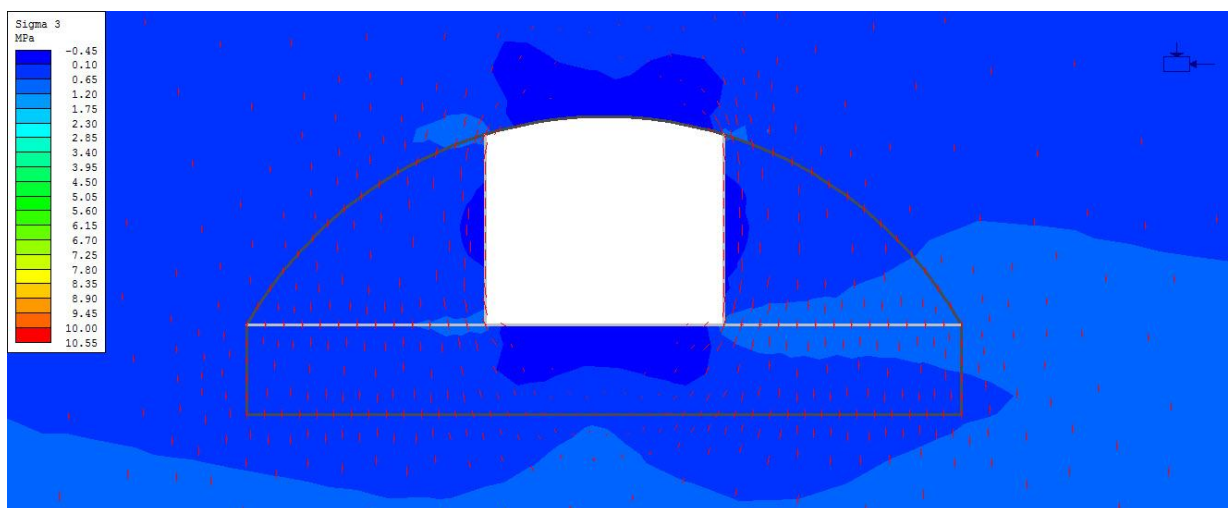
Tverrsnittprofil av snitt 2.

## Vedlegg D: Terrengmodell av tverrsnitt km 85,1

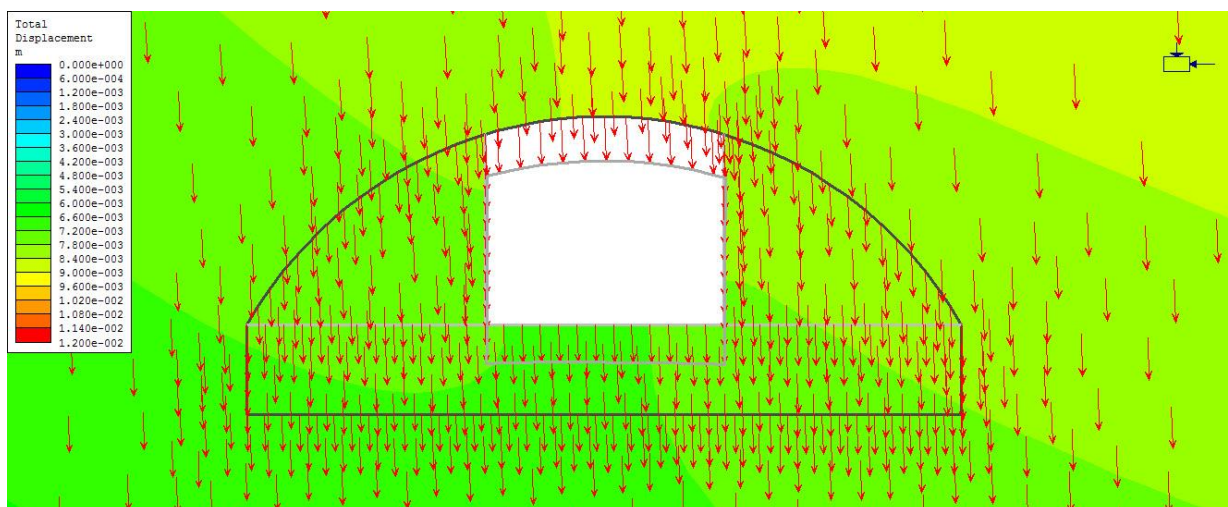
### Drivesteg 1



Største hovedspenning.



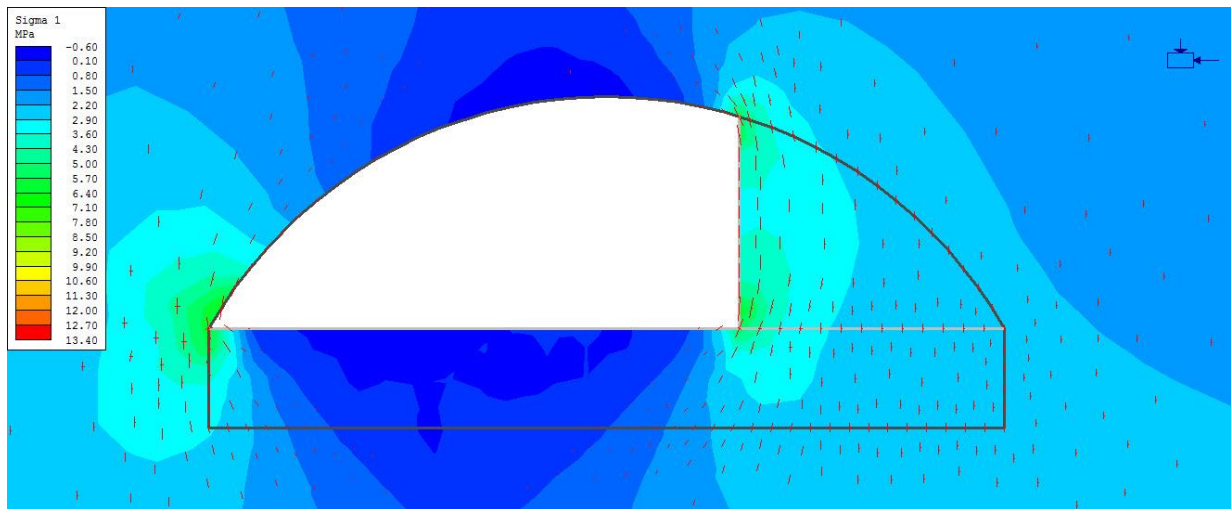
Minste hovedspenning.



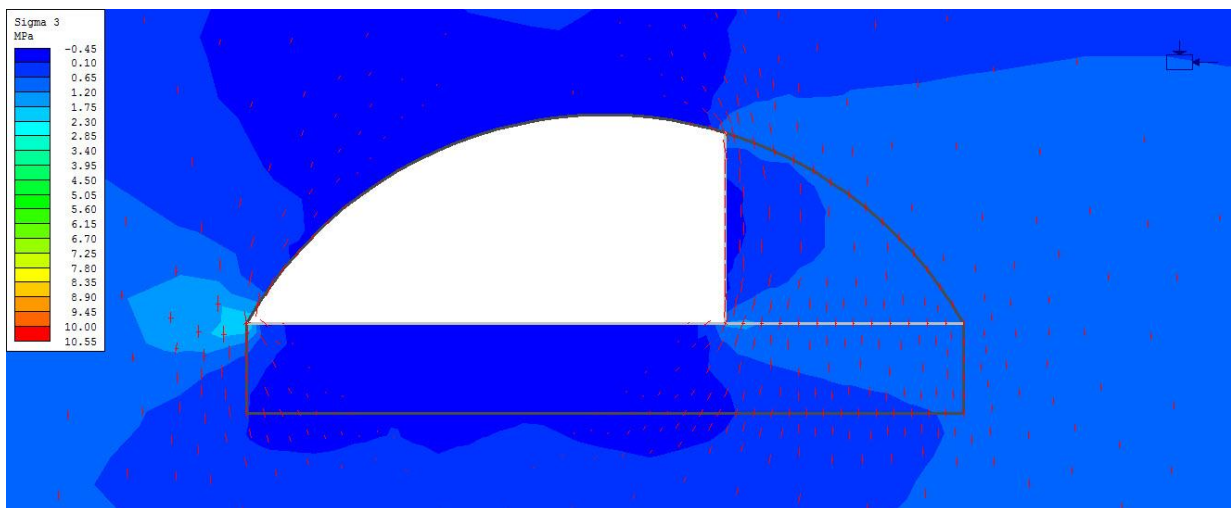
Total deformasjon med deformasjonsvektorer.



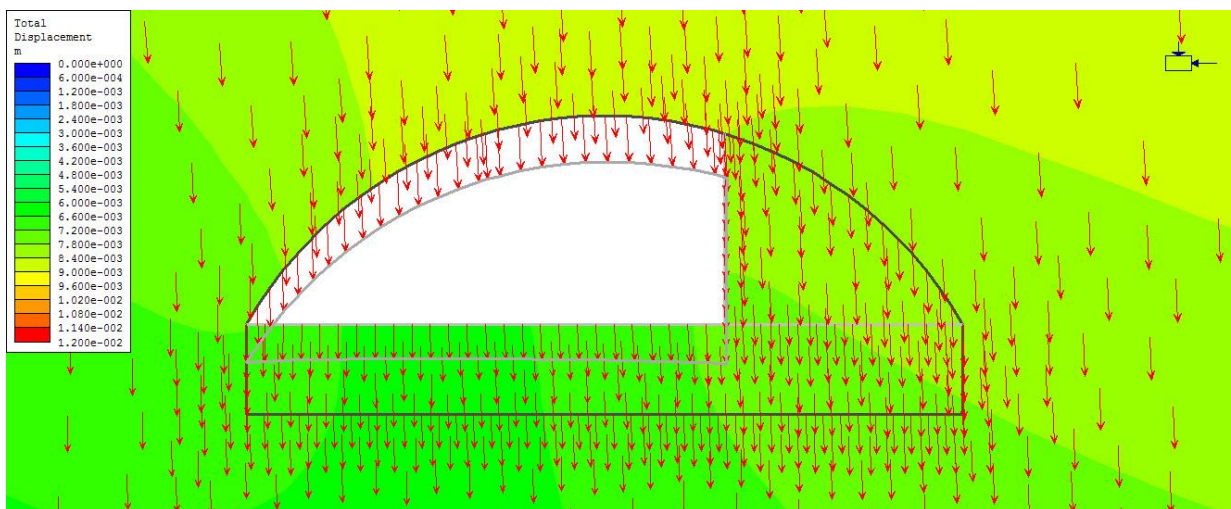
## Drivesteg 2



Største hovedspenning.

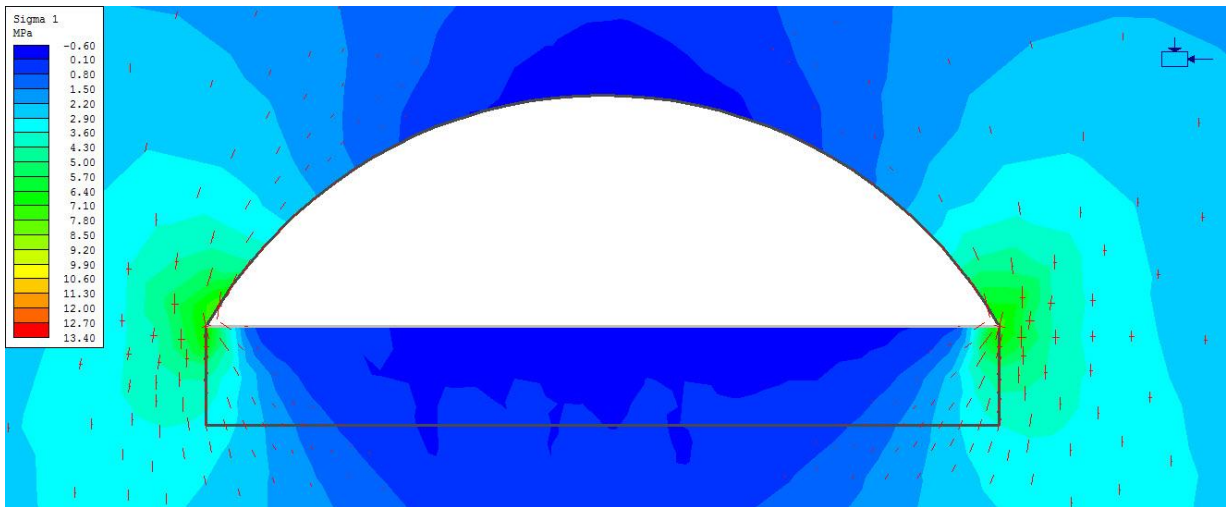


Minste hovedspenning.

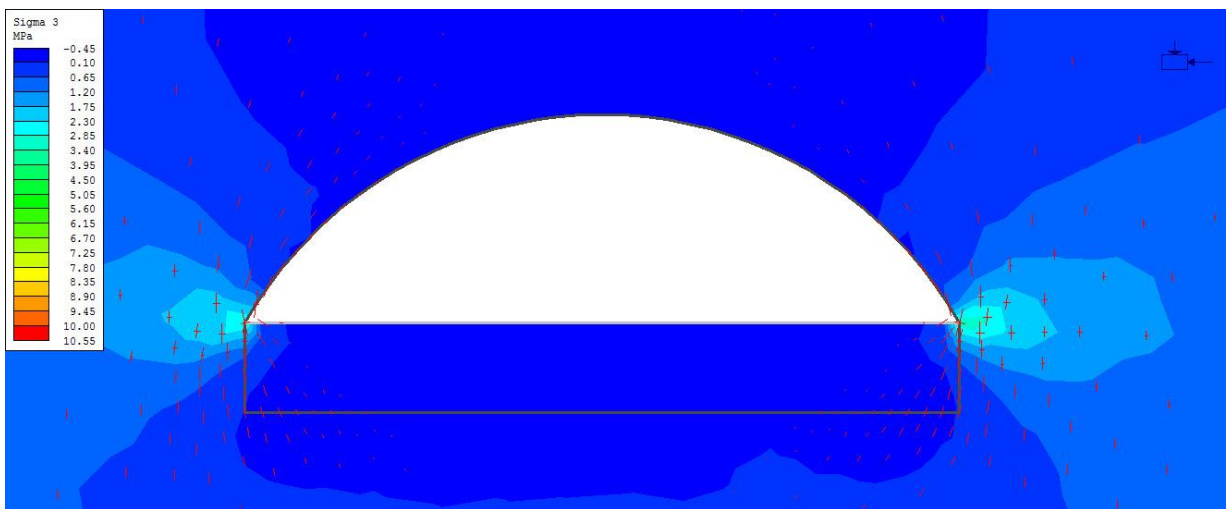


Total deformasjon med deformasjonsvektorer.

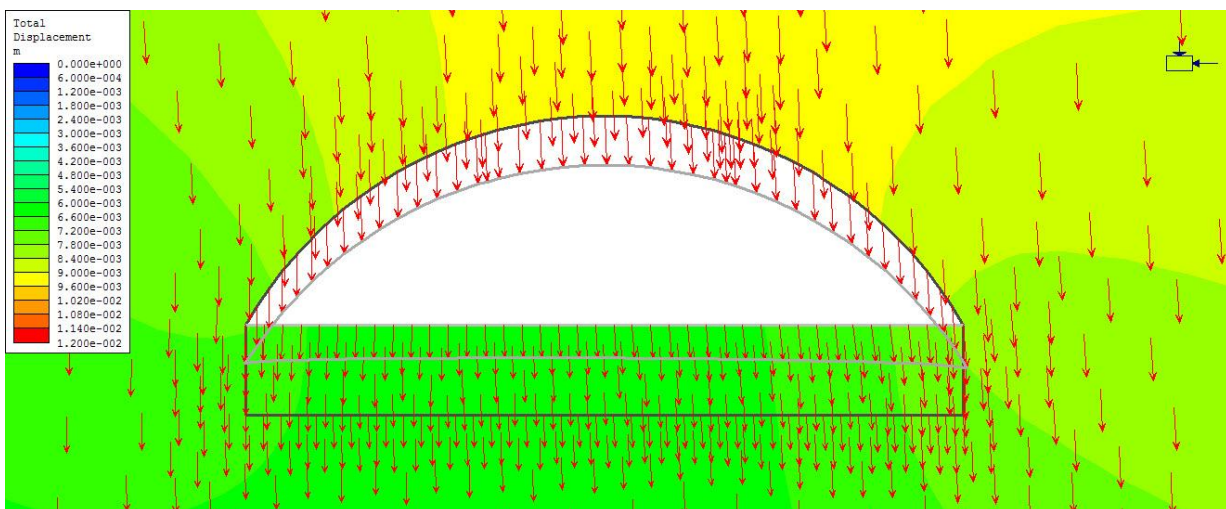
### Drivesteg 3



Største hovedspenning.

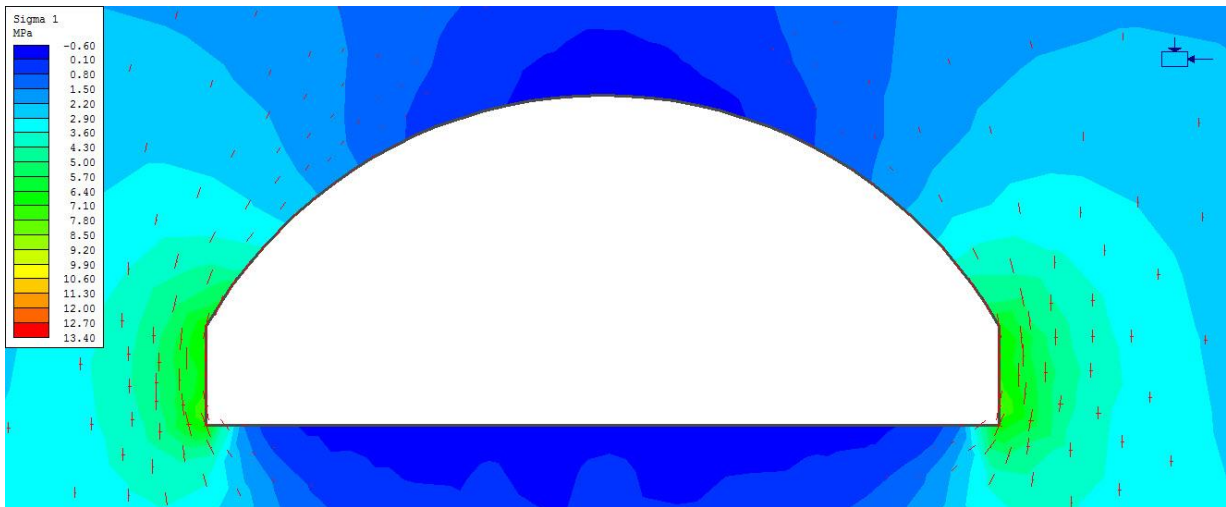


Minste hovedspenning.

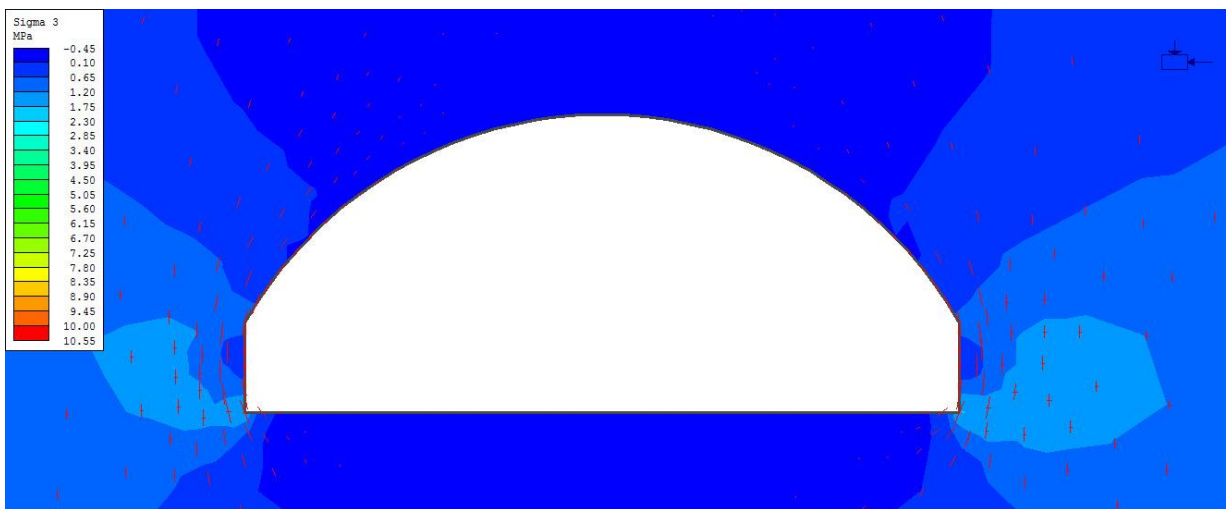


Total deformasjon med deformasjonsvektorer og den deformerte formen av det åpne rommet.

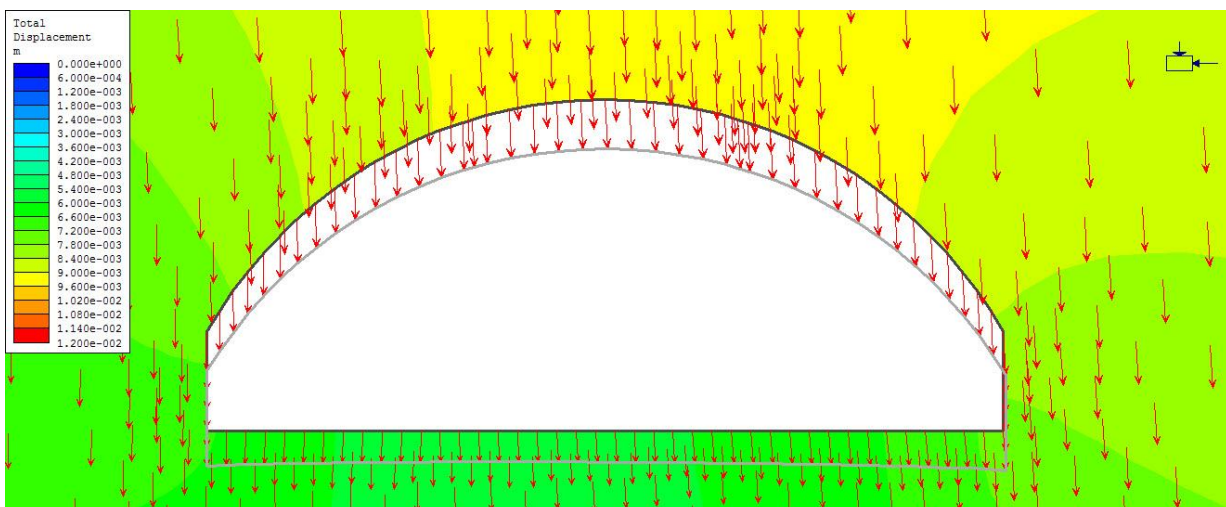
## Drivesteg 4



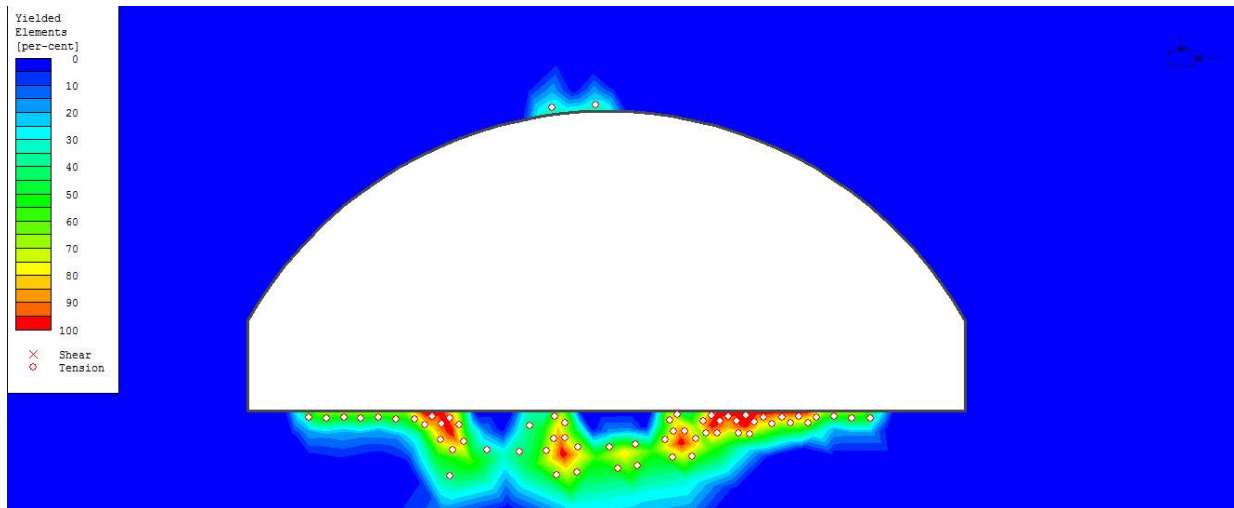
Største hovedspenning.



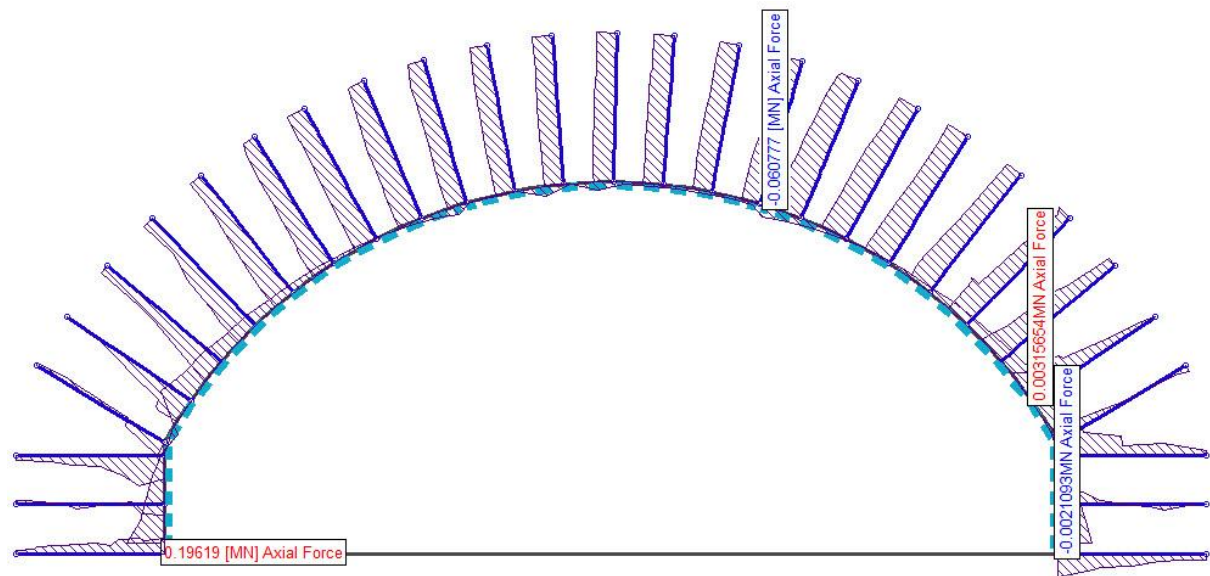
Minste hovedspenning.



Total deformasjon med deformasjonsvektorer og den deformerte formen av det åpne rommet.



Bruddannelse i ferdigdrevet hall.

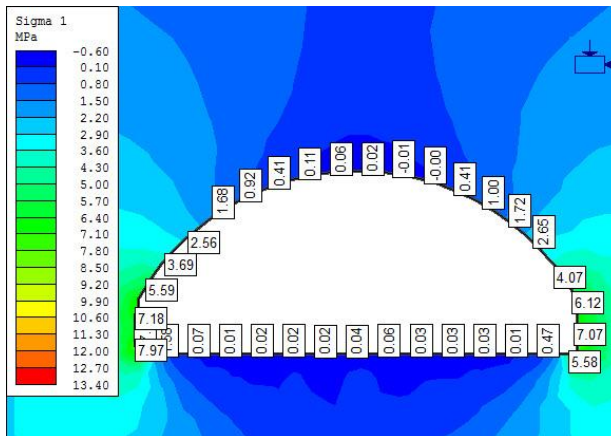


Maksimal og minimal aksiallast på bolter og sprøytebetong.

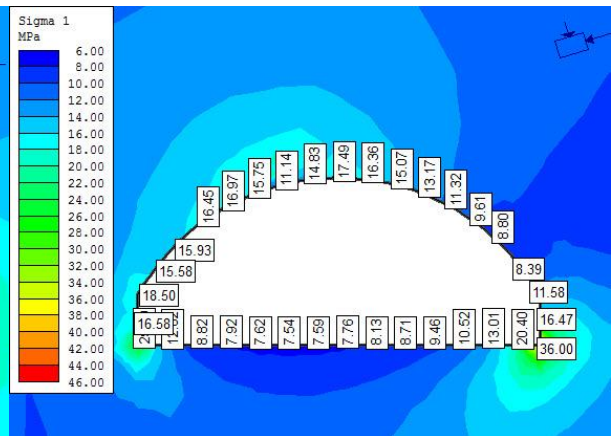
## Vedlegg E: Sammenligning av tverrsnitt km 85,1 med og uten topografi

Med overflatetopografi

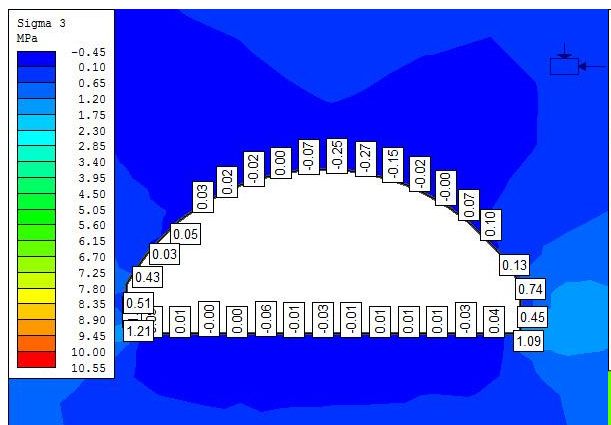
Uten overflatetopografi – ”boksmøll”



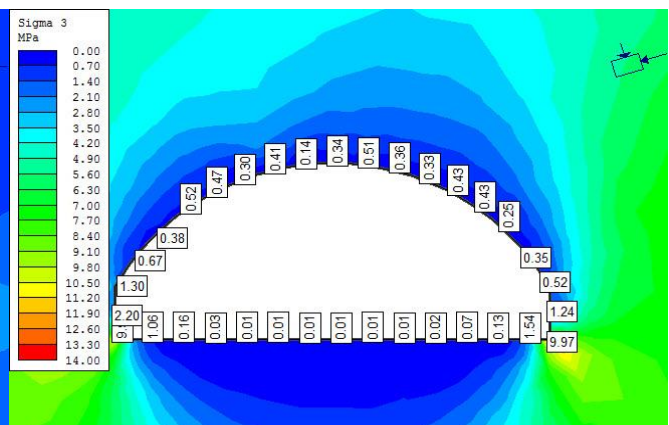
Største hovedspenning, gravitativt spenningsbilde.



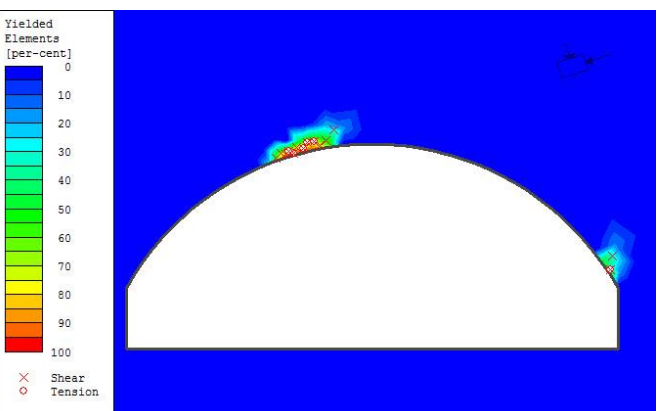
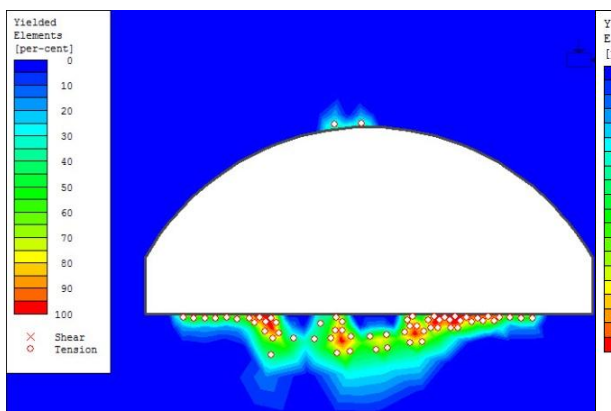
Minste hovedspenning, konstant spenningsbilde.



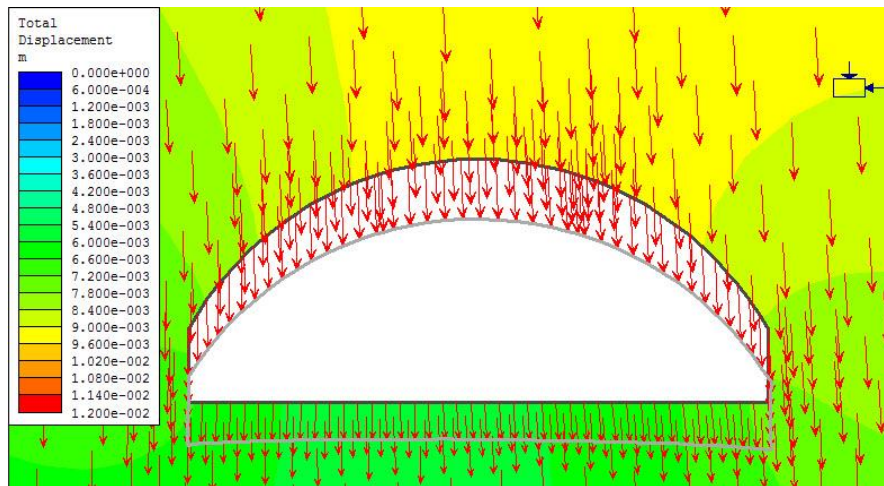
Minste hovedspenning, gravitativt spenningsbilde.



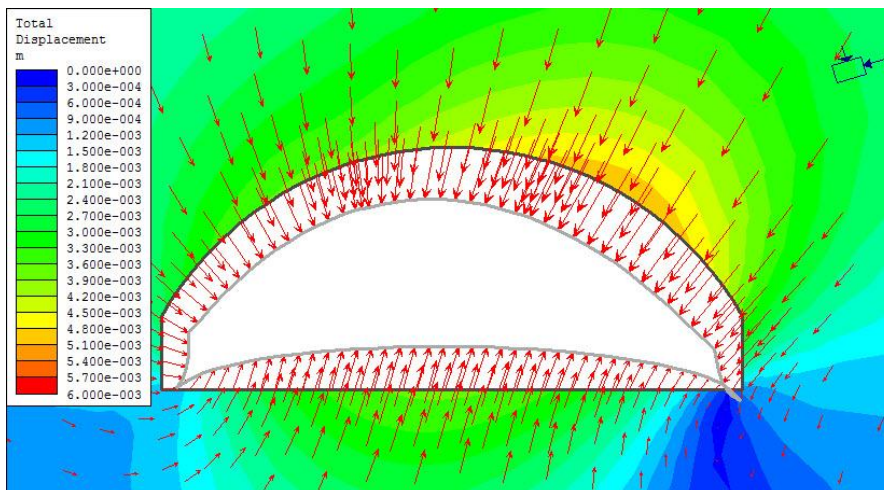
Minste hovedspenning, konstant spenningsbilde.



Prosentvisse fordeling av bergmassen som har gått i brudd. Figuren til venstre presenterer situasjonen for modellen med gravitativ spenning, mens figuren til høyre viser situasjonen for modellen med konstant spenningsfelt.



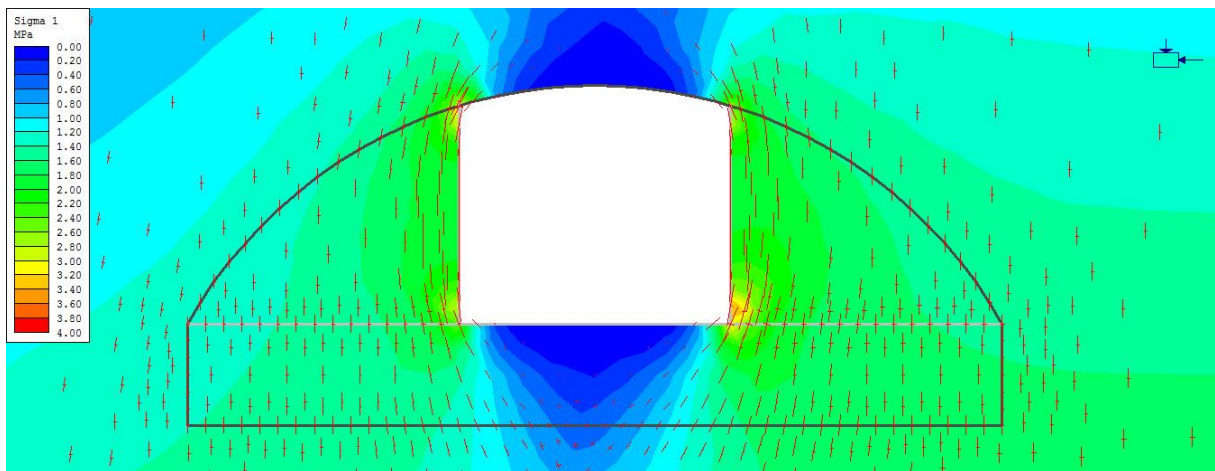
Totaldeformasjon med deformasjonsvektorer og den deformerte formen av hallen.  
Modell med overflatetopografi og gravitativt spenningsbilde.



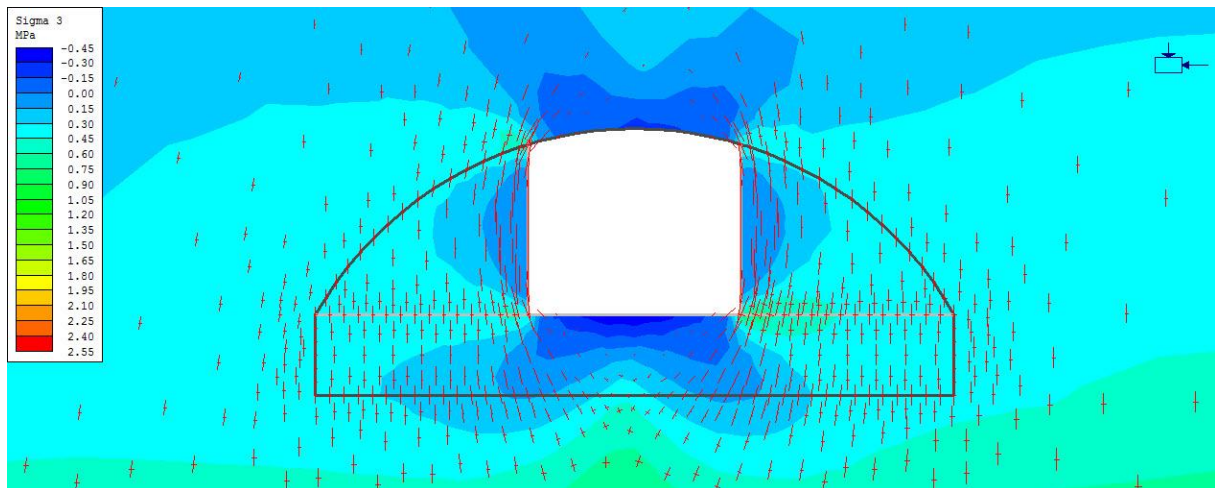
Totaldeformasjon med deformasjonsvektorer og den deformerte formen av hallen.  
Modell uten topografi og konstant spenningsbilde.

## Vedlegg F: Tverrsnittmodell av km 85,3

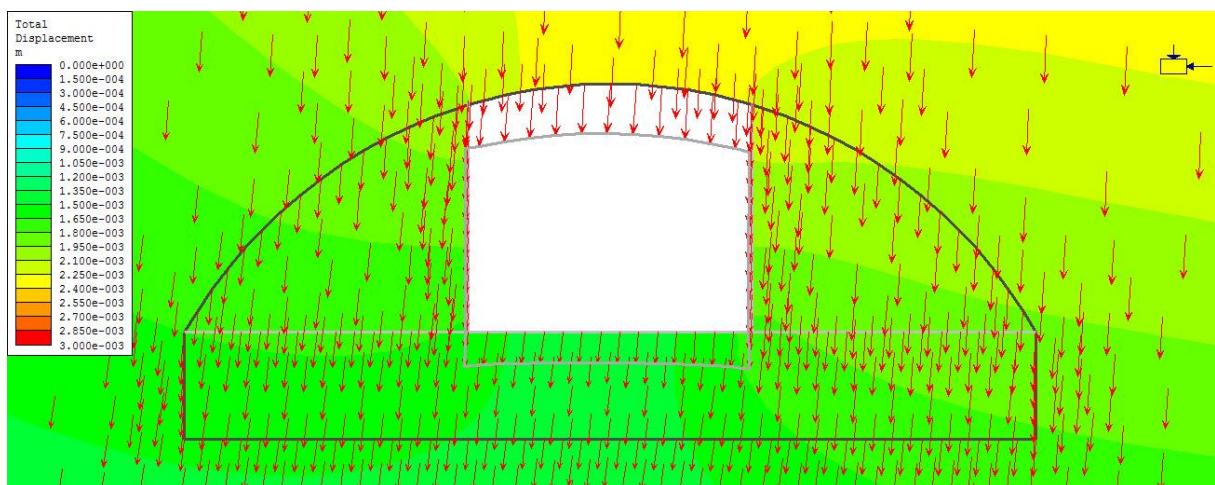
### Drivesteg 1:



Største hovedspenning.

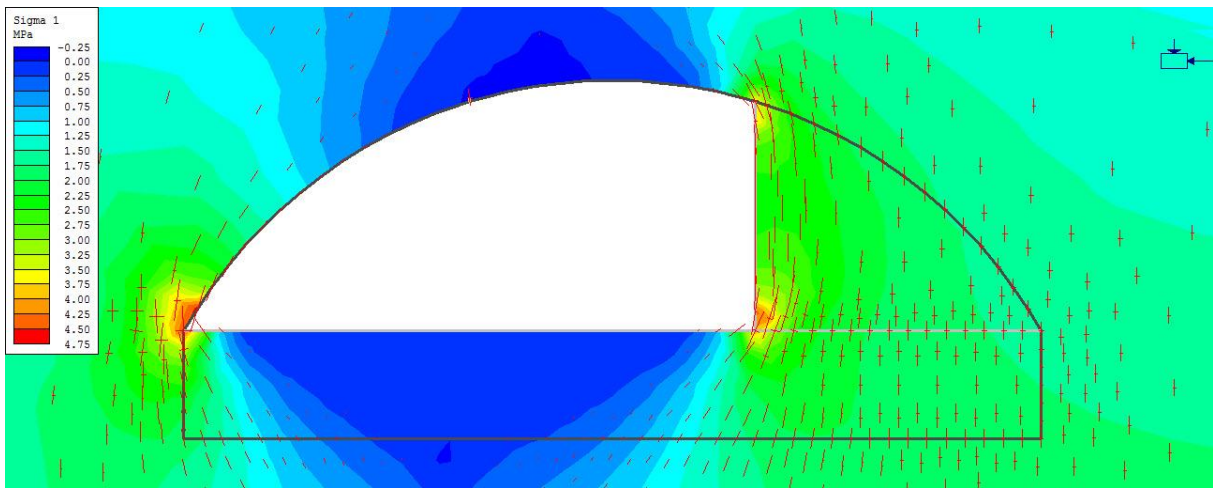


Minste hovedspenning.

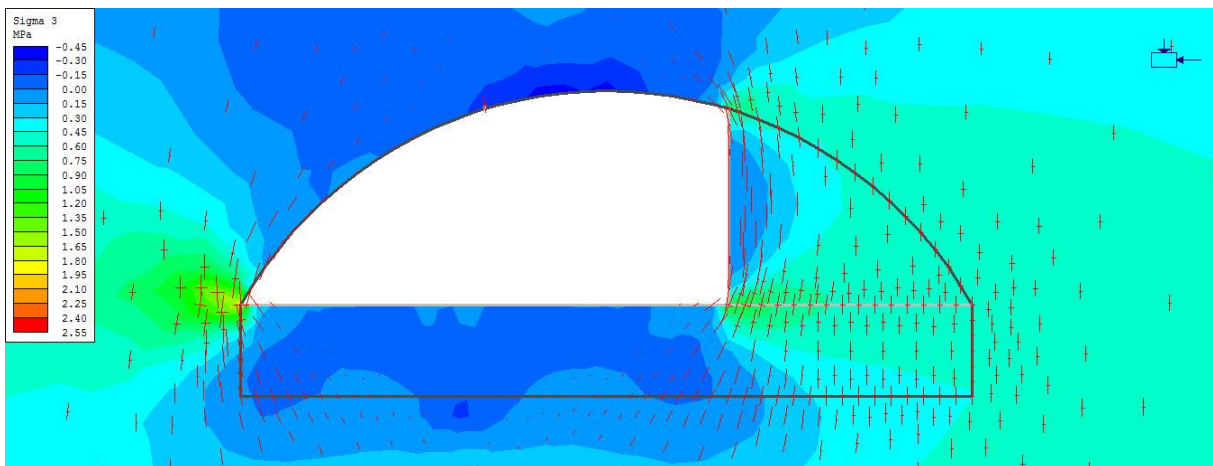


Totaldeformasjon med defomasjonsvektorer og deformert form av det drevne området.

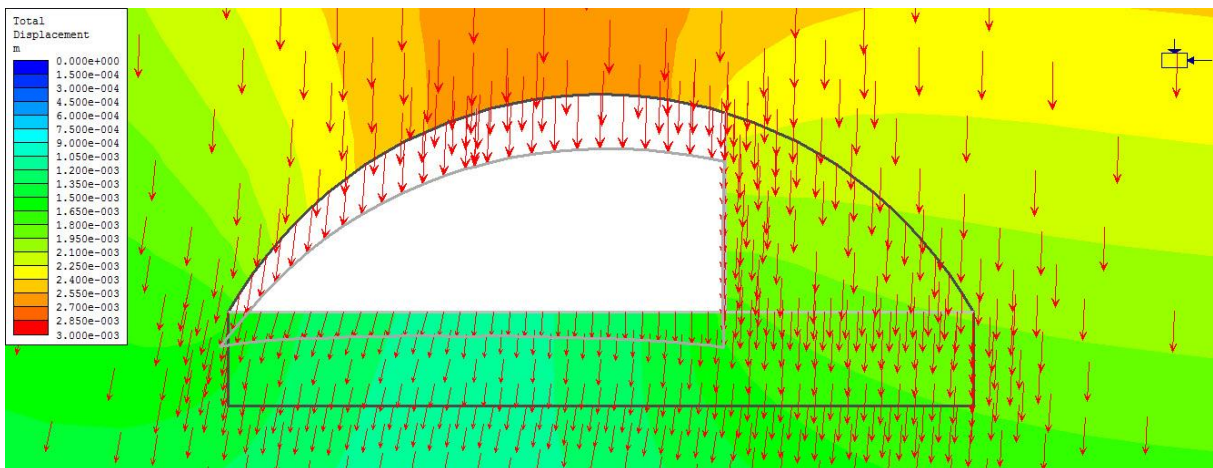
## Drivesteg 2:



Største hovedspenning.



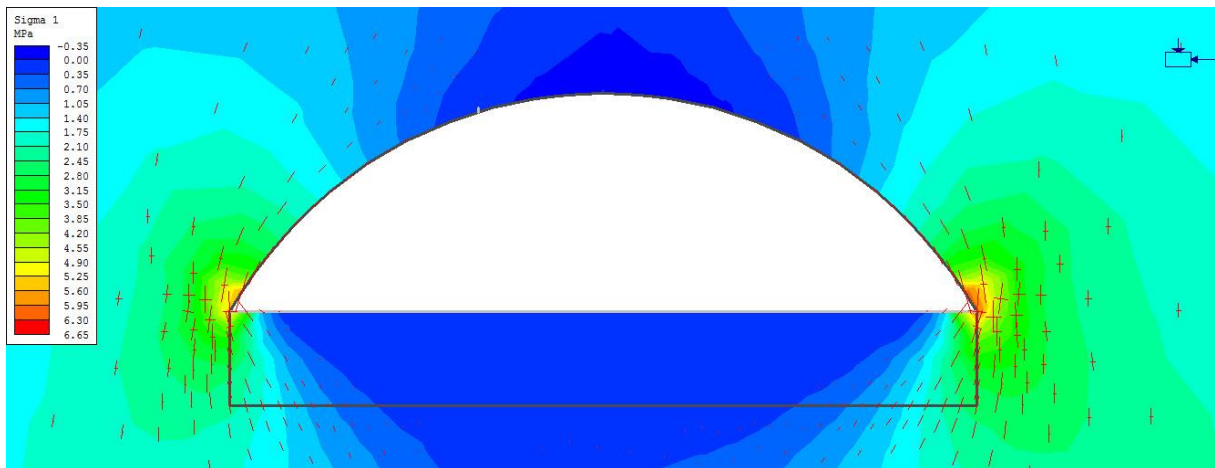
Minste hovedspenning.



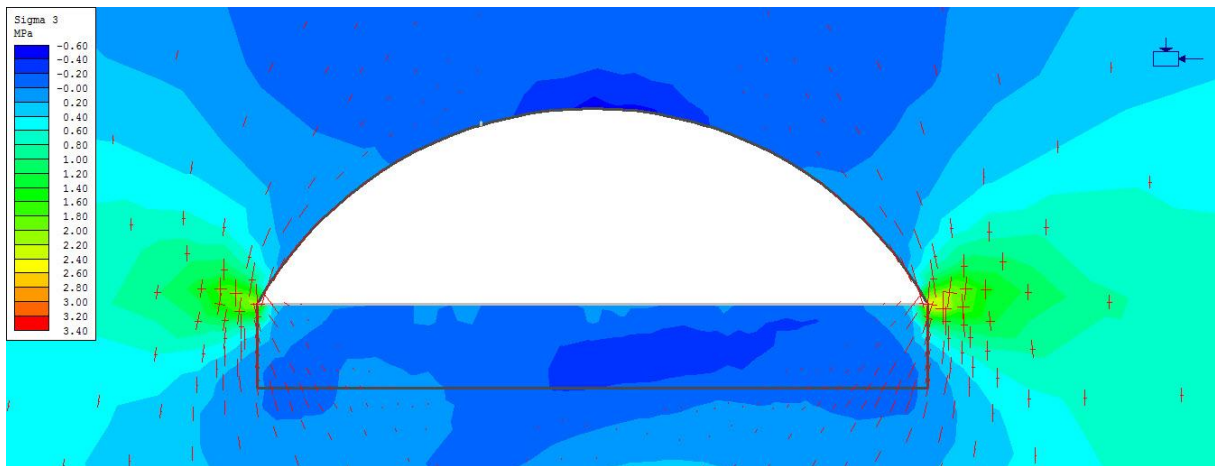
Totaldeformasjon med deformasjonsvektorer og deformert form av det drevne området.



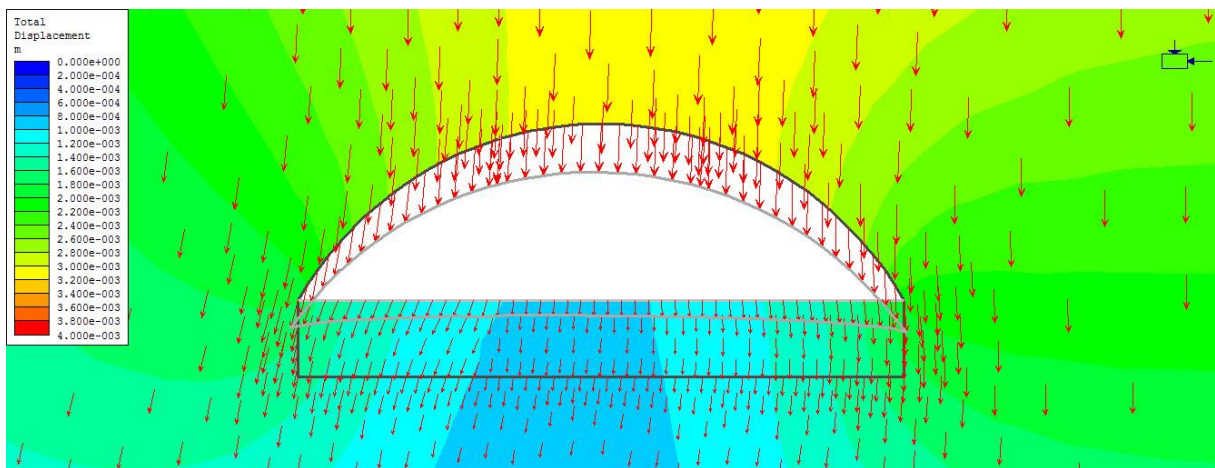
### Drivesteg 3:



Største hovedspenning.

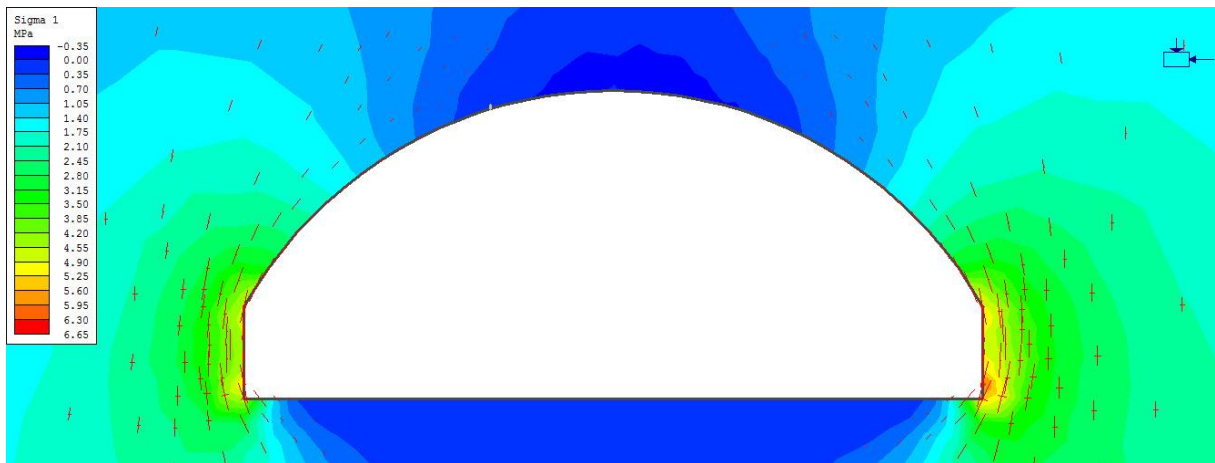


Minste hovedspenning.

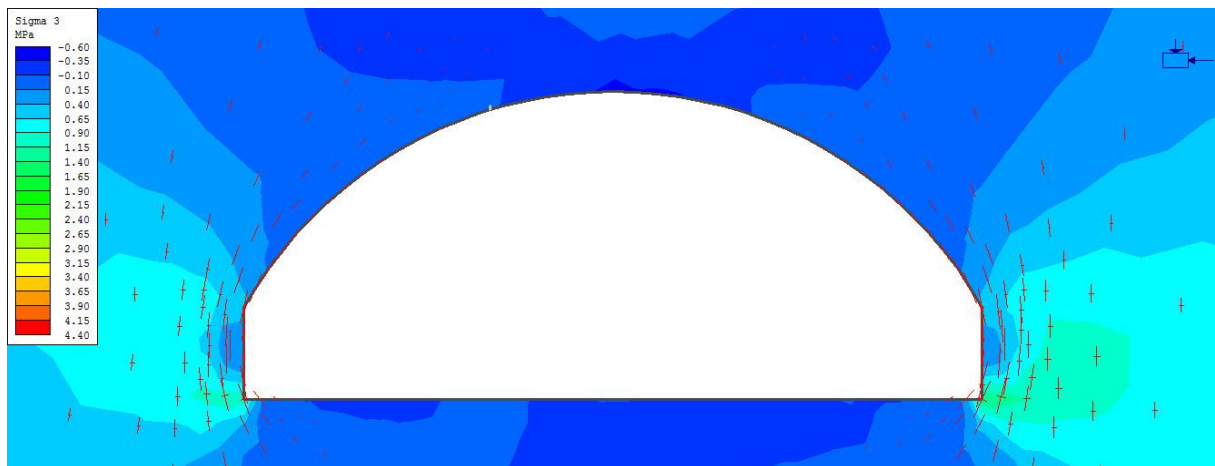


Totaldeformasjon med deformasjonsvektorer og deformert form av det åpne området.

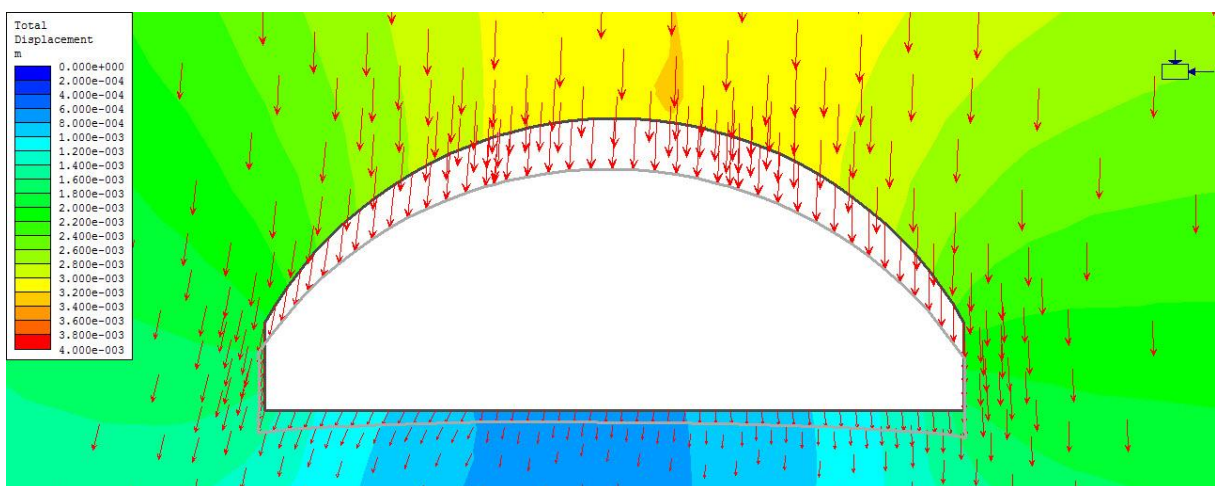
### Drivesteg 4:



Største hovedspenning.

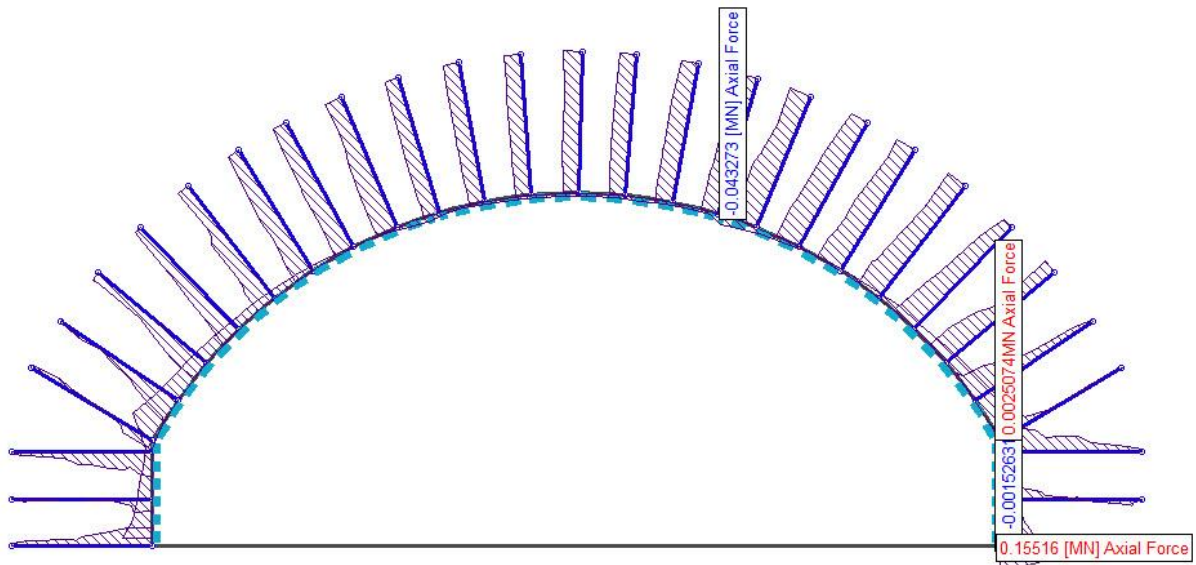


Minste hovedspenning.



Totaldeformasjon med deformasjonsvektorer og deformert form av det åpne området.

## Vedlegg G: Aksialbelastning på bolter og sprøytebetong for km 85,3



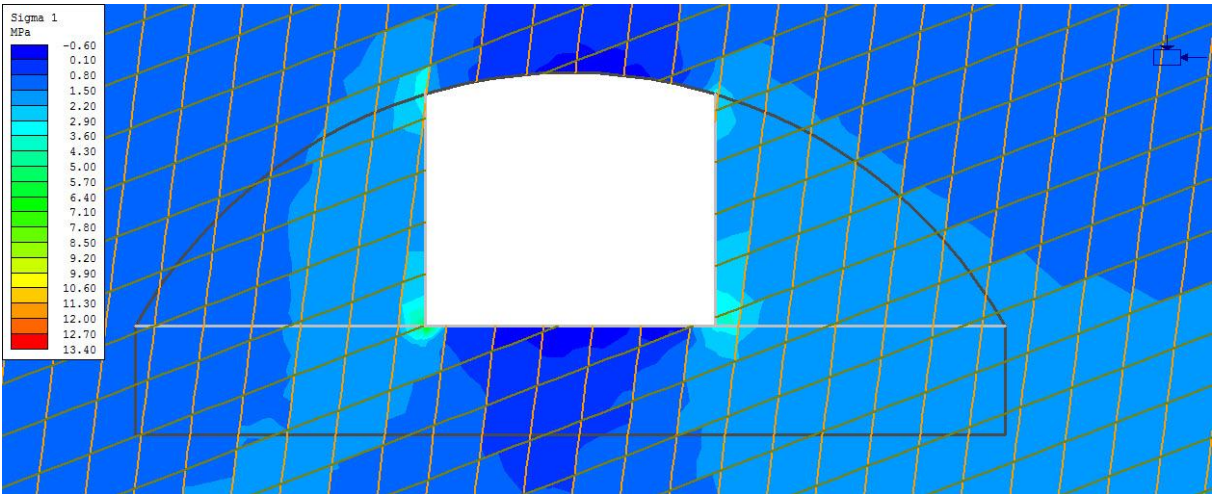
Maksimale og minimale aksialbelastning på bolter og sprøytebetong.



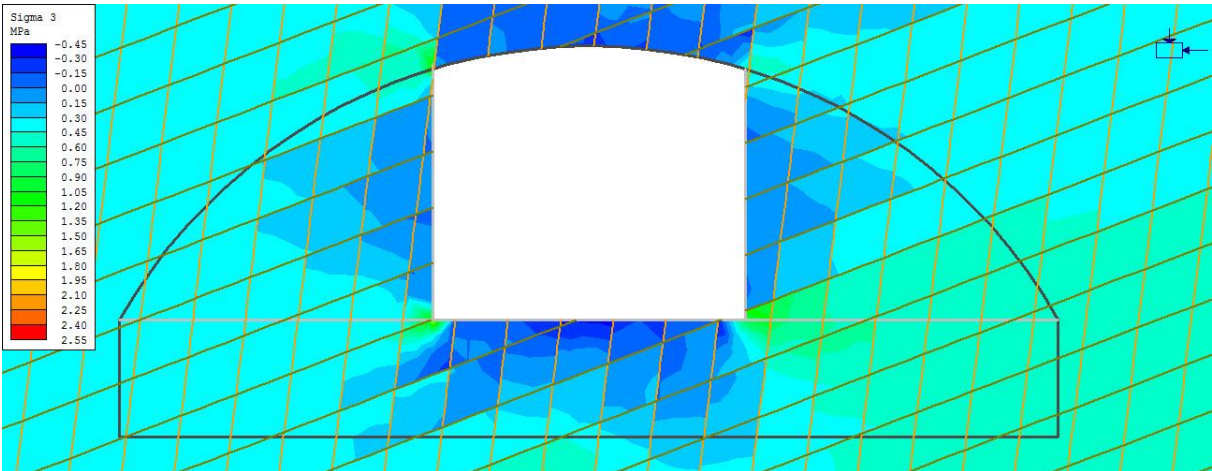
Aksialbelastning på sprøytebetong. Grafen starter ikke i null fordi ligger er medberegnet og da denne ikke er sikret med sprøytebetong viser den ingen verdier. Avgrenset område mellom de to røde linjene er område i heng og krone. Startpunkt: høyre hjørne. Slutt punkt: venstre hjørne.

**Vedlegg H: Tverrsnittmodell km 85,3 med to sprekkesett**

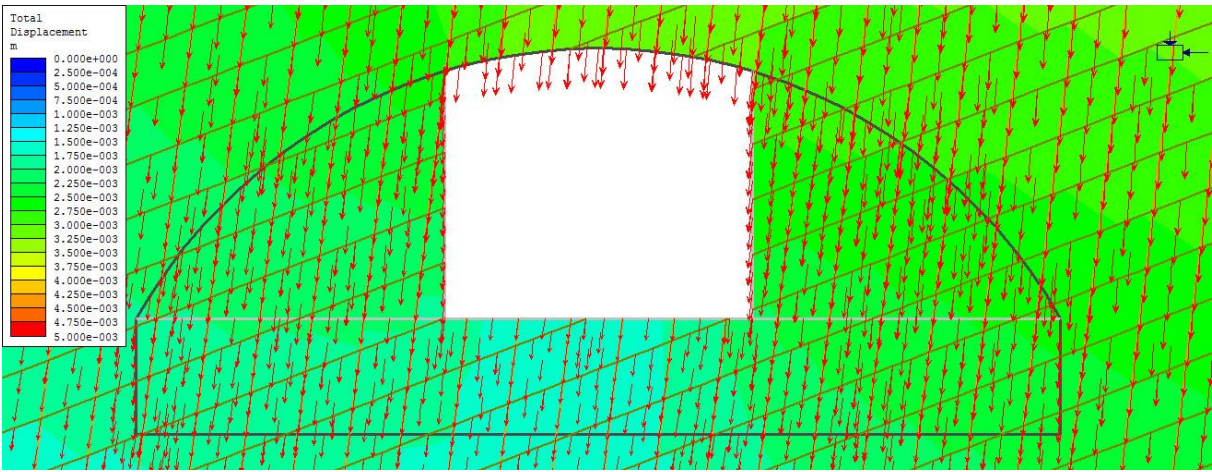
**Drivesteg 1:**



Største hovedspenning.

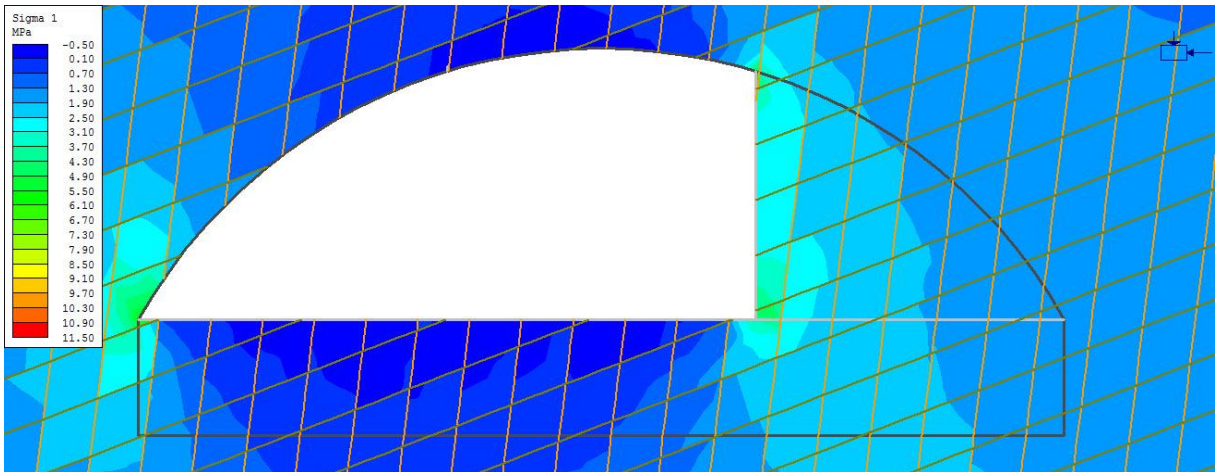


Minste hovedspenning.

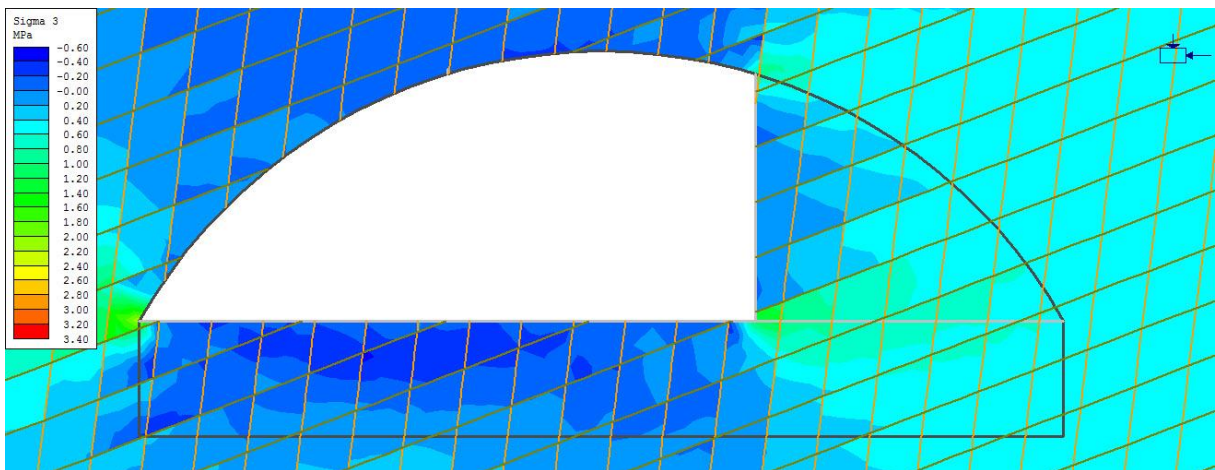


Totaldeformasjon med deformasjonsvektorer.

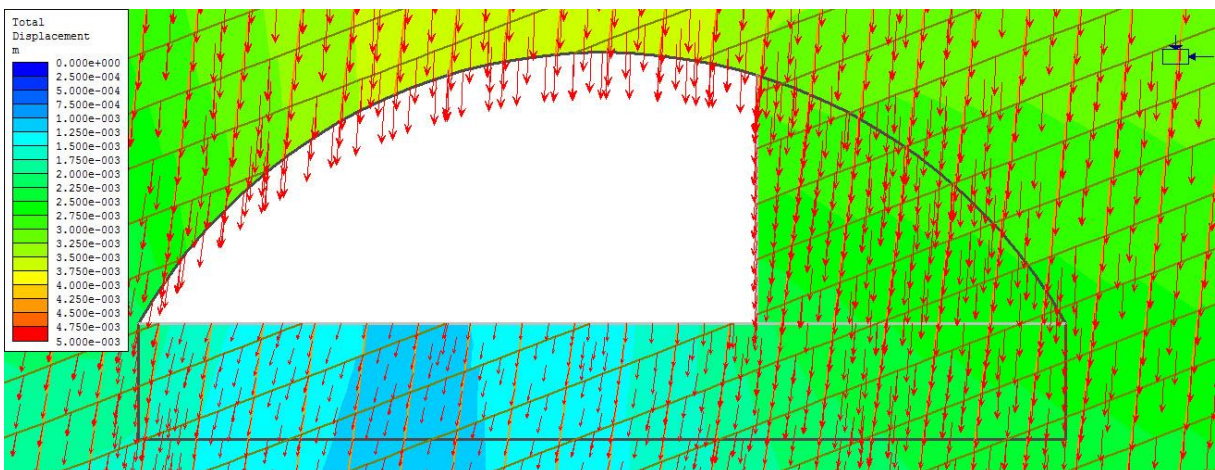
## Drivesteg 2:



Største hovedspenning.

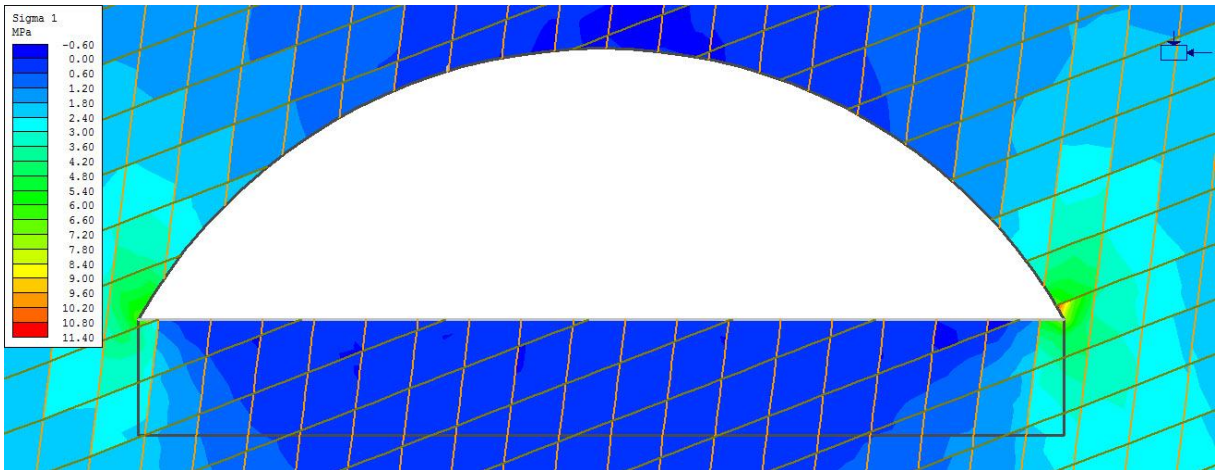


Minste hovedspenning.

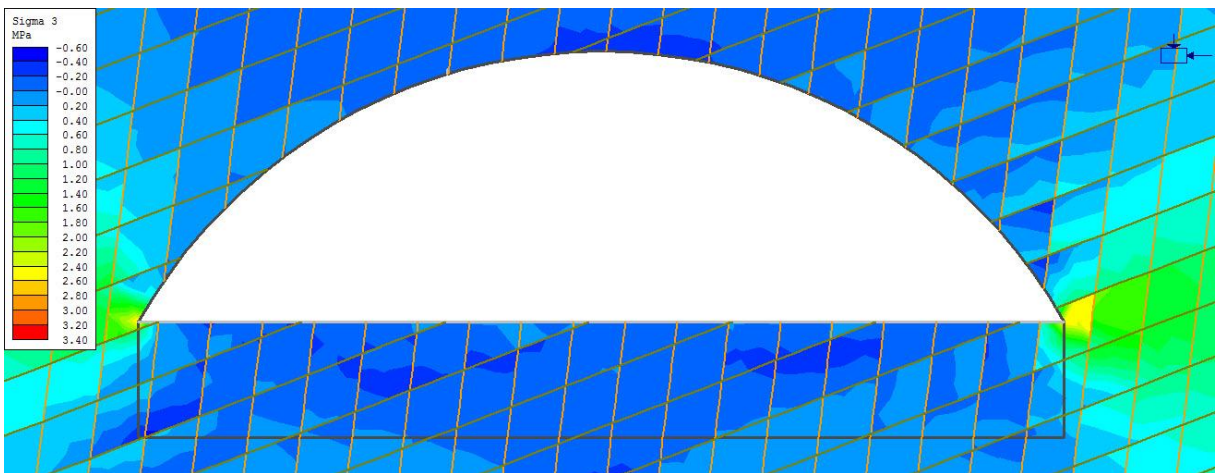


Totaldeformasjon med deformasjonsvektorer.

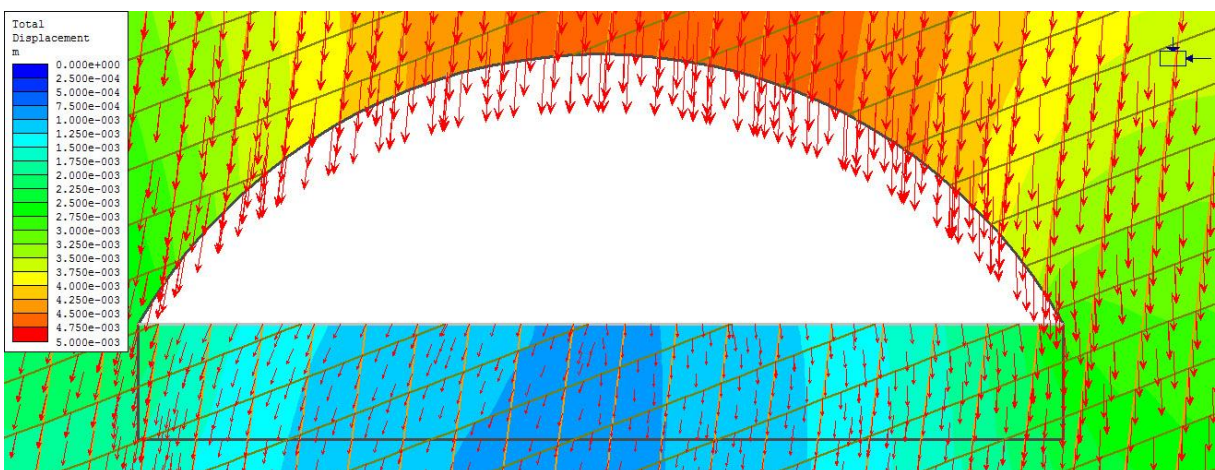
### Drivesteg 3:



Største hovedspenning.

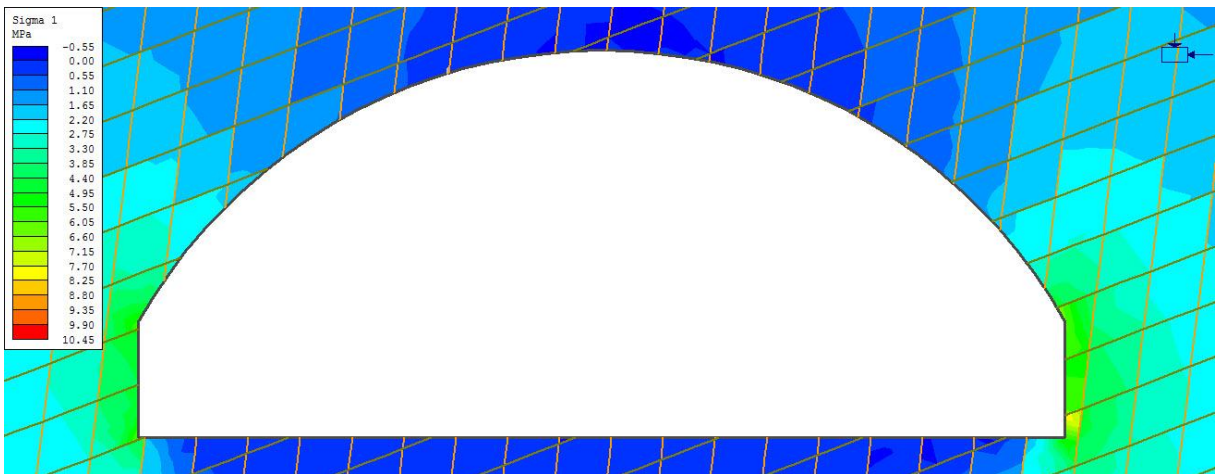


Minste hovedspenning.

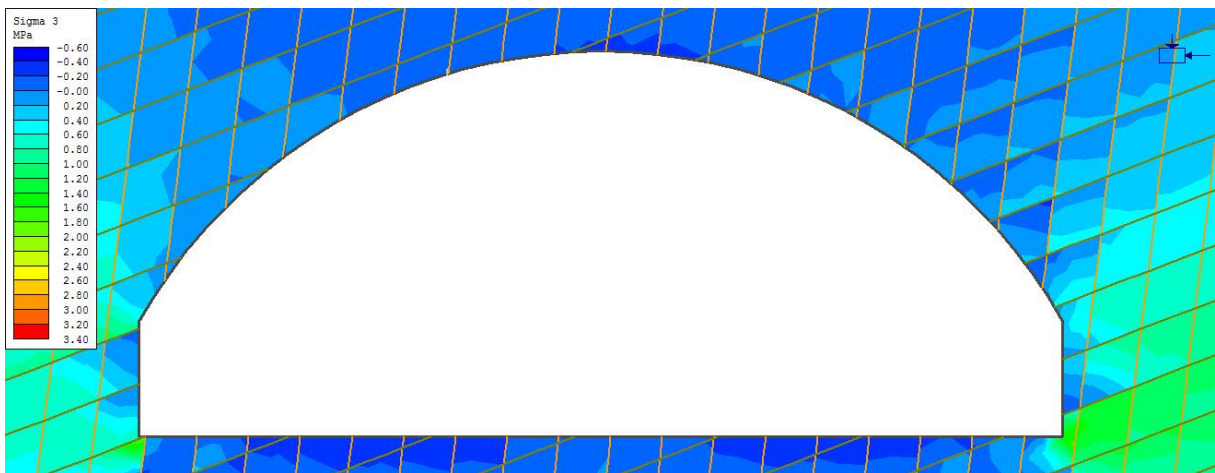


Totaldeformasjon med deformasjonsvektorer.

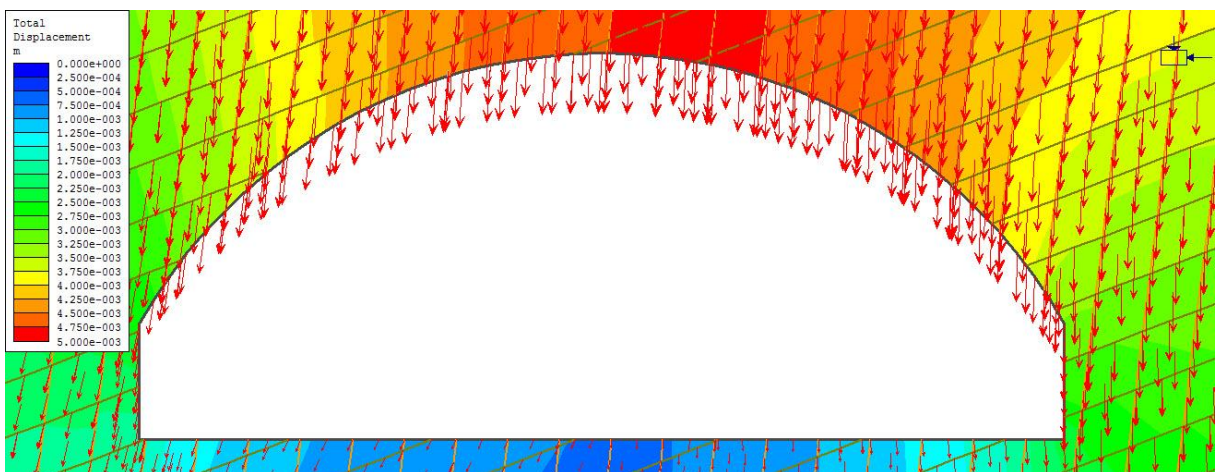
### Drivesteg 4:



Største hovedspenning.

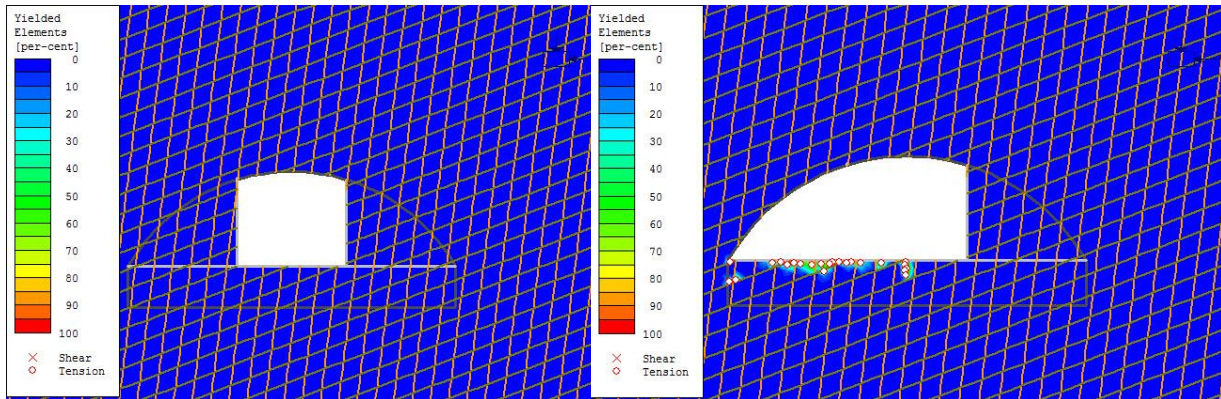


Minste hovedspenning.



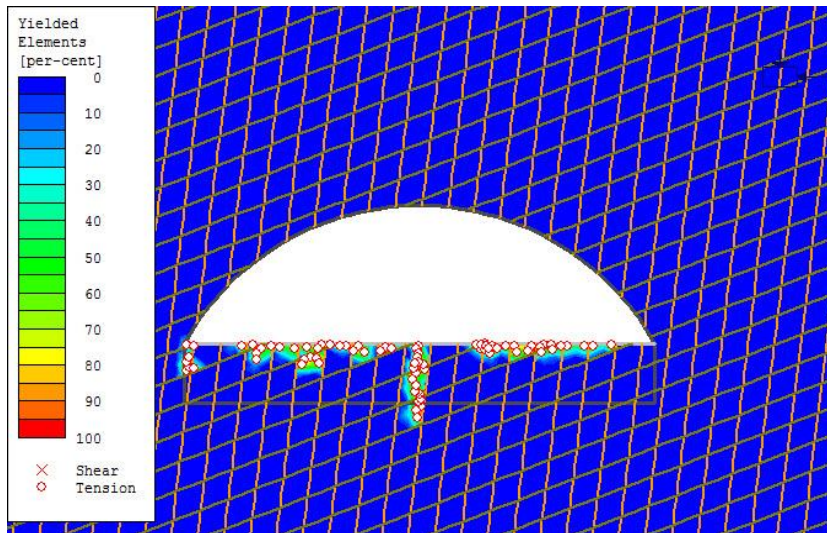
Totaldeformasjon med deformasjonsvektorer.

## Bruddutviklingen for hvert drivesteg:

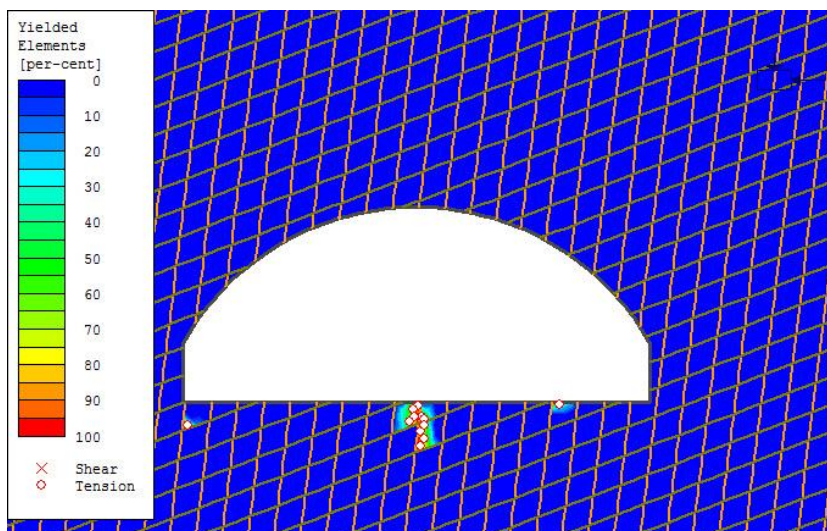


Drivesteg 1: Ingen elementer gått i brudd, mens ingen sprekkeelementer har gått i brudd.

Drivesteg 2: 23 elementer har gått i brudd, mens ingen sprekkeelementer har gått i brudd.



Drivesteg 3: 77 elementer har gått i brudd, mens ingen sprekkeelementer har gått i brudd.

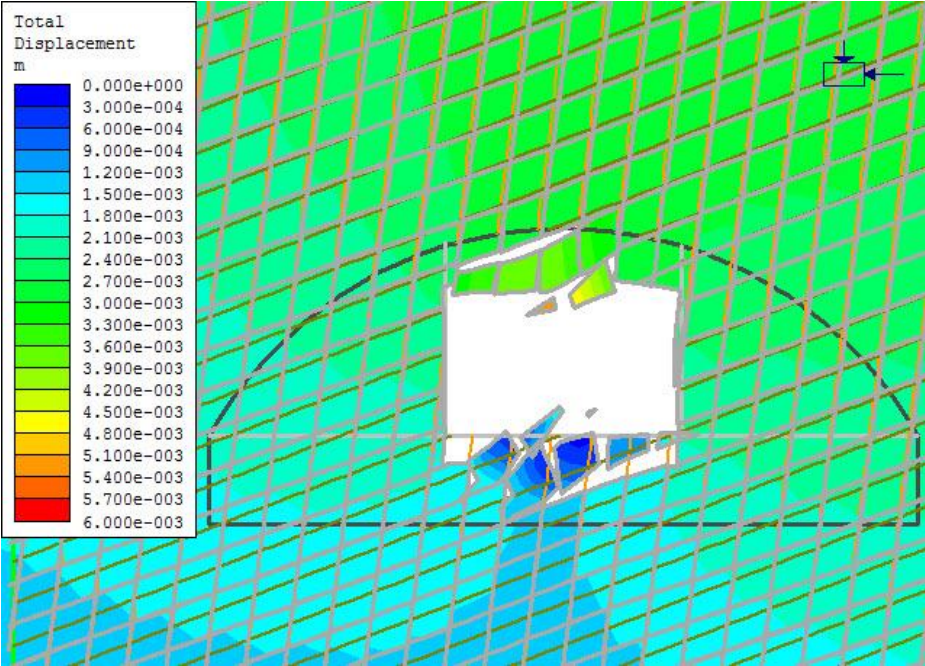


Drivesteg 4: 14 elementer har gått i brudd, mens ingen sprekkeelementer har gått i brudd.

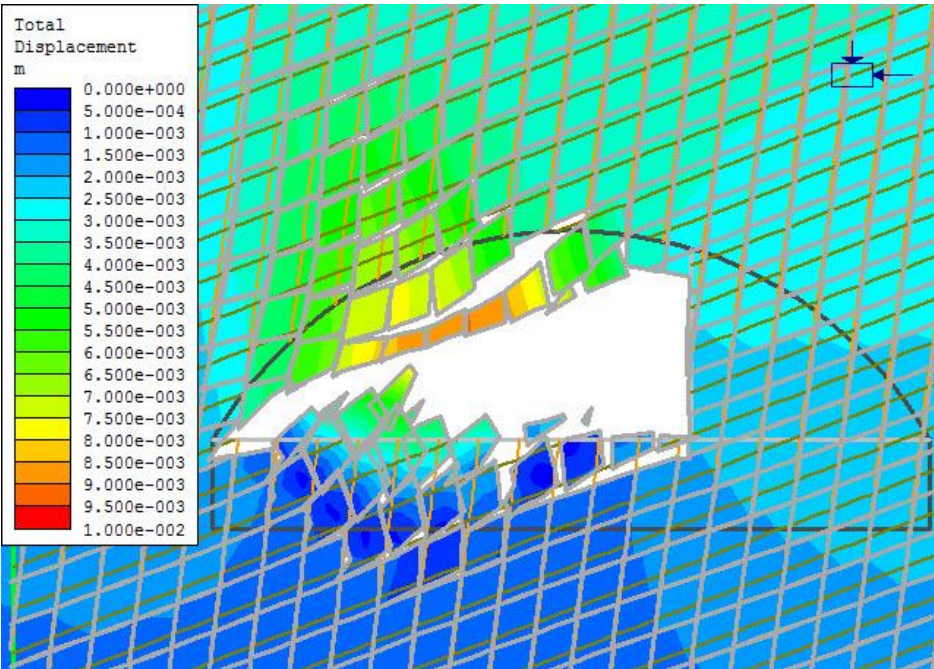


Vedlegg I: Tverrsnittmodell km 85,3 med to sprekkesett: Steinblokker presses inn i rommet

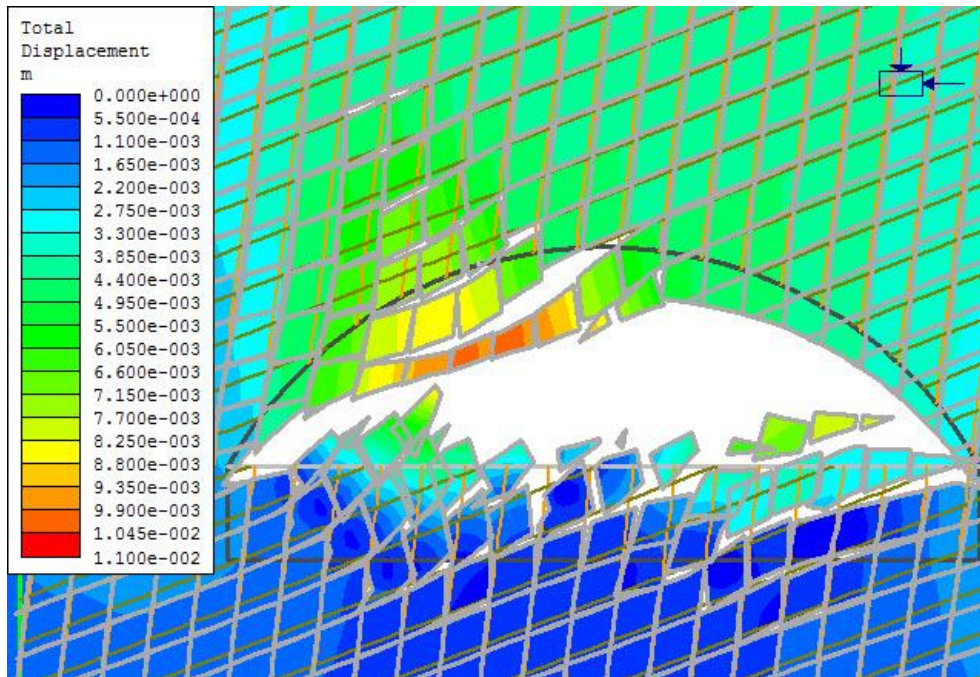
Drivesteg 1



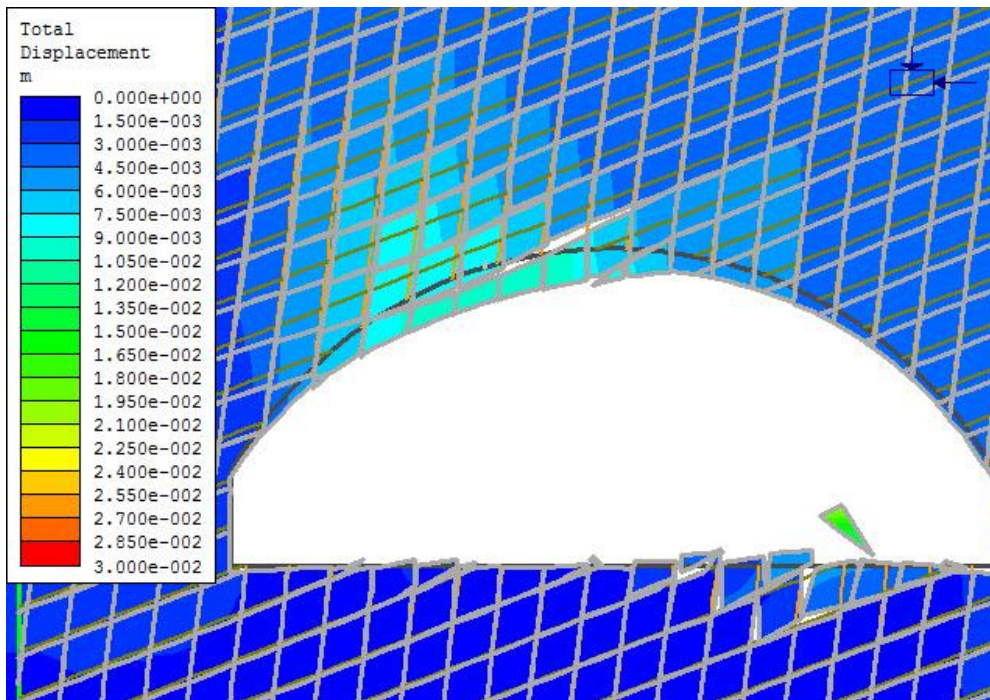
Drivesteg 2



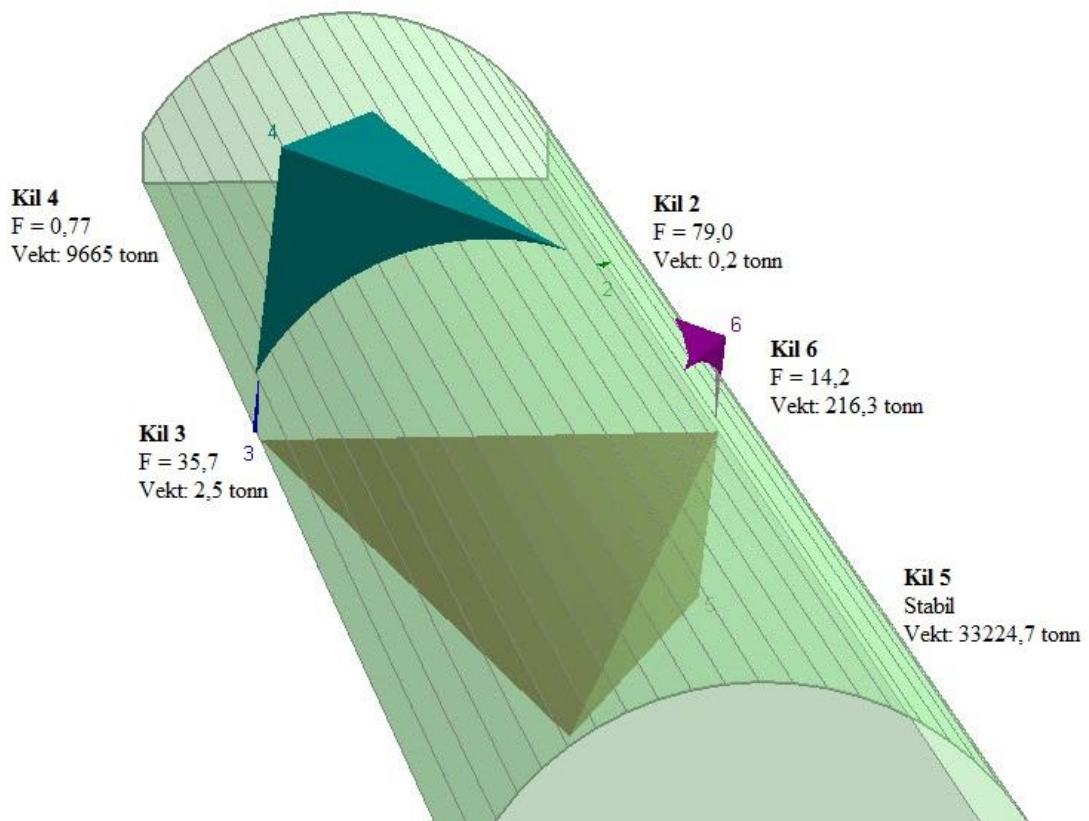
### Drivesteg 3



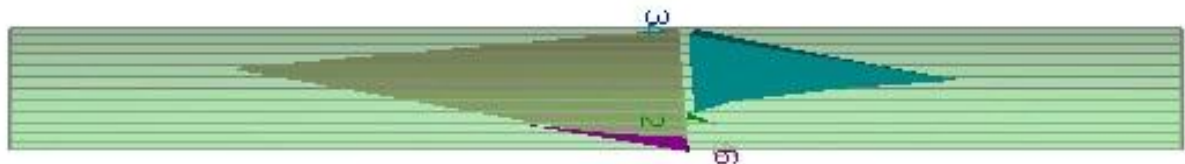
### Drivesteg 4



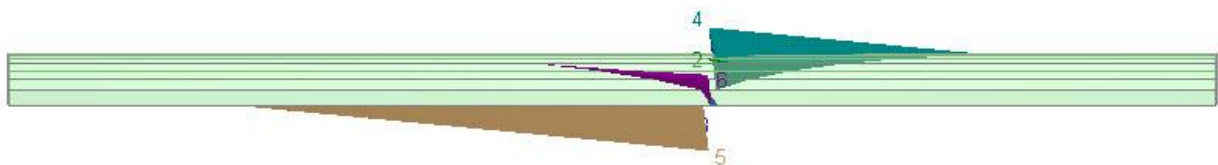
## Vedlegg J: Kiler



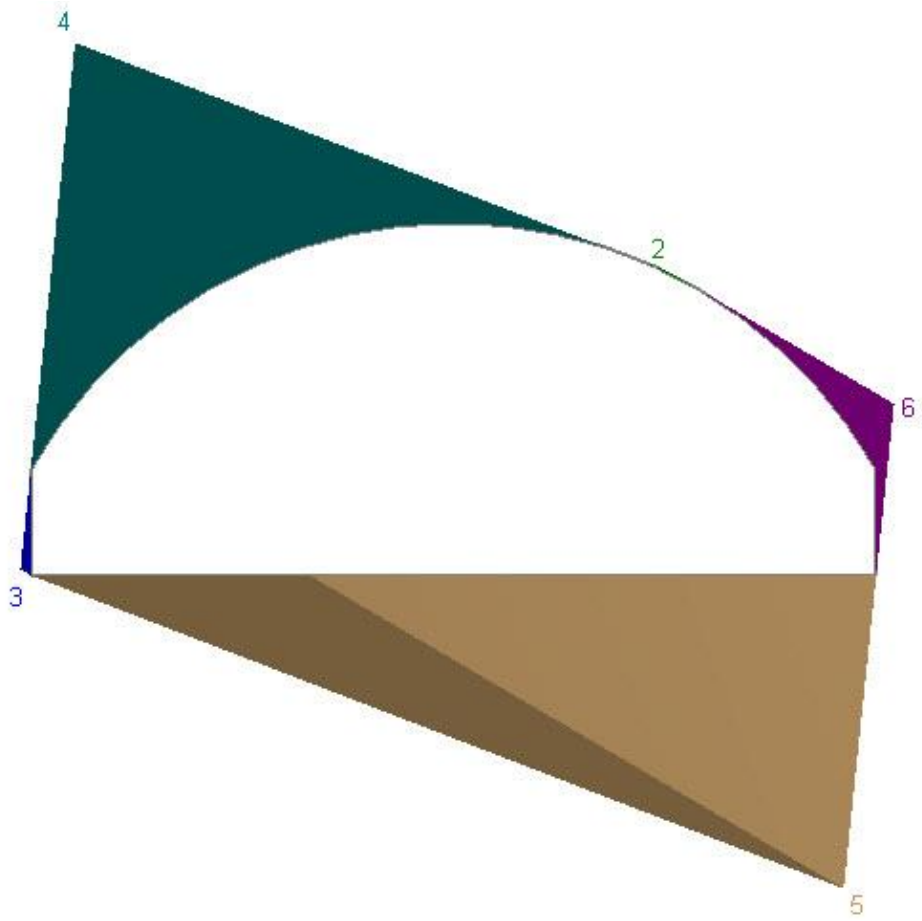
Det har oppstått kiler i tak, vegger og såle.



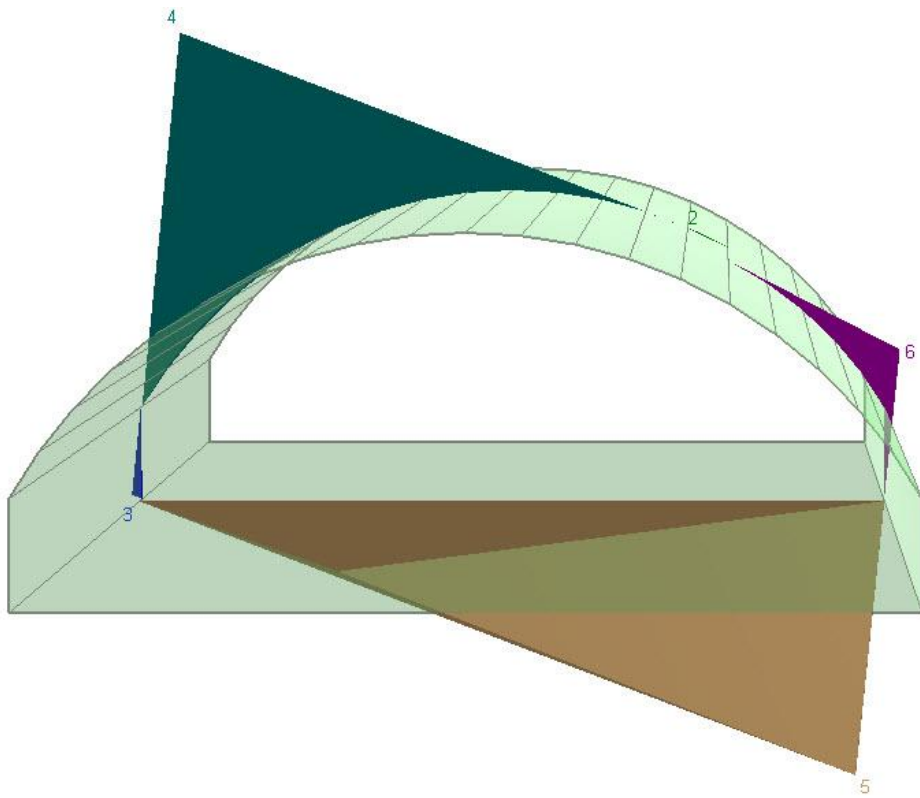
Kiler sett fra siden.



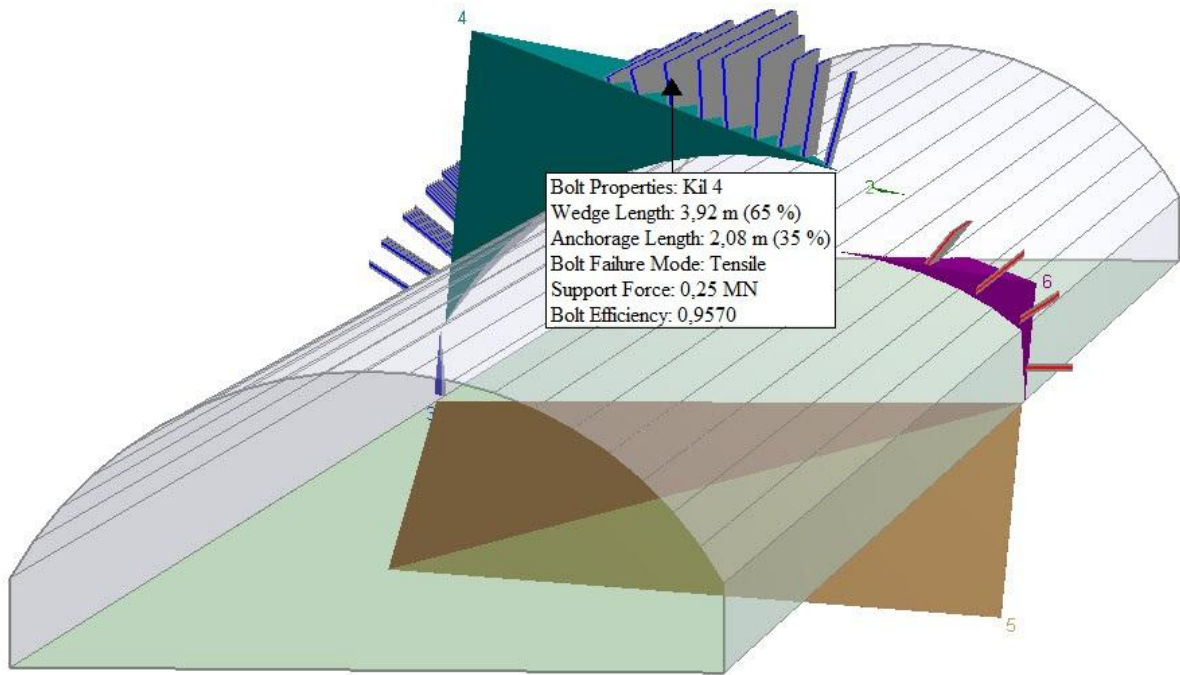
Kiler sett ovenifra.



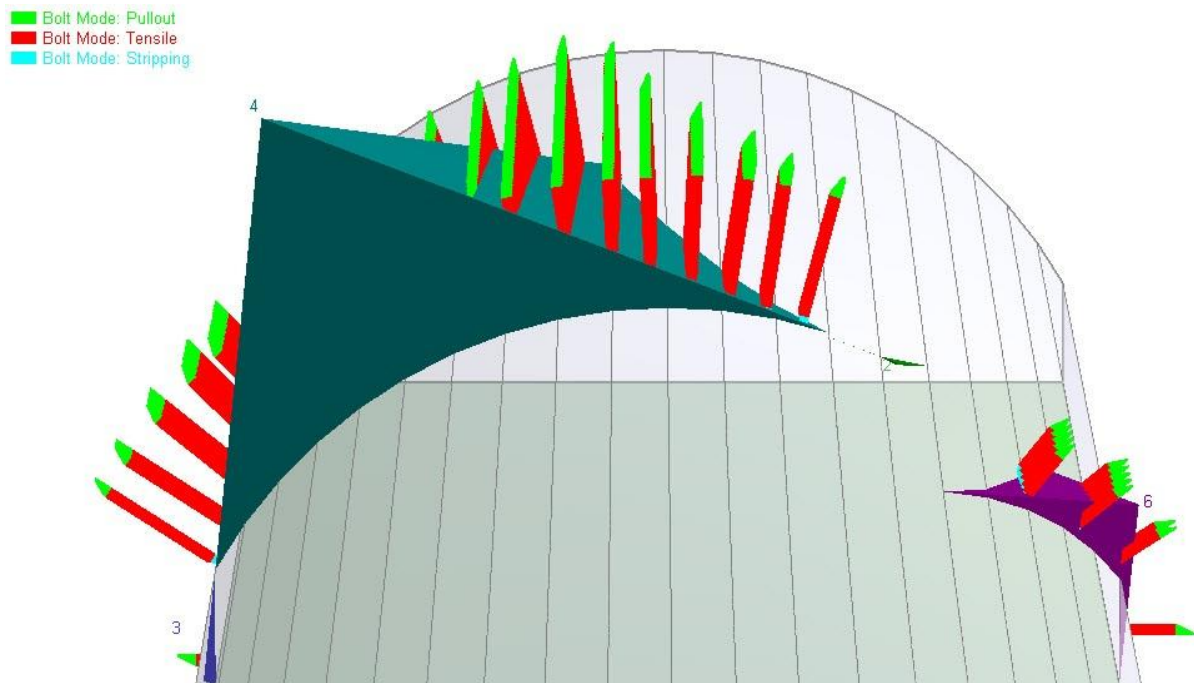
Kiler sett i front.



Kiler sett i front.



Bergsikring med bolter og sprøytebetong. Sprøytebetongen vises ikke, da denne er gitt en transparent farge. Informasjon om en bolt er gitt.



Mulige bruddmekanismer i boltene.

