

Ingeniørgeologisk analyse av deformasjoner og stabilitetsforhold i Holmestrand Jernbanestasjon

Magnus Andre Sørensen

Tekniske geofag

Innlevert: juni 2013

Hovedveileder: Bjørn Nilsen, IGB

Medveileder: Hanne Wiig Sagen, Jernbanelverket

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for geologi og bergteknikk



MASTEROPPGAVEN

- Kandidatens navn:** Magnus Sørensen
- Oppgavens tittel:** Ingeniørgeologisk analyse av deformasjoner og stabilitetsforhold i Holmestrand stasjonshall
- English title:** Engineering geological analysis of deformation and stability at Holmestrand underground railway station
- Utfyllende tekst:**
1. Som del av utbyggingsarbeidene ved Vestfoldbanen, Holm-Nykirke pågår utsprenning av undergrunns stasjonshall med spenn opptil 35m i Holmestrand. I forbindelse med planleggingen er det utført omfattende funderundersøkelser og analyser i regi av NGI, Multiconsult og flere, og i forbindelse med utsprenningen er det lagt opp til et omfattende overvåking- og kontrollopplegg med hensyn til deformasjoner og stabilitet. I denne oppgaven skal det foretas en ingeniørgeologisk analyse av deformasjoner og stabilitet i stasjonshallen. Spesiell vekt skal legges på:
 - Gjennomgang av grunnlagsmateriale og resultater fra deformasjonsmålinger i hallen og på overflaten over hallen for sammenligning av på forhånd antatte og målte deformasjoner.
 - Analyse av mulige sammenhenger mellom deformasjoner og geologi
 - Analyse og vurdering av utført sikring
 - Vurdering av eventuelt mulig alternativ sikring basert på empirisk og numerisk analyse på grunnlag av Phase².Grunnlagsmateriale i form av rapporter og tegninger vil bli stilt til rådighet av Jernbanelverket, og som del av arbeidet skal det også foretas rekognoserende befaring for observasjon og registrering av ingeniørgeologiske forhold.
 2. Oppgaven gjennomføres i samarbeid med Jernbanelverket Utbyggingsdivisjonen, med Prosjekteringsleder Ingeniørgeologi Hanne Wiig Sagen som kontaktperson og ekstern medveileder.
- Studieretning:** Ingeniør- og miljøgeologi
- Hovedprofil:** Ingeniørgeologi og bergmekanikk
- Tidsrom:** 14.01.-10.06.2013

Bjørn Nilsen, Professor/hovedveileder

SKJEMAET TAS INN SOM SIDE 1 I MASTEROPPGAVEN
NTNU, 15 januar 2013

Forord

Oppgaven er en masteroppgave innen ingeniørgeologi og bergmekanikk, den er skrevet ved Institutt for geologi og bergteknikk ved NTNU, i samarbeid med Jernbaneverket.

I forbindelse med denne oppgaven vil jeg takke spesielt min veileder Bjørn Nilsen som har kommet med gode innspill og råd til denne oppgaven. Også ved Instituttet for geologi og bergteknikk vil jeg takke Charlie Li for hjelp med numerisk modellering samt presentasjon av ekstensometer data.

Jeg vil også rette en takk til personell i Jernbaneverket som har vært tilgjengelig for spørsmål og oversendt data når dette har trengs, spesielt vil jeg takke min medveileder Hanne Wiig Sagen.

Vidar Kveldsvik ved NGI har også vært til stor hjelp i forbindelse med denne oppgaven, og har vært til stor hjelp i forbindelse med den numeriske modelleringen.

Trondheim, 15. juni 2013

Magnus André Sørensen

Sammendrag

Holmestrand jernbane stasjon er et større bergrom som er under utsprenging, prosjektet er en del av strekningen Holm-Nykirke som bygges ut i forbindelse med modernisering av Vestfoldbanen. Under forundersøkelsene har det blitt avdekket at sprekkeorienteringene kan føre til større kiledannelser i taket. Som følger av dette har sikringsomfanget blitt estimert ut fra blant annet numerisk modelleringer. Hovedformålet med sikringen er å hindre utfall av blokker.

For å overvåke forskyvningene er det lagt opp til et omfattende stabilitet- og kontrollopplegg i tunnelen. I forbindelse med dette opplegget er det installert flere borehullsekstensometere (MPBX) fra tunnelen og fra overflaten. Fordelen med MPBX'er kontra andre måleutstyr er at de er nøyaktige og kan måle forskyvninger som skjer i bergmassen, og ikke kun på overflaten. De registrerte forskyvningene er blitt analysert og sammenlignet med modellerte forskyvninger som er gjort i Phase2.

Det har ikke blitt registrert høye forskyvninger i bergmassen og forskyvningene har stoppet opp eller avtatt sterkt. Basert på numeriske modeller ikke forventet ytterligere forskyvninger av betydning etter utsprenging av bunnstrossen. I de numeriske modellene i denne avhandlingen er inngangsparameterne basert på tidligere rapporter og undersøkelser, samt på resultater fra feltundersøkelser på stoff. Korrelasjonen mellom de modellerte og målte forskyvningene har, med noen unntak, vært svært gode. Modellene er tilsynelatende i stand til å gjenskape de komplekse geologiske forholdene på en god måte. Dermed kan numerisk modellering være en nyttig metode for å estimere forskyvninger ved tunnelprosjekter, forutsett at inngangsparameterne er gode.

Forskyvningene som er registrert varierer i ulike måleprofil, disse forskjellene kan skyldes at er variasjoner i flere forhold: bergspenninger, E-modul, oppsprekking og om bergmassen går i brudd. Spesielt for dette prosjektet er at spenningsforholdene varierer betydelig nord og sør for en forkastningssone i området. Sør for denne sonen er det lave innspenninger som bidrar til større forskyvninger.

Den benyttede sikringen virker til å være fornuftig. I modellene er sikringsmidlene utsatt for forholdsvis lite belastning, og boltene som benyttes synes lange nok til å sikre kiler og til å bli forankret i intakt bergmasse. Det er ikke behov for tyngre sikring, derimot så kunne sprøytebetongtykkelsen ha vært tynnere basert på den lave lasten den utsettes for i modellene.

Abstract

Holmestrand railway station is underground station currently under excavation as a part of a modernisation of the railway in the county of Vestfold. The station is a large cavern with a span up to 34.5 m and length of 260 m. Preliminary investigation has revealed that unfavourable joint orientation could cause wedges to form in the roof of the tunnel. Because of these wedges much the rock support has been estimated with numerical modelling, including Phase2 and Unwedge.

The presence of these possible wedges has led to a comprehensive monitoring of the displacements at Holmestrand, including Multi point borehole extensometers (MPBX) and LIDAR. This study will focus on the result from the MPBX's, which is a precise monitoring system that is able to monitor displacements inside the rock mass. The results from the MPBX's have been compared with results from numerical modelling conducted in this study in Phase2.

The magnitudes of the displacements have not been alarming. At the current time, the displacements in the MPBX's are stable, and no development has been seen for time. Further excavation downward is modelled to not cause further displacements in the rock mass above the roof. The inputs in the numerical models have been based upon reports, preliminary investigations along with field studies of rock mass properties inside the tunnel. The registered displacements in simulated and actual MPBX's have had a good correlation, with a few exceptions. The models are capable to simulate the complex geological setting at Holmestrand. Numerical modelling could be a powerful tool when estimation displacements for underground project, if the inputs in the model are representative.

The displacement varies between MPBX's and profiles, and these differences could be caused by a combination of different factors: stresses, E-modulus, yielding rock mass and presence of rock joints.

Based on the magnitude of the displacements and the results from the numerical modelling the rock support is performing well, and no yield is observed in either the shotcrete or the rock bolts. The rock bolts are long and strong enough to secure wedges, in addition they are sufficiently long to be anchored in intact rock when parts of the rock mass are yielding. The modelled load on the rock support is low, based on this it is a possibility that the thickness of the shotcrete could be reduced.

Innholdfortegnelse

1	Innledning.....	1
2	Jernbanestasjon i berg, erfaringer fra tidligere prosjekter.....	5
2.1	Nationaltheatret Stasjon	5
2.1.1	Berggrunnen.....	5
2.1.2	Driving og sikring	6
2.1.3	Sluttkommentar	9
3	Geologiske forhold i området	11
3.1	Oppsprekking og svakhetssoner	13
3.2	Laborrietesting av borekjerner	15
4	Bergspenninger	17
4.1	Gravitasjonsspenninger	17
4.2	Geologisk betingede spenninger	18
4.3	Spenningsmålinger i Holmestrand	20
5	Tunnelstabilitet og sikringsmetoder	21
5.1	Geologiske forholds innvirkning på stabiliteten.....	21
5.2	Hovedtyper av stabilitetsproblemer	22
5.3	Valg av sikring	22
5.4	Sikringsmidler	24
5.4.1	Bolting	24
5.4.2	Fiberarmert sprøytebetong.....	25
5.4.3	Benyttede sikringsmidler i Holmestrand stasjon	27
6	Bergmekaniske egenskaper	29
6.1	Deformasjonegenskaper	29
6.2	Youngs modulus for bergmasser	32
6.3	Det generelle Hoek-Brown kriteriet	32
6.4	Geological strength index (GSI)	34
6.5	Sprekkers mekaniske egenskaper	35
6.5.1	Barton-Bandis skjærstyrkekriterium	35

7	Deformasjonsmålinger i bergrom	37
7.1	Plassering av MPBX'er i Holmestrand	38
8	Numerisk modellering.....	39
9	Numeriske analyser gjennomført av NGI.....	41
9.1	Nord for forkastningssonen.....	41
9.2	Sør for forkastningssonen	46
10	Resultater fra befarings	51
10.1	Fall/Fallretningsmålinger	51
10.2	JSC	52
10.3	JRC.....	53
10.4	Sprekkelengde.....	53
10.5	Sprekkeavstand	54
10.6	GSI	54
11	Inngangsparametere i den numeriske modelleringen.....	57
11.1	Spenningsverdier	57
11.2	Bergmekaniske verdier	57
11.3	Materialtekniske parametere	58
11.4	Sprekkeparametere	59
11.5	Profil av stasjonshall og trompet sør for forkastningssonen.....	61
11.6	Benyttet sikring og inngangsparametere	62
12	Resultater fra numeriske analyse med sikring som benyttet ved anlegget.	65
12.1	Modeller nord for forkastningssonen.....	66
12.1.1	Model uten sprekker.....	66
12.1.2	Model med tilfeldig plasserte sprekker	68
12.1.3	Modell med gjennomsettende sprekker.....	69
12.1.4	Oppsummering.....	70

12.2	Modeller sør for forkastningssonen	71
12.2.1	Modell uten sprekker	71
12.2.2	Modell uten sprekker, med Holmestrand tunnelen	73
12.2.3	Modell med tilfeldig plasserte sprekker	74
12.2.4	Modell med gjennomsettende sprekker.....	77
12.2.5	Oppsummert	77
13	Målte forskyvninger i MPBX'ene ved Holmestrand stasjon	79
13.1	Km 85.009	79
<u>13.2</u>	Km 85.115 og MPBX'er i borehull ved km 85.108	81
13.3	MPBX i borehull ved km 85,197.....	83
13.4	Km 85,546 og MPBX i borehull ved km 85,490.....	83
14	Sammenligning av resultatene fra MPBX målingene og numerisk modellering	87
14.1	Nord for forkastningssonen, MPBX'er installert fra tunnel.....	88
14.1.1	Oppsummering.....	93
14.2	Sør for forkastningssonen.....	93
14.2.1	Oppsummert	96
15	Sammenheng forskyvning og ulik geologi.....	99
16	Vurdering av utført sikring	103
16.1	Alternativ sikring.....	104
17	Diskusjon	107
18	Konklusjon.....	113
19	Referanser	115
20	Vedlegg.....	119

Figurliste

Figur 1: Beliggenheten til Holmestrand stasjon, modifisert fra (Undrum, 2011).....	1
Figur 2: Oversikt over dyprenner og fjelloverdekning under stasjonen, samt resten av Oslotunnelen (NSB, 1980)	6
Figur 3: Oppdelt tverrsnitt for stasjonshallen, med sikring med for-, radielle bolter og sprøytbetongbuer. De oppdelte tverrsnittene i takskivene er nummerert. Modifisert fra (NFF, 2008)	7
Figur 4: Montering av forbolter, sonderboring for kontroll av fjelloverdekning og sikring med fiberarmerte sprøytbetongbuer (NFF, 2008).	8
Figur 5: Idealisert snitt over lavastratigrafien (Jernbaneverket, 2011a).....	11
Figur 6: Kart over Løsmassemekktigheten. Stasjonshallen er markert med sort stiplet linje og forkastningssonen med rød linje. Modifisert fra (Langford, et al., 2010).....	12
Figur 7: Overdekning for Holmestrand stasjon (Sagen, 2010).....	13
Figur 8: Sprekkerose og stereoplott for basalt, km 80,670-85,170. Tunneltraseen er markert med lilla strek, vanligste strøkretning samt fallintervall for sprekkesettene er gjengitt i sprekkerosen (Jernbaneverket, 2011b).	14
Figur 9: Oversikt over borehull, samt posisjoner til spenningsmålinger (Kveldsvik, et al., 2011).....	16
Figur 10: Spenningsretninger i forbindelse med daler/fjorder, modifisert fra (Myrvang, 2001)	18
Figur 11: Spenninger i forbindelse med knusningssoner (Myrvang, 2001)	19
Figur 12: Sprøytbetongen sikrer de skraverte blokkene, spørsmålstegnet indikerer større sprekkavgrensede blokker som trenger mer permanent sikring (Nilsen & Broch, 2009).	26
Figur 13: Relative kostnader for sikringsalternativer, dette er tall for "nyere" tunneler med 50 m ² tverrsnitt (Nilsen & Broch, 2009).....	27
Figur 14: Generell sikring nord for forkastningssonen, ses i SSV retning	28
Figur 15: Generell sikring sør for forkastningssonen, ses i SSV retning.....	28
Figur 16: Bruddforløp til klasse I og II bergarter. Modifisert etter (Myrvang, 2001).....	30
Figur 17: Deformasjoner i Gjøvik fjellhall sammenlignet med Q-system databasen (Barton, et al., 1994).....	31
Figur 18: Idealisert diagram som viser overgang mellom intakt berg og sterk oppsprukket bergmasse med økende skala (Hoek, 2007b)	34
Figur 19: Prinsippskisse for ekstensometere (Li, 2010)	37
Figur 20: Stasjonshall, normalprofil. Se langs en økende kilometerretning mot SSV (Kveldsvik, 2011).....	41
Figur 21: Totale forskyvinger og deformert nett (Kveldsvik, 2012).	44
Figur 22: Modell med sprekker (Kveldsvik, 2012).....	44

Figur 23: Totale forskyvninger og deformert nett i modell med sprekker (Kveldsvik, 2012)..	45
Figur 24: De vertikale forskyvningene som er registrert for MPBX 4 i modellen ved de ulike drivestegene, null på X-aksen representerer tunnelkonturen (Kveldsvik, 2012).	46
Figur 25: Tunnel med bredde 30,5 m. Utsnitt ved km 85,490, ses mot SSV (Kveldsvik, 2011).	47
Figur 26: Vertikale forskyvninger og deformert nett, tunnelen ses i retning NNV (Kveldsvik, 2012).	48
Figur 27: De vertikale forskyvningene som er registrert for MPBX 2 i modellen ved de ulike drivestegene, null på X-aksen representerer tunnelkonturen (Kveldsvik, 2012).	49
Figur 28: Sprekkerose basert fra kartlegging i tunnelen.	52
Figur 29: Estimerte JRC verdier til sprekkeplanene	53
Figur 30: Registrerte sprekkelengder.	54
Figur 31: Seksjon av stuff ved R7 sør	55
Figur 32: Seksjon av stuff ved R9 nord	56
Figur 33: Skjærstyrken til sprekke i egne og NGIs modeller. Rød linje er skjærstykkren NGI benytter med friksjonsvinkel på 44° og kohesjon lik null. Blå linje er skjærkriteriet som benyttes i egne modeller.	61
Figur 34: Profil for stasjonshallen	61
Figur 35: Dimensjonene til modellene sør for forkastningssonen	62
Figur 36: Plassering av Holmestrandtunnelen i forhold til den sørlige trompeten	62
Figur 37: Eksempel på profil benyttet i modelleringen, også visst er hvor modellen er låst i x og/eller y-retning.	65
Figur 38: Totale forskyvninger for modellen	66
Figur 39: Total- og vertikaldeformasjoner langs tunneltaket. Nullpunktet på x-aksen er overgangen mellom hengen og veggen på høyre side av modellen.	67
Figur 40: Spenningsfordeling rund stasjonshallen.	67
Figur 41: Totalforskyvninger i modellen, samt sprekker og bergmasse som er gått i brudd.	68
Figur 42: Total- og vertikalforskyvning langs tunneltaket. Nullpunktet på x-aksen er overgangen mellom hengen og veggen på høyre side av modellen.	68
Figur 43: Totalforskyvninger i modellen, også visst er brudd i bergmassen, sprekker og sikringsmidler.	69
Figur 44: Deformasjoner langs tunneltaket. Nullpunktet på x-aksen er overgangen mellom hengen og veggen på høyre side av modellen.	70
Figur 45: Totalforskyvninger i modellen, også avmerket er hvor brudd oppstår i bergmassen.	72
Figur 46: Totalforskyvninger registret i modellene. Nullpunktet på x-aksen er overgangen mellom hengen og veggen på høyre side av modellen.	72
Figur 47: Spenningsfordelingen rundt tunnelåpningen.	73

Figur 48: Totalforskyvninger i modellen, også avmerket er hvor brudd oppstår i bergmassen.	73
Figur 49: Forskyvninger langs tunneltaket. Nullpunktet på x-aksen er overgangen mellom hengen og veggen på høyre side av modellen.....	74
Figur 50: Sprekker som er gått i brudd før driving.....	75
Figur 51: Totalforskyvninger også vist i figuren er hvor brudd i bergmassen og sprekker oppstår.	76
Figur 52: Forskyvninger langs tunneltaket. Nullpunktet på x-aksen er overgangen mellom hengen og veggen på høyre side av modellen.....	76
Figur 53: Målte forskyvninger for MPBX 5 (Kveldsvik, 2013).....	80
Figur 54: Forskyvninger registrert i MPBX 4 ved km 85,108 (Kveldsvik, 2013).	81
Figur 55: Forskyvninger registrert med MPBX ved km 85,197 (Kveldsvik, 2013)	83
Figur 56: Forskyvninger registrert i MPBX 2 ved km 85,546 (Kveldsvik, 2013).	84
Figur 57: Registrerte forskyvninger i ekstensometer i borehull ved km 85,490 (Kveldsvik, 2013).....	85
Figur 58: Plassering av "Query lines" i modell for å simulere MPBX'ene som er installert nord for forkastningssonen.	87
Figur 59: Målte forskyvninger for MPBX 2 ved km 85,009 og km 85.115, samt resultatene fra modelleringene.	88
Figur 60: Målte forskyvninger for MPBX 3 ved km 85,009 og km 85.115, samt resultatene fra modelleringene.	89
Figur 61 Målte forskyvninger for MPBX 4 ved km 85,009 samt resultatene fra modelleringene.	90
Figur 62: Forskyvninger mellom tunneltak og overflate på ca. 72 moh fra egne modeller og NGI modell, samt registrerte forskyvninger i MPBX ved km 85,108.	91
Figur 63: Målte forskyvninger for MPBX 5 ved km 85,009 og km 85.115, samt resultatene fra modelleringene.	92
Figur 64: Målte forskyvninger for MPBX 6 ved km 85,009 og km 85,115. Resultater fra modelleringene er også presentert.....	92
Figur 65: Forskyvninger MPBX 1, samt resultatene fra modelleringene.	94
Figur 66: Forskyvninger i MPBX 2, samt resultatene fra modelleringene.	94
Figur 67: Forskyvninger registrert fra dagen med og terrengforskyvning, sammenlignet med de modellerte.....	95
Figur 68: Forskyvninger i MPBX 3, med resultatene fra modellene.	96
Figur 69: Forskyvninger i Holmestrand stasjon og Q/tunnelbredde, sammenlignet med Q-databasen. Basert på Figur 17.....	100
Figur 70: Mulig oppsprukket sone ved km 85.546.....	101
Figur 71: Bergmasse som er gått i brudd i modell uten sprekker sør for forkastningssonen	103

Figur 72: Sikrings påvirkning på forskyvninger i modell uten sprekker sør for forkastningssonen	104
Figur 73: Begrensninger for Q-systemet, i det skraverte området bør andre analyser også foretas når sikringen skal bestemmes (Palmstrøm & Broch, 2004).	106

Tabelliste

Tabell 1: Middelerdien av resultatene fra laboratorietestene av borekjernene (Kveldsvik, 2011).....	15
Tabell 2: Gjennomsnittsverdiene fra testing av basis friksjonsvinkel (Jernbaneverket, 2011a)	16
Tabell 3: Modeller med benyttede bolter og skjærstivhet (Kveldsvik, 2011).....	42
Tabell 4: Resultatene fra de numeriske analysene (Kveldsvik, 2011).....	43
Tabell 5: Resultater fra de tre modellene sør for forkastningssonen (Kveldsvik, 2011).	47
Tabell 6: Tolkede spekkesett med fall og fallretning	51
Tabell 7: De estimerte JCS verdiene for fire sprekker, med middelerdi.	53
Tabell 8: GSI verdier estimert på stoff	55
Tabell 9: Youngs modulus for bergmassen nord forkastningssonen	58
Tabell 10: Youngs modulus for bergmassen sør forkastningssonen.....	58
Tabell 11: Materialparametere for materialene nord for forkastningssonen	59
Tabell 12: Materialparametere for materialene sør for forkastningssonen.....	59
Tabell 13: Inngangsparametere i Barton-Bandis skjærkriterium samt normal- og skjærstivhet til sprekkene	60
Tabell 14: Materialtekniske parametere for fiberarmert sprøytebetong.....	63
Tabell 15: Materialtekniske parametere for CT-boltene med ulik lengde (Jernbaneverket, 2013).....	64
Tabell 16: Resultatene fra de numeriske analysene nord for svakhetssonen.	71
Tabell 17: Resultat fra modellene sør for forkastningssonen.....	77
Tabell 18: Forskyvninger mellom referansepunkt og anker 4 for km 85,009. I tillegg er avstanden til stoff når deformasjonene avtar sterkt eller stopper inkludert. Modifisert fra (Kveldsvik, 2013)	80
Tabell 19: Forskyvninger mellom referansepunkt og anker 4 for km 85.115 og 85.108. I tillegg er avstanden til stoff når forskyvningene avtar sterkt eller stopper inkludert. Modifisert fra (Kveldsvik, 2013)	82
Tabell 20: Forskyvninger mellom referansepunkt og anker 4 for km 85.546 og 85.490. I tillegg er avstanden til stoff når deformasjonene avtar betydelig eller stopper inkludert. Modifisert fra (Kveldsvik, 2013).....	85
Tabell 21: Gjennomsnittlig forskjell mellom målte og forfatters modellerte forskyvninger for samtlige MPBX'er installert fra tunnelen.....	93
Tabell 22: Gjennomsnittlig forskjell i modellerte og målte forskyvninger. Positive verdier indikerer at målte forskyvninger er høyere enn de modellerte	97
Tabell 23: Registrerte Q-verdier og tunnelbredde hvor MPBX'er er installert.....	99

Formelliste

Formel 1: Vertikalspenning (Nilsen & Broch, 2009).....	17
Formel 2: Den horisontale spenningskomponenten (Myrvang, 2001).....	18
Formel 3: KFF-formelen for estimering av boltelenge (KFF, 1973).....	23
Formel 4: Estimering av bolteavstand (A) (Myrvang, 2001)	24
Formel 5: Hookes lov (Myrvang, 2001).	29
Formel 6: Hoek-Diederichs ligningen for bergregning av E_{rm} (Hoek, 2007b)	32
Formel 7: Det generelle Hoek-Brown kriteriet	32
Formel 8: Beregning av materialparameter for bergmasse.....	33
Formel 9: Beregning av Hoek-Brown parameter s.....	33
Formel 10: Beregning av Hoek-Brown parameter a	33
Formel 11: Barton-Bandis skjærstyrkekriterium (Bandis, et al., 1981).....	35

1 Innledning

Som en del av moderniseringen av Vestfoldbanen skal strekningen Holm-Nykirke utbedres og legges i dobbeltspor. Moderniseringen skal tilrettelegge for høyhastighetsbane med hastigheter på opp mot 250 km/t, som følger av dette må flere strekninger rettes ut for å oppnå en ønsket kurvatur (Undrum, 2011). Dette har ført til at plasseringen til Holmestrand jernbanestasjon er lagt i berg. Stasjonen blir Norges andre jernbanestasjonen i berg etter Nationaltheatret jernbanestasjon. I stasjonshallområdet vil det bli fire spor, noe som gir hallen store dimensjoner. Hallen blir å ha en lengde på rundt 250 m, høyde på rundt 16 m og bredde 35 m (Undrum, 2011). Plasseringen av Holmestrand stasjon samt tverrslagene R7 og R9 er vist Figur 1.



Figur 1: Beliggenheten til Holmestrand stasjon, modifisert fra (Undrum, 2011).

I denne oppgaven vil seksjonene bli referert til etter pel nummer, selve stasjonshallen ligger mellom ca. km 85,100-85,350, hvor km 85,100 er nord i stasjonshallen.

Bergmassen i stasjonshallområdet er en basaltformasjon bestående av flere lavastrømmer. Det er kartlagt flere mulige sprekkesett i denne bergmassen og undersøkelser har vist at det er muligheter for en større kiledannelse i hengen til stasjonshallen. Sikringen som utføres i stasjonshallen har i stor grad blitt dimensjonert på grunnlag av numerisk modellering sammen med vurderinger av sprekkeorientering for å sikre eventuelle kiler.

Forskyvningene som oppstår i tunnelen blir grundig overvåket med divergensmålinger, LIDAR og MPEX (Multi Point Borehole Extensometer). En av hovedhensiktene med denne overvåkingen er å vurdere tunnelens stabilitet (Kveldsvik, 2012).

I forbindelse med denne omfattende overvåkingen av forskyvningene og stabilitet i tunnelen, vil det bli fortatt en ingeniørgeologisk analyse av de fremgatte resultatene. Resultatene fra denne overvåkingen vil bli sammenlignet med forhånd antatte forskyvninger. NGI har i forbindelse med byggingen av stasjonshallen gjennomført flere numeriske analyser, hvor mange av disse analysene har dannet grunnlaget for den utførte sikringen.

I denne avhandlingen har det blitt laget flere numeriske modeller i Phase2, resultatene fra disse modellene som vil i hovedsak bli benyttet i sammenligningen mellom målte og modellerte forskyvninger. De målte forskyvningene vil også bli analysert for å avdekke mulige sammenhenger mellom de ulike geologiske forholdene. Dette er avhandlingens hovedformål.

Modellene skulle benytte seg av sikring tilnærmet lik den utførte. Dette er blitt gjort for stasjonshall området, i området den sørlige trompeten har det blitt benyttet for kort boltelengde i taket i forhold til de reelle. Årsaken til dette er at sikringen som benyttes i modellene er basert på eldre rapporter, denne sikringen viste seg å avvike en del fra den reelle.

Når oppgaveteksten ble skrevet ble det vurdert å sikre kiler som kunne dannes i hengen med fjellankere. På grunnlag av de observerte forskyvningene har blitt vurdert til å være unødvendig, dermed vil ikke oppgaven benytte seg av numerisk modellering for å foreslå alternativ sikring. En kort redegjøring vil bli foretatt basert på empirisk grunnlag.

Mange av kildene som er benyttet er rapporter gjort tilgjengelig av Jernbaneverket benyttet, mange er midlertidige og omtaler samme tema. Det har vært tidvis et problem å finne korrekt informasjon grunnet den store informasjonsmengden hvor enkelte endringer oppstår i nyere rapporter. Dette har blant annet ført til at sikringen som benyttes i modellene for den sørlige trompeten er feil.

Når forskyvningene sammenlignes er det kun resultatene fra MPBX'ene som vil bli vurdert. Disse er valgt ut fordi de fanger opp forskyvninger som skjer inn bergmassen og ikke kun langs tunnelkonturen, de er også de mest nøyaktige. Dermed tar ikke avhandling for seg resultatene fra divergensmålingen og LIDAR, som også ville være interessant å vurdere.

2 Jernbanestasjon i berg, erfaringer fra tidligere prosjekter.

Jernbanestasjoner i berg er ikke vanlig her til lands, i Norge er den stasjonen i drift Nationaltheatret stasjon. Stasjonshaller skiller seg fra andre store bergrom som eksempelvis publikumshaller med at de er utsatt for belastning av passerende tog. Tog som passerer vil skape trykk og sug i stasjonshaller, med høye hastigheter vil belastningen bli større. Det er derfor viktig at løsningene som benyttes i en stasjonshall er robuste, slikt at materielle og personskader unngås. Holmestrand er dimensjonert for hastigheter på 250 km/t (Undrum, 2011). I denne avhandlingen vil erfaringer og utfordringer fra Nationaltheatret stasjon bli gjennomgått, dette for å vise at stasjonshaller i fjell er gjennomførbart.

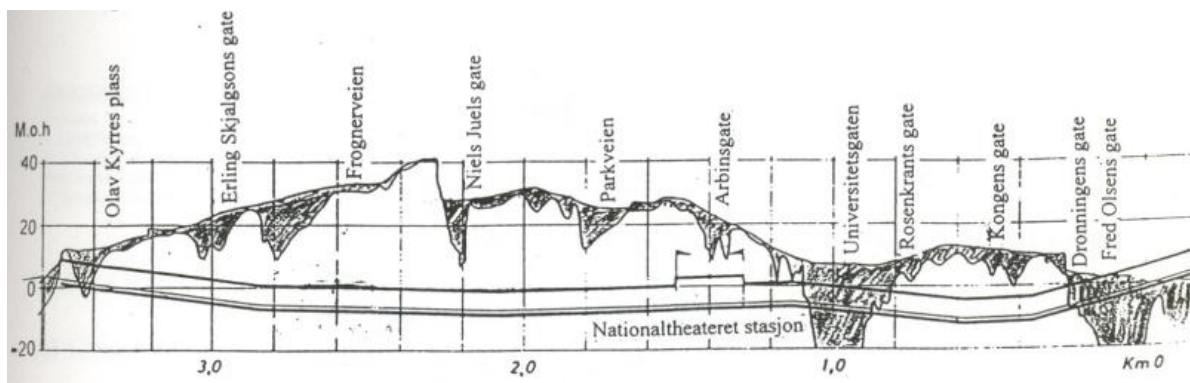
2.1 Nationaltheatret Stasjon

Første del av Nationaltheatret stasjon ble åpnet i 1980 og var beregnet for lokaltrafikk. For å imøtekomme det økte markedetsbehovet stoppet etter hvert også regiontog samt InterCity tog på Nationaltheatret stasjon. Under rushtiden på 90-tallet stoppet 17-18 tog i timen på stasjonen, noe som var maksimal kapasitet for tunnelen. Det var derfor nødvendig å utvide kapasiteten, siden Nationaltheatret stasjon på daværende tidspunkt var en flaskehals i Oslos togtrafikk (Kalanger, 1997). Åpningen av Gardermoen Lufthavn og flytoget ville føre til ytterligere 6 tog i timen, noe som forsterket kapasitetsproblemet. Det ble vurdert flere alternativer for å løse dette, alternativet som ble valgt var å utvide Nationaltheatret stasjon. Stasjonen skulle utvides fra 2 til 4 spors plattform, denne stasjon ble lagt i en ny tunnel med en strekning på 1 km sør for den eksisterende. Den nye stasjonshallen har en lengde på 250 m, bredde på 11 m og tverrsnittet er opp mot 200 m², stasjonshallene er forbundet via en utvidet vestibyle i øst og ny oppgang i vest, se Vedlegg 1 (Kalanger, 1997). Denne studien vil fokusere på Nye Nationaltheatret Stasjon. Byggestarten for denne nye stasjonshallen var oktober 1996 og den ble åpnet i 1999 (Arntsen, 1997) (NFF, 2008).

2.1.1 Berggrunnen

Området ligger i likhet med Holmestrand i den geologiske regionen Osloriften. Geologien i Oslo området er ansett som å være komplisert, med bergarter av prekambrisk til permisk alder. En av hovedgrunnene til at den er ansett som komplisert er det faktum at Oslo området består av en graben struktur, med forkastingssoner langs de kambriske bergartene. De øverste bergartene i Oslo sentrum er sedimentære av kambrosilursk alder (Løset, 1995).

Deler av bergmassen i stasjonen (Arbins gate) ble indentifisert til å bestå av Elnesformasjonen, denne formasjonen består i hovedsak av en mørk grålig siltstein (Mykland, 1997) (Hansen, et al., 2011). Bergartstypen man støtte på under driving var i hovedsak skifer og knollekalk (NFF, 2008). Stasjonen og tunnelen ble bygget like under bakken, under slike forhold vil forsenkninger og dyprenner i fjellet ofte føre til lav fjelloverdekning og behov for tung bergsikring (Mykland, 1997). Bergmassen i dette området var registret til å være oppsprukket og skifrig. Dette var med på å gi bergmassen en lav Q-verdi, noe som forsterker behovet av tyngre bergsikring under forkastingssoner og områder med lav fjelloverdekning. De horisontale bergspenningene var lave og ville gi lite bidrag til stabilisering av det store tverrsnittet som skulle drives ut (Arntsen, 1997). Stasjonen blir å gå under en dyprenne under Arbins gate, se Figur 2, i denne sonen er det beregnet bruk av tung bergsikring.

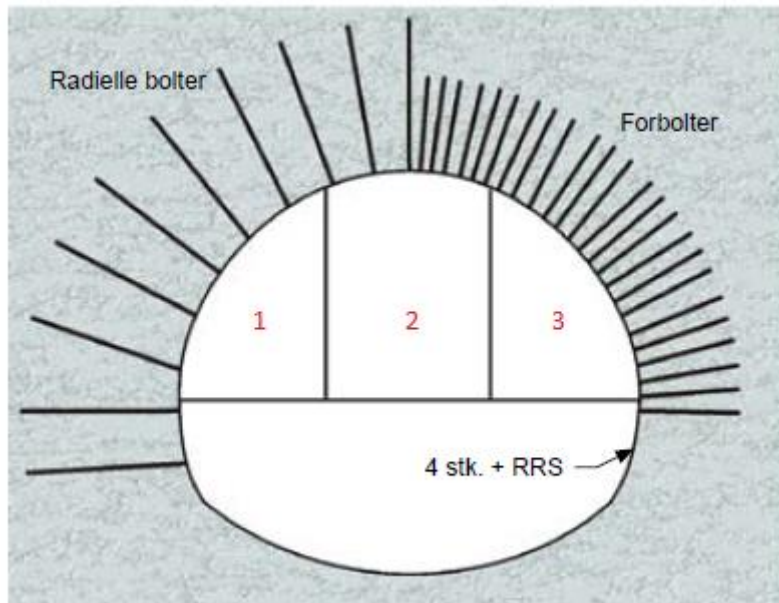


Figur 2: Oversikt over dyprenner og fjelloverdekning under stasjonen, samt resten av Oslotunnelen (NSB, 1980)

Det typiske Q-verdiene varierte mellom 1-10, med unntak av svakhetssoner og områder med lav bergoverdekning hvor Q-verdien var lavere (NFF, 2008). Estimering av Q-verdi fra borekjerner under Arbins gate ga en Q-verdi på 0,01-0,1 i en sone over 15 m og en 30 m sone med dårlig/svært dårlig bergmassekvalitet, den anbefalte sikringen under slike forhold var i følge Q-systemet å benytte seg av full betongutstøpning (Mykland, 1997).

2.1.2 Driving og sikring

Stasjonen ble drevet ut i ved å dele tverrsnittet i 4 seksjoner, som vist i Figur 3. Seksjonene 1 og 3 ble drevet ut først, seksjon 2 sto igjen som en stabb under drivingen av talskiven (NFF, 2008).



Figur 3: Oppdelt tverrsnitt for stasjonshallen, med sikring med for-, radielle bolter og sprøytbetongbuer. De oppdelte tverrsnittene i takskivene er nummerert. Modifisert fra (NFF, 2008)

For å krysse dyprennen under Arbins gate ble full betongutstøpning vurdert, man valgte derimot å benytte seg av fiberarmerte sprøytbetongbuer som tung bergsikring. Fordelene med denne metoden er mange; det er mindre tidskrevende, krever ikke ekstra utstyr og er billigere enn full utstøpning (Mykland, 1997). Buene gir også en større fleksibilitet, man kan justere sprøytbetongtykkelsen samt avstanden mellom buene etter behov. I tillegg kan buene kombineres med ulike boltetyper og -lengder.

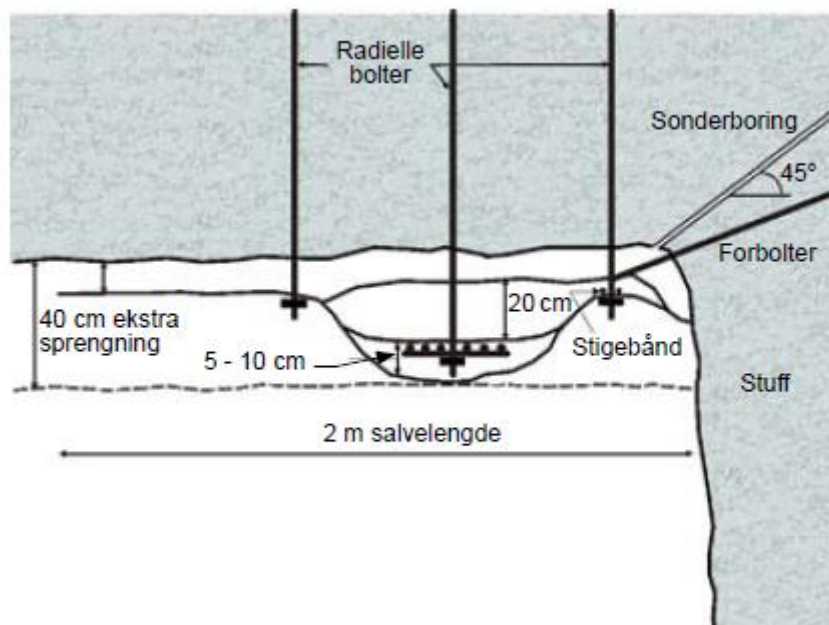
Under drivingen gjennom dyprennen i Arbins gate ble det benyttet reduserte salvelengder på 2 m. Sikringsomfanget under driving gjennom denne sonen var som følgende (Mykland, 1997):

1. Montering 6 m lange $\varnothing 32$ mm forbolter med en avstand på 30 cm, samt 4 m overlapp. I tillegg ble det utført sonderboring med 45° stigning for å kontrollere fjelloverdekningen. Forboltene ble bundet sammen av stigebånd og radielle bolter ($\varnothing 22$ mm x 4 m) med avstand på 1,5 m.
2. Etter sprenging og pigging ble det påført et lag med fiberarmert sprøytbetong
3. Installasjon av fiberarmerte sprøytbetongbuer, avstand på 2 m.
 - a) Partier uten sprøytbetong fikk påført ett 20 cm tykt lag med sprøytbetong

- b) Montering av radielle bolter, $\varnothing 20 \times 4\text{ m}$ (2,4 m i heng), avstand 1.5 m med tverrjern
- c) Armeringsjernene ble bøyd ($6 \times \varnothing 16$) innenfor tverrjernene og ble festet inntil de radielle boltene slikt at tunnelprofilet ble fulgt
- d) Etter montasjen ble armeringsjernene sprøytet inn med 5-10 cm med fiberarmert sprøytebetong.

5. Før uttak av midtstabben ble det installert målebolter i hengen for å kontrollere vertikale deformasjoner. Etter uttak av midtstabben ble buene i seksjon 1 og 3 montert sammen til en hel bue.

Ved høye vertikale forskyvninger skulle det monteres opp en ekstra bue i mellom de eksisterende slikt at avstanden ble 1 m. Figur 4 illustrerer den utførte sikringen som er beskrevet ovenfor.



Figur 4: Montering av forbolter, sonderboring for kontroll av fjelloverdekning og sikring med fiberarmerte sprøytebetongbuer (NFF, 2008).

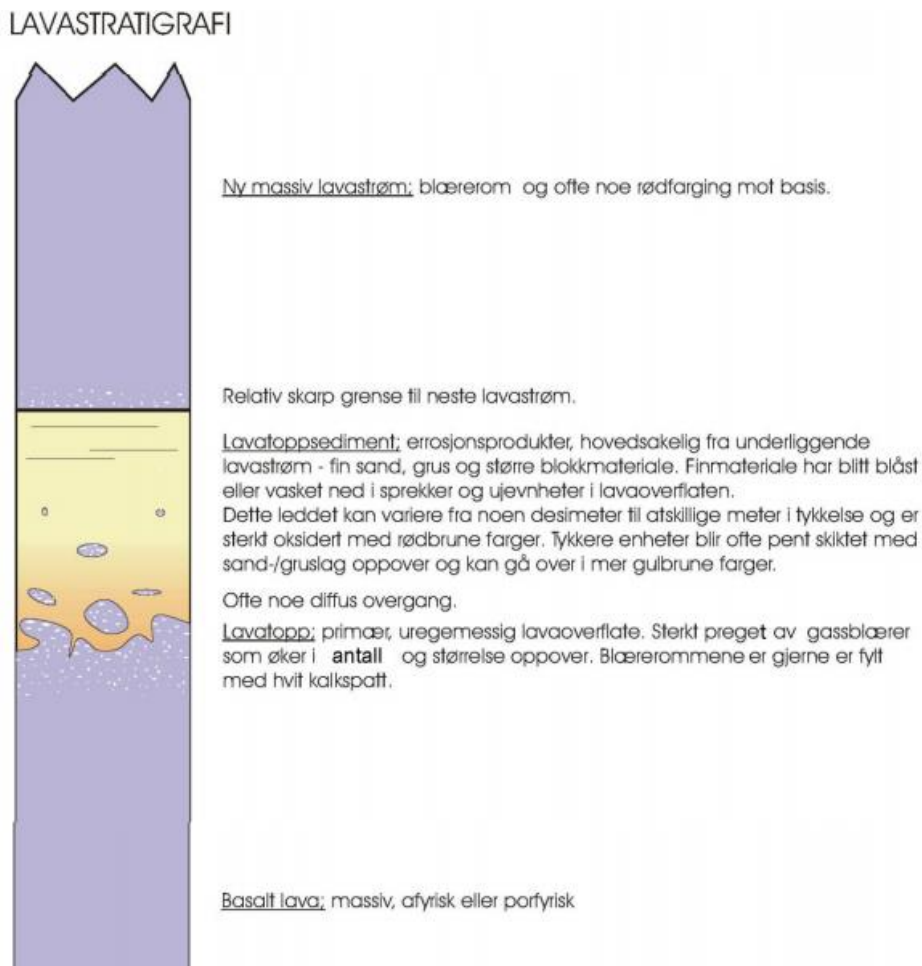
Det ble også utført forinjeksjoner av mikrosement på stuff, dette var ansett som meget vellykket av Jernbaneverket (Arntsen, 1997). Den bidro ikke kun til å forhindre innlekkasje, den bidro tilsynelatende til å øke stabiliteten i hengen.

2.1.3 Sluttkommentar

Bruk av fiberarmerte sprøytebetongbuer var en sikringsform som tidligere var lite brukt i Norge, erfaringene med bruken av disse fra Nye Nationaltheatret stasjon var svært positive. Det var underveis i prosjektet en omfattende dokumentasjon og kontroll av deformasjonene og sikringstrykk på disse buene. Disse dataene har i ettertid blitt benyttet for å beregne dimensjonerende kapasitet på fiberarmerte sprøytebetongbuer (NFF, 2008). Nå til dags er denne sikringsformen regnet som en høyaktuell og effektiv sikringsmetode for seksjoner med svært dårlig og ekstremt dårlig bergmasse i forhold til Q-systemet (SVV, 2010).

3 Geologiske forhold i området

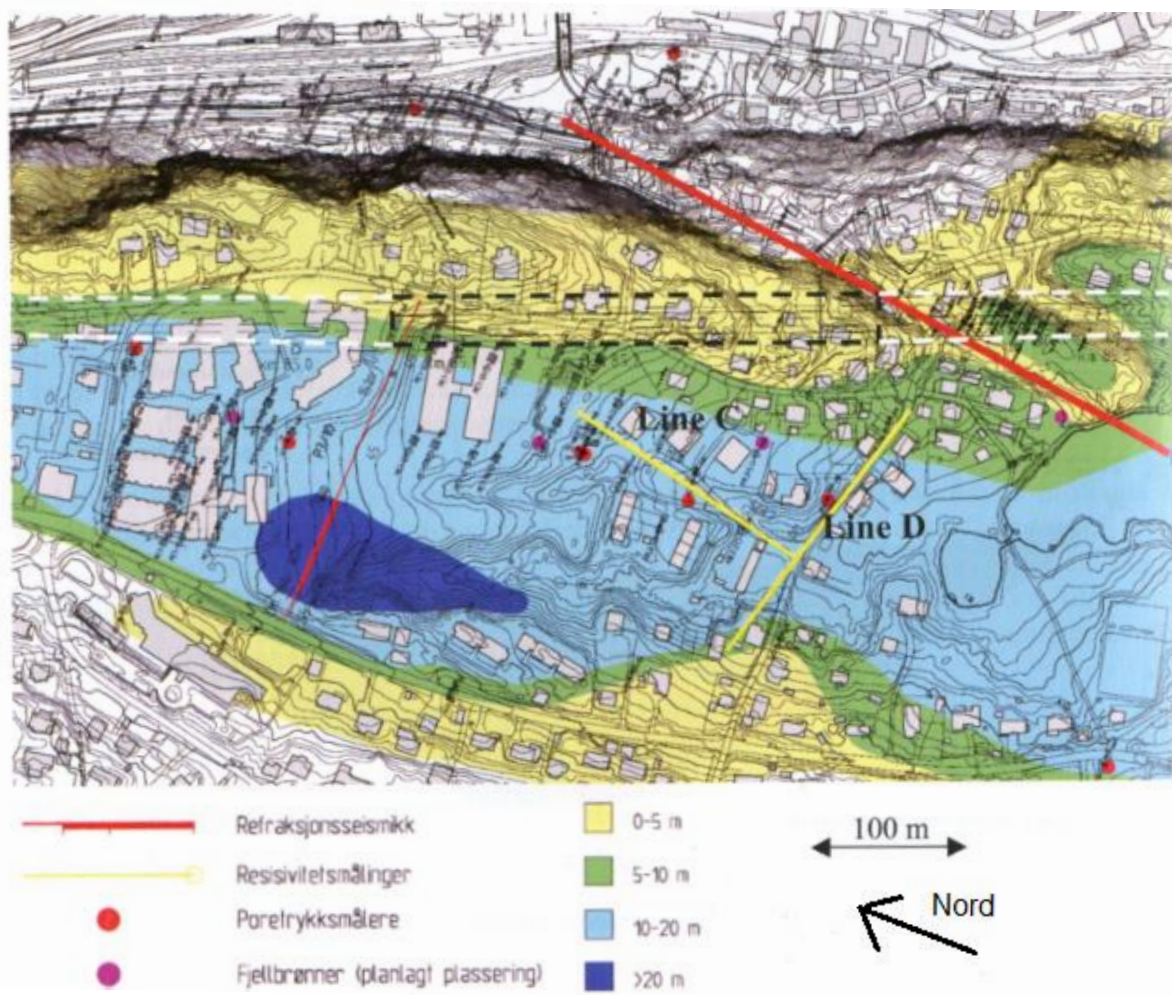
Det meste av Vestfold fylke faller inn under den geologiske regionen Osloriften. Holmestrand-området ligger i en større basaltprovins, hvor bergartene består av alkali-olivinbasalter (Ramberg, et al., 2007). Basaltene har blitt dannet av en rekke lavastrømmer, hver lavastrøm har en anslått tykkelse på 5-10 m, samlet tykkelse på basaltene ved Holmestrand er rundt 150 meter (Ramberg, et al., 2007) (Larsen, et al., 2008). Lavastrømmene er avsatt tilnærmet horisontalt og har varierende bergmekaniske egenskaper, Figur 5 viser et idealisert snitt gjennom disse strømmene. Noen av de avsatte basaltene har i dette området lavere egenstyrke og høyere porøsitet enn det som generelt er vanlig for Basalt (Undrum, 2011). Generelt så er lavatoppene svakere enn bunnen, hvor basalten er mer massiv. Hele stasjonshallen blir å ligge i en basaltformasjon, kalt B1.



Figur 5: Idealisert snitt over lavastratigrafien (Jernbaneverket, 2011a)

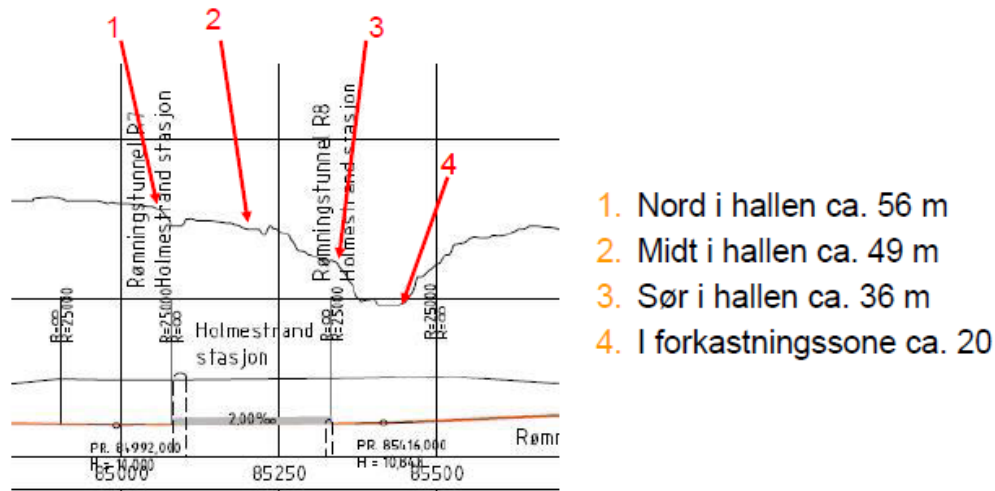
Området over stasjonshallen ligger under den marinegrensen i området (ca. 200 moh) (Jernbaneverket, 2011b). Undersøkelser har vist at løsmassene generelt består av et fast topplag av fyllmasser/tørrskorpe over siltig leire, denne leiren er stedvis lagdelt med silt- og sandlag. Under deler av leiren har det blitt registrert et morenelag over fjell (Langford, et al., 2010).

Løsmassemektheten har blitt kartlagt ved feltbefaringer, refraksjonsseismikk, resistivitetmålinger samt geotekniske grunnboringer. Det ble gjennomført gjort ca. 100 dreietrykksboringer, resultatene fra disse boringene ble brukt til å kalibrere resistivitetmålingene (Langford, et al., 2010). På bakgrunn av disse undersøkelsene har det laget et løsmassekart over mektigheten, se Figur 6.



Figur 6: Kart over Løsmassemektheten. Stasjonshallen er markert med sort stiplet linje og forkastningssonen med rød linje. Modifisert fra (Langford, et al., 2010)

Over selve stasjonshallen er løsmassene usammenhengende og tynt. Den totale overdekningen til stasjonen varierer fra ca. 56 m nord i hallen til rundt 36 m sør i hallen, se Figur 7.



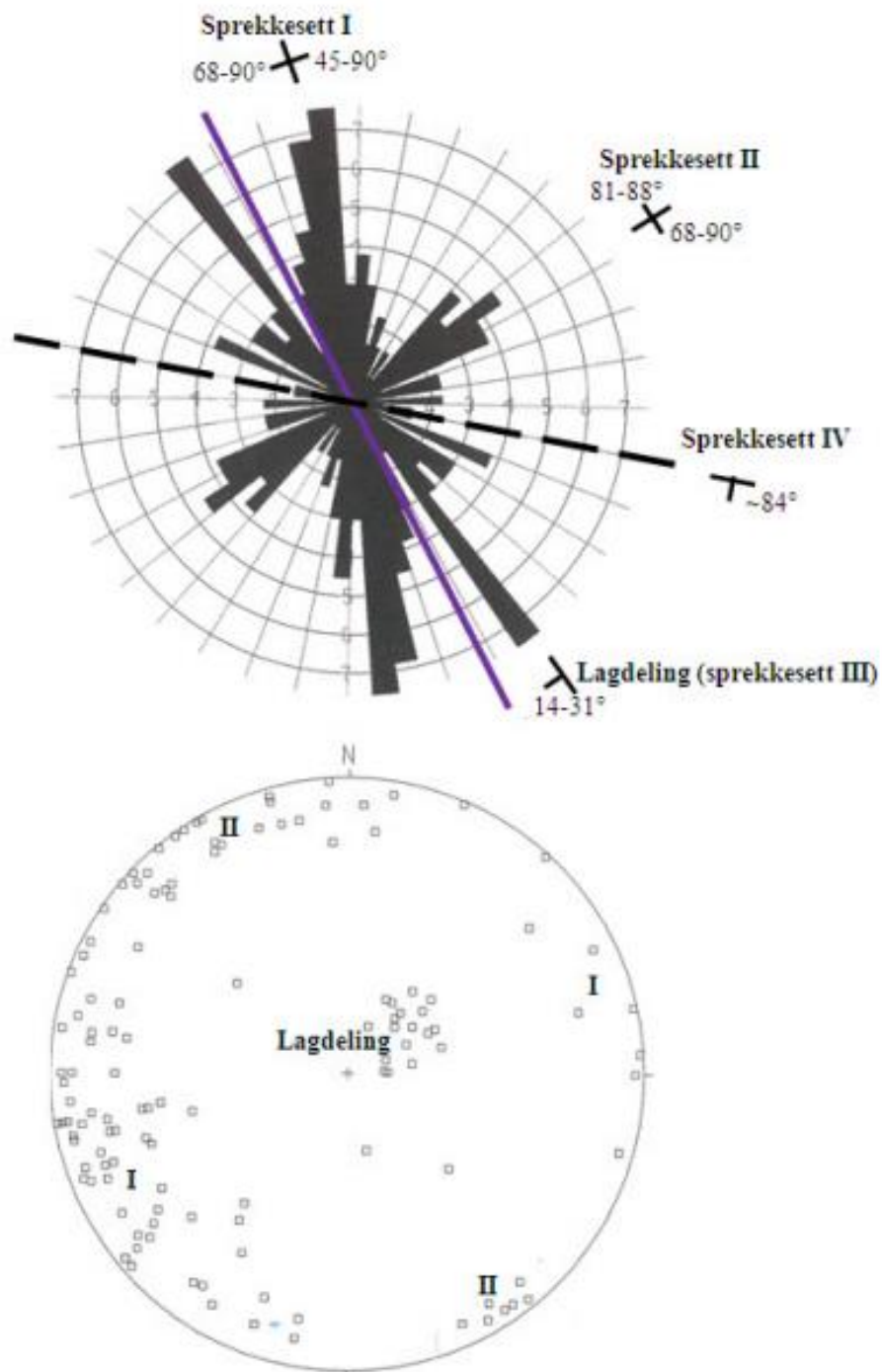
Figur 7: Overdekning for Holmestrand stasjon (Sagen, 2010)

3.1 Oppsprekking og svakhetssoner

Det har blitt gjennomført en sprekkekartlegging av NGI i den tidlige planfasen langs og over den planlagte traseen (mellom km 80,670-85,170). Denne kartleggingen har avdekket tre sprekkesett i basalten (Jernbaneverket, 2008). Det har også blitt utført sprekkekartlegging på borekjerner fra fem borehull boret over stasjonshallen. Undersøkelsene av disse kjernene har avdekket et ekstra sprekkesett (sprekkesett IV) i forhold til tidligere undersøkelser. Det er registrert flere steile sett, noe som kan være indikasjon på at basalt Pilarer har blitt dannet når lavaen størknet. Sprekke har blitt beskrevet på følgende måte (Jernbaneverket, 2008) (Jernbaneverket, 2011b), se Figur 8 for sprekkerose og stereoplott.:

- Sprekkesett I: Strøkretning mellom $N24^{\circ}$ - $N96^{\circ}$, vanligste strøkretning var $N56^{\circ}$. Fallet varierte mellom 81° - 88° mot NNV til 68° - 90° mot SSØ
- Sprekkesett II: Strøkretning vekslet mellom $N120^{\circ}$ - $N190^{\circ}$, vanligst $N160^{\circ}$, noe som er nesten parallell med tunnelaksen. Fallretning og $-$ vinkel varierte mellom 45° - 90° mot NØ og 68° - 90° mot SV
- Sprekkesett III (Lagdeling): Strøkretning mellom $N113^{\circ}$ - $N178^{\circ}$, vanligst $N145^{\circ}$. Fall mellom 14° - 31° mot SV, vanligst 21° .

- Sprekkesett IV: Strøkkretning ØSØ-VNV, ca. N100°Ø. Fallet var steilt, rundt 84° mot SSV.



Figur 8: Sprekkerose og stereoplott for basalt, km 80,670-85,170. Tunneltraseen er markert med lilla strek, vanligste strøkkretning samt fallintervall for sprekkeseettene er gjengitt i sprekkerosen (Jernbaneverket, 2011b).

Ut fra kartlegging i dagen og med resistivitetsmålinger er det antatt at svakhetssoner og forkastninger i området har et steilt fall mot nord eller sør, eventuelt er tilnærmet vertikale (Jernbaneverket, 2011b). Den mest markante sonen i området er forkastningen som krysser den sørlige trompeten, mellom ca. km 85,390 og 85,470, se Figur 6. Denne sonen, heretter omtalt som forkastningssonen, har en strøkretningen i en N-S retning og et fall som er tilnærmet vertikalt. Basert på kjerneboringer har tykkelsen til blitt anslått til ca. 15 m, Q-verdien i denne delen har blitt anslått så lavt som 0,006-0,05 (Jernbaneverket, 2011a).

Dette er et område hvor det er en sannsynlighet for dypforvitring (Olesen, 2006). Dypforvitringen kan ha nådd under det planlagte tunnelnivået, i slike soner kan svelleleire være tilstede. Et av forvitningsproduktene til Basalt er leirmineralet Smektitt, som er en type svelleleire (Jernbaneverket, 2008). Under ingeniørgeologiske kartlegging på stoff er det så langt ikke registrert svelleleire i stasjonshallområdet, dette er kommet frem etter samtale med Hanne Sagen 7. juni 2013.

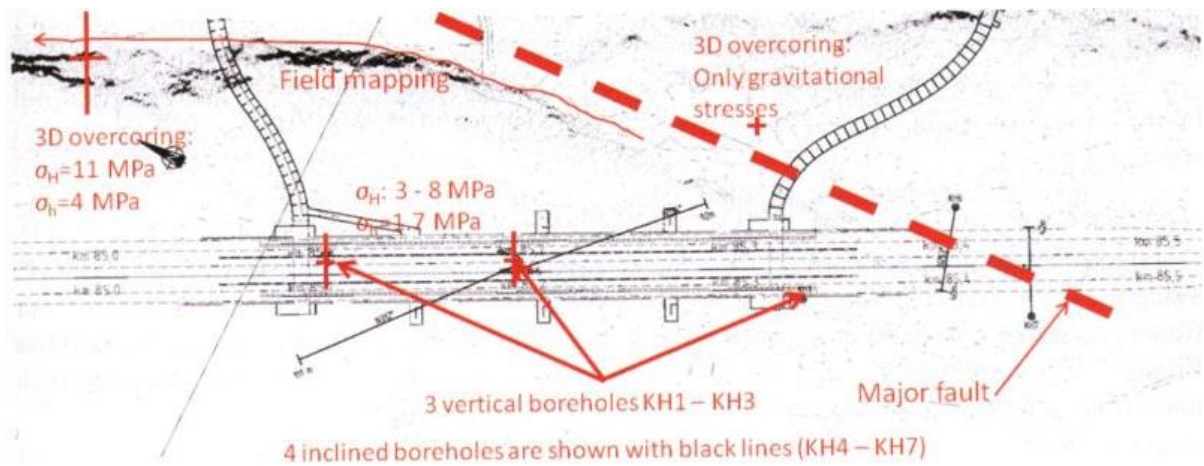
3.2 Labororientesting av borekjerner

Det har blitt utført en rekke labororientester på borekjerner for å bestemme ulike bergmekaniske parametere for basalten. Majoriteten av testene på borekjernene er utført av SINTEF i 2010. Resultatene har et stort sprang mellom største og minste verdi på flere av parametere, og dette skyldes de varierende forholdene i bergmassen som følge av lavastratigrafien. Middelerdien til de bergmekaniske parametere er gitt i Tabell 1.

Tabell 1: Middelerdien av resultatene fra labororientestene av borekjernene (Kveldsvik, 2011)

E-Modul (GPa)	UCS (MPa)	Poissons forhold	Tetthet (g/cm ³)
35	102	0,17	2862

Boringene fra Holmestrandtunnelen ble utført øst for den sørlige delen av stasjonshallen (ca. km 85,3). Undersøkelsene på Holmestrandsvæggen ble utført nordøst for stasjonshallen (ca. km 85,0). Posisjonene til borehull over stasjonshallen og utførte spenningsmålinger er vist i Figur 9.



Figur 9: Oversikt over borehull, samt posisjoner til spenningsmålinger (Kveldsvik, et al., 2011).

Basis Friksjonsvinkelen til sprekkelatene har blitt estimert fra kjerneprøver tatt fra borehull KH1 og KH2 (Jernbaneverket, 2011a), se Figur 9. For en uforvitret sprekkflate vil den residuale friksjonsvinkelen være lik basis friksjonsvinkel. Gjennomsnittsverdien til basis friksjonsvinkel i tørr og våt tilstand er gitt i Tabell 2

Tabell 2: Gjennomsnittsverdiene fra testing av basis friksjonsvinkel (Jernbaneverket, 2011a)

	Basis friksjonsvinkel [°]
Gjennomsnitt Tørr	31,6
Gjennomsnitt Våt	31,8

4 Bergspenninger

Spenninger som oppstår rundt et bergrom er et resultat av to forhold, bergrommets form og de spenninger som eksisterte der før bergrommet ble drevet ut (Nilsen & Broch, 2009). De eksisterende spenningene kalles in-situ spenninger, mens spenningene som oppstår grunnet bergrommets form og tilstedeværelse kalles for induuerte spenninger. Når disse forholdene er kjent er det i prinsippet mulig regnet ut spenningsforholdene som blir å oppstå rundt et bergrom. På bakgrunn av dette kan sikringstiltak planlegges og bergrommets form kan endres for å oppnå gunstige stabilitetsforhold. Bergmasser består ofte av diskontinuerlig og anisotropt materiale, dette gjør slike beregninger som nevnt ovenfor vanskelige og resultatene er preget av en stor grad av usikkerhet (Nilsen & Broch, 2009). En ofte brukt metode for å beregne spenningsforholdene rundt et bergrom er å benytte seg av den såkalte "endelig elementmetoden" (FEM), dette er en numerisk metode som er i stand beregne spenninger og deformasjoner til selv kompliserte geometriske modeller. Kvaliteten av disse beregningene er avhengig av at de materialtekniske dataene som benyttes i modellen er pålitelige (Nilsen & Broch, 2009). Senere i denne avhandlingen vil det bli presentert resultater fra "endelig elementmetoden" (FEM), programmet som vil bli brukt er Phase2 utviklet av Rocscience.

4.1 Gravitasjonsspenninger

I en bergmasse er spenningstilstanden alltid tredimensjonal, med 3 hovedspenninger: σ_1 , σ_2 og σ_3 , hvor σ_1 er den største hovedspenningen (Myrvang, 2001). Generelt så defineres spenningene som en vertikal og to horisontale spenningskomponenter σ_v , σ_H og σ_h , hvor σ_H er den største horisontale spenningskomponenten. Gravitasjonsspenningene er de spenningene som gravitasjonskraften alene er i stand til å sette opp i berget. Vertikalspenningen under en plan, horisontal flate er gitt i Formel 1.

Formel 1: Vertikalspenning (Nilsen & Broch, 2009)

$$\sigma_v = \rho \times g \times h$$

ρ = De overliggende massers midlere romvekt (kg/m^3)

h = Dypet (m)

g = Tyngdens akselerasjon (m/s^2)

Med den vertikale spenningskomponenten beregnet, samt kjennskap til Poissons forhold (ν) i bergmassen, kan den horisontale spenningskomponenten beregnes ved hjelp av Formel 2.

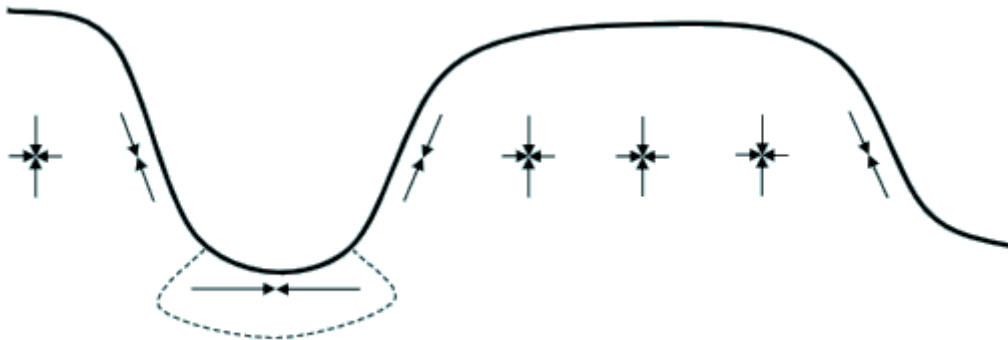
Formel 2: Den horisontale spenningskomponenten (Myrvang, 2001)

$$\sigma_h = \sigma_H = \frac{\nu}{\nu-1} \times \sigma_v$$

4.2 Geologisk betingede spenninger

For den vertikale komponenten har det vist seg at teorien stemmer bra ovenfor med in-situ målinger av bergspenninger. Horisontalspenningene vil derimot ofte være overlagret av geologiske betingede spenninger, dermed vil de horisontale spenningene som regel være høyere enn den vertikale spenningen (Myrvang, 2001). Årsaken til denne overlageringen kan skyldes forskjellige geologiske prosesser:

Topografiske spenninger: Som regel er ikke terrengoverflaten her til lands plan eller horisontal, dette fører til vesentlige avvik i forhold til formlene ovenfor (Nilsen & Broch, 2009). Topografiske forhold har en stor påvirkning på spenningsbildet. I Norges mange daler og fjorder vil dette innvirke sterkt på både de horisontale- og den vertikale spenningskomponenten, se Figur 10.

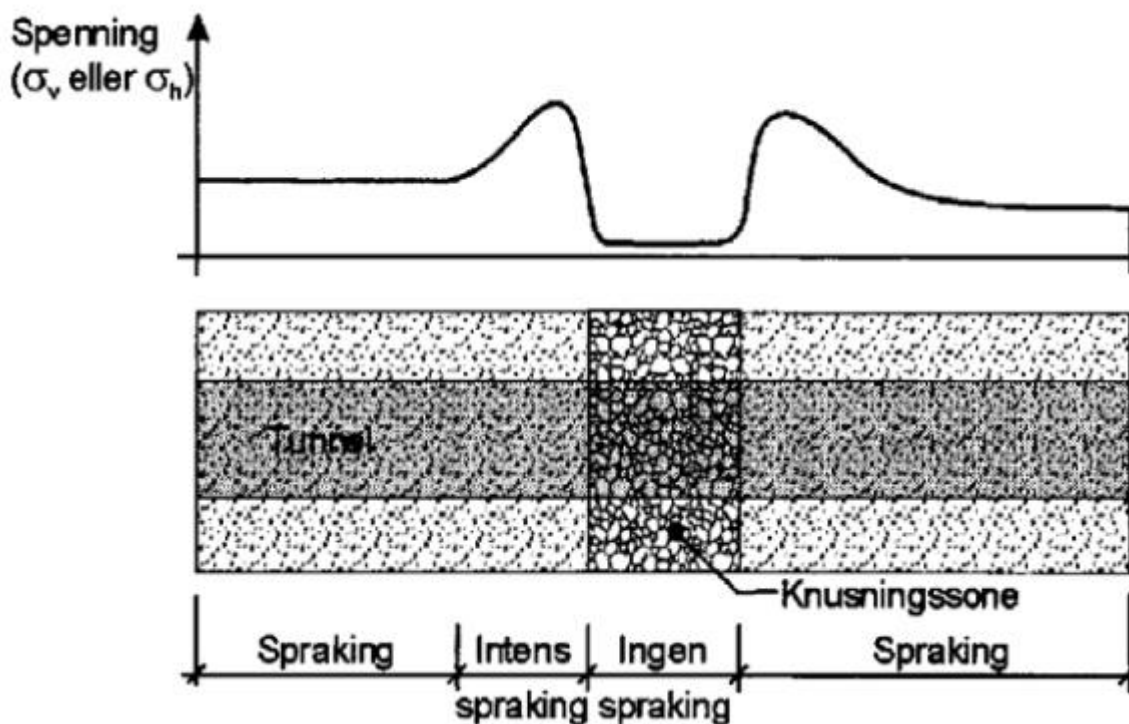


Figur 10: Spenningsretninger i forbindelse med daler/fjorder, modifisert fra (Myrvang, 2001)

Tektoniske spenninger: Dette er en form for spenninger som finner i jordskorpen. Gjennom bevegelser i de tektoniske platene kan det bygges opp spenninger. Spenningene kan oppstå gjennom raske bevegelser som jordskjelv eller grunnet langsomme bevegelser som heving av den skandinaviske halvøy, samt kontinentaldrift i den midtatlantiske rygg (Nilsen & Broch,

2009). Mye av horisontalspenningene her til lands skyldes denne type tektoniske spenninger forbundet med platetektonikk (Myrvang, 2001).

Strukturbetingede spenninger: Årsaken til disse spenningene er inhomogeniteter i berggrunnen. Dette kan være vekslende lag av bergarter med ulike elastiske egenskaper. Den mest vanlige årsaken er derimot svakhetssoner, i nærheten av slike soner vil en normalt få endringer i både i hovedspenningenes retning og størrelse (Nilsen & Broch, 2009). Et fenomen som kan observeres i områder med spraking er at sprakeaktiviteten øker når en nærmer seg en knusningszone, i selve sonen er det ingen eller lite spraking, for så å ta seg opp når en er ute av sonen, se Figur 11. Årsaken til dette fenomenet forklares med at E-modulen i selve knusningssonen er lavere enn i berget rundt, dette forårsaker en spenningskonsentrasjon i det omgivende berget (Myrvang, 2001). Dette forårsaker spraking før og etter sonen.



Figur 11: Spenninger i forbindelse med knusningssoner (Myrvang, 2001)

Residualspenninger: Disse spenningene kalles ofte for restspenninger, og er definert som spenninger som er låst fast i materialet fra dets tidligere historie (Nilsen & Broch, 2009). Disse spenningene er i indre likevekt. Mulige årsaker for disse spenningene kan volumforandringer grunnet temperatur eller hurtig avlastning. Målinger av unormalt høye

vertikalspenninger kan skyldes restspenninger. Det er som oftest i homogene, massive dyperuptive bergarter at slike spenninger opptrer.

4.3 Spenningsmålinger i Holmestrand

Det er blitt gjort spenningsmålinger i området både før og under driving, disse er utført med 2D- og 3D doorstoppere, samt hydraulisk splitting.

I området sør for forkastningssonen har målinger kun indikert gravitasjonsinduserte spenninger (Jernbaneverket, 2011b). Både for vertikal og horisontalspenning.

Nord for forkastningssonen har resultatene vært av forskjellige størrelsesorden, 3D doorstoppere har blant annet indikert en høyere vertikal spenning enn den gravitative. Fra den sistnevnte målingen var resultatene følgende (Jernbaneverket, 2012):

- $\sigma_v=8,1$ MPa, $\sigma_H=13,9$ MPa og $\sigma_h=6,6$ MPa

Andre målinger i dette området har indikert at de vertikale spenningene er gravitasjonsindusert, minste horisontalspenning lik 1,7 MPa og en største horisontalspenning mellom 3-10 MPa (Jernbaneverket, 2011b). Dette har vært en kilde til del usikkerhet, det har blitt kommentert at de vertikalspenninger sjeldent er større enn de gravitative. De store vertikalspenningene har blitt kommentert av Arne Myrvang, som betviler at 3D-målingene gir riktig bilde av virkeligheten (Jernbaneverket, 2012)

På grunn av de varierende spenningsmålingene har resultatene fra målingene blitt vurdert eksternt. På grunnlag av SINTEFs rapporter har dette gitt følgende konklusjon/anbefaling angående spenningsforholdene i stasjonshallområdet (Diederichs, 2012):

- Den vertikale spenningskomponenten (σ_v) er gravitasjonsindusert
- Den minste horisontalspenningskomponenten (σ_h) parallell med tunnelen er tilnærmet lik den vertikale
- Den største horisontalspenningskomponenten (σ_H) på tvers av tunnelen kan variere lokalt, men er antatt til å ligge mellom 1,5-4 MPa. For design av sikring anbefales det å brukes 2-3,5 MPa.

5 Tunnelstabilitet og sikringsmetoder

Stabilitetsproblemer skyldes i stor grad ugunstige geologiske forhold. Når et bergroms plassering er valgt er også dens bygningsmateriale, bergmassen, og de forhold som påvirker denne valgt (Nilsen & Broch, 2009). For å oppnå en forbedret stabilitet og økt sikkerhet må bergmassen forbedres ved hjelp av sikringsmidler, noe som koster tid og penger.

5.1 Geologiske forholds innvirkning på stabiliteten

Etter et bergrom er drevet ut, vil det oppstå endringer i bergmassen rundt (Nilsen & Broch, 2009):

- Ved utsprenging kan materialeegenskapene i bergmassen endres grunnet sprengingssjokk som påfører berget nye sprekker og riss.
- Spennings situasjonen vil endres rundt åpningen
- Vannforholdene kan endres.

Den fjerde faktoren som påvirker stabiliteten i tillegg til de som er nevnt over er de geometriske forholdene. Med dette så menes vinkel mellom spenninger, og oppspekkingsretninger, og de vinkler disse danner med bergrommets heng og vegg (Nilsen & Broch, 2009). Inn under dette kommer blant annet kiledannelser, som er definert som en strukturelt kontrollerte ustabilitet i tunneler (Hoek, 2007a).

Når stabilitetsproblemer rundt en bergromsåpning vurderes, vil følgende faktorer være destabiliserende forhold (Nilsen & Broch, 2009):

- Gravitasjonskreftene på det ustabile partiet
- Spenningsforhold i bergmassen
- Vanntrykk på sprekker
- Svelletrykk (svelleleire)

Stabiliserende forhold i et slikt tilfelle vil være:

- Skjærfasthet i sprekken
- Bergmassens styrke

Det er ofte en del usikkerhet forbundet med estimeringen av forholdene ovenfor, dette medfører at slike stabilitetsberegninger ikke blir gjennomført ved vanlig tunneldrift.

5.2 Hovedtyper av stabilitetsproblemer

Grunnet forskjellige bergmasse og forhold fra ulike tunneler kan det oppstå en rekke ulike type stabilitetsproblemer med ulik størrelse. Dette har ført til at en klassifisering av stabilitetsproblemer er vanskelig som alltid vil inneholde en fare moment i form av at viktige forhold kan bli oversett (Nilsen & Broch, 2009). Basert på hvordan erfaringsmessig stabilitetsproblemer opptrer i et bergrom kan en imidlertid dele de opp i 4 hovedtyper (Nilsen & Broch, 2009):

1. **Utfall av masser:** Opptrer grunnet massens tyngde. Kan opptre i områder med lave spenninger. Her er orientering av sprekker, slepper og svakhetssoner i forhold til konturen avgjørende.
2. **Avskalling av masser:** I form av bergslag og sprakeberg. Dette kan inntreffe for harde bergarter når høye anisotrope spenninger opptrer langs konturen, slikt at tangensialspenningen forårsaker brudd i bergmassen.
3. **Utpressing av masser:** Dette kan opptre i svake bergarter eller i svakhetssoner. Kan forårsakes av svellende leirer eller skviseberg i svake eller oppknuste masser.
4. **Utvasking av masser:** Opptrer i svakhetssoner og i lett oppsmuldrede bergarter hvor det er vannføring.

5.3 Valg av sikring

I Norge bestemmes sikringstiltakene på veg- og jernbanetunneler vanligvis etter en klassifisering av bergmassen i henhold til Q-systemet. Grunnlagsmaterialet i Q-systemet inkluderer erfaringer fra mer enn 1000 tunneler og bergrom (Nilsen & Broch, 2009). Få av disse eksemplene er bergrom med tilsvarende eller større spenn som Holmestrand stasjon. Dermed vil sikringsdiagrammet (Vedlegg 2) som benyttes i Q-systemet ha et dårligere grunnlag for sikringsbestemmelse for store enn for vanlige vei- og jernbanetunneler. I Vedlegg 1 er det plottet inn en linje lagt inn som representerer stasjonshallens spennvidde delt på ESR, denne linjen indikerer hvilken sikring som er anbefalt for stasjonshallen ved ulike Q-verdier. ESR (Excavation Support Ratio) er en inngangsparameter som benyttes for å tilpasse sikring etter krav til ulike anlegg, en høy ESR vil gi lavere krav til sikringsomfanget. For

jernbanestasjoner er det anbefalt en ESR på 0,8, noe som gir større krav til sikringen (Barton, et al., 1974).

Det er lite tvil om at Q-systemet er et svært anvendbart klassifikasjonssystem. Det er noen innvendinger mot å bruke Q-systemet til valg av sikringstiltak (Nilsen & Broch, 2009):

- Parameterne som benyttes i systemet er vanskelige å tallfeste.
- Systemet tar ikke hensyn til alle faktorer som påvirker stabiliteten, Q-systemet tar eksempelvis ikke hensyn til sprekkers orientering
- Metoden er konserverende

Det at Q-systemet ikke tar for seg spekkeorientering er delvis riktig. Enkelte parametere er knyttet til den diskontinuiteten som er mest ugunstig orientert, så den er implisitt tatt hensyn til (Nilsen & Broch, 2009). Derimot er spørsmålet om det er tatt nok hensyn til dette.

På tross av dette anses Q-systemet som godt hjelpemiddel for bestemmelse av systematisk sikring ved de fleste tunnelanlegg. I tillegg til den systematiske sikringen som utføres i henhold til Q-systemet er det også nødvendig å ta ingeniørgeologiske vurderinger for å sikre områder/blokker som kan rase ut.

Andre metoder for å bestemme sikringstiltak kan utføres ved beregningsmodeller enten statiske eller numeriske. Sikringstiltakene som blir utført i stasjonshallen har i stor grad blitt basert på numeriske modellering utført av NGI sammen med vurderinger av sprekkers orientering rundt stasjonshallen og de kiler de kan danne. Den benyttede sikringen i Holmestrand vil bli gjennomgått i neste avsnitt.

Ved systematisk bolting kan boltelengden (L) tilpasses etter bergrommets dimensjoner, dette kan gjøres ved å benytte seg av den empiriske KFF-formelen (Formel 3). Man kan teoretisk bruke kortere lengde på ut mot vederlagene, men av praktiske grunner brukes den samme lengden over hele tverrsnittet (Myrvang, 2001). Beregning av boltetetthet teoretisk er vanskelig, men for skifrig og/eller oppsprukket berg benyttes ofte Formel 4.

Formel 3: KFF-formelen for estimering av boltelenge (KFF, 1973)

$$L = 1,4 + 0,184B$$

B – Spennvidden

Formel 4: Estimering av bolteavstand (A) (Myrvang, 2001)

$$A = L/2$$

L - Boltelengde

5.4 Sikringsmidler

Utviklingen innenfor bergsikring har gitt en bedring av kapasitet og kvalitet for "etablerte" sikringsmetoder, samt gitt en utvikling av nye sikringsmetoder (Nilsen & Broch, 2009). De sikringsmidlene som er mest benyttet i Norge er: bolting, sprøytebetong, armerte sprøytbetongbuer og injeksjon. For norske vegtunneler skal det minimum benyttes spredt bolting og sprøytebetong med 8 cm tykkelse (SVV, 2010).

I Holmestand stasjon består den basis stabilitetssikring av 6 m, 8 m og 12 m lange kombinasjonsbolter og 20 cm tykk fiberarmert sprøytebetong, sikringen utføres systematisk og i hovedsak på stoff (Kveldsvik, et al., 2011). Sikring som utføres vil bli gjennomgått inn på i avsnitt: 5.4.3. I forbindelse med svakhetssonen vil det i tillegg bli benyttet forbolting og sprøytebetongbuer med armeringsjern eller gitterbuer.

5.4.1 Bolting

Boltesikring har lenge vært en av de vanligste metoder for bergsikring. Generelt utføres det etter følgende hovedprinsipp (Nilsen & Broch, 2009): systematisk bolting, av en tunnelstrekning, eller spredt bolting, for sikring av enkelt blokker. Når en skal sikre bergmasser er tommelfingerregelen at rundt 1 m av bolten bør være forankret i intakt berg.

Det finnes mange ulike typer bolter, har til lands har kombinasjonsbolter blitt svært populær. Fordelen med kombinasjonsbolter er at de fungerer både som en øyeblikkelig og en permanent sikring. Den mest anvendte kombinasjonsbolten her til lands er CT-bolten. Denne bolten er endeforankret med en ekspansjonshylse, ved hjelp av et plastrør føres mørtel til bunnen av bolten og videre til utsiden av bolten (SVV, 2000).

For å oppnå en arbeidssikring blir CT-bolten forspent, dette er for å sikre sentrisk belastning. Som regel forspennes bolter til 25-50 % av boltens bruddstyrke (Nilsen & Broch, 2009). Ved høye bergtrykk og store forskyvninger er det ikke uvanlig at bolter generelt ikke forspennes, siden forspente bolter ofte vil gå i brudd i slike situasjoner. Ikke forspente bolter vil over tid bli strammet opp av seg selv på grunn av deformasjonene som oppstår i slike situasjoner

(Myrvang, 2001). En fult innstøpt bolt som CT-bolten regnes som en stiv sikring, den kan bære stor last, men har en lav deformasjonskapasitet. Forsøk har vist at med rundt 30 mm forskyvninger går en 20 mm tykk fult innstøpt kamstålbolt i brudd (Stillborg, 1994). Når forskyvningene rundt et bergrom nærmer seg denne størrelsesordenen er det fare for at boltene ryker.

Generelt er effekten av denne utførte sikringen avhengig av kvaliteten til arbeidets utførelse. Vanlige feil som kan helt eller gradvis ødelegge effekten av boltesikringen inkluderer (Nilsen & Broch, 2009):

- Boltehullet er boret i en uheldig vinkel
- Boltehuller er boret for kort slikt at det ikke går igjennom aktuelle sprekkeflater
- Ufullstendig oppfylling av mørtel (med CT-bolten skal denne feilen være minimal)

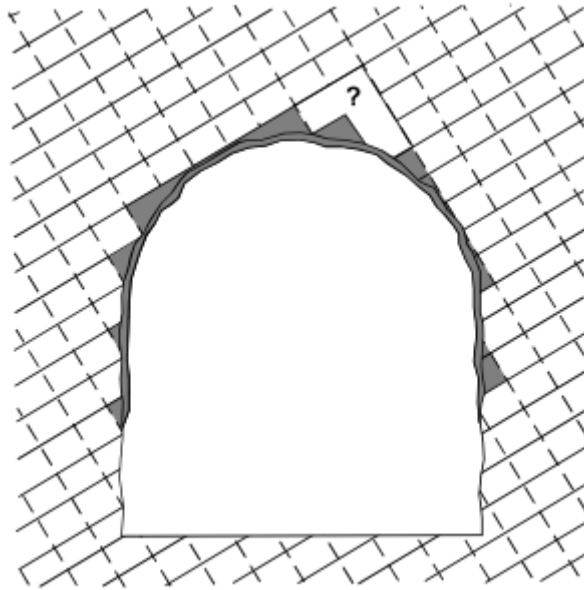
I Holmestrand er det også brukt dywidagstag som kombinasjonsbolt. Dette ble brukt som erstatning for de 12 m lange skjøtbare CT-boltene som ikke var tilgjengelig ved starten av drivingen. I profilene hvor MPBX'ene er installert er denne boltetypen benyttet.

5.4.2 Fiberarmert sprøytebetong

Vanlig sprøytebetong sprøytes direkte på bergoverflaten i flere lag, sikringens hovedformål er å ivareta sikringen av mindre ustabile blokker (Myrvang, 2001), se Figur 12. Sprøytebetongen holder berget dermed sammen ved lim- og kilevirkning.

Fordelen med fiberarmert kontra uarmert betong er at tensjonsstyrken økes betraktelig, opptil 100 ganger med tilsatt fiberarmering (Nilsen & Broch, 2009). I tillegg skal fibertilsats gi en viss økning av heften til berget, dette skjer ved at fibertilsatsen bidrar til å utjevne/fordele svinnspenningen slikt at heften mot berget beholdes (SVV, 2010). Generelt så kan fiberarmert betong ta opp større deformasjoner før brudd enn uarmert betong, etter brudd vil betongen henge bedre sammen og dermed ikke flake så lett av (Myrvang, 2001).

Erfaringsmessig startet de fleste brudd i sprøytebetongen som heftbrudd mellom betong og bergoverflate, endelig kollapsen skjer som regel som bøyebrydd. Dermed er heftstyrke en viktig parameter, heften er i en viss grad avhengig av betongsammensetningen, men er i størst grad er bergoverflatens karakter bestemmende for heftstyrken (Nilsen & Broch, 2009).



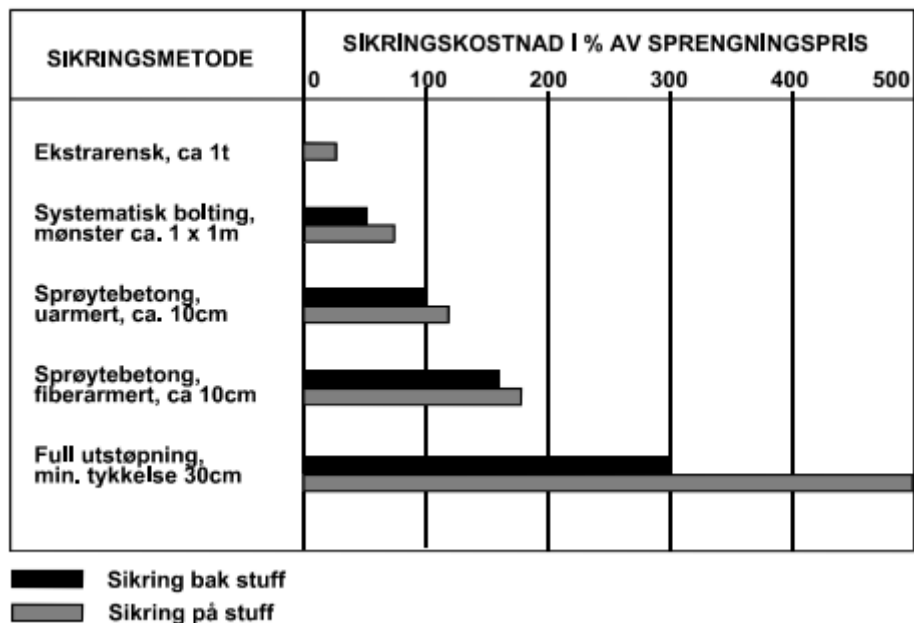
Figur 12: Sprøytebetongen sikrer de skraverte blokkene, spørsmålstegnet indikerer større sprekkeavgrensede blokker som trenger mer permanent sikring (Nilsen & Broch, 2009).

Sprøytebetongens begrensinger er spesielt forbundet med svakhetssoner med svelleleire. Soner med svelleleire har i utgangspunktet et høyt svelletrykk, dette trykket kunne raskt avta dersom materialet gis tid og rom for volumutvidelse (Nilsen & Broch, 2009). Sprøytebetong er en stiv sikring som gir lite rom for deformasjoner, spesielt om den utføres på stoff, dermed kan sikringen gå i brudd på grunn av svelletrykket. Konsekvensene av dette kan være svært alvorlige, eksempler på dette er raset i Hanekleivtunnelen 25. desember 2006 (Bollingmo, et al., 2007).

Et annet forhold som kan oppstå er lignede situasjoner som i Figur 12, sprøytebetong sikrer ikke den større blokken i figuren markert med "?". Ved mangelfull ingeniørgeologisk oppfølging på stoff risikerer en å kamuflere stabilitetsproblemer, større blokker vil kreve ekstra sikring i form av bolter for å unngå utfall av masser.

Kostnadene ved bruk av sprøytebetong vil variere etter anbud, og det der derfor vanskelig å gi generelle kostnadstall på dette. På grunnlag av gjennomsnittstall er det derimot mulig å gi en indikasjon om kostnadene, se Figur 13. For større tunneler kan det bekomme betydelige avvik fra denne figuren (Nilsen & Broch, 2009). Prisen for fiberarmert sprøytebetong med tykkelse på 10 cm er rundt 1,6-1,8 ganger sprengingsprisen, noe som er langt billigere enn

full utstøpning. Fra denne figuren ser en likevel at fiberarmert sprøytebetong er kostbart, sammenlignet med sprengningsprisen.



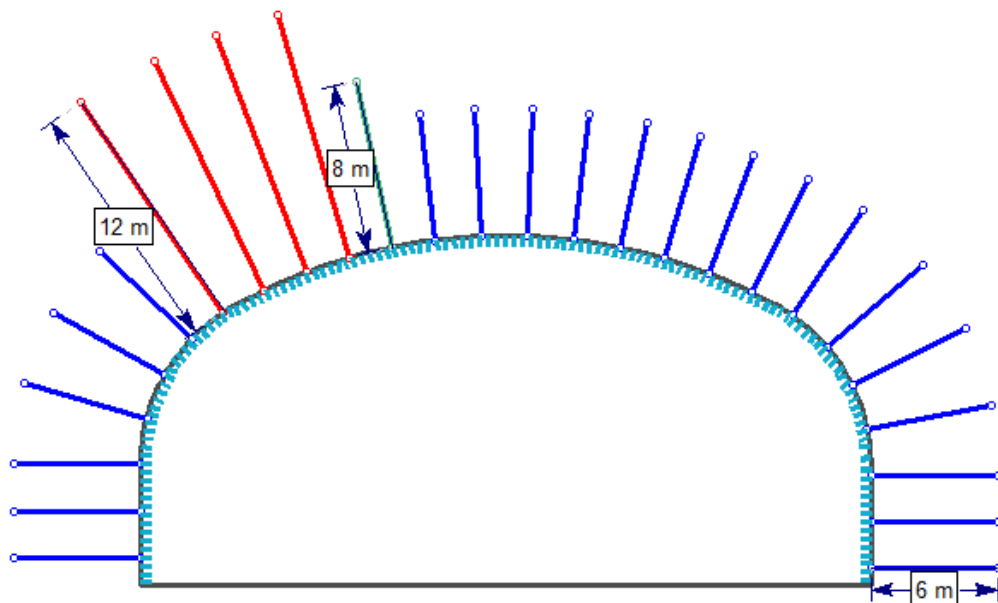
Figur 13: Relative kostnader for sikringsalternativer, dette er tall for "nyere" tunneler med 50 m² tverrsnitt (Nilsen & Broch, 2009).

5.4.3 Benyttede sikringsmidler i Holmestrand stasjon

Valg av sikring er som nevnt i 5.3 valgt på grunnlag av numerisk modellering sammen med sprekkeorienteringene. Grunnet ugunstig orientering av stasjonshallen i forhold til sprekkesettende, er det muligheter for større kiledannelser i den østlige seksjonen i hengen. Det er i disse seksjonene hvor 12 m lange kombinasjonsbolter blir benyttet (Undrum, 2011).

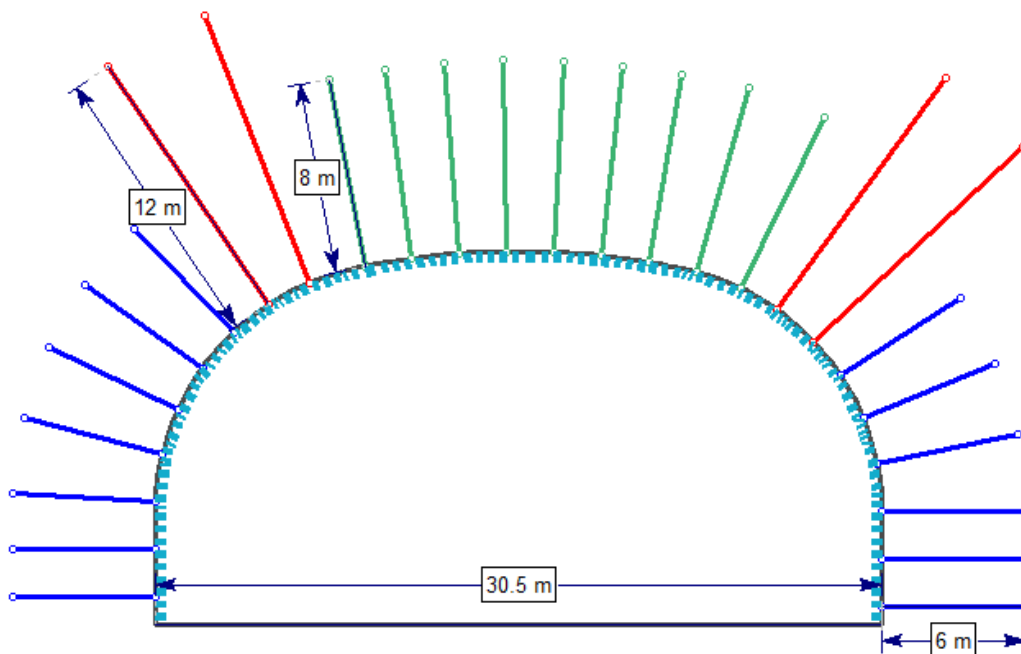
Informasjon om benyttede sikringsmidler, som figurene under er basert på, ble oversendt av Hanne Wiig Sagen 07.06.13.

I området nord for forkastningssonen er den generelle sikringen illustrert i Figur 14. Avstanden mellom boltene er på 2,2m, langs hele konturen skal det påføres minimum 20 cm lag med fiberarmert sprøytebetong.



Figur 14: Generell sikring nord for forkastningssonen, ses i SSV retning

Sør for forkastningssonen er det forventet mer ugunstige spenningsforhold. Den generelle sikringen som benyttet i dette området er illustrert i Figur 3. Sprøytebetongen skal ha en minimumstykkelse på 20 cm. Taket i dette tverrsnittet sikres med lengre bolter enn området nord for denne sonen. Avstanden mellom boltene skal være 2 m.



Figur 15: Generell sikring sør for forkastningssonen, ses i SSV retning.

6 Bergmekaniske egenskaper

I dette kapitlet vil flere bergmekaniske egenskaper bli gjennomgått. Disse egenskapene er viktige å forstå for å kunne forklare bergmassens oppførsel.

6.1 Deformasjonegenskaper

Bergarter er i mer eller mindre grad elastisk anisotrope, og mange har også i større eller mindre grad plastiske og/eller viskøse egenskaper (Myrvang, 2001). Forhold som anisotropi, diskontinuiteter og inhomogenitet gjør at de fleste bergarter ikke oppfører seg lineær elastiske. Avviket som oppstår grunnet disse forholdene er som regel så lite, av denne grunn kan elastisitetsteorien (Formel 5) brukes med godt resultat i praksis. I et spennings-tøynings plott vil dette gi en lineær kurve, hvor deformasjonen øker proporsjonalt med spenningsbelastningen.

Formel 5: Hookes lov (Myrvang, 2001).

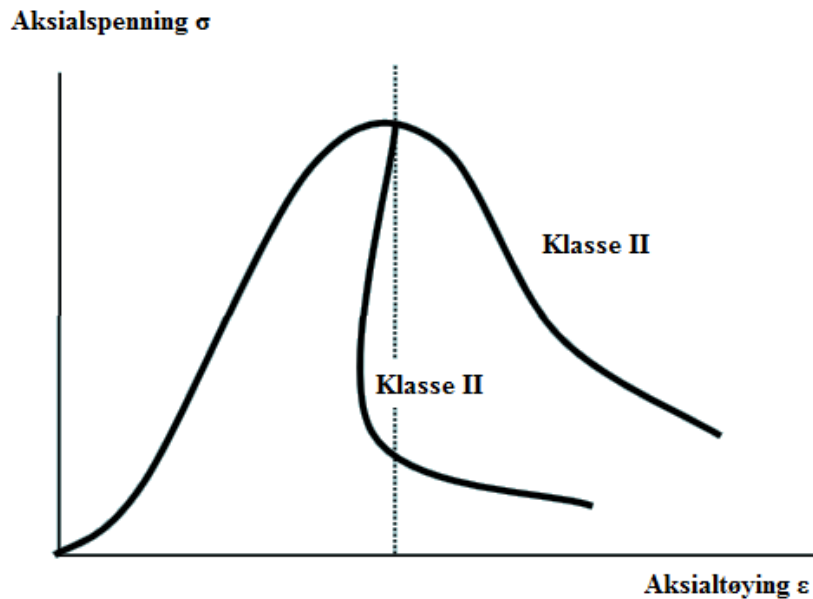
$$\sigma = E \times \varepsilon$$

σ – Spenning [Pa]

E – Youngs modulus [Pa]

ε - Tøyning

Når tilstrekkelig deformasjon har inntruffet vil bergarten gå i brudd, dette skjer når bergartens styrke overskrides. Avhengig av bergartens stivhet (E-modul) kan det dannes to typer brudd: seigt (klasse I) eller sprøtt brudd (klasse II). Klassenes bruddforløp er vist i Figur 16.



Figur 16: Bruddforløp til klasse I og II bergarter. Modifisert etter (Myrvang, 2001)

Klasse I representerer seige bergarter som marmor, kalkstein og enkelte sandsteiner. Denne klassen viser et såkalt stabilt brudd, hvor energi må tilføres for å opprettholde bruddet. (Myrvang, 2001). Disse bergartene er i stand til å bære last etter brudd.

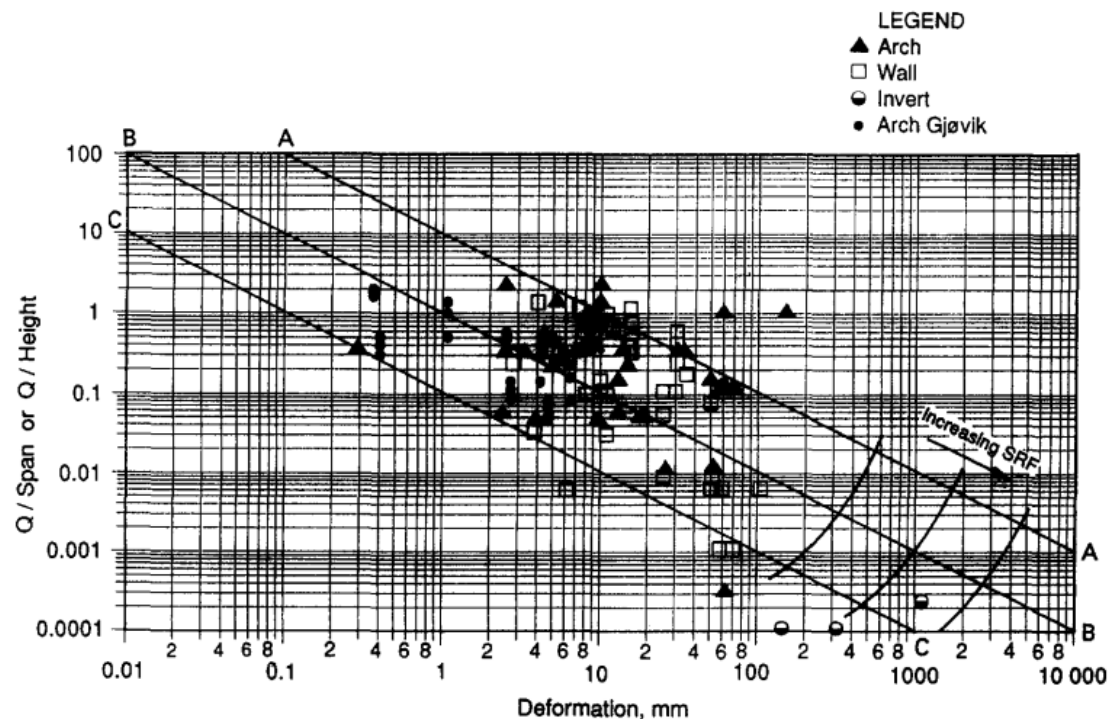
Klasse II representerer sprø bergarter som basalt, granitter og gneiser. Majoriteten av Norges berggrunn faller som innenfor denne kategorien. Disse bergartene har et ustabil brudd, bergmassen vil miste mesteparten av sin evne til å ta opp last etter brudd (Myrvang, 2001). Det er varierende hvor mye last disse bergartene kan ta opp etter brudd, en residual kapasitet på rundt 1/3 av maksimumskapasiteten er en rimelig antagelse (Li, 2013).

Bergmasser med høy E-modul opptar langt større belastning enn mer deformerbare bergmasser. Under høye spenninger vil klasse I bergartene deformeres mye, klasse II bergarter vil under tilsvarende forhold sprake og kan gå i brudd i form av bergslag (Li, 2010).

Det vil oppstå forskyvninger i bergmassen som følge av tunneldriving. Disse forskyvningene vil i de fleste tilfeller være unnagjort ca. 2 tunneldiameter bak stuff (SVV, 2010). For Holmestrand stasjon vil dette tilsvare rundt 60-70 m fra stuff. I spesielle tilfeller kan forskyvningene fortsett mange måneder etter at bergrommet er drevet ut. Hvor store forskyvningene i bergmassen avhenger av primært av tre forhold i Holmestrand (Kveldsvik, 2012):

- Bergspenninger
- Bergmassens E-modul. Høy E-modul gir mindre deformasjoner
- Forskyvninger langs sprekker

Det er laget et diagram basert på sammenhengen mellom tidligere målte forskyvninger og Q-verdien, se Figur 17. Forskyvningene i Gjøvikhallen ligger stort sett på lavere mellom linje C og B, noe som gir forventingsrette lave forskyvninger, største registrerte forskyvning med borehullsekstensometere fra hallen var på 7-8 mm (Barton, et al., 1994). En stor medvirkende årsak til dette var de gunstige høye horisontalspenningene som var i området (Barton, et al., 1994), 3,5-4 MPa på 40 m dyp (Bhasin, et al., 1993). For Holmestand stasjon vil forskyvningene kunne være mindre enn 1 mm og 30 mm med en Q-verdi på 13, basert på linjene i diagrammet. Dette diagrammet er ikke egnet for å estimere verdier for kritiske forskyvninger, det viser derimot at det er store variasjoner i målte forskyvninger i tidligere anlegg (Kveldsvik, 2012).



Figur 17: Deformasjoner i Gjøvik fjellhall sammenlignet med Q-system databasen (Barton, et al., 1994)

6.2 Youngs modulus for bergmasser

Generelt vil prøvestykkets størrelse ha innvirkning når E-modul og trykkfasthet måles, mindre prøvestykker vil som regel ha en høyere trykkfasthet og E-modul enn større prøvestykker. Årsaken til dette er at større prøvestykker vil inneholde flere sprekker som nedsetter styrken og stivheten til prøvestykket (Myrvang, 2001). Dermed vil deformasjonsegenskapene til store volum er være svært forskjellig fra små prøvestykker, derfor er det viktig å skalere ned laboratorieverdiene til E-modulen (Myrvang, 2001).

Det finnes flere metoder for å estimere E-modul til bergmasser (E_{rm}), gjennomgang av tidligere metoder for å estimere dette avdekket en rekke svakheter (Hoek & Diederichs, 2005). Metodene ga dårlige estimater spesielt for svært svake og massive sterke bergarter. På bakgrunn av dette har Formel 6 blitt foreslått for å beregne E_{rm} når E-modulen til et prøvestykke (E_i) er kjent. Parameterne GSI og D vil bli gjennomgått i senere i denne avhandlingen.

Formel 6: Hoek-Diederichs ligningen for bergregning av E_{rm} (Hoek, 2007b)

$$E_{rm} = E_i \left(0,02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{\left(\frac{60+15D-GSI}{11}\right)}} \right)$$

6.3 Det generelle Hoek-Brown kriteriet

Dette kriteriet er et empirisk bruddkriterium basert på geologiske observasjoner; det er utviklet gjennom kurvetilpassing av rekke triaksiale prøvedata. Kriteriet er hyppig brukt for å estimere styrken i oppsprukket bergmasse, systemet implementerer en geologisk styrkeindeks (GSI) som vil bli omtalt i neste avsnitt. Det generelle Hoek-Brown kriteriet er gitt ved formel 3 (Hoek, 2007b):

Formel 7: Det generelle Hoek-Brown kriteriet

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

σ'_1, σ'_3 – Største og minste effektive hovedspenning

σ_{ci} – Enaksiell trykkfasthet, intakt berg

m_b – Materialparameter for bergmasse

s, a – Hoek-Brown konstanter

Parameterne m_b , s og a er knyttet til GSI, i tillegg er m_b og s knyttet til en forstyrrelsesfaktor (D). Forstyrrelsesfaktorer bestemmes utfra hvor mye av berget som blir skadet under driving, uforsiktig sprenging vil gi en høy D. For beregning av m_b , s og a benyttes følgende formler (Hoek, 2007b):

Formel 8: Beregning av materialparameter for bergmasse

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

m_i – Materialparameter for intakt berg

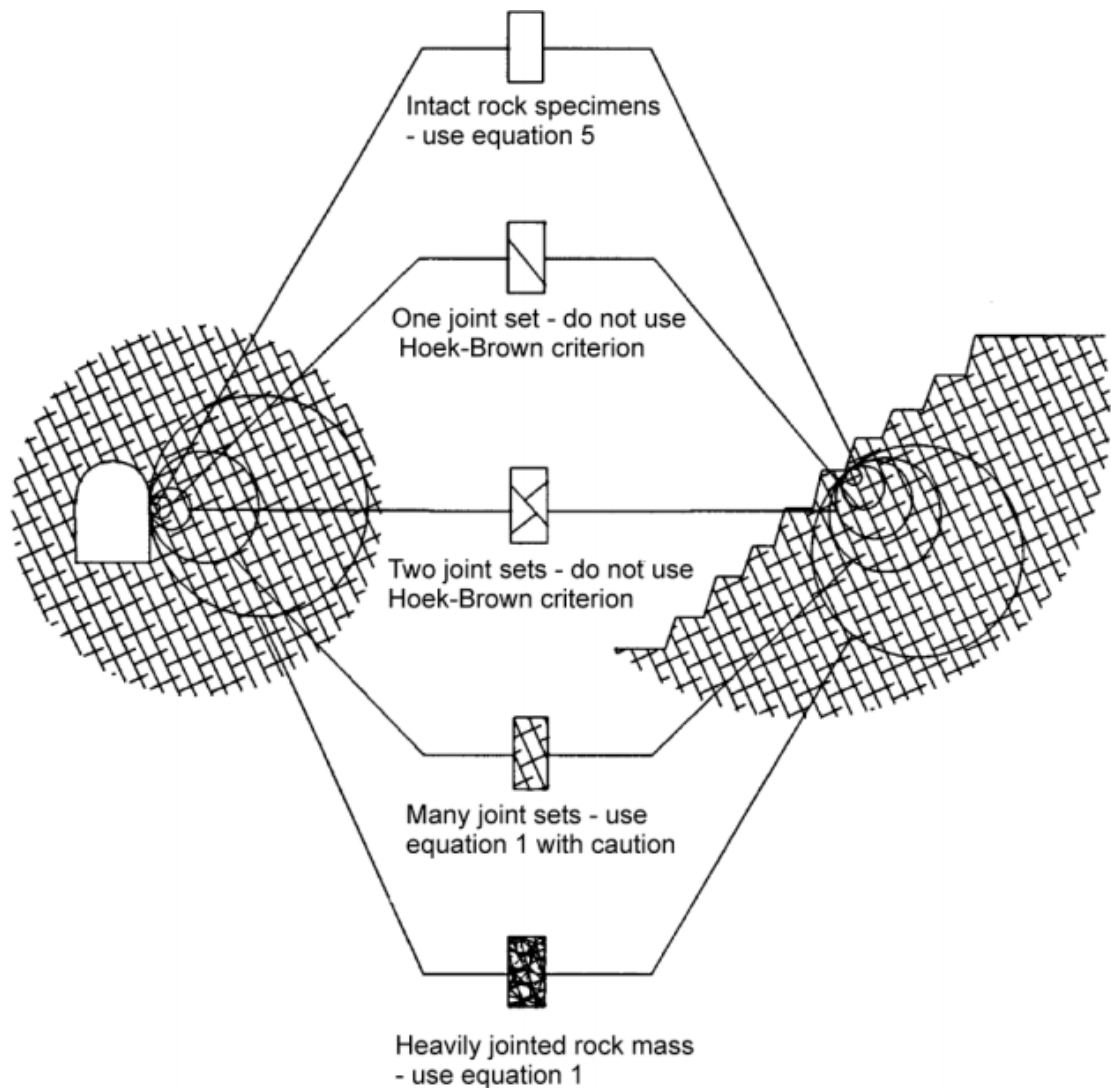
Formel 9: Beregning av Hoek-Brown parameter s

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

Formel 10: Beregning av Hoek-Brown parameter a

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

En av antagelsene i kriteriet er at bergmassen kan anses som isotropisk. Dermed bør kriteriet kun anvendes i bergmasse hvor det er et tilstrekkelig antall sprekker med liten avstand og lik karakterisk, slik at isotropis forhold i bergmassen kan antas. Når en struktur betraktes i en større skala, som vist i Figur 18, vil blokkstørrelsen bli tilstrekkelig liten til å kunne betrakte bergmasse som et Hoek-Brown materiale (Hoek, 2007b)



Figur 18: Idealisert diagram som viser overgang mellom intakt berg og sterk oppsprukket bergmasse med økende skala (Hoek, 2007b)

6.4 Geological strength index (GSI)

Formålet med GSI er å gi en ingeniørgeologisk beskrivelse av bergmassen som kan benyttes til å estimere bergmasse parametere. GSI kan ikke benyttes til å estimere sikringsomfang, dermed kan den ikke erstatte bergmasseklassifiseringssystemer som Q og RMR (Marinos, et al., 2005). Det er derimot en nyttig metode for å få pålitelige parametere til blant annet numerisk modellering. GSI systemet er forholdsvis lett anvendelig, og det baserer seg kun på bergmassens oppsprekking og sprekkes overflateforhold, til estimering av GSI benyttes et GSI skjema, se Vedlegg 3. Skjemaet i dette vedlegget gjelder homogene bergmasser, for heterogene bergmasser, som flysch, benyttes et annet skjema. Estimeringen av GSI er i stor grad subjektivt, ved bruk bør ingeniørgeologiske vurderinger inkluderes.

6.5 Sprekkers mekaniske egenskaper

Med sprekkers mekaniske egenskaper menes friksjonsforholdene eller skjærstyrken langs sprekkeplanet. Disse forholdene sammen med normalspenningen er avgjørende om utglidninger langs sprekkeplan kan inntreffe (Nilsen & Broch, 2009). Avgjørende forhold for sprekkenes skjærstyrke er: sprekkeplanets ruhet, innhold av sleppemateriale samt sidebergets styrke i tilfeller hvor store normalspenninger på sprekkeplanet forekommer. Som følge av dette kan skjærstyrken til sprekker variere stort, fra svært svakt for leirfylte soner til høy for sprekker med høy ruhet (St. George, 2012). Det finnes flere metoder for å beregne sprekkers skjærstyrke i denne avhandlingen vil Barton-Bandis ligningen bli benyttet.

6.5.1 Barton-Bandis skjærstyrkekriterium

Det finnes lineære ligninger som for å beregne skjærstyrken til sprekkeplan med sprekkeruheten inkludert i ligningen, eksempel er Pattons ligning. Svakheten med disse ligningene er at de ikke danner et helt korrekt bilde av skjærstyrken under økende normalspenning på sprekkeplan (Hoek, 2007c). Barton-Bandis skjærkriterium implementerer sprekkeruheten gjennom uttrykkene JRC og JCS, for beregning av sprekkers skjærstyrke benyttes Figur 11.

Formel 11: Barton-Bandis skjærstyrkekriterium (Bandis, et al., 1981)

$$\tau = \sigma_n \times \tan \left[JRC \times \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varphi_r \right]$$

τ – Skjærstyrke

σ_n – Normalspenning på sprekkeplanet

JRC (*Joint Roughness Coefficient*) – Ruhetskoeffisient

JCS (*Joint Compressive Strength*) – Sprekkeflatens trykkstyrke

φ_r – residual friksjonsvinkel

JRC og JCS bestemmes utfra feltundersøkelser. Faktoren JRC kan estimeres ved å sammenligne spekker visuelt i felt med standard sprekkeprofiler gitt i Vedlegg 4. En alternativ metode for å estimere JRC er å måle ruhetsamplituden og sprekkelengden for så å benytte seg av skjemaet Vedlegg 5, denne metoden er benyttet i denne oppgaven.

Estimering av JCS utføres ved å ta Schmidt hammer målinger av sprekkeflaten, i tillegg må en ha kjennskap til bergartens tetthet, skjemaet som benyttes er gitt i Vedlegg 6.

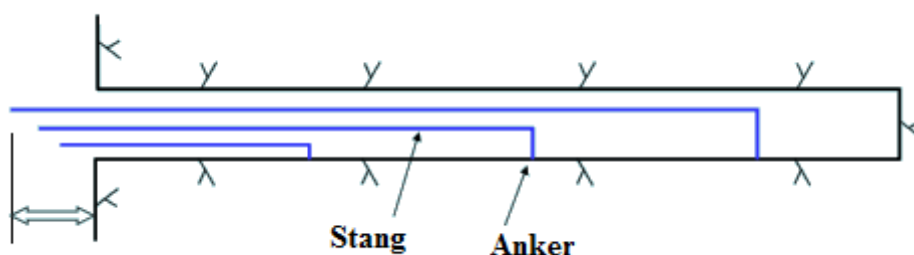
7 Deformasjonsmålinger i bergrom

Minking av dimensjonene i et bergrom kalles ofte konvergens (Myrvang, 2001). For å måle konvergens og andre forskyvninger i og rundt bergrom finnes det en rekke målemetoder. I Holmestrand benyttes tre ulike metoder:

- Borehullsekstensometre (MPBX)
- LIDAR
- Divergensmålinger

En stor fordel med MPBX er at en kan registrere bevegelser lengre bort fra bergrommet, dette er grunnen til at oppgaven fokuserer på resultatene fra MPBX'ene. De andre metodene som er benyttet i Holmestrand registrerer kun forskyvningene som skjer i overflaten av tunnelen. Senere i denne oppgaven vil resultatene fra MPBX målingene bli vurdert opp mot resultatene fra den numeriske modelleringen. Måleresultatene fra LIDAR og divergens vil ikke bli gjennomgått.

Et borehullsekstensometer består i prinsippet av flere stenger eller strenger som forankres på forskjellig dyp i et borehull, se Figur 19. Forskyvningene registreres mellom hver anker og referansepunktet, avlesningene kan gjøres elektronisk eller manuelt på overflaten av berget. Ekstensometermålinger er en god metode for å overvåke fordeling av sprekker i berget, som er nyttig for bestemmelse av bruddsonestørrelser og boltelengde (Li, 2010).



Figur 19: Prinsippskisse for ekstensometere (Li, 2010)

Ekstensometrene som benyttes i Holmestrand er stangektensometere og har en målenøyaktighet er +/- 0,1-0,5 mm (Myrvang, 2001). Det presiseres at dette er nøyaktigheten til måleutstyret, menneskelige feil kan bidra til mindre nøyaktighet.

7.1 Plassering av MPBX'er i Holmestrand

Fra innsiden av stasjonshallen er det utplassert 3 måleprofiler med MPBX, 2 av disse er i stasjonshallen og ett profil er i den sørlige trompeten. Disse er lokalisert ved km 85,009, 85,115 og ved 85,546 (Kveldsvik, 2012). I måleprofilet ved km 85,546 er det grunnet de lave horisontalspenningene i området forventet lite horisontale forskyvninger, dermed har det kun installert ekstensometre i hengen (Kveldsvik, 2012). Måleprofilene som ligger i stasjonshallen hvor det er forventet horisontale innspenninger, og dermed har flere ekstensometre blitt installert for å måle også horisontale deformasjoner. I Vedlegg 7 er de tre måleprofilene illustrert sammen med de installerte ekstensometrene. MPEX'ene som er montert fra tunnelen har en lengde på 20 m, og har 4 ankere med avstand 3 m, 6 m, 12 m og 20 m. Med denne avstanden er MPBX i stand til å måle deformasjonen 20 m i fra konturen. For alle MPBX'er er det lagt vekt på at disse monteres så snart etter sikring her blitt utført i det aktuelle tverrsnittet (pilot eller stross). Hensikten med dette er å fange opp så mye deformasjoner som praktisk mulig.

Fra dagen er det blitt utplassert 3 MPBX'er fra eksisterende vertikale borehull, to nord for forkastningssonene ved km 85,108 og km 85,197, sør for forkastningssonen ved km 85,490. Fordelen med disse MPBX'ene er at de kan fange opp forskyvningene som oppstår under hele driveprosessen. Referansepunktene til disse MPBX'ene er på terrengoverflaten, ved disse referansepunktene vil også terrengsetningene blir overvåket.

Senere i denne avhandlingen vil resultatene fra MPBX målingen bli presentert og sammenlignet med beregnede forskyvningene fra numerisk modellering. I denne oppgaven er det forskyvninger som oppstår i taket som er av interesse som følger av dette vil ikke resultatene fra MPBX 1 og 7 i km 85,009 og 85.115 bli vurdert.

8 Numerisk modellering

Numerisk modellering har blitt et stadig mer populært verktøy innenfor bergteknikk. Metoden har flere fordeler, en av disse er at den gir brukeren detaljert informasjon om bergmassens og bergsikringen ytelse (Trinh & Holmøy, 2012). Sammenlignet med empiriske og analytiske metoder har numerisk modellering flere fordeler som gjør det til et nyttig verktøy (Trinh & Holmøy, 2012):

- Det er i stand til å analysere komplekse undergrunnsforhold og tunnelgeometri.
- Kan gi detaljert informasjon om bergmassens og bergsikringens ytelse, eksempelvis: sikringslast, forskyvninger og stressfordeling rundt et bergrom

Uansett hvilken type numerisk modellering som benyttes er kvaliteten på resultatene avhengig av kvaliteten av inngangsparameterne, "Garbage in – Garbage out" (Myrvang, 2001). De viktigste inngangsparameterne i numerisk modellering er (Myrvang, 2001):

- In situ bergspenninger
- Deformasjonsegenskaper (E-modul)
- Styrkeegenskaper – bruddkriterier
- Oppsprekingsgrad – sprekkeegenskaper

I denne oppgaven skal blant annet forskyvningene rundt stasjonshallen vurderes, i slike tilfeller er E-modul til bergmassen en like viktig inngangsparameter som in situ bergspenninger (Myrvang, 2001).

Det er svært vanskelig å gi et riktig bilde av oppsprekningen til en bergmasse i en modell. Derfor er det viktig å vurdere om resultatene fra en numerisk modellering med sprekker er realistiske ut fra praksis erfaring (Myrvang, 2001).

I dag blir numerisk modellering ofte foreslått for å analysere komplekse situasjoner. For de fleste tilfeller vil en numerisk analyse være en svært nyttig bidragsyter for å finne optimale løsninger for problemer knyttet til bergrom (Trinh & Holmøy, 2012). Numeriske modeller har derimot flere svakheter som ingeniørgeologer og bergmekanikere må være klar over. Brukes av en numerisk analyse alene til vurderinger kan dette være direkte farlig om denne analysen ikke er korrekt/skikkelig utført. Derfor er det viktig å sammenligne resultatene fra

en slik analyse med analytiske metoder samt erfaringer fra lignede prosjekter (Trinh & Holmøy, 2012).

Som tidligere nevnt vil programmet Phase2 versjon 8 bli benyttet for numeriske modelleringen. Phase2 er et todimensjonalt elastisk-plastisk FEM-program som er utviklet for å vurdere spenninger, deformasjoner og dimensjonering av sikring i under- og overflateanlegg i løsmasser og berg. Det er et brukervennlig program og som er ofte brukt innen ingeniørgeologi og bergmekanikk.

I modelleringen som skal utføres i forbindelse med denne oppgaven vil det bli lagt stor fokus på forskyvningene. En faktor som påvirker forskyvningene i Phase2 er sikringsmidler. I ett eksempel, 'Support Tutorial', blir deformasjonene halvert når sprøytebetong og bolter blir benyttet i forhold til en usikret tunnel (Rocscience, 2011).

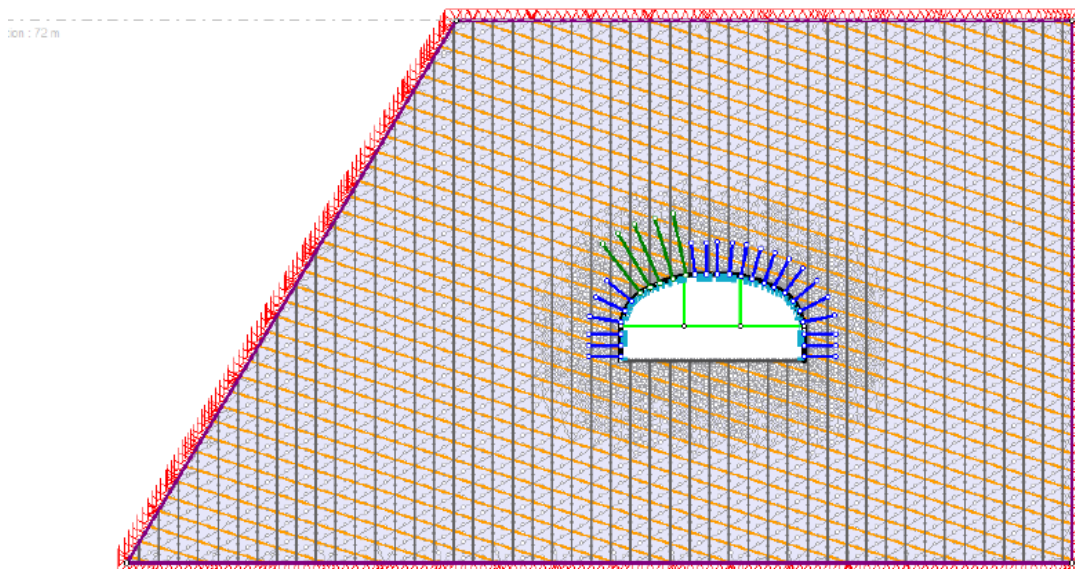
9 Numeriske analyser gjennomført av NGI

I forbindelse med utbyggingen av stasjonshallen har NGI blitt engasjert for å vurdere sikringstiltak og mulige forskyvninger i stasjonshallen. Det har blitt laget flere numeriske modeller for å vurdere dette, resultatene fra disse vil bli presentert. Inngangsparameterne i disse modellene er basert på undersøkelser som er gjort i forkant av byggestart. I disse modellene har det blitt benyttet en GSI på 67, dette er et estimat basert utfra den forventede Q-verdien på 13. Bruddkriteriumet som benyttes er det generelle Hoek-Brown kriteriet (Kveldsvik, 2011). I modellene med sprekker er bruddkriteriet som benyttes Mohr-Coloumb, hvor friksjonsvinkelen har blitt satt til 44° og kohesjonen er satt til null (Kveldsvik, 2012). For samtlige modeller er E_{rm} beregnet til 23,6 GPa, basert på Formel 6.

9.1 Nord for forkastningssonen

Spenningsverdiene i denne delen har vært et usikkerhetsmoment og det har blitt modellert med forskjellige spenningsverdier. De presenterte modellene i denne seksjonen har lignende spenningsverdier som de foreslåtte i kapittel 4.3. Programmet som er benyttet av NGI er Phase2 versjon 7. Resultatene fra Kveldsvik (2011) vil først bli presentert.

I disse modellene er det lagt inn to gjennomsettende sprekkesett, ett steilt og ett mer horisontalt (fall på rundt 17°). Modellenes profil er vist i Figur 20.



Figur 20: Stasjonshall, normalprofil. Se langs en økende kilometerretning mot SSV (Kveldsvik, 2011).

I Kveldsvik 2011 vil 5 modeller bli sett nærmere på, det som skiller disse modellene er boltetyper som er benyttet samt skjærstivheten til sprekkene. Sprekkes skjærstivhet er et usikkerhetsmoment, både normal- og skjærstivhet til sprekker er lite kjente parameter som er vanskelig å måle. Størrelsen av både normal- og skjærstivheten er avhengig av mekaniske egenskaper og størrelsen til normalspenningen. Vanligvis i numerisk modellering har ikke skjærstivheten til sprekkene særlig betydning, det er derimot ikke tilfellet for disse modellene. Dette er på grunn av at skjærstivheten til lagdelingsprekkene har betydning for spenningsfordelingen i bergmassen med de spenningsforholdene som benyttes i modellen (Kveldsvik, 2012). Dette fører til at sprekker med "lav" skjærstivhet ikke overfører de påsatte spenningene, dette fører til at spenningene rundt tunnelen blir mindre. Konsekvensene av dette vil føre til at det blir påført mindre spenninger til den store kilen, noe som gjør den mindre stabil (Kveldsvik, 2012). "Lav" skjærstivhet er satt til 500 MPa/m, "høy" skjærstivhet er satt til 500 000 MPa/m. Tabell 3 oppsummerer boltetyperne og skjærstivhet som er benyttet i modellene

Tabell 3: Modeller med benyttede bolter og skjærstivhet (Kveldsvik, 2011).

Modell	Bolter	Skjærstivhet sprekker
1L	Endeforankrede uten forspenning	"Lav"
1H	Endeforankrede uten forspenning	"Høy"
1L1	Fullt innstøpte: samvirke mellom bolt og sprekk	"Lav"
1L2	Fullt innstøpte: ikke samvirke mellom bolt og sprekk	"Lav"
1LP	Endeforankrede uten forspenning	"Lav"

Resultatene fra disse modellene er oppsummert i Tabell 4. Den maksimale forskyvningen varierer fra 2 mm til 14 mm. Det er kommet klart fram av disse resultatene at skjærstivheten har betydning også for de forventede forskyvningene som oppstår rundt stasjonshallen. Sprøytebetongen går ikke i brudd i disse modellene. For betongen det er brukt en E-modul på 30 MPa i disse modellene, noe som senere har blitt avdekket til å være et for høyt estimat (Kveldsvik, 2012).

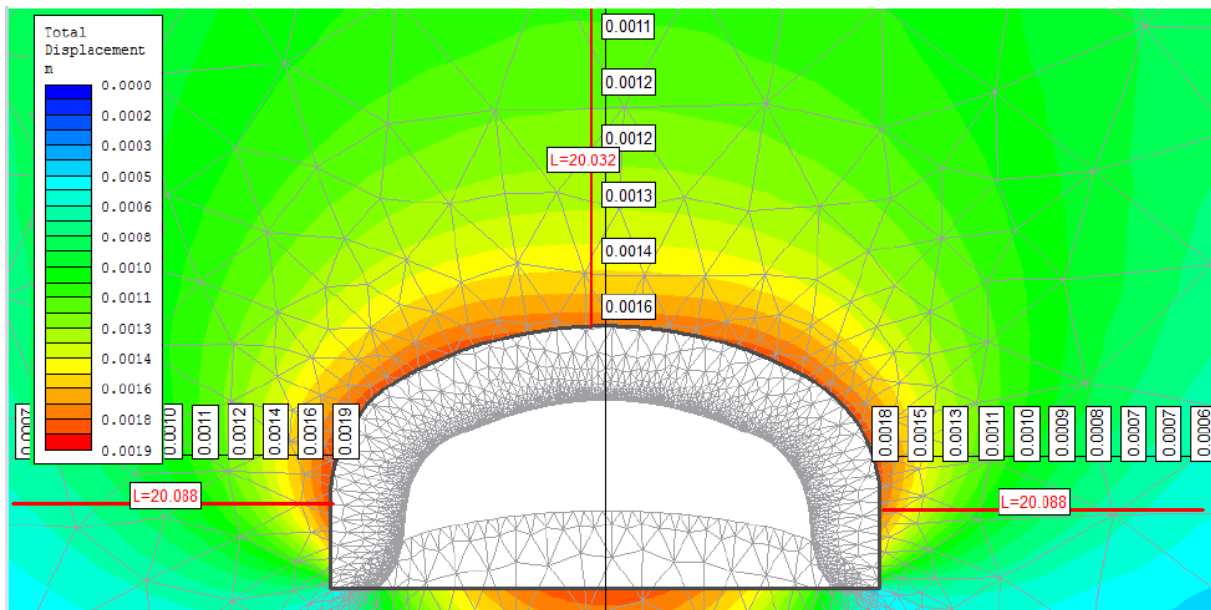
Tabell 4: Resultatene fra de numeriske analysene (Kveldsvik, 2011).

Modell	Maks. forskyvning [mm]	Maks. boltekraft [MN]	Maks. spenning i sprøytebetong i prosent av 35 MPa [%]	Min. spenning i sprøytebetong i prosent av -4 MPa [%]
1L	13	0,11	33	25
1H	2	0,011	19	Trykk
1L1	13	0,28*	33	25
1L2	13	0,01	33	25
1LP	14	0,12	36	25

* De fleste av boltene er overbelastet.

Fra Kveldsvik (2012) vil to modeller nord for svakhetssonen bli presentert, en uten sprekker og en med sprekker. Fra denne rapporten kommer ikke lasten på sikringene fram, derimot får en informasjon av de modellerte deformasjonene.

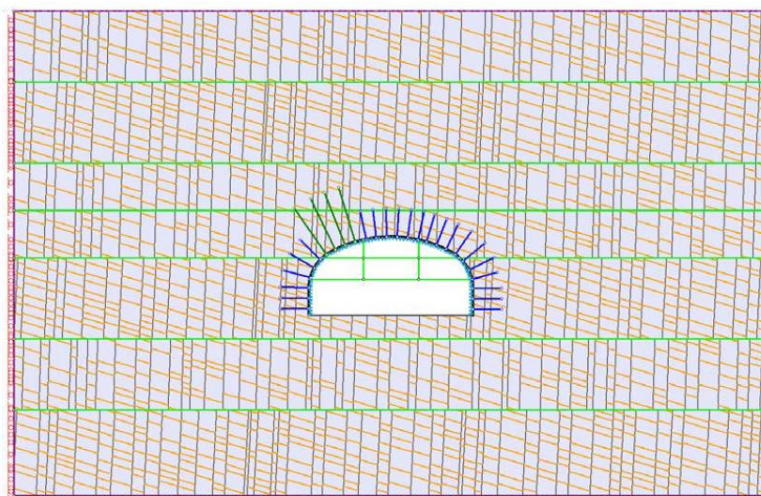
Modellen uten sprekker er modellert uten sikringsmidler. De totale forskyvingene er presentert i Figur 21. Det er også lagt inn "Query lines" i modellen som viser forskyvninger innover i bergmassen.



Figur 21: Totale forskyvinger og deformert nett (Kveldsvik, 2012).

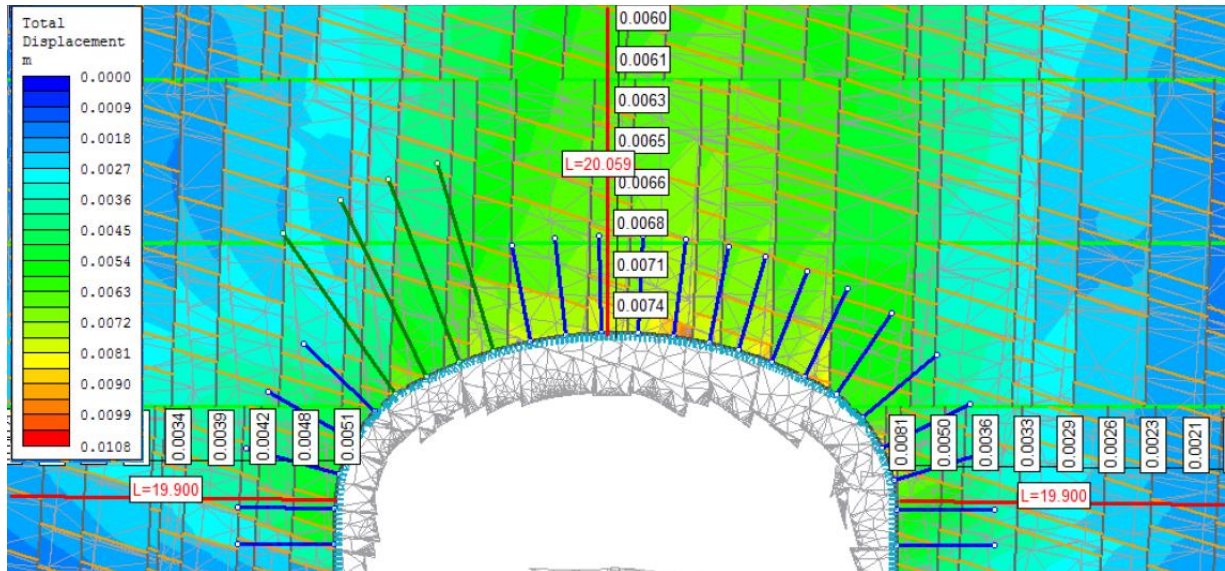
Forskyvningene virker til å ha en forholdsvis jevn store størrelse langs taket på mellom 1,6-1,9 mm, hvor de største forskyvningene oppstår i vederlagene i hengen.

For modellen med sprekker er det antatt at de horisontale lagsprekkene er gjennomsettende mellom hver av de steile sprekkene og de steile sprekkene er gjennomsettene i hvert lag (mellom de grønne linjene), se Figur 22. I Figur 22 har de grønne linjene som funksjon å dele modellen inn i ulike sprekkeregioner, dette er et forsøk på å representere de ulike lavastrømmene i basaltformasjonen.



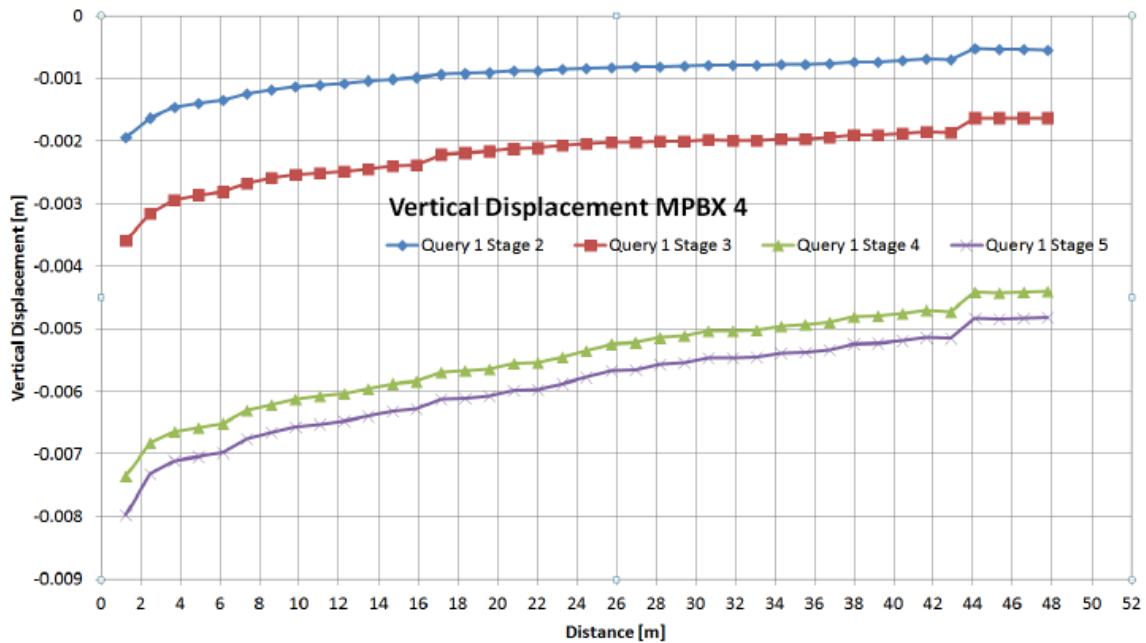
Figur 22: Modell med sprekker (Kveldsvik, 2012)

Det er som forventet større totale forskyvninger i denne modellen kontra den uten sprekker, se Figur 23. De største forskyvningene i denne figuren er på rundt 10 mm, disse oppstår hvor mindre kiler er blitt dannet mot tunnelkonturen.



Figur 23: Totale forskyvninger og deformert nett i modell med sprekker (Kveldsvik, 2012).

Det er også i denne modellen lagt inn "Query lines", den som er plassert i hengen representerer MPBX 4. De vertikale forskyvningene som er registret i den simulerte MPBX 4 er gitt i Figur 24. MPBX 4 har i virkeligheten en lengde på 20 m, mellom referansepunktet og 20 m er de registrerte forskyvningene på rundt 2 mm.

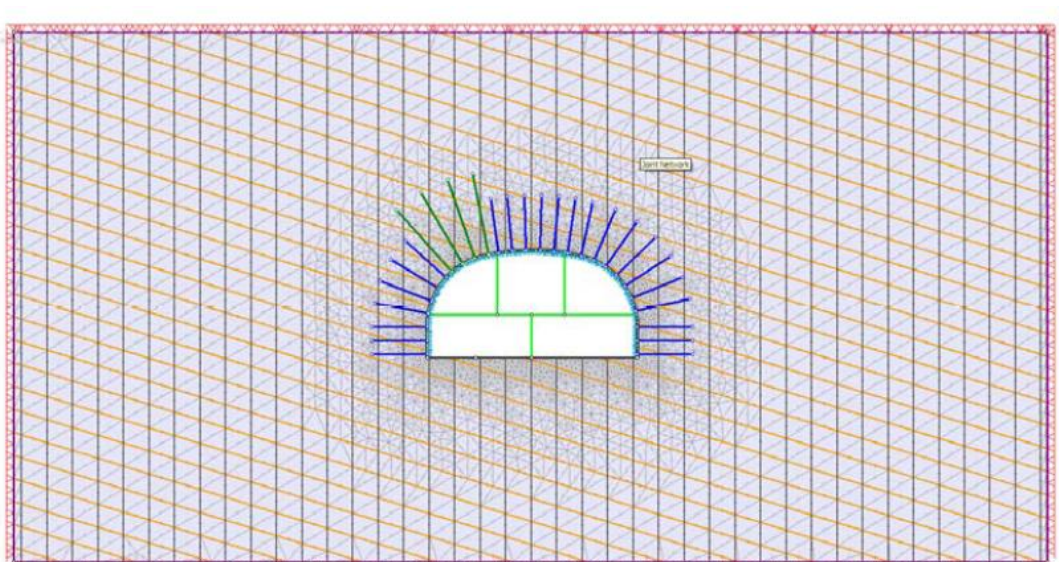


Figur 24: De vertikale forskyvningene som er registrert for MPBX 4 i modellen ved de ulike drivestegene, null på X-aksen representerer tunnelkonturen (Kveldsvik, 2012).

9.2 Sør for forkastningssonen

De numeriske analysene for tunnelen sør for svakhetssonen er også presentert i to rapporter. Først vil resultatene fra rapporten Kveldsvik (2011) blir presentert.

I denne rapporten er 3 modeller presentert, det som skiller modellene er forspenningskraften i boltene. Sikringen som benyttes er 20 cm sprøytebetong og 6 m og 12 m lange bolter med en senteravstand på 2 m (Kveldsvik, 2011), se Figur 25.



Figur 25: Tunnel med bredde 30,5 m. Utsnitt ved km 85,490, ses mot SSV (Kveldsvik, 2011).

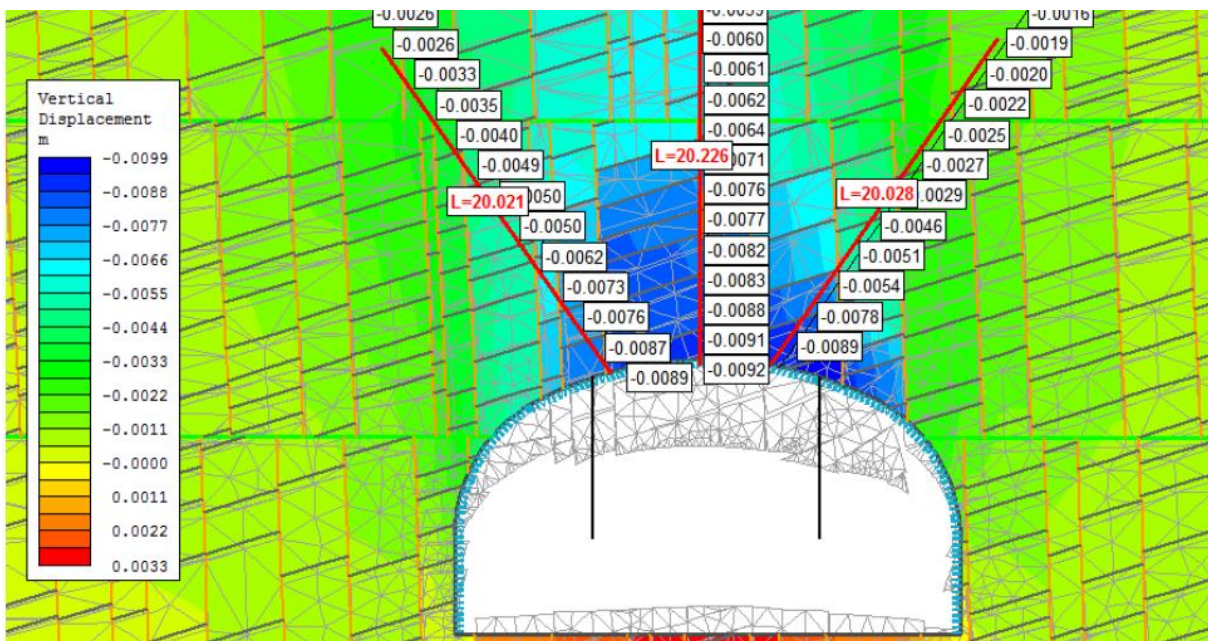
Dette området har en annen profil og spenningsforhold enn modellen nord for forkastningssonen. Sør for denne sonen er spenningskomponentene gravitasjonsindusert, for beregning av disse benyttes Formel 1 og Formel 2. Profilet er mindre enn nord for forkastningssonen, siden dette området er en del av den sørlige trompeten, høyden er tilnærmet lik, mens bredden er 30,5 m. Resultatene fra de tre modellene, samt benyttet forspenning er gitt i Tabell 5.

Tabell 5: Resultater fra de tre modellene sør for forkastningssonen (Kveldsvik, 2011).

Modell	Forspenning [MN]	Maks. forskyvning [mm]	Maks. boltekraft [MN]	Maks. spenning i sprøytebetong i prosent av 35 MPa [%]	Min. spenning i sprøytebetong i prosent av -4 MPa [%]
GLF0	0	15	0,17	7,4	13,8
GLF50	0,05	13	0,05	7,4	12,5
GLF 300/100	0,3 (12 m bolter) og 0,1 (6 m bolter)	10	0,3	7,3	11,3

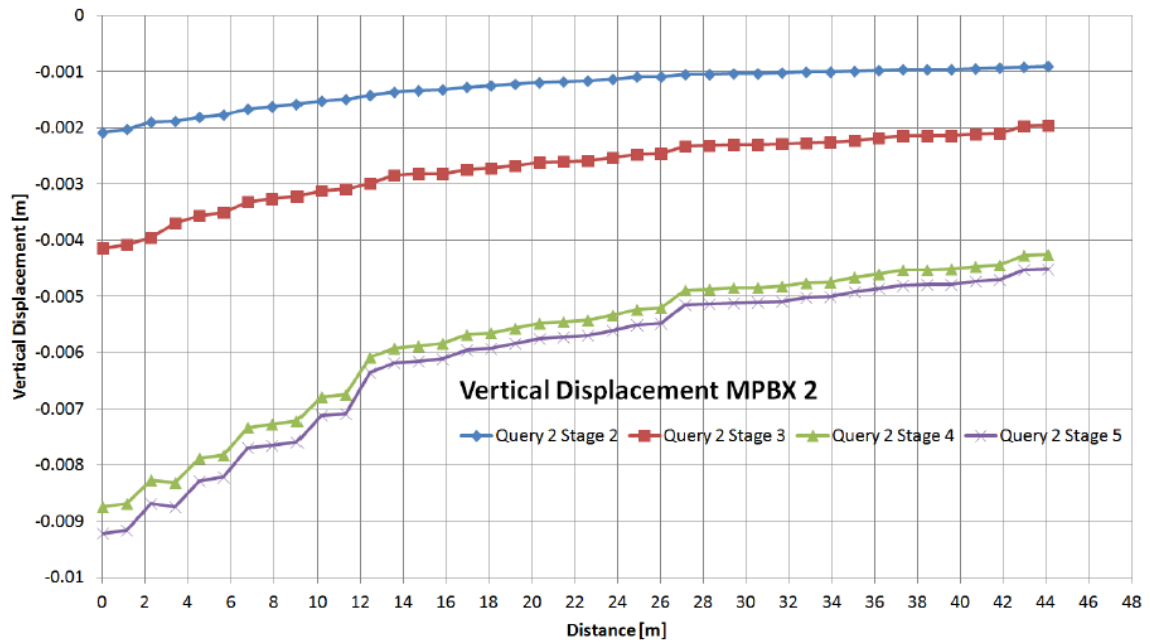
Den største totale forskyvningen i modellene varierer mellom 10-15 mm, dermed virker det som forspenningen en innvirkning på de totale forskyvningene. Mer forspenning gir mindre deformasjoner. Grunnet forspenningen vil maksimal boltekraft variere, minst boltkraft er i modellen med 0,05 MN i oppspenningskraft. Maksimal kraft på sprøytebetongen er tilnærmet lik i alle modellene. Den største forskyvningen oppstår i disse modellene midt i hengen (Kveldsvik, 2011).

I Kveldsvik 2012 er en numerisk analyse presentert, hvor er kun de vertikale forskyvningene presentert. Dette er på grunn av det forventes lite horisontale forskyvninger i denne seksjonen. Formålet med modellen er å representere forholdene ved km 85.546, i denne seksjonen har tunnelen en bredde på 26,5 m (Kveldsvik, 2012). Modellen inneholder et likt sprekkesystem det som er benyttet nord for forkastningssonen, se Figur 22, den ses derimot i motsatt retning. De modellerte vertikale forskyvningene er presentert i Figur 26, de største forskyvningene i denne modellen er rundt 10 mm og opptrer i de sentrale delene av hengen.



Figur 26: Vertikale forskyvninger og deformert nett, tunnelen ses i retning NNV (Kveldsvik, 2012).

De simulerte vertikale forskyvningene for MPBX 2 er vist i Figur 27. Mellom 0-20 m er det registret en forskyvning på rundt 3,4 mm, denne verdien representerer den modellerte MPBX'en.



Figur 27: De vertikale forskyvningene som er registrert for MPBX 2 i modellen ved de ulike drivestegene, null på X-aksen representerer tunnelkonturen (Kveldsvik, 2012).

10 Resultater fra befarings

Torsdag den 7. mars ble det foretatt feltundersøkelser på stoff i forbindelse med denne masteroppgaven, under denne undersøkelsen ble sprekkorientering, JRC, JSC og GSI i stasjonshallen og den sørlige trompeten kartlagt/estimert.

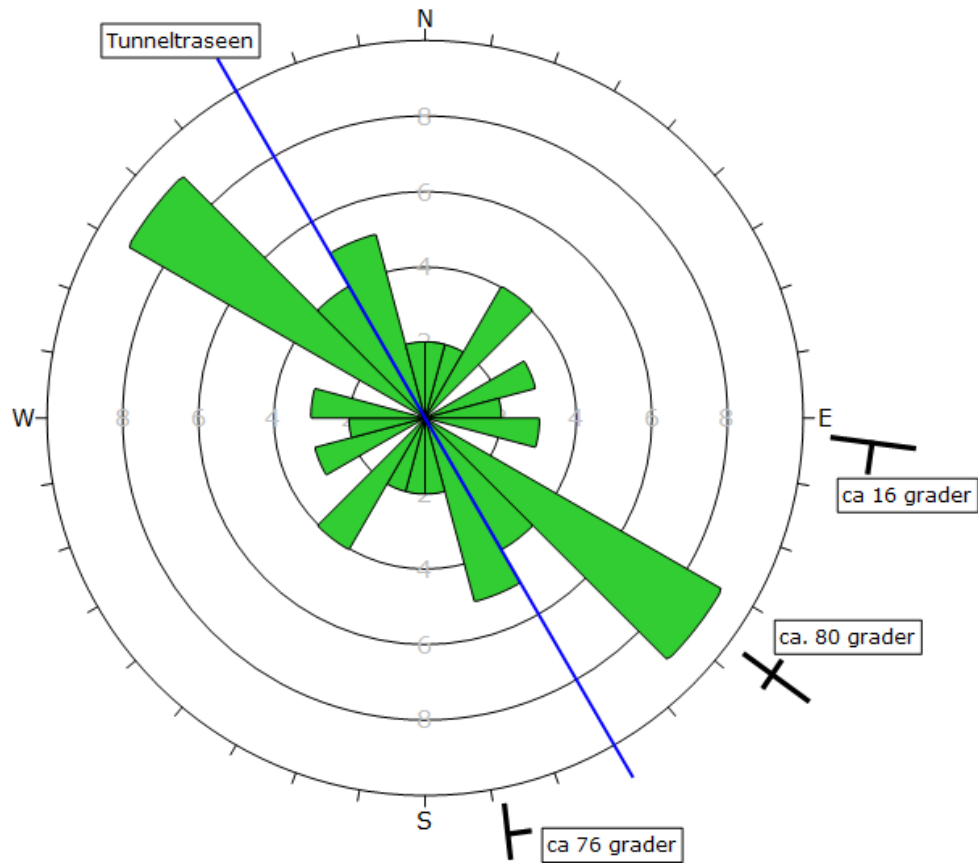
10.1 Fall/Fallretningsmålinger

Det ble foretatt 36 fall/fallretningsmålinger inne i stasjonshallen, grunnet arbeid på stoffene i R9-seksjonen ble alle målingene foretatt i R7-seksjonen. Generelt ble det registrert betraktelige flere steile sprekker enn horisontale. Et poltetthetsplott med tolkede sprekksett er vist i Vedlegg 8. Det er i utgangspunktet for få målinger til å få troverdige resultater når det kommer til sprekkplanene, for å få et godt statistisk grunnlag bør det være plottet med enn 100 målinger. Fall og fallretningen til de tolkede planene er presentert i Tabell 6.

Tabell 6: Tolkede spekksett med fall og fallretning

Set	Fall (°)	Fallretning (°)
1	76	39
2	79	78
3	78	233
4	18	183

Med utgangspunkt i fall/fallretningsmålingene har det også blitt konstruert en sprekkrose, se Figur 29. Denne sprekkrosen varierer noe fra den tidligere kartlagte.



Figur 28: Sprekkerose basert fra kartlegging i tunnelen.

10.2 JSC

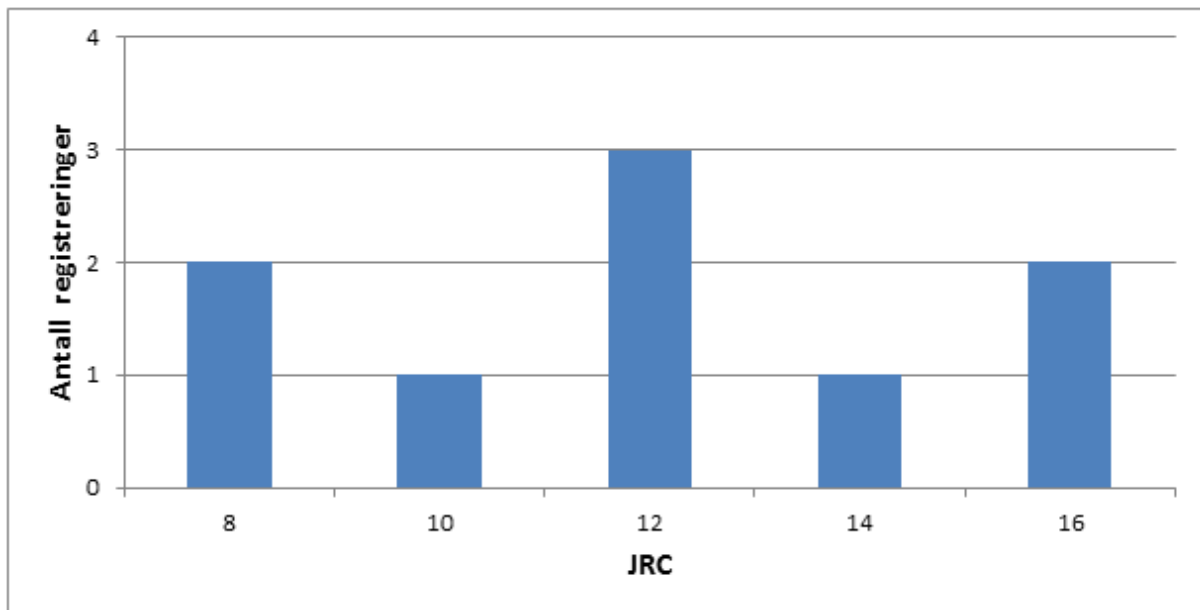
Under disse undersøkelsene ble JSC verdien kartlagt ved bruk av Schmidts hammer. Der er anbefalt å ta 20 målinger for å estimere en JSC verdi, hvor gjennomsnittverdien til de 10 høyeste verdiene blir benyttet i skjemaet i Vedlegg 9 (ISRM, 1979). Disse anbefalingene ble fulgt, med unntak for 2 JCS verdier hvor det ble tatt 18 istedenfor 20 målinger, resultatene anses som representative på tross av dette. Under estimeringen av JCS ble den gjennomsnittlige tettheten fra Tabell 1 brukt, dette gir basalten en enhetsvekt på 28.4 kN/m^3 . Tabell 7 viser den estimerte JCS for de fire målingene. Fullstendige resultater med samtlige Schmidt hammer verdier fra testene er vist i Vedlegg 9. Middelerdien til JCS verdiene var på $93,75 \text{ MPa}$, dette er lavere enn den enaksiale trykkfastheten til basalten, og kan dermed regnes som en gyldig verdi.

Tabell 7: De estimerte JCS verdiene for fire sprekker, med middelværdi.

Stuff	Fall/Fallretning	JCS (MPa)
R7 Nord	80/080	70
R7 Sør	80/070	80
R7 Sør	20/220	110
R7 Sør	70/225	115
Middelværdi		93,75

10.3 JRC

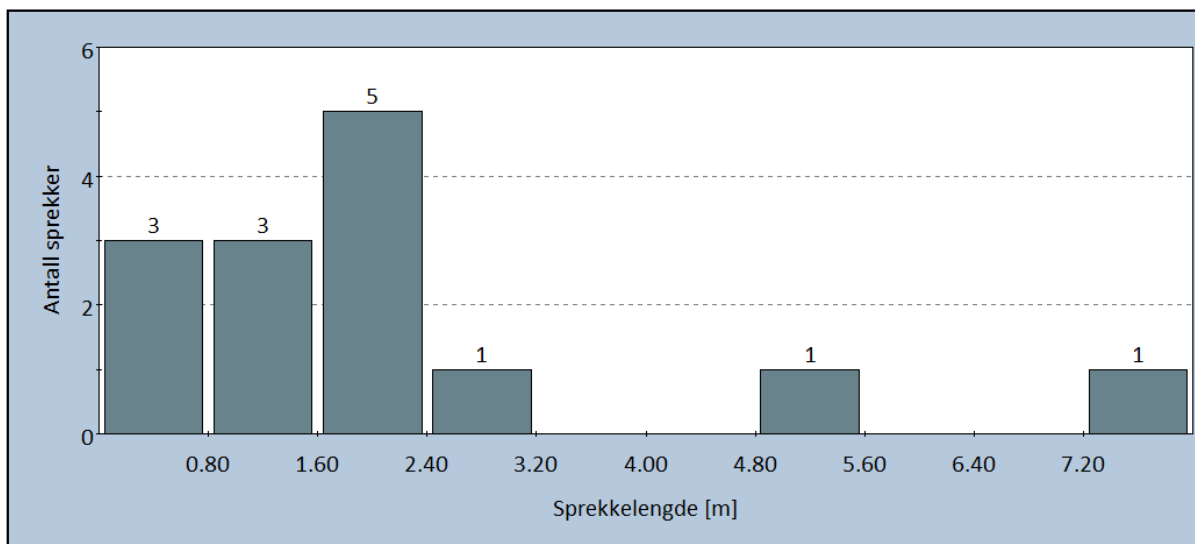
De sprekkene som ble observert på de ulike stuffene var ikke plane, de hadde dermed en viss ruhet. For å estimere ruhetskoeffisienten (JRC) til sprekkene ble ruhetsamplituden målt over en profillengde på ulike sprekkplan, sammenhengen mellom ruhetsamplituden og profillengde er gitt i Vedlegg 5. Det ble estimert ni JRC verdier, resultatene er presentert i Figur 29. Middelværdien basert på JRC målingene er 12.



Figur 29: Estimerte JRC verdier til sprekkplanene

10.4 Sprekkelengde

De fleste målingene er basert på øyemål, på noen få er det brukt målebånd. I alt har det blitt registrert lengde på 16 av sprekkene, resultatene av målingene er vist i Figur 30.



Figur 30: Registrerte sprekkelengder.

Dette gir en middelvei på 2,44 m på sprekkelengden, det er en del usikkerhet knyttet disse resultatene siden de aller fleste er målt med øyemål. Ved tidligere utførte målinger i dagen har det blitt målt en gjennomsnittslengde for alle sprekkene på rundt 5 m (Jernbaneverket, 2011b).

10.5 Sprekkeavstand

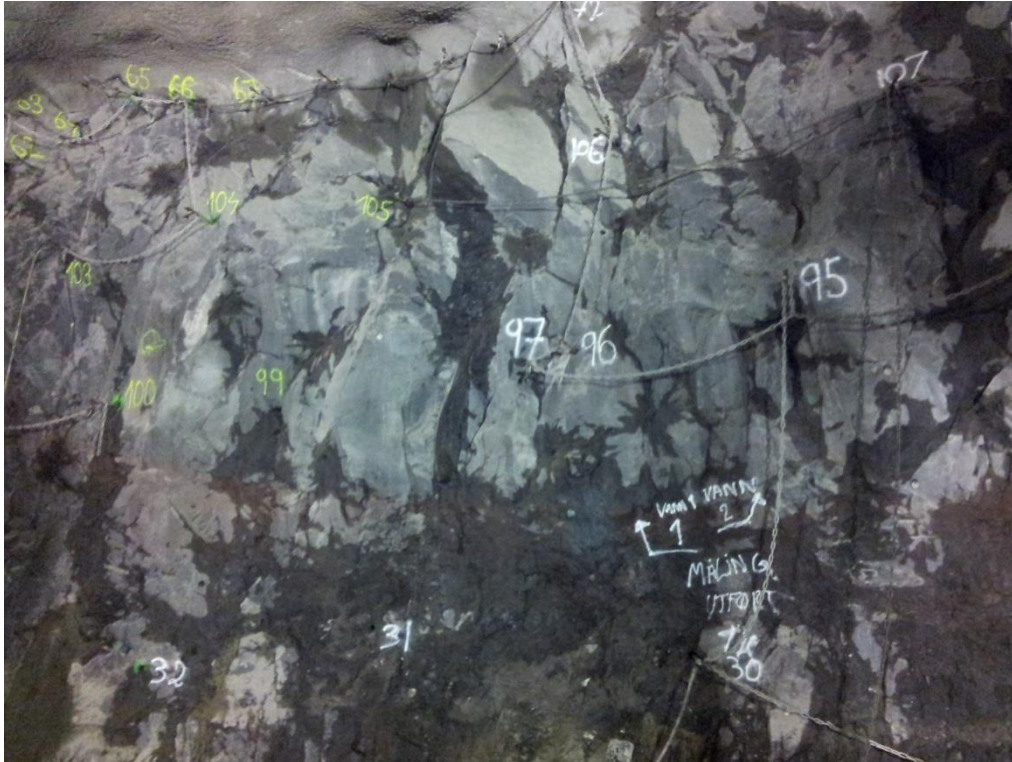
Under feltbefaringen ble ikke sprekkeavstanden registrert. Den har derimot blitt beregnet tidligere fra borekjerner. Avstanden mellom de steile sprekkene var på 1,36 m og 0,76 i to forskjellige borehull, gjennomsnitts avstand på lagdelingssprekkene var på 0,93m og 0,67 m i to borehull (Jernbaneverket, 2011a). Fra kartlegging i dagen ble det registrert en sprekkeavstand på 1,4 m (Jernbaneverket, 2011b)

10.6 GSI

Det ble estimert tre GSI verdier under feltbefaringene, vurderingene ble gjort sammen med kontrollingeniør fra Jernbaneverket. I alle tilfellene ble overflatene betraktet som uforvitret og fersk, noe som tilsvarer svært gode overflate forhold i GSI skjemaet (Vedlegg 3). Det som ble utslagsgivende for GSI verdien var de tilstedeværende strukturene, fotografier av stoffene ved R7 nord og R9 nord er vist i Figur 31 og Figur 32. De estimerte GSI verdiene er gitt i Tabell 8. Det ble registrert høyere GSI verdier i stasjonshallen, enn i den sørlige trompeten.

Tabell 8: GSI verdier estimert på stuff

Stuff	GSI
R7, nordlig stuff	85
R7, sørlig stuff	75
R9, nordlig stuff	60



Figur 31: Seksjon av stuff ved R7 sør



Figur 32: Seksjon av stoff ved R9 nord

11 Inngangsparametere i den numeriske modelleringen.

I denne seksjonen vil de benyttede inngangsparametere for den numeriske modelleringen presentert og drøftet. Parametere er valgt på grunnlag av tilgjengelig data, feltbefaringer utført av forfatter og konsultasjon med Charlie Li og Vidar Kveldsvik.

11.1 Spenningsverdier

I modellene antas det et gravitasjonsindusert spenningsfelt. Nord for forkastningssonen er spenningsverdiene satt etter anbefalingene av Diederichs 2012. Det er benyttet en overdekning på 56 m. Spenningskomponentene vil være følgende i Phase2:

- Vertikalespenningen er gravitasjonsindusert, Formel 1 benyttes av modellene.
- Største horisontalspenning på tvers av stasjonshall er gravitasjonsindusert, se Formel 2, med innlåste spenninger på 2,69 MPa.
- Minste horisontalspenning er lik vertikalspenningen

Sør for forkastningen har spenningsmålingene indikert at horisontalspenningene i dette området er indusert av gravitasjonskreftene (Kveldsvik, et al., 2011). Dette området har stort sett en lavere overdekning enn stasjonshallen, og i modellene er en overdekning på 36 m benyttet. Den vertikale spenningskomponenten er gravitasjonsindusert, Formel 1. De horisontale spenningene beregnes med Formel 2 og blir en funksjon av vertikalspenningen, her antas det at horisontalspenningene er lik i alle retninger.

11.2 Bergmekaniske verdier

De bergmekaniske verdiene for basalten er oppsummert i Tabell 1, disse verdiene vil bli benyttet som inngangsparametere for den intakte bergmassen. GSI verdien som benyttes i modellene nord for forkastningssonen er 80, dette er gjennomsnittsverdien av de to verdiene nord for forkastningssonen. For modellene sør for forkastningen benyttes en GSI verdi på 60, som er den eneste verdien som er estimert sør for sonen. For å beregne parametere som benyttes i Hoek-Brown kriteriet må også sette en forstyrrelsesfaktor (D) og materialparameter for intakt berg (m_i) defineres. For Basalt anbefaler Phase2 at en m_i på rundt 25, denne verdien vil benyttes i samtlige modeller.

Siden stasjonshallen drives med konvensjonell drift er det muligheter for at deler av berget nært konturen kan bli skadet som følger av sprengning. Det er derfor antatt at bergmassen

inntil 2 m fra konturen blir noe forstyrret. Det er ønsket en minimal sprengingsødeleggelse under utsprenging ved dette prosjektet og forsiktig sprenging tilstrebes, derfor er D satt til 0,2 for den skadde bergmassen. Resterende av bergmassen er antatt til å være uforstyrret og har en D på 0.

Som følger av dette er det i hver modell 2 typer materialer, "forstyrret bergmasse" og "uforstyrret bergmasse". I modellene vil Youngs modulus til bergmassen bli benyttet, denne beregnes med Formel 6. Youngs modulus for materialene som benyttes i modellene er gitt i Tabell 9 og Tabell 10.

Tabell 9: Youngs modulus for bergmassen nord forkastningssonen

Bergart	E_{rm} (GPa)
Uforstyrret basalt	30,8
Forstyrret basalt	26,7

Tabell 10: Youngs modulus for bergmassen sør forkastningssonen

Bergart	E_{rm} (GPa)
Uforstyrret basalt	18,2
Forstyrret basalt	14,3

11.3 Materialtekniske parametere

Materialene i modellene er satt til plastisk, som følger av dette vil bergmassen gå i brudd når spenningene overskrider bergmassens styrke. Basalt er en type II bergart, som følger av dette mister bergarten mye av sin lastbærende egenskap etter brudd. Bruddkriteriet som benyttes i samtlige modeller er det generelle Hoek-Brown kriteriet. For å benytte seg av dette kriteriet det må flere materialtekniske parametere bestemmes. Ved bruk av programmet RocLab kan verdiene $m_{b,peak}$, S_{peak} og a_{peak} beregnes. Residualverdiene er vanskeligere å beregne og det finnes ikke klare lover eller formler for å definere disse verdiene, dette gjøres stort sett basert på erfaringer (Hoek, 2007b). Som nevnt i avsnitt 6.1 er det rimelig å anta at klasse II bergarter etter brudd har rundt 1/3 av sin maksimale lastbærende evne. Siden det generelle Hoek-Brown kriteriet er et ikke er et lineært kriterium

vil denne verdien bli kvadrert, dette som gir de residuale parameterne en verdi på 1/6 av peak verdiene til m_b og s (Li, 2013). Residual parameteren for a er antatt til å være den samme som a_{peak} . Materialtekniske parametere som benyttes i modellene er gitt i Tabell 11 og Tabell 12.

Tabell 11: Materialparametere for materialene nord for forkastningssonen

Bergart	$m_{b, peak}$	s_{peak}	a_{peak}	$m_{b, residual}$	$s_{residual}$	$a_{residual}$
Uforstyrret basalt	12,2385	0,1084	0,5006	2,0398	0,0181	0,5006
Forstyrret basalt	11,3048	0,0925	0,5006	1,8841	0,0154	0,5006

Tabell 12: Materialparametere for materialene sør for forkastningssonen

Bergart	$m_{b, peak}$	s_{peak}	a_{peak}	$m_{b, residual}$	$s_{residual}$	$a_{residual}$
Uforstyrret basalt	5,9913	0,0117	0,5028	0,9985	0,0020	0,5028
Forstyrret basalt	5,1119	0,0085	0,5028	0,8520	0,0014	0,5028

11.4 Sprekkeparametere

Kartleggingen i har avdekket 4 mulige sprekkesett, hvorav tre av disse er steile og ett sett er lagdelingssprekker.

I et flertall av modellene er det lagt inn sprekkesett, det er lagt inn et steilt og et horisontalt. Fallvinkelen i Phase2 er for det steile settet er satt 85° og det horisontale til -12° , noe som er vurdert fra observasjoner på stoff og sprekkemålingene. Avstanden til sprekke har blitt kartlagt med kjerneboringer til rundt 1 m, dette vil forårsake et kompleks sprekke mønster i modellene som er vanskelig å modellere. På grunn er dette en sprekkeavstand på 2 m brukt i samtlige modeller med sprekkesett.

Det vil bli presentert to typer modeller med sprekkesett, en modell med to gjennomsettende sprekkesett og en modell med to tilfeldig plasserte sprekkesett. Modellen med gjennomsettende sprekker er ment som en konservativ modell og den med tilfeldige sprekker er designet som en mer realistisk modell.

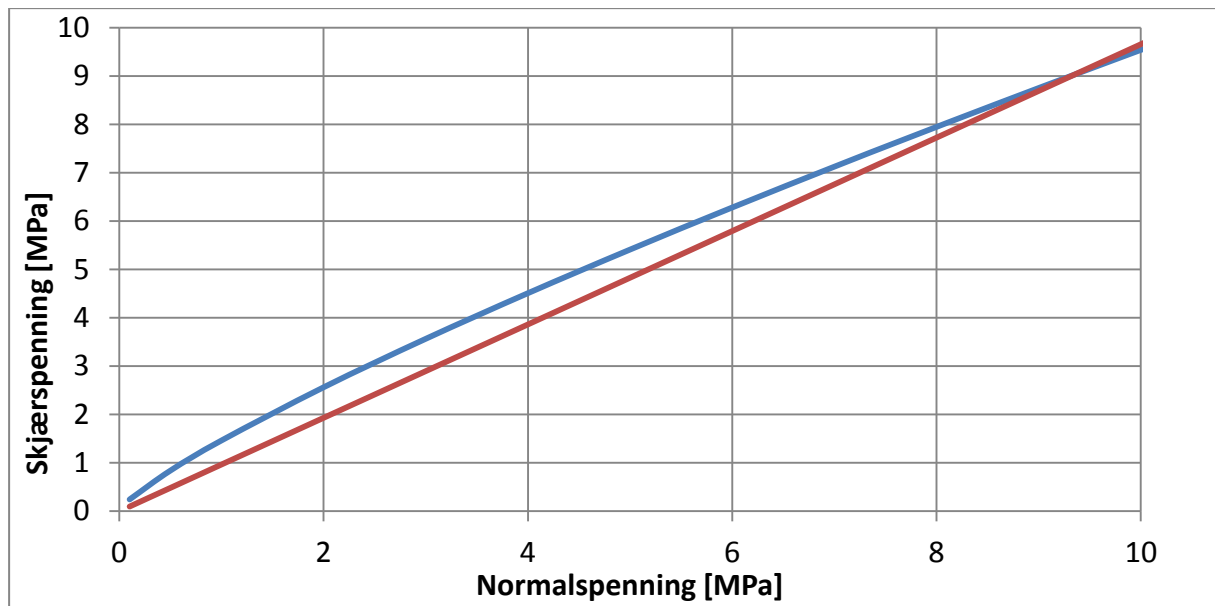
Modellene med tilfeldig plasserte sprekker har sprekkeene en lengde på 5 m, dette var gjennomsnittslengden som ble kartlagt i dagen i tidligere utførte undersøkelser. I tillegg må også en "Persistence" (vedholdenhet) velges i Phase2, denne verdien varierer mellom 0-1, når verdien er 1 er sprekken helt gjennomsettende. Det vil bli benyttet en "Persistence" på 0,5 i modellene, noe som er en antagelse. I rapporten Diederich (2012) har det blitt foreslått ulike sprekkestivheter til sprekkeene med slakt fall og de steile sprekkeene. I modellene som utføres av undertegnede skiller det ikke på sprekkeparameterne. Dermed er de benyttede sprekkestivheten i modellene er en gjennomsnittsverdi av verdiene foreslått av Diederich (2012), se Tabell 13.

Skjærstyrkekriteriumet som benyttes er som nevnt Barton-Bandis. Det er utført få registreringer av JRC og JCS på lagdelingen, grunnet dette vil gjennomsnittsverdiene til samtlige JRC og JCS målinger bli benyttet for begge sprekkesett. Friksjonsvinkelen som benyttes er den samme i Tabell 2, 32°, siden overflaten i stasjonshallen er uforvitret er den residual friksjonsvinkel lik basis friksjonsvinkel. Inngangsparameterne i Barton-Bandis kriteriet for sprekkeene er gitt i Tabell 13. Ved bruk av disse inngangsparameterne blir friksjonsvinkelen til sprekkeene en funksjon av normalspenningen.

Tabell 13: Inngangsparametere i Barton-Bandis skjærkriterium samt normal- og skjærstivhet til sprekkeene

JRC	JCS [MPa]	Residual friksjonsvinkel [°]	Normalstivhet [MPa/m]	Skjærstivhet [MPa/m]
12	92	32	15 000	1 500

Dette gir sprekkeene en forholdsvis lik styrke som det som er benyttet i NGIs modeller, dette er illustrert i Figur 33.

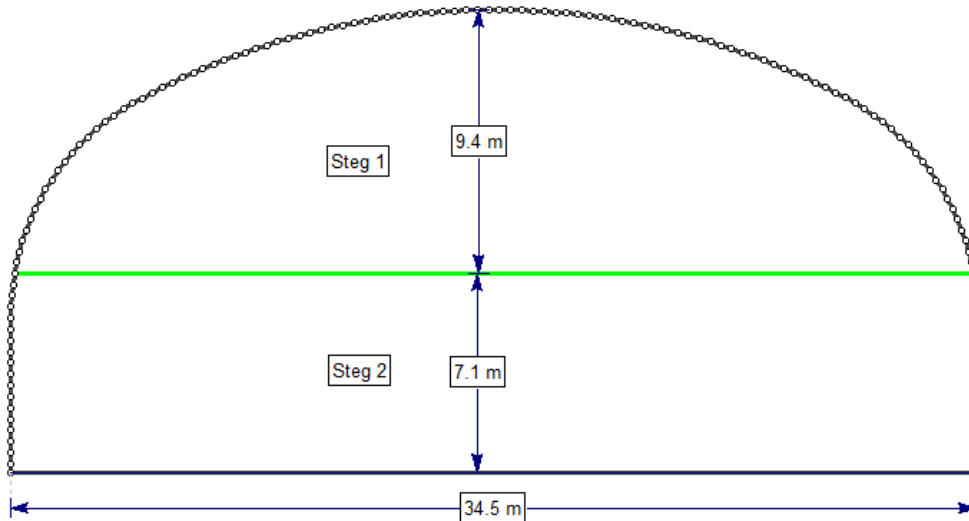


Figur 33: Skjærstyrken til sprekkene i egne og NGIs modeller. Rød linje er skjærstyrken NGI benytter med friksjonvinkel på 44° og kohesjon lik null. Blå linje er skjærkriteriet som benyttes i egne modeller.

11.5 Profil av stasjonshall og trompet sør for forkastningssonen

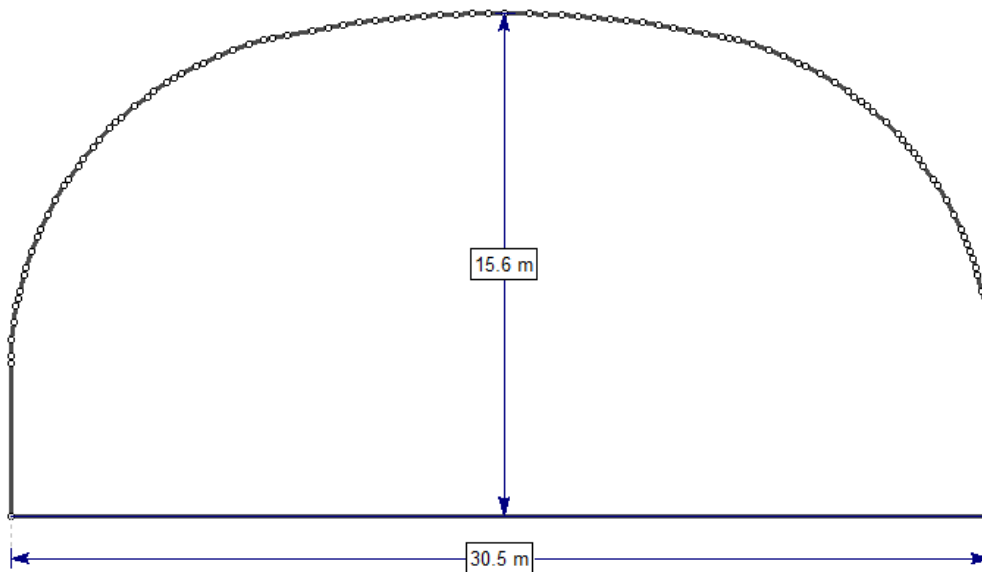
Stasjonshallen har en høyde på rundt 16,5 m og en bredde på 34,5. Profilet til stasjonshallen for ble oversendt av Vidar Kveldsvik 29.05.13, se

Figur 34. For å forenkle modellen vil profilet bli drevet ut i 2 drivesteg.



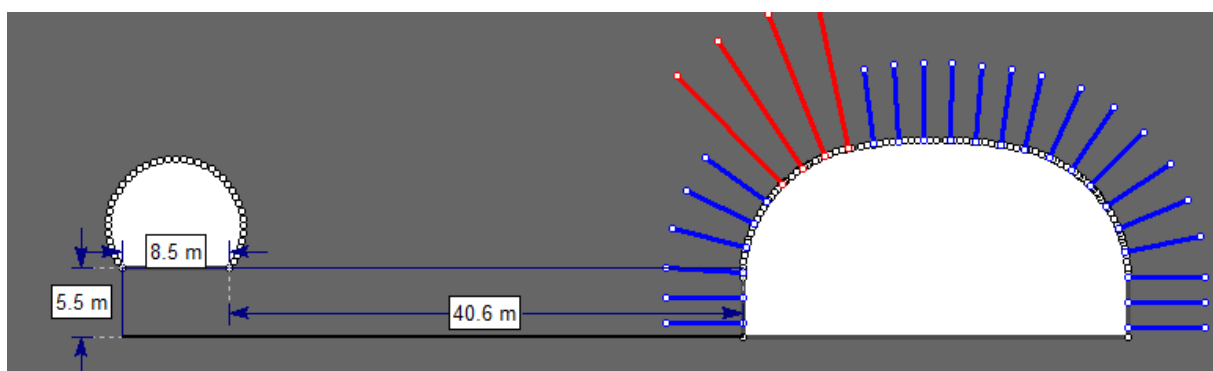
Figur 34: Profil for stasjonshallen

Profilet for den sørlige trompeten ble oversendt av Vidar Kveldsvik, 29.05.2013. Dette tverrsnittet vil bli drevet ut i 1 steg i modellene, dette er for å forenkle modellen.



Figur 35: Dimensjonene til modellene sør for forkastningssonen

Avstanden til Holmestrand tunnelen fra den sørlige trompeten er rundt 40 m, dette er målt utfra plantegning UVB-53-C-14005. Holmestrandtunnelen er antatt til å være en T8,5, plasseringen i forhold til modell er vist i Figur 36. Vanligvis vil et bergrom ha en innflytelsessone som er 1,5 ganger diameteren av tunnelen (Li, 2010). Dermed er avstanden til stasjonshallen fra Holmestrandtunnelen såpass lang at tunnelen ikke vil påvirke den sørlige trompeten.



Figur 36: Plassering av Holmestrandtunnelen i forhold til den sørlige trompeten

11.6 Benyttet sikring og inngangsparametere

I modellene vil det bruk tilnærmet lik sikring som i NGIs modeller fra 2011; fiberarmert sprøytebetong og fullt innstøpte bolter, med en lengde på 6 og 12 m. I modellen sør for forkastningssonene at det er benyttet 6 m lange bolter i følge Kvelsvik 2011. Tolkning av

boltelengde i Figur 25 tilsier derimot at det ikke stemmer, boltelengden som er benyttet i NGIs modeller er i realiteten 8 m.

Sprøytebetongen skal ha en minimumstykkelse på 20 cm, denne tykkelsen vil bli benyttet i modellene. De materialtekniske egenskapene som benyttes for sprøytebetongen i modellene er oppsummert i Tabell 14.

Tabell 14: Materialtekniske parametere for fiberarmert sprøytebetong.

Youngs modul [GPa]	Poissons forholdstall	Tensilstyrke [MN]	Residual tensilstyrke [MN]	Enaksiell trykkfasthet [MPa]	Residual enaksiell trykkfasthet [MPa]
20	0,2	4	0	35	17,5

En enaksiell trykkfasthet på 35 MPa er minimumskravet i anbudsbeskrivelsen. En tensilstyrke på 4 MN er i satt etter minimumskrav som benyttes i Sverige. E-modulen er satt til 20 GPa, dette er basert på en muntlig meddelelse fra Reidar Kompen i Vegdirektoratet (Kveldsvik, 2012). Resterende parametere er basert på den foreløpige rapporten til Kveldsvik (2011)

Boltene blir installert med en avstand på 2,2 m i området nord for forkastningssonen, sør for denne sonen benyttes en avstand på 2 m. Dette er likt modellene i Kveldsvik 2011. Det blir benyttet CT-bolt i mesteparten av stasjonshallen. I programmet Phase2 er dette har dette blitt satt som en endeforankret bolt, på tross av at CT-bolten er en fullt innstøpt bolt. Dersom fullt innstøpt bolt benyttes i Phase2 vil mange av boltene gå i brudd grunnet samvirke med sprekker, dette er ikke ansett til å være realistisk i virkeligheten (Jernbaneverket, 2013). De materialtekniske egenskapene til boltene er basert på tidligerer rapporter, se Tabell 15.

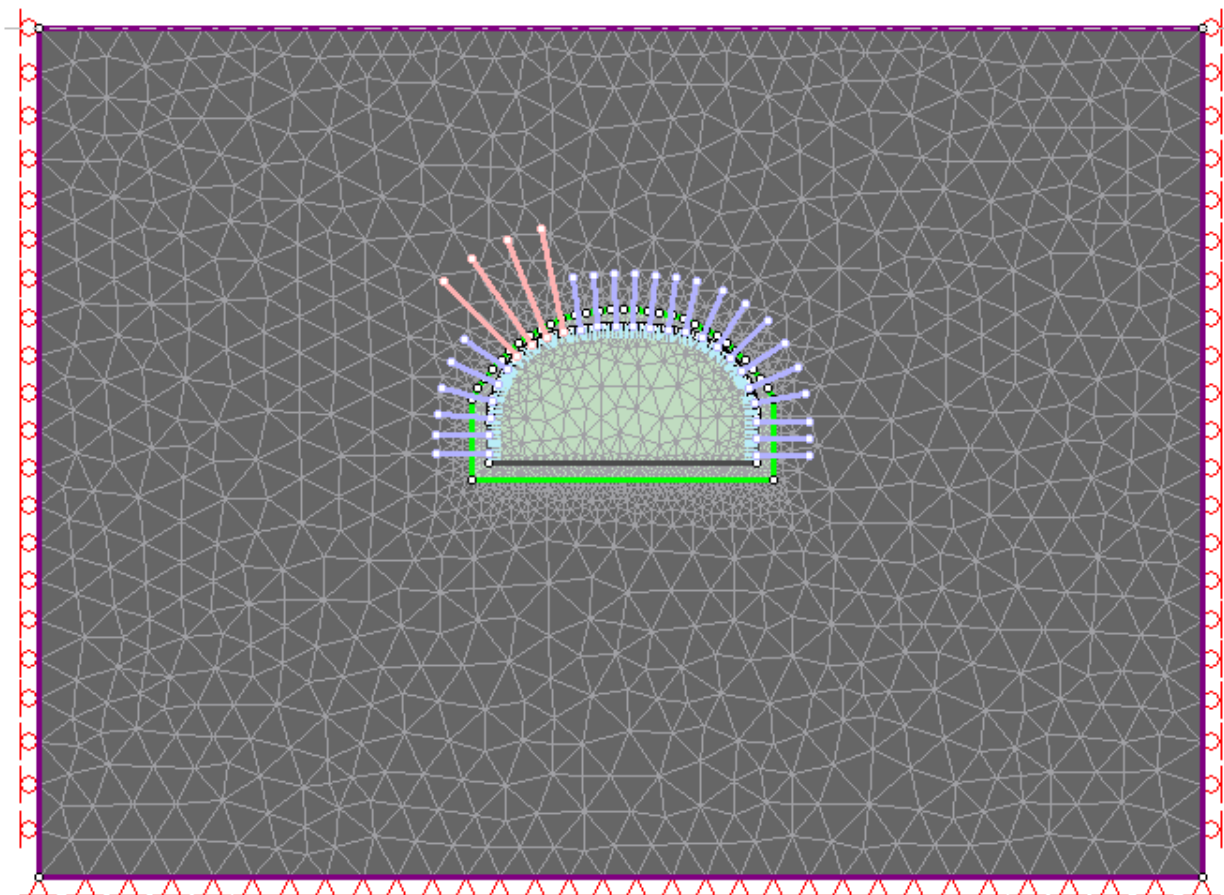
Tabell 15: Materialtekniske parametere for CT-boltene med ulik lengde (Jernbaneverket, 2013)

Boltelengde	Diameter [mm]	Forspenning [MN]	Youngs modul [MPa]	Tensilstyrke [MN]	Residual tensilstyrke [MN]
6 m	22	0,05	200 000	0,23	0
12 m	30,5	0,05	200 000	0,425	0

12 Resultater fra numeriske analyse med sikring som benyttet ved anlegget.

I denne seksjonene vil resultatene fra modellene bli presentert, det vil legges vekt på forskyvninger i hengen, belastning på bergsikringen, brudd i bergmassen samt brudd langs sprekkeplan. I alle modelleringer er 3 "noded triangles" benyttet, dette er grunnet datamaskinens begrensede kapasitet. I alle modeller er bunnen låst i x- og y-retning, mens sidene er låst i x-retning, toppen er ulåst, se

Figur 37.



Figur 37: Eksempel på profil benyttet i modelleringen, også visst er hvor modellen er låst i x og/eller y-retning.

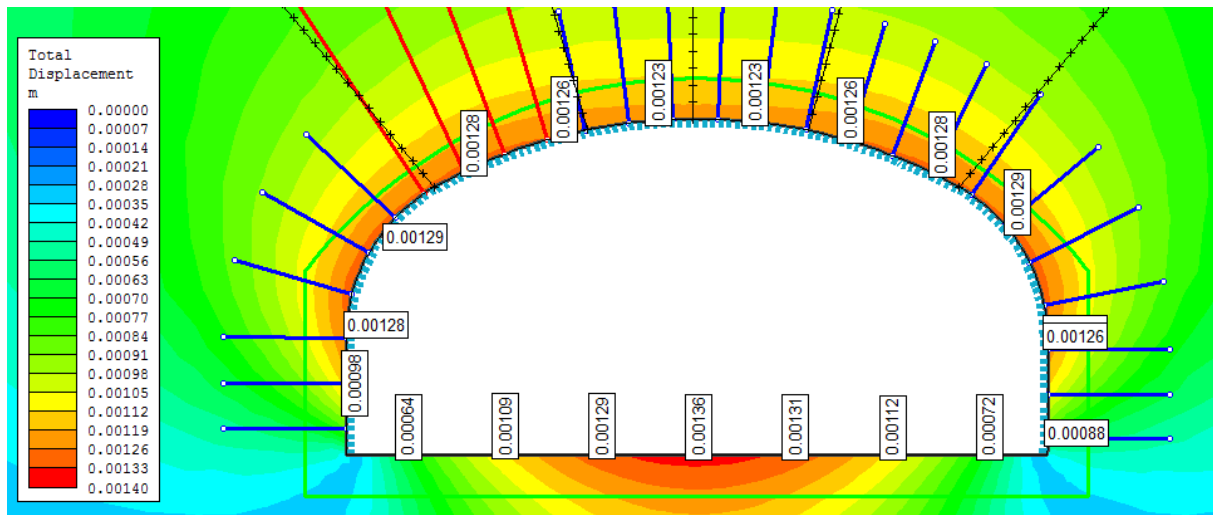
For samtlige modeller er det deformasjonene i hengen, sikringsmiddlens ytelse og brudd i sprekker og bergmasse som vektlegges. Alle modellene ses langs en økende kilometerretning (SSØ).

12.1 Modeller nord for forkastningssonen

Nord for forkastningssonene er 3 numeriske modeller presentert: en uten, en med gjennomsettende og en med tilfeldige plasserte sprekker

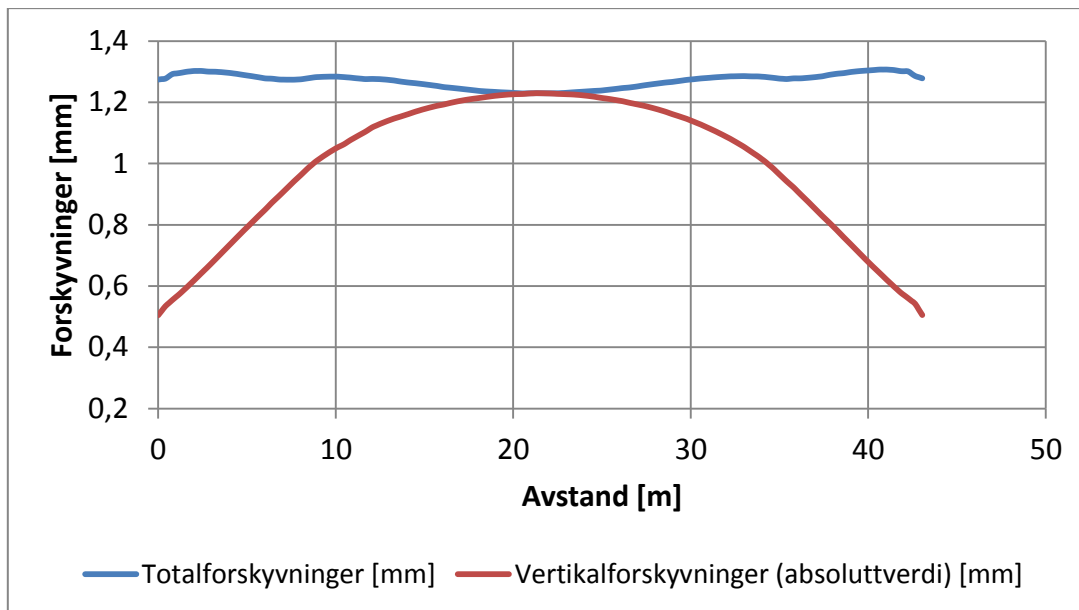
12.1.1 Model uten sprekker.

Det oppstår ikke brudd i bergmassen. I modellen er de de største forskyvningene i taket rundt 1,3mm, se Figur 38



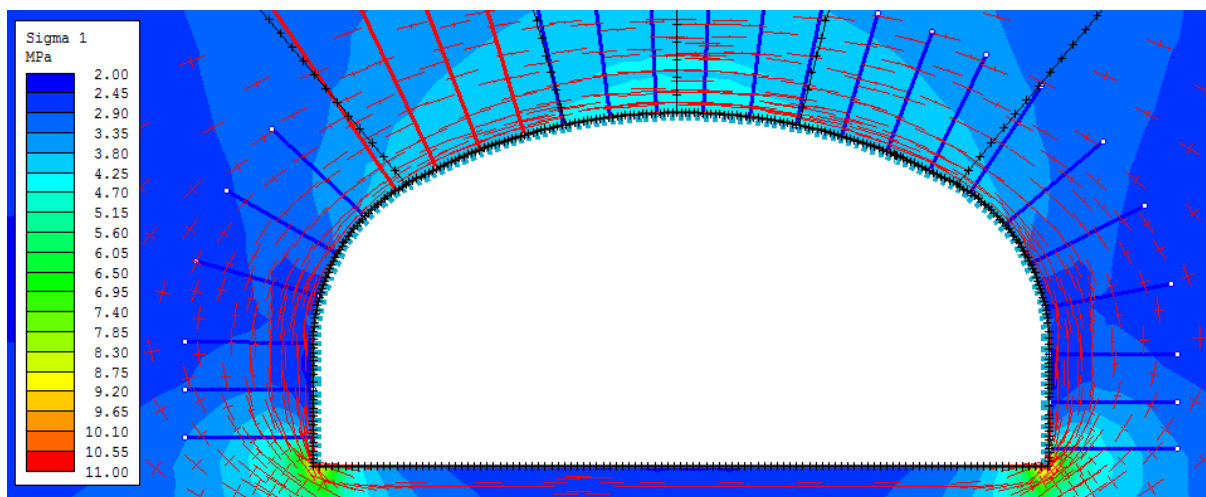
Figur 38: Totale forskyvninger for modellen.

For å illustrere totale- og vertikalforskyvninger langs tunneltaket har det blitt laget et diagram, se Figur 39. Fra denne figuren ser vi at de største vertikalforskyvningene skjer midt i hengen, mens de totalforskyvningene er har en relativ jevn størrelse langs taket.



Figur 39: Total- og vertikaldeformasjoner langs tunneltaket. Nullpunktet på x-aksen er overgangen mellom hengen og veggen på høyre side av modellen.

Spenningsfordelingen til største hovedspenning rundt stasjonshallen er gitt i Figur 40, sigma 1 vil representere tangensialspenningen rundt tunnelkonturen.

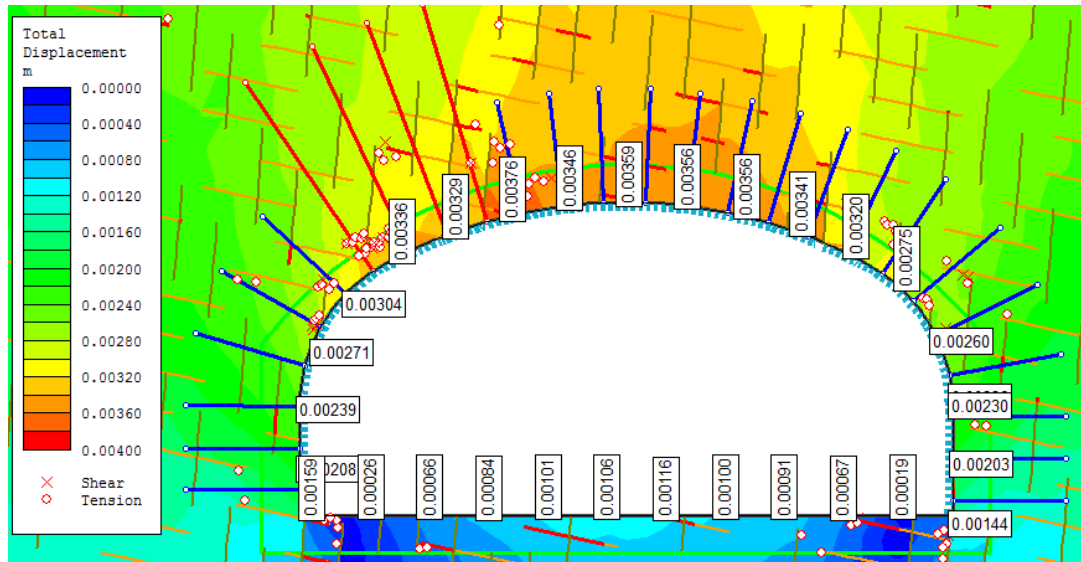


Figur 40: Spenningsfordeling rund stasjonshallen.

I denne modellen går ingen av sikringsmidlene i brudd. For sprøytebetongen er den maksimale lasten på er 1,15 MN, den minste -0,29MN, se Vedlegg 10 Lasten på boltene er også lav, den maksimale lasten er på 0,057 MN, se Vedlegg 11.

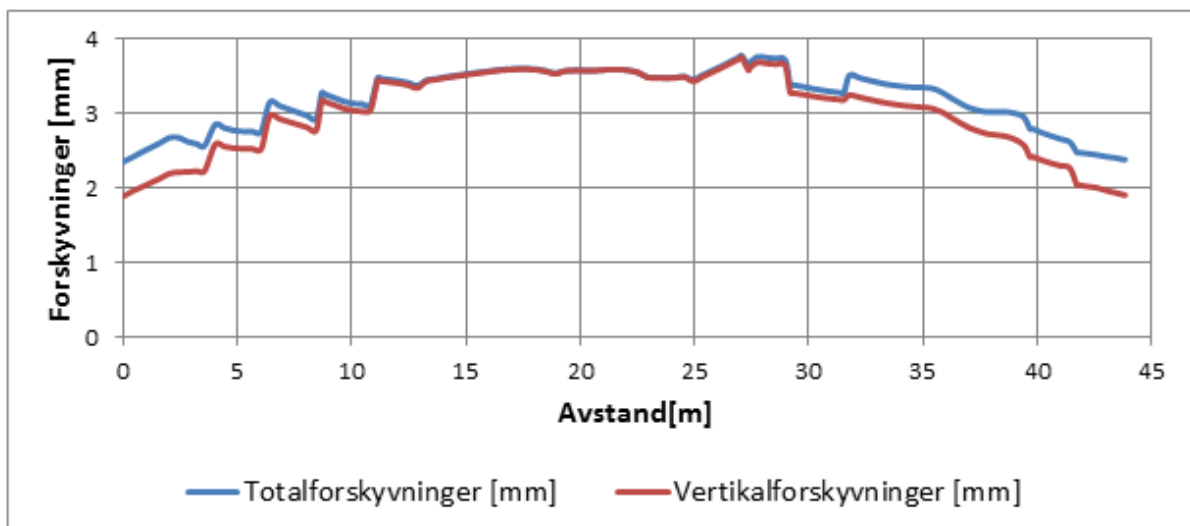
12.1.2 Model med tilfeldig plasserte sprekker

I denne modellen oppstår det enkelte brudd bergmassen og i sprekker, se Figur 41. Brudd i bergmassen oppstår som regel i områder nært konturen og sprekker som er gått i brudd.



Figur 41: Totalforskyvninger i modellen, samt sprekker og bergmasse som er gått i brudd.

De største totalforskyvningene langs tunnelkonturen er rundt 3,7 mm. Det området hvor de høyeste forskyvningene oppstår er på venstre siden av hengen, her dannes enkelte kiler mot tunnelkonturen, se Figur 42. Det er i dette området hvor det kan dannes en større kile. Det er ikke stor forskjell mellom de totale og vertikale forskyvningene.



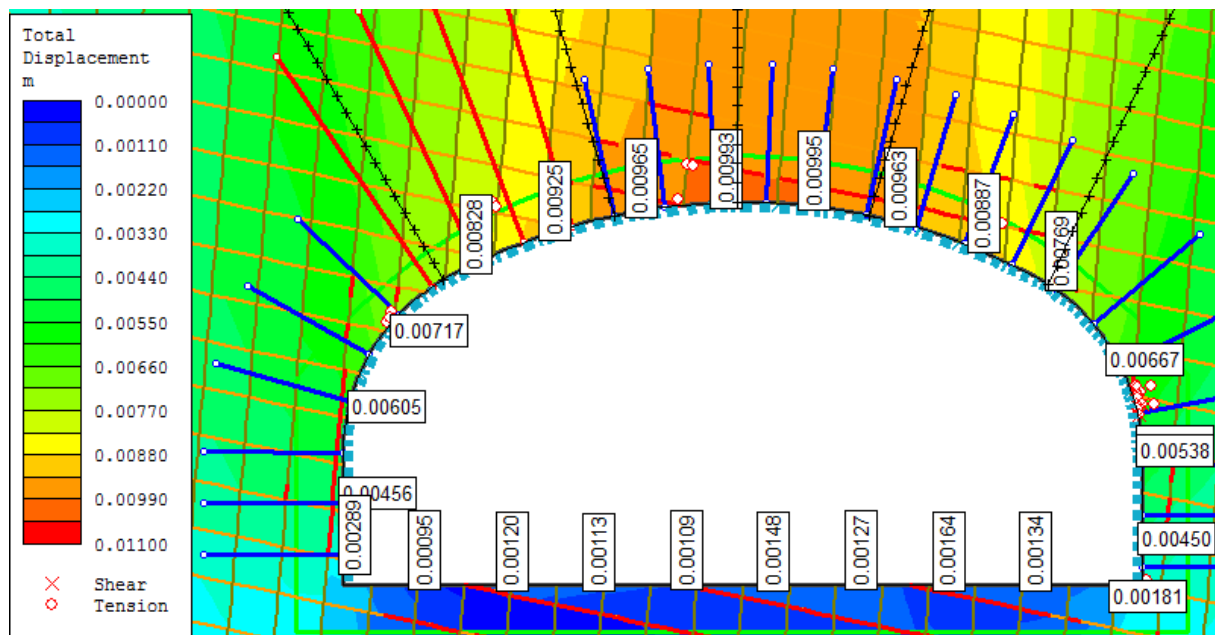
Figur 42: Total- og vertikalforskyvning langs tunneltaket. Nullpunktet på x-aksen er overgangen mellom hengen og veggen på høyre side av modellen.

I denne modellen går ingen av sikringsmidlene i brudd. For sprøytebetongen er den maksimale lasten på 0,77 MN og den minste lasten er på -0,27 MN, se Vedlegg 12

For boltene er den maksimale lasten på 0,062 MN og den minimale lasten er på 0,053 MN, se Vedlegg 13.

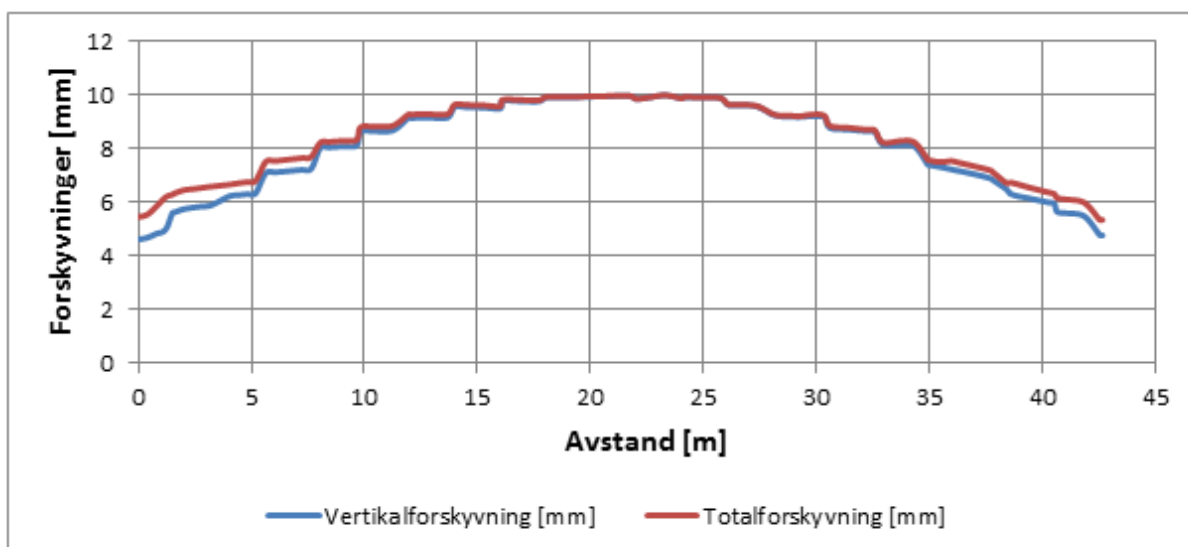
12.1.3 Modell med gjennomsettende sprekker.

Det oppstår enkelte brudd i bergmassen, disse oppstår som regel i områder nært konturen og sprekker som er gått i brudd, se Figur 43. Det oppstår faktisk mindre brudd i denne modellen enn i modellen med tilfeldige sprekker. Med sprekker i hele materialområdet klarte ikke maskinen å fullføre beregningene, dermed ble sprekkeområdet redusert. Dette kan ha påvirket resultatene.



Figur 43: Totalforskyvninger i modellen, også visst er brudd i bergmassen, sprekker og sikringsmidler.

Forskyvningene langs taket er høyere enn de andre modellene. De høyeste forskyvningene langs taket er rundt 10 mm og oppstår midt i hengen, se Figur 44.



Figur 44: Deformasjoner langs tunneltaket. Nullpunktet på x-aksen er overgangen mellom hengen og veggen på høyre side av modellen.

Det oppstår ikke brudd i verken sprøytebetongen eller i boltene. Den maksimale lasten på sprøytebetongen er 1,04 MN, den minste lasten er på -0,008 MN, se Vedlegg 14

For største lasten på boltene på 0,08 MN og minste last er 0,053 MN, se Vedlegg 15

12.1.4 Oppsummering

For å oppsummere og enkelt sammenligne resultatene fra modelleringen nord for svakhetssonen er Tabell 16 laget. Som forventer er de største forskyvningene og last på sikringsmidlene for modellen med gjennomsettende sprekker. I modellen med tilfeldige sprekker oppstår det noe mer forskyvninger enn i modellene uten sprekker.

Tabell 16: Resultatene fra de numeriske analysene nord for svakhetssonen.

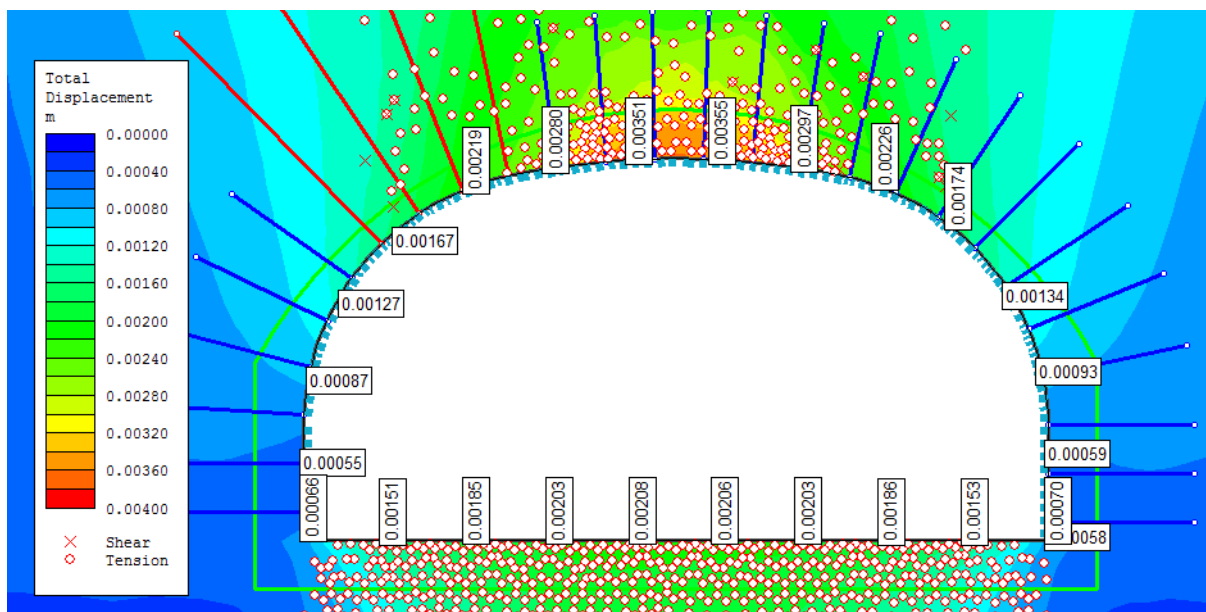
Modell	Maks. Forskyvning i hengen [mm]	Maks. boltekraft [MN]	Maks. spenning i sprøytebetong i prosent av 35 MPa [%]	Min. spenning i sprøytebetong i prosent av -4 MPa [%]
Uten sprekker	1,2	0,057	16	36
Med tilfeldige sprekker	3,7	0,062	11	34
Gjennomsettenende sprekker	10,0	0,08	15	11

12.2 Modeller sør for forkastningssonen

I denne seksjonen vil resultatene fra 4 modeller bli presentert: en uten sprekker, en uten sprekker med Holmestrand tunnelen, en med tilfeldig plasserte sprekker og en med gjennomsettende sprekker.. Grunnet de lave horisontalspenningene for det forventet lite horisontalforskyvninger. Forskyvningene som presenteres er totale, for disse vil vertikalforskyvningene være tilnærmet all forskyvning som registreres.

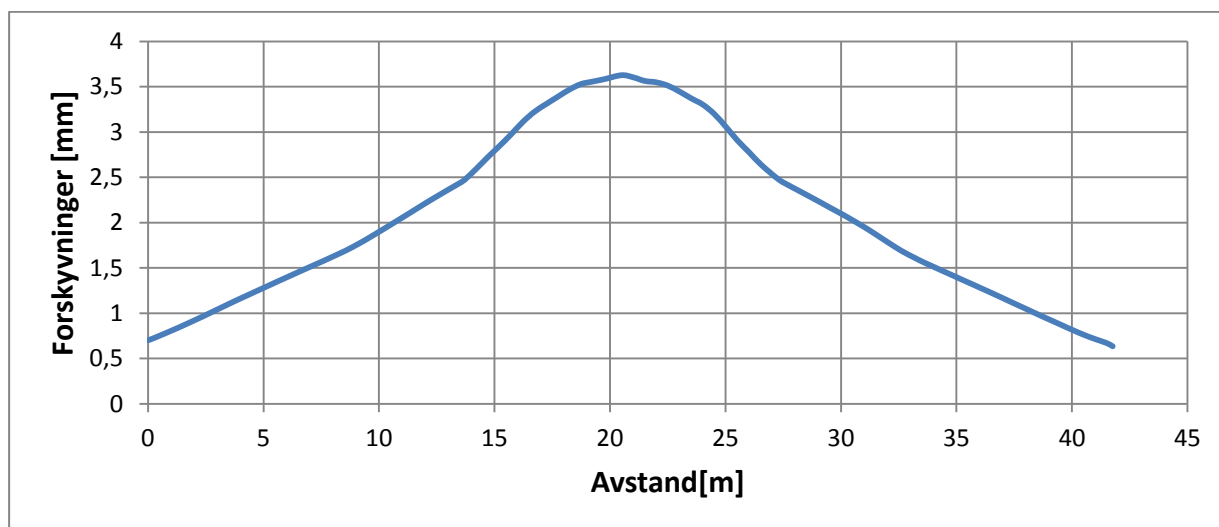
12.2.1 Modell uten sprekker

I denne modellen oppstår det en del tensjonsbrudd i bergmassen over taket og under gulvet, Figur 45. Dette oppsto ikke i modellen uten sprekker nord for forkastningssonen. For området sør for forkastningssonen vil spenningsforholdene og lavere GSI gjøre bergmassen mer utsatt for brudd.



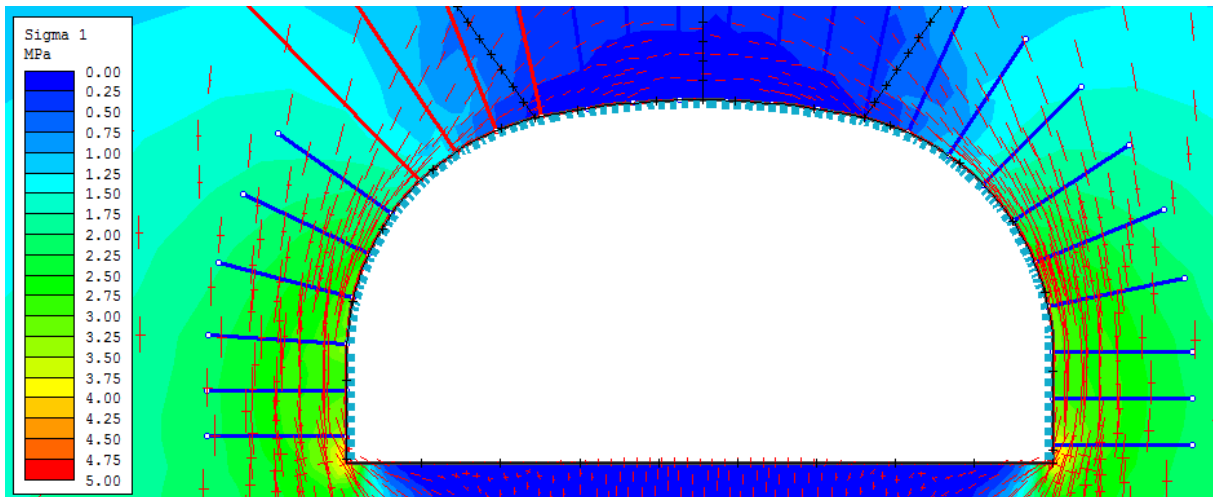
Figur 45: Totalforskyvninger i modellen, også avmerket er hvor brudd oppstår i bergmassen.

Den høyeste forskyvningen registrert er på rundt 3,8 mm og oppstår i midt i taket, se Figur 46.



Figur 46: Totalforskyvninger registret i modellene. Nullpunktet på x-aksen er overgangen mellom hengen og veggen på høyre side av modellen.

I denne modellen er ikke forskyvningene jevnt fordelt som i modellen nord for forkastningssonen. Spenningsfordelingen rundt tunnelåpningen til største hovedspenning er gitt i Figur 47. Denne figuren viser at den tangensiale spenningen er 0 i midt i taket, noe som forårsaker tensjonsbruddene.



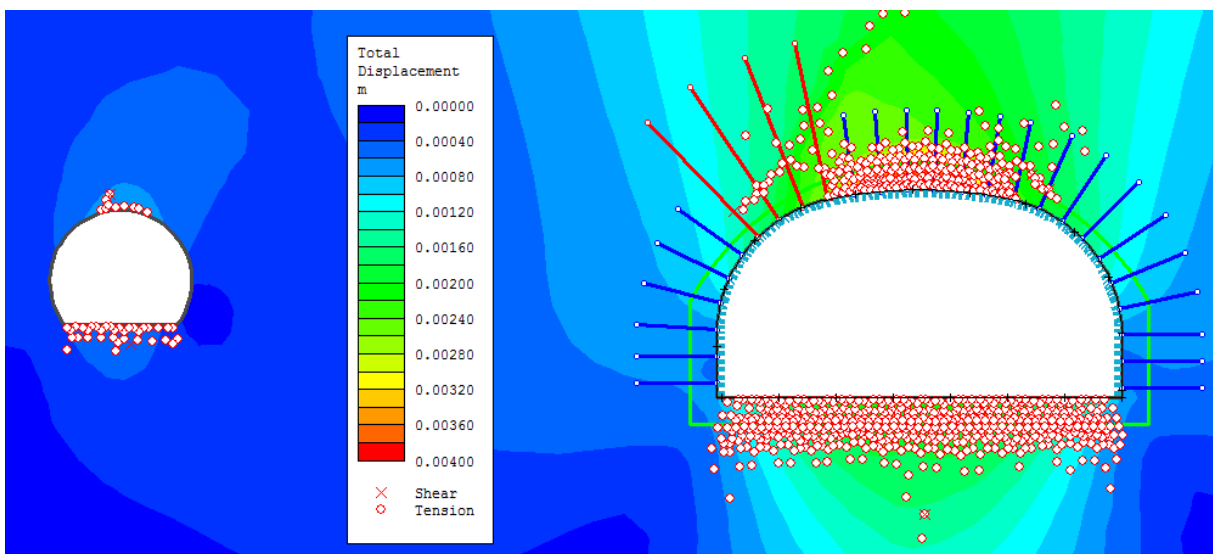
Figur 47: Spenningsfordelingen rundt tunnelåpningen.

Det oppstår ikke brudd i noen av sikringsmidlene. Den maksimale lasten på sprøytebetongen er på 0,913 MN og den minste er på -0,16 MN, se Vedlegg 16. Den minste lasten oppstår midt i hengen.

For boltene er den maksimale lasten på 0,067 MN og den minste er på 0,047, se Vedlegg 17. Boltene med størst belastning er plassert midt i hengen.

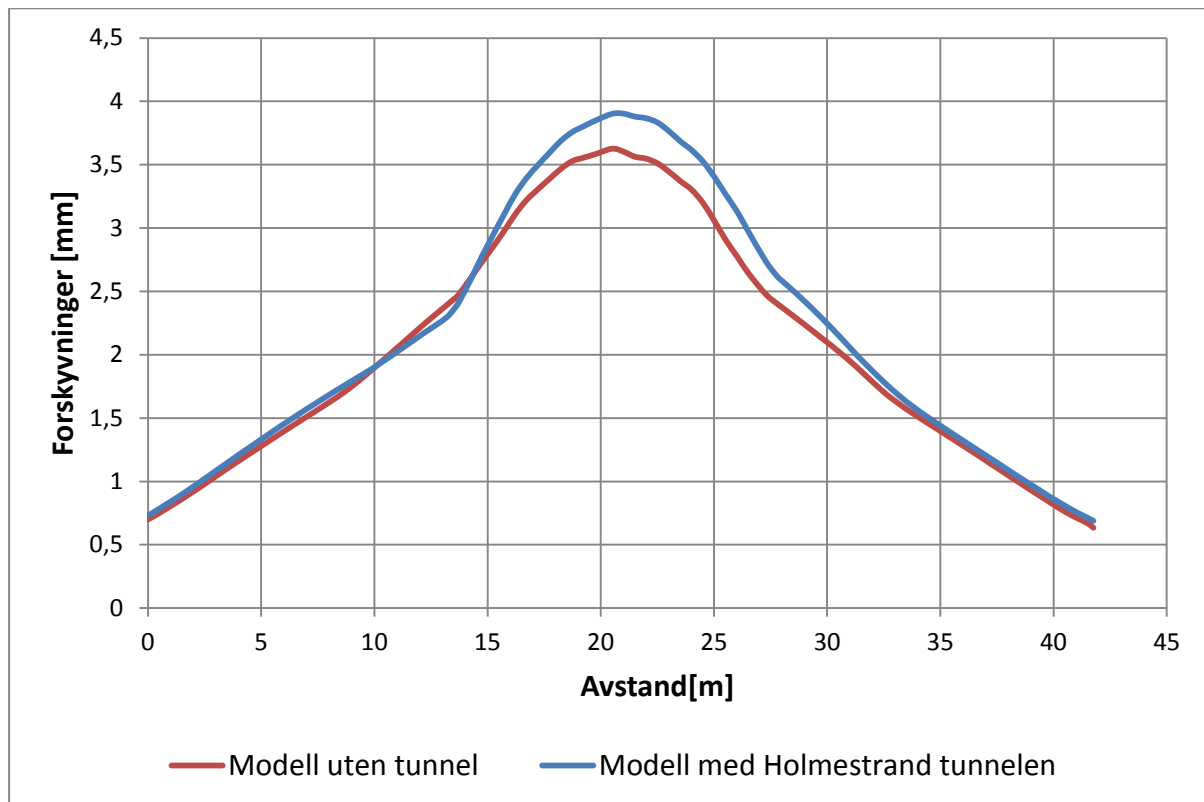
12.2.2 Modell uten sprekker, med Holmestrand tunnelen

I denne modellen ble det benyttet et tettere mesh enn modellen i 12.2.1, dette kan ha påvirket resultatene. Det oppstår i en del tensjonsbrudd midt i taket i dette profilet, se Figur 47.



Figur 48: Totalforskyvninger i modellen, også avmerket er hvor brudd oppstår i bergmassen.

De totale forskyvningene er som for modellen uten Holmestrandtunnelen størst i midt i hengen, denne største registrerte verdien er rundt 3,9 mm, se Figur 49. Også lagt inn i denne figuren er forskyvningene registrert for modellen uten Holmestrandstunnelen. Forskjellen i forskyvninger er av forholdsvis liten, under 0,5 mm.



Figur 49: Forskyvninger langs tunneltaket. Nullpunktet på x-aksen er overgangen mellom hengen og veggen på høyre side av modellen.

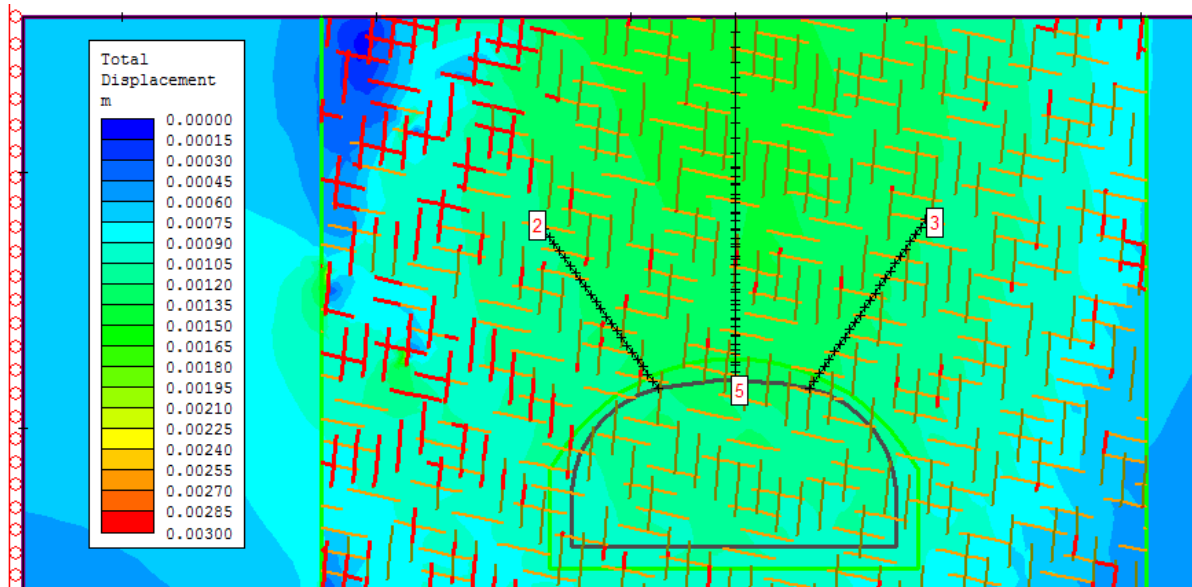
I denne modellen går ingen av sikringsmidlene i brudd. Den maksimale lasten på sprøytebetongen er 0,977 MN, den minste -0,139 MN, se Vedlegg 18. Den minste lasten er lokalisert midt i taket.

For boltene er den maksimale lasten på 0,069 MN, den minste er -0,049 MN. Belastningen generelt for sikringsmidlene er svært lik for modellene med og uten Holmestrandtunnelen

12.2.3 Modell med tilfeldig plasserte sprekker

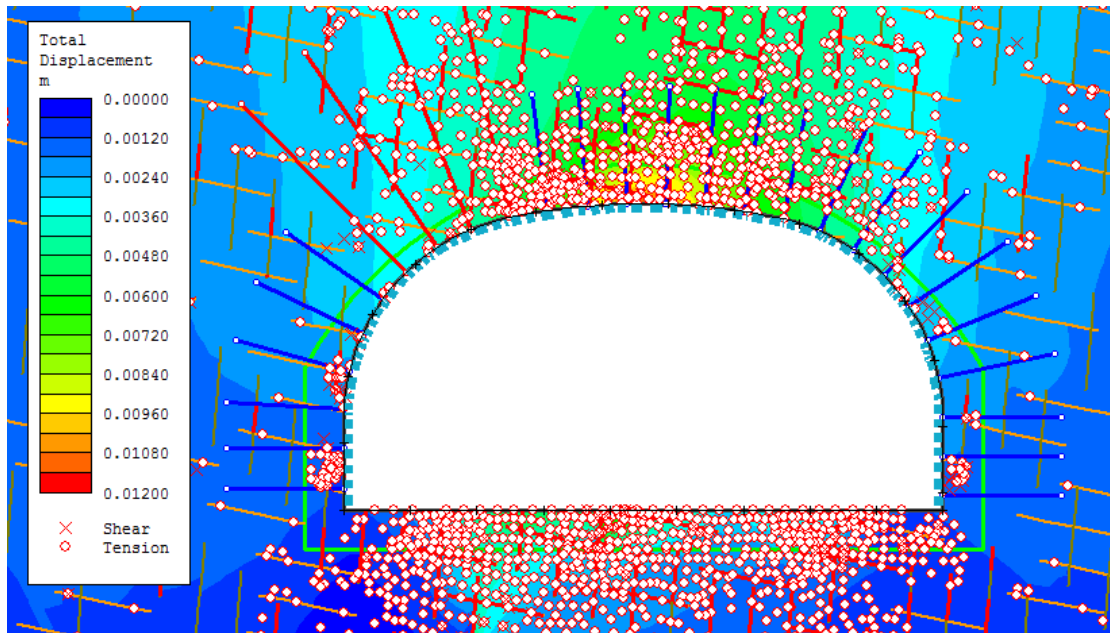
For å modellere denne modellen ble det ulikt de andre modellene benyttet 6 noded mesh, dette kan føre til en tidkrevende beregning av modellen, men i dette tilfellet var det nødvendig. For å klare å utføre denne beregningen ble sprekke-regionen begrenset. Før selve

stasjonshallen ble drevet ut viser modellen at en del av sprekkene i venstre hjørne av modellen går i brudd, se Figur 50. Dette kan påvirke resultatene til en viss grad. På tross av dette vil resultatene fra denne modelleringen bli presentert, siden resultatene på tross av dette kan være representative.



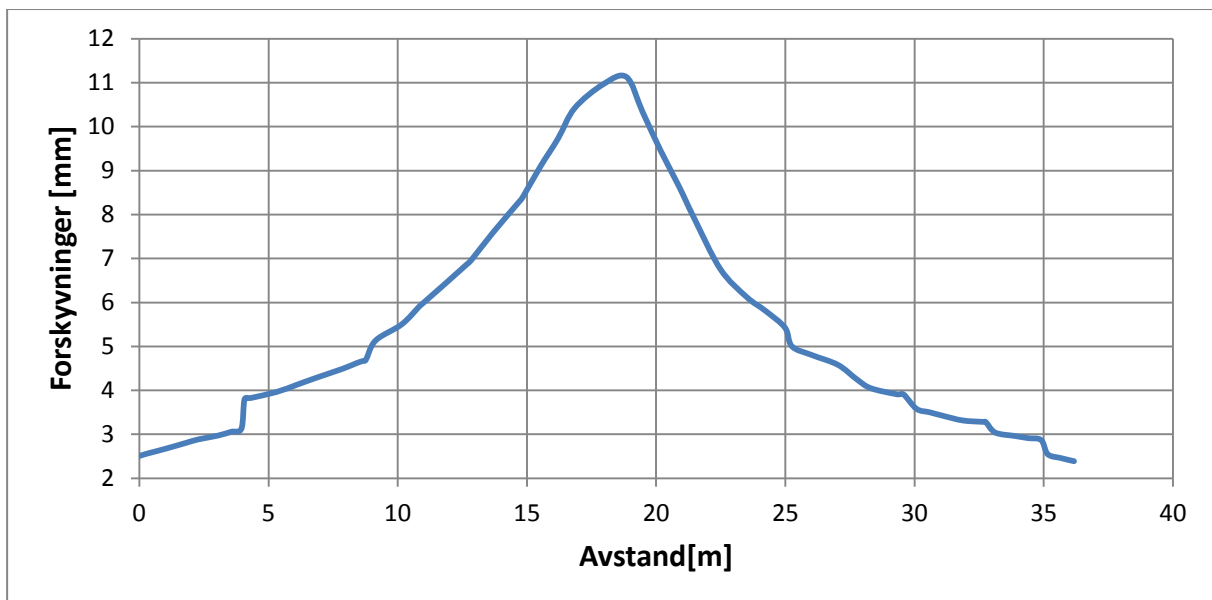
Figur 50: Sprekker som er gått i brudd før driving.

Det oppstår som i de tidligere modellene tensjonsbrudd i området over taket, denne modellen har i tillegg en del brudd som oppstår i veggene. Det oppstår også brudd i en del av sprekkene-



Figur 51: Totalforskyvninger også vist i figuren er hvor brudd i bergmassen og sprekker oppstår.

De største forskyvningene er på rundt 11,3 mm oppstår midt i taket, se Figur 52. Dette er en langt større forskyvning enn det som er registrert i modellen uten sprekker sør for forkastningssonen.



Figur 52: Forskyvninger langs tunneltaket. Nullpunktet på x-aksen er overgangen mellom hengen og vegg på høyre side av modellen.

Det oppstår ikke brudd i verken sprøytebetongen eller boltene. Den største lasten på sprøytebetongen er på 1,126 MN, den minste er på -0,22 MN, se Vedlegg 20. Minste last oppstår midt i taket.

Den maksimale lasten på boltene er på 0,125 MN, minste er på 0,05 MN, se Vedlegg 21. Den største lasten er på boltene som er midt i taket.

12.2.4 Modell med gjennomsettende sprekker

Denne modellen oversteg de tillatte iterasjonene under flere forsøk under modelleringen, toleransen for alle modellene er satt til minimum 0,005. Det ble også gjort forsøk på å endre sprekkenes bruddkriterium fra Barton-Bandis til Mohr-Coulomb. Dette ga derimot ulogiske resultater hvor all bergmasse gikk i brudd, modellen ble dermed forkastet.

12.2.5 Oppsummert

Innflytelsen av Holmestrand tunnelen på den sørlige trompeten synes å være tilnærmet ubetydelig for modeller uten sprekker. Dette er grunnet de lave horisontalspenningene og avstanden mellom tunnelene. Resultatene fra modelleringen sør for forkastningssonen er oppsummert i Tabell 17. De største forskyvningene er registrert i modellen med sprekker som forventet, lasten på boltene er også størst i denne modellen. I Denne modellen er den minste lasten på sprøytebetongen også størst og bærer 27,5 % av sin kapasitet.

Tabell 17: Resultat fra modellene sør for forkastningssonen.

Modell	Maks. Forskyvning i hengen [mm]	Maks. boltekraft [MN]	Maks. spenning i sprøytebetong i prosent av 35 MPa [%]	Min. spenning i sprøytebetong i prosent av -4 MPa [%]
Uten sprekker	3,8	0,067	13	20
Uten sprekker, med Holmestrandtunnelen	3,9	0,060	14	17,5
Med tilfeldige sprekker	11,3	0,13	13	27,5

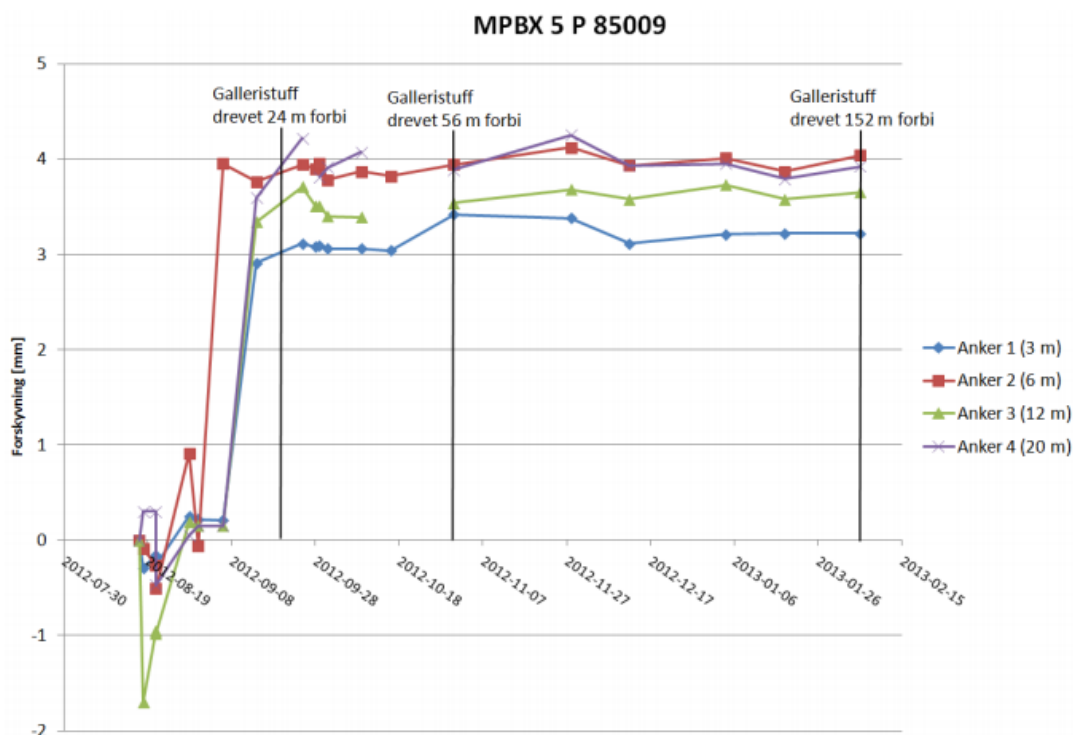
13 Målte forskyvninger i MPBX'ene ved Holmestrand stasjon

Siden rundt juli/august har forskyvninger i ekstensometrene blitt registrert ved Holmestrand stasjon. Som nevnt tidligere er stopper forskyvningene i vegtunneler rundt 2 tunneldiameterer bak stuff, noe som i Holmestrand tilsvarer rundt 60-70 m. Ofte er det et problem at ekstensometre at de ikke blir installert tidlig nok, erfaringsmessig så skjer mye av forskyvningene skjer kort tid etter bergrommet er drevet ut. Det har blitt nevnt i kapitlet 7 at fra tunnelen MPBX'ene installeres så snart sikring har blitt utført i det aktuelle tverrsnittet. I denne seksjonen vil resultatene fra MPBX'ene ved de ulike måleprofilene bli gjennomgått, disse resultatene er blitt gitt til forfatteren av henholdsvis Gunstein Mork ved Jernbaneverket Vidar Kveldvik ved NGI 24.05.2013.

For MPBX'er installert fra tunnelen betyr positive forskyvninger at avstanden mellom referansepunktet og anker har minket. For MPBX'er montert fra terreng betyr positive forskyvninger det motsatte.

13.1 Km 85.009

For dette profilet vil resultatene fra MPBX 2-6 bli gjennomgått, se Vedlegg 7. De største forskyvningene som oppstår fra referansepunktet til anker 4 i dette profilet er på rundt 3,9 mm og inntreffer i MPBX 5, se Figur 53. Dette kan være forårsaket av en kile som presses mot tunnelen. Mellom anker 2 og 3 minker forskyvingene med 0,39 mm, dette kan være grunnet sammenpressing av sprekker eventuelt feilmålinger.



Figur 53: Målte forskyvninger for MPBX 5 (Kveldsvik, 2013).

Forskyvninger som blitt registrert mellom referansepunktet og anker 4 som samtlige MPBX'er er presentert i Tabell 18. Også inkludert i denne tabellen er avstanden når endringene i forskyvningene avtar sterkt eller stopper.

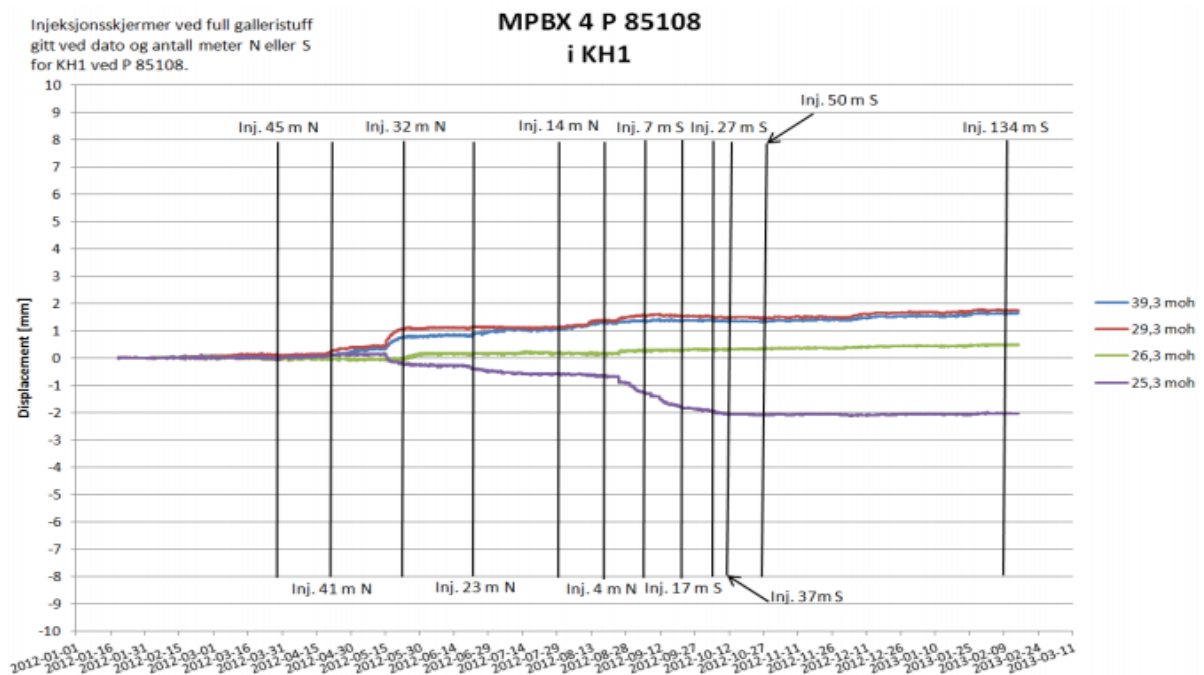
Tabell 18: Forskyvninger mellom referansepunkt og anker 4 for km 85,009. I tillegg er avstanden til stoff når deformasjonene avtar sterkt eller stopper inkludert. Modifisert fra (Kveldsvik, 2013)

	MPBX2	MPBX3	MPBX4	MPBX5	MPBX6
Forskyvning [mm]	1,87	3,04	0,58	3,92	1,76
Avstand til stoff når deformasjon avtar sterkt [m]	30	30	24	24	24

Generelt er forskyvningene i denne seksjonen forholdsvis lave. En annen interessant observasjon er at avstanden til stuff når deformasjonene er mellom 24-30 m, dette er mindre enn 2 tunneldiametere som ofte er vanlig for tunneler.

13.2 Km 85.115 og MPBX'er i borehull ved km 85.108

For dette profilet vil resultatene også fra MPBX 2-6 bli gjennomgått, se Vedlegg 7. MPBX 4 er installert i borehull ved km. 85.108. Forskyvningene registret i MPBX 4 er presentert i Figur 54. Mellom overflaten og 4 anker (25,3 moh) er den registrerte forskyvningen på rundt 2 mm. For de andre ankerene har avstanden mellom referansepunktet og målepunktene minket, denne minkingen skjer i før stuffen er under MPBX'en. Denne reduksjonen er mest fremtredende mellom anker 39,3 og referansepunktet. Avstanden mellom resterende ankere øker, med unntak mellom anker 39,3 og 29,3 hvor forskyvningene er minimale. Fra anker 29,3 moh til anker 25,3 moh er forskyvningene på rundt 3,4 mm i retning tunnelen. Hevingen kan være grunnet være grunnet injeksjon. I det samme tidsrommet er terrengforskyvningen i overflaten registret til 0 mm, referansepunktet i overflatene har dermed samme høyde som ved målingsstart (Kveldsvik, 2013).



Figur 54: Forskyvninger registrert i MPBX 4 ved km 85,108 (Kveldsvik, 2013).

De registrerte forskyvningene mellom referansepunkt og anker 4 for MPBX'ene i dette profilet er presentert i Tabell 19. Også inkludert i denne tabellen er avstanden når endringene i forskyvningene avtar sterkt eller stopper.

Tabell 19: Forskyvninger mellom referansepunkt og anker 4 for km 85.115 og 85.108. I tillegg er avstanden til stoff når forskyvningene avtar sterkt eller stopper inkludert. Modifisert fra (Kveldsvik, 2013)

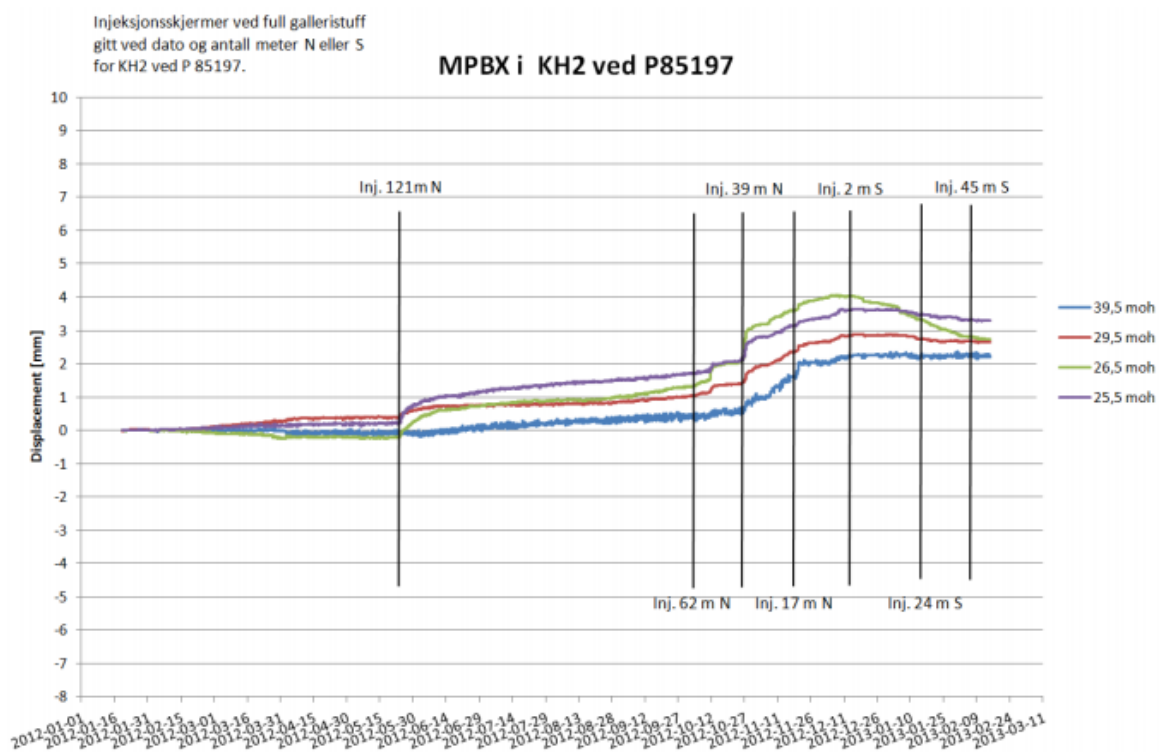
	MPBX2	MPBX3	MPBX4	MPBX5	MPBX6
Forskyvning [mm]	1,21	4,20	2	1,76	2,78
Avstand til stoff når deformasjon avtar sterkt [m]	10	75	37	10	75

For MPBX 5 og 6 er resultatene i tabellen over fra avlesningene mellom referansepunktet og anker 3 (12 m fra referansepunkt). For MPBX 5 ble anker 4 ødelagt av injeksjonsarbeid, dermed har man ikke avlesninger lengre fra referansepunktet enn anker 3. I MPBX 6 gir resultatene at forskyvningene mellom anker 4 og referansepunktet negative verdier, dette er vurdert til å være en mulig feil og derfor ikke inkludert i resultatene.

Den største registrerte forskyvningen på 4,2 mm er i registrert i MPBX3, denne MPBX'en er lokalisert i samme området hvor den større kiledannelsen kan inntreffe. Generelt er forskyvningene også i dette profilet forholdsvis lave. Man kan stille seg spørsmål om installasjonen av enkelte MPBX'ene har skjedd for sent. Noe som kan underbygge dette er at avstanden fra stoff når forskyvningene avtar er for MPBX 2 og 5 så lav som 10 m. Derimot er det også verdt å bemerke seg at endringene forskyvningene i MPBX 4 var lave mellom 17 og 37 m, se Figur 54. MPBX 4 var installert i forkant av drivingen og visst deformasjonene stopper nesten helt opp 17 m fra stoff, dermed er det mulig at de andre MPBX'ene har fanget opp mesteparten av forskyvningene som har oppstått.

13.3 MPBX i borehull ved km 85,197

Målingen med MPBX fra overflaten har registrert ankerene har forskjøvet seg mot terrengoverflaten, se Figur 55. Denne hevingen i terrenget skjer før stoffen er framme ved MPBX'en, en mulig årsak for dette er forinjeksjon (Kveldsvik, 2013). Forskyvningene kan også skyldes spenningsforholdene, høye horisontalspenninger kan føre til en hevelse av tunneltaket. Terrengmålinger har også registrert en heving i terrenget på mellom 3-4 mm (Kveldsvik, 2013). Det er registrert forskyvninger på rundt 1,2 mm mot tunnelen i anker 26,5 moh (2 m over tunneltaket), dette skjer når stoff er 0-45 m fremfor MPBX. Anker 25,5 moh har også en tilsynelatende svak forskyvning ca. 1 mm mot tunnelen, med terrengsetningene tatt i betraktning.

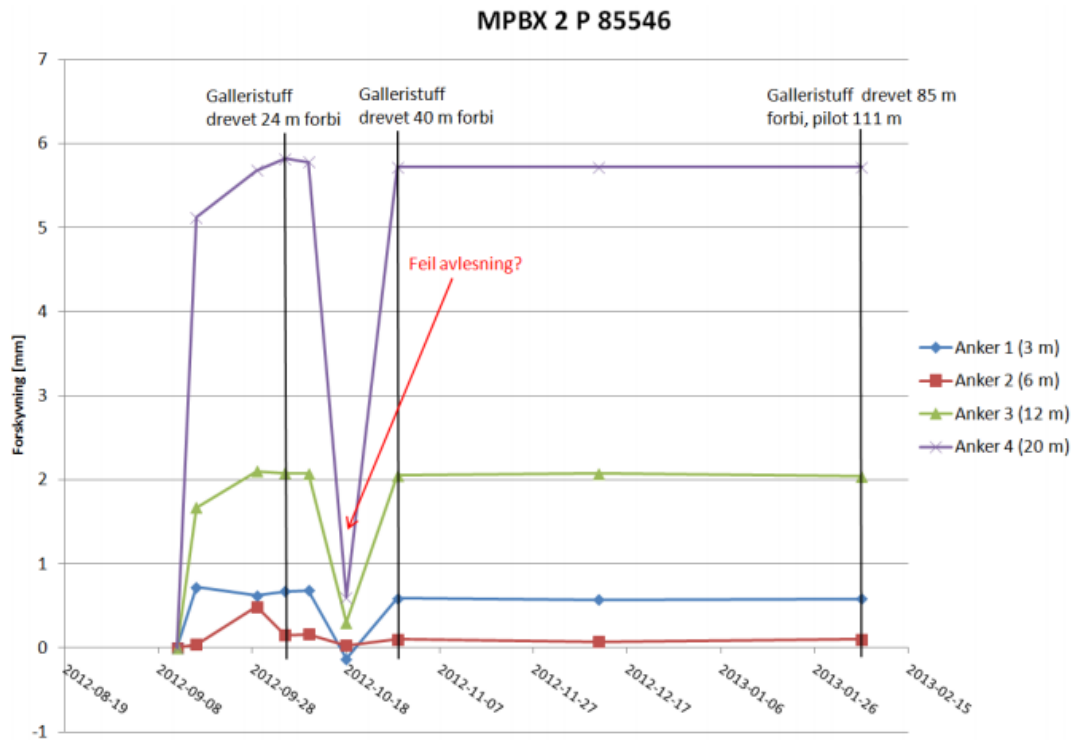


Figur 55: Forskyvninger registrert med MPBX ved km 85,197 (Kveldsvik, 2013)

13.4 Km 85,546 og MPBX i borehull ved km 85,490

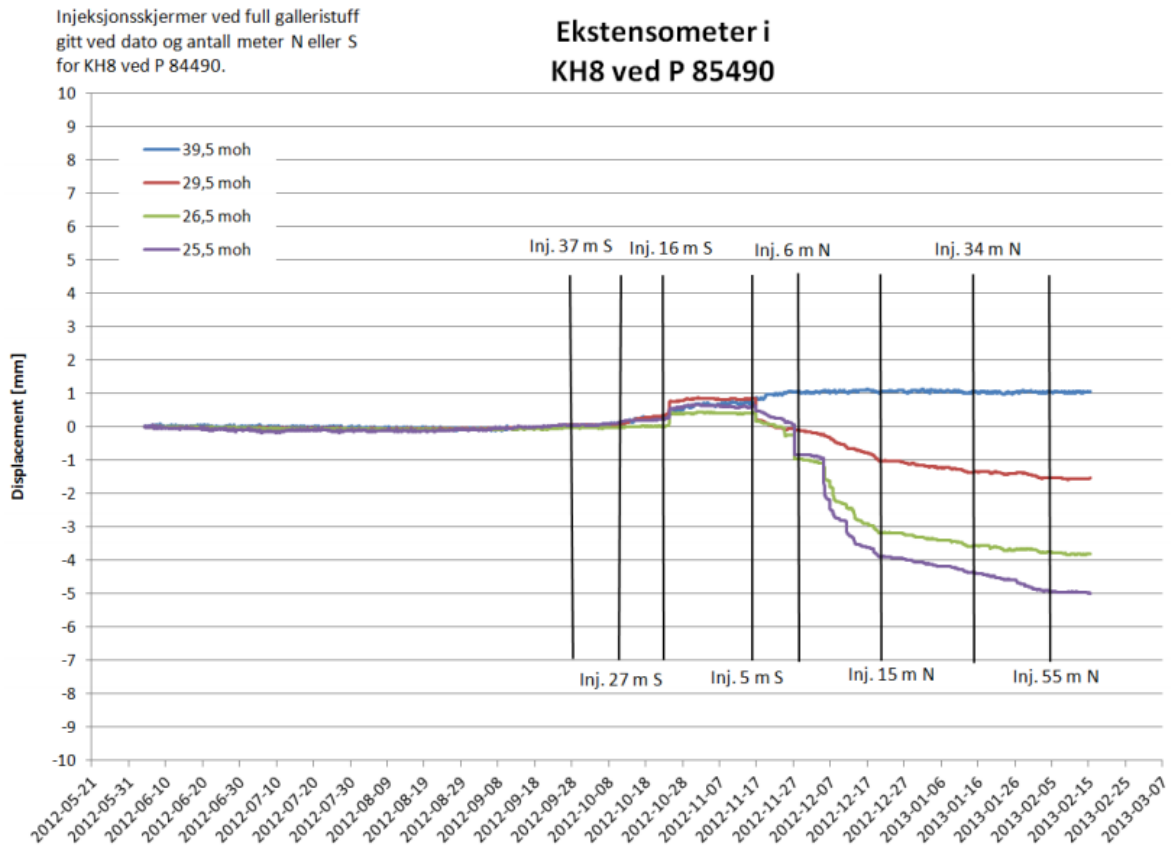
I profilet ved km 85,546 er det installert 3 MPBX'er hvor de største forskyvningene er registrert i MPBX 2 som er installert midt i taket, se Figur 56. Mellom referansepunktet og anker 4 er det registrert forskyvninger på 5,72 mm, se Figur 56. Det er registrert en minskning på 0,58 mm mellom anker 1 og 2. Forskyvningene er store mellom anker 3 og 4,

det er mulig det er en oppsprekingszone eller en bruddzone som bidrar til å øke forskyvningene her. For MPBX 2 avtar forskyvningene når stuff til er 24 m, noe som er under en tunneldiameter i denne seksjonen.



Figur 56: Forskyvninger registrert i MPBX 2 ved km 85,546 (Kveldsvik, 2013).

For MPBX i borehull ved km 85,490 er den registrerte forskyvningen mellom overflaten og anker 25,5 moh er på rundt 5 mm, se Figur 57. Terrengmålingen har vist at terrenget synker med rundt 2 mm (Kveldsvik, 2013). Dermed vil de totale forskyvningene inkludert terrengeforskyvningen være rundt 7 mm. Dette er en høyere forskyvning enn det som er registrert ved anker 2 på km 85,546. Utenom anker 39,5 moh skjer forskyvningene mot tunnelen, for anker 39,5 moh minker avstanden til referansepunkt i overflaten med rundt 1 mm. På en avstand på rundt 55 m fra stuff avtar forskyvningene sterkt, dette er en avstand som tilsvarer rundt 2 tunneldiameter for denne seksjonen.



Figur 57: Registrerte forskyvninger i ekstensometer i borehull ved km 85,490 (Kveldsvik, 2013).

De registrerte forskyvningene mellom referansepunkt og anker 4 for MPBX'ene er presentert i Tabell 20. Også inkludert i denne tabellen er avstanden når endringene i forskyvningene avtar sterkt eller stopper.

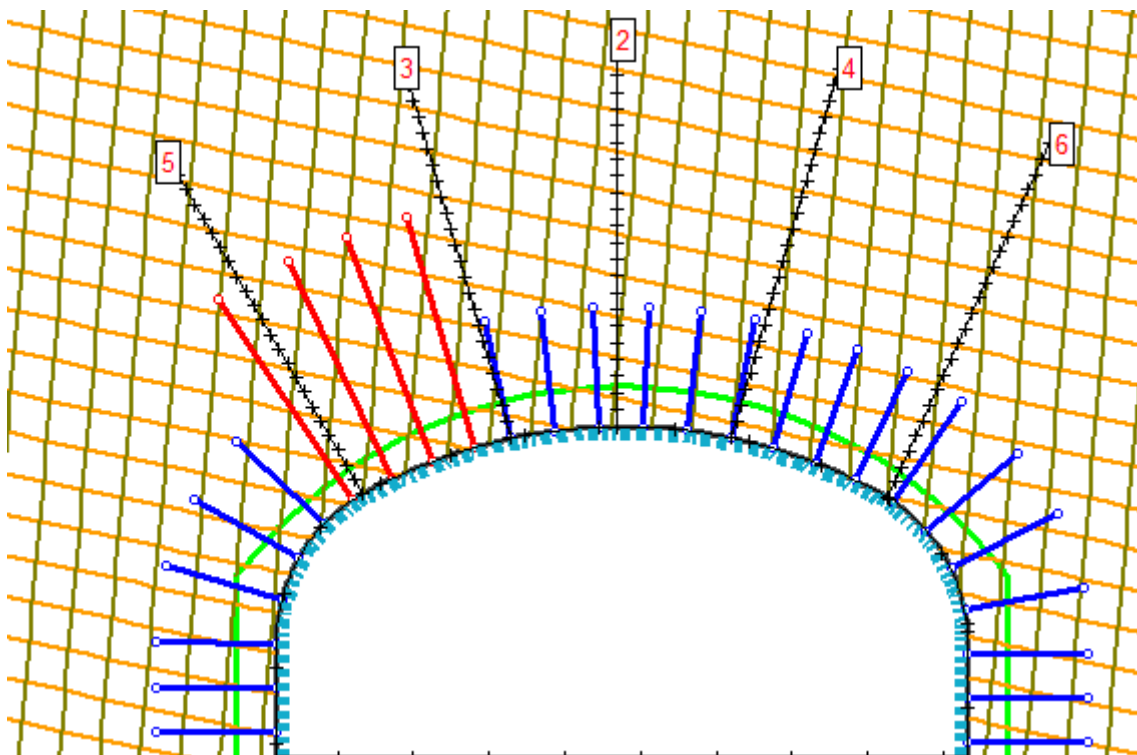
Tabell 20: Forskyvninger mellom referansepunkt og anker 4 for km 85.546 og 85.490. I tillegg er avstanden til stoff når deformasjonene avtar betydelig eller stopper inkludert. Modifisert fra (Kveldsvik, 2013)

	MPBX1	MPBX2	MPBX3	MPBX ved 85.490
Forskyvning [mm]	2,16	5,72	2,74	8-9 mm
Avstand til stoff når deformasjon avtar sterkt [m]	24	24	24	55

For alle MPBX'er installert fra tunnelen avtar forskyvningene på rundt 24 m avstand fra stuff. I MPBX installert fra overflaten registreres forskyvninger fram til 55 m fra stuff. Avstanden mellom MPBX i borehullet og måleprofilet er på 56 m, og det kan være ulike forhold i områdene som forårsaker at forskyvningene stopper ved forskjellig avstand til stuff.

14 Sammenligning av resultatene fra MPBX målingene og numerisk modellering

For å kunne sammenligne den forskyvningen i modellene med de reelle målingene har det blitt langt inn simulerte MPBX'er ("Query lines") i Phase2. Disse har tilnærmet lik plassering i modellene som MPBX har ifølge Vedlegg 7, i Figur 58 er dette gjort for modellene nord for forkastningssonen. Modellene sør for forkastningssonen vil ha simulerte MPBX'er likt måleprofillet ved km 85,546. Resultatene fra modellene er tatt når hele utsprengingen av stasjonshallen er utført, forskjellen mellom forskyvningene var svært liten i modellene før og etter bunnen av profilet ble drevet ut. Dette er også tilfellet i tidligere utførte modelleringer av NGI, se Figur 24.



Figur 58: Plassering av "Query lines" i modell for å simulere MPBX'ene som er installert nord for forkastningssonen.

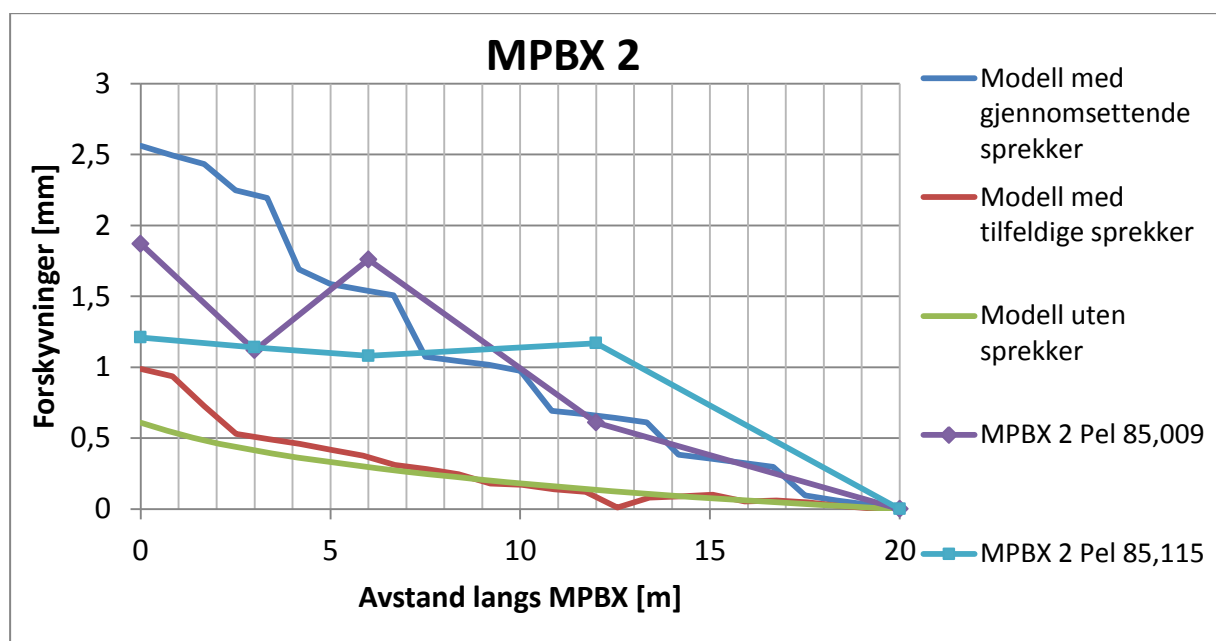
Resultatene fra de virkelige og de simulerte MPBX'ene plottes vil bli plottet i grafer. Grafenes y-akse vil representere de målte forskyvningene og x-aksen vil representere avstanden på MPBX. På x-aksen vil null representere referansepunktet ved tunnelkonturen. Ved dette punktet vil de forskyvningene langs hele ankeret plottes, dette er de målte

forskyvningene mellom referansepunktet og anker 4. Ved neste anker vil de målte forskyvningene trekkes fra den totale for hele MPBX'en (målt i anker 4).

Resultatene fra Kveldsvik 2012 vil også bli sammenlignet siden det er lagt inn simulerte MPBX'er i disse modellene. Det er kun modellene med sprekker som blir vurdert. I området sør for forkastningssonen er det ikke blitt benyttet bolter i NGIs modell, dermed kan forskyvningene være for høye i denne modellen, et eksempel på sikringsmidlers effekt på forskyvninger vil bli gitt i kapitel 16. Nord for sonen er det benyttet sikring lik den som utføres på anlegget, i denne modellen er det kun lagt inn en MPBX i hengen som simulerer MPBX 4.

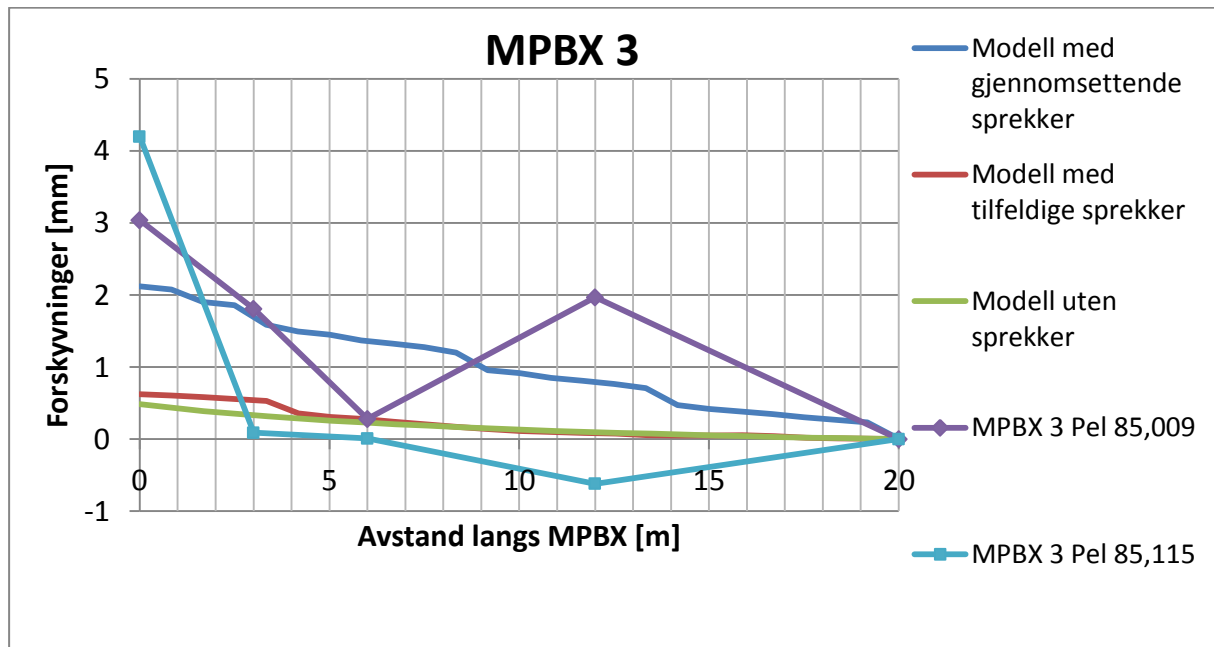
14.1 Nord for forkastningssonen, MPBX'er installert fra tunnel

Forskyvningene for MPBX 2 er presentert i Figur 59. MPBX 2 ved km 85,009 og 85,115 har en total forskyvning på henholdsvis 1,87 mm og 1,21 mm. Dette er en lave forskyvning enn for modellen med gjennomsettende sprekker og høyere enn modellene uten/ med tilfeldige sprekker.



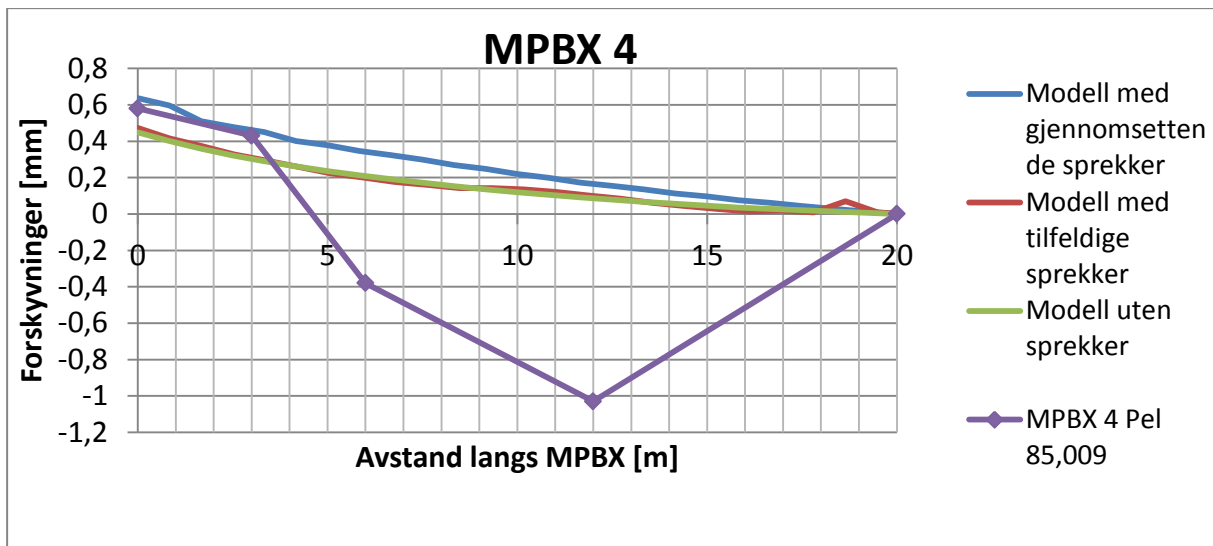
Figur 59: Målte forskyvninger for MPBX 2 ved km 85,009 og km 85.115, samt resultatene fra modelleringene.

De registrerte forskyvningene for MPBX 3 er vist i Figur 60. I dette tilfellet er de målte forskyvningene for MPBX 3 noe høyere enn alle modellerte, for MPBX ved 85.115 er forskjellen i forskyvningene mellom modellen med gjennomsettende sprekker på 2,07 mm.



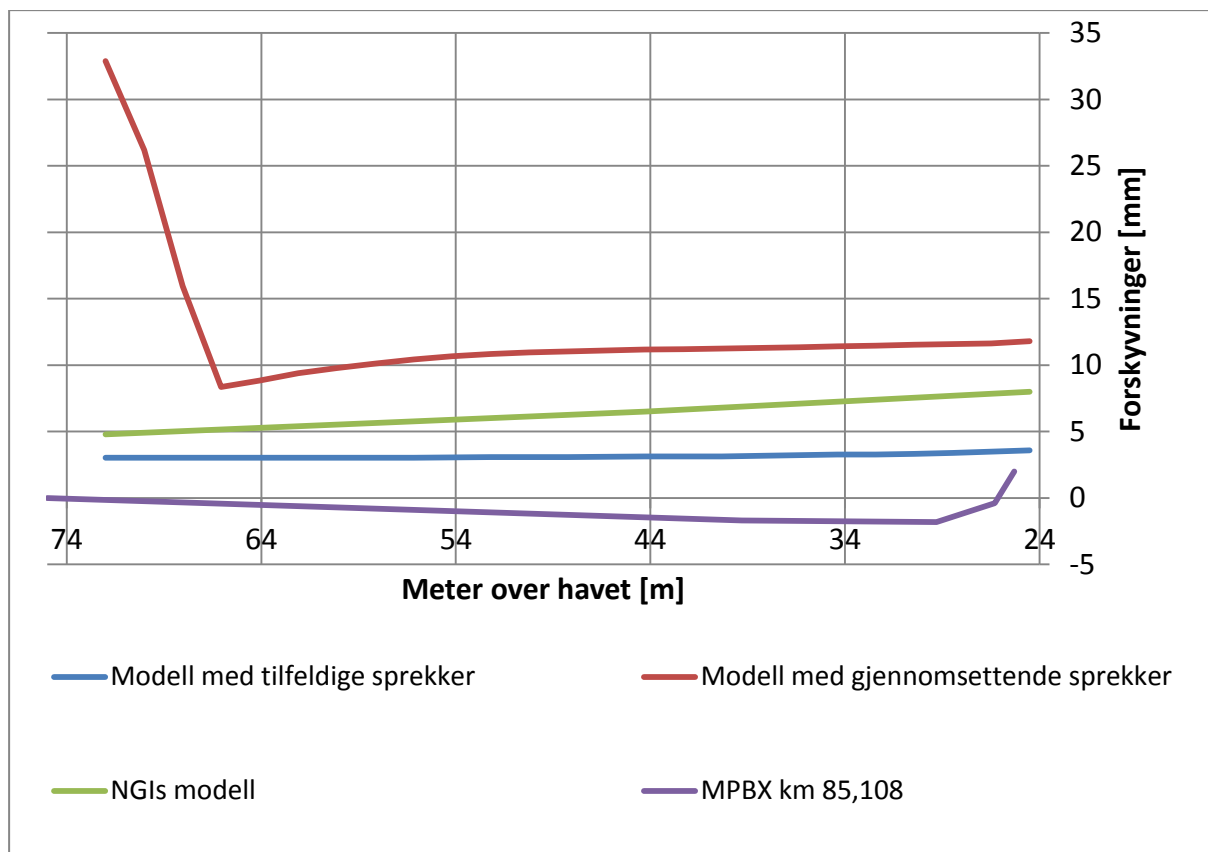
Figur 60: Målte forskyvninger for MPBX 3 ved km 85,009 og km 85.115, samt resultatene fra modelleringene.

For MPBX 4 er de registrerte forskyvningene relativt lave, under 0,8 mm, se Figur 61. Dette plottet inkluderer kun resultat fra MPBX'er installert fra tunnelen dermed er ikke MPBX'ene i borehullene ved km 85,108 og 85,197. I NGIs modell fra 2012 er det registret en forskyvning på rundt 2 mm, dette er høyere forskyvning enn de andre modellene og målinger fra anlegget.



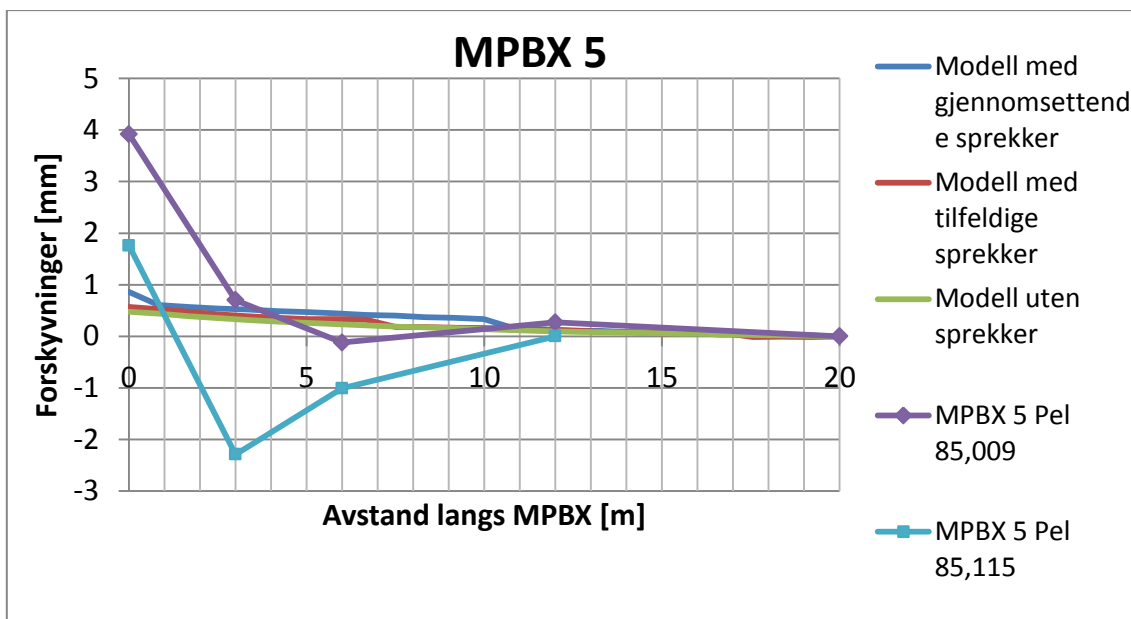
Figur 61 Målte forskyvninger for MPBX 4 ved km 85,009 samt resultatene fra modelleringene.

For MPBX ved km 85.108 var de totale forskyvningene registrert til å være rundt 2 mm i retning mot tunnelen. Dette er høyere forskyvninger enn det som er registrert i modellene og MPBX fra tunnelen, om ikke terrengsetningen legges ved. For å sammenligne forskyvningene fra overflaten til tunneltaket har målingene i MPBX ved km 85,108 blitt plottet sammen med resultatene fra NGIs (lest ut fra Figur 24) og egen modellering, se Figur 62. I dette plottet er terrengforskyvninger fra modellene inkludert. I NGIs modell oppstår det mindre terrengsenking enn i forfatters modeller med tilfeldige og gjennomsettende sprekker, ca. 5 mm mot henholdsvis 3 og 32 mm. 32 mm er en usannsynlig høy verdi, dette har nok oppstått i modellen med gjennomsettende sprekker på grunn av at sprekkeområdet er begrenset. Mellom 66-22 moh virker det som resultatene i denne modellen er pålitelige, men nært terrengoverflaten skjer det en anormalitet. De største forskyvningene i MPBX'en skjer mellom 29,3-25,3 moh, dette er området som er nærmest konturen. Generelt er de modellerte forskyvningene jevnere fordelt enn de reelle. Fra anker 39,3 moh til anker 25,3 moh er forskyvningene på rundt 3,4 mm i retning tunnelen. Den totale forskyvningen langs hele MPBX lengden er i målingene på 2 mm, i modellen med tilfeldig plasserte sprekker er forskyvningene på 0,6 mm og i NGIs modell 3,2 mm. For modellen med gjennomsettende sprekker har det som nevnt oppstått ulogiske resultater nær overflaten, dermed er forskyvningene langs MPBX'en her på -21 mm.



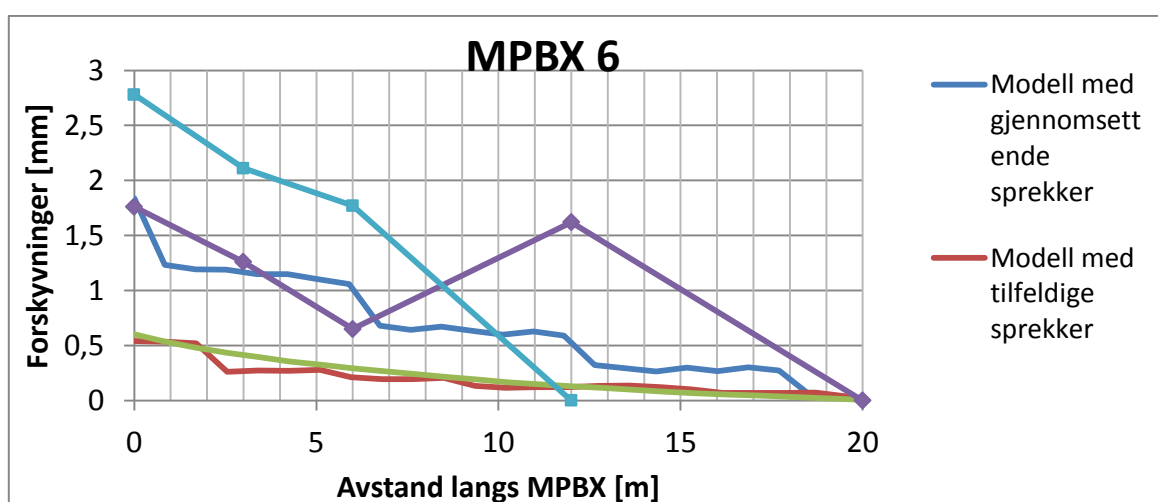
Figur 62: Forskyvninger mellom tunneltak og overflate på ca. 72 moh fra egne modeller og NGI modell, samt registrerte forskyvninger i MPBX ved km 85,108.

De registrerte forskyvningene for MPBX 5 er presentert i Figur 63. I dette plottet er forskyvningene ved km 85,009 langt høyere enn som de modellerte forskyvningene. En interessant bemerkning ved km 85,115 og km 85,009 er at det er registrert store forskyvninger mellom referansepunktet og anker 1. Dette kan skyldes at kiler beveger seg mot tunnelen i begge seksjonene. Mellom de resterende ankerene i MPBX'en skjer det ingen forskyvninger mot tunnelen, faktisk minker avstanden mellom flere ankre. Det nevnes også at ved km 85,115 er anker 2, 3 og 4 ødelagt var ødelagt av injeksjonsmasser 07.09.2013, anker 2 og 3 ble reparert den 15.09.2013. På tross av dette har man klart å registrere forskyvninger i dette tidsrommet i anker 2 og 3, anker 4 lot seg ikke reparere. Modellene har ikke registrert samme forskyvninger som denne MPBX'en det kan skyldes at modellene ikke får de samme kilene i dette området, eventuelt at de har for høy skjærstyrke.



Figur 63: Målte forskyvninger for MPBX 5 ved km 85,009 og km 85,115, samt resultatene fra modelleringene.

De registrerte forskyvningene er vist i Figur 64. For MPBX'ene ved km 85,009 og 85,115 er forskyvningene langs ekstensometrene på henholdsvis 1,76 mm og 2,78 mm. Ved km 85,115 er denne lengden 12 meter, anker 4 har i denne MPBX'en gitt negative forskyvninger. Dette kan skyldes feilmålinger på grunnlag av har ikke resultatene for anker 4 blitt inkludert. I modellen med gjennomsettende sprekker er den totale forskyvningen målt til 1,84 mm langs MPBX lengden, noe som er i stemmer bra med målingene ved km 85,009



Figur 64: Målte forskyvninger for MPBX 6 ved km 85,009 og km 85,115. Resultater fra modelleringene er også presentert.

14.1.1 Oppsummering

De målte forskyvningene i samtlige MPBX'ene ved km 85,009 og 85,115 er høyere enn i modellene med tilfeldige plasserte sprekker og uten sprekker. Resultatene fra modellen med gjennomsettende sprekker gir i fire av ni tilfeller ganger høyere forskyvinger enn de modellerte. I alle tilfeller er resultatene fra den numeriske modelleringen forholdsvis lik den målte forskyvningen i MPBX'ene. For å illustrere forskjellen mellom de målte og modellerte forskyvinger har det gjennomsnittlige avviket mellom disse målingene blitt beregnet, for alle modeller var de målte forskyvningene høyere enn de modellerte, se Tabell 21. Den største differansen mellom modellene og faktiske målinger var for MPBX 5, for denne MPBX'en har nok ikke modellene klart å etterligne de faktiske geologiske forholdene.

Tabell 21: Gjennomsnittlig forskjell mellom målte og forfatters modellerte forskyvninger for samtlige MPBX'er installert fra tunnelen

Modell	Gjennomsnittlig forskjell [mm]
Med gjennomsettende sprekker	0,8
Med tilfeldige plasserte sprekker	1,8
Uten sprekker	1,9

NGIs modellerte forskyving i MPBX 4 var høyere enn de registrerte, det er derimot vanskelig og lite korrekt å kommentere resultatene fra denne modellen basert på kun en MPBX.

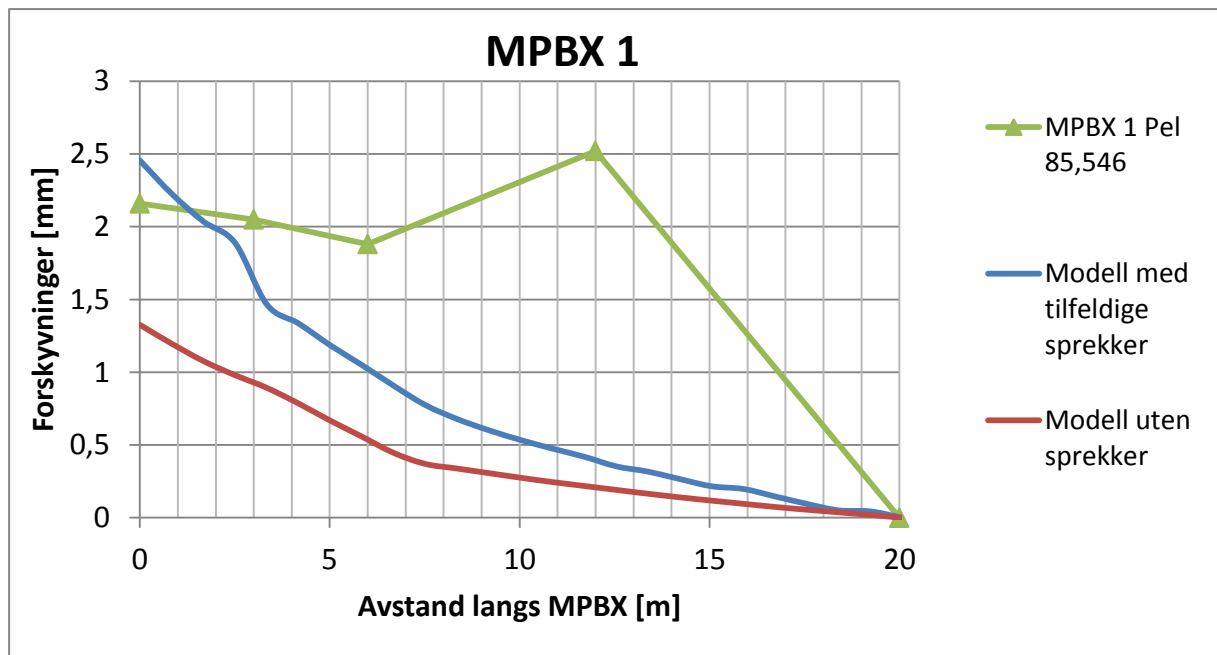
I MPBX'ene er det i noen tilfeller registrert en minking i avstanden mellom to ankere, dette kan skyldes lukking av sprekker eller feilmålinger. Slikte faktorer blir ikke fanget opp av modellene.

Den største differansen oppstår mellom de modellerte og reelle forskyvningene fra dagen, en stor del av denne differansen skyldes forskjellig terrengsetning. Terrengmålingene viste i en periode en heving i dette området, noe som kan skyldes injeksjon og/eller spenningsforholdene som skaper en heving i terrenget.

14.2 Sør for forkastningssonen

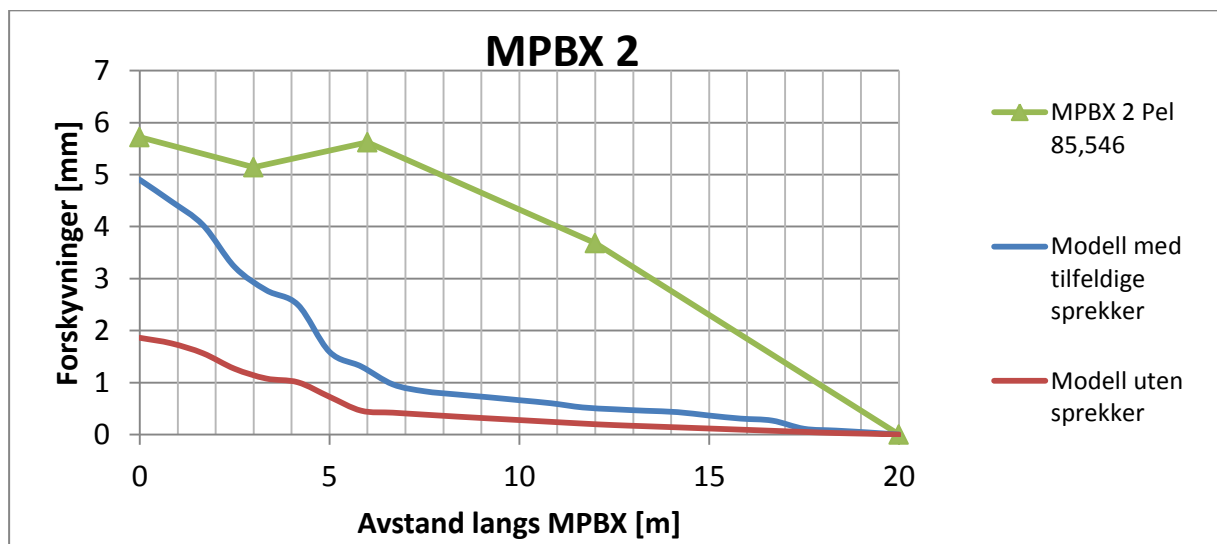
For MPBX 1 er de registrerte og modellerte forskyvningene vist i Figur 65. De målte forskyvningene er her på 2,05 mm, i modellen med tilfeldige sprekker er forskyvningene

modellert til 2,2 mm. Overenstemmelsen mellom de målte forskyvningene og fra modellen med tilfeldige sprekker er god. I NGIs modell er det modellert en forskyvning på 7,1 mm.



Figur 65: Forskyvninger MPBX 1, samt resultatene fra modelleringene.

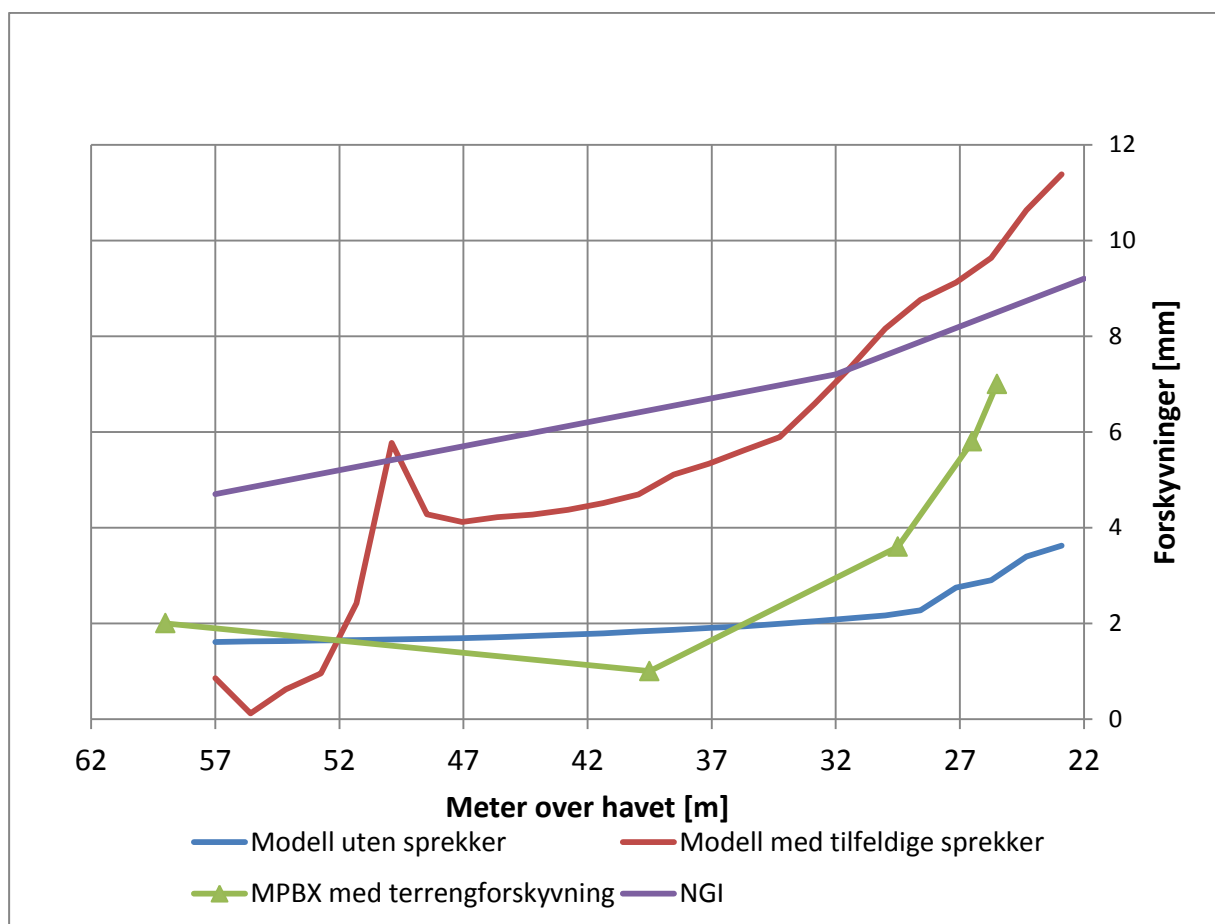
I MPBX 2 er det registrert noe høyere forskyvninger enn det som er modellert, se Figur 66. Differansen mellom de totale målte forskyvningene og fra modell med tilfeldige sprekker er forholdsvis lav på 0,82 mm. I NGIs modell er det modellert en forskyvning på 3,5 mm.



Figur 66: Forskyvninger i MPBX 2, samt resultatene fra modelleringene.

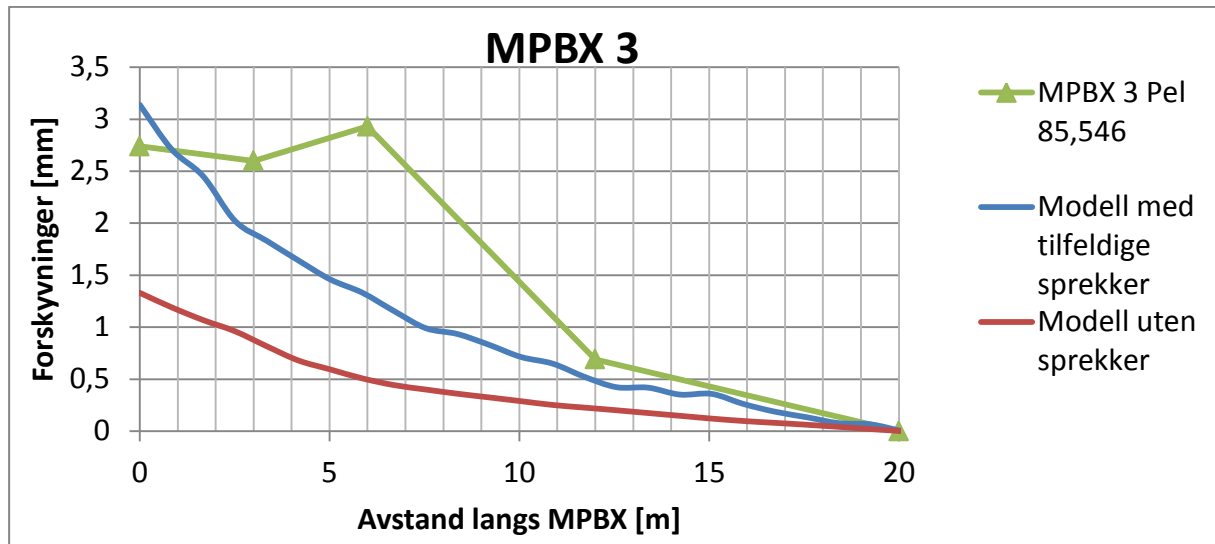
Forskyvningen fra overflaten er også blitt sammenlignet, se Figur 67. I grafen til modellen med tilfeldige sprekker er det en ulogisk trend mellom 57-48 moh, dette skyldes en uregelmessighet i modellen som ikke bør være der, dette kan skyldes at modellen har et begrenset sprekkeområde. Hadde ikke denne uregelmessigheten inntruffet ville terrengforskyvningene ligge mellom 3-4 mm, dette er en tolkning basert på trenden til modellen uten sprekker.

De totale målte forskyvningene med terrengetsetning er på 7 mm, mellom anker 26,5-25,5 moh oppstår det forskyvninger på 1,2 mm. Dette er partiet hvor kurven er på sitt bratteste, med andre ord flest forskyvninger per meter langs ankeret. Modellene med sprekker gir høyere forskyvning enn de målte, mens modellen uten sprekker gir lavere forskyvninger. Trenden mellom modellen med tilfeldige sprekker og de målte er forholdsvis lik, men forskyvningene er ikke av samme størrelsesorden grunnet forskjellig terrengetsetning.



Figur 67: Forskyvninger registrert fra dagen med og terrengforskyvning, sammenlignet med modellerte

Resultatene fra MPBX 3 og modellene er plottet i Figur 68. Forskjellen mellom de målte forskyvningene og de modellerte i modellen med tilfeldige sprekker er på rundt 0,4 mm, noe som er en meget bra overenstemmelse. Det er ikke observert store forskyvninger mellom anker 3 og 4, dette var registrert i MPBX 1 og 2. Det er derimot registrert forskyvninger på 2.2 mm mellom anker 2 og 3. I NGIs modell er det modellert en forskyvning på rundt 6 mm.



Figur 68: Forskyvninger i MPBX 3, med resultatene fra modellene.

14.2.1 Oppsummert

Forskjellen mellom de modellerte og målte verdiene er gitt i Tabell 22. De målte forskyvningene fra MPBX'ene montert i tunnel og de som var modellert i modellen med tilfeldig plasserte sprekker var svært like. Den største differansen oppsto i MPBX 2, hvor de målte var 0,8 mm høyere enn de modellerte. For MPBX'en fra dagen var det ikke tydelig samsvar mellom modellene og de målte. Generelt så var forskyvningene i modellen uten sprekker noe lavere enn de målte, dette er som forventet siden bergmassen i realiteten er oppsprukket.

Tabell 22: Gjennomsnittlig forskjell i modellerte og målte forskyvninger. Positive verdier indikerer at målte forskyvninger er høyere enn de modellerte

Modell	Gjennomsnittlig forskjell MPBX 1 [mm]	Gjennomsnittlig forskjell MPBX 2 [mm]	Gjennomsnittlig forskjell MPBX 3 [mm]
Med tilfeldige plasserte sprekker	-0,3	0,8	-0,4
Uten sprekker	0,8	3,9	1,4

De totale forskyvingene stemmer bra overens med de modellerte, det som derimot ikke er helt i overenstemmelse er hvor langs ekstensometrene disse forskyvningene oppstår. MPBX'ene fra tunnelen har forskyvninger oppimot 5,62 mm mellom 6-20 m fra tunnelkonturen. Dette kan skyldes oppsprekkingssoner som modellene ikke fanger opp. MPBX'en fra dagen har derimot lignende trend som modellene, hvor store deler av forskyvningene skjer nærmere konturen.

MPBX 1 og 3 står med vinkel som avviker med 35° fra vertikallinjen. I dette området er det forventet vertikale forskyvninger, de vil ikke kunne måle hele forskyvningen som oppstår. Den totale vertikale forskyvningen kan beregnes ved å dele de registrerte verdiene med cosinus (35°) (Kveldsvik, 2012). Dette har ikke blitt gjort i denne sammenligningen. Det påpekes på at forskjellen med og uten denne korreksjonen er svært liten, forskyvningene blir gjennomsnittlig ca. 0,5 mm større i MPBX 2 og 3.

De modellerte forskyvningene til NGI avviker en del fra de målte. Siden det ikke er langt inn bolter i denne modellen er dette naturlig, dermed kan man ikke sammenligne resultatene fra målingene direkte med disse modellene.

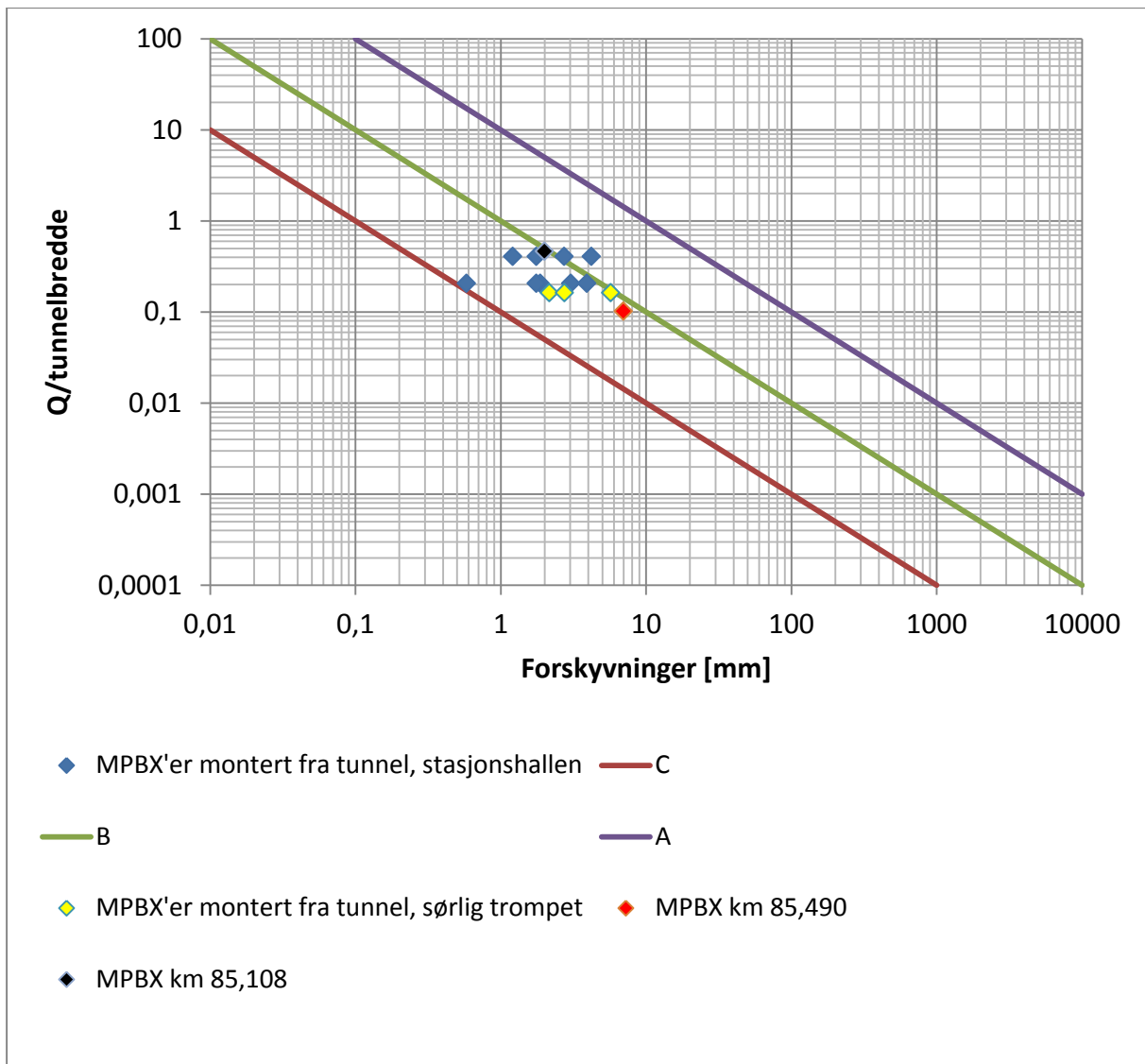
15 Sammenheng forskyvning og ulik geologi.

Tidligere i Figur 17 ble det presentert en sammenheng mellom Q-systemet og forskyvninger, denne sammenhengen vil bli undersøkt i dette avsnittet. Q-verdien til seksjonene hvor MPBX'ene er installert ble gitt av Jernbaneverket 07.06.2013, i form av utsnitt fra Novapoint, se Vedlegg 22. Q-verdien sammen med tunnelbredden for seksjonene er vist i Tabell 23.

Tabell 23: Registrerte Q-verdier og tunnelbredde hvor MPBX'er er installert

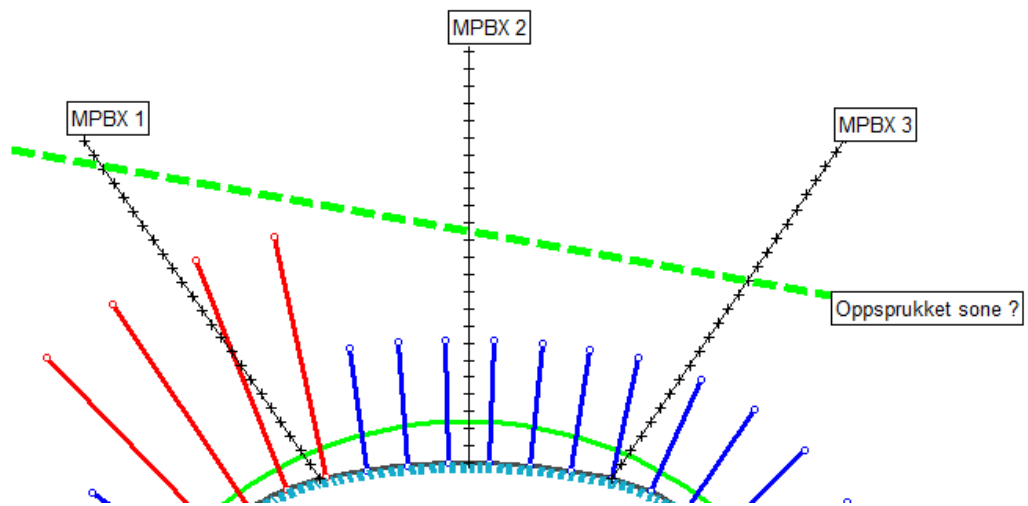
Pel nummer	Q-verdi	Tunnelbredde [m]
85,009	7,1	34,5
85,108	16	34,5
85,115	14	34,5
85,490	3,1	30,5
85,546	4,3	26,5

De målte forskyvningene for hver MPBX har blitt plottet som en funksjon av Q-verdi/tunnelbredden i Figur 69. Alle målingene ligger som forventet i regionen mellom linje A og C, de aller fleste havner mellom linje B og C. Dette indikerer på at det så langt har oppstått forventningsrette og forholdsvis lave forskyvninger i området. Trenden for de plottede verdiene er at de ser ut til å følge kurvene med lavere Q-verdi/tunnelbredde. Dette kan blant annet ses på plottene for MPBX'ene fra dagen som i begge tilfeller nesten tangerer B kurven. Tettheten til de plottede verdiene er nokså gode, med unntak av et plott (MPBX 4 ved km 85,009). Forskyvningene for denne MPBX'en er lavere enn det som er registrert i de andre. De registrerte forskyvningene som går over B linja i figuren er begge MPBX'er ved km 85.115, MPBX 3 og 6. MPBX 3 er den som overskrider linje B mest, dette er i seksjonen hvor den tidligere nevnte kilen kan dannes.



Figur 69: Forskyvninger i Holmestrand stasjon og Q/tunnelbredde, sammenlignet med Q-databasen. Basert på Figur 17.

I måleprofilen ved km 85,546 er det blitt gjort en interessant bemerkning. I MPBX 1 og 2 er det observert forskyvninger mellom anker 3 og 4 på 2,5 og 3,7 mm. Dette kan indikere på at det er en oppsprukket sone mellom disse ankrene, som sannsynligvis strekker seg mellom MPBX 1 og 2. I MPBX 3 er det forskyvninger på 2,9 mm mellom anker 2 og 3, det er mulig at den samme oppsprukkene sonen som kan forekomme i MPBX 1 og 2 er tilstede her. Mulig forklaring kan være at et lignende forhold som i Figur 70. Fra Jernbaneverkets kartlegging, se Vedlegg 22, er ikke lavatopsedimenter observert. Dermed er denne seksjonen sannsynligvis nedre del av en lavastrøm, den tolkede oppsprukkene sonen kan være en grense mellom to lavastrømmer.



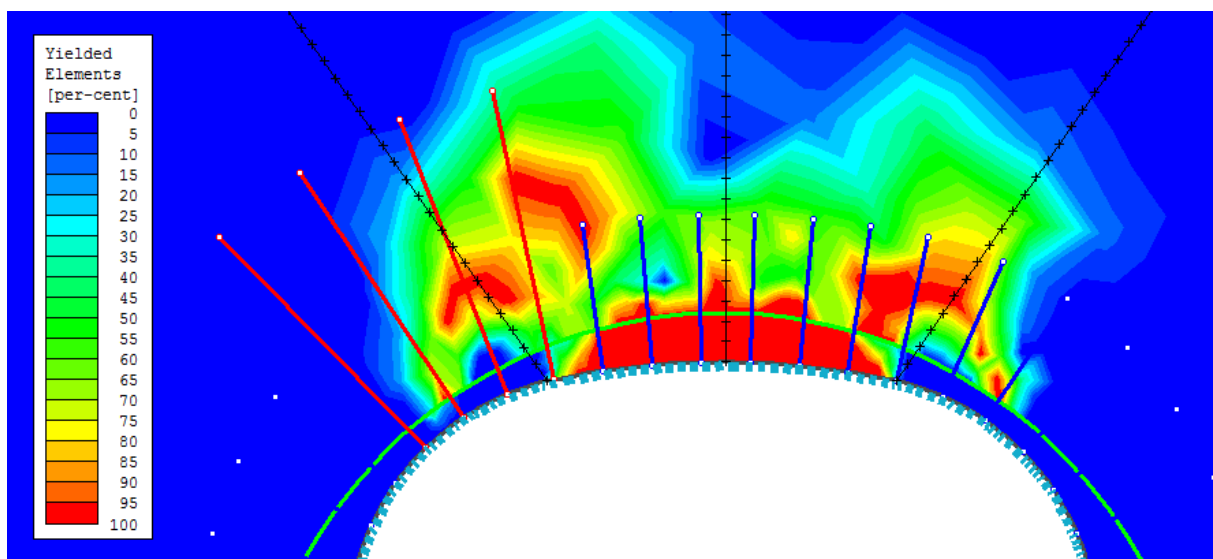
Figur 70: Mulig oppsprukket sone ved km 85.546.

16 Vurdering av utført sikring

Sør for forkastningssonen avviker den modellerte sikringen noe fra den faktiske, i modellene er det benyttet for kortere bolter i taket. I stasjonshallen er sikringen tilnærmet lik, med unntak av en 8 m bolt.

Et av hovedformålene med sikringen er å forhindre blokkfall. Generelt så er sikringsmidlene lite belastet i modellene, og det observert ikke brudd i sikringsmidlene. I stasjonshallen går svært lite av bergmassen i brudd, og det bare i modellene med sprekker.

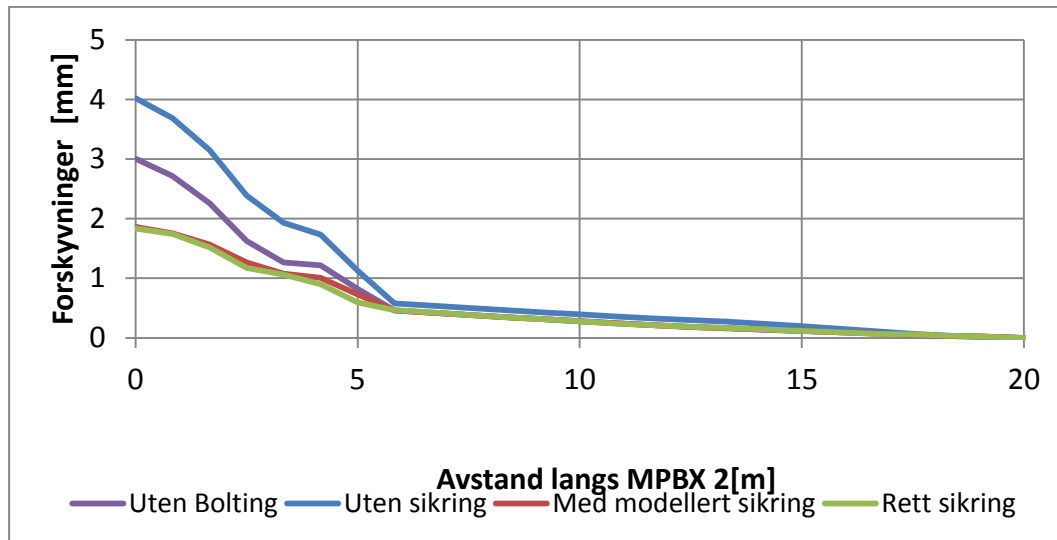
I området sør for forkastningssonen oppstår det brudd i bergmassen i alle modellene. Med tanke på tommelfingerregelen om at 1 m av boltene skal være forankret i intakt berg, er 6 meter lange bolter for korte, se Figur 71. I denne figuren ser man at disse boltene forankres i et område hvor mellom 40-100 % av bergmasseelementene går i brudd. Ved bruk av 8 meters bolter vil de fleste av boltene ende opp med å bli forankret i intakt eller lite oppsprukket masse.



Figur 71: Bergmasse som er gått i brudd i modell uten sprekker sør for forkastningssonen

Bruk av sikringsmidler påvirker størrelsen på forskyvningene i Phase2, og i virkeligheten. Siden feil sikring er benyttet i modellene kan en stille spørsmål på påliteligheten til de simulerte MPBX i modellen sør for forkastningssonen. For å undersøke sikringsmidlenes påvirkning på forskyvningene i MPBX2 har modellen uten sprekker blitt analysert med forskjellig sikringsmidler: uten sikring, med bare sprøytebetong, med samme sikring som i modellen og med samme sikring som benyttes i virkeligheten. Resultatene fra denne

analysen er gitt i Figur 72. Effekten av sikringsmidlene er vesentlig, med bruk av bolter og sprøytebetong halveres forskyvningene i MPBX 2 i modellene. Forskjellen forskyvningene i for modellene mellom den modellerte sikringen og den faktiske sikringen er minimal. I Kveldsvik 2012 er ikke bolter blitt benyttet, dermed er forskyvningene forventet til å være høyere i denne modellen.



Figur 72: Sikrings påvirkning på forskyvninger i modell uten sprekk sør for forkastningssonen

Sikringsmidlene som er benyttet er, som nevnt i kapittel 5.4, stive sikringer som kan ta opp stor last, men ikke kan ikke håndtere store forskyvninger. På grunnlag av de observerte forskyvningene i MPBX'ene er det liten grunn til å frykte at sikringene vil gå i brudd. Dette er også blitt observert i den numeriske modellering, egne og i Kveldsvik 2011, hvor alle sikringselementene holder. På anlegget er det ikke observert oppsprekking i sprøytebetongen som har gitt grunn til bekymring, det er kun observert noe rissdannele.

16.1 Alternativ sikring

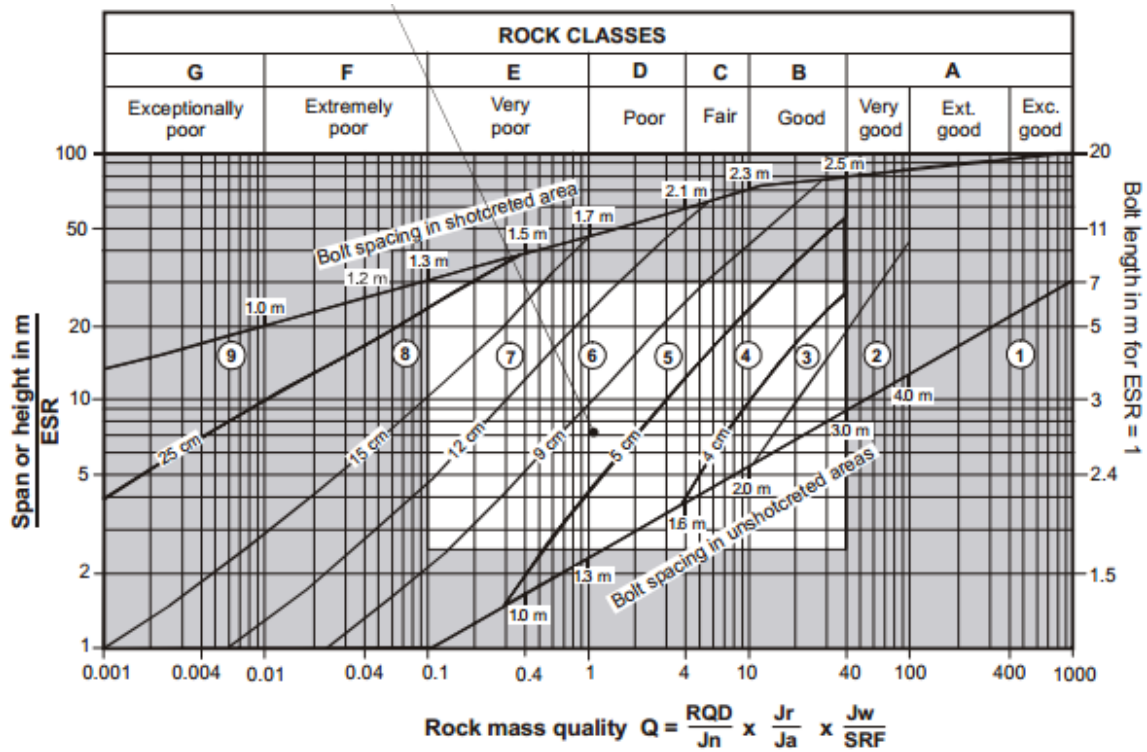
Sikringen som er benyttet er som nevnt i kapittel 5.3 basert på numerisk modellering sammen med en vurdering av sprekkeorienteringene. Med tanke på de forholdsvis lave forskyvningene synes det ikke nødvendig å sikre berget i stasjonshallen og sørlig trompet med tungere bergsikring under tilsvarende forhold som er modellert.

Bruken av Q-systemets sikringsdiagram Vedlegg 2 i vil gi en svært høy boltelengde i stasjonshallområdet, større enn 11 m. Formel 3 kan også benyttes for å beregne

boltelengden, i tilfellet for stasjonshallen vil dette gi en boltelengde på 7,8 m. Gjennomsnittlig Q-verdi for seksjonene med MPBX i stasjonshallen er på 12,4. Med denne Q-verdien vil følgende sikring bli anbefalt i sikringsdiagrammet (Vedlegg 1) for stasjonshallen: Systematisk bolting, med uarmert eller armert sprøytebetong tykkelse 5-6 cm, bolteavstand på rundt 2,5 m. For norske veitunneler skal det som tidligere nevnt bli benyttet minimum 8 cm sprøytebetong. Basert på den modellerte belastningen på sprøytebetongen er det sannsynlig at 8-10 cm sprøytebetong hadde vært nok, belastning på sprøytebetongen i modellene er under 50 % av kapasiteten. Dette ville også gitt innsparinger, sprøytebetong er dyrt i forhold til sprengingsprisen. Derimot i forhold til resten av oppriggings kostnader (som f.eks. vann- og frostsikringshvelv og skinner) er ikke sprøytebetongens kostnader så store.

For området sør for forkastningssonen (km 85,546) er kan en vurdere å sette ESR til 1 siden dette er jernbanestrekning og ikke en stasjonshall. Med en bredde på 26,5 m og en Q-verdi på 4,3 vil den anbefalte sikringen være ifølge sikringsdiagrammet være: 7 m lange bolter, avstand 2,1 m og fiberarmert sprøytebetong på 9-12 cm. Dette vil sannsynligvis være en for kort boltelengde basert på resultatene i forrige avsnitt. Derimot kan en sannsynligvis benytte en redusert sprøytebetong tykkelsen i denne seksjonen.

Som tidligere nevnt er det få store bergrom i Q-systemets grunnlagsdatabase. Når et spenn i et bergrom blir større en 30 m må en ikke basere sikringen alene utfra Q-systemet (Palmstrøm & Broch, 2004). I sikringsdiagrammet er det uskaverte området hvor Q-systemet fungerer best, utenfor dette området vil diagrammet gi interessante, men upålitelige, resultater, se Figur 73. Stasjonshallen havner utenfor dette området, mens området sør for forkastningssonen vil havne akkurat innenfor med en ESR på 1. Dermed bør en benytte seg av flere analyser for å estimere sikringen, noe som er gjort i Holmestrand.



Figur 73: Begrensninger for Q-systemet, i det skraverte området bør andre analyser også foretas når sikringen skal bestemmes (Palmstrøm & Broch, 2004).

17 Diskusjon

Tidligere utførte prosjekter som Nationaltheatret stasjon er med på å bane vei for flere stasjonshaller i bergrom. Erfaringer fra Nationaltheatret har vist at slike prosjekter er gjennomførbart selv med de utfordrende forholdene som var til stede der. Slike prosjekter er med på å utvikle tunnel- og sikringsteknologien videre, og i tilfellet ved Nationaltheatret stasjon var bruken av sprøytebetongbuer omfattende. Denne typen sikring hadde tidligere ikke blitt særlig benyttet i Norge, erfaringene fra dette prosjektet var med å gjøre sprøytebetongbuer til en svært anvendt sikring i Norge. Siden den gang har sikringen utviklet seg videre blant annet med CT-bolter som gir midlertidig og permanent sikring.

Forskyvningene i MPBX'ene har vært stabile i en lengre periode. Det er flere faktorer som påvirker forskyvningene i bergmassen: bergspenninger, E-modul og forskyvninger langs sprekker.

I Holmestrand stasjon er overdekningen mellom ca. 36-56 m, og spenningene på tvers av stasjonshallen varierer lokalt mellom 1,5-4 MPa. Horisontalspenningene er dermed nokså like som i Gjøvikhallen. Majoriteten av de registrerte forskyvningene i Gjøvikhallen blir, når Q -verdi/tunnelbredde blir vurdert, plottet mellom linje A og C, se Figur 17. Sør for forkastningssonene er horisontalspenningene som nevnt målt til å være gravitasjonsindusert, noe som gir lite innspenning i taket. På tross av dette blir nesten alle forskyvningene i Holmestrand plottet mellom linje B og C, se Figur 69. Trenden mellom forskyvninger og Q /tunnelbredde ser ut til å være tilnærmet lik nord og sør for forkastningssonen. På bakgrunn av dette kan det virke som at horisontalspenningene nord for forkastningssonen gir et svært relativt lite bidrag til å redusere forskyvningene. For å se om denne trenden er reell burde det vært flere MPBX målinger sør for forkastningssonen. Dette diagrammet er i dobbeltlogaritmisk skala og dermed vil avstanden mellom de plottede verdiene være større i ett ikke-logaritmisk plott. Dermed kan det være lett å la seg lure av diagrammet. Erfaringer har vist at horisontale innspenninger er stabiliserende og vil skape mindre forskyvninger i taket på fjellhaller, dette var tilfellet i blant annet Gjøvikhallen.

I området sør for sonen er det registrert lavere Q -verdi og GSI. Når GSI verdien ble bestemt ble overflateforholdene i tunnelen vurdert som svært gode, dermed er oppsprekingsgraden utslagsgivende for GSI verdien. Oppsprekking svekker bergmassen, høy oppsprekking gir

både lavere E-modul og svekker bergmassens styrke. Dermed vil en lav GSI påvirke størrelsesorden på forskyvningene.

Forskyvning langs sprekker har en stor innflytelse på de totale forskyvningene. Størrelsesorden er avhengig av antall sprekker, sprekkelengde, -orientering og deres mekaniske egenskaper. I de numeriske modellene har sprekkesettene som regel en stor innflytelse, forskjellen mellom modellene med, uten og med tilfeldig plasserte sprekker er som regel tydelige. I Holmestrand er sprekkenes orientering lite gunstig i forhold til konturen, dermed kan det dannes flere kiler i taket. Slike blokker kan skape stabilitetsproblemer i tunnelen og må sikres for å hindre utfall. NGIs modeller har vist at skjærstivheten til sprekkenes er viktige parametere, som størrelsesorden på de forventede forskyvningene er sensitiv ovenfor. Skjærstivheten har ikke blitt estimert av laboratorieforsøk, men er blitt i forfatters modeller satt etter anbefalinger av Diederich 2012. I de forfatters modeller har Barton-Bandis skjærstyrkekriterium blitt benyttet med parametere basert på felt og laboratorieundersøkelser: JRC, JCS og friksjonsvinkel. Det burde ideelt sett vært tatt flere målinger av JRC og JCS i tunnelen, men grunnet begrenset tid ble det ikke anledning til dette. Forskjellen i skjærstyrken i NGIs og egne modeller er derimot ikke stor, på tross av at forskjellige kriterium er benyttet. Skjærfastheten til sprekkenes vil være en stabiliserende faktor for partier rundt tunnelen, og kan bidra til å hindre utfall av blokker.

Sør for forkastningssonen vil redusert innspenningen og høyere oppsprekking føre til større forskyvninger midt i taket. I vederlagene er innspenningen høyere noe som bidrar til å redusere forskyvningen. Den reduserte innspenningen og oppsprekkingen (lav GSI) bidrar til at tensjonsbrudd kan oppstå i taket. Siden Basalt er en klasse II bergart vil brudd betraktelig redusere bergmassens evne til å ta opp last. Fra Figur 66 er det observert 3,2 mm forskyvninger i mellom anker 29,5 og 25,5 moh, noe som kan være en indikator på at bergmassen er gått i brudd mellom disse ankrene. En annen mulighet er at den lave innspenningen ikke holder blokker på plass, noe som bidrar til forskyvninger.

Modellene gir en forenkling av geologien og antar at bergmassen som et kontinuerlig material, noe som ikke er tilfelle i Holmestrand. På tross av dette har de modellerte forskyvningene en god korrelasjon med de målte. Resultatene fra de simulerte MPBX'ene

som er lagt inn i de numeriske modellene har en svært god korrelasjon med de målte totale forskyvningene. I stasjonshallområdet er det gjennomsnittlige avviket mellom MPBX'ene i modellen med gjennomsettende sprekker og de reelle på 0,6 mm. For modellen med tilfeldige sprekker er differansen på 1,6 mm og for modellen uten sprekker 1,9 mm. I fleste tilfellene var de målte verdiene større, den forskjellen oppsto i MPBX 5. Der var de registrerte forskyvningene i begge måleprofiler større enn de modellerte. Denne forskjellen skyldes at modellene ikke er i stand til å fange opp alle geologiske forhold som oppstår. I dette området kan det være blokker som presses inn i tunnelen eller at området består av et svakere materiale enn i modellen. Det faktum at modellene med gjennomsettende sprekker generelt har lave forskyvninger enn de målte, er ikke helt logisk. Modellen med gjennomsettende sprekker er designet som en konservativ modell. Dette kan tyde på at det er benyttet en for høy GSI i modellene. På tross av dette er korrelasjonen mellom modellene og de målte forskyvningene meget bra.

MPBX'ene som er installert i borehull har fordelene med at de kan fange opp mesteparten av de reelle forskyvningene siden de blitt er installert før driving. Dette er ikke MPBX'ene fra tunnelen, og det er godt mulig at disse ikke har fanget opp alle forskyvninger som har oppstått. I stasjonshallen ser man et det er forskjell mellom disse MPBX'ene, MPBX fra dagen ved km 85,108 har registrert 2 mm deformasjon og MPBX 4 fra tunnel (km 85,009) har registrert 0,58 mm. Det er forskjellige geologiske forhold i disse profilene, ved km 85.108 er det lavatoppsedimenter i hele hengen, noe som kan være en mulig forklaring på at forskyvningene er større. For begge tilfellene er uansett forskyvningene svært lave. For MPBX ned km 85,197 har det blitt registrert en terrengheving på 4 mm, dette kan skyldes forinjeksjoner. Et annet mulig alternativ er at det er en høyere horisontalspenning i dette området, som kan skape en heving. I denne MPBX'en forskyves anker ved 26,5 moh ca. 1 mm nedover relativt til terrenget. Dette er også en svært lav forskyvning. Den numeriske modellen er i meget godt samsvar med MPBX 4 installert fra tunnel.

Sør for forkastningssonen var korrelasjonen mellom de MPBX'ene i tunnelen og modellerte forskyvningene også svært gode, spesielt for modellen med tilfeldige spekker. I modellene oppstår brudd i bergmassen midt i taket, noe som bidrar til større forskyvninger. Sprekkesettens tilstedeværelse har også en stor innvirkning på de modellerte forskyvningene. Dette ses i MPBX'en midt i hengen i modellen med sprekker hvor de lave

innspenningen gjør at blokker løsner noe, disse vil ikke falle ned i tunnelen på grunn av sikringen. MPBX'en fra dagen har registret en noe større forskyvning enn MPBX'en fra tunnelen, forskjellen er på ca. 1,2 mm. Dette kan være en indikasjon på at MPBX'ene i tunnelen ikke har blitt installert tidlig nok til å fange opp store deler av forskyvningene.

Modellene til NGI er basert på inngangsparametere som ble gjort tilgjengelig før driving var iverksatt. GSI verdien er blitt beregnet fra en forventet Q-verdi på 13, noe som gir en GSI på 67. Dette er en lavere GSI enn det som er registrert på stasjonshallen. Dette bidrar til at forskyvningene modellert for stasjonshallen er høyere enn forfatters. For MPBX 4 ga modeller fra NGI en forskyvning på rundt 2 mm, dette er en høyere verdi enn det som er registrert i MPBX 4 ved km 85,009. MPBX'en installert fra dagen ga derimot en forskyvning på 2 mm, dette er lik NGIs modell. Sør for forkastningssonen benytter NGIs seg av høyere GSI og modellen har derimot en større grad av oppsprekking enn forfatters. Denne modellen er ikke bolter installert, noe som vil gi større forskyvninger. I MPBX 1 og 3 er forskyvningene høyere, enn de som er målt i profil km 85.546. For MPBX 2 i modellen er forskyvningene rundt 2,4 mm lavere enn de målte på tross av at bolting ikke er benyttet. Dette kan muligens skyldes at GSI verdien er for høy. Dette bidrar til at mindre bergmasse går i brudd i modellene, samt gir modellen en høyere E-modul.

Terrengsetningene har hatt en dårligere korrelasjon mellom modellene og de målte sammenlignet med forskyvningene langs MPBX'ene. I modellene hvor sprekkeområdet er redusert blir resultatene nær terrengoverflaten forstyrret og man kan ikke få pålitelige resultater på terrengsetningen. Dette var tilfellet for modellen med gjennomsettende sprekker for stasjonshallen og modellen sør for forkastningssonen med tilfeldig plasserte sprekker.

Den benyttede sikringen går ikke i brudd i modellene. Forskyvningene er generelt såpass lave at de stive sikringene som er benyttet ikke er i fare for å gå i brudd. Fordelen med de stive sikringene er at de kan ta opp stor last, dette vil bidra til å forhindre nedfall av blokker. Sør for stasjonshallen er de største forskyvninger registrerte, det er også modellert at deler av bergmassen går i brudd i taket. Dette utsetter boltene og sprøytebetongen for større last, lasten er derimot fortsatt såpass lav at sikringene er langt fra å gå i brudd i modellene. Det kunne sannsynligvis ha vært benyttet en mindre tykkelse på sprøytebetongen, spesielt i

stasjonshallområdet, dette ville redusert kostnader. Samtidig er konsekvensene av blokkutfall er derimot så store at det ville være uklokt å ta sjanger på å redusere sprøytebetongenes tykkelse. Boltelengdene som er valgt i stasjonshallområdet og i den sørlige trompeten har en fornuftig lengde, boltene er lange nok til å sikre kiler og blir forankret i intakt bergmasse.

18 Konklusjon

I denne avhandlingen har de registrerte og de modellerte forskyvningene i MPBX'ene hatt en svært god korrelasjon. Numerisk modellering er tilsynelatende til å være i stand til å gjenskape et representativt bilde av de kompliserte undergrunnsforholdene som eksisterer i Holmestrand. Dermed kan være et viktig verktøy til å estimere forskyvninger for tunnelprosjekter. Skal de numeriske modellene være i stand til å gjenskape de geologiske forholdene er gode inngangsparametere essensielt, uten dette er numerisk modellering tildeles meningsløst. For dette prosjektet har flere laboratorieforsøk, spenningsmålinger og feltbefaringer vært med å bestemme disse parameterne. Flere parametere er vanskelig å måle, dette gjelder eksempelvis skjærstivheten, for å få pålitelige verdier på disse er erfaringer og gode vurderinger nødvendig.

I tunnelprosjekter hvor forskyvningene skal overvåkes under driving, vil kartlegging av GSI, JRC og JCS på stoff hjelpe til å kalibrere numeriske modeller. Dette vil være med på å kvalitetssikre og forbedre inngangsparametere i modellene, slik at modellene gjensker geologien på best mulig måte.

Størrelsesorden på forskyvningene som oppstår i stasjonshallen er avhengig av ulike faktorer, spenningsforhold, oppsprekking, E-modul og tensjonsbrudd i bergmassen. Basalten er en klasse II bergart som er i stand til å ta opp spenninger uten at større forskyvninger oppstår i Holmestrand, så lenge brudd ikke oppstår i bergmassen. Når brudd oppstår er som regel disse bruddsonene av begrenset omfang. Stabilitetsovervåkingen har vist at kilene som dannes i hengene og eventuelle bruddsonene ikke skaper større forskyvninger. Dette er en indikasjon på at samvirket mellom berget og sikringsmidlene er gode.

De lave forskyvningene bidrar til at lasten på sikringsmidlene i modellene er forholdsvis lave. Bergsikringens hovedformål i Holmestrand er å sikre kiler som dannes over taket. Lengden på boltene er fornuftige, de er tilstrekkelig lange nok til å sikre større kiler og til å bli forankret i fast berg i seksjoner hvor det oppstår brudd taket. Mindre kiler vil bli holdt på plass av sprøytebetongen.

19 Referanser

- Arntsen, Ø., 1997. *Krevende spregningsarbeider i Oslo sentrum, fra utvidelsen av Nationaltheatret stasjon*. Oslo, Fjellspregningsteknikk/bergmekanikk/geoteknikk.
- Bandis, S., Lumsden, A. & Barton, N., 1981. Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, Februar, 18(1), pp. 1-21.
- Barton, N. et al., 1994. Predicted and measured performance of the 62 m span Norwegian olympic ice Hockey Cavern at Gjøvik. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 31(6), pp. 617-641.
- Barton, N., Lien, R. & Lunde, J., 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mech.*, 4(6), pp. 189-239.
- Bhasin, R., Barton, N. & Løset, 1993. Engineering geological investigations and the application of rock mass classification approach in the construction of Norway's underground Olympic stadium. *Engineering Geology*, 35(1-2), pp. 93-101.
- Bollingmo, P., Nilsen, B. & Nordgulen, Ø., 2007. *Raset i Hanekleivtunnelen 5. desember 2006 - Rapport fra undersøkelsesgruppen..*
- Diederichs, M., 2012. *Holmestrand rail tunnel and station. Preliminary review of input, modeling and interpretations.*
- Hansen, T., Nielsen, A. & Bruton, D., 2011. Palaeoecology in a mud-dominated epicontinental sea: A case study of the. *Palaeogeography, Palaeoclimatology, Palaeoecology*, Issue 299, pp. 348-362.
- Hoek, E., 2007a. Structurally controlled instability in tunnels. *Practical Rock Engineering*.
- Hoek, E., 2007b. Rock mass properties. *Practical rock engineering*.
- Hoek, E., 2007c. Shear strength of discontinuities. *Practical rock engineering*.
- Hoek, E. & Diederichs, M., 2005. Empirical estimates of rock mass modulus. *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci.*, 2(42), pp. 277-285.

ISRM, 1979. Suggested methods for determining hardness and abrasiveness of rocks. *International Journal of Rock Mech, Min. Sci. Geomech*, 15(1), pp. 89-97.

Jernbaneverket, 2008. *Fagrapport ingeniørgeologi og hydrogeologi. Dokument nr: V21401*

Jernbaneverket, 2011a. *Resultater fra kjerneboringer og bergmekanisk testing av borekjerne, UVB-53-A-14107.*

Jernbaneverket, 2011b. *Ingeniørgeologisk-Hydrogeologisk Rapport, UVB-53-A-14104*

Jernbaneverket, 2012. *Stabilitet i store tverrsnitt basert på spenninger målt i tverrslagstunnel R7. UVB-53-A-14122.*

Jernbaneverket, 2013. *Stabilitet og sikring i stasjonshall - oppdaterte beregninger og bruk av fullt innstøpte bolter ved stoff. UVB-53-A-14127, Oslo: NGI.*

Kalanger, A., 1997. *Nye Nationaltheatret Stasjon. Bakgrunn, konsekvens og bymessige utfordringer for å løse jernbanens trafikkmessige flaksehals i Oslo sentrum. Oslo, Fjellsprengningsteknikk/Bergmekanikk/Geoteknikk.*

KFF, 1973. *Praktisk Håndbok i fjellbolting, Oslo: KFF.*

Kveldsvik, V., 2011. *Detalj-, regulerings- og byggeplan for parsell 5.3 Holmestrand-Nykirke - Stabilitet og sikring i store tverrsnitt FORELØPIG 17.10.2011, Oslo: NGI.*

Kveldsvik, V., 2012. *Teknisk notat: Måling med MPBX nord og sør for tverrslag R7 og mellom R9 og km 85,490 (KH8). Foreløpig2, Oslo: NGI.*

Kveldsvik, V., 2013. *Måling av forskyvninger ved og omkring tunnelen – status per januar 2013. FORELØPIG, Oslo: NGI.*

Kveldsvik, V. et al., 2011. *Europas største jernbanestasjon i berg - Grunnundersøkelser, drivemetoder og dimensjonering av stabilitetssikring. Oslo, Fjellsprengningsteknikk /Bergmekanikk/Geoteknikk.*

Langford, J., Kveldsvik, V. & Sagen, H., 2010. *Europas største jernbanestasjon i berg - fastsettelse av tetthetskrav. Oslo, Fjellsprengningsteknikk/Bergmekanikk/Geoteknikk.*

Larsen, B., Olaussen, S., Sundvoll, B. & Heeremans, M., 2008. The Permo-Carboniferous Oslo Rift through six stages and 65 million years. *Episodes*, 35(1), pp. 52-58.

Li, C., 2010. *Bergmekaniske prinsipper/ undersøkelsesmetoder/ målemetoder*. Gardermoen, NBG.

Li, C., 2013. *Samtaler med Charlie Li, 14. Mai*. s.l.:s.n.

Løset, F., 1995. The geology of the Oslo region, seen from the Engineering geologists' view. *Norwegian Urban Tunneling - Exploration of the Oslo underground*.

Marinos, V., Marinos, P. & Hoek, E., 2005. The geological strength index: applications and limitations. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 64(1), pp. 55-65.

Mykland, J., 1997. *Driving og sikring med lav fjelloverdekning Nye Nationalteateret stasjon*. Oslo, Fjellsprengningsteknikk/Bergmekanikk/Geoteknikk.

Myrvang, A., 2001. *Kompendium Bergmekanikk*. Trondheim: Tapir.

NFF, 2008. *Håndbok: "Tung bergsikring i undergrunnsanlegg"*. Oslo: NFF.

NGI, 2013. *Sikringsdiagram for Q-systemet lastet ned 22.05.2013 fra: <http://www.ngi.no/no/Innholdsbokser/Referansjeprojekter-LISTER-/Referanser/Q-metoden/>*

Nilsen, B. & Broch, E., 2009. *Ingeniørgeologi-Berg*. Trondheim: Tapir.

NSB, 1980. *Teknisk informasjon for Oslo-Tunnelen, Teknikk 1*, s.l.: NSB.

Olesen, O., 2006. *Aktsomhetskart for tunnelplanlegging, Østlandsområdet, Geofysisk tolkning av tropisk dypforvitring. 1:100 000*, Trondheim: NGU.

Palmstrøm, A. & Broch, E., 2004. Use and misuse of rock mass classification systems with particular reference to the Q-system. *Tunnels and Underground Space Technology*, 21(6), pp. 575-593.

Ramberg, I., Bryhni, I. & Nøttevedt, A., 2007. *Landet blir til - Norges geologi*. Trondheim: NGF.

Rocscience, 2011. *Support Tutorial – Step 1*. Lastet ned 27.05.2013 fra: <C:\Program Files\Rocscience\Phase2 8.0\Webhelp\phase2.htm>

Sagen, H., 2010. *Holmestrand stasjon i fjell - Modernisering av Vestfoldbanen*. s.l., Lastet ned 13. Mai, 2013 fra: <http://nff.no/article.php?id=434>.

St. George, J., 2012. *Course note Civil 722: Slope Engineering*. Auckland: University of Auckland, New Zealand.

Stillborg, B., 1994. *Professional users handbook for rock bolting*. 2 red. Clausthal-Zellerfeld: Trans Tech Publications.

SVV, 2000. *Håndbok 215 - Fjellbolting*, Oslo: Vegdirektoratet.

SVV, 2010. *Arbeider foran stuff og stabilitetssikring*, Oslo: Vegdirektoratet.

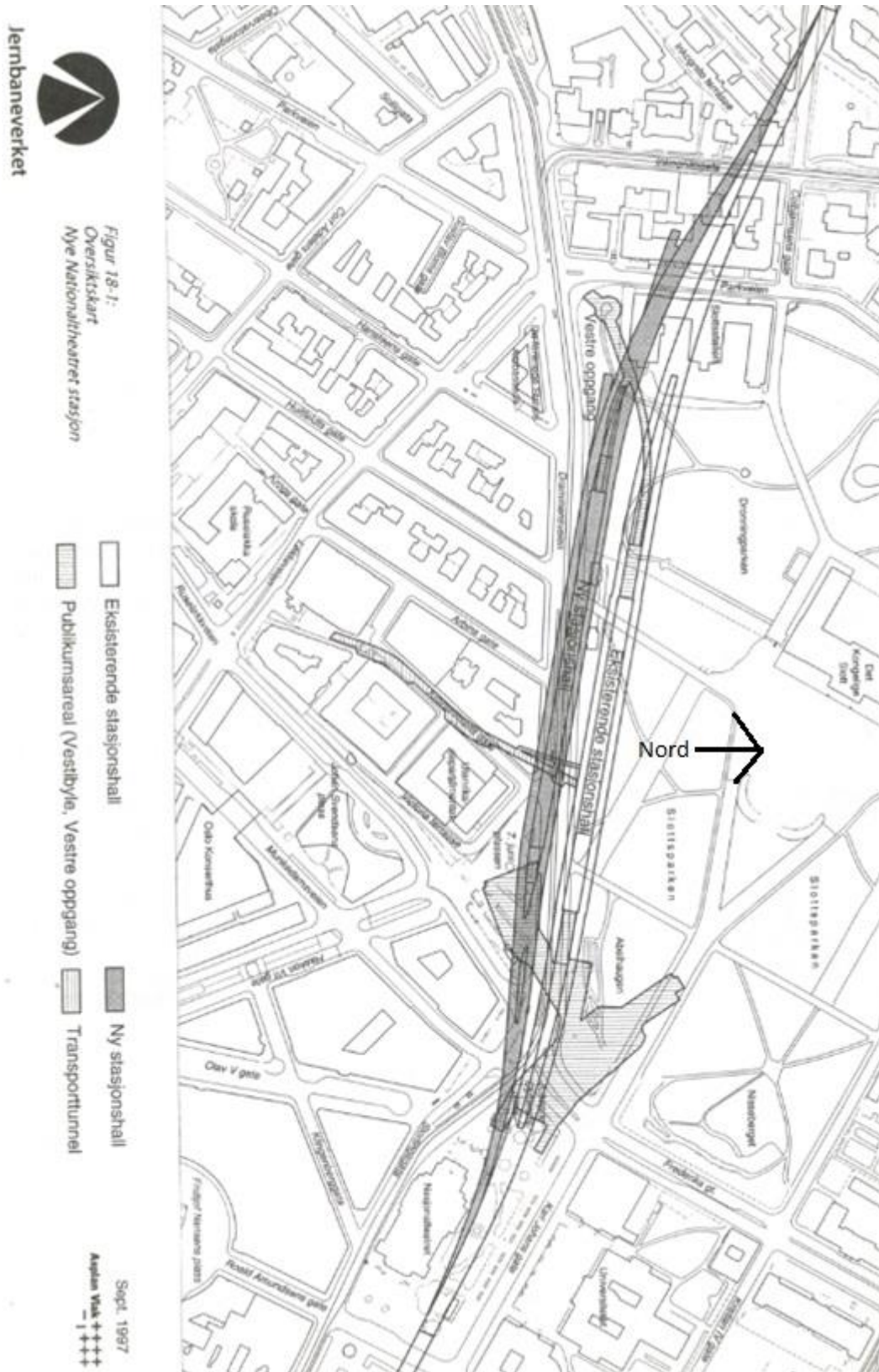
Trinh, N. & Holmøy, K., 2012. *Nummerisk modellering i bergteknikk: hva det og kan brukes til, fordeler og ulemper, programvare og begrensninger*. Oslo, Fjellsprengningsteknikk /Bergmekanikk/Geoteknikk.

Undrum, S., 2011. *Holmestrand stasjon i fjell fra visjon til virkelighet*. Oslo, NFFs Fjellspregningsdagen.

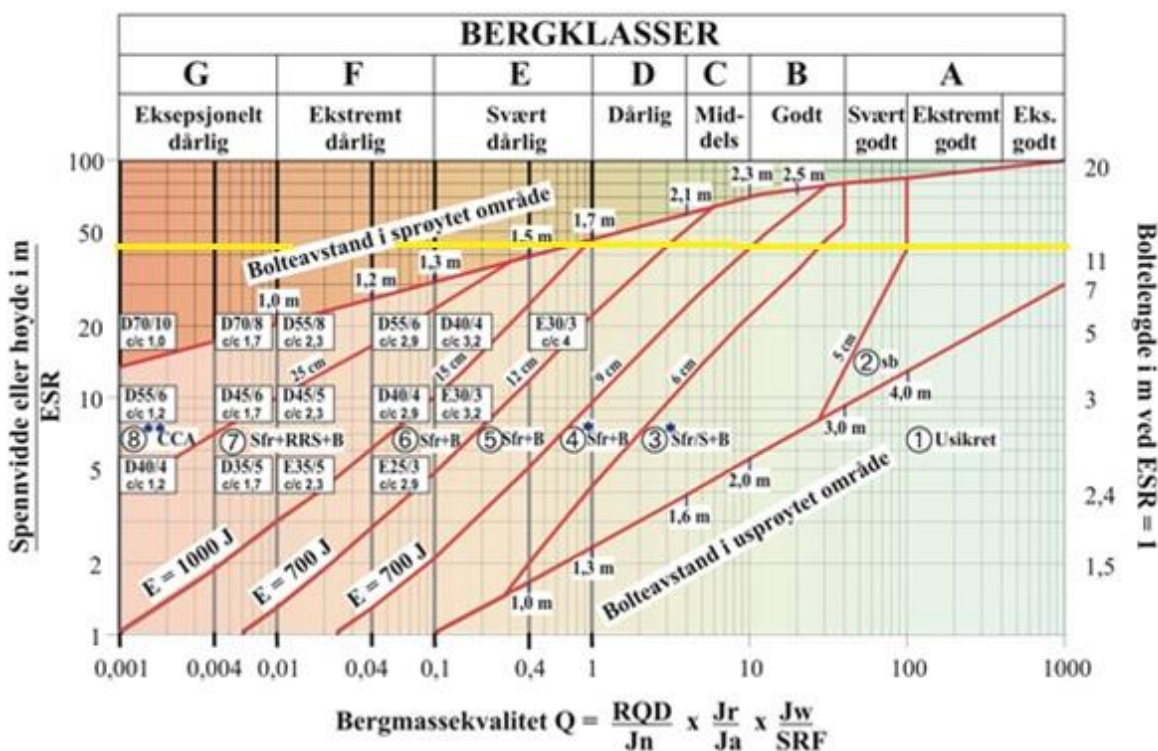
20 Vedlegg

Vedlegg 1: Oversiktskart over Nye Nationaltheatret stasjon, modifisert fra (Kalanger, 1997).	120
Vedlegg 2: Q-systemets sikringsdiagram, gul linje representerer hvor stasjonshallen havner basert på spennvidde/ESR (NGI, 2013)	121
Vedlegg 3: GSI skjema (Marinos, et al., 2005)	122
Vedlegg 4: JRC profiler for sprekker (Hoek, 2007c)	123
Vedlegg 5: Sammenheng mellom ruhetsamplitude, profillengde og JRC (Hoek, 2007c)	124
Vedlegg 6: Sammenheng mellom prelleverdier, enhetsvekt og enaksiell trykkstyrke (Hoek, 2007c).....	125
Vedlegg 7: De tre måleprofilene med MPBX, figurene viser plassering av de ulike MPBX. Ses i sørlig retning med.	126
Vedlegg 8: Poltetthetsplott med tolkede sprekkeplan	129
Vedlegg 9: Estimering av JCS.	130
Vedlegg 10: Belastning på sprøytebetongen, modell uten sprekker, stasjonshall.....	131
Vedlegg 11: Belastning på boltene, modell uten sprekker, stasjonshall	132
Vedlegg 12: Belastning på sprøytebetongen	133
Vedlegg 13: Belastning på boltene.....	134
Vedlegg 14: Belastning på sprøytebetongen.	135
Vedlegg 15: Belastnings på boltene	136
Vedlegg 16: Belastning på sprøytebetongen.	137
Vedlegg 17: Belastning på boltene.....	138
Vedlegg 18: Belastning på sprøytebetongen for modell med Holmestrandtunnelen lagt inn.	139
Vedlegg 19: Belastning på boltene.....	140
Vedlegg 20: Belastning på sprøytebetongen.	141
Vedlegg 21: Belastning på boltene.....	142
Vedlegg 22: Registrert geologi og Q-verdi Novapoint for seksjonene med MPBX installert, gitt av Jernbaneverket 10.06.2013.....	143

Vedlegg 1: Oversiktskart over Nye Nationaltheatret stasjon, modifisert fra (Kalanger, 1997).



Vedlegg 2: Q-systemets sikringsdiagram, gul linje representerer hvor stasjonshallen havner basert på spennvidde/ESR (NGI, 2013)



SIKRINGSKATEGORIER

- | | |
|--|--|
| <ul style="list-style-type: none"> 1) Usikkert 2) Spredt bolting, sb 3) Systematisk bolting og uarmert eller fiberarmert sprøytebetong, 5-6 cm, Sfr/B+S | <ul style="list-style-type: none"> 4) Fiberarmert sprøytebetong og bolting, 6-9 cm, Sfr+B 5) Fiberarmert sprøytebetong og bolting, 9-12 cm, Sfr (E700) +B 6) Fiberarmert sprøytebetong og bolting, 12-15 cm, Sfr (E700) +B 7) Fiberarmert sprøytebetong > 15 cm + armerte ribber av sprøytebetong og bolting, Sfr (E1000) +RRS+B 8) Betongutstøpning, CCA eller Sfr (E1000) +RRS+B |
|--|--|

Boltene er 20 eller 25 mm i diameter

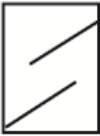
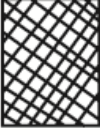

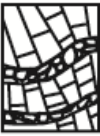


E) Energiabsorpsjon i fiberarmert sprøytebetong ved 25 mm nedbøyning i platetest

$\left[\begin{smallmatrix} D45/6 \\ \text{etc } 1,7 \end{smallmatrix} \right]$ = RRS (sprøytede buer) med 6 armeringsjern i dobbelt lag, i 45 cm tykke buer med senter/senteravstand 1,7 m. Hvert rektangel er relatert til Q-verdien i venstre sidekant av rektangelet. (Se tekst for nærmere forklaring)

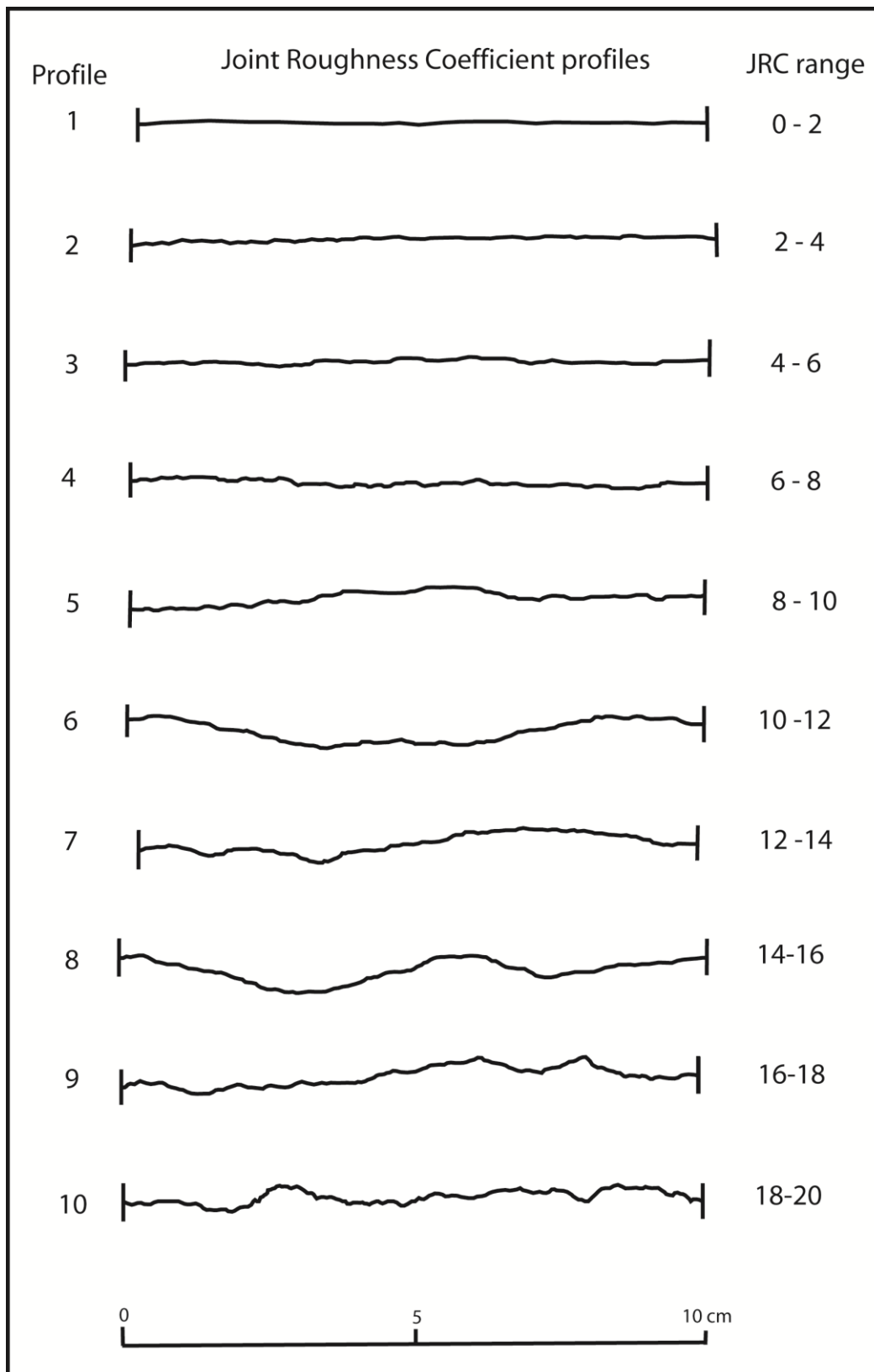
*) Opptil 10 cm ved store spennvidder

**) Eller Sfr+RRS+B

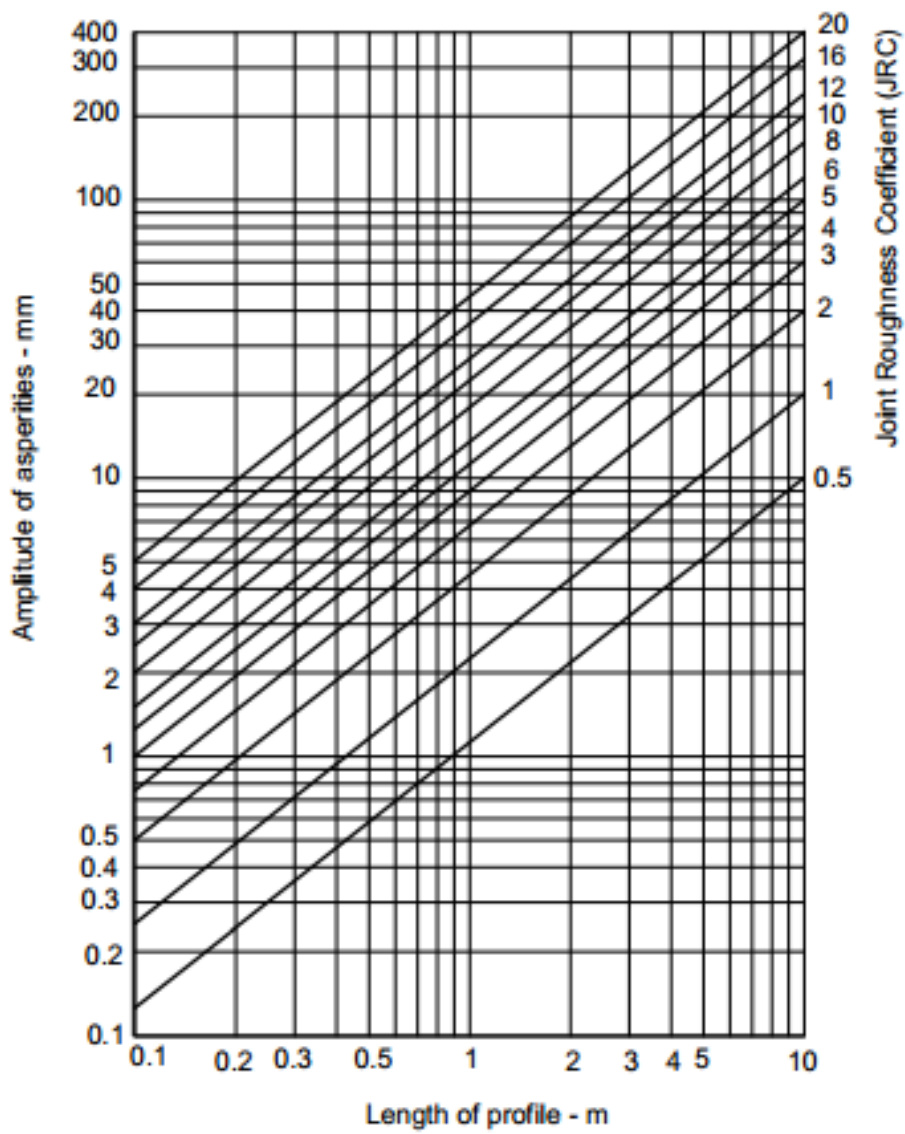
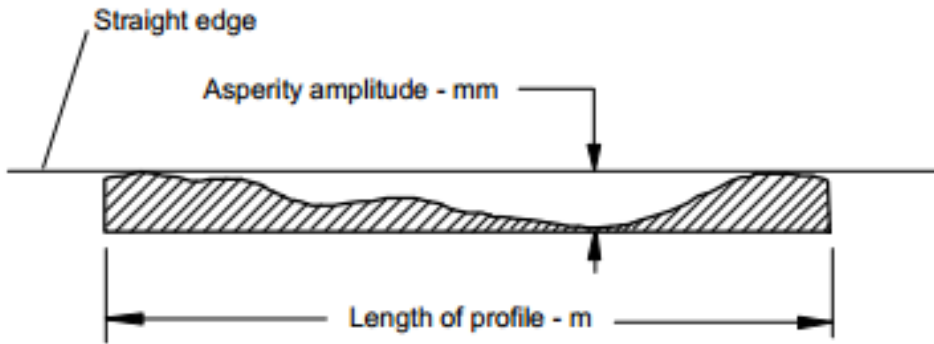
Vedlegg 3: GSI skjema (Marinos, et al., 2005)

<p>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS</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> <p>STRUCTURE</p>		<p>SURFACE CONDITIONS</p> <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 Slickensided, highly weathered surfaces with compact coating of fillings or angular fragments</p> <p>VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings</p> <p>DECREASING SURFACE QUALITY →</p>				
 <p>INTACT OR MASSIVE- Intact rock specimens or massive in-situ rock with few widely spaced discontinuities</p>	90	80	70	60	N/A	
 <p>BLOCKY - Well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets</p>	80	70	60	50	40	
 <p>VERY BLOCKY - Interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets</p>	70	60	50	40	30	
 <p>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - Folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity</p>	60	50	40	30	20	
 <p>DISINTEGRATED - Poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces</p>	50	40	30	20	10	
 <p>LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of the weak schistosity or shear planes</p>	N/A	N/A	10	10	10	

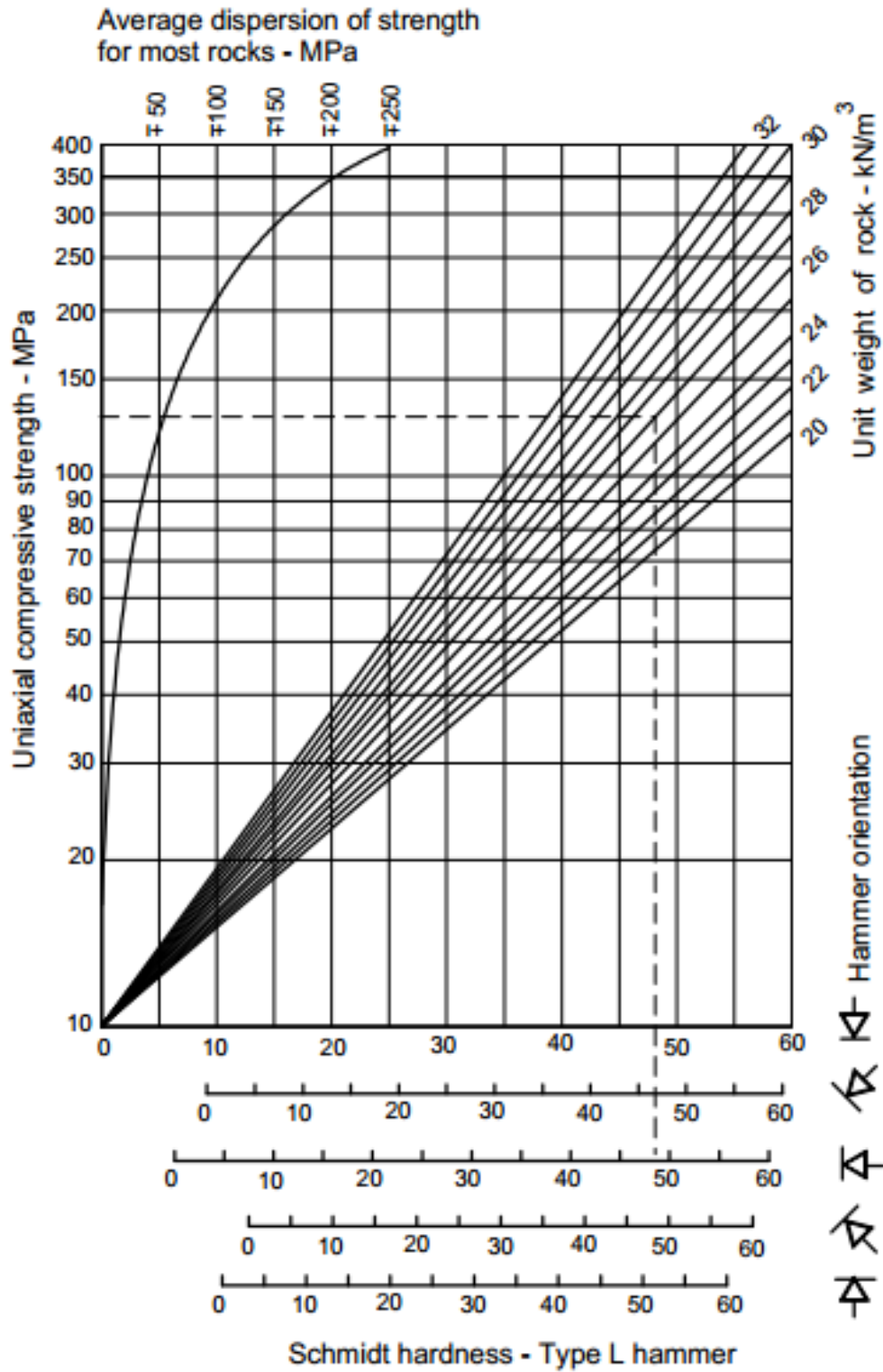
Vedlegg 4: JRC profiler for sprekker (Hoek, 2007c)



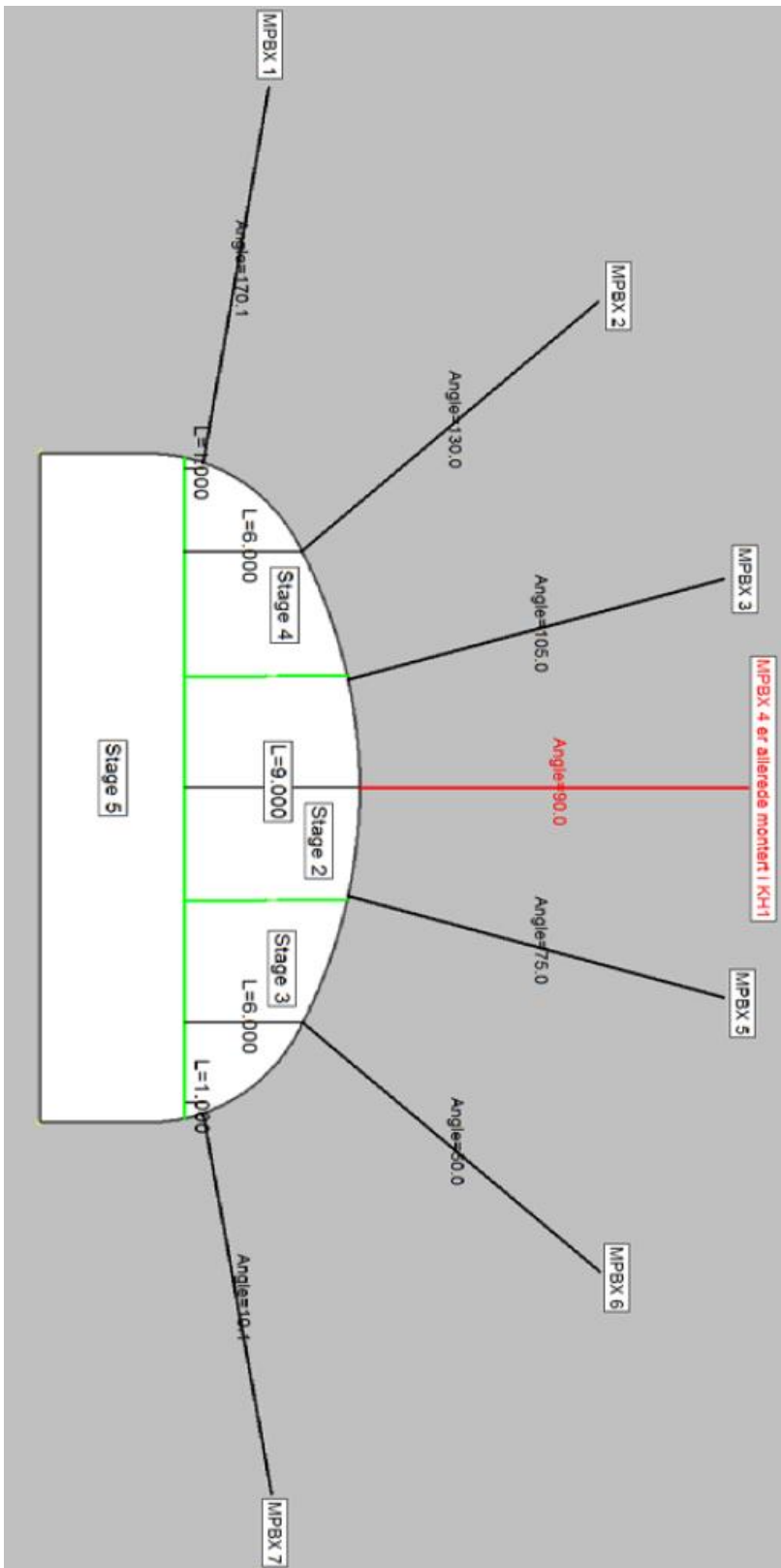
Vedlegg 5: Sammenheng mellom ruhetsamplitude, profillengde og JRC (Hoek, 2007c)



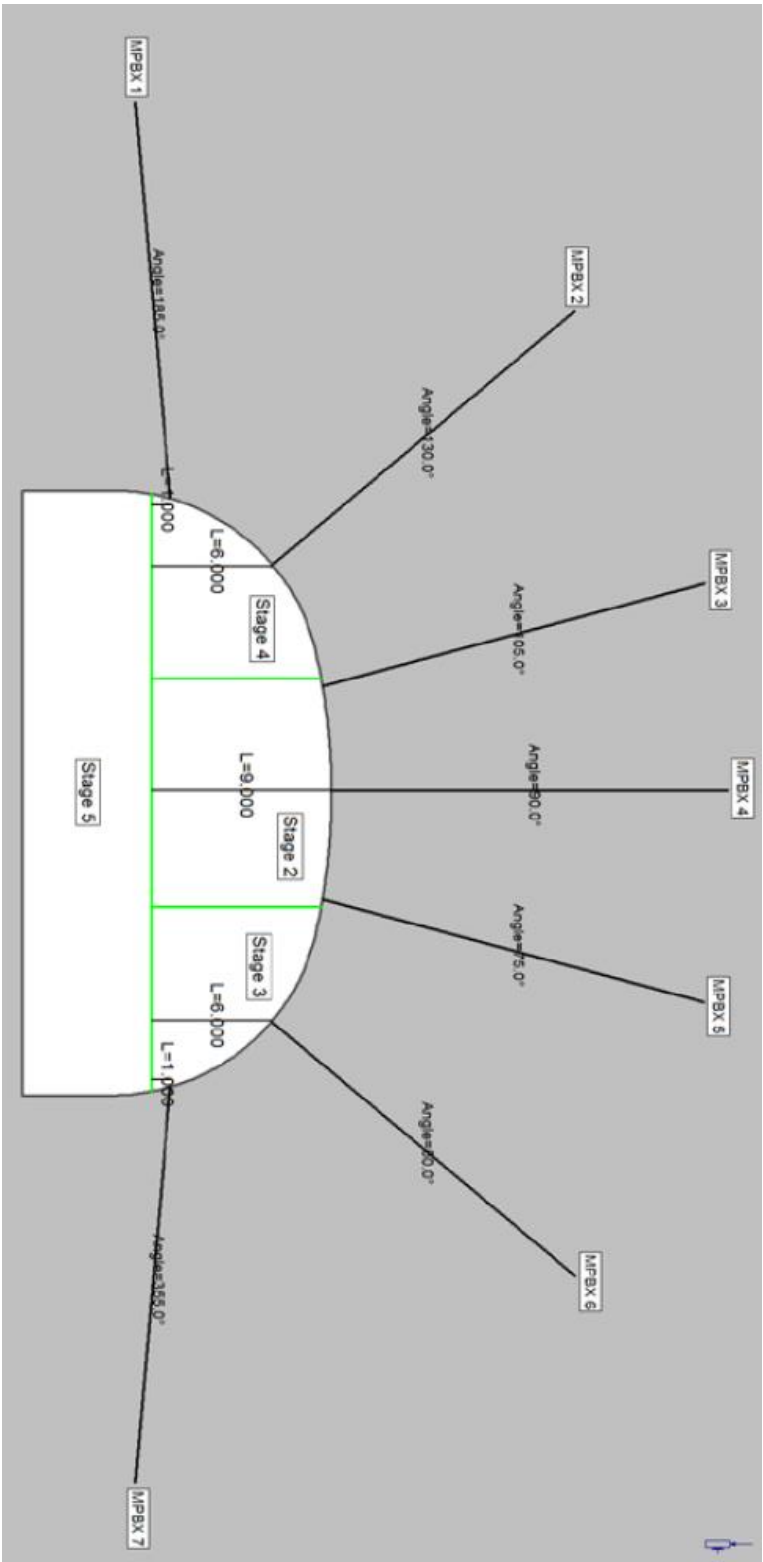
Vedlegg 6: Sammenheng mellom prelleverdier, enhetsvekt og enaksial trykkstyrke (Hoek, 2007c)



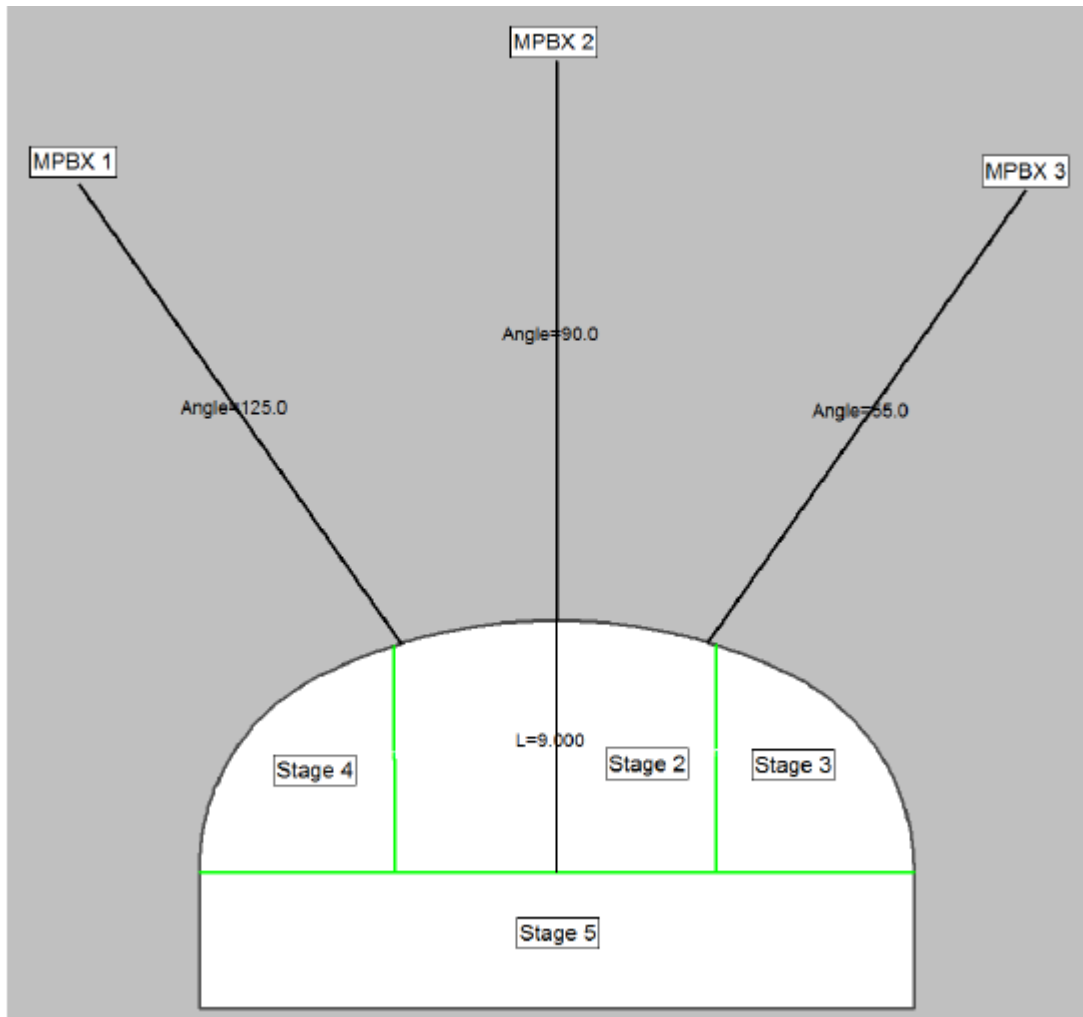
Vedlegg 7: De tre måleprofilene med MPBX, figurene viser plassering av de ulike MPBX. Ses i sørlig retning med.



Km. 85.115

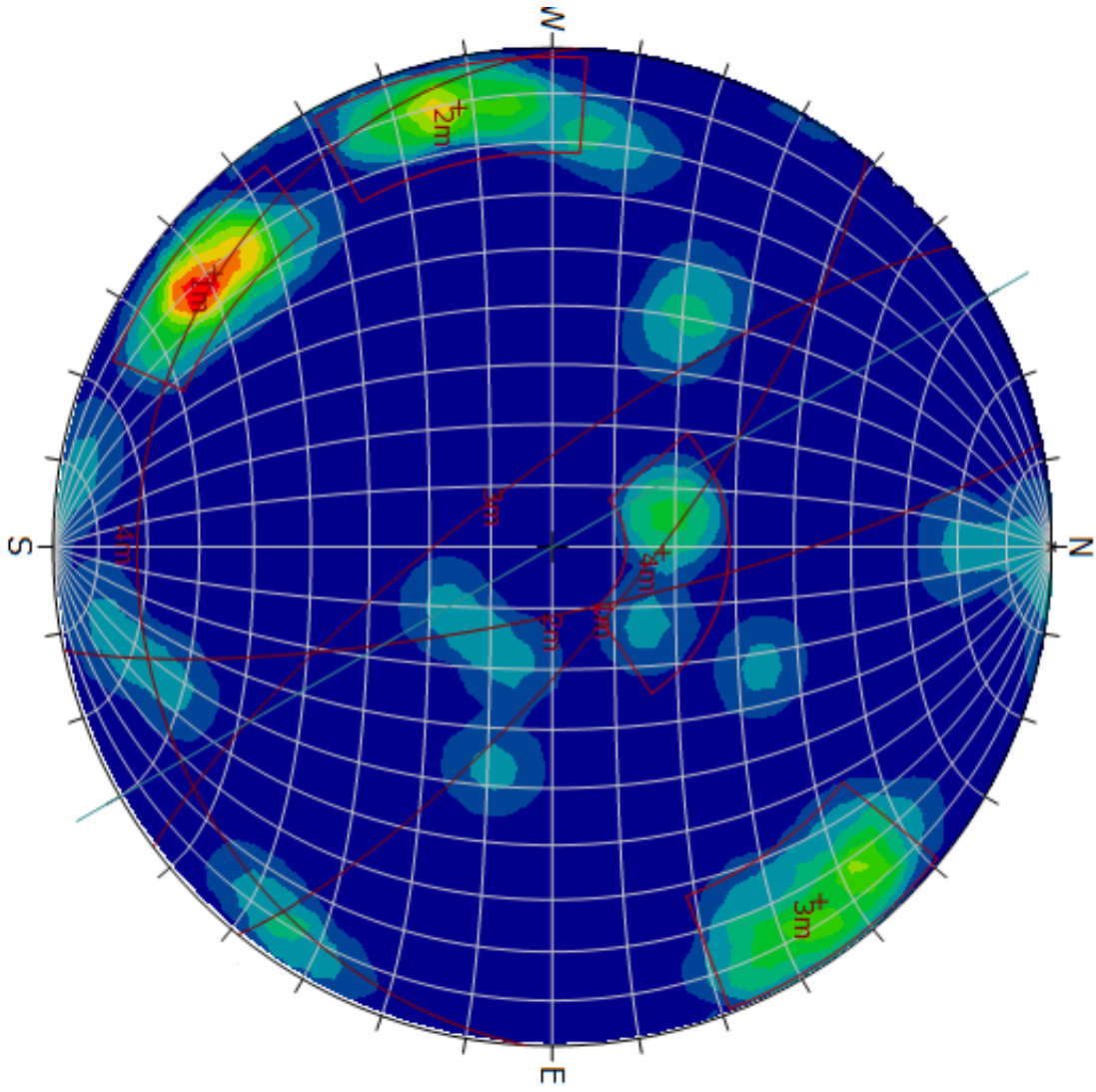


Km. 85.009



Km. 85.546

Vedlegg 8: Poltetthetsplott med tolkede sprekkeplan







Color	Density Concentrations
	0.00 - 1.30
	1.30 - 2.60
	2.60 - 3.90
	3.90 - 5.20
	5.20 - 6.50
	6.50 - 7.80
	7.80 - 9.10
	9.10 - 10.40
	10.40 - 11.70
	11.70 - 13.00

Maximum Density	12.85%
Contour Data	Pole Vectors
Contour Distribution	Finer
Counting Circle Size	1.0%

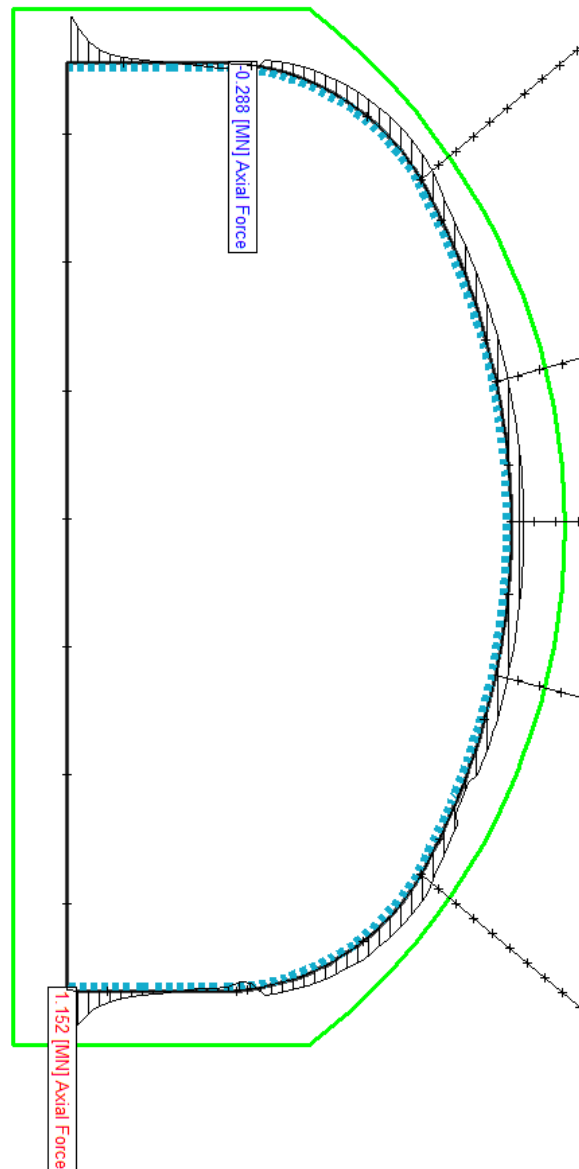
Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes			
1m	76	39	
2m	79	78	
3m	78	233	
4m	18	183	

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	36 (36 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Area

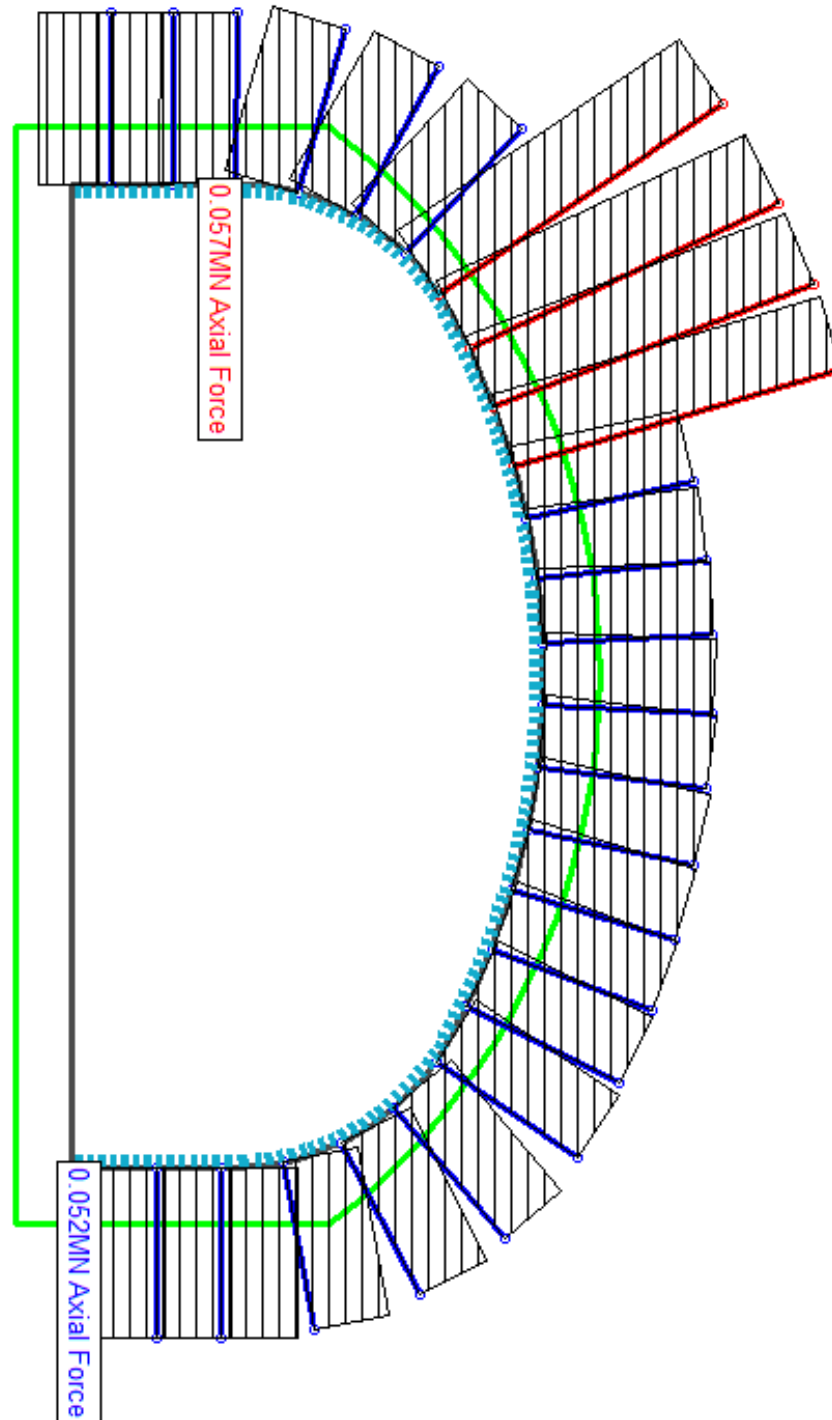
Vedlegg 9: Estimering av JCS.

Stoff	R7 Nord	R7 Sør	R7 Sør	R7 Sør
Fall/Fallretning	80/80	80/70	20/220	70/225
Schmidt hammer verdi				
1	34	42	52	48
2	32	42	44	44
3	30	42	44	42
4	29	40	42	42
5	28	40	40	38
6	28	32	40	38
7	26	30	40	38
8	25	30	38	38
9	24	28	38	35
10	24	28	38	35
11	22	28	34	34
12	22	28	34	33
13	22	28	32	32
14	22	24	32	32
15	20	24	28	26
16	20	22	16	26
17	20	22	14	26
18	18	14	12	25
19	16			24
20	14			12
Snitt. 10 høyeste	28	35	42	40
Hammerposisjon				
JCS	70	80	110	115

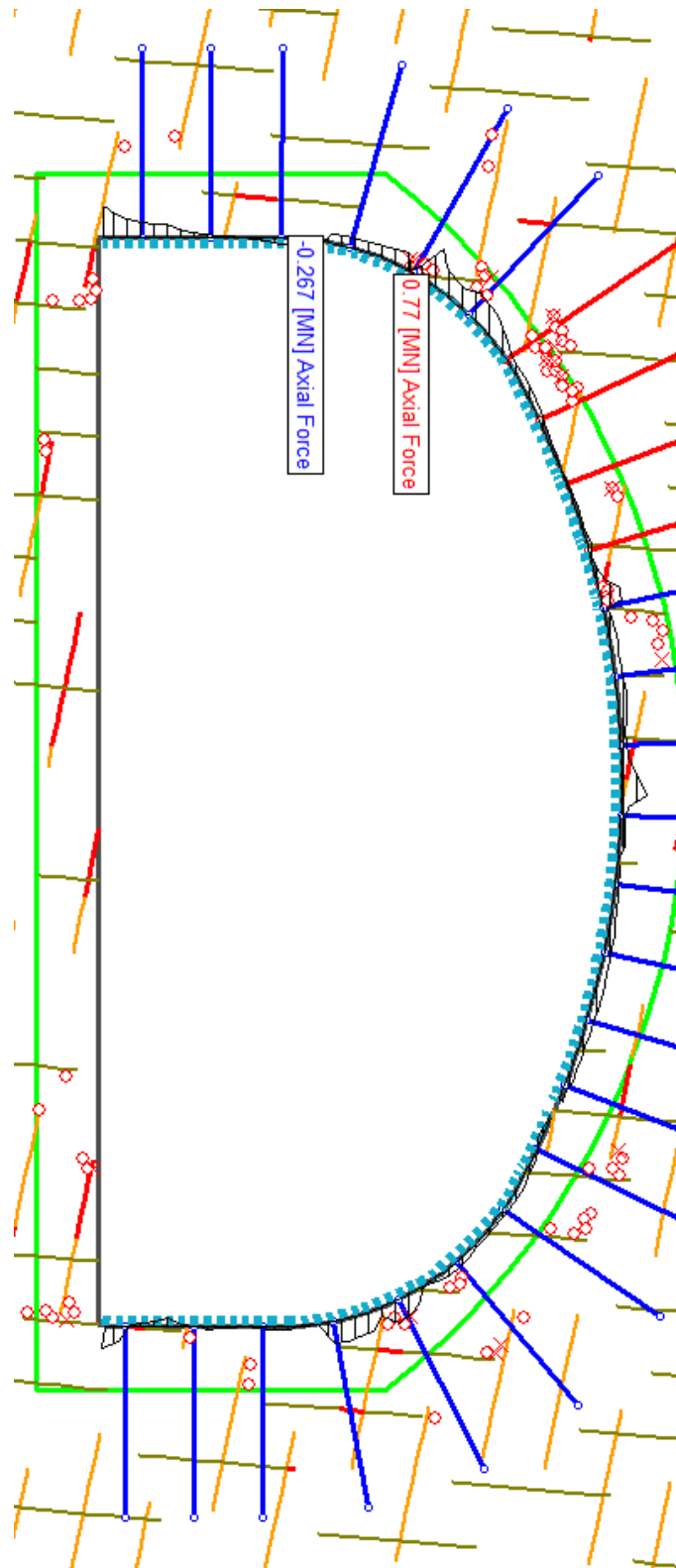
Vedlegg 10: Belastning på sprøytebetongen, modell uten sprekker, stasjonshall



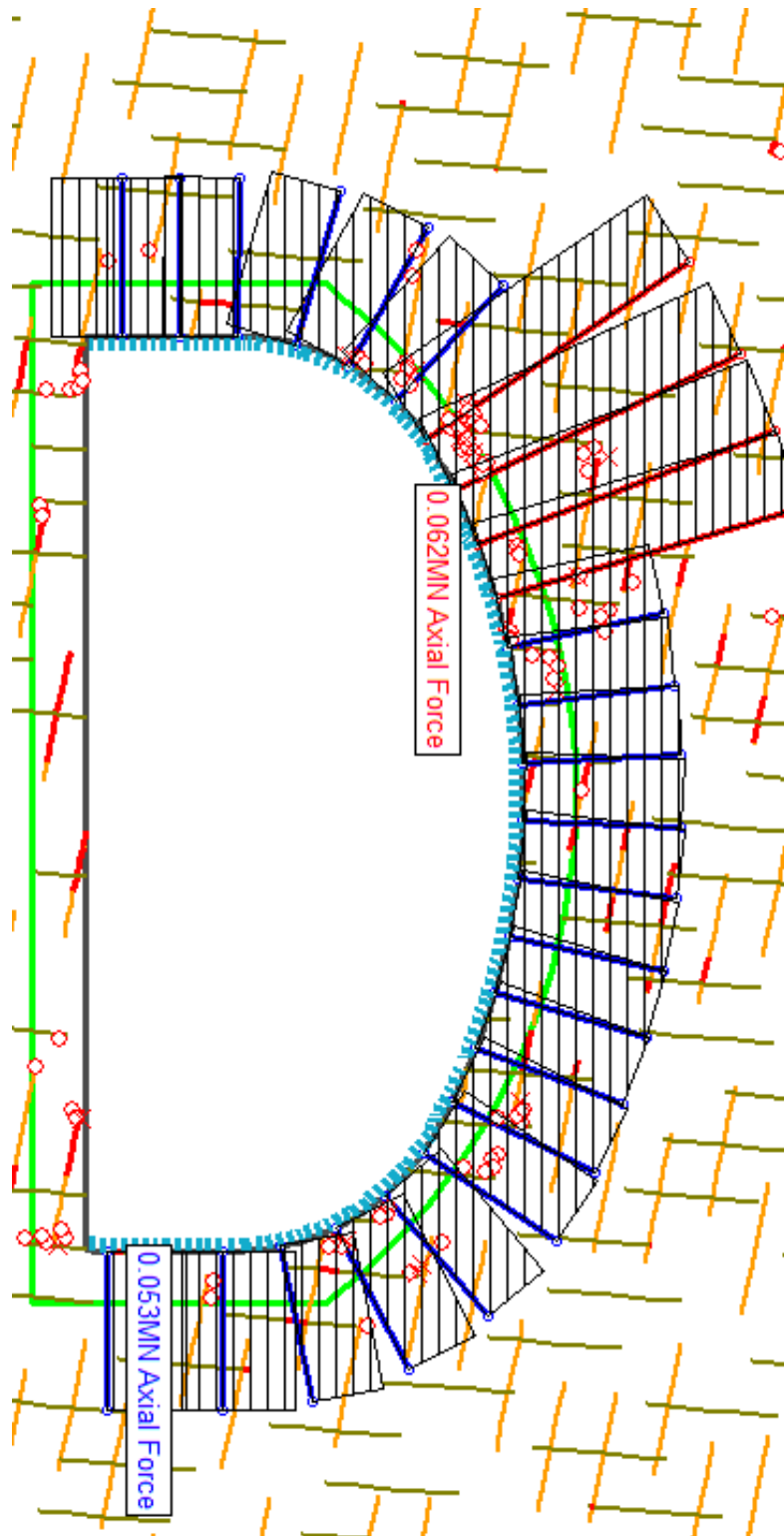
Vedlegg 11: Belastning på boltene, modell uten sprekker, stasjonshall



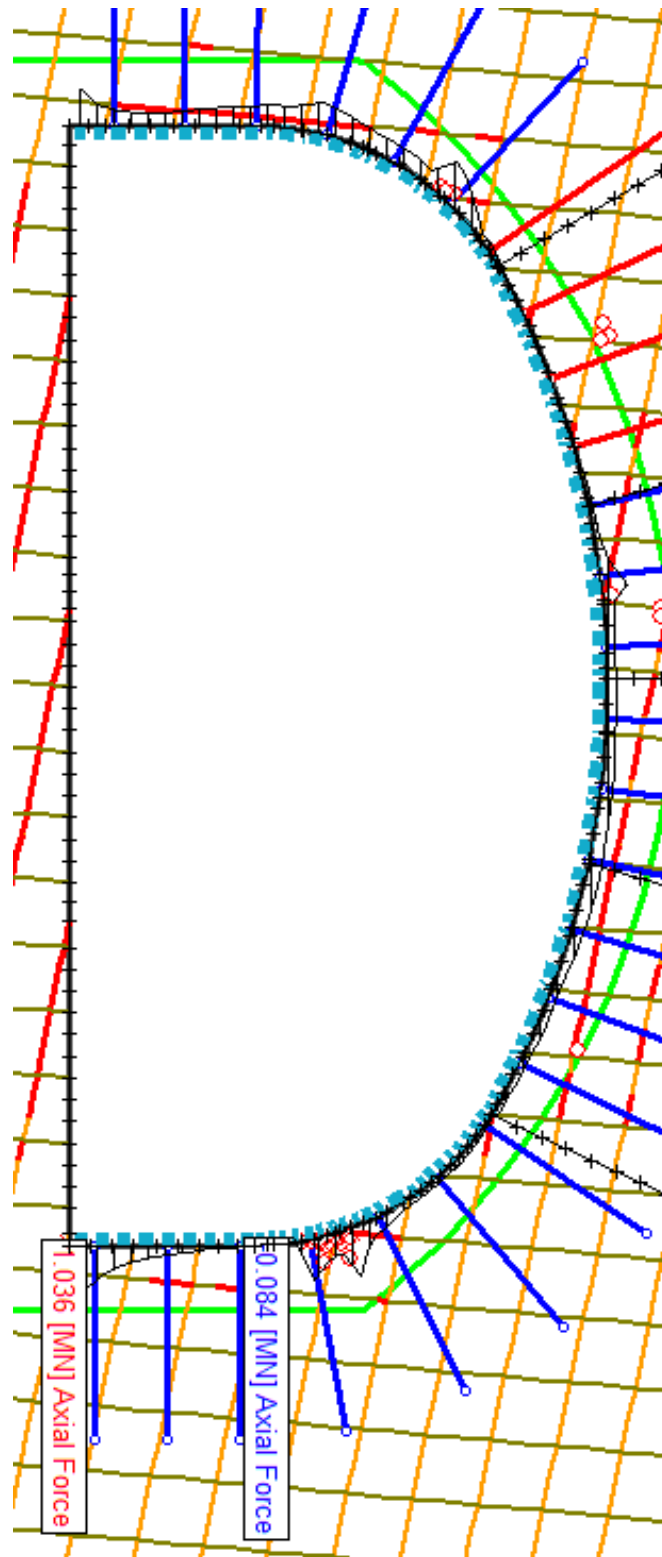
Vedlegg 12: Belastning på sprøytebetongen



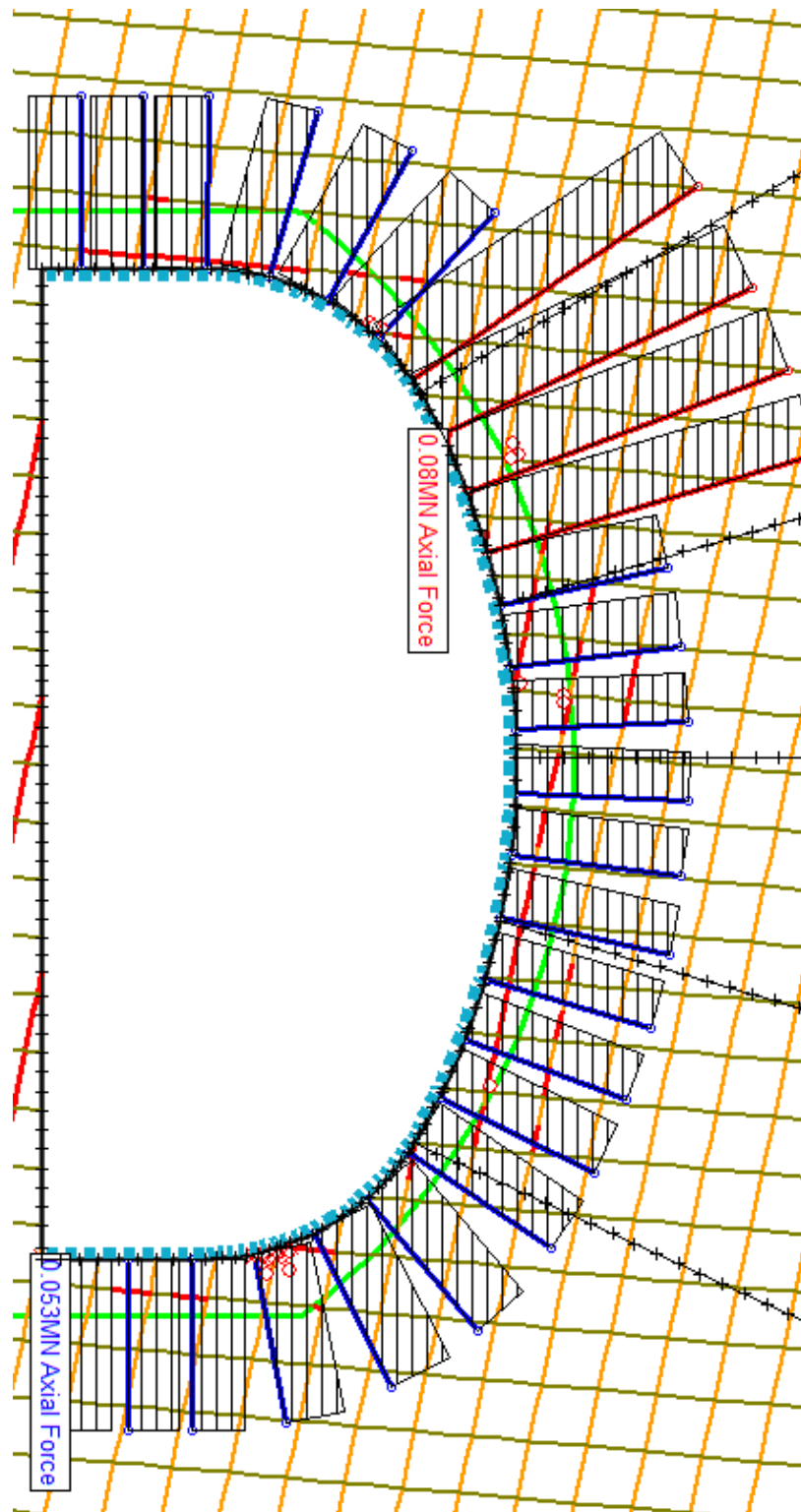
Vedlegg 13: Belastning på boltene



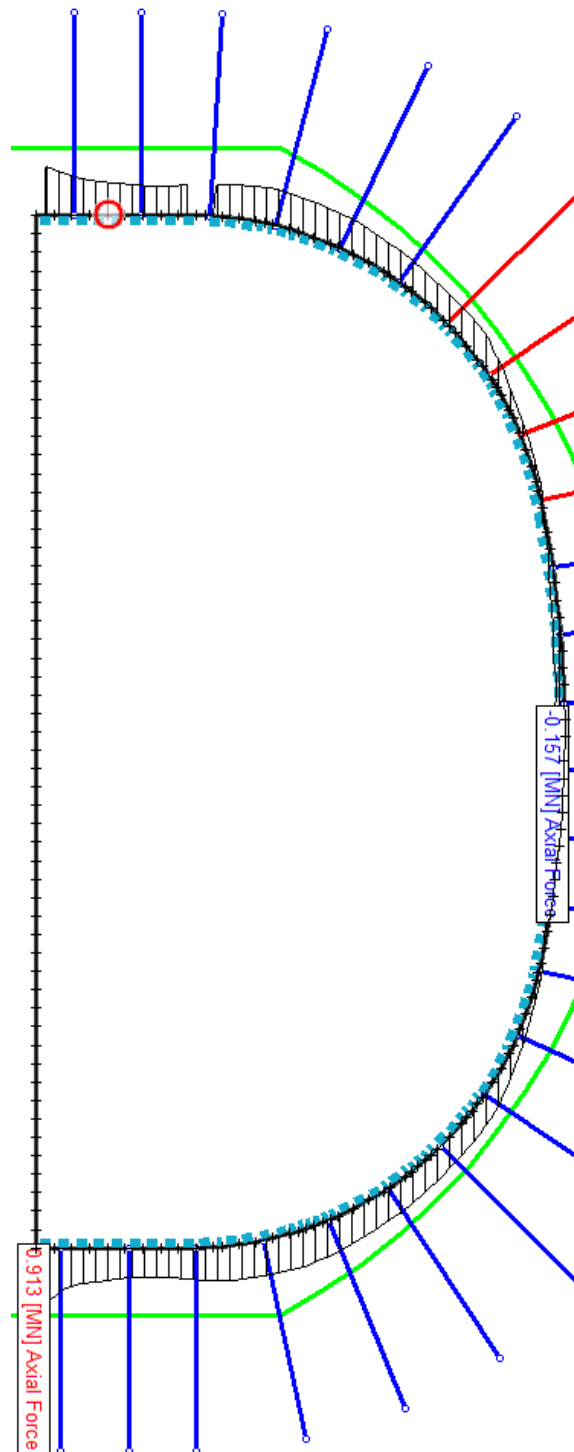
Vedlegg 14: Belastning på sprøytebetongen.



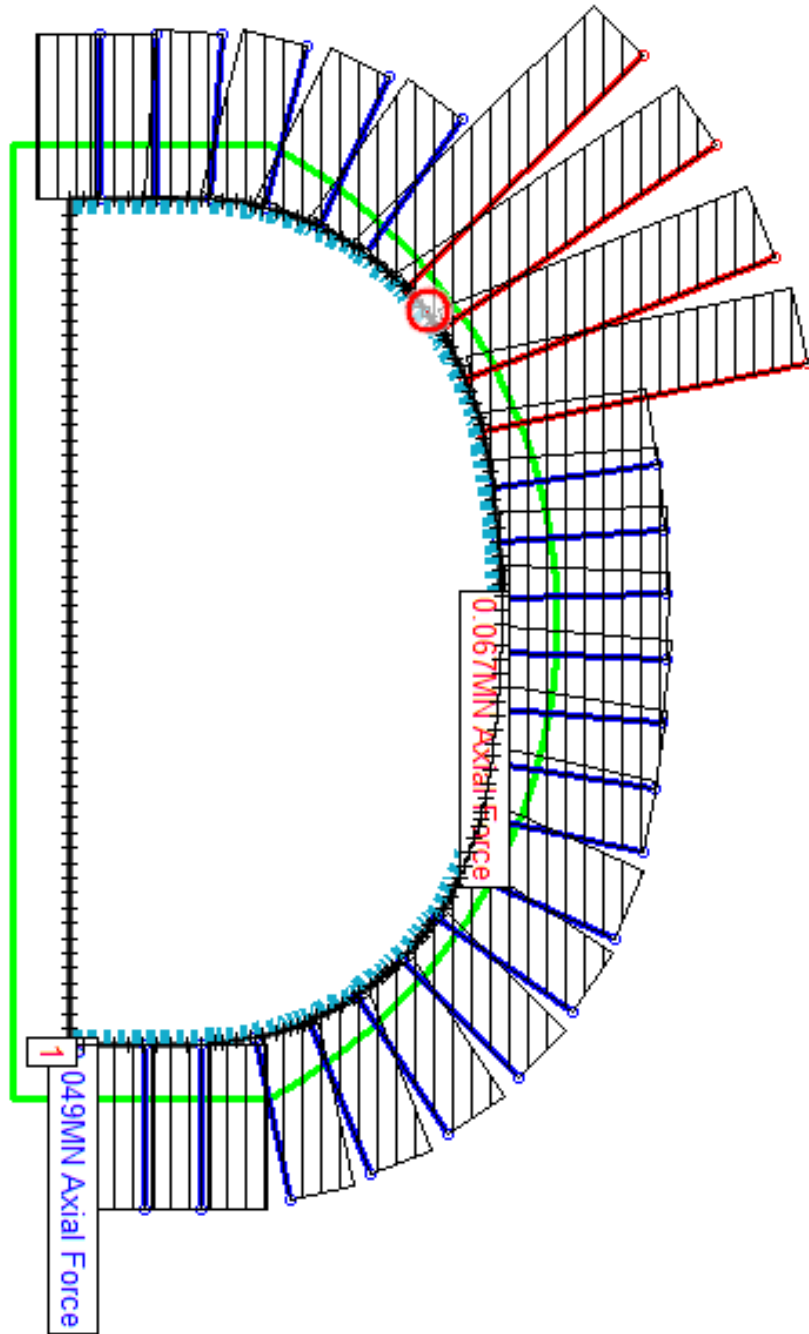
Vedlegg 15: Belastnings på boltene



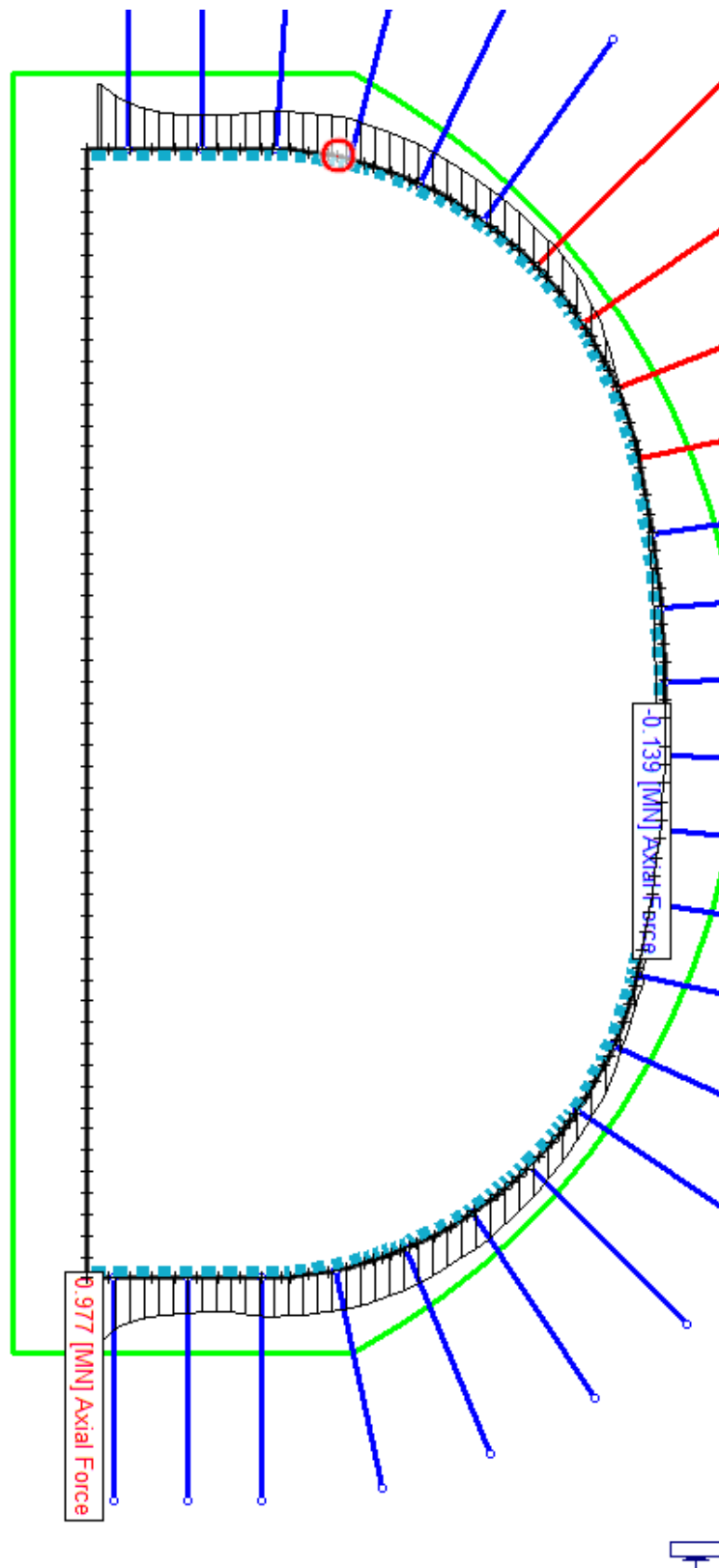
Vedlegg 16: Belastning på sprøytebetongen.



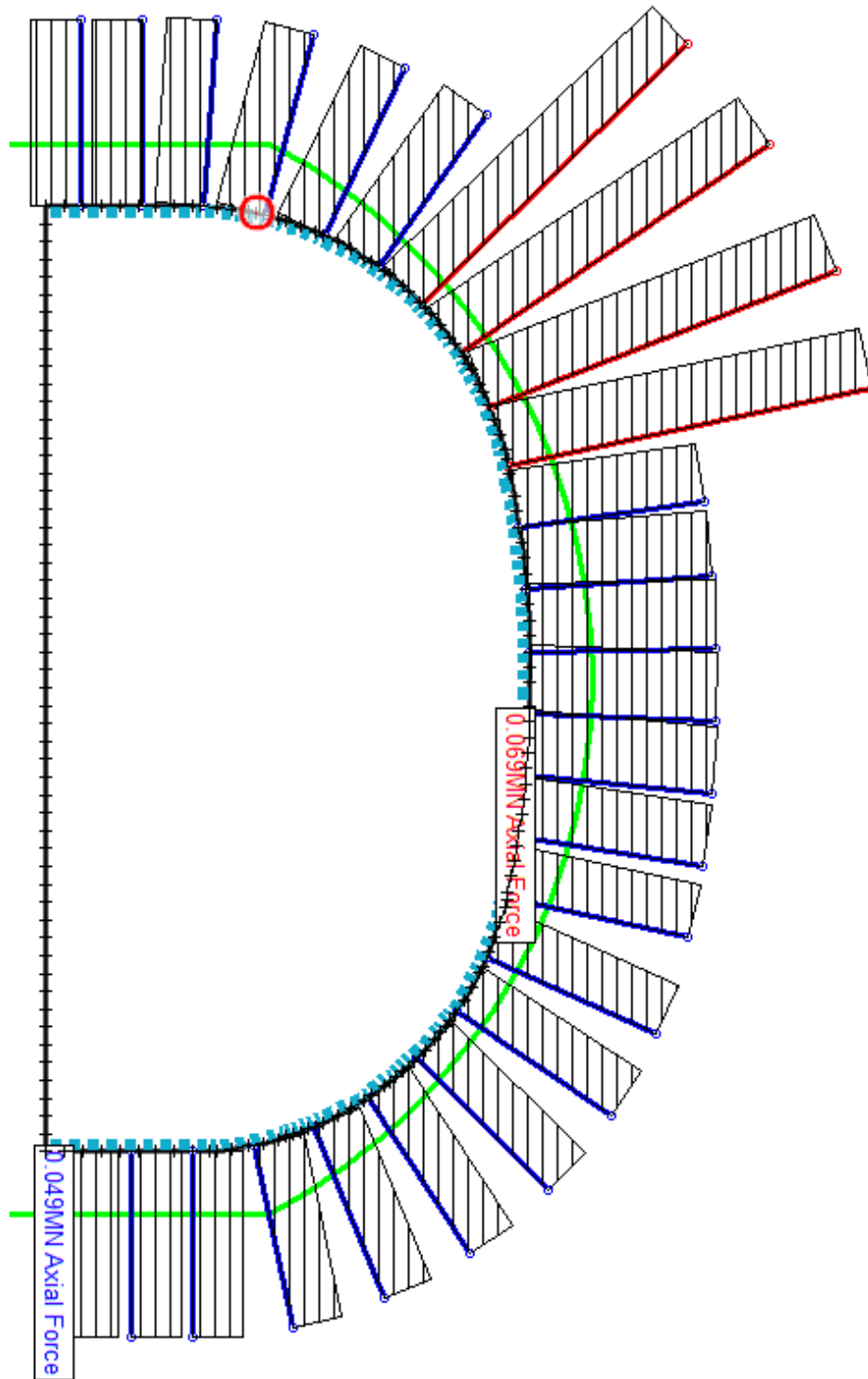
Vedlegg 17: Belastning på boltene.



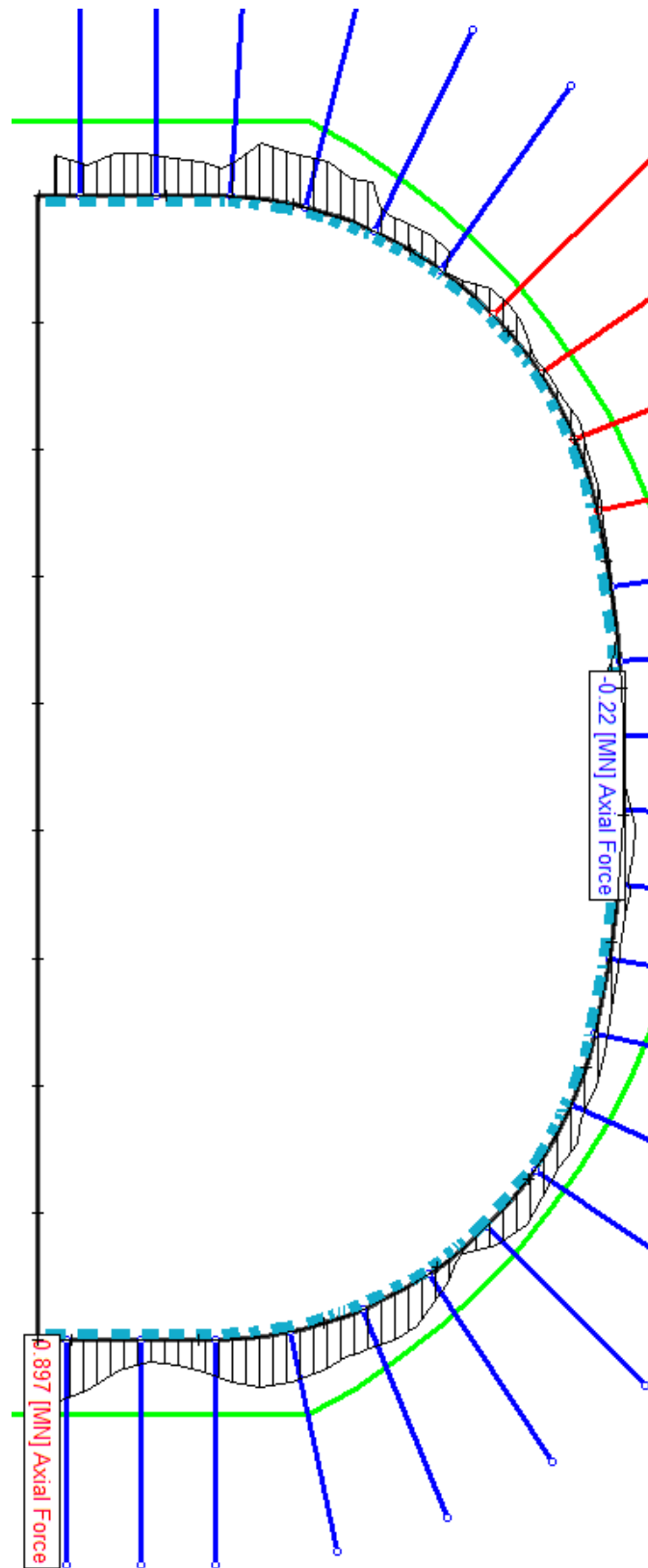
Vedlegg 18: Belastning på sprøytebetongen for modell med Holmestrandtunnelen lagt inn.



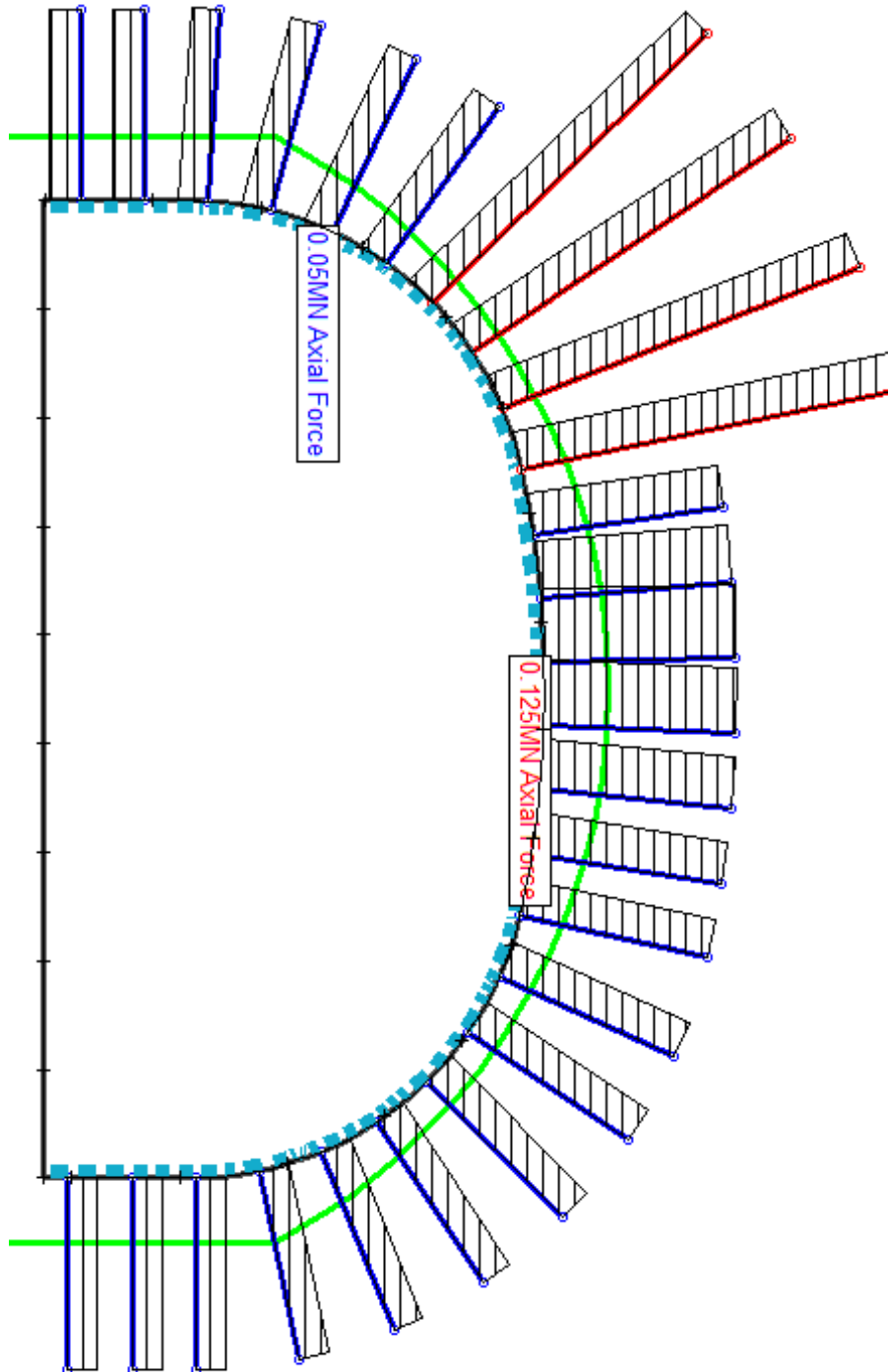
Vedlegg 19: Belastning på boltene



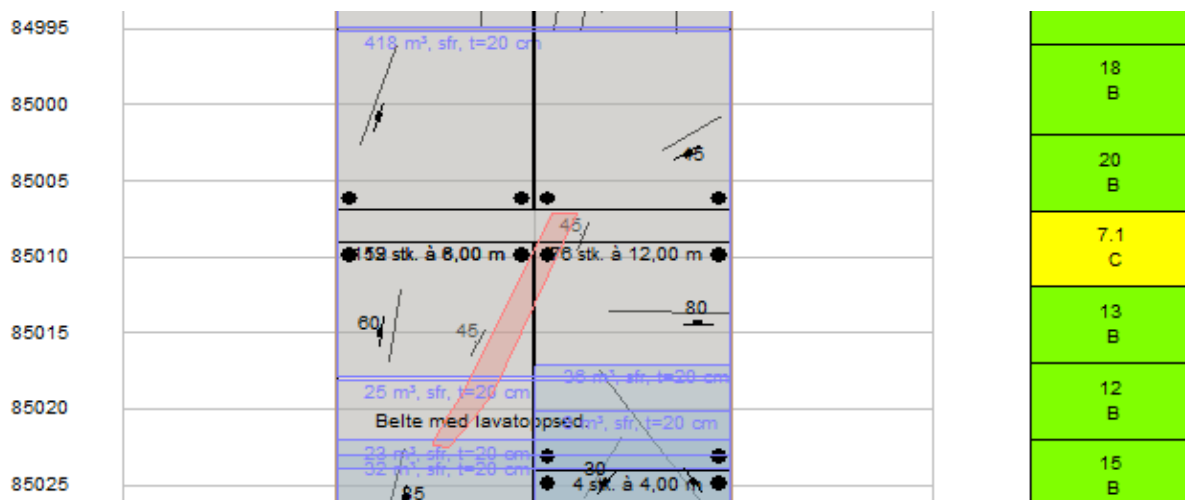
Vedlegg 20: Belastning på sprøytebetongen.



Vedlegg 21: Belastning på boltene.



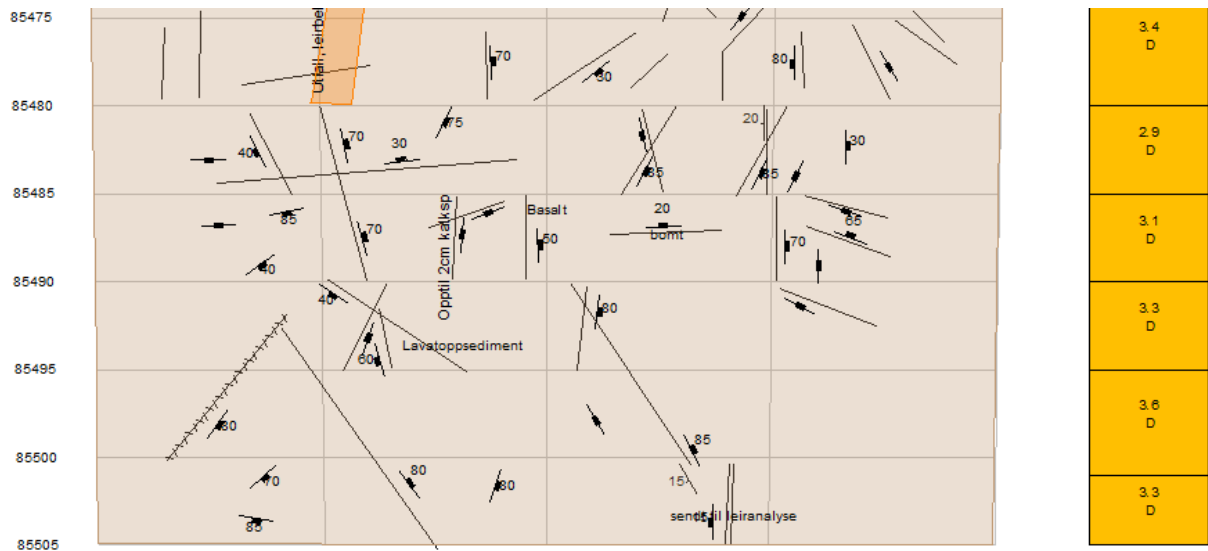
Vedlegg 22: Registrert geologi og Q-verdi Novapoint for seksjonene med MPBX installert, gitt av Jernbaneverket 10.06.2013.



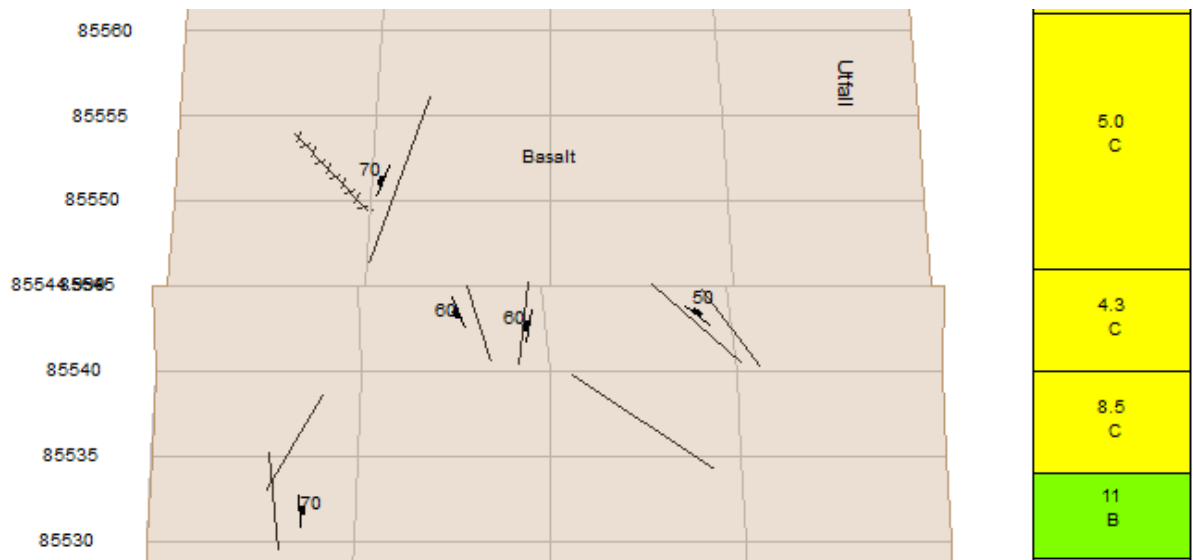
Km 85,009. Tegnforklaring: grå=basalt, rosa=lavatoppesediment belte



Km 85,109 og 85,115. Tegnforklaring: beige=Basalt med Lavatoppesediment i hele heng



Km. 85,490. Tegnforklaring: grå=basalt, oransje=diabas



Km 85,546. Tegnforklaring: grå=basalt