

Kombiløsning mellom utvidelse hos Forset Grus AS og fremtidig jernbane/godsterminal

Eirik Ølnes

Tekniske geofag

Innlevert: juni 2016

Hovedveileder: Eivind Grøv, IGB

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for geologi og bergteknikk



MASTEROPPGAVEN

Kandidatens navn: Eirik Ølnes

Oppgavens tittel: Kombiløsning mellom utvidelse Forset og fremtidig jernbane/Godsterminal

English title: A multipurpose underground facility at Vassfjellet

Utfyllende tekst: Kandidaten skal utarbeide et konsept for en kombinert løsning for etablering av underjordsanlegg gjennom Vassfjellet. Vassfjellet ligger sentralt plassert for en løsning der ulike prosjekter og eiere kan oppnå synergi ved å planlegge for felles utførelse. Forset Grus planlegger med underjordsdrift for uttak av grus/stein, de tomme rommene vurderes benyttet som fremtidig deponi og/eller sammen med deler av en fremtidig godsterminal på Torgård i de tomme og forlatte uttaksrommene. Både masseuttak, lagring underjord og en godsterminal vil kunne nyttiggjøre seg en tunnel under Vassfjellet mellom Melhus og Torgård. Oppgaven skal belyse følgende;

- 1) Uttak av masser
 - brytningsmetode, forskjellig for de forskjellige delene av anlegget mtp etterbruk
 - utvinningsgrad og pillarbredder, referansesøk
- 2) Deponi
 - gjøre litteratursøk på tilsvarende anlegg under jord
 - gjøre en bergmekanisk evaluering av drivemetode romstørrelse
 - foreslå tiltak for tetting av bergrommet for å tilfredsstille utslippskrav
- 3) Etterbruk til Godsterminal
 - evaluere muligheten for etterbruk av deler av Forseth uttaksrom som fremtidig Godsterminal under jord, eller deler av en Godsterminal som berganlegg
- 4) Multifunksjons Jernbanetunnel gjennom Vassfjellet
 - multifunksjons jernbanetunnel, vurder geometri, utforming slik at den kan benyttes i prosjektet til transport av uttaksmasser, innkjøring av varer til deponi, Dovrebanen og ikke minst tilknytning til underjords Godsterminal

Ansvarlig faglærer og hovedveileder for oppgaven er prof. II Eivind Grøv, Institutt for geologi og bergteknikk.

Oppgaven skal leveres i 4 trykte eksemplarer samt pdf-versjon.

Studieretning: Teknisk geologi

Hovedprofil: Ingeniørgeologi/bergteknikk

Tidsrom: 15.01.2016-15.06.2016

Eivind Grøv
Faglærer

Sammendrag

I prosjektoppgaven «Underjordsanlegg for godsterminal» i faget TGB4500 ved NTNU så undertegnede på muligheten for å flytte deler av det planlagte logistikknutepunktet ved Torgård inn i fjellhaller i Vassfjellet. På denne måten brukes arealer som ellers ikke kan utnyttes, og dermed unngås de mange negative konsekvensene ved å legge logistikknutepunktet i dagen.

For Jernbaneverket vil det være en stor kostnad å investere i et underjordsanlegg kontra å bygge det i dagen. Til gjengjeld vil anlegget trolig være billigere å vedlikeholde fordi det ikke blir påvirket av vær og vind i samme grad. Det vil også være en nærmest uendelig mulighet til utvidelser senere fordi det ikke er rift om de tilstøtende arealene.

Forset Grus AS ønsker en lokasjon hvor de kan ta ut pukk i flere tiår fremover i tid uten at de forstyrrer nærliggende miljø. De har derfor, sammen med Pro Invenia AS, laget en mulighetsstudie av et underjordisk pukkverk i Vassfjellet. Et slikt pukkverk vil eliminere alle negative faktorer knyttet til pukkproduksjon, utenom tungtrafikk inn og ut av anlegget. Løsningen krever en investering på over 20 millioner kroner før pukkverket kan tjene penger på deponering. I denne avhandlingen blir det vurdert om Forset Grus AS kan drive fjellhaller med en geometri som er gunstig for en eventuell godsterminal. Når fjellhallene er ferdig kan de gå over til å produsere pukk fra fjellhaller som senere skal brukes til deponering.

På bakgrunn av tilgjengelig informasjon fra rapporter, topografiske kart, NGUs berggrunnskart og erfaringer fra tidligere prosjekter i Norge er det laget en modell i programmet Phase² fra RocScience. Geometrien til hallene er bestemt ut fra plasskrav fra Jernbaneverket og skattepliktig areal. Det er knyttet usikkerhet til inputparameterne og det er derfor det ikke forsøkt å optimere bredden på pilarene eller bergsikringen.

Resultatet for $k=1,0$ og $k=2,0$ viser at spenningene og deformasjonene i hallene kun vil være moderate, og at det dermed kun trengs en moderat mengde bergsikring for å stabilisere eventuelle bruddsoner. Når $k=2,5$ vil pilarene i deponihallene nærme seg det som trolig er maksimal belastning før de blir ustabile.

På bakgrunn av resultater i denne avhandlingen konkluderes det med at anlegget kan bygges. Dette anlegget vil ha mange viktige miljømessige fordeler både lokalt og nasjonalt, fordi det vil fjerne fotavtrykket til store industrier lokalt å flytte nasjonal godstransport fra vei og over på jernbane.

Abstract

In the engineering geology specialization project, TGB4500 at NTNU the writer of this document looked at the possibility to move parts of the planned cargo terminal from the location at Torgård to large caverns inside Vassfjellet Mountain. This will turn areas that will not be developed in any other ways into values, and the many negative consequences of building the terminal at Torgård are being avoided.

To put parts of the cargo terminal in caverns will be a large investment for the Norwegian Railroad Administration (NRA). In return, the terminal will be significantly cheaper to operate and maintain due to, among others, less influence of weather. It will also be possible to expand the terminal in the coming years if there is a demand for a higher capacity.

Forset Grus AS wants an area where they can develop a quarry, which is not a nuisance to the surroundings for the next decades. That is why they have made a feasibility study, together with Pro Invenia AS, of an underground quarry in Vassfjellet. Such a quarry will eliminate the negative factors seen in relation to quarrying, except heavy vehicle traffic in and out of the plant. The investment in such an underground quarry will be more than 20 million NOK before they see earnings from the disposal of waste in the empty caverns. If Forset Grus AS could excavate the caverns for the cargo terminal while producing and selling aggregates and receive some compensation from NRA, cooperation can be profitable for both the two parties.

On the basis of available reports, maps, bedrock maps and experience from building large caverns in Norway a model is made in the numerical program Phase² from RocScience. The geometry of the caverns is defined by demands from NRA and tributary area method in addition to a similar project in Norway. There is large uncertainties related to the input parameters, and that is why the pillar width and rock support is not optimized.

The results show that the stresses and deformations are moderate, and the caverns will be stable if the k-value equals 1,0 or 2,0. If the k-value equals 2,5, the pillars in the deposit caverns shows signs of instability, and it is concluded that they are close to being overstressed.

It is concluded that the caverns can be built. This plant will give significant environmental advantages both local and nationwide, because it will eliminate the footprint of large industries locally and shift freight from roads to railroad, which is stated as a goal from the Norwegian government (ntp.dep.no 2015).

Forord

Dette er en masteroppgave innen ingeniørgeologi og bergteknikk, og er skrevet ved Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU. Avhandlingen har tittelen «Kombiløsning mellom utvidelse på Forset og fremtidig jernbane/godsterminal» og er skrevet av Eirik Ølnes, våren 2016. Avhandlingen er en videreførelse av prosjektoppgaven «Underjordsanlegg for godsterminal» skrevet høsten 2015.

En stor takk rettes til min hovedveileder Eivind Grøv, professor II ved NTNU, som har vært med å definere oppgaveteksten, i tillegg til å stille opp på møter, komme med gode innspill og sette meg i kontakt med relevante personer fra næringslivet. Quoc Nghia Trinh, førsteamanuensis II ved NTNU, har stilt opp med gode råd angående numerisk modellering, og dette har vært til stor hjelp ved tolkning av resultater. En stor takk rettes også til Hans-Einar Lundli i Jernbaneverket som har stilt opp på møter og kommet med innspill til oppgaven.

Jeg må også få rette en stor takk til alle klassekameratene som har bidratt til gode, faglige diskusjoner og motivasjon gjennom 5 år. Takk også til pappa for korrekturlesing.

Til slutt må jeg få rette spesiell oppmerksomhet til Ole Arild Haugom som er daglig leder i Forset Grus AS. Ole Arild viste umiddelbart stort engasjement da han ble forelagt ideen til oppgaven. Han har satt av tid til møter, befaring i sand- og pukuttaket, vært med på befaring av mulige lokaliteter for underjordsdrift av pukke og bidratt med litteratur som har gjort at denne oppgaven lar seg gjennomføre. Tusen takk!

Trondheim, 10. juni 2016.



Eirik Ølnes

Innholdsfortegnelse

Sammendrag	iii
Abstract	v
Forord	vii
Innholdsfortegnelse	ix
Figurliste	xi
Tabelliste	xiii
1. Introduksjon	1
1.1. Disposisjon	2
1.2. Begrensninger i studien	2
2. Bakgrunn, dagens situasjon og referanseprosjekter	3
2.1. Nytt logistikknutepunkt	3
2.1.1. Eksisterende godsterminal i Trondheim	3
2.1.2. Torgård logistikknutepunkt	4
2.2. Pukkforekomster i Trondheimsområdet	5
2.3. Problemer knyttet til pukkproduksjon	9
2.4. Geologien i området	10
2.4.1. Strukturgeologi	10
2.4.2. Kvartærgeologi	11
2.4.3. Berggrunnsgeologi	12
2.5. Underjordisk pukkverk	14
2.6. Eksempel fra industrien	15
2.6.1. Fana Stein og Gjenvinning	15
3. Teori knyttet til store bergrom	21
3.1. In-situ spenninger i bergmassen	21
3.2. Designprinsipper i bergrom	23
3.3. Spenninger i pilarer	24
3.4. Beregningsmetoder	25
3.4.1. Teoretisk, «Skattepliktig areal metode»	25
3.4.2. Empirisk - Praktisk beregningsmetode for tangentielle spenninger	28
3.4.3. Analytisk beregningsmetode	29
4. Beregninger	31
4.1. Påhugg	31

4.2.	Skattepliktig areal metode	33
4.3.	Lagerhaller for deponi.....	36
4.4.	Multifunksjons jernbanetunnel	38
4.5.	Empirisk beregnede spenninger.....	40
4.6.	Fremdriftsplan	41
4.7.	Analytisk beregning	43
4.7.1.	Oppbygging av modell	43
4.7.2.	Input parametere.....	45
5.	Resultater fra numerisk modellering.....	51
5.1.	Sammenlikning av bruddsone	51
5.2.	k=2,5	52
6.	Diskusjon av resultater fra numerisk modellering	59
6.1.	k=2,5	59
7.	Sammenlikning og diskusjon av metoder	63
8.	Ingeniørgeologisk vurdering og diskusjon av prosjektet	65
9.	Konklusjon og videre arbeid	71
9.1.	Konklusjon.....	71
9.2.	Videre arbeid	72
10.	Bibliografi.....	73
	Vedlegg A Farekart.....	I
	Vedlegg B Inputparametere fra Phase ²	I
	Vedlegg C Resultater	I
	Vedlegg D Q-Systemet og utregning av galleriareal.....	I

Figurliste

Figur 2.1 Dagens situasjon på Brattøra. Trondheim Sentralstasjon ligger midt i bildet. (foto: Bårdstu, Jernbaneverket 2013)	3
Figur 2.2 Planlagt sporlayout ved Torgård (WSP Analys & Strategi 2015)	5
Figur 2.3 Kartutsnitt med alle elementer omtalt i oppgaven (maps.google.no)	6
Figur 2.4 Bildet er tatt fra Storsteinen i retning sør-vest. Viser Torgårdsletta med Vassfjellet pukkverk bak til venstre og fjorden ut mot Orkanger bak til høyre. (Google 2015)	7
Figur 2.5 Ønsket utvidelse av Vassfjellet pukkverk (Norconsult 2015)	8
Figur 2.6 Kartutsnitt over aktuelt område (Norgebilder.no) Tunneltraséen er tegnet inn etter forslag fra (Multiconsult [1] 2014).....	11
Figur 2.7 Kvartærgeologisk kart over aktuelt område (kartutsnitt fra ngu.no)	12
Figur 2.8 Berggrunnsgeologisk kart over aktuelt område området (kartutsnitt fra ngu.no)	12
Figur 2.9 Plassering av fjellhaller i Stendafjellet (Multiconsult [2] 2014)	16
Figur 2.10 Tverrsnitt av knuse- og siktehall (Arnesen 1999).....	17
Figur 2.11 Snitt gjennom Stendafjellet. (Arnesen 1999)	18
Figur 3.1 Retning og størrelse på de horisontale spenningene i Norge (Myrvang 2001)	22
Figur 3.2 Topografiske spenninger (Sørensen 2013)	23
Figur 3.3 viser ulike spenningstilstand i pilarer (Myrvang2001)	24
Figur 3.4 Spenningskonsentrasjon like utenfor den plastiske sonen (Panthi 2006)..	25
Figur 3.5 Viser rom og pilardrift i kullgruve (wvcoalassociation.com [web] 2016)	26
Figur 3.6 Geometriske faktorer avhengig av tunnelgeometri (Hoek & Brown 1980) .	29
Figur 4.1 Forbolting med radiell bolt og sprøytebetongbue bak stuff (Statens vegvesen 2010)	32
Figur 4.2 Viser pilarbredde som funksjon av sikkerhetsfaktor.....	35
Figur 4.3 Skisse for utsprengning av paller i fjellhaller (Pro Invenia AS 2016).....	37
Figur 4.4 Sprengningsprofil, enkeltspor og dobbeltspor (Multiconsult [1] 2014)	38
Figur 4.5 Skredhendelser i området Vassfjellet. Avmerket med sort sirkel er området under og over aktuelt område for påhugg (skrednett.no).....	40
Figur 4.6 Viser når de forskjellige elementene er forventet å kunne tas i bruk, gitt at driften starter opp neste år (2017).	43
Figur 4.7 Viser planlagt sprengningsmønster i terminal- og ventehaller	45
Figur 4.8 Viser planlagt sprengningsmønster i deponihaller	45
Figur 5.1 bruddsone og elementer i brudd når $k=1,0$	51
Figur 5.2 bruddsone og elementer i brudd når $k=2,0$	52
Figur 5.3 viser bruddsone og elementer i brudd når $k=2,5$	52
Figur 5.4 viser σ_1 gjennom pilaren mellom de to terminalhallene	53
Figur 5.5 Viser største hovedspenning når $k=2,5$	54
Figur 5.6 Viser minste hovedspenning når $k=2,5$	54
Figur 5.7 Viser total deformasjon i hallene når $k=2,5$	55
Figur 5.8 Viser aksielle krefter som virker på boltene i stasjonshallene.....	55

Figur 5.9 viser aksielle krefter på boltene i deponihallene	56
Figur 5.10 Viser aksielle krefter som virker på det første laget med sprøytebetong i stasjonshallene.....	56
Figur 5.11 Viser aksielle krefter som virker på det andre laget med sprøytebetong i stasjonshallene.....	57

Tabelliste

Tabell 2-1 Fana Stein og Gjenvinning har i dag tillatelse til å ta imot følgende masser (Multiconsult [2] 2014)	20
Tabell 4-1 Q-verdier for tunneltrasé gjennom Vassfjellet (Multiconsult [1] 2014)	33
Tabell 4-2 Inputparametere i RocLab	34
Tabell 4-3 Dimensjonerende parametere for rom- og pilardrift	35
Tabell 4-4 Geometriske mål for nordgående tunneler	39
Tabell 4-5 Spenninger beregnet ut fra formler i kapittel 3.4.2	40
Tabell 4-6 Areal av tverrsnitt.....	41
Tabell 4-7 Beregnet utdriftstid pr. enhet i logistikknutepunktet og pukkverket.	42
Tabell 4-8 Hallgeometri.....	44
Tabell 4-9 Typiske UCS verdier for norske bergartsprøver.....	46
Tabell 4-10 Dimensjonerende sikring ved bruk av Q-systemet.....	48
Tabell 7-1 Viser sammenlikning mellom empirisk og analytisk beregningsmetode ..	63

1. Introduksjon

Denne oppgaven er en fortsettelse av prosjektoppgaven «Underjordsanlegg for godsterminal» skrevet av undertegnede i faget TGB4500 ved NTNU. I oppgaven ble det sett på muligheten for å legge deler av den planlagte godsterminalen ved Torgård i store fjellhaller inne i Vassfjellet. Slik unngås å bygge ned verdifulle arealer like utenfor bygrensen til Trondheim. Videre i denne avhandlingen vil det bli forsøkt å lage en kombinert løsning for et underjordsanlegg som skal inkorporere både deler av den nye godsterminalen, og et anlegg for underjordisk uttak av pukk som skal drives av Forset Grus AS.

Pukk og grus er en ikke-fornybar ressurs, og særlig grus av god kvalitet er en knapphetsressurs (Sør-Trøndelag fylkeskommune [1] 2006). Ettersom all infrastruktur og større bygg er avhengige av pukk og grus er det viktig å sikre god tilgang på disse ressursene innen rimelig avstand til anleggene. Mange av områdene hvor bergartene er av slik kvalitet som kreves i blant annet slitelag for asfalt er i dag båndlagt av for eksempel bebyggelse. Derfor bør lokasjonene med god bergkvalitet og hvor det i dag ikke finnes særlig annen bebyggelse settes av til teknisk formål Sør-Trøndelag fylkeskommune [1] 2006).

Forset Grus AS ønsker å finne en lokasjon der de kan drive pukkproduksjon i flere tiår fremover i tid uten å være i konflikt med nærmiljøet. Argumentene for å legge pukkproduksjonen i et underjordsanlegg er på mange måter de samme som for godsterminalen. Det er i dag knyttet konflikt til pukkproduksjonen mange steder på grunn av støy og tungtrafikk. Ved nedknusning av stein vil det bli mye støv og bråk. Noen av maskinene som brukes er også store og ruvende i terrenget. Det kanskje største argumentet mot pukkproduksjon er derimot at det blir et stort arr i naturen der hvor steinen tas ut. Derfor er slike anlegg nesten utelukkende uønsket av beboere som vil bli berørt av driften. Ved å legge produksjonen av pukk i fjellhaller vil disse problemene forsvinne, og det eneste synlige ved driften vil være transport inn og ut av hallene.

Problemet med underjordsdrift, både for Jernbaneverket og Forset Grus, er at det kreves en stor investering for å få bygget ut anlegget. Dersom disse aktørene kan samarbeide om en utviklingsplan, slik at investeringskostnadene kan reduseres for begge parter, vil det gjøre det enklere å gjennomføre et slikt prosjekt.

1.1. Disposisjon

- a) Bakgrunnen for nødvendigheten til logistikknutepunktet.
- b) Pukkressursene i Trondheimsområdet og hvordan disse blir utnyttet i dag.
- c) Studie av teori, referanseprosjekter og hvilke erfaringer som kan overføres til underjordsanlegget i Vassfjellet.
- d) Bruk av bergmekanisk teori, tidligere erfaringer og krav fra Jernbaneverket til geometrisk utforming av bergrom til forskjellig bruk.
- e) Bruk av tilgjengelig geologisk informasjon til å lage en numerisk modell for å teste designet av bergrommene.
- f) Sammenlikning av resultater, diskusjon og konklusjon.

1.2. Begrensninger i studien

I denne avhandlingen har undertegnede fokusert på de tekniske løsningene og hvordan Forset Grus kan drive fjellhaller med en geometri som muliggjør etterbruk for Jernbaneverket. Det er ikke tatt hensyn til kostnadene ved byggingen av et logistikknutepunkt i fjellhaller, fordi det i seg selv trolig vil være nok arbeid til å dekke en egen masteroppgave.

Etter det undertegnede kjenner til finnes det ikke liknende godsanlegg andre steder, og derfor er det knyttet stor usikkerhet til hvilke installasjoner som kreves i hallene. Utformingen av bergrommene er basert på plasskrav til jernbanespor og vogner, samt erfaring med bygging av store bergrom i Norge tidligere.

Det er ikke utført noen kartlegging av området. NGUs berggrunnskart og topografiske kart er brukt til å avgrense hvilket område som trolig er egnet til bygging av store fjellhaller. Inputverdiene i den numeriske modellen er derfor basert på generelle verdier for bergartene i området og erfaringer fra spenningsmålinger i Norge. Det er dermed ikke gjort noen optimering av pilarbredder eller bergsikring i bergrommene på grunn av usikkerhetene rundt inputparameterne.

Grunnvannsforholdene vil være en viktig faktor ved drift av et underjordisk deponi. Lekkasje vil i stor grad være avhengig av oppsprekkingen til bergarten, av slepper og svakhetssoner og vannkilder som myrer og vann i dagen over anlegget. Det er i denne avhandlingen antatt at de aktuelle bergartene vil være kompetente slik at disse forholdene er gunstige. I virkeligheten må det bores pumpebrønner for å avdekke den hydrauliske konduktiviteten til berget i området før det kan avgjøres om det vil bli lekkasjeproblemer.

2. Bakgrunn, dagens situasjon og referanseprosjekter

2.1. Nytt logistikknutepunkt

2.1.1. Eksisterende godsterminal i Trondheim

I dag befinner godsterminalen til Jernbaneverket seg på Brattøra midt i Trondheim sentrum. Denne terminalen nærmet seg sin makskapasitet allerede i 2009 og det er forventet at den vil være overbelastet innen 2020, hvis dagens økning i godstrafikk legges til grunn. Den lengste lastegaten på terminalen er i dag kun 300 meter og det medfører at togene må deles opp i to før de kan håndteres (Jernbaneverket 2015). Det medfører høye omlastningskostnader for operatørene. Som det fremgår av *Figur 2.1* er det bebyggelse i umiddelbar nærhet til terminalen og dermed ikke plass til utvidelser på dagens lokasjon. Det er også tidvis en overbelastet trafikksituasjon i Trondheim sentrum som gjør det ønskelig å flytte terminalen til utsiden av bykjernen.



*Figur 2.1 Dagens situasjon på Brattøra. Trondheim Sentralstasjon ligger midt i bildet.
(foto: Bårdstu, Jernbaneverket 2013)*

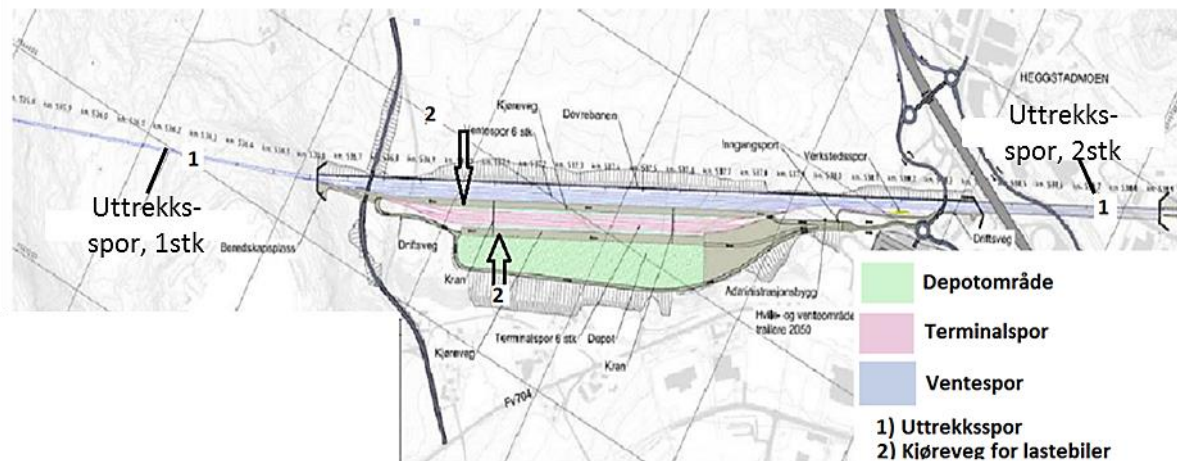
Flyttingen av godsterminalen er et tema som har blitt debattert gjennom flere tiår. Det var lenge bestemt at det nye logistikknutepunktet burde ligge på Leangen, men forslaget ble etter hvert forkastet (Jernbaneverket 2012). I 2014 vedtok Regjeringen at logistikknutepunktet skulle ligge sør for byen fordi det er forventet at det meste av godset vil komme fra denne retningen. De påla samtidig Jernbaneverket å finne et egnet område for terminalen. Et av

hovedmålene som ble jobbet mot var å få til «*en effektiv transportinfrastruktur for fremtiden som binder sammen bane, havn og logistikkfunksjoner*» (Jernbaneverket 2012). I 2015 ble utredningen ferdigstilt, og her ble det konkludert med at Torgård ville være det beste alternativet. På Torgård vil det være gode muligheter for trinnvis utbygging i tillegg til nærhet til vegnettet med blant annet hovedfartsårene E6 og E39. Det vil bygges en omlastningsterminal slik at godset skal kunne komme ut på vegnettet. Havna i Orkanger ligger også i akseptabel avstand slik at frakt til og fra båt muliggjøres. Med disse fordelene blir målet fra regjeringen om at mer gods skal fraktes på båt og bane tilfredsstilt.

2.1.2. Torgård logistikknutepunkt

I forbindelse med hovedrapporten er det gjort en kapasitetsanalyse av det svenske konsultentselskapet WSP Analys & Strategi. Disse tallene er lagt til grunn når beregninger på sporantall, sporbredder osv. er gjort i denne oppgaven. I transportprognosene fra regjeringen er det antatt en potensiell tredobling av godstrafikken dersom det blir foretatt kapasitetsforbedring på banestrekninger og terminaler. Hvis dette ikke blir gjort er det antatt at den samme veksten i stedet vil skje på vegnettet. Dette vil kunne gi miljø- og trafiksikkerhetsmessige negative konsekvenser og vil ikke være i tråd med det overordnede målet fra regjeringens transportpolitikk som er «*Å tilby et effektivt, tilgjengelig, SIKKERT og MILJØVENNELIG transportsystem som dekker samfunnets behov for transport...*» (ntp.dep.no 2015). Når befolkningsveksten i tillegg legges til grunn er det tydelig at et logistikknutepunkt som det på Torgård er nødvendig å få på plass. Ved å flytte terminalen ut fra sentrum vil det bli frigjort store arealer på Brattøra som vil være viktig for byutviklingen i Trondheim. Samtidig vil sentrum av byen slippe mye av dagens tungtransport på vei som følge av plasseringen til dagens terminal.

Byggingen av logistikknutepunktet vil beslaglegge store arealer. Figur 2.2 viser hvordan det er planlagt i dag. I 2022 er det beregnet at det er behov for 4 terminalspor i tillegg til 6 ventespor. Terminalsporene må ha en lengde på minst 600 meter, men for å kunne ta imot trafikk fra Meråkerbanen hvor de lengste togsettene er 750 meter bør dette være dimensjonerende (Jernbaneverket 2012). I 2050 må det bygges ytterligere 2 spor, mens det må være plass til enda 2 spor i fremtiden. Det må bygges et uttrekkspor som har minst samme lengde som lengste mulige togsett i sørgående retning og to i nordgående retning. Disse sporene må ha forgreninger ut mot ventesporene og terminalsporene. Dovrebanen er planlagt å gå forbi terminalen, og dette sporet kan legges som det ytterste av ventesporene.

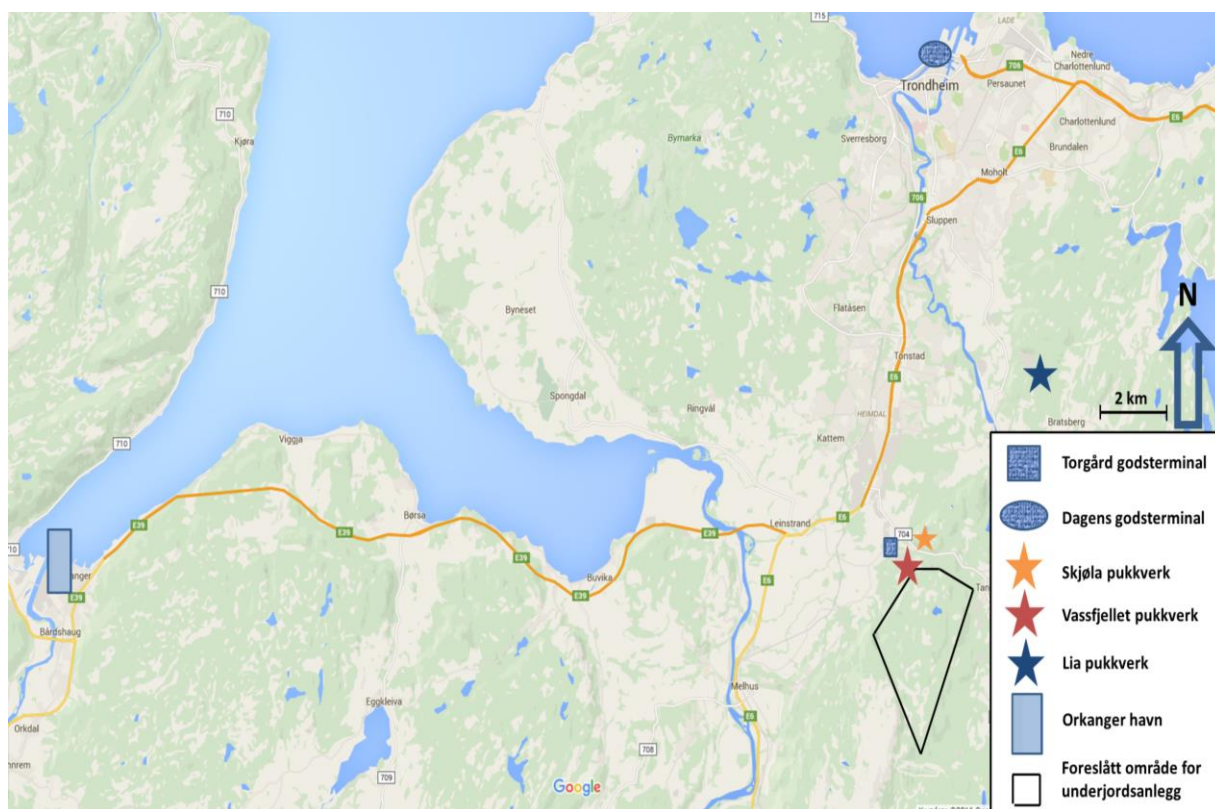


Figur 2.2 Planlagt sporlayout ved Torgård (WSP Analys & Strategi 2015)

Fra Jernbaneverket (2012) er det gitt et absoluttkrav at et slikt anlegg samlet trenger et minimumsareal på 350-400 dekar. I tillegg kreves det 300 dekar til etablering av stykkegodshavn og 100-200 dekar til eventuell fremtidig utvidelse. Dette tilsvarer totalt omtrent 130 fotballbaner. Et slikt anlegg er med andre ord svært plasskrevende.

2.2. Pukkforekomster i Trondheimsområdet

Pukkproduksjonen i Trondheim foregår i dag hovedsakelig fra de tre pukkverkene Skjøla, Lia og Vassfjellet pukkverk. Figur 2.3 viser kartutsnitt over aktuelt område, og alle elementene som er omtalt i avhandlingen. Pukkverkene er klassifisert som viktig og meget viktige og de produserer i hovedsak det som trengs av pukk i Trondheim (ngu.no 2016). I følge NGU [1] (2004) er disse også de eneste som produserer pukk av øverste kvalitet og som ligger i akseptabel transportavstand til Melhus og Trondheim sentrum, dersom en regner 35-40km som maksimal transportlengde. For at pukkdriften i kommunen skal kunne fortsette uten at arealene som er egnet blir båndlagt av annen aktivitet, er det viktig med en langsiktig plan for utvidelser. I «Pukk og grus i Trondheimsregionen» (2006) heter det at dersom en ressurs planlegges tatt ut, bør den inn i kommunens arealdel.



Figur 2.3 Kartutsnitt med alle elementer omtalt i oppgaven (maps.google.no)

Skjøla pukkverk

Skjøla pukkverk ligger like nord og på andre siden av fv. 704 Brøttemsvegen i forhold til Vassfjellet pukkverk. Det er drevet av Trondheim kommune siden oppstarten i 1958. Bergartene det drives på er gabbro og grønnstein og ifølge NGUs database over pukk og grus klassifiseres forekomsten som nasjonalt viktig (ngu.no 2016). I januar 2015 leverte Multiconsult (2015) på oppdrag fra Trondheim kommune en konsekvensutredning (KU) der det anbefales å utarbeide en reguleringsplan slik at driften kan fortsette på dette pukkverket i omkring 50 år til. Så vidt undertegnede bekjent er denne ute på høring, men på bakgrunn av konsekvensutredningen blir det trolig vedtatt utbygging på grunn av relativt sett lave negative konsekvenser og flere positive.

Lia pukkverk

Lia pukkverk er i dag det pukkverket som ligger nærmest markedet for stein og pukk i Trondheim og blir av NGU klassifisert som en «nasjonalt viktig» ressurs (ngu.no 2016). Pukkverket driver i en høyverdig grønnstein som er motstandsdyktig mot nedknusning og slitasje. De fikk i 2008 godkjennelse til videre drift og utvidelse med 149 daa fra dagens

arealer (Bollingmo 2008). Med denne utvidede godkjennelsen, som tillater videre drift inn i markaområdet, vil pukkverket kunne drive frem til 2032. Bedriften signaliserer derimot at en kan komme til å drive så lenge som til 2050 dersom dagens produksjon antas å være konstant i perioden. Blant naboer og borettslag som vil bli berørt av utvidelsen er det stor skepsis til pukkverket på grunn av problemer som er beskrevet i kapittel 2.3. Kommunen mener derimot at de avbøtende tiltakene som er foreslått samt avslutningsplanen er tilstrekkelig god nok for videre drift.

Vassfjellet pukkverk

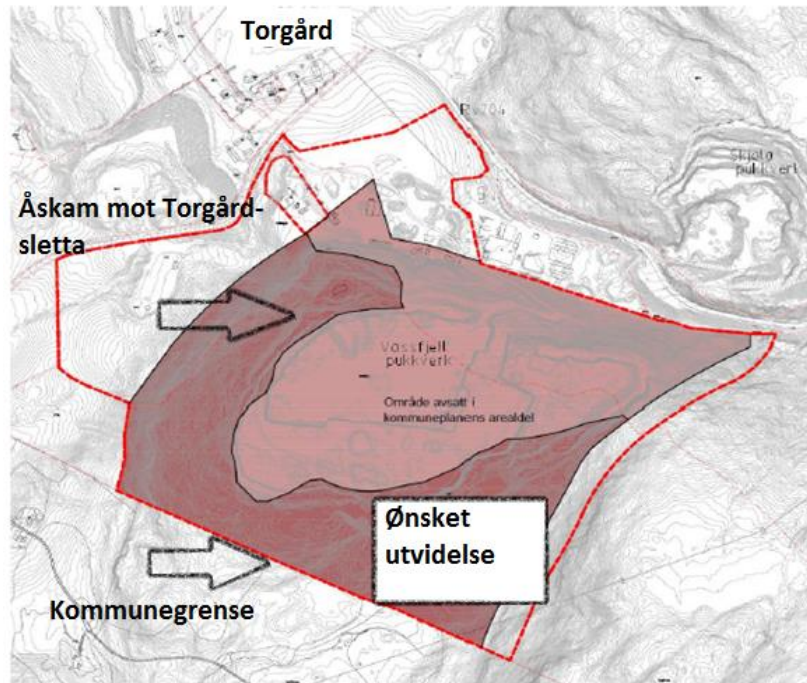
Vassfjellet pukkverk er spesielt viktig i regionen på grunn av kvaliteten på gabbroen og grønnsteinen som brytes her og nærheten til markedet. I «Pukk og grus i Trondheimsregionen» (Sør-Trøndelag fylkeskommune [2] 2006) foreslås det å utvide eksisterende pukkverk i stedet for å opprette nye slik at det ikke blir åpnet nye sår i naturen. Det konkluderes også med at «det kreves en regional tankegang hvor kommunene ser forvaltning utover egne grenser». Derfor er det i særlig interesse å utvide Vassfjellet på grunn av mulighet til å forsyne både sørlige deler av Trondheim kommune samt Melhus sentrum og Klæbu. Det foreligger i dag en reguleringsplan og konsekvensutredning til kommunen om å utvide område mot kommunegrensen i sør og vestover mot Torgårdsletta.



Figur 2.4 Bildet er tatt fra Storsteinen i retning sør-vest. Viser Torgårdsletta med Vassfjellet pukkverk bak til venstre og fjorden ut mot Orkanger bak til høyre. (Google 2015)

Dersom denne reguleringsplanen godkjennes vil det kunne innebære at landskapet forandres drastisk. Som det fremgår av Figur 2.4 ligger allerede bruddkanten på pukkverket i flukt med åsen mot Torgårdsletta. Fra Figur 2.5 kommer det frem at Franzefoss AS ønsker å ta ned hele

åsen mot sletta. Landskapet i området er flatt, og dermed vil dette føre til et sår som er meget godt synlig fra lange avstander. Fordi det ikke lenger vil bli noen fysisk skjerming vil det også kunne bli mer støy- og støvproblemer knyttet til driften.



Figur 2.5 Ønsket utvidelse av Vassfjellet pukkverk (Norconsult 2015)

I Melhus kommune ble det vedtatt at de tilgrensede områdene til Vassfjellet pukkverk skulle settes av til steinbrudd (Norconsult 2015). Fordi det i «Pukk og grus i Trondheimsregionen» er enighet om at det skal være en «Regional tankegang hvor kommunene ser forvaltningen ut over egen grense» bør Trondheim og Melhus kommune kunne samarbeide om utviklingen av dette området. Daglig leder i Forset Grus AS, Ole Arild Haugum, har allerede vært i snakk med grunneier i området om å starte drift her. Det er også for dette området knyttet noen problemer, men det finnes pr. dags dato velvilje fra grunneier til å finne løsninger. Området ligger godt skjermet fra bebyggelse dersom åskanten beholdes i sin helhet. Ved å drive kraterbrudd mot dagens pukkverk ned til omtrentlig samme dybde vil en kunne utnytte denne ressursen på best mulig måte, og likevel skjerme lokalbefolkningen mot unødvendige plager. Dersom et godt samarbeid oppstår vil området ved avvikling av bruddene kunne fremstå som en svært attraktiv industritomt som ligger godt skjermet for bebyggelsen på Torgårdsletta. Denne tomte vil kunne være meget godt egnet for Jernbaneverkets planer om en godsterminal i området. Det vil likevel ikke bli tatt hensyn til denne tomte videre i oppgaven fordi det vil ta lang tid før den kan ferdigstilles for bruk til Jernbaneverket.

2.3. Problemer knyttet til pukkproduksjon

Pukkproduksjon er en industri som det er knyttet en del konflikter til med tanke på forvaltningen. Sand og grus samt pukk er en av de viktigste byggeråvarene vi har, og det er derfor viktig å sikre god tilgang av disse materialene. Det er et relativt billig råstoff, men det har en høy egenvekt. Derfor bør kildene være lokalisert i nærheten av der det skal brukes. Det meste av byggeaktivitet skjer rundt større byer og tettsteder og dette medfører automatisk en arealkonflikt mellom steinindustrien og annen bebyggelse. Derfor er det viktig at gode lokaliteter sikres for utvikling til pukkproduksjon i kommuneplaner (Sør-Trøndelag fylkeskommune [1] 2006).

Primært er det knyttet problemer til selve driften av et pukkverk. Det vil bli vibrasjon fra sprengning som kan føles på lang avstand. Knusning av stein vil også medføre støy- og støvproblemer. Derfor opprettes det ofte en sone rundt anlegget hvor det vil bli restriksjoner på blant annet boligbygging. Eventuelle hus som ligger innenfor denne sonen når et anlegg blir startet opp bør få tilbud om støyisolering eller andre tiltak for å redusere problemene (Sør-Trøndelag fylkeskommune [2] 2006).

Fordi det kreves at ressursen har en viss nærhet til markedet vil det bety at steinbruddene må ligge i nærheten av bebyggelse. Selv utenfor den nevnte sonen rundt anleggene vil steinbruddene være synlig, også fra distanse. Dette vil være tilfelle i hele driftsperioden, som kan være på mange tiår, men også etterpå dersom det ikke ligger til grunn en ordentlig avslutningsplan.

Transport av steinmaterialer er dyrt og utgjør mer enn prisen pr. kg pukk, dersom den fraktes lengre enn 18 km (muntlig overlevering Ole Arild Haugom, daglig leder Forset Grus AS, 04.04.2016). Tungtrafikken fører med seg CO₂ utslipp, slitasje på veinettet, støy og trafikkfare. Dette er faktorer som gjør at en lokasjon nærmere kjøper av produktet er gunstig, men som også fører til at bruk av lokalveier er problematisk.

Avrenning til grunnvann og omkringliggende vassdrag er også mulige forurensningskilder som kan knyttes til pukkverk. Nitrogen kan komme fra sprengstoffet som brukes for å bryte steinen. Samtidig kan finstoff fraktes i suspensjon. Derfor bør det for eksempel bygges sedimentasjonsbasseng slik at partiklene kan sette seg før vannmassene renner ut til omkringliggende vassdrag.

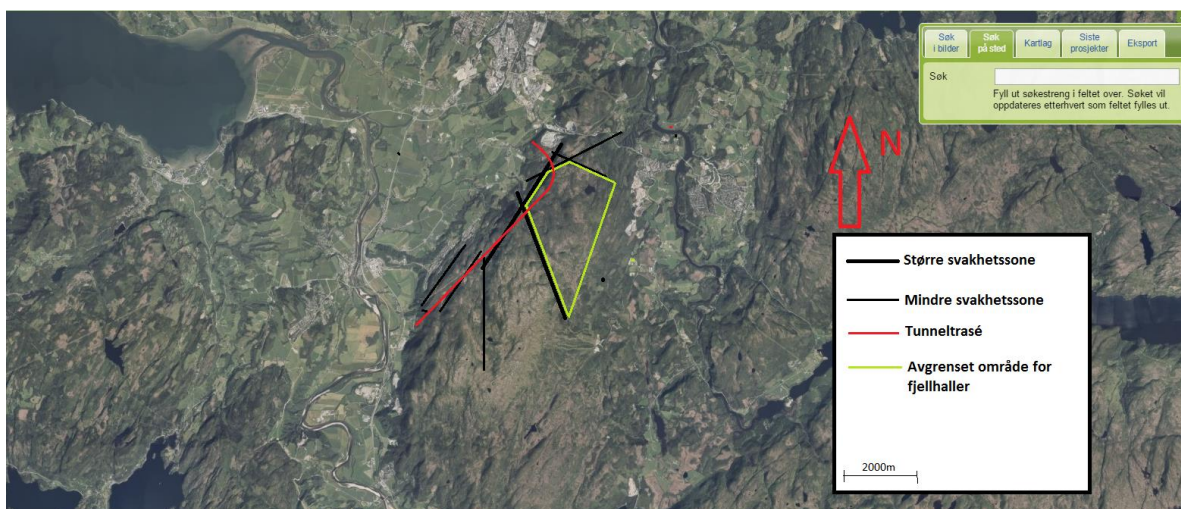
2.4. Geologien i området

Det er ikke foretatt noen kartlegging av bergartene i Vassfjellet i forbindelse med denne masteroppgaven, men det ble i 2012 laget en KVU med navn «Nytt logistikknutepunkt i Trondheimsregionen». I forbindelse med dette arbeidet utarbeidet Multiconsult [1] (2014) en ingeniørgeologisk rapport på oppdrag fra Jernbaneverket. Rapporten omhandler et tunnelalternativ gjennom Vassfjellet hvor det ble foretatt kartlegging av bergartene i dagen. Den foreslåtte tunneltraséen i den ingeniørgeologiske rapporten fra Multiconsult [1] (2014) er brukt som forslag til valgt tunneltrasé i denne oppgaven. Det avgrensede området som er foreslått til bygging av haller er valgt på bakgrunn av nevnte rapporter, flyfoto, NGUs berggrunnskart og befaring med daglig leder i Forset Grus AS, Ole Arild Haugum 04.02.2016.

2.4.1. Strukturgeologi

Strukturgeologi er svært viktig i forbindelse med prosjektering av store undergrunnsanlegg. Ved befaring vil det være viktig å kartlegge sprekkers strøk og fall, deres karakter når det kommer til overflateruhet, sprekkavstand og sprekkinnfylling samt deres utholdenhet. Dette er ikke gjort i denne oppgaven, men ved å studere kart og flyfoto kan en få et godt inntrykk av de større strukturene i landskapet. Små bekkedaler eller andre forsenkninger er ofte større eller mindre svakhetssoner som kan strekke seg ned i berggrunnen. Figur 2.6 viser et kartutsnitt over aktuelt område. Påhugget i sør ligger ikke langt fra Melhus sentrum, mens påhugget i nord ligger like sør for Vassfjellet pukkverk.

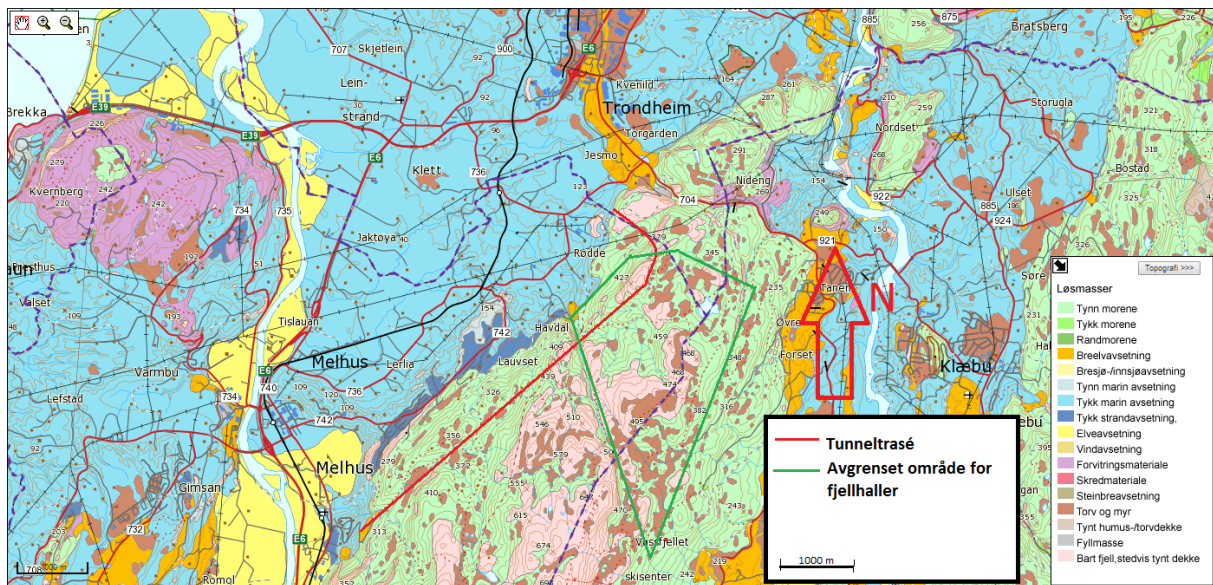
Som det kommer frem av Figur 2.6 har hovedstrukturene i området strøkretning tilnærmet NNØ-SSV, mens det stedvis skjæres av svakhetssoner i NV-SØ eller NØ-SV. Området avgrenset med grønt ser ikke ut til å være avskjært av større svakhetssoner. Det gir grunnlag for å tro at dette området vil være egnet for bygging av store fjellhaller.



Figur 2.6 Kartutsnitt over aktuelt område (Norgebilder.no) Tunneltraséen er tegnet inn etter forslag fra (Multiconsult [1] 2014)

2.4.2. Kvartærgeologi

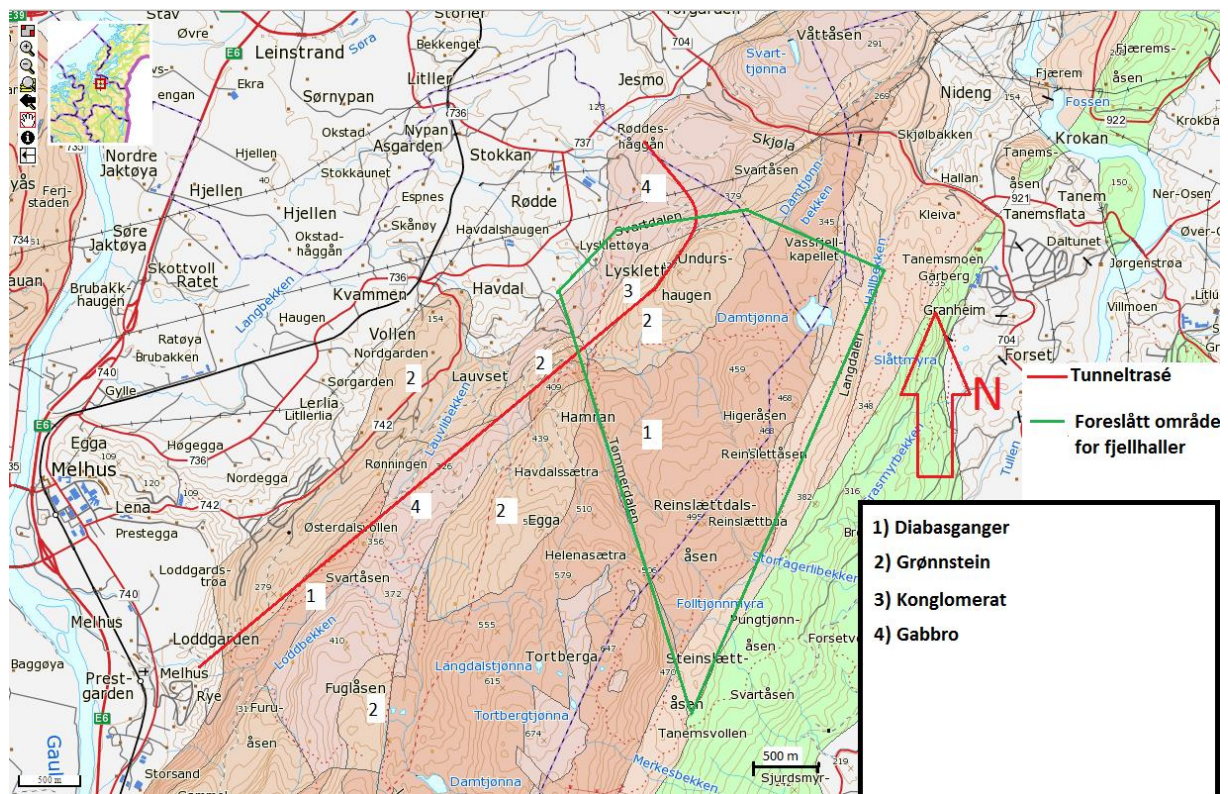
Kvartærgeologien vil i utgangspunktet ikke påvirke selve drivingen av fjellhallene i området. Områdene over tunnelen kan bli berørt dersom det oppstår høy innlekkasje. Grunnvannspeilet kan da senkes og eventuelle bygninger i området vil kunne oppleve setningsskader. Fra Figur 2.7 kommer det frem at de overliggende løsmassene i det aktuelle området kun består av et tynt morenedekke eller av torv og myr. Stedvis er det også mye bart fjell. Morenen på toppen av Vassfjellet er trolig en utsmeltingsmorene. Karakteristisk for disse morenene er at de ofte er hardpakket og har en velgradert kornfordeling (Brattli 2013). Faren for setningsskader er derfor liten.



Figur 2.7 Kvartærgeologisk kart over aktuelt område (kartutsnitt fra ngu.no)

2.4.3. Berggrunnsgeologi

Felles for de tre pukkverkene som er nevnt i de tidligere kapitlene er at de driver på samme åren med grønnstein og til dels gabbro (Sør-Trøndelag [1] fylkeskommune 2006). Dermed er kvaliteten tilnærmet lik på de forskjellige pukkverkene. Figur 2.8 viser bergartsfordelingen i Vassfjellet, og området avgrenset med grønt viser hvor fjellhallene bør ligge.



Figur 2.8 Berggrunnsgeologisk kart over aktuelt område (kartutsnitt fra ngu.no)

Grønnstein

Grønnstein er en metamorf basalt som ofte inneholder grønne mineraler som kloritt, epidot, og amfibol. Grønnsteinen som det drives på ved de tre pukkverkene som er aktuelle her har et innhold av feltspat på rundt 50 % (ngu.no 2016). Ellers inneholder den de samme mineralene som nevnt over. Den er motstandsdyktig mot nedknusning og kan brukes som råstoff i flere byggesammenhenger (NGU 1988). Den slites noe raskt ved bruk i asfalt, og dette fører til støv. Derfor bør andre bergarter vurderes i stede, spesielt på veier med mye trafikk. I Trøndelagsområdet er det ofte mangel på sterke bergarter. Grønnstein blir derfor brukt i stedet for andre bergarter som gjerne ville vært foretrukket dersom tilgangen hadde vært bedre (NGU [2] 2004).

Gabbro

Gabbro er en mørk dypbergart som ofte består av plagioklas, pyroksen og amfibol. Gabbroen ved Vassfjellet har et høyere amfibolinnhold enn vanlig, men inneholder ellers de samme mineralene som en vanligvis finner i gabbroer (ngu.no 2016). Denne bergarten er en av de sterkeste og mest motstandsdyktige mot slitasje og nedknusning som finnes i og rundt Trondheim. Den har et bredt bruksområde og er derfor en svært viktig kilde til byggeråstoff i regionen (Sør-Trøndelag [1] fylkeskommune 2006).

Diabas

Diabas er en hard og finkornet bergart som opptrer i steilstående ganger. Den er av kjemisk lik sammensetning som basalt og gabbro med hovedmineraler som plagioklas og pyroksen (snl.no [1] 2016). Gangene er ofte smale, mindre enn 10 meter, men noen ganger kan de også være svært brede. Fra NGUs berggrunnskart kommer det frem at bergarten er en del av et gangkompleks. Det står ikke noe om typisk bredde på gangene eller hvilke bergarter de gjennomsetter. Dette bør undersøkes nærmere. Ettersom diabas er av samme kjemiske sammensetning som gabbro og basalt er det grunn til å tro at også denne bergarten kan ha de samme bruksområdene som de nevnte bergartene i området. Oslos tidligere største pukkverk, Huken, produserte pukk på en basalt. Denne ble sett på som meget slitesterk, og ble brukt blant annet i asfalt på høytrafikkerte veier (NGU 2010). Det vil derfor være verd å sjekke de mekaniske egenskapene til denne bergarten for å se om den kan brukes til noen tekniske formål.

Konglomerat

Konglomerat er en sedimentær bergart som består av sammenkittet materiale fra strand eller elvegrus. I noen tilfeller kan materiale stamme fra morener, men da kalles det ofte tillit.

Matriksen som holder bollefragmentene sammen består ofte av leire, kalk, kisel eller rust (snl.no [2] 2016). Styrken til bergarten er vanskelig å si noe om på generell basis fordi det er så avhengig av matriks- og bolleinnhold, men den er trolig dårlig egnet som pukkesurs. Ved underjordisk pukkeværksdrift bør denne bergarten derfor unngås.

2.5. Underjordisk pukkeværk

Som det kommer frem av kapitlene over er det allerede pukkeværk i Trondheimsområdet med muligheter for uttak i noen tiår fremover. Det er derimot flere negative konsekvenser knyttet til driften ved disse pukkeværkene, og derfor er det interessant å se på alternativer for pukkeværk. Ved å ta ut pukke fra fjellhaller vil en unngå alle de negative konsekvensene fra konvensjonell pukke drift, med unntak av tungtrafikken ut og inn av fjellet. Dersom en slik løsning blir valgt vil kulturlandskap bli bevart, verdifulle tomter bli frigjort, samtidig som ressurser som ellers ville vært vanskelig å utnytte seg av blir tilgjengelige.

Grunnen til at det kun finnes et fåtall slike anlegg i Norge er at prisen for å produsere pukke i fjellhaller vil være ca. 1,5 ganger høyere enn ved konvensjonell drift (Sør-Trøndelag [1] fylkeskommune 2006). Denne prisforskjellen må kompenseres for på en eller annen måte slik at driften blir lønnsom. Fjellhallene som vil stå igjen etter at steinen er tatt ut vil være utmerkede haller for deponering av avfall. Fana Stein og Gjenvinning AS (FSG) i Bergen startet i 2001 opp med underjordisk drift ved sitt anlegg som beskrevet i kapittel 2.6.1. De beviser at det er mulig å drive økonomisk forsvarlig på denne måten. Et slikt alternativ vil også være en god løsning dersom en ønsker å legge et pukkeværk i Vassfjellet. Med et slikt anlegg vil Trondheimsområdet få et sentrumsnært avfallsanlegg hvor deponering og lagring av avfall kan skje uten sjenanse for nrområdene.

Forset Grus AS har i samarbeid med Pro Invenia AS laget en mulighetsstudie av et underjordisk pukkeværk på Skjeringstad i Melhus kommune. Forset Grus AS ønsker en lokasjon hvor de kan drive pukkeværk og gjenvinning av materialer uten å være til sjenanse for beboere. Det vil være viktig at denne lokasjonen kan drives i flere tiår på grunn av høye kostnader ved etablering av et slikt anlegg (muntlig overlevering fra daglig leder Ole Arild Haugom 04.02.2006). Ettersom arealene inne i Vassfjellet ikke brukes til eller av noen andre pr. dags dato kan Forset Grus AS drive nærmest så lenge de ønsker her.

Undertegnede skrev høsten 2015 en prosjektoppgave (Ølnes 2015) der det ble sett på muligheten for å legge deler av en fremtidig godsterminal i fjellhaller i Vassfjellet. Oppgaven inneholdt blant annet en numerisk modell av tre bergrom på henholdsvis 50 meter og 2 x 40

meter med en pilarbredde mellom hvert rom på 16 meter. Det viste seg her at det trolig ville være mulig å bygge haller med disse dimensjonene. Dersom det opprettes et underjordisk pukkverk vil dimensjonene trolig ikke overstige 35 meter i spenn, og 50 meter i høyde. Lengden på hallene kan være så godt som ubetydelig for stabiliteten dersom det antas at bergkvaliteten er den samme i hele rommet. Det skulle dermed være mulig å bygge slike haller med enda mindre sikring enn det som ble brukt i «Underjordsanlegg for godsterminal» noe som vil være gunstig for økonomien.

Dersom en godsterminal blir planlagt i Vassfjellet vil det kunne oppstå ytterligere synergier for begge anleggene. I «Underjordsanlegg for godsterminal» blir det lagt frem argumenter for byggingen av deler av godsterminalen i undergrunnen hvor det pekes på miljømessige fordeler. Godsterminalen kan også bruke de tomme hallene som står igjen etter pukkproduksjonen og på denne måten kan en oppnå besparelser på driving av fjellhaller. Om det i tillegg opprettes et avfallsanlegg i sammenheng med godsterminalen vil denne kunne bli enda mer lønnsom ved at store mengder avfall kan fraktes på tog og dumpes direkte i hallene.

2.6. Eksempel fra industrien

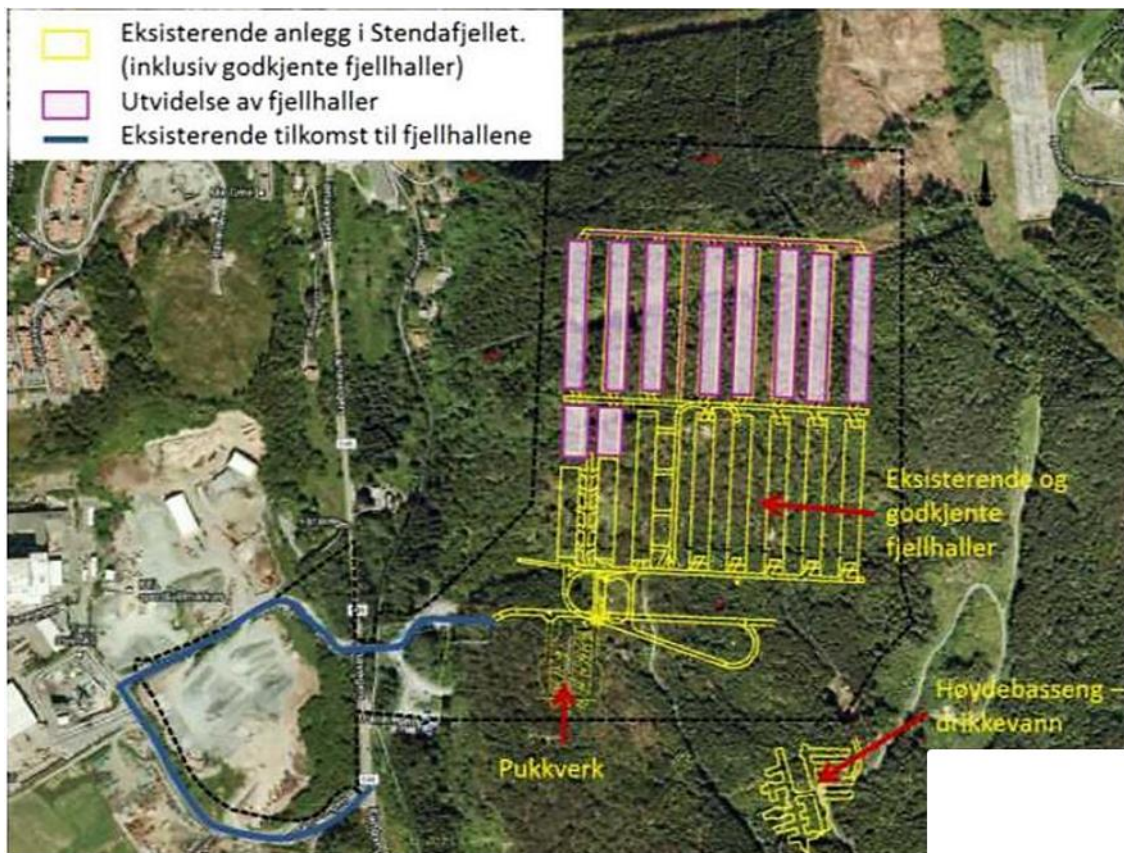
2.6.1. Fana Stein og Gjenvinning

Historie

Fana Stein og Gjenvinning AS (FSG) har sin opprinnelse tilbake i 1954 da selskapet het Fana kommunale steinknuseverk. Produksjonen baserte seg da på sandressursen som lå der Fana stadion ligger i dag. I 1966 ble det startet opp et dagbrudd i Rådalen, der driften av nedknust stein i et dagbrudd ble kombinert med deponering av masser. I 1995 gikk denne steinressursen tom, og frem til 1999 ble driften opprettholdt med et mobilt knuseverk i Lønningen industriområde like ved Flesland flyplass. I 2002 ble bedriften solgt av Bergen kommune til Ragns Sells AS og Hellik Teigen AS som i dag eier 50 % hver (fsg.no).

Fordi det er knyttet en del spørsmål angående miljø til driften av pukkverk var det nødvendig å finne et egnet område hvor driften kunne pågå uforstyrret i flere tiår. Dette for å sikre god økonomisk lønnsomhet, som er samme argument som Forset Grus AS har for å finne et egnet område. Bedriften søkte derfor om tillatelse til å flytte hele sin virksomhet inn i Stendafjellet. Her skulle stein tas ut fra åtte fjellhaller og prosesseres i en egen knusehall. Det ville sikre driften i minst 20 år fremover i tid, samtidig som det ble minimale negative miljøeffekter fra anlegget. Det ble besluttet at bedriften skulle få tillatelse til å deponere avfall i klasse 2, lett

forurensede masser i tillegg til inert avfall i fjellhallene. Det er i senere tid gitt konsesjon til drift i ytterligere 8 fjellhaller, som vist i Figur 2.9.



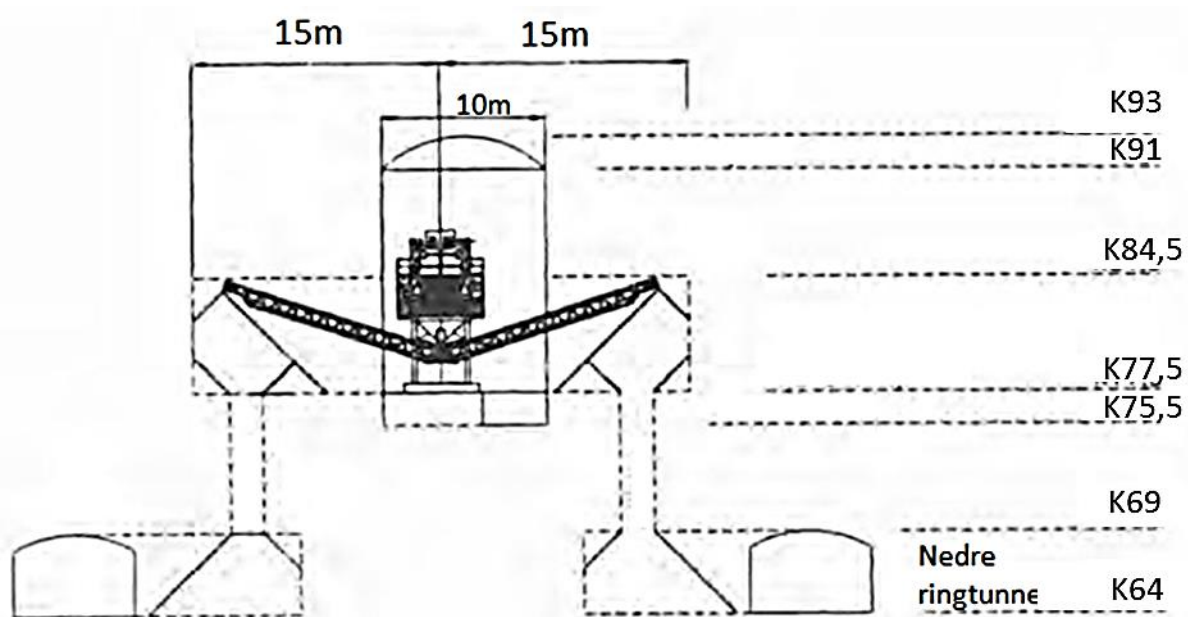
Figur 2.9 Plassering av fjellhaller i Stendafjellet (Multiconsult [2] 2014)

Geologi

Stendafjellet består i hovedsak av granittiske og glimmerrike gneiser som er sterkt foldet og omvandlet, sist under den kaledonske fjellkjededannelsen (Arnesen 2003). I tillegg finnes det stedvis finkornede til middels kornede amfibolitter, hornblendegabbroer og dioristiske gneiser. Stendafjellet er en blokk på ca. 1x2 km som er naturlig avgrenset av kraftige knusningssoner (Arnesen 1999). Berget i fjellhallene er stort sett av «Meget god» kvalitet, med referanse til Q-systemet. Q-verdien ligger generelt fra 30-70, men stedvis er det soner hvor den er nede i 1-5. Orienteringen og geometrien til bergrommene er valgt slik at det vil bli lavest mulig sikrings- og driftskostnader. Svakhetssonene som er drevet igjennom består stort sett av oppsprukket berg og sleppemateriale. Sleppemateriale fører til at permeabiliteten i sonene er lav, og det er generelt lav innstrømming av vann i disse (Arnesen 2003).

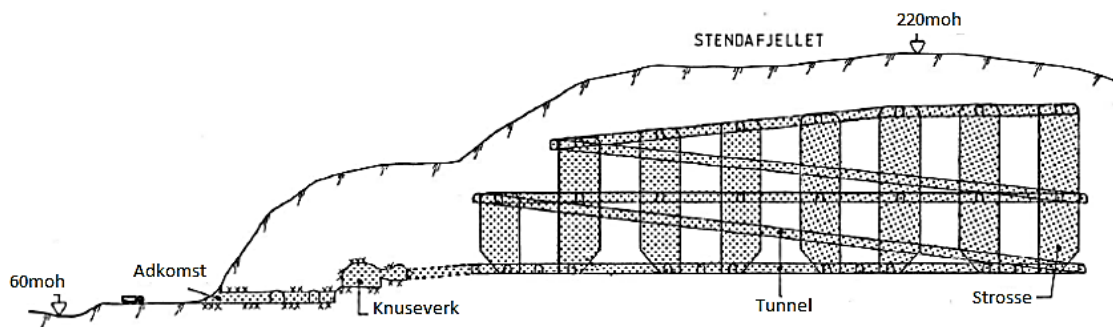
Geometrisk utforming

I Stendafjellet foregår hele produksjonen og nedknusningen av stein under bakken. Knuse- og siktehallen er fra 12 til 22 meter bred og har en høyde på 20 meter. Pihøyden er ca. 1/5 av spennet. Hallen er tilpasset et knuseverk som kan produsere 13 forskjellige fraksjoner. Den er plassert et nivå over transporttunnelene som vist i Figur 2.10. På denne måten blir den knuste steinen transportert direkte ned i egne sjakter for hver fraksjon. Steinen kan så bli lastet på lastebil ved hjelp av hjullaster fra nivået under. På grunn av den høye støvproduksjonen fra knuseverket er det bygget et eget kontrollrom til å styre operasjonene fra. Dette sørger for tilfredsstillende arbeidsmiljø for arbeiderne (Arnesen 1999).



Figur 2.10 Tverrsnitt av knuse- og siktehall (Arnesen 1999)

Selve gruvedriften foregikk i starten i strosser med spenn på 25 meter, høyde på 50 meter og lengde varierende fra 130 til 200 meter. I Figur 2.11 sees anlegget som et snitt gjennom Stendafjellet. Overdekningen i strossene er på mellom 40 og 80 meter. Parallelt med at takskiven ble tatt ut ble det sprengt ut en stoll i flukt med bunnkoten. Det ble også sprengt ut utlastningsstoller i hver andre pilar. Etter at hengen var sikret ble det sprengt ut en pall slik at høyden ved vederlagene ble 10 meter. Det ble så laget en sjakt mellom nivået og stollen i bunn slik at sprengningen ble styrt så utkastet havnet ned i utlastningsortene. På denne måten ble det sørget for at mennesker ikke trengte å bevege seg inne i strossene. Det førte til at veggene ikke ble rensket og sikret (Arnesen 2003).



Figur 2.11 Snitt gjennom Stendafjellet. (Arnesen 1999)

Dette opplegget fungerte bra, men stabiliteten ble etter hvert vurdert som så bra at det var ønskelig at personell skulle kunne operere i hallene. De drives nå derfor med pallsprengning, hvor utlasting skjer fra bunnivå. Mellomortene kan brukes ved behov. Det drives to haller om gangen for å ha fleksibilitet til å utføre flere typer arbeid samtidig. Berget blir ikke injisert for å hindre innlekkasje da denne er målt til å være svært liten. Avfallet vil altså deponeres rett i de uforedede hallene, noe som det er søkt om spesiell tillatelse for.

Fordi det nå kreves at personell oppholder seg inne i hallene blir hengen sikret stedvis med sprøytebetong i tillegg til spredt bolting. Veggene renskes og kontrolleres også etter hver salve. I de resterende bergrommene brukes systematisk bolting og 50-80mm fiberarmert sprøytebetong. Denne sikringen er i henhold til sikringsdiagrammet i Q-systemet (Arnesen 2003).

Deponi

Deponering av masser skjer i de utsprengte, tomme hallene. Bunnen ligger på kote 73, mens hengen når opp til kote 128 – 132. Det er i midlertid ikke gitt tillatelse til å fylle hallene høyere enn kote 118. I tillegg til FSG sin virksomhet i Stendafjellet har Bergen kommune sprengt ut et drikkevannsbasseng i fjellet. Det offentlige vannverket ligger kun 250 – 300 meter fra fjellanlegget til FSG, med bunnivå for drikkevannsbassenget på kote 118 (se Figur 2.9). Derfor er hydrogeologien svært viktig i området.

Før deponeringen av masser startet ble det boret fem grunnvannsbrønner, hvorav to lå inne i fjellet mellom deponihallene og drikkevannsbassenget. Det ble foretatt regelmessige målinger av grunnvannstand og kjemi i brønnene slik at målingene etter deponeringen startet kunne sjekkes mot disse referanseverdiene. Grunnvannstanden ligger alltid over laveste kote i deponianlegget. Det er derfor alltid en strøm inn mot hallene, noe som gjør at det ble antatt at

det ikke ville bli spredning til omgivelsene. Berget er antatt impermeabelt og det er dermed bare sprekker og svakhetssoner som er vannførende. Det er ikke blitt målt noen avvik, hverken i kjemisk sammensetning eller i variasjoner i grunnvannspeilet etter utsprenningen av hallene og deponeringen av avfall. Det antas derfor at all avrenning fra hallene skjer som sigevann som samles opp i kummer før det fraktes videre i lukkede rør til renseanlegget ved Flesland (Multiconsult [2] 2014).

I tillegg til disse undersøkelsene er det også flere tunneler i fjellet mellom deponihallene og drikkevannsbassenget. Eventuelle sprekker som kunne ha vært utholdende nok til å føre vann fra hallene og til drikkevannskilden ville trolig ha drenert ned i disse tunnelene. På dette grunnlaget er det derfor påstått at det ikke vil være fysisk eller teoretisk mulig at forurensning kan spre seg via grunnvann til drikkevannsbassenget (Multiconsult [2] 2014).

Det er ikke foretatt noen forinjering av fjellet for å forsøke å hindre lekkasje i anlegget. Etter resonnementet over vil grunnvannstrømmen være rettet innover mot hallene, og derfor vil det ikke spres forurensning med vannet i sprekke i fjellet. I stede blir det som nevnt gjort en stor innsats i å samle vannet som lekker inn i hallene for å rense dette, før det slippes ut i omgivelsene igjen eller eventuelt blir brukt i interne prosesser for å blant annet hindre spredning av støv.

FSG har tillatelse til å ta i mot 350 000 tonn avfall pr. år i avfallsklasse 2-ordinært avfall og i klasse 3-inert avfall. I tillegg kan de ta i mot stabilt ikke-reaktivt avfall. I Tabell 2-1 vises hvilke typer avfallsfraksjoner som kan deponeres i anlegget. Forurenset jord og løsmasser står for nesten 80 % av det deponerte avfallet hos FSG.

Tabell 2-1 Fana Stein og Gjenvinning har i dag tillatelse til å ta imot følgende masser (Multiconsult [2] 2014)

Inert avfall	Ordinært avfall, klasse2	Stabilt ikke reaktivt avfall, klasse 3
Ikke-gjenvinnbart glass	Ikke-gjenvinnbare rester av betong, mørtel, tegl og keramiske fliser, tjæreapp og golvbelegg	Forurenset jord og løsmasser
Asbestholdig materiale/eternitt	Koste- og sandfangsmasser	Blåsesand
	Ristesiktmasser	Bygge- og riveavfall med PCB
	Termisk behandlet borkaks	Stabilisert flygeaske
	Fluff fra fragmenteringsanlegg for bilvrak	
	Avfall fra forbrenningsaske	
	Blåsesand	
	Støperisand	
	Forurenset jord/løsmasser	
	Annet ikke-reaktivt uorganisk ordinært avfall	

Etter det undertegnede kjenner til har det kun vært mindre uønskede hendelser som har funnet sted på grunn av deponeringen i fjellanlegget. Det har vært noe forurensning fra sigevann til omgivelsene, men dette er løst ved å tette pumpebrønnen skikkelig. Spredningen har altså ikke skjedd gjennom sprekker, men som overflatevann ut av tunnelen. I konsekvensutredningen fra Multiconsult [2] (2014), når utvidelse av anlegget ble vurdert, er det også konkludert med at utvidelsen kun vil ha ubetydelige konsekvenser for omgivelsene, med unntak av lastebiltrafikken som fremdeles vil være 3,5 % av den totale trafikken på veien forbi anlegget. Det kan dermed konkluderes med at driften har vært vellykket de årene den har pågått etter oppstarten av underjordsdrift.

3. Teori knyttet til store bergrom

3.1. In-situ spenninger i bergmassen

Spennings situasjonen i bergmassen kan være en kritisk parameter ved bygging av tunneler og fjellhaller. Spesielt i større bergrom vil det være viktig å kartlegge størrelse og retning på spenningene slik at rommene kan orienteres i fordelaktig retning. De fleste spennings situasjoner vil være mulig og hanskes med, men det kan være svært kostbart å sikre bergrommene ved ugunstige forhold.

Spenningsene rundt et bergrom er avhengig av to ting. In-situ spenning i bergmassen, og de induerte spenningene som oppstår som følge av utgravningen av bergrommet (Myrvang 2001). Det vil alltid være en tredimensjonal spenningsstilstand i berget med hovedspenningene σ_1 , σ_2 , og σ_3 , hvor σ_1 er største spenning. Hovedspenningene virker perpendikulært på tre hovedspenningsplan hvor det ikke virker noen skjærspenninger (Nilsen og Palmström 2000). Ved normale spenningsforhold vil største hovedspenning, σ_v , være en funksjon av overdekning, mens de to andre hovedspenningene vil være horisontale, henholdsvis σ_H og σ_h , hvor σ_H er den største av de to. In-situ spenninger i bergmassen kan stamme fra følgende situasjoner:

Gravitasjonsspenninger

Dersom spenningene i en bergart kun er forårsaket av overliggende massers tetthet og det antas en plan og horisontal flate med uendelig utstrekning, vil den vertikale spenningskomponenten bli bestemt av formelen:

$$\sigma_v = \rho * g * h \quad [3-1] \quad (\text{Myrvang 2001})$$

Hvor ρ = tettheten til de overliggende bergmassene (kg/m^3)

g = tyngdens akselerasjon (m/s^2)

h = overdekning (m)

Når den vertikale spenningen og Poissons forholdstall, ν , er kjent kan Hooks lov brukes for å finne den horisontale spenningskomponenten ved formelen:

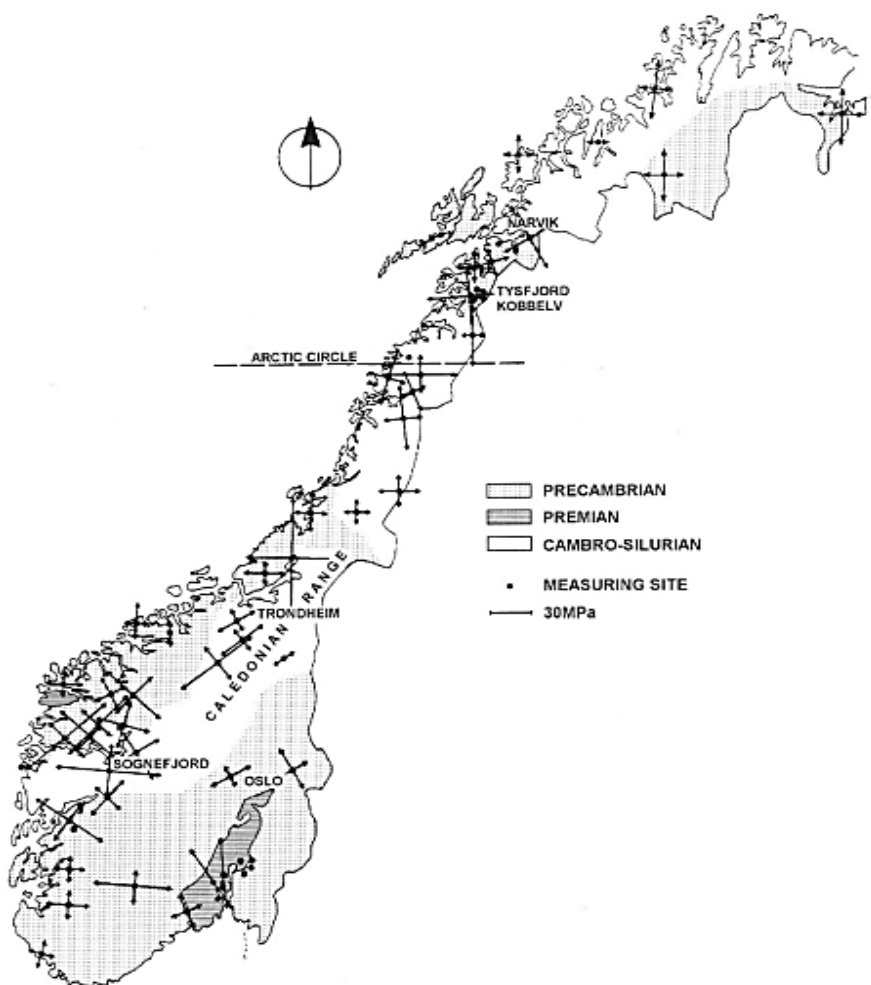
$$\sigma_H = \sigma_h = \frac{\nu}{\nu-1} \sigma_v \quad [3-2] \quad (\text{Myrvang 2001})$$

Poissons forholdstall er det negative forholdet mellom aksiell og radiell tøyning.

Tektoniske spenninger

Etter hvert som det er foretatt flere og flere spenningsmålinger i verden, og disse er blitt samlet i en felles database, er det oppdaget at de horisontale spenningene ofte kan være flere ganger større enn de vertikale.

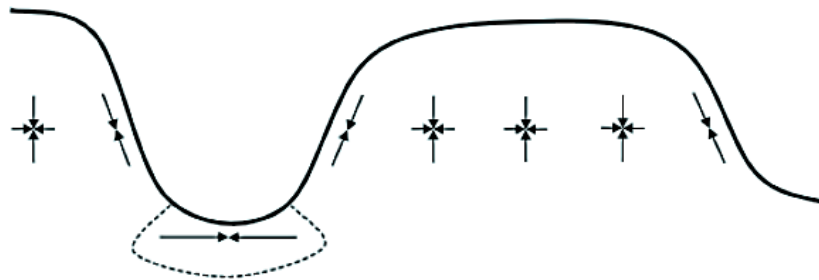
Tektoniske spenninger oppstår som følge av kontinentaldrift og platetektonikk (Nilsen og Palmström 2000). Ved midthavsryggene er det en strøm av magma oppover, og dette fører til at kontinentene beveger seg fra hverandre. Dette induserer spenninger i bergmassen på kontinenter som støter sammen. I Figur 3.1 sees at horisontalspenningene står parallelt og perpendikulært på den tidligere kaledonske fjellkjede. Det er ofte grunnfjellsbergartene som opplever de høyeste spenningene. Det kommer av at de er mindre oppsprukket enn de kaledonske skyvedekkene over, hvor spenningene da er utløst (Myrvang 2001). Dette støtter teorien om at spenningene er lagret i bergmassen fra den kaledonske fjellkjededannelsen.



Figur 3.1 Retning og størrelse på de horisontale spenningene i Norge (Myrvang 2001)

Topografisk betingede gravitasjonsspenninger

Topografisk betingede spenninger oppstår i daler med høye åser. Overdekningen i bunn av dalen vil være lav, men spenningerne vil influeres kraftig av åssidene rundt. Det vil gi høye horisontalspenninger perpendikulært på dalens lengdeakse, som vist i Figur 3.2



Figur 3.2 Topografiske spenninger (Sørensen 2013)

Strukturbetingede spenninger

Dette er spenninger som oppstår på bakgrunn av inhomogeniteter i berggrunnen (Nilsen og Broch 2012). Hvis det er stor forskjell på bergartenes elastiske egenskaper vil det oppstå forandringer i både størrelse og retning på hovedspenningerne, selv over små strekninger. Slike spenninger er typisk for bergmasser med lagdeling av sterke og svake bergarter eller rundt svakhetssoner. Fordi svakhetssoner kun i svært liten grad kan overføre skjærspenninger vil hovedspenningsretningen ofte være nær parallell med slike soner. Dette kan føre til økt mengde med bergslag i det kompetente berget, mens de høye spenningerne vil avta umiddelbart etter at det drives inn i svakhetssonen (Nilsen og Palmström 2000).

3.2. Designprinsipper i bergrom

In-situ spenninger kan som nevnt ikke bare variere over hele landet, men også over korte avstander. Det vil derfor være viktig å gjøre en nøye vurdering av hvordan spenningssituasjonen er i bergmassen før designet av bergrommene avgjøres. Når det bygges bergrom vil de spenningerne som ble tatt opp av den utgravde massen redistribueres til gjenværende berg rundt åpningen (Myrvang 2001).

Ved en isotrop spenningstilstand bør det være et 1/1 forhold mellom spenn og høyde i bergrommet fordi det er et 1/1 forhold mellom spenningerne. Ved en anisotrop spenningstilstand bør en elliptisk form på bergrommet etterstrebes, der spenn- og breddeforhold er likt forholdet mellom største og minste spenning. Ellipsoidens lengste side

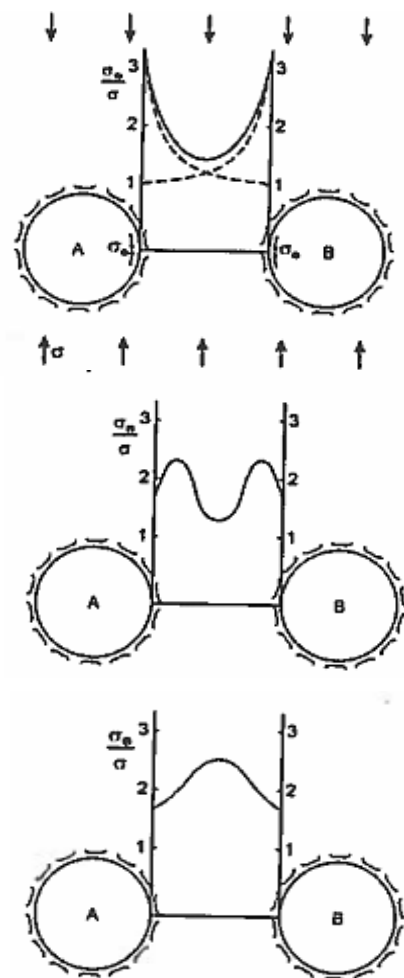
skal da være parallell med største spenningsretning (Hoek et al. 1980). Det vil bli spenningskonsentrasjoner i alle hjørner og spisse kanter. Derfor er det gunstig å runde av hjørner og tilstrebe buede linjer, spesielt ved høye spenninger eller svake bergarter. Spenningen i et punkt på tunnelprofilen vil være uavhengig av diameteren på bergrommet som åpnes, og bare avhengig av størrelse og retning på hovedspenningene (Nilsen og Palmström 2000)

Når spenningene redistribueres vil det kunne føre til høye spenninger i noen områder av profilet, men det er ikke bare dette som kan skape ustabilitet. Lave spenninger kan være problematisk dersom bergmassen er oppsprukket fordi det da kan bli nedfall av blokker. Det vil derfor være viktig å forsøke å få en spenningskonsentrasjon i hengen av tunnelene, slik at normalspenningene øker på sprekkeflatene (Nilsen og Palmström 2000). På denne måten vil det oppstå en spenningsbue rundt profilet som gir berget en stabiliserende effekt, og dette vil i teorien føre til at behovet for sikring går ned.

3.3. Spenninger i pilarer

Ofte, spesielt i gruveindustrien, er det behov for flere parallelle haller eller bergrom. Spenningen i pilarene mellom bergrommene vil være kritisk for hvordan stabiliteten i hallene blir. Øverst i Figur 3.3 sees spenningsfordelingen i en pilar i et elastisk materiale og to like store tunneler åpnet i et enaksielt spenningsfelt. Den stiplede linjen representerer spenningen dersom det kun var en tunnel, mens den heltrukne linjen er de induserte spenningene fra begge tunnelene superposisjonert på hverandre. Den største spenningen vil her bli i veggene og minimum vil bli i midten av pilaren.

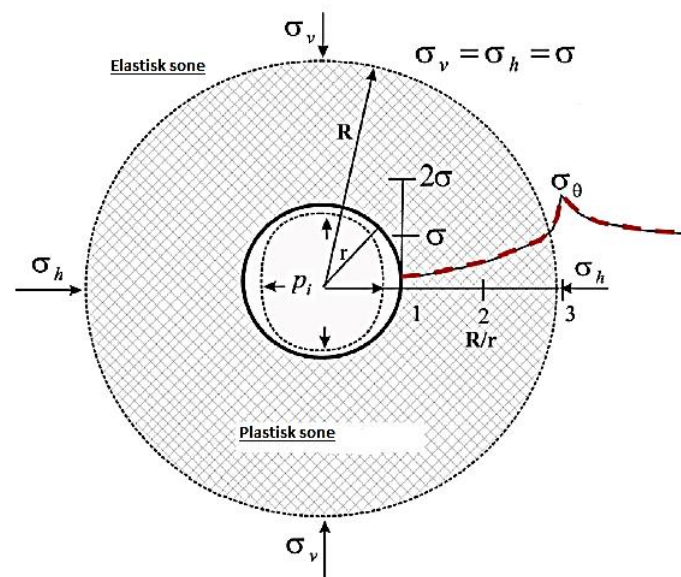
I virkeligheten vil berget bli oppsprukket langs konturen av tunnelene fra sprenging og/eller overbelastning. Berget vil da ikke være i stand til å ta opp like store spenninger og spenningsmaksimum flyttes innover i pilaren. Det vil oppstå en spenningsfordeling kalt «kamelrygg» som vist i



Figur 3.3 viser ulike spenningsstilstander i piler (Myrvang 2001)

midten Figur 3.3 (Myrvang 2001). Kritisk spenningstilstand vil være når det oppstår en «dromedarryggfordeling» som er når spenningsmaksimum opptrer i midten av pilaren som vist i bunn av Figur 3.3. Pilaren er da lastet til nær maksimum av det den tåler før det oppstår brudd.

Enten det er sprengningsriss eller overbelastning som fører til sprekkedannelsen, vil det gjøre at berget deformeres plastisk. I den plastiske sonen oppstår det mikrosprekker som gjør at berget ikke kan oppta like høye spenninger, og spenningsmaksimum flyttes derfor innover i bergmassen (Trinh og Jonsson 2012). Her vil berget ha et høyere omslutningstrykk, og derfor en større styrke. Dette er omtalt nærmere i kapittel 3, Myrvang (2001). Figur 3.4 viser hvordan spenningen flytter seg innover og oppnår et maksimum inne i den elastiske sonen, før den igjen begynner å avta (på grunn av influenseavstanden til bergrommet). Dette er grunnen til at dromedar- og kamelryggfordeling oppstår.



Figur 3.4 Spenningskonsentrasjon like utenfor den plastiske sonen (Panthi 2006)

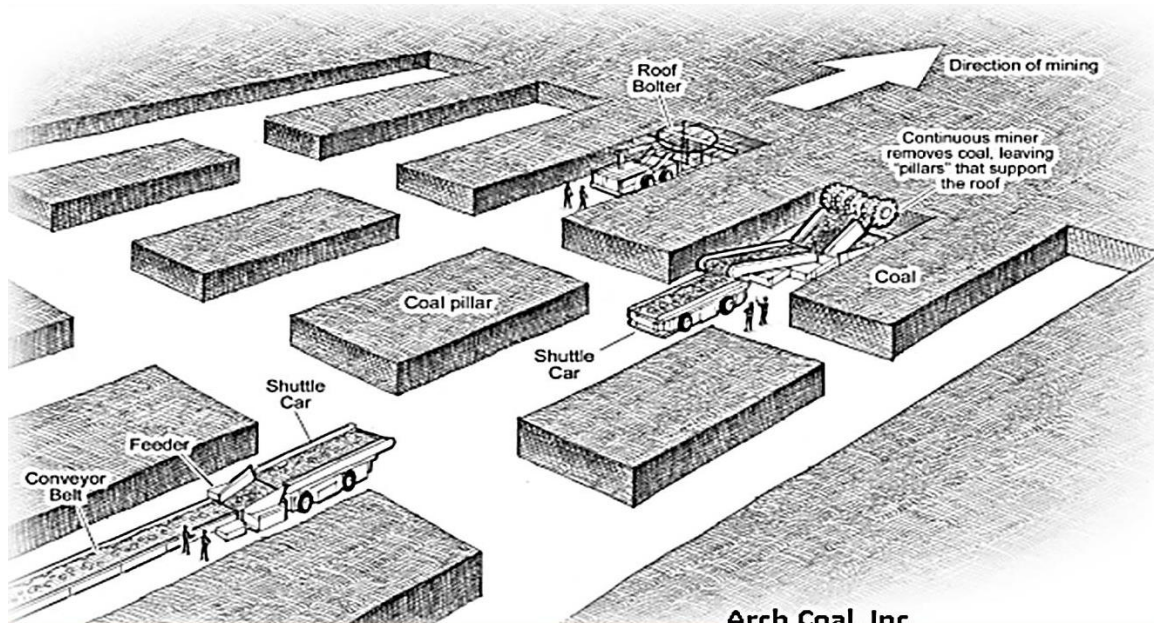
Prinsippet med de forskjellige spenningsfordelingene kan brukes i planleggingsfasen dersom det blir brukt numerisk modellering. Ved å se på spenningsfordelingen i pilarene og sammenlikne med Figur 3.3 kan pilarbredden optimaliseres.

3.4. Beregningsmetoder

3.4.1. Teoretisk, «Skattepliktig areal metode»

På grunn av ekstrakostnaden med å bryte steinen under bakken må rommene som settes igjen ha en funksjon til etterbruk. Avhengig av hvilket formål etterbruket har vil forskjellige brytningsmetoder være aktuelt. Dersom en godsterminal skal ta over bruken kan en

brytningsteknikk kalt «rom og pilar» brukes. Denne metoden er mye brukt i gruveindustrien der det drives på horisontale til subhorisontale malmkropper (Myrvang 2001). Her settes pilarer igjen i et regelmessig mønster hvor det prinsipielt vil være lønnsomt å sette igjen så små pilarer som mulig for å oppnå størst mulig utvinnelsesgrad (se Figur 3.5). Det samme gjelder for pukkdriften dersom en godsterminal skal ta over etterdriften av bergrommene.



Figur 3.5 Viser rom og pilardrift i kullgruve (wvcoalassociation.com [web] 2016)

«Skattepliktig areal metode»

For å bestemme pilarstørrelser på et tidlig tidspunkt i planleggingsfasen er skattepliktig areal metode mye brukt. For å benytte seg av denne metoden er det nødvendig å foreta noen forenklinger. Det blir antatt at hver enkelt pilar har et bestemt areal med en overdekning som er lik i hele det aktuelle området. Rommet antas å være uendelig i utstrekning, slik at alle pilarene vil påføres den samme lasten (Myrvang 2001).

Teoretisk spenning kan beregnes ved å bruke formel 3-3:

$$\sigma_p = \frac{(W_p + W_t)(L_p + L_t)}{W_p L_p} \sigma_v \quad [3-3] \quad (\text{Myrvang 2001})$$

hvor:

- W_p = bredden på pilarene
- W_t = spennet på fjellhallene
- L_t = lengden på tverrslagene
- L_p = lengden på pilarene
- σ_p = pilarspenning
- σ_v = vertikalspenning

De geologiske faktorene vertikalspenning (σ_v) og pilarspenning (σ_p) er de som bestemmer hvor store bergrom som kan åpnes (ved bruk av denne formelen). Det vil derfor være viktig å bestemme bergartens enaksiale trykkstyrke, i tillegg til å finne ut hvilken overdekning som er gjeldende i området. Enaksial trykkstyrke (UCS) er ofte ikke en god parameter på en bergarts styrke fordi testene utføres på intakte prøver. Dermed tas det ikke hensyn til sprekker eller andre inhomogeniteter. Generelt vil styrken til en prøve gå ned jo større volum prøven har, fordi det da blir større sannsynlighet for at den inneholder ulike svakheter (Myrvang 2001). Derfor vil det være nødvendig med grundige forundersøkelser for å kartlegge styrke- og sprekkeforhold.

Utvinningsgrad

Både i gruvesammenheng og for en underjordisk godsterminal vil utvinningsgraden være av stor betydning for lønnsomheten. Dette gis ved formel 3-4 under:

$$R = \frac{A_t - A_p}{A_t} < 1 \quad [3 - 4] \quad (\text{Myrvang 2001})$$

Hvor:

A_p = Arealet til hver enkelt pilar

A_t = Arealet til bergprismen over hver enkelt pilar

Dette forholdet ligger ofte mellom 60-75 % avhengig av overdekning og hvor kompetent bergarten er, men i noen spesielt gunstige situasjoner kan en oppnå opp mot 85% utvinningsgrad (Harraz 2015).

Svakheter ved skattepliktig areal metode

Det finnes noen svakheter ved bruk av skattepliktig areal metode. Spesielt er trykkstyrken til bergmassen en kritisk parameter. I Myrvang (2001) blir det foreslått å sette trykkstyrken til

bergmassen lik halvparten av den enaksielle trykkstyrken i en innledende fase. Ved å gjøre dette kan en både under- og overestimere styrken, og dermed er det vanskelig å si noe eksakt om pilarstørrelsen.

Pilarspenningen antas å være jevnt fordelt over hele pilaren. All erfaring fra tunneldrift viser at spenningene vil være høyest i hjørner og nær tunnelveggene for deretter å avta innover i bergmassen (se også kapittel 3.2, Designprinsipper i bergrom). Det antas videre at det kun vil være et enaksielt vertikalt spenningsfelt som innvirker på pilarene (Myrvang 2001). I Norge er det gjort utallige spenningsmålinger, og disse viser at de horisontale spenningene ofte er høyere enn de vertikale. Ved å studere enaksial trykkstyrke mot triaksial trykkstyrke finner en at jo høyere omslutningstrykket er, jo høyere blir trykkstyrken (Myrvang 2001). Dermed blir pilarstyrken lavere ved bruk av denne metoden enn det en ofte kan se i felt. Det tas heller ikke hensyn til den geografiske plasseringen til pilaren i rommet. Pilarene i midten vil påføres høyere spenninger enn de som står i kanten av rommet. Det medfører at jo mindre området som utvinnes blir i utstrekning, jo mer konservativ blir metoden. På tross av disse svakhetene har det vist seg at metoden har fungert godt for veiledende pilardimensjoner (Myrvang 2001).

3.4.2. Empirisk - Praktisk beregningsmetode for tangentielle spenninger

Hoek og Brown (1980) utviklet en praktisk metode for å beregne størrelsen til de tangentielle spenningene rundt bergrom med varierende geometri. Utrekningene er basert på et stort antall detaljerte forsøk med grenseelement-metoden (BEM) (Nilsen og Palmström 2000). Det er altså brukt et analytisk verktøy, og på bakgrunn av resultater fra dette er følgende sammenheng er bestemt:

$$\sigma_{\theta r} = (A * k - 1)\sigma_v \quad [3 - 5] \quad (\text{Hoek og Brown 1980})$$

$$\sigma_{\theta w} = (B - k)\sigma_v \quad [3 - 6] \quad (\text{Hoek og Brown 1980})$$

Hvor:

$\sigma_{\theta r}$ = tangentielle spenninger i hengen

$\sigma_{\theta w}$ = tangentielle spenninger i vegg










A og B = Ulike faktorer for heng og vegg avhengig av geometri vist i Figur 3.6

k = forhold mellom horisontal- og vertikalspenning

σ_v = vertikalspenning

BEM programmer behandler materialet elastisk, og det vil si at det ikke kan modelleres brudd. Det er kun ved å se på styrkefaktoren, som er materialets styrke delt på spenningene i

et punkt, en kan se om bergets fremdeles vil være intakt. Derfor vil det bli brukt en numerisk modell med elastisk materiale for å sammenlikne disse resultatene.

	Tunnel shape								
									
A	5.0	4.0	3.9	3.2	3.1	3.0	2.0	1.9	1.8
B	2.0	1.5	1.8	2.3	2.7	3.0	5.0	1.9	3.9

Figur 3.6 Geometriske faktorer avhengig av tunnelgeometri (Hoek & Brown 1980)

Med denne enkle metoden kan det gjøres en vurdering om spenningene vil overgå bergartens styrkeparametere. Der hvor spenningen er over en bergarts trykkstyrke vil det kunne oppstå en knusningssone. Der hvor spenningen er negativ vil det kunne oppstå strekkbrudd. En bergart som er oppsprukket kan i svært liten grad ta opp strekkrefter fordi det fører til reduserte tangentiellspenninger på sprekkeflatene, som igjen kan føre til strukturelt betingede brudd.

Hvis sprekkesituasjonen er kartlagt og kiledannelse vurdert, kan dette hjelpe til å se om det vil bli innspenning, eller spenningsreduksjon i det aktuelle området.

3.4.3. Analytisk beregningsmetode

Bruk av datamaskiner har muliggjort mer komplisert analyse for beregning av spenninger og deformasjoner i bergmassen. For å kunne kontrollere designet som er valgt på bakgrunn av de teoretiske og empiriske metodene som er brukt i oppgaven er det laget en numerisk modell i programmet Phase². I programmet tas det hensyn til ulike geologiske faktorer, og inputverdiene på hver enkelt parameter kan varieres for sensitivitetsanalyse. Det er også mulig å analysere samvirket mellom berget og bergsikringen som installeres (rocscience.com 2016).

Phase² er et program basert på endelig elementmetoden (FEM). Det vil si at berggrunnen betraktes som et kontinuerlig medium. Det defineres et domene som skal modelleres og dette må være så stort at bergrommene innenfor domenet ikke påvirkes av ytterkantene slik at randeffekter unngås. Domenet deles igjen inn i et endelig antall elementer som knyttes sammen av noder i et elementnett. Nettet får mindre elementer jo mer nøyaktig utregningen skal være. Ved å gi modellen grense- og initialbetingelser finnes en tilnærmet løsning ved

hjelp av partielle differensiallikninger (Nilsen og Palmström 2000). Det kan gjøres både elastiske og plastiske beregninger i Phase², og ut i fra hvilken tilstand materialet som skal analyseres befinner seg i kan et bruddkriterium defineres.

Det er viktig å huske på at Phase² er en todimensjonal modell hvor det er gjort noen antakelser. Phase² bruker en plan spenningstilstand hvor to av hovedspenningene er i planet som analyseres, mens den tredje er perpendikulært ut av planet sammen med bergrommet som analyseres. Det antas videre at bergrommet forsetter «uendelig» langt ut av planet med den samme geometrien som er definert. Av den antatte plane spenningstilstanden fremgår det også at det ikke er noen skjærspenninger eller tøyninger ut av planet som betraktes (rocscience.com 2016). For videre beskrivelse av programmet vises det til RocScience sine hjemmesider.

4. Beregninger

Ulike brytningsmetoder bør brukes for de forskjellige deler av anlegget. En godsterminal under bakken vil kreve annen utforming enn det eventuelle deponihaller vil få. Det vil blant annet være behov for adgang mellom hallene med regelmessig avstand. Det vil være uønsket i deponihallene hvor det er ønskelig å holde avfallet avskilt. Sprengningsmønsteret vil også bli vidt forskjellig i de ulike delene av anlegget.

4.1. Påhugg

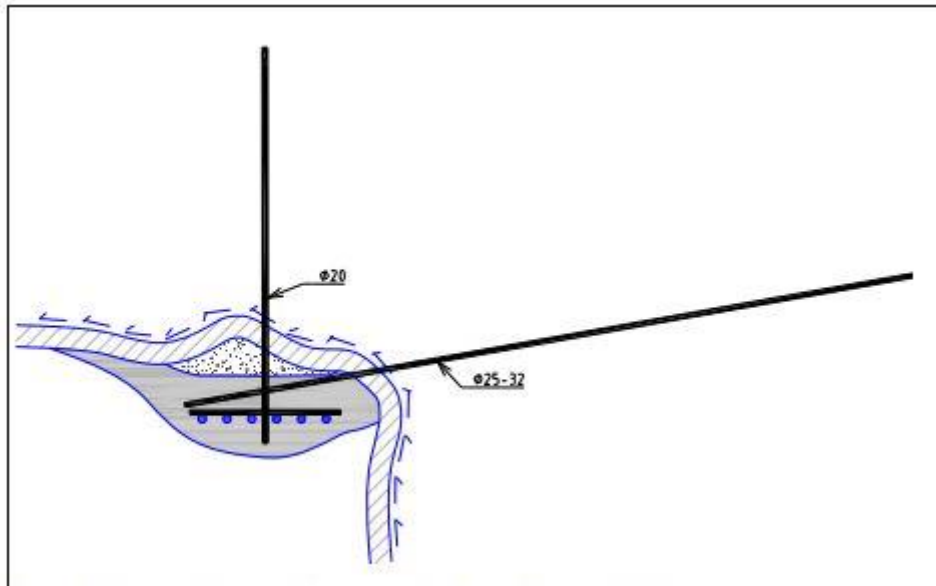
Det er viktig at valg av påhuggssted vies ekstra oppmerksomhet. Berget her ligger i det som kalles dagbergsonen, og det vil ha dårligere mekanisk styrke enn berget på større dyp. Tykkelsen til dagsonen vil være avhengig av flere faktorer, men viktigst av disse er kanskje tid eksponert ut mot dagen. I Norge sørget den siste istid for å erodere vekk store deler av det svake berget og når isen trakk seg tilbake sto stort sett bart fjell dekket av morene igjen. Dette har ført til at dagbergsonen over store deler av landet varierer fra noen få meter til 10-20 meter (Nilsen og Broch 2012).

Den dårlige mekaniske styrken til fjellet i dagbergsonen skyldes påvirkningen av temperatur, luft og vann. Når disse elementene får virke over tid vil det føre til at berget forvitrer både mekanisk og kjemisk. Den mekaniske forvitringen kommer fra blant annet vann- og frostsprengning og rotsprening mens den kjemiske forvitringen foregår ved at aggressivt vann løser opp bergartene. Det kan også bli utfelling av rust eller omvandling til leirmineraler som følge av den kjemiske forvitringen. Dette vil kunne føre til redusert friksjon på sprekkeflatene (Gylland 1012).

Når påhugget skal etableres må disse faktorene tas hensyn til. Fordi overdekningen ofte er liten vil innspenningen rundt profilet være dårlig. Berget må være av så god kvalitet at det ikke sjokkes løs under sprengning. Som en tommelfingerregel er det nok med en overdekning lik spennvidden til tunnelen, men ofte har det vist seg at halve spennvidden vil være tilstrekkelig for å oppnå tilfredsstillende stabilitet (Nilsen og Brock 2012). Ved spesielt gunstige situasjoner kan overdekning ned i 1 meter være mulig å oppnå.

Dersom bergkvaliteten ved valgt påhuggssted er lav vil det være nødvendig å foreta forsterkning av bergmassen. En vanlig måte å gjøre dette på er å bore inn såkalte spilingbolter rundt tunnelprofilen. Disse settes inn med lav vinkel i forhold til tunnelaksen (Gylland 2012) som vist i Figur 4.1. Like bak stuff monteres radielle bolter, samt sprøytebetongbuer, dersom

dette er nødvendig. Salvelengdene gjøres også ofte kortere for en mer skånsom sprengning, typisk 2 meter mens spilingboltene har en lengde på typisk 6 meter (Statens vegvesen 2010). Ved svært dårlig bergkvalitet kan også stoffen deles opp for enklere å få kontroll med de dårlige områdene. Boltens funksjon er å holde tunnelen oppe til permanent sikring er installert.



Figur 4.1 Forbolting med radiell bolt og sprøytebetongbue bak stoff (Statens vegvesen 2010)

En annen måte å sikre påhuggsstedet på er å forinjisere bergmassen (Nilsen og Broch 2012). Dette foregår ved at det bores en skjerm rundt profilet på stoff. Disse borehullene kan være så lange som 25 meter. Deretter pumpes det injiseringsmasse inn i hullene. Målet er at denne massen vil spre seg i sprekke før den stivner og dermed øker friksjonen mellom sprekkeflatene. Ved lav overdekning må borehullslengden, pumpetrykket og viskositeten til mørtelen tilpasses hver enkelt situasjon slik at det ikke oppstår lekkasje til dagen (Gylland 2012). Forinjisering brukes også for å begrense vannlekkasje inn i tunnelen. Vann har en destabiliserende effekt ved at det kan redusere friksjonen samtidig som det påfører berget et trykk som kan føre til strukturelt betinget kollaps (Nilsen og Broch 2012). Vannlekkasje til tunnelen kan også føre til at grunnvannsspeilet senkes. Dermed kan det oppstå setningsskader på hus eller vann og myrer kan dreneres, noe som vil ha en negativ miljøeffekt.

Ved valg av påhuggssted må en være ekstra på vakt mot stor løsmassetykkelse. NGUs kartdatabase er verdifull ved forundersøkelser, men må følges opp med befaringer i felt. Ettersom de fleste tunneler vil ha påhugg i en dalside må det også gjøres en vurdering på skredfaren i området. Også her finnes det aktsomhetskart fra NGU som er svært nyttige.

4.2. Skattepliktig areal metode

Som beskrevet i kapittel 2.1.2 stiller Jernbaneverket visse geometriske krav til den nye godsterminalen. Det er disse målene som er lagt til grunn når skattepliktig areal metode er brukt for å beregne pilarstørrelsen.

I kapittel 3.4.1 ble skattepliktig areal metode beskrevet. Denne metoden er svært avhengig bergmassens trykkstyrke. For å finne denne er RocLab fra RocScience brukt. Programmet blir brukt for å finne bergparametere på bakgrunn av et gitt bruddkriterie. Hoek-Brown bruddkriteriet er brukt her. Det er anslått at bergmassen er tilnærmet homogen i alle retninger slik at dette bruddkriteriet er gyldig (Hoek et al. 1995). Inputparameterne brukt er gjengitt i Tabell 4-2. I den ingeniørgeologiske rapporten fra Multiconsult [1] (2014) er det anslått følgende Q-verdier på tunnelen gjennom Vassfjellet:

Tabell 4-1 Q-verdier for tunneltrasé gjennom Vassfjellet (Multiconsult [1] 2014)

Bergmassekvalitet, Q-verdi	0,1-1	1-4	4-10	10-100
Fordeling i tunnel (%)	1,3	19,7	39,5	39,5

I kapittel 2.4.1 er strukturgeologien i det aktuelle området tolket. De lavere Q-verdiene er her antatt å tilhøre de kartlagte svakhetssonene. På bakgrunn av dette samt verdiene over er gjennomsnittlig Q-verdi i området satt til 10. UCS verdien til grønnstein er i rapporten vurdert til å være 50-100 MPa. Undertegnede synes dette er lavt. Det støttes også av teori, blant annet fra Palmström (1995) og fra Nilsen og Palmström (2000) der det henvises til UCS-tester gjort på norsk grønnstein. Gjennomsnittsverdien her er oppgitt til 105 MPa. Videre er det derfor antatt en UCS-styrke på 100 MPa. For å finne GSI-verdi ved bruk av en Q-verdi er formel 4-1 benyttet:

$$GSI = 9 \log_e Q' + 44 \quad [4 - 1] \quad (\text{Hoek et al. 1995})$$

Hvor

$Q' = Q$ -verdi hvor J_w/SRF er satt lik 1.

Dette gir en GSI-verdi på 64,7. Denne ble nedjustert til 60 for et konservativt estimat. m_i er en materialparameter for intakt berg og D er disturbance factor som beskriver hvor stor innvirkning på bergmassen sprengningsrystelsene har hatt (rocscience.com).

Tabell 4-2 Inputparametere i RocLab

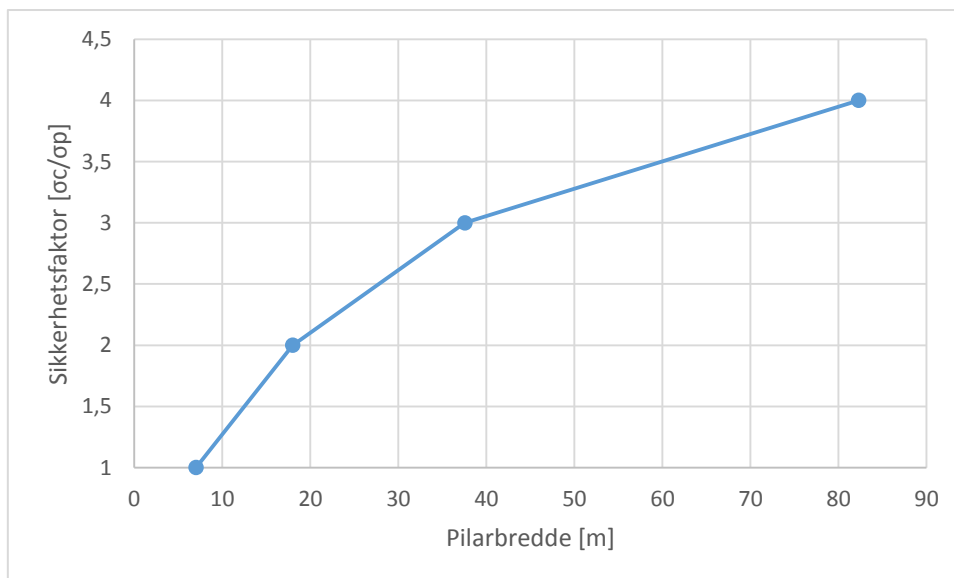
UCS [MPa]	GSI	m_i	D
100	60	20	0

Med disse verdiene ble trykkfastheten til bergarten bestemt til 30 MPa.

For å effektivt flytte containere mellom terminalsporene må det være regelmessige tverrslag i pilarene. Lengden mellom hver pilar er satt til 17 meter på grunnlag av lengden til de største containerne som håndteres på godstog per i dag (13,6 meter), pluss 1,5 meter sikkerhetsmargin på hver side. Bredden på hver av fjellhallene er satt på bakgrunn av krav til bredde på togspor samt bredden på en tofelts vei for av- og pålastning til lastebil (WSP Analys & Strategi 2015). Det er beregnet 4,7 meter til hvert av togsporene i terminalhallene (O.T. Blindheim 1997), mens det er beregnet at en tofelts lastebilvei er 8 meter. Med fire jernbanespor i hver hall blir foreslått spenn på disse hallene da 32 meter.

Høyden til permanente pilarer bør ikke overstige $2 \cdot$ bredden (Myrvang 2001). Dimensjonerende høyde til vederlagene i hallene ble i (Ølnes 2015) anslått å være 12 meter. I tillegg beregnes en pilhøyde på $1/5$ av spennet i hallene (Bollingmo et al. 1994). Fordi det må være plass til kraner og andre installasjoner er takhøyden rundet opp til 20 meter, og dermed blir også pilarhøyden 20 meter (om en regner med krumningen i hengen). Ut fra dette kriteriet må pilaren være minimum 10 meter bred. Dette er tilnærmet identisk design som ble foreslått ved byggingen av nye fjellhaller ved Oset vannrenseanlegg, et anlegg som ble studert i «Underjordsanlegg for godsterminal». Etter mer inngående beregninger ble derimot pilarbredden satt til 17 meter ved Oset vannrenseanlegg for å spare penger på sikringsarbeid.

I Figur 4.2 vises pilarbredden som funksjon av sikkerhetsfaktor. Om en sikkerhetsfaktor på 2 blir lagt til grunn for utregningene vil det gi en bredde på pilaren på 18 meter. Også dette stemmer overens med andre prosjekter gjennomgått i «Underjordsanlegg for godsterminal». Ettersom det er behov for tverrslag som har en anslått bredde på 17 meter, i tillegg til at det vil befinne seg personell i hallene til enhver tid, settes dimensjonerende sikkerhetsfaktor til 2,5, som medfører en pilarbredde på 26 meter.



Figur 4.2 Viser pilarbredde som funksjon av sikkerhetsfaktor

Når denne bredden er kjent kan lengden på pilarene (L_p) utregnes fra formel 3-3. Dette gir en pilarlengde på ca. 69 meter. Denne settes derfor til 70 meter.

Tabell 4-3 Dimensjonerende parametere for rom- og pilardrift

Pilarbredde, W_p	Pilarlengde, L_p	Tverrslagsbredde, L_t	Spenn, W_t	Trykkstyrke, bergmasse	Vertikal-spennning
26m	70m	17m	32m	30MPa	5,4MPa

Dersom formel 3-4 blir bruk vil disse dimensjonene føre til en utvinningsgrad på 64%. Fra kapittel 3.4.1 er dette lite med tanke på den antatte bergkvaliteten i området. Utvinningsgraden er blitt så lav fordi det er tatt hensyn til at dette ikke vil være et bergrom som kun skal være midlertidig sikkert slik som de fleste gruver. Sikkerhetsfaktoren på 2,5 er satt fordi inngangsparameteren til bergmassen er usikker, samtidig som det vil befinne seg både viktige maskiner samt personell i hallene til enhver tid. En redusert GSI-verdi og det faktumet at bergmassens antatte trykkstyrke er brukt spiller også inn i stor grad.

I ventesporthallen vil det være et noe annet behov enn i terminalhallene. Det trenger for eksempel ikke å være plass til heisekran over togsettene. Etter forslag fra O.T. Blindheim (1997) er bredden på ventesporene satt til 4,5 meter. I tillegg er det beregnet 4,5 meter til Dovrebanen slik at den kan passere i ytterste spor. Det er også lagt til en sikkerhetsmargin på 2 meter på utsiden av de ytterste sporene i tillegg til 0,2 meter til sikring rundt hele profilet. På grunnlag av disse tallene blir spennet i ventesporthallen 35,9 meter. Høyden til vederlagene er beregnet til 9 meter (Ølnes 2015). Pilhøyden er også her satt til å være 1/5 av spennet i

hallen, altså 7,18 meter. Totalt blir da høyden i hallene 16,18 meter. Det gir et areal på stoffen på 500,3m². Disse tallene er nesten identiske med Holmestrand Stasjon som ble drøftet i «Underjordsanlegg for godsterminal». Selv om spennet i ventehallen er noe større enn i terminalhallen vil det ikke bli beregnet noen ny pilarbredde. Høyde til breddeforholdet går også ned, og det vil telle positivt på stabiliteten, selv om denne parameteren ikke tas høyde for i skattepliktig areal metode. På bakgrunn av tidligere resonnement er det knyttet usikkerhet til flere av inngangsparameterene og derfor er denne metoden kun brukt som et estimat for å kunne lage en modell i Phase².

4.3. Lagerhaller for deponi

FSG sitt anlegg, som er diskutert i kapittel 2.6.1, vil bli brukt som grunnlag for hvordan utformingen av hallene vil bli. Dette er også det samme designet som er valgt i mulighetsanalysen til Pro Invenia AS (2016). Det vil være fordelaktig med så store rom som mulig uten å måtte foreta mer enn høyst nødvendig mengde sikringsarbeid for å oppnå midlertidig god stabilitet. Hallene er foreslått å ha et spenn på 25 meter, høyde til vederlagene på 50 meter og pilhøyde lik 1/5 av spennet. Dette vil gi et areal på stoffen på 1335,7m². Lengden kan varieres, men foreslås satt til 200 meter som hos FSG. Lengden på hallene vil ikke være det som er mest avgjørende for oppnådd stabilitet. Pilarbredden er satt lik spennet i hallene, slik som gjort i FSG sitt anlegg.

Dersom skattepliktig areal metode og formel 3-3 brukes gir denne pilarbredden en sikkerhetsfaktor på 2,8 dersom de allerede diskuterte inputparameterne brukes. Dette vil trolig være tilstrekkelig fordi det er valgt en konservativ tilnærming til alle parameterne i oppgaven.

Diskusjon av valgt geometri

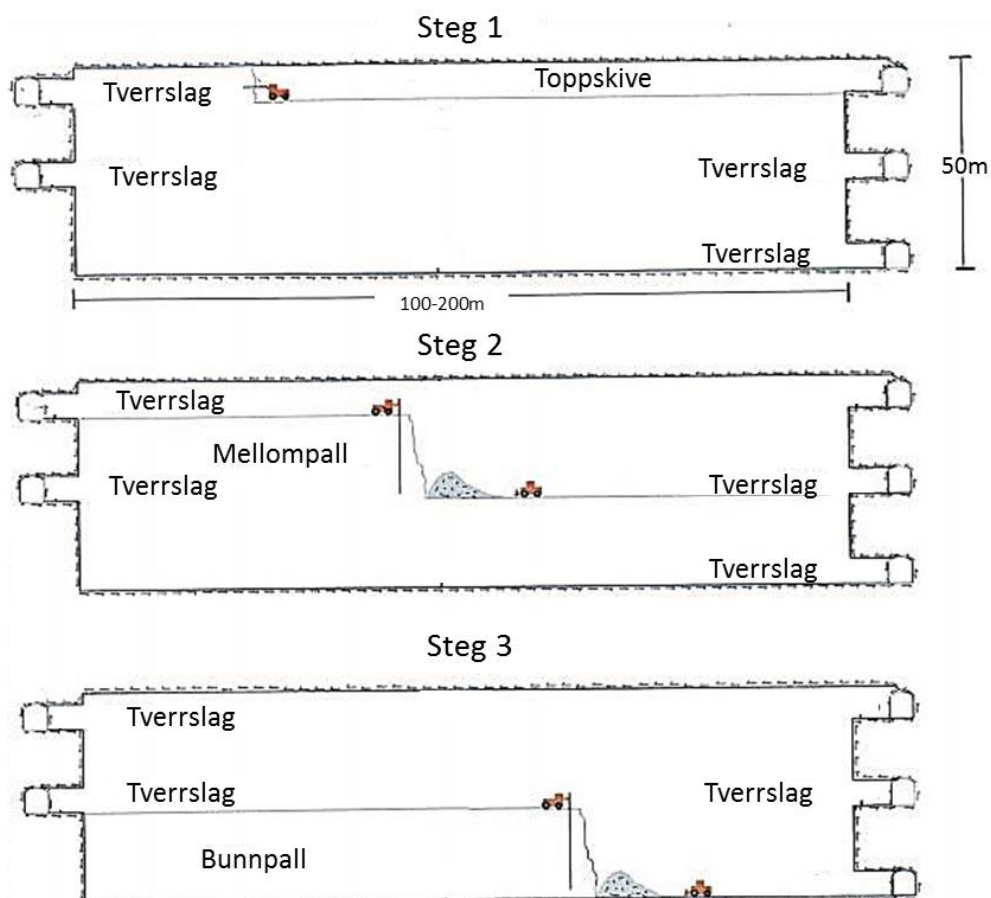
FSG sitt anlegg ligger i folierte gneiser som er av svært god bergkvalitet, og med en overdekning som er langt mindre enn i dette tilfellet. I Vassfjellet vil anlegget bygges i grønnstein med en overdekning på ca. 200 meter. Joma kobbergruve i Nord-Trøndelag er drevet i den samme type bergarten som stammer fra den samme geologiske tidsalderen. Overdekningen er her ca. 100 meter og det er drevet bergrom med spenn opp mot 80x80 meter uten noe form for sikring. Det viser at bergarten i seg selv er mer enn kompetent nok for dimensjonene som er valgt i denne oppgaven, selv om spenningssituasjonen er forskjellig.

Ved Boliden Odda AS sitt smelteverk blir avfallsmaterialet dumpet i fjellhaller drevet ut i dalsiden på Mula. Her er overdekningen mellom 200 og 600 meter og kavernene har spenn opp mot 22 meter og høyder over 42 meter. Pilarbredden er satt lik spennet i hallene også her

(Ølnes 2015). Hallene er drevet i gneiser ikke ulike de ved FSGs anlegg. Disse hallene ble drevet uten særlige stabilitetsproblemer, og det var kun innerst i hallene, hvor overdekningen ble spesielt stor, at det var noen problemer i form av bergslag. Bergsikringen var sporadisk bolting, samt sprøytebetong i noen tilfeller (Ølnes 2015). Dette viser at haller med tilnærmet like dimensjon har blitt bygget, selv om overdekningen er langt høyere enn den som finnes i Vassfjellet.

Forslag til drivemetode

Berggrommene bør drives ved å først ta ut taksdiven som vist i Figur 4.3. Hengen bør sikres mellom hver salve for å sørge for god arbeidssikring. Steinen kan lastes ut gjennom tverrslagene på øverste nivå. Deretter bores en mellompall på 20 meter tykkelse. Veggene må renskes og eventuelt sikres etter hver salve. Til slutt tas bunnpallen på 20 meter ut, og steinen lastes ut gjennom tverrslagene på nederste nivå. Denne måten å drive på gir et fleksibelt design fordi boreriggen har adgang fra midterste tverrslag, mens hjullastere og lastebiler bruker nederste tverrslag (Pro Invenia AS 2016). Dersom det også sprenges ut to haller parallelt vil det føre til at arbeidskraften kan utnyttes maksimalt.

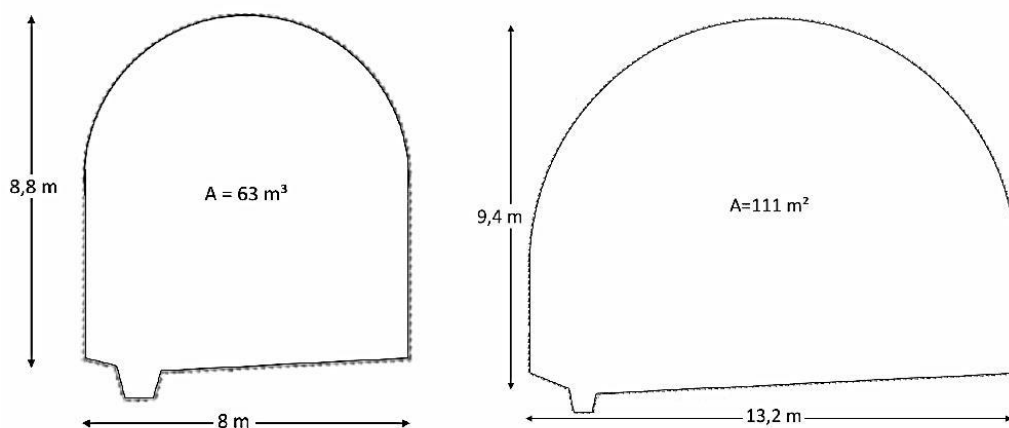


Figur 4.3 Skisse for utsprengning av paller i fjellhaller (Pro Invenia AS 2016)

4.4. Multifunksjons jernbanetunnel

Det vil være viktig å sørge for god trafikkflyt inn og ut av godsterminalen og pukkverket slik at speditører ikke opplever trafikksituasjonen som noen ulempe ved plasseringen av knutepunktet i fjell. Godset vil ankomme både på bane og på lastebil, i tillegg vil det være utkjøring av pukk og innkjøring av forurensede masser, også dette på lastebil. Derfor vil det være behov for en vei med to kjørefelt i nordgående retning, mot Torgård.

Ut fra godsterminalen vil det gå 2 uttrekksspor i nordgående retning og et i sørgående retning, som vist i Figur 2.2. I tillegg vil Dovrebanen gå tvers igjennom hele anlegget. Det vil derfor være behov for et dobbeltspor på 750 meter i sørgående retning. Dette vil snevres inn til et enkeltspor for Dovrebanen videre sørover mot Melhus. I Multiconsults ingeniørgeologiske rapport [1] (2014) ble det foreslått å bruke et profil som vist til venstre i Figur 4.4 for enkeltspor, mens et profil som vist til høyre ble foreslått for dobbeltspor.



Figur 4.4 Sprengningsprofil, enkeltspor og dobbeltspor (Multiconsult [1] 2014)

I nordgående retning vil altså Dovrebanen, i tillegg til to uttrekksspor gå. Fordi det vil være ønskelig å ha knutepunktet så nære åssiden som mulig for å korte ned på transportlengden inn og ut av anlegget vil det være behov for tre spor i bredden helt ut i dagen.

I kapittel 4.1 ble påhugget diskutert. På grunn av bergkvaliteten som ofte finnes nære overflaten kan det være problematisk å lage store portaler. Derfor bør bergrom lages med en så liten tunnelåpning som mulig, før dimensjonene utvides når det er drevet forbi det som kalles dagbergsonen. Dersom det skal bygges en enkelt tunnel, for både tre jernbanespor (à 4,5 meter) og to kjørefelt (8 meter), vil tunnelen få et spenn på minimum 25,9 meter, noe som betegnes som svært stort. Det beste alternativet vil da trolig bli å dele opp i to tunneler hvor

jernbanesporene går i én, og tofeltsveien i den andre. De geometriske målene til de to foreslåtte tunnelene er gitt i Tabell 4-4 under.

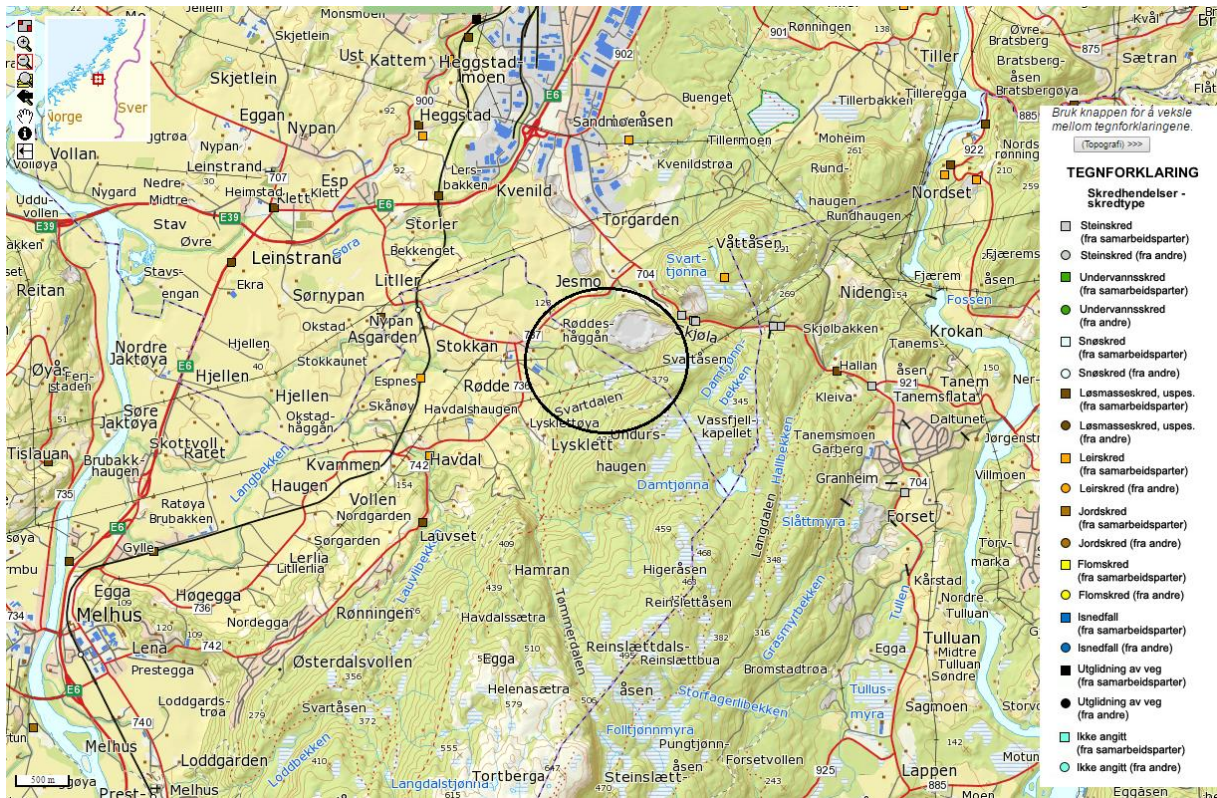
Tabell 4-4 Geometriske mål for nordgående tunneler

	Lastebiltunnel	Trespors Jernbanetunnel
Spenn[m]	8,5	15,9
Høyde[m]	4,6	5
Pilhøyde[m]	1,7	3,2
Areal stuff [m ²]	49,03	114,49

Høyden i lastebiltunnelen er valgt på bakgrunn av EUs høydebegrensning for vogntog på 4,0 meter. Høyden i jernbanetunnelen er satt til 5 meter opp til vederlagene på bakgrunn av høyden til tog i Norge. Statens vegvesen, håndbok N500 er laget for å standardisere tunnelprofilene på veier som bygges i Norge. Tunneler med spenn på 8,5 meter, hvor det vil være plass til to kjørefelt, har et areal på stuffen på 66,08m². Ved å rette veggene og velge en pilhøyde lik 1/5 av spennet vil en altså kunne spare betydelige kubikkmeter med designet som er valgt i denne avhandlingen.

Dersom bergkvaliteten er så god som antydnet i den ingeniørgeologiske rapporten av Multiconsult [1] (2014) vil trolig de to tunnelene la seg drive ved konvensjonell drift. Det vanlige her vil være å forinjisere på stuff for å hindre innlekkasje av vann, før profilet sprenges i en salve. Dertil følger rensk, arbeidssikring og permanent sikring.

Påhugget til multifunksjonstunnelen vil kunne være utsatt for uønskede hendelser som følge av løsmasser i området. I kapittel 4.1 ble problematikken rundt påhugg diskutert. I Vedlegg A finnes aktsomhetskart over forskjellige typer skred og steinsprang som kan forekomme i området. Kartene er hentet fra skrednett.no. Som det fremgår av kartene er det flere typer skred som kan ha utløpsbane i den aktuelle dalsiden. Ved å studere Figur 4.5 som viser registrerte skredhendelser, fremgår det at det ikke finnes data som tyder på at det har gått skred i området. Dalsiden må likevel kartlegges nøye slik at valgt sted for påhugg legges til et gunstig område.



Figur 4.5 Skredhendelser i området Vassfjellet. Avmerket med sort sirkel er området under og over aktuelt område for påhugg (skrednett.no)

4.5. Empirisk beregnede spenninger

I kapittel 3.4.2 ble en empirisk måte å beregne spenninger i bergmassen ut fra bergrommets geometri presentert. Dersom de geometriske målene som er diskutert i de foregående kapitlene blir lagt til grunn vil det gi en spenningsfordeling i henholdsvis heng og vegg som gitt i Tabell 4-5.

Tabell 4-5 Spenninger beregnet ut fra formler i kapittel 3.4.2

Geometriske faktorer	Godsterminal		Deponihaller		Multifunksjonstunnel	
	A	B	A	B	A	B
	3	2,5	4	1,5	3,2	2,3
k (σ _h /σ _v)	Heng [MPa]	Vegg [MPa]	Heng [MPa]	Vegg [MPa]	Heng [MPa]	Vegg [MPa]
1	11,6	7,6	16,2	2,7	11,88	7,02
2	28,6	2,2	37,8	-2,7	29,16	1,62
2,5	37,1	-0,5	48,6	-5,4	37,8	-1,08

Det ble i kapittel 4.2 foreslått en enaksial trykkstyrke på bergarten på 30 MPa. Fra tabellen over kommer det frem at de kalkulerte spenningene vil overgå styrken til grønnsteinen. Det er å forvente bruddsoner i alle områdene som overgår 30 MPa. I sonene med negative

spenninger må det gjøres en ekstra vurdering av om eventuelle kiler vil bli ustabile som følge av reduksjon i tangentiellspenningene på sprekkeflatene.

4.6. Fremdriftsplan

For Jernbaneverket vil det være en høyere investeringskostnad ved et underjordisk logistikknutepunkt enn det vil være dersom det samme anlegget bygges ved dagens planlagte lokasjon. Derfor vil det være svært fordelaktig dersom de kunne overta ferdig utsprenge haller som står igjen etter pukkdriften som har foregått på stedet. Det er i dag markedet som bestemmer hvor mye pukk som produseres i regionen. Trondheimsregionen har et innbyggertall på vel 280 000, noe som betyr at behovet for sand, grus og knuste masser er høyt. Hver eneste person bruker i gjennomsnitt 10 tonn pukk, sand og grus i året (Sør-Trøndelag fylkeskommune [2] 2006). I Trondheim ligger dette tallet noe høyere. Daglig leder i Forset Grus, Ole Arild Haugom har sammen med Pro Invenia AS laget en mulighetsstudie av et underjordisk pukkverk med deponimuligheter. Her er det tenkt at driften skal skje i haller med spenn på 25x50x200 meter. Hvis driften skjer i to haller samtidig vil det være mulig å produsere 700 000-800 000 tonn pukk i året. Dette tallet er trolig for høyt ettersom det finnes andre aktører i markedet, og derfor bør produksjonen settes til 400 000 tonn i året i denne omgang (Pro Invenia AS 2016). Dersom det skal bygges ny godsterminal med tilhørende jernbanespor vil det bli høy etterspørsel etter knust stein og grus til fyllinger og bærelag. Det tas likevel utgangspunkt i en produksjon på 400 000 tonn i året for å være konservativ.

I de tidligere kapitlene er geometrien til de aktuelle hallene blitt presentert. Arealet til tverrsnittet i de ulike hallene er gjengitt i Tabell 4-6.

Tabell 4-6 Areal av tverrsnitt

	Terminalhaller	Ventesporhall	Tverrslag	Deponi
Areal [m ³]	562,92	500,3	303,4	1335,6

Tettheten til bergarter varierer, men for grønnstein ligger generelle anslag rundt 2,95g/cm³. Med de gitte tallene vil dette gi tidsforbruk pr. enhet som vist i høyre kolonne i

Tabell 4-7. Total lengde på berganlegget er beregnet til 4850 meter av Multiconsult [1] (2014). Dette er lagt til grunn for volumberegningene.

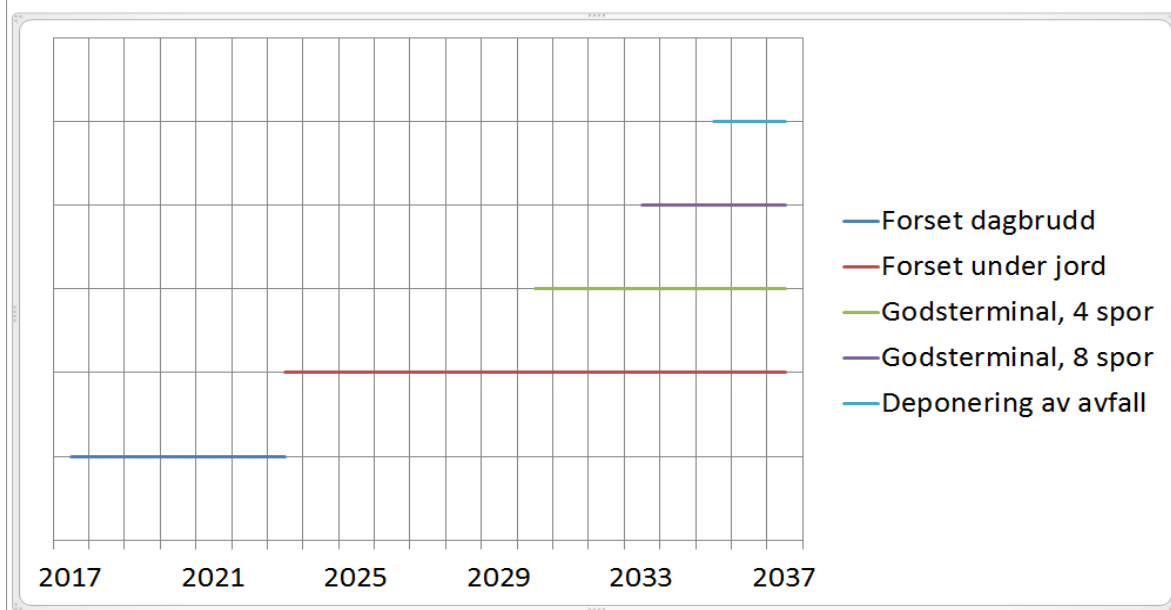
Tabell 4-7 Beregnet utdriftstid pr. enhet i logistikknutepunktet og pukkverket.

	Volum pr. enhet [m3]	Volum, totalt [m3]	Tonn [2,95g/cm3]	Tid [år]
Terminal, 2stk	422190	844380	2490921	6,23
Ventespor	375256,2	375256,2	1107005,79	2,77
Tverrslag, 8stk	7888,4	63107,2	186166,24	0,47
Tunnel gjennom Vassfjellet (fra terminal og sørover)	470700	470700	1388565	3,47
Multifunksjons- tunnel mot Torgård	32704	32704	96476,8	0,24
Knusningsrom(*)	67500	67500	199125	0,50
Deponi, 4stk	250000	1000000	2950000	7,38
Totalt	1626238,6	2853647,4	8418259,83	21,05

Disse tallene tar kun utgangspunkt i hvor mye stein det er ønskelig å bryte i året, og ikke hva som er teknisk mulig. Som nevnt vil det være mulig å produsere 700 000 – 800 000 tonn pukk i året fra parallell drift i to deponihaller. Hvis det blir gjort avtaler med næringslivet om levering av stein til nye prosjekter kan altså de oppgitte tallene minst halveres.

I «Underjordisk pukkverk på Skjeringstad, Melhus» (Pro Invenia AS 2016) blir det beregnet at driften av hallene vil kunne starte opp seks år etter prosjektet settes i gang. Da vil alt av infrastruktur som veier og knusehall være etablert. I denne avhandlingen er det regnet inn at multifunksjonstunnelen også bygges i denne perioden. I løpet av de seks årene vil det være en overgangsperiode hvor driften stegvis kan flyttes inn i fjellet etter hvert som forskjellig infrastruktur ferdigstilles. Når all infrastruktur er ferdigstilt kan bryting av firespors godsterminal samt ventesporhall sprenges ut. Dette er ventet å ta ca. 6,5 år. Deretter kan neste godsterminal sprenges ut, før arbeidet med deponihallene startes. Figur 4.6 viser når de forskjellige elementene i anlegget er forventet å kunne tas i bruk.

Tidsplan i perspektiv



Figur 4.6 Viser når de forskjellige elementene er forventet å kunne tas i bruk, gitt at driften starter opp neste år (2017).

Som nevnt tidligere i oppgaven ønsker Jernbaneverket å ha tre til fire spor klart i 2022. Det vil ikke være mulig å gjennomføre dersom Forset skal produsere en bærekraftig mengde pukk. Hallene vil derimot kunne være ferdigstilt i 2030 med en pukkproduksjon på 400 000 tonn i året. Det vil da være enkelt å få ferdig neste hall som må ferdigstilles innen 2050. I disse beregningene er det ikke tatt høyde for at det er Forset Grus AS som skal drive tunnelen sørover gjennom Vassfjellet. Det vil trolig ikke være lønnsomt, og denne bør settes bort til andre entreprenører. Det er heller ikke lagt inn tiden det vil ta å bygge jernbanespor, kraner og andre tekniske installasjoner.

4.7. Analytisk beregning

For å kunne beregne spenningskonsentrasjoner og deformasjoner, og få et helhetlig bilde av stabiliteten til bergrommene er det laget en modell av bergrommene i programmet Phase².

4.7.1. Oppbygging av modell

Grensene i modellen er laget ved å velge en boks rundt hallene med utvidelsesfaktor 3. Dette skal være tilstrekkelig for at grensene i modellen ikke skal innvirke på resultatet i hallene og gi såkalte randeffekter. Grensebetingelsene er satt til ingen bevegelse, hverken i x eller y-retning. Det er valgt et konstant spenningsfelt i modellen fordi anlegget ligger så dypt at spenningsforskjellen mellom heng og såle er neglisjerbar i forhold til in-situ

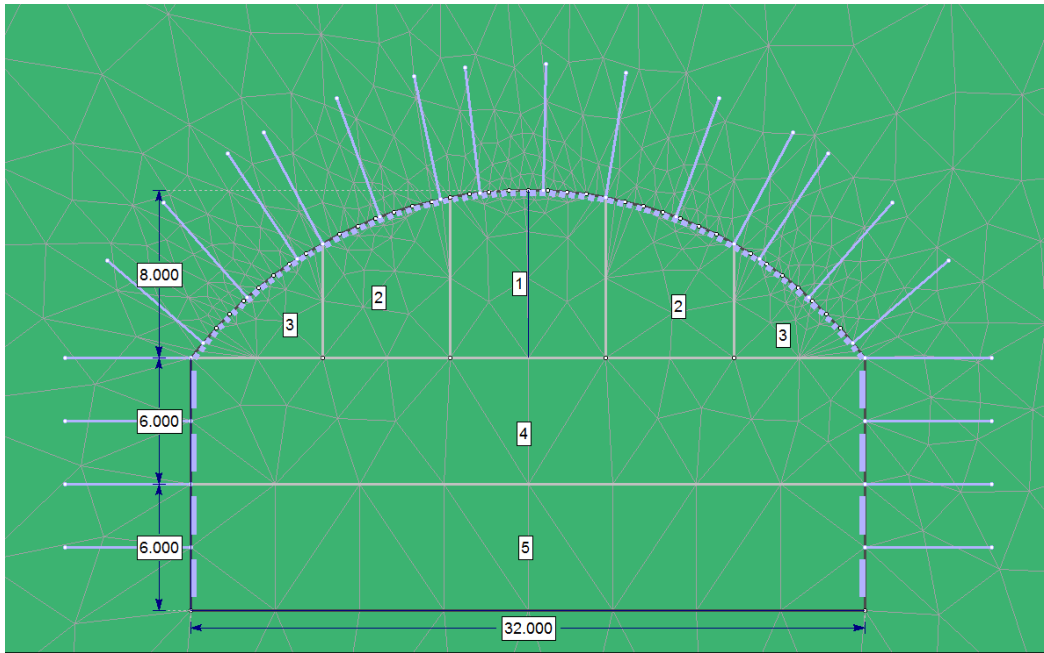
spenningsforholdene. Elementnettet er generert automatisk. Dette er så laget noe tettere rundt åpningene enn standardinnstillingen fordi det ikke var nøyaktig nok ved de første simuleringene. Ideelt sett skulle nettet vært enda tettere, men det ville krevd en raskere data, da datamengden øker betraktelig ved å dele opp overflaten på tunnelen i mindre elementer.

Geometrien til hallene er allerede beskrevet og gjengitt i Tabell 4-8.

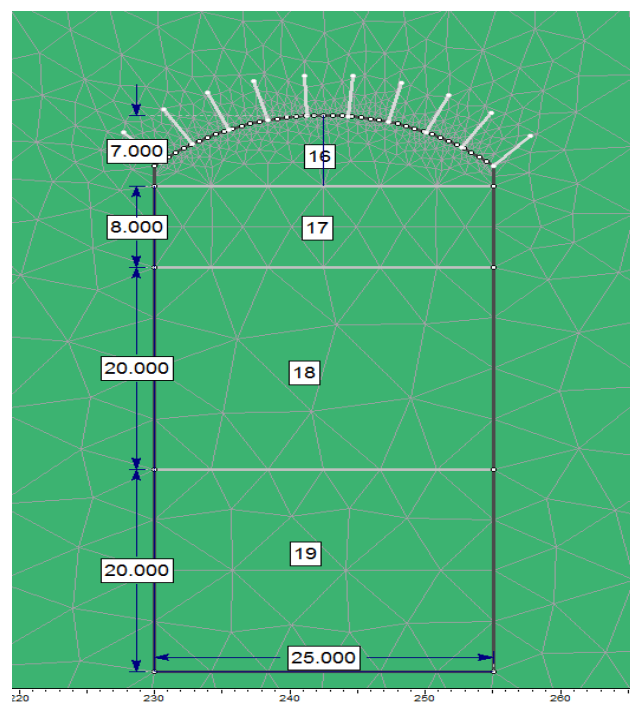
Tabell 4-8 Hallgeometri

	Spenn [m]	Høyde til vederlag[m]	Pilhøyde [m]	Pilarbredde[m]
Stasjonshaller x2	32	12	8	26
Ventesporhall	36	9	7	26
Deponihaller x4	25	50	5	25

Hallene har store tverrsnitt, og derfor bør stoffen sprenges ut i flere omganger for å oppnå tilfredsstillende stabilitet under drivingen. Dette er i tråd med hva som har blitt gjort i praksis og er tidligere diskutert i "Underjordsanlegg for godsterminal". Sprengningsmønsteret som er valgt er vist i Figur 4.7. Mønsteret er valgt av flere grunner. Det vil være kritisk å sikre hengen i hallene for å oppnå trygge forhold for arbeiderne, samtidig som det skal oppnås stabilitet over lang tid. Det umiddelbart tilstøtende berget i tunnelen vil bli utsatt for mindre påkjenning dersom det sprenges mindre salver. Redistribueringen av spenninger vil foregå på en mer skånsom måte med trinnvis utsprengning. Det vil også være begrensninger på rekkevidden til borerigger og andre maskiner som gjør at det ikke kan sprenges for høye paller. Multifunksjonsjernbanetunnelen er ikke med i modellen fordi den ikke er med i tverrsnittet som evalueres. Det er forventet at multifunksjonsjernbanetunnelen vil være uproblematisk å bygge dersom godsterminalhallene lar seg bygge.



Figur 4.7 Viser planlagt sprengningsmønster i terminal- og ventesporhaller



Figur 4.8 Viser planlagt sprengningsmønster i deponihaller

4.7.2. Input parametere

Som tidligere nevnt er det ikke gjort noen geologisk kartlegging eller undersøkelser i forbindelse med denne oppgaven. Input parameterne er valgt på bakgrunn av den ingeniørgeologiske rapporten fra Multiconsult [1] (2014) og erfaringer med tidligere relevante prosjekter og målinger.

In-situ spenninger

Dersom dette prosjektet skal realiseres vil det være viktig å gjøre grundige spenningsmålinger. Da det ikke finnes tilgjengelige data for Vassfjellet er erfaringen med høye horisontalspenninger i området lagt til grunn for valgte input parameter.

Det er antatt en overdekning på 200 meter fra sålen av bergrommene og opp i dagen. 200 meter er valgt på bakgrunn av topografiske kart, og det faktumet at stasjonsområdet er antatt å gå vannrett inn fra Torgårdsletta. Det er et krav fra Jernbaneverket at stasjonsområdet ikke har noen helling (Jernbaneverket 2012). Dette gir en vertikalspenning på ca. 5,4 MPa. Det er valgt å lage tre modeller etter anbefaling av Quoc Nghia Trinh, førsteamanuensis II ved NTNU. Spenningsforholdene er satt til henholdsvis $k=1,0$, $k=2,0$ og $k=2,5$ for å undersøke den ulike responsen berget vil få. Dette følger også resonnementet gjort i kapittel 3.1 hvor det vises til at de horisontale spenningene kan være flere ganger større enn de vertikale.

Bergartsparemetere

I kapittel 2.4 ble de ulike bergartene i området introdusert. Ut fra NGUs berggrunnsgeologikart, Figur 2.8, vil hallene trolig ligge hovedsakelig i grønnstein. På grunn av godsterminalens lengde er det mulig disse hallene vil komme inn i en diabassone mot sør. Påhugget vil ligge i den samme gabbroen som Vassfjellet pukker i dag driver sin virksomhet i. I Tabell 4-9 sees typiske verdier for den enaksiale trykkstyrken til bergartene i området. Multiconsults [1] (2014) verdier baserer seg på et generelt estimat, mens Myrvangs verdier baserer seg på bergarter testet i bergmekanikklaboratoriet til SINTEF ved NTNU.

Tabell 4-9 Typiske UCS verdier for norske bergartsprøver

Bergart	UCS [MPa] (Multiconsult [1] 2014)	UCS [Mpa] (Myrvang 2001, Norske bergarter)	E-modul [GPa] (Myrvang 2001, Norske bergarter)
Grønnstein	50-100	16-195	39-129
Diabas	100-250	126-219	52-96
Gabbro	200-300	247-299*	76
Konglomerat	**	68-81 ***	24-51

* Kun to prøver

** Svært varierende grunnet ulikt matriks- og bollemateriale

*** Kun to prøver

Fra NGUs berggrunnskart fremgår det at konglomeratbergarten i området ikke er veldig utbredt, og dersom det drives igjennom denne vil det trolig bare være mindre soner. Grønnstein er derfor blitt dimensjonerende bergart ettersom det er antatt at det er i denne hoveddelen av anlegget vil ligge, og at denne er den svakeste av de tre gjenværende. Dette gir følgende input-verdier i modellen:

- UCS = 100MPa.
- GSI = 60 (diskutert i kapittel 4.2)
- $E_i = 50 \text{ GPa}$
- Poissons forholdstall = 0,25
- Disturbance factor er satt = 0 etter samtale med Quoc Nghia Trinh, førsteamanuensis II, (16.05.2016)
- Resterende parametere kan finnes i Vedlegg B.

Bergsikring

For å finne dimensjonerende sikring er Q-systemet brukt. Q-verdien er som tidligere diskutert satt til 10. Tabell 4-10 viser anbefalt sikringsmengde ved bruk av Q-systemet (NGI 2016). Boltelengdene kan også estimeres ut fra formelen:

$$L_b = 1,4 + 0,184D_t \quad [4 - 2] \quad (\text{Nilsen og Palmström 2000})$$

hvor:

L_b = lengde på bolt

D_t = Diameter på tunnel

Denne formelen tar ikke hensyn til hvordan sikkerhetskrav tunnelen har, og er basert utelukkende på erfaringer fra norske tunneler (Nilsen og Palmström 2000).

Tabell 4-10 Dimensjonerende sikring ved bruk av Q-systemet

Q-verdi = 10			
Halltype	Terminalhaller	Ventesporhall	Deponihaller
Spenn [m]	32,0	36,0	25,0
Høyde [m]	12,0	9,0	50,0
ESR	0,8	0,8	3,0
Sikringskategori	4	5	3
Boltelengde [m]	9,0	10,0	2,8
Boltelengde formel 4-2	7,3	8,0	6,0
Sprøytebetong [cm]	6-9	9-12	5-6
Bolteavstand [m]	2,1-2,3	1,7-2,1	2,3-2,5

6-9 cm sprøytebetong i hallene kan være noe lavt, men det vil bli påført i to omganger, hvor lag 1 er 6 cm og lag 2 er 3 cm. Bolteavstanden er satt til 3 meter. Det er mer enn anbefalt i Q-systemet, men det er antatt at det likevel vil være tilstrekkelig. Terminalhallene og ventesporhallene er satt i underjordsanlegg type F, hvor ESR er 0,8. Dette er den nest strengeste kategorien i Q-systemet og brukes blant annet for underjordiske atomkraftverk, togstasjoner og offentlige anlegg (NGI 2016). Deponihallene er satt i type A hvor en finner midlertidige gruveåpninger. Her er ESR fra 3-5. 3 er valgt fordi det vil oppholde seg folk her under utsprengningen, og stabiliteten må opprettholdes minst til hallene er fylt med avfall. Denne verdien kan vurderes satt noe lavere. Vedlegg D viser oversikt over sikringskategoriene og hvor mye sikring som er anbefalt i hver av disse.

Valg av boltlengder er avhengig av flere faktorer. Sprekkesett i området bør kartlegges nøye slik at eventuelt strukturelt betingede brudd kan evalueres. Dette kan gjøres i for eksempel UnWedge. Dette programmet fra RocScience brukes for å finne største mulige kile som kan dannes ut fra tre sprekkesett. Dette kan igjen brukes til å anslå hvor lange boltene må være for å forankres inn i sikkert berg. Ettersom detaljert sprekkekartlegging ikke er tilgjengelig er det

kun spenningsbetingede brudd som kan evalueres i denne omgang. Modellen er derfor kjørt en gang uten bergsikring. Ved å se på bruddsonen rundt berghallene er boltelendene bestemt til å være 6 meter slik at de vil forankres minimum en meter inn i upåvirket sone. I Gjøvik fjellhall er det valgt bolter på 6 meter, og denne hallen har et spenn på 61 meter (Myrvang 2001). Dette viser at en ofte trygt kan gå ned på boltlengden uten at det går ut over sikkerheten.

Bolter

Bolttypen valgt er «fully bonded». Disse boltene er valgt for å forsøke å simulere CT-bolter fra Vik Ørsta. CT-boltene er kombinasjonsbolter som vil si at de endeforankres ved montering for å gi en umiddelbar arbeidssikring før de blir fullt utstøpt etter hvert for å gi langvarig sikring. Deformasjonen i hallene vil etter den første simuleringen å dømme ligge på maksimalt 2 cm i deponihallene, men ikke på mer enn ca. 0,5 cm i stasjonsområdet. Boltene blir derfor forspent til 25 % av sin maksimale strekkstyrke. Det er også ønskelig å tillate noe deformasjon slik at det oppnås en spenningsstabiliserende bue i hengen, som diskutert i kapittel 3.2. Boltparameterne kan sees i Vedlegg B. Disse er valgt på bakgrunn av Vik Ørstas produktark.

Sprøytebetong

Sprøytebetongen i hallene vil bli påført i to omganger til tykkelsen angitt over oppnås. Det første laget påføres umiddelbart etter utsprenget, mens det neste påføres to steg etter det første. Dersom begge lagene påføres samtidig vil sikringsdesignet bli for stivt og det vil ikke tåle særlige deformasjoner. Ved å påføre sprøytebetongen i to omganger vil en oppnå en umiddelbar sikringseffekt, samtidig som laget er tynt nok til å tillate noe deformasjon. Deretter påføres neste lag, slik at ønsket sikkerhetsnivå oppnås. «Standard beam» er valgt som «liner type» for å simulere fiberarmert sprøytebetong. Betongparameterne er hentet fra Perman et al. (2015) og kan sees i Vedlegg B.

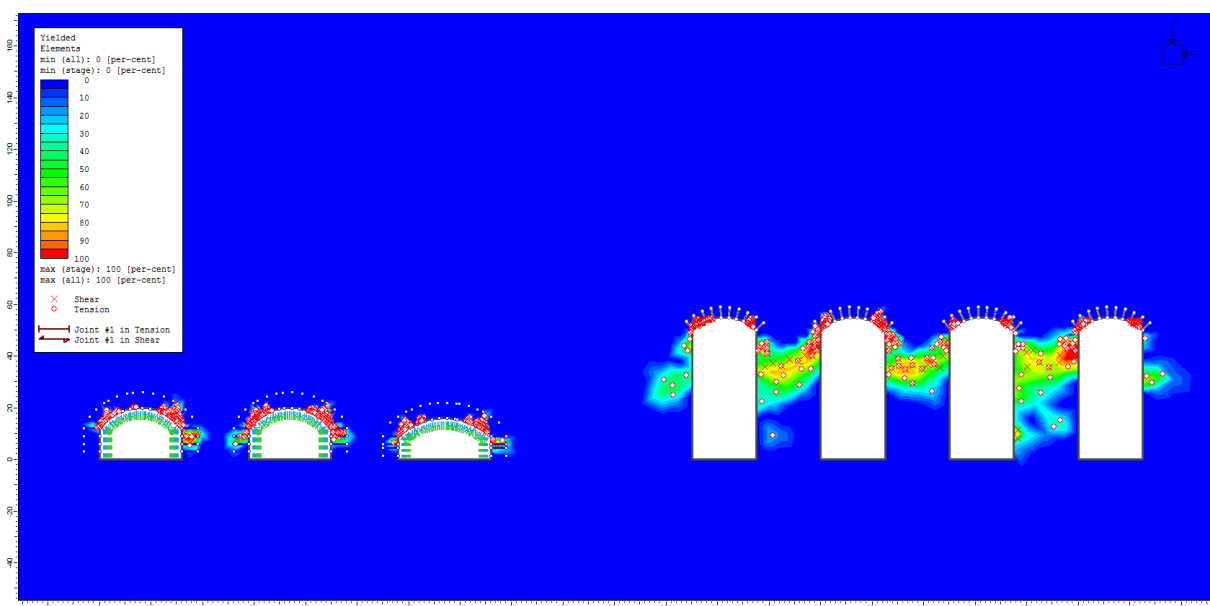
5. Resultater fra numerisk modellering

På grunn av den ukjente spenningstilstanden i Vassfjellet er det etter anbefaling av Quoc Nghia Trinh, førsteamanuensis II ved NTNU, blitt simulert tre spenningssituasjoner, hvor k er henholdsvis 1,0, 2,0 og 2,5. $k=1,0$ viste en svært stabil spenningstilstand. $k=2,0$ hadde noen områder som var ustabile, men det er konkludert med at $k=2,0$ vil gi tilstrekkelig stabilitet. Derfor er kun $k=2,5$ presenter under. I Vedlegg C finnes resultater fra alle simuleringene.

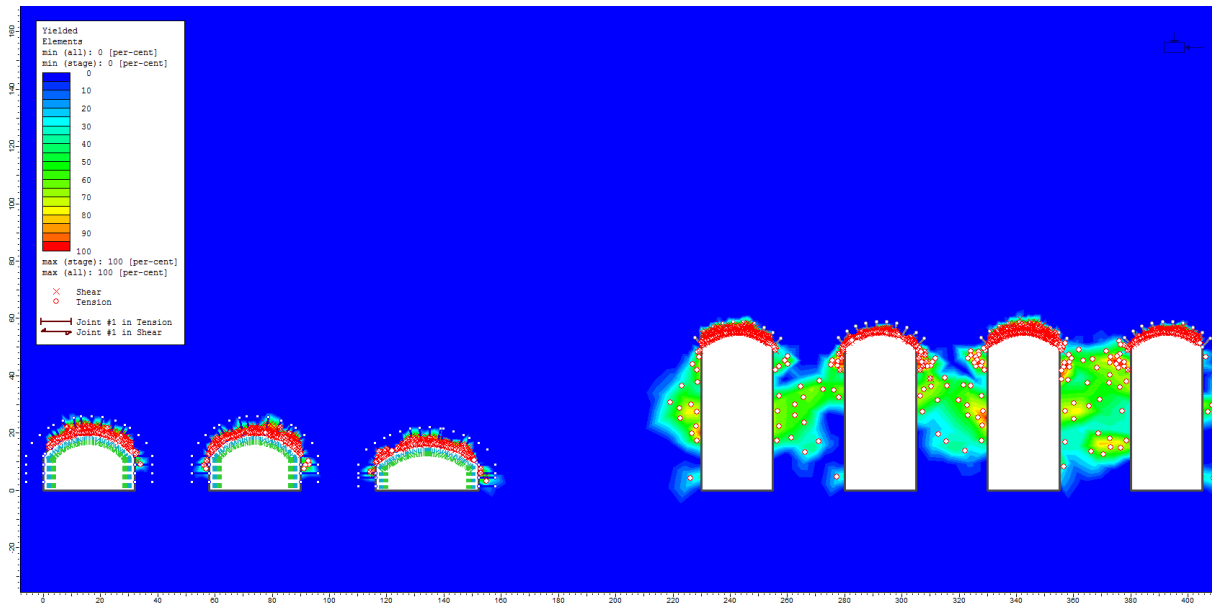
5.1. Sammenlikning av bruddsone

I Figur 5.1, Figur 5.2 og Figur 5.3 under vises bruddsone og elementer i brudd for de tre ulike spenningssituasjonene. Når $k=1,0$ er det generelt en stabil situasjon i hallene. Pilarene i stasjonsområdet har kun en mindre sone som deformeres plastisk, og det antas at stabiliteten på generelt grunnlag er god. I deponihallene er det en mindre sone som gjennomgår plastisk deformasjon i pilarene. Deformasjonene er små, og spenningene høye nok til å anta at denne spenningssituasjonen er stabil.

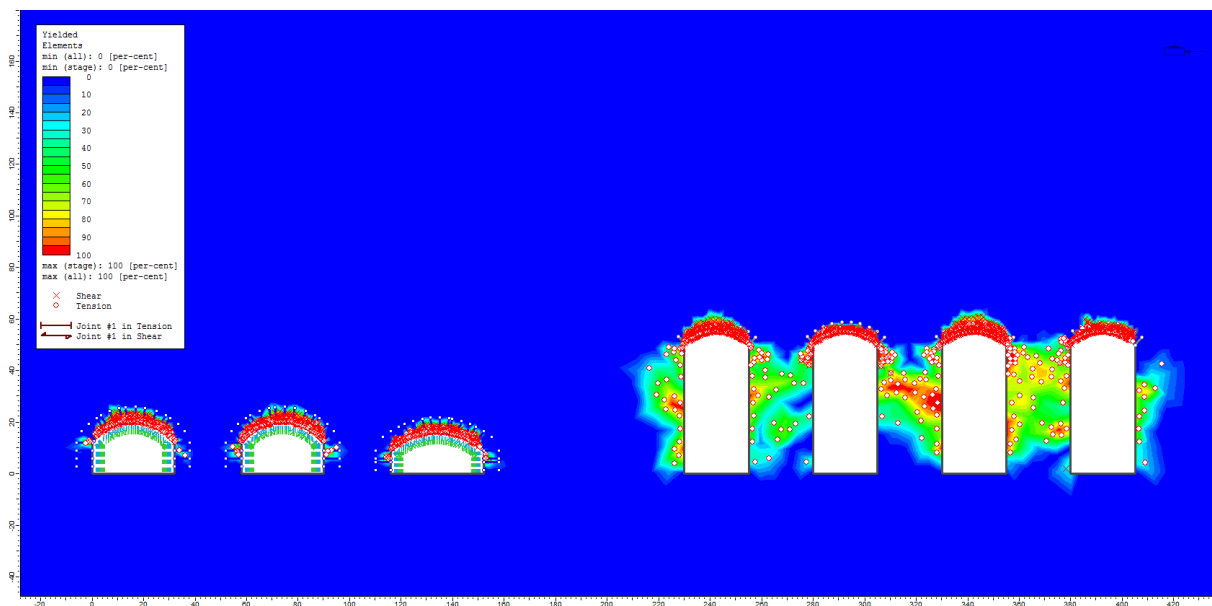
I Figur 5.2 vises hvordan den plastiske sonen har utviklet seg når de horisontale spenningene er dobbelt så store som de vertikale. Stasjonsområdet er fremdeles sikkert, mens pilarene i deponihallene har utviklet en større plastisk sone. Ved å sammenlikne elastisk og plastisk modell å se på styrkefaktor og deformasjoner er det konkludert med at det oppnås tilfredsstillende stabilitet i anlegget også ved $k=2,0$. I Figur 5.3 vises situasjonen som presenteres i kapittelet under. Her er den plastiske sonen velutviklet i pilaren og går forbi forankringen til boltene i hengen.



Figur 5.1 bruddsone og elementer i brudd når $k=1,0$



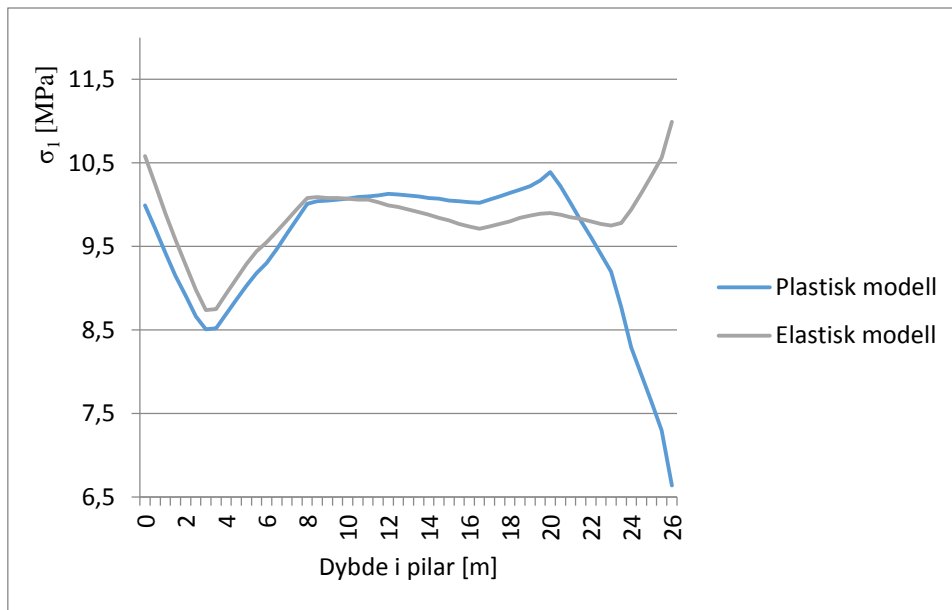
Figur 5.2 bruddsone og elementer i brudd når $k=2,0$



Figur 5.3 viser bruddsone og elementer i brudd når $k=2,5$

5.2. $k=2,5$

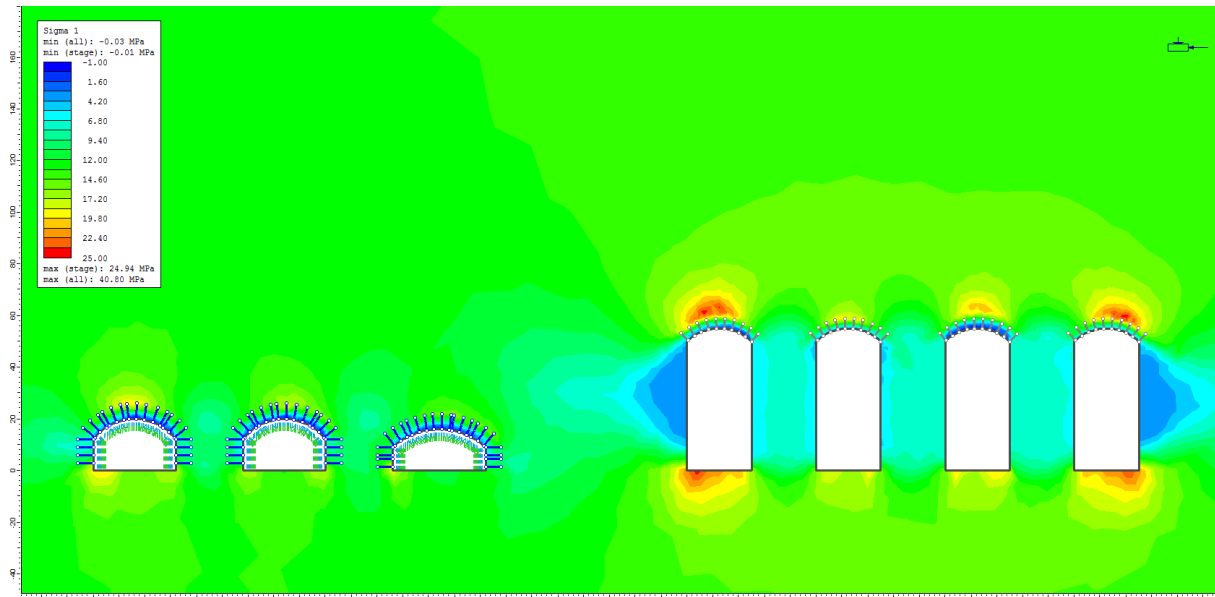
Figur 5.3 viser bruddsone og elementer i brudd når $k=2,5$. Maksimal dybde på bruddsonen som oppstår i hengen over deponihallene er på ca. 4,5 meter. Det samme er den i stasjonshallene. I pilarene i deponihallene er det nå en velutviklet plastisk sone. Elementene i brudd antyder at det her er oppstått flere strekkbrudd. Pilarene i stasjonshallene har kun en mindre sone med plastisk deformasjon i vederlagene.



Figur 5.4 viser σ_1 gjennom pilaren mellom de to terminalhallene

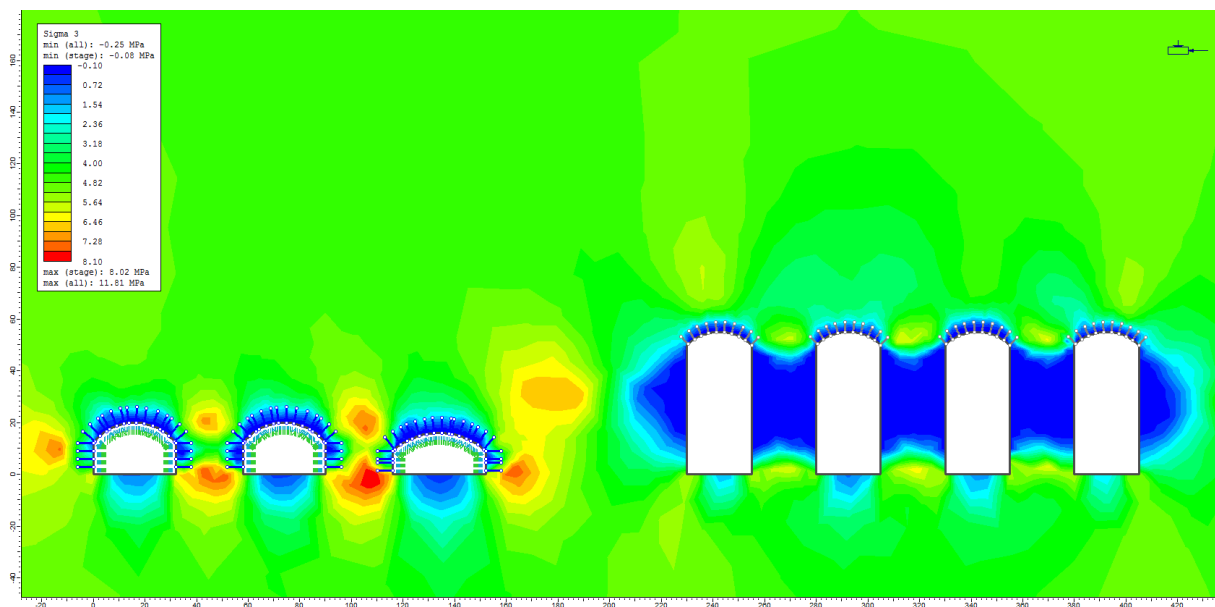
I Figur 5.4 vises største hovedspenning gjennom pilaren mellom de to terminalhallene i stasjonsområdet. Den plastiske modellen har maksimalspenning 6 meter inn i pilaren, mens den elastiske modellen har spenningsmaksimum i veggene. Grunnen til den plastiske modellens spenningsmaksimum på 0 meter kommer av feil i elementnettet og er diskutert i neste kapittel.

Figur 5.5 Viser største hovedspenning når $k=2,5$. Som det fremgår av figuren er største hovedspenning på ca. 25 MPa i hengen på deponihallen mens den ligger på ca. 19 MPa i hengen av stasjonshallene. Den største spenningskonsentrasjonen har nå flyttet seg ca. 7 meter inn i bergmassen i deponihallene, og ca. 6 meter i stasjonshallene. Spenningene i pilaren som nærmer seg overbelastning i deponihallene er på ca. 8 MPa i midten, og den avtar til nærmere 6 MPa mot sidene.



Figur 5.5 Viser største hovedspenning når $k=2,5$

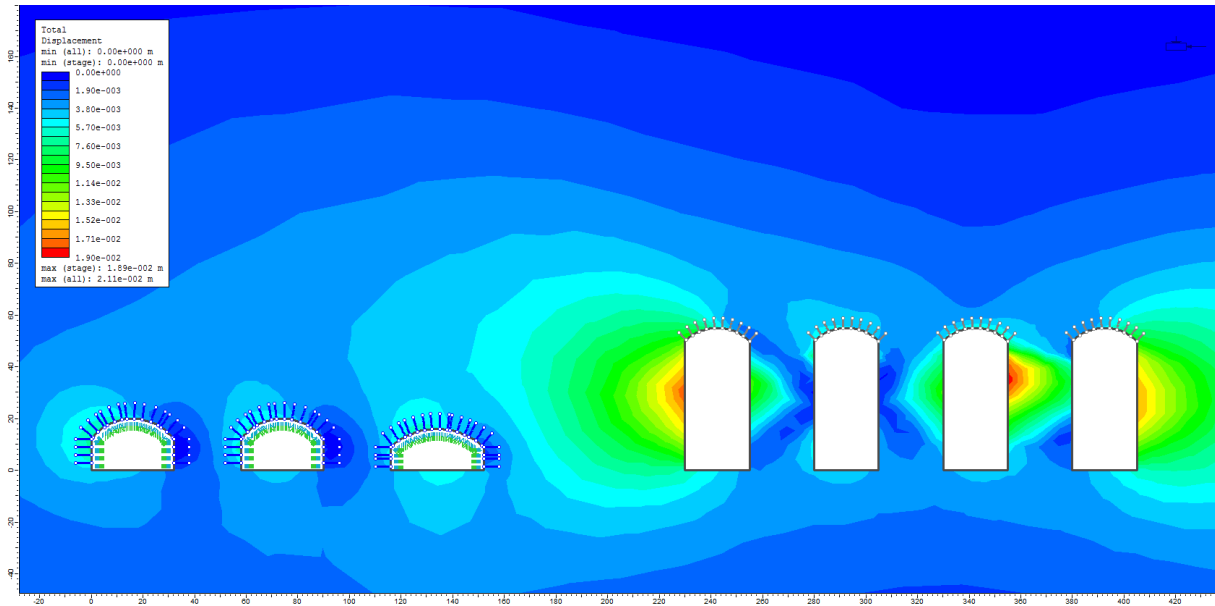
Figur 5.6 Viser minste hovedspenning når $k=2,5$. Den minste spenningen er på $-0,08$ MPa, men dette gjelder for svært små områder i hengen. Generelt ligger spenningsnivået i det mørkeblå området mellom $0,0$ MPa og $0,3$ MPa. Gjennom pilarene i deponihallene er spenningen $0,0$ MPa.



Figur 5.6 Viser minste hovedspenning når $k=2,5$

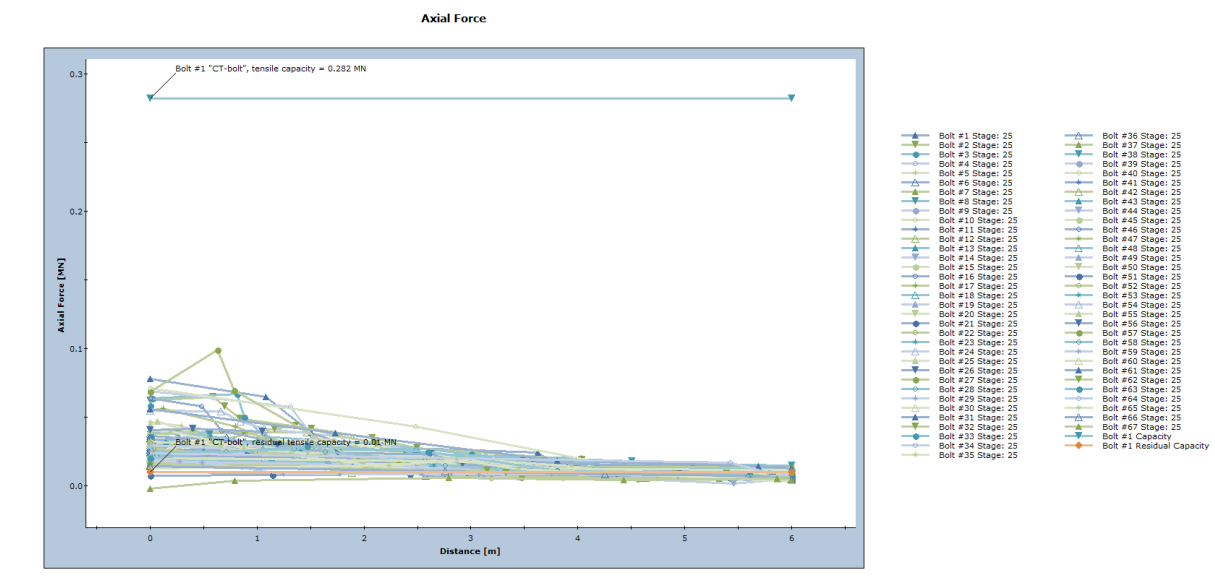
Figur 5.7 Viser total deformasjon i hallene når $k=2,5$. Den største deformasjonen er i veggene i deponihallene og er på $1,9$ cm. I hengen i de samme hallene ligger deformasjonen på mellom

0,5 og 1,0 cm. Deformasjonene i stasjonshallene er forholdsvis små, og blir ikke større enn ca. 0,7cm i vederlagene på de to ytterste hallene.

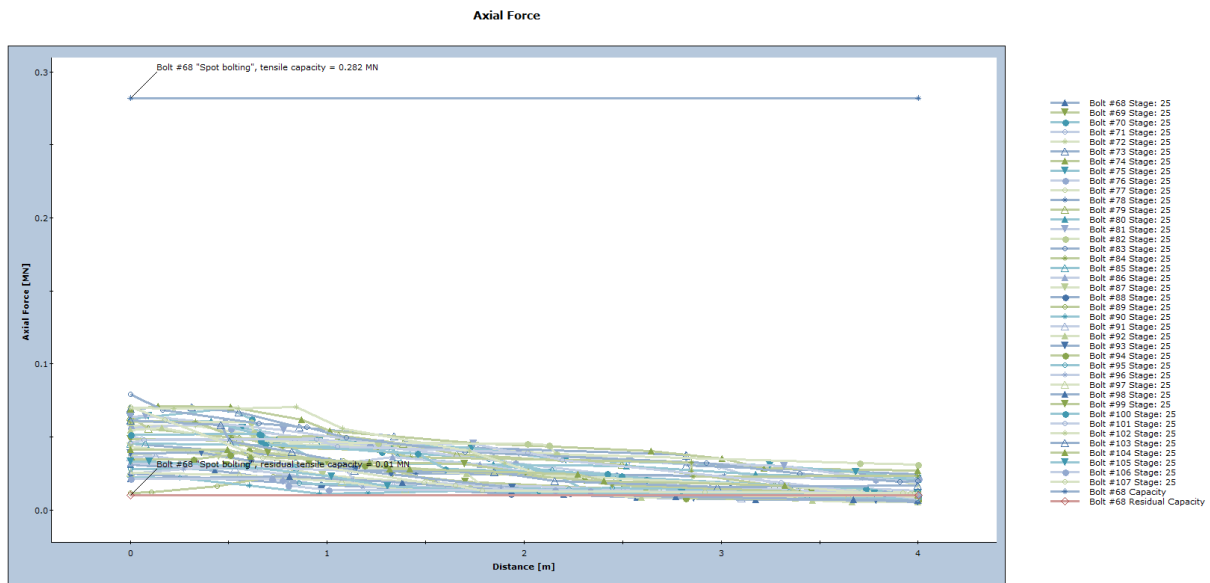


Figur 5.7 Viser total deformasjon i hallene når $k=2,5$

Figur 5.8 Viser aksielle krefter som virker på boltene i stasjonshallene. Maksimal strekkstyrke er markert som den vannrette, blå streken øverst i figuren. Påførte krefter avtar raskt over 1,5 meter inn i bergmassen. Figur 5.9 viser de aksielle kreftene påført boltene i deponihallene. Disse er alle mindre enn kreftene i stasjonshallene.

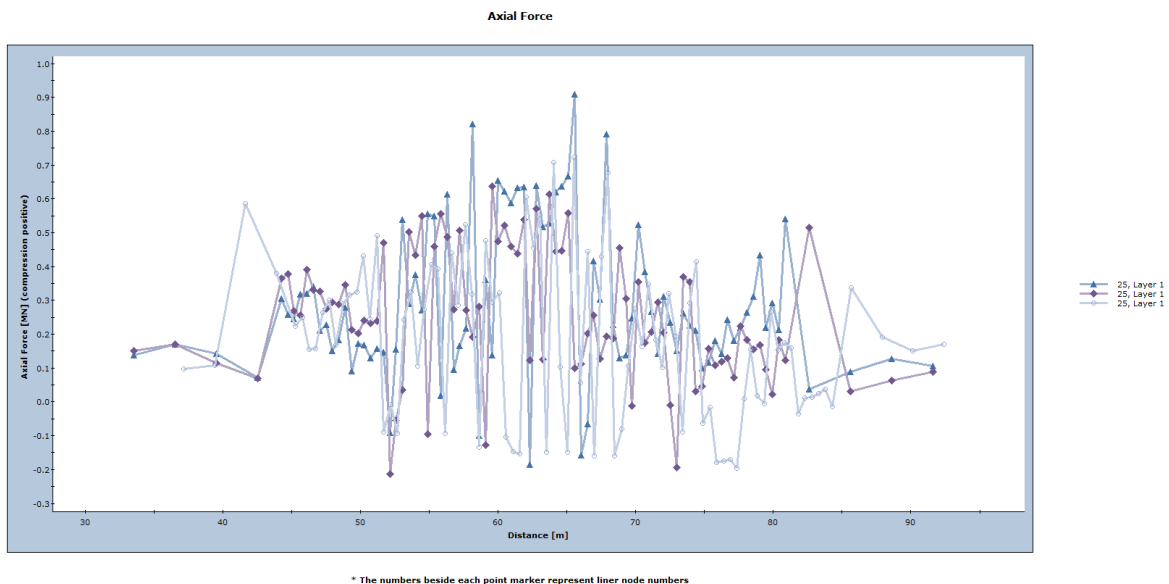


Figur 5.8 Viser aksielle krefter som virker på boltene i stasjonshallene

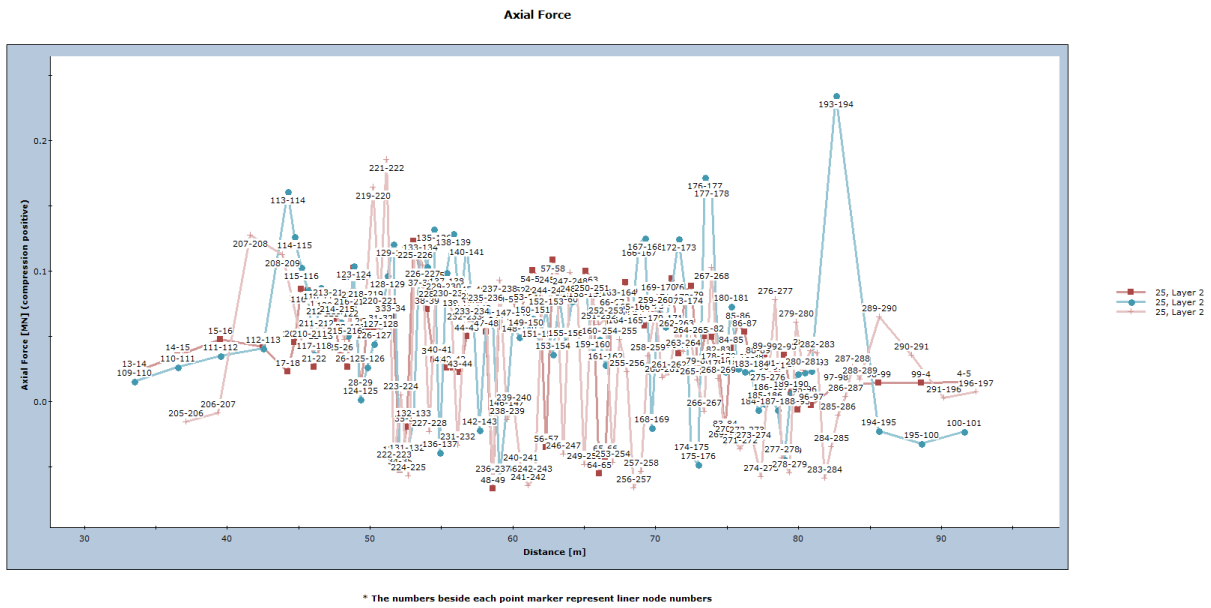


Figur 5.9 viser aksielle krefter på boltene i deponihallene

Figur 5.10 Viser aksielle krefter som virker på det første laget med sprøytebetong i stasjonshallene. Det er i den første terminalhallen de største kreftene blir påført, og de når verdier opp mot 0,9 MN for noen av elementene. Verdier for lag 2 med sprøytebetong sees i Figur 5.11. Lag 2 blir påført mindre krefter enn lag en, og maksimalverdi er 0,23 MN.



Figur 5.10 Viser aksielle krefter som virker på det første laget med sprøytebetong i stasjonshallene.



Figur 5.11 Viser aksielle krefter som virker på det andre laget med sprøytebetong i stasjonshallene

6. Diskusjon av resultater fra numerisk modellering

6.1. $k=2,5$

I Figur 5.5 sees hvordan det blir en spenningskonsentrasjon i hengen og sålen når $k=2,5$. Det fører til at det utvikles nå en relativt stor bruddsone der berget har nådd sin maksimale egenstyrke. I områdene med bruddsone er det blitt en spenningsreduksjon fordi berget her deformeres plastisk. Spenningsmaksimum er flyttet ca. 6 meter inn i bergmassen av stasjonshallene, mens området med spenningsmaksimum ligger ca. 7 meter inn i fjellet i deponihallene. Selv om den plastiske sonen nå har blitt ytterligere forskjøvet inn i fjellet i forhold til når $k=2,0$ er det kun den halvmeteren nærmest profilet som har så lave spenninger at det kan betegnes som fullstendig brudd. Denne delen av berget bør holdes på plass for å skape omslutningstrykk for det resterende berget, som omtalt i kapittel 3.3. Det er viktig å huske på at lavere innspenning i hengen kan føre til strukturelt betingede brudd på grunn av lave tangentialspenninger på sprekkeoverflaten (diskutert i kapittel 3.2). Disse bruddene kan ikke modelleres i denne sammenhengen.

Pilaren mellom ventesporhallen og den midterste terminalhallen har, med unntak av en liten sone med plastisk deformasjon, maksimalspenning på tunnelprofilet. Styrkefaktoren er fra 1,2 i veggene til nesten 3 i midten av pilaren, og bergarten er altså ikke gått i brudd. Dette kommer trolig av det lave høyde på breddeforholdet. Fordi sonen med plastisk deformasjon er liten og ikke går inn til midten av pilaren er den derfor ikke overbelastet og kan gjøres smalere ved denne spenningstilstanden.

Spenningsene i pilaren mellom de to terminalhallene har en spenningsfordeling som vist i Figur 5.4. Fordi elementnettet i Phase² modellen ikke er tett nok er det blitt et noe unaturlig mønster fra 0 til 3 meter inn i pilaren. Det blir antatt at sonen med plastisk deformasjon øverst til venstre i pilaren i Figur 5.3 ville beveget seg nedover med tettere elementnett, noe som ville ført til at spenningsminimum hadde vært på konturen. Elementnettet er ikke tettere fordi det krever stor datakapasitet når det blir for tett. Med det antas det herved at spenningsminimum vil ligge på konturen av pilaren.

Formen kan ikke direkte sammenliknes med Figur 3.3 fra kapittelet om spenninger i pilaren fordi det i dette tilfellet er åpnet flere bergrom av ulik størrelse som influerer spenningsfeltet. Likevel går det an å trekke noen konklusjoner ved å sammenlikne formen på kurvene. Som det fremgår er spenningen lavest på konturen i den plastiske modellen, mens spenningen er høyest på konturen i den elastiske modellen. Det viser at berget her ikke kan oppta like store

spenninger på grunn av plastisk deformasjon. Det verifiseres også ved å se på bruddsonen i Figur 5.3. Spenningsmaksimum er 6 meter inn i pilaren, og spenningene avtar svakt mot midten. Etersom spenningskurven er så flat i midten av pilaren blir det antatt at den nærmest har en kamelform og kunne tålt større påkjenninger. Pilaren kan ut i fra situasjonen i modellen gjøres smalere.

Maksimal deformasjon i stasjonsområdet oppleves rett etter den siste pallen er tatt ut i ventesporthallen. Deformasjonen er størst i vederlagene, men de blir aldri høyere enn 0,6 cm. Gjøvik fjellhall er verdens største fjellhall åpen for publikum, med et spenn på 61 meter (Myrvang 2001). Her ble det ut fra numeriske beregninger antatt at deformasjonen kunne komme opp i 1,2 cm og dette ble sett på som akseptabelt. Den målte deformasjonen var ikke på mer enn 0,8 cm (Myrvang 2001). Det viser at deformasjonene det er snakk om i stasjonsområdet trolig ikke vil by på problemer.

Som det kommer frem av Figur 5.8 til Figur 5.11 er bergsikringen i stasjonsområdet, og spesielt boltene, påført krefter langt under sin maksimale styrke. Boltediameteren kan derfor trolig reduseres. Det samme kan lengden på boltene i pilarene. I tillegg kan det vurderes et tynnere lag med sprøytebetong. Alt dette vil spare prosjektet for en del kroner, uten at det vil gå på bekostning av sikkerheten.

I deponihallene er bruddsonene i pilarene nå relativt godt utviklet. Det er likevel, dersom man ser på Figur 5.3, kun et mindre område i den midterste pilaren hvor det er utviklet en fullstendig bruddsone. σ_1 er nå gått ned noe i forhold til når $k=2,0$, og er på ca. 7,8 MPa i den midterste pilaren. σ_3 er fremdeles 0 MPa i alle pilarene, og det fører til at det oppstår strekkbrudd. Styrkefaktoren ligger på mellom 0,9 og 1,0. Deformasjonen skjer altså plastisk. Spenningsforskjellen mellom den elastiske og den plastiske modellen er derimot svært liten. Også deformasjonene er tilnærmet like. På dette grunnlaget kan det konkluderes med at pilarene trolig vil være stabile også i denne spenningssituasjonen.

Deformasjonen ligger nå på maksimalt på 2,1 cm i deponihallene. Dette gjelder kun i mindre deler av veggene i hall en og tre. I hengen er deformasjonene aldri over 1 cm. Tidligere i kapitlet ble det konkludert med at deformasjoner så høye som 1,2 cm ville være uproblematisk og derfor er hengen trolig stabil. Dersom deformasjonen blir 2,1 cm bør det vurderes bolter og/eller sprøytebetong også i veggene.

Boltene i deponihallene er ved denne spenningssituasjonen ikke lange nok. En tommelfingerregel sier at boltene bør forankres en meter inn i upåvirket sone, og sånn

situasjonen er nå er over 90% forankret i berg som gjennomgår plastisk deformasjon. Ut fra modellen må boltene være minst 7 meter for å sikre for spenningsbetingede brudd. Det tas ikke hensyn til strukturbetingede brudd, og ved ugunstig sprekkeseffekt må kanskje boltelengden økes ytterligere. Boltene er kun påført ca. 1/3 av sin maksimalkapasitet og derfor kan lettere bergsikring vurderes uten at det går på bekostning av sikkerheten. På grunn av en større knusningssone i hengen ved denne spenningstilstanden må det vurderes om det skal brukes sprøytebetong også i deponihallene.

7. Sammenlikning og diskusjon av metoder

I oppgaven er det brukt tre ulike metoder for å estimere hvor høye spenningene i, og rundt bergrommene kommer til å bli. Skattepliktig areal metode er brukt for å finne et estimat på pilarbredder, gitt fjellets enaksielle trykkstyrke. I kapittel 3.4.2 ble spenningene i tak og vegger estimert på bakgrunn av en rekke forsøk gjort av Hoek & Brown i 1980. De beregnede spenningene er vist i Tabell 4-5. Under, i Tabell 7-1, er resultatene fra numerisk og empirisk metode sammenliknet.

Tabell 7-1 Viser sammenlikning mellom empirisk og analytisk beregningsmetode

k (σ_h/σ_v)	Godsterminal				Deponihaller			
	Numerisk (elastisk)		Empirisk		Numerisk (elastisk)		Empirisk	
	Heng [MPa]	Vegg [MPa]	Heng [MPa]	Vegg [MPa]	Heng [MPa]	Vegg [MPa]	Heng [MPa]	Vegg [MPa]
1	7,1	10,5	11,6	8,1	11,4	6,4	16,2	2,7
2	17,7	9	28,6	2,7	24,4	4,4	37,7	-2,7
2,5	23,2	8,1	37,1	0	31,5	3,4	48,6	-5,4

Skattepliktig areal metode er ikke tatt med i tabellen fordi den gir den samme verdien gjennom hele pilaren, og i tillegg antas det kun et enaksielt spenningsfelt. Spenningene i pilarene er i følge skattepliktig areal metode beregnet til å være henholdsvis 12,04 MPa for stasjonshallene og 10,8 MPa for deponihallene.

Som det fremkommer av Tabell 7-1 stemmer ikke verdiene mellom den numeriske og empiriske modellen spesielt godt. Best korrelasjon er oppnådd med $k=1,0$. Det kan være flere grunner til at resultatene er forskjellige. Den første er at de geometriske faktorene, A og B, er avhengig av en gitt geometri. Hallene i den numeriske modellen er noe forskjellig fra de i Figur 3.6. Det er forsøkt å justere verdiene på A og B for å oppnå best mulig korrelasjon, men det er mulig at det likevel er for stor ulikhet fra de modellene hvor faktorene er blitt hentet fra. En annen mulighet er at A og B er kalkulert for kun en tunnelåpning, mens det i modellen er flere åpninger som influerer hverandre. Dette gjør så spenningene blir redistribuert på en annen måte. Dette resultatet fører til at den empiriske metoden kanskje er uegnet dersom det er flere bergrom nære hverandre.

De empiriske estimatene stemmer også dårlig overens med spenningene som er beregnet i skattepliktig areal metode. Best korrelasjon gis det ved $k=1,0$. Det er naturlig ettersom det antas et enaksielt vertikalt spenningsfelt i skattepliktig areal metode. Når horisontalspenningene økes stemmer dermed denne antakelsen dårligere og dårligere.

Resultatene fra den numeriske modellen og skattepliktig areal metode stemmer bedre overens enn med de empiriske resultatene. Av Figur 5.4 kan det likevel sies å være en grov forenkling å anta at spenningen er den samme gjennom hele pilaren. Dersom maksimal spenning i den elastiske modellen brukes er det likevel ikke ett større avvik enn ca. 13 % fra resultatene når $k=1,0$. Det vil uansett være knyttet usikkerhet til inputparameterne på en tidlig planleggingsfase, så dette resultatet er å regne som godt. Når $k=2,0$ og $2,5$ blir avviket på henholdsvis 32 % og 49 %. Dette er mye, og viser at jo større horisontalspenningen er, jo større blir feilen i skattepliktig areal metode. Dette følger resonnementet gjort i avsnittet over.

8. Ingeniørgeologisk vurdering og diskusjon av prosjektet

I området hvor prosjektet er foreslått gjennomført er det varierende geologiske forhold, som diskutert i kapittel 2.4. Det er flere usikkerheter knyttet til både hvilke bergarter som finnes hvor og hvordan sprekker, grad av oppsprekking og svakhetssoner er distribuert i området. Ettersom det ikke er foretatt egen kartlegging i området er oppgaven i helhet basert på NGUs geologiske kart, Multiconsult sin ingeniørgeologiske rapport [1] (2014) over området, erfaringer fra bygging av liknende anlegg i Norge og generelle spenningsmålinger gjort i Norge. Det er valgt en konservativ tilnærming til parameterne brukt i utregninger slik at styrken til berget ikke skal overestimeres.

Av bergartene i området er det grønnstein som trolig vil ha den svakeste mekaniske styrken, dersom det blir sett bort i fra konglomerat. Det er blitt bygget store bergrom i grønnstein, med større spenn enn det er snakk om i denne sammenheng tidligere. Flere av disse prosjektene ble gjennomgått i «Underjordsanlegg for godsterminal». Fellesnevneren for de vellykkede prosjektene var sterke og kompetente bergarter, gunstig oppsprekking og god innspenning fra in-situ spenningene i områdene. Det er likheter mellom de nevnte prosjektene og anlegget som kan bygges i Vassfjellet, og derfor er det grunn til å tro at det vil la seg gjøre å bygge et anlegg på denne størrelsen også på denne lokasjonen.

I kapittel 2.4.1 er strukturene i området tolket ut fra flyfoto. På bakgrunn av dette er det foreslått et område hvor det trolig ikke vil være større svakhetssoner og som dermed kan være egnet til aktuelt formål. Det må likevel presiseres at det må foretas kartlegging av området for å få en fullstendig oversikt over foliasjon og sprekkeretninger, slik at orienteringen av bergrommene kan optimeres. Sprekkeplan og sprekkesett er også en viktig parameter når det kommer til optimering av bergsikring, og spesielt lengder på bolter fordi disse må være lange nok til å sikre kiler som kan dannes av sprekkesettene.

Dersom Forset Grus AS skal ha økonomisk interesse av å drive ut fjellhallene som Jernbaneverket kan ta over er det viktig at de kan få solgt et fullverdig, godt tilslagsmateriale. Grønnsteinen i området er forventet å ha kvaliteter som kan tilfredsstille mange bruksområder. Hvis det avdekkes at stasjonsområdet vil ligge innenfor andre bergartsgrenser enn grønnstein må det gjøres tester på disse bergartene for å garantere for god kvalitet. Gabbroen i området vil være lønnsom å drive i på grunn av dens velkjente, gode kvalitet, mens det bør gjøres tester på diabasgangene for å avdekke om disse kan brukes til ønsket formål.

For å teste de innledende beregningene som er gjort i oppgaven er det laget en modell i FEM programmet Phase². Inputparameterne som er valgt ligger i nedre grense av hva blant annet Multiconsult [1] (2014) estimerer. Det er ikke tatt hensyn til konglomeratbergarten ettersom denne er ubrukelig til tekniske formål og det er svært vanskelig å bestemme de bergtekniske parameterne grunnet ulikt matriks- og bolleinnhold. Utbredelsen av denne bergarten ser i følge Figur 2.8 også ut til å være liten i området. UCS styrken er satt til 100 MPa selv om Multiconsult [1] (2014) foreslår 50-100 MPa. Dette er gjort på bakgrunn av blant annet Myrvang (2001) og Palmström (1995) hvor disse verdiene er estimert å ha en høyere egenstyrke. 100 MPa sees derfor på som et realistisk, men konservativt estimat.

Som det ble nevnt i kapittel 0 er situasjonen forventet å være stabil når $k=1,0$ og $k=2,0$. Når $k=2,5$ vil pilarene i deponihallene få en betydelig sone hvor det er plastisk deformasjon, det vil si at berget har nådd sin maksimale bruddstyrke. Denne spenningssituasjonen er likevel tolket som stabil fordi sikkerhetskravene er mindre til haller hvor det ikke vil oppholde seg personer eller dyrebart materiell enn til for eksempel stasjonshallene hvor det vil være trafikk døgnet rundt.

Ut i fra modellen blir det som nevnt tolket at situasjonen vil være stabil, med noe usikkerhet knyttet til $k=2,5$. Når $k=1,0$ kan det oppstå strukturelt betingede brudd på grunn av spenningsavlastning i hengen, noe som fører til lave tangentiellspenninger på sprekkeplatene. Når $k=2,5$ vil det oppstå en knusningssone i hengen som må stabiliseres med bergsikring. I tillegg nærmer pilarene i deponihallene seg kritisk stabilitet ved denne spenningstilstanden. Det er trolig mulig å stabilisere hallene dersom situasjonen er som nevnt over, men det vil bli et spørsmål om pris på bergsikringen for å oppnå ønsket stabilitet. Det kan derfor være aktuelt å orientere deponihallene 90 grader på valgt retning for å få en mer fordelaktig spenningssituasjon.

I kapittel 3.3 ble det nevnt at høyde på breddeforholdet ikke bør overstige 2. I deponihallene er forholdet 2,2. Deponihallene er utformet på samme måte som på FSGs anlegg. Der er overdekningen maksimalt 80 meter mot en overdekning på 150 meter fra dagen til hengen i dette tilfellet. Det kan være noen av grunnen til at pilarene nærmer seg ustabile i denne modellen. Bergkvaliteten er også vurdert til å være dårligere i Vassfjellet enn den var i Stendafjellet. Bergrommene kan vurderes å bygges lavere, og det vil trolig hjelpe på stabiliteten.

Det er ikke gjort noen forsøk på å optimere hverken pilarbredder eller bergsikringen som er valgt i modellen, fordi modellen er laget på relativt tynne grunnlagsdata. Derfor er detaljert optimering på dette stadiet verdiløst. Likevel er det ut fra Figur 5.9 som viser aksielle krefter på boltene i stasjonshallene indikasjoner på at valgte bolter er overdimensjonert, og at det videre kan antas at lettere bergsikring kan brukes. Sprøytebetongsikringen som er valgt i modellen ser ut til å fungere med valgte parametere, og derfor kan det gjøres et forsiktig anslag på at 9 cm tykkelse er tilstrekkelig dersom det påføres i to lag. Ut fra modellen bør det vurderes sprøytebetong også i deponihallene dersom $k=2,5$.

Det er viktig å huske på at alle inputparameterne må sjekkes opp mot faktiske verdier i området slik at modellen kan kalibreres på sikt. Modellen er sensitiv ovenfor noen parametere, som for eksempel GSI-verdi, og derfor kan den kun brukes som veiledende inntil de geologiske forholdene er bestemt. Dersom situasjonen er som i modellen indikeres det at hallene vil være stabile.

Forset Grus har tidligere gjort en mulighetsstudie av et underjordisk pukkverk hvor de tomme hallene kan brukes til deponering av avfall. Denne mulighetsstudien er laget på bakgrunn av et ønske om å finne en lokasjon til pukkdrift som kan være operativ i flere tiår uten å komme i konflikt med naboer. De kan oppnå en lønnsom drift ca. 6 år etter oppstart, når de kan begynne å ta betalt for deponering i hallene. Et slikt anlegg vil ha en investeringsramme på over 20 millioner kroner, noe som er svært mye for en bedrift som Forset Grus AS. Også for Jernbaneverket vil det være en høy investeringskostnad å få sprengt ut hallene til en eventuell godsterminal under bakken.

Forset Grus kan drive disse hallene samtidig som de får solgt all steinen som pukk, tilslagsmateriale eller annet. For å bøte på det faktumet at det ikke er lønnsomt å drive pukkverk under bakken uten å kunne bruke bergrommene i ettertid kan det være en løsning at Jernbaneverket og Forset Grus AS inngår en avtale om kompensasjon. Hvordan dette gjøres er ikke relevant for oppgaven.

Ved FSGs anlegg er det ikke foretatt injisering av berget for å hindre at vann lekker inn i hallene. Fra brønnene som ble boret i og ved anlegget ble det gjort pumpetester som tydet på at innstrømmingen ville bli lav. Det har vist seg å stemme, og alt vannet som lekker ut samles opp og renses før det sendes til nærmeste renseanlegg. Det er gjort en antakelse om at vannlekkasjen også vil være lav i Vassfjellet. Denne påstanden må sjekkes mot pumpedata fra brønner som må bores.

I følge detaljreguleringen skrevet av Multiconsult [2] (2014) er det ikke betydelige vannkilder i dagen over FSGs anlegg, og det er antatt at mesteparten av nedbøren forsvinner som overflateavrenning. I Vassfjellet er det kun et mindre vann i nærheten av de foreslåtte fjellhallene, men det er i tillegg flere myrer. Dette er faktorer som kan telle mot antakelsen om lite vann i berget fordi vann og myrer kan føre til en konstant mating av sprekker i fjellet. Dersom det er fare for høy innlekkasje må berget injiseres for å redusere innstrømmingen. Høy innstrømming kan føre til økte kostnader ved utsprenning og drift, og dermed redusert fortjeneste ved anlegget.

Ved å legge hele, eller deler av godsterminalen i haller vil Jernbaneverket gå foran som et godt eksempel på hvordan miljøutfordringene kan takles i fremtiden. En topp moderne godsterminal vil være viktig for å sikre at økningen i fremtidens godstransport kan tas på jernbane. Fotavtrykket til terminalen vil bli betraktelig mindre i et landskap hvor en ruvende konstruksjon vil bli svært synlig, og hvor støy vil høres over store avstander. I tillegg vil vedlikeholdskostnadene ved et underjordsanlegg være mindre, blant annet fordi installasjonene ikke vil bli utsatt for vær og vind på samme måte som det ville blitt ute i dagen. Snørydding vil heller ikke være aktuelt. Også sikkerheten ved anlegget vil være bedre dersom Norge en gang skulle komme i en krigssituasjon eller liknende. Det vil videre være enkelt å utvide terminalen senere fordi det er «ubegrenset» med plass i Vassfjellet. Dette kan altså være et anlegg hvor det vil være relativt enkelt å øke kapasiteten når det blir behov.

Som nevnt vil Forset Grus AS kunne oppleve en positiv effekt av å samarbeide med Jernbaneverket på byggingen av haller fordi de vil få dekket inn noen av investeringskostnadene tidligere enn dersom de kun etablerer haller som kan brukes som deponi. Når terminalområdet er ferdig kan det parallelt med utsprenning av ekstra terminalhall tas ut haller til deponi. Det vil føre til en mindre overgang fra inntjening på stasjonsdrift til inntjening på deponering av avfall. At det ligger en godsterminal like ved kan også være viktig dersom avfall skal transporteres på jernbane. Det vil kunne være aktuelt med et eget jernbanespor som går direkte til deponihallene, dersom det kan åpnes for deponering i stor skala.

Å basere driving av fjellhallene i Vassfjellet på pukkmarkedet og én kommersiell aktør kan også ha en negativ side. Fordi Forset Grus AS må drive etter markedets etterspørsel vil driftsplanen kunne bli forsinket dersom det blir en nedgang i etterspørselen etter pukk, eller hvis noen av konkurrentene klarer å presse prisen ned. Det vil være uakseptabelt for

Jernbaneverket som må ha en deadline å forholde seg til. Problemet kan muligens løses om det blir inngått langtidsavtaler om levering av pukk til næringslivet.

Forset Grus AS er også avhengig av å komme inn på pukkmarkedet som en av de større aktørene. Derfor vil et slikt anlegg til en viss grad også være avhengig om kommunen gir tillatelse til utvidelse i de tre pukkverkene som i dag står for mesteparten av pukkproduksjonen på sørsiden av Trondheim og Melhus.

Det er beregnet at fjellhallene til godsterminalen kan stå ferdig i 2030 og at deponeringen kan starte i 2035 dersom driften starter opp i 2017. Dette er et optimistisk estimat ettersom det vil kreve utredninger av flere områder før driften kan starte. Tallene er mer ment som et anslag over hvor lang tid hver av de forskjellige delene av anlegget vil ta å drive ut. Det er viktig å nevne at det ikke er tatt hensyn til installasjon av jernbanespor, kraner eller elektrisk anlegg i disse tallene. Dette vil trolig føre til ytterligere forsinkelser på anlegget.

9. Konklusjon og videre arbeid

9.1. Konklusjon

Denne avhandlingen er en videreføring av prosjektoppgaven «Underjordsanlegg for godsterminal» hvor det ble konkludert med at det nye logistikknutepunktet på Torgård bør legges i fjellhaller i Vassfjellet. Et av problemene ved en slik løsning er at investeringskostnaden vil være høy. Forset Grus AS har gjort en mulighetsstudie av drift av pukkverk i fjellhaller. Problemet ved denne løsningen er en investeringskostnad på over 20 millioner kroner. Derfor er det sett på mulige synergier ved at Forset Grus AS driver fjellhallene Jernbaneverket senere skal bruke, for deretter å gå over til pukkverksdrift fra haller som det senere kan deponeres avfall i. På denne måten kan begge parter gjøre gevinst på den andres behov, slik at oppstartskostnadene blir redusert.

Modellen som er laget er basert på erfaringer fra bygging av store fjellhaller i Norge tidligere, tilgjengelig geologisk informasjon og kart og er testet i FEM-programmet Phase². Modellen viser at hallene trolig vil være stabile, men dersom horisontalspenningene blir 2,5 ganger større enn de vertikale vil stabiliteten nærme seg kritisk. Dette viser at skattepliktig areal metode, som forventet, ga et konservativt overslag på pilarbredden når en sikkerhetsfaktor på 2,5 ble lagt til grunn og når spenningssituasjonen er mest mulig lik som den som antas i skattepliktig areal metode. Resultatet viser viktigheten av å bestemme størrelse og retning på spenningene i Vassfjellet.

Fordi spenningssituasjonen er usikker kan det ikke utelukkes at horisontalspenningene kan bli så høye som 2,5 ganger de vertikale spenningene. Modellen er basert på et tynt datagrunnlag og derfor kan resultatet fra den numeriske modellen kun tolkes som et estimat på hallenes stabilitet. Det må gjøres grundige geologiske undersøkelser for å kalibrere modellen slik at hallgeometri og bergsikring kan optimeres.

På bakgrunn av den informasjonen som er opparbeidet i denne oppgaven konkluderes det med at et kombinert underjordsanlegg for pukkverk og godsterminal vil være svært gunstig for miljøet og menneskene som bor i nærheten av dagens aktuelle lokasjoner. Det vil trolig også kunne gi et stort oppsving i mengden gods som transporteres på bane, noe som er i tråd med Regjeringens mål i Nasjonal transportplan (ntp.dep.no 2015). Undertegnede innser at det kan være problematisk at fremdriften av godsterminalen skal være avhengig av pukkmarkedet, men at dette og andre spørsmål knyttet til de økonomiske aspektene må vurderes av andre.

9.2. Videre arbeid

- Det vil være viktig å gjøre en grundig ingeniørgeologisk kartlegging av området for å verifisere bergartsgrenser, oppsprekking og eventuelle svakhetssoner i området.
- Dette arbeidet må følges opp med geofysikk dersom det er svakhetssoner som antas å kunne bli problematisk. Refraksjonsseismikk eller resistivitetsmålinger er anbefalte metoder. Disse testene kan eventuelt følges opp med kjerneboringer.
- Det må gjennomføres bergspenningsmålinger for å kunne optimere retningen til fjellhallene.
- Alle de aktuelle bergartene må testes i laboratorium for å finne de mekaniske egenskapene. Sammen med spenningsmålingene vil nå den numeriske modellen kunne kalibreres og optimeres. Det vil etter laboratorietestene bli avslørt om flere av bergartene lar seg bruke til tekniske formål.
- Hydrogeologien i området må kartlegges for å avdekke om det vil bli innlekkasjeproblemer i hallene. Det er spesielt aktuelt for deponihallene fordi det i denne oppgaven foreslås å ikke injisere berget her. En stor innlekkasje vil føre til en ekstrakostnad fordi berget må injiseres under drivingen av hallene og mer vann må renses før det kan slippes tilbake til naturen.
- Jernbaneverket må komme inn i planleggingen slik at alle behov blir tatt hensyn til.
- Det må fremmes forslag om å flytte godsterminalen til fjellhaller i stede for å bygge den på dagens valgte lokasjon. Dette vil kreve offentlige utredninger som reguleringsplan, konsekvensutredning osv.
- Det må fastsettes rystelseskrav dersom Forset Grus AS skal kunne drive deponihaller i nærheten av godsterminalen.
- Forset Grus AS og Jernbaneverket må komme frem til en løsning på gjennomføring og lønning av Forset Grus AS for at de driver hallene for Jernbaneverket.

10. Bibliografi

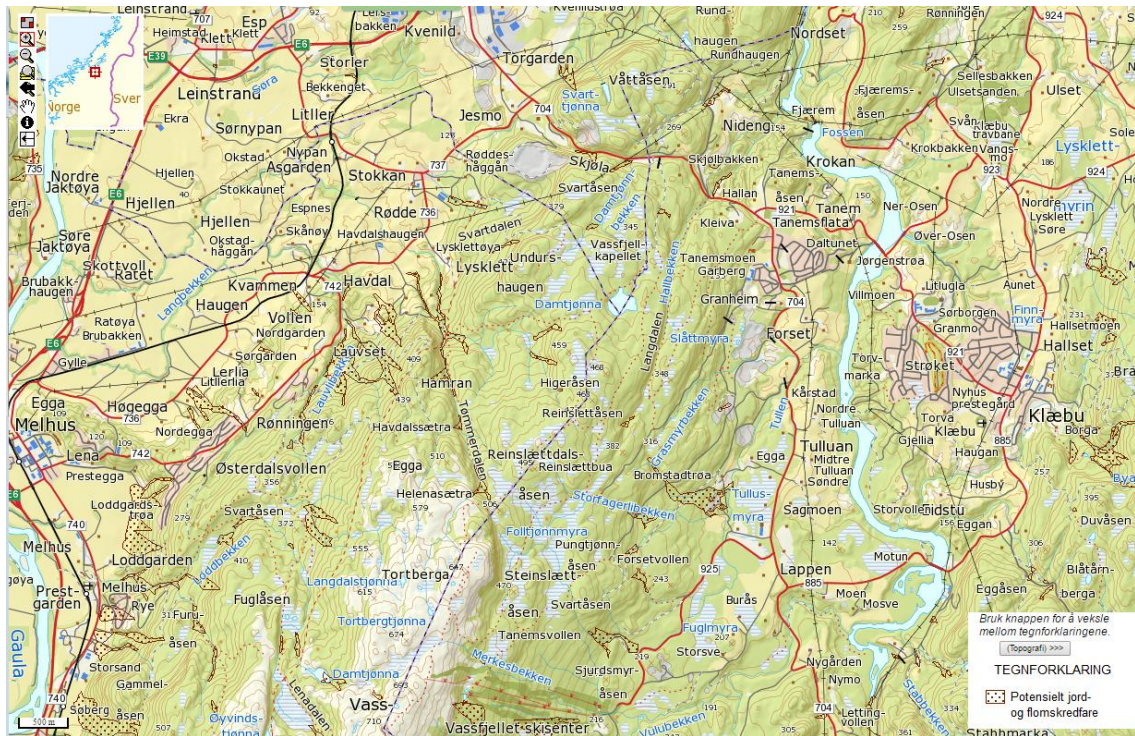
- Arnesen, F. S. 1999 «Pukkverk under jord – nytt pukkverk for Fana stein og gjenvinning AS, miljøtilpasning med økonomisk potensiale» Oslo: NFFs Fjellsprengningsdagen
- Arnesen, F. S. 2003 «Stendafjellet underjordiske pukkverk» Oslo: NFFs Fjellsprengningsdagen
- Bollingmo, P. Heimli, P. Morseth, B.R. 1994 Gjøvik Olympic Mountain Hall. Engineering geological investigations and construction supervision. In Brock et al. (eds.) *Underground openings for public use*, 130-140. Oslo, Norway. Norwegian society of chartered engineers
- Bollingmo, Å. 2008 «Lia pukkverk – steinbrudd, Avfallsdeponi og gang- og sykkelvei. forslag til reguleringsplan med bestemmelser». Sluttbehandling» Trondheim kommune
- Brattli, B. 2013 «Beskrivelse, Istransportert materiale» Forelesningsnotater, Ingeniørgeologi GK, Institutt for geologi og bergteknikk, Norges Tekniske og Naturvitenskaplige Universitet, Trondheim
- fsg.no 2016 «Presentasjon av Fana stein og gjenvinning AS» tilgjengelig fra: <http://fsg.no/index.php/om-fsg-as> [lest 26.05.2016]
- Gylland, A.S. 2012 «Strindheimtunnelen – Stabilitetsanalyse og vurdering av påhugg ved dagsone vest» [Masteroppgave] Institutt for geologi og bergteknikk, Norges Tekniske og Naturvitenskaplige Universitet, Trondheim
- Harraz, H. 2015 «Underground mining methods – Room and pillar method» tilgjengelig fra: <http://www.slideshare.net/hzharraz/room-and-pillar-mining-method> [lest 13.04.2016]
- Hoek, E. Brown, E. T. 1980 «Underground excavation in rock» Institution of Mining and Metallurgy, London
- Hoek, E. Kaiser, P.K. Bawden, W.F. (1995) «Support of underground excavations in hard rock» Rotterdam: A.A. Balkema
- Jernbaneverket 2012 «Konseptvalgutredning (KVU) for Nytt logistikknutepunkt i Trondheimsregionen» Hovedrapport, Jernbaneverket Region Nord
- Jernbaneverket 2015 «Utredning, nytt logistikknutepunkt i Trondheimsregionen» Hovedrapport, Jernbaneverket Region Nord
- Multiconsult [1] 2014 «Logistikknutepunktet i Trondheimsregionen» Rapport, Ingeniørgeologi tunnelalternativ, Trondheim
- Multiconsult [2] 2014 «Detaljregulering for Stendafjellet – masseuttak og avfallsdeponi» Planbeskrivelse med konsekvensutredning, Planid: 62930000, Bergen
- Multiconsult 2015 «Regularingsplan med konsekvensutredning» Rapport, Skjøla Pukkverk, Dokumentkode 413371-PLAN-RAP-001, Trondheim

- Myrvang, A. 2001 «Bergmekanikk», Institutt for geologi og bergteknikk, Norges Tekniske og Naturvitenskaplige Universitet, Trondheim
- NGI 2016 «Bruk av Q-systemet, Bergmasseklassifisering og bergforsterkning» Oslo, Norge
- NGU 1988 «Undersøkelse av steinkvaliteten i Vikåsen» Trondheim, Norge
- NGU [1] 2004 «Ajourhold av Grus- og pukkdatabasen med grunnlagsdata for arealplanlegging og ressursregnskap for Sør-Trøndelag fylke. Sluttrapport» Rapport Trondheim, Norge
- NGU [2] 2004 «Vegstøv i Trondheim – En analyse av mineralinnholdet i svevestøvet» Trondheim, Norge
- NGU 2010 «Ressursutfordringer for byggeråstoffene pukk og grus i Oslo og Akershus 2010» NGU, Oslo kommune- Byrådsavd. for næring og eierskap.
- NGU.no 2016 «Pukkforekomster i Trondheim (1601) kommune» tilgjengelig fra: http://aps.ngu.no/pls/oradb/gp.k_forekomstliste [lest 24.02.2016]
- Ntp.dep.no «Retningslinje 2 for etatenes og Avinors arbeide med Nasjonal transportplan 2014-2023» hentet fra: http://www.ntp.dep.no/S%C3%B8k/_attachment/500979/binary/811925?_ts=13ff169f708 [lest 08.06.2016]
- Nilsen, B. Brock, E 2012 «Ingeniørgeologi-Berg, Grunnkurskompendium» Institutt for geologi og bergteknikk, Norges Tekniske og Naturvitenskaplige Universitet (NTNU), Trondheim, Norge
- Nilsen, B. Palmström, A. 2000 «Engineering geology and rock engineering» Norwegian Group for Rock Mechanics, Oslo, Norway.
- Norconsult 2015 «Utvidelse av Vassfjellet pukkverk – Reguleringsplan og konsekvensutredning» Forslag til planprogram, Trondheim
- O.T. Blindheim 1997 «Ingeniørgeologisk og anleggsteknisk vurdering» Rapport Jernbaneverket region nord, Ny godsterminal i Trondheim – Skiftesporområde i fjellanlegg, Trondheim
- Palmström, A. 1995 «RMi – a rock mass characterization system for rock engineering purposes» [Doktorgradsavhandling] Oslo Universitet, Norge, s.400
- Panthi, K. K. 2006. «An analysis of engineering geological uncertainties related to tunneling in Himalayan rock mass conditions» [Doktorgradsavhandling] Norges Tekniske og Naturvitenskaplige Universitet (NTNU), Trondheim, Norge
- Perman, F. Sjöberg, J. Olofsson, O. Rosengren, L. (2015) «Numerical analysis of shotcrete reinforcement» Tilgjengelig fra: <http://www.bergkonsult.se/dokument/pub-07-02.pdf> [Lest 04.03.2016]

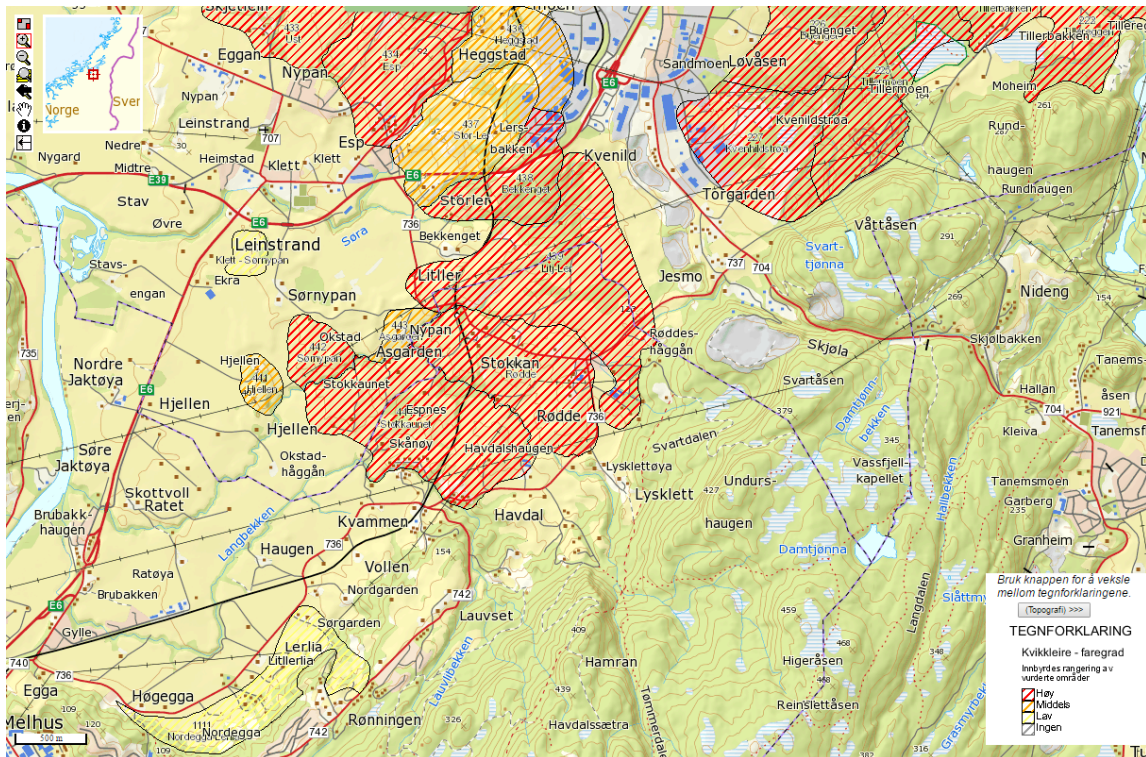
- Pro Invenia AS 2016 «Underjordisk pukkverk og deponi på Skjeringstad, Melhus – en mulighetsstudie» Trondheim
- Rocscience.com 2016 “RS²” Tilgjengelig fra:
<https://www.rocscience.com/rocscience/products/rs2> [lest 26.05.2016]
- Snl.no [1] 2016 «Diabas» tilgjengelig fra: <https://snl.no/diabas> [lest 29.02.2016]
- Snl.no [2] 2016 «Konglomerat» tilgjengelig fra: <https://snl.no/konglomerat%2Fgeologi> [lest 29.02.2016]
- Statens vegvesen 2010 «Arbeider foran stuff og stabilitetssikring i vegtunneler»,
Teknologirapport nr. 2538
- Sør-Trøndelag fylkeskommune [1] 2006 «Pukk og grus i Trondheimsregionen del I»
Samarbeidsutvalget for Trondheimsregionen.
- Sør-Trøndelag fylkeskommune [2] 2006 «Pukk og grus i Trondheimsregionen del II»
Samarbeidsutvalget for Trondheimsregionen.
- Sørensen, M.A. 2013 «ingeniørgeologisk analyse av deformasjoner og stabilitetsforhold i
Holmestrand jernbanestasjon» [Masteroppgave]. Trondheim: Institutt for geologi og
bergteknikk, NTNU.
- Trinh, Q. N. Jonsson, K. 2012 «Design considerations for an underground room in a hard rock
subjected to a high horizontal stress field at Rana Gruber, Norway” Tunneling and
Underground Space Technology, elsevier.com
- VikØrsta.no 2016 «Produktark for CT-bolt» tilgjengelig fra
http://vikorsta.no/Documents/Vik_Orsta/Rock_Support/Product_datasheet/CT-Bolt/CT-Bolt,%20M22_2014-03_En_small.pdf [Lest 31.05.2016]
- WSP Analys & Strategi 2015 «Nytt logistikknutepunkt i Trondheimsregionen» Rapport,
Göteborg
- Ølnes, E. 2015 «Underjordsanlegg for godsterminal» [Prosjektoppgave] Trondheim: Institutt
for geologi og bergteknikk, NTNU.

Vedlegg

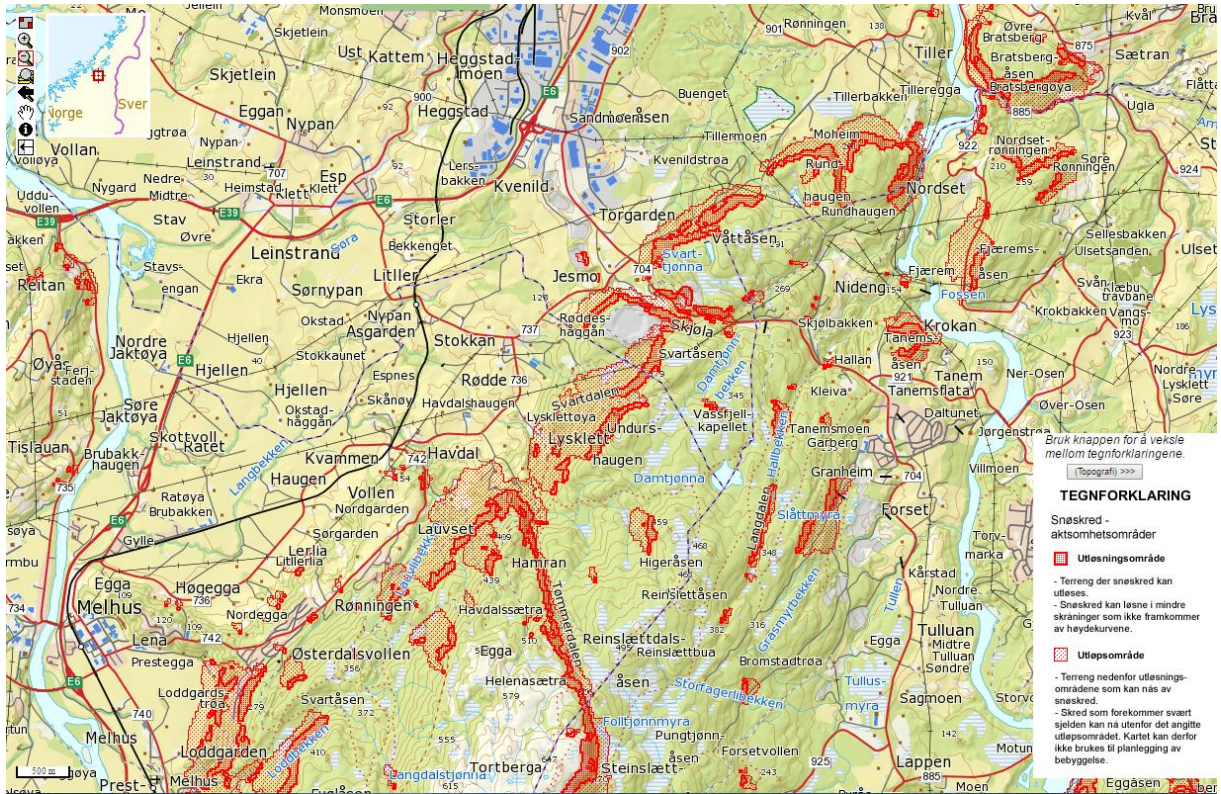
Vedlegg A, Farekart



Figur 1 Jord- og flomskred



Figur 2 Kvikkleire, faregrad



Figur 3 Snøskred, aktsomhetskart

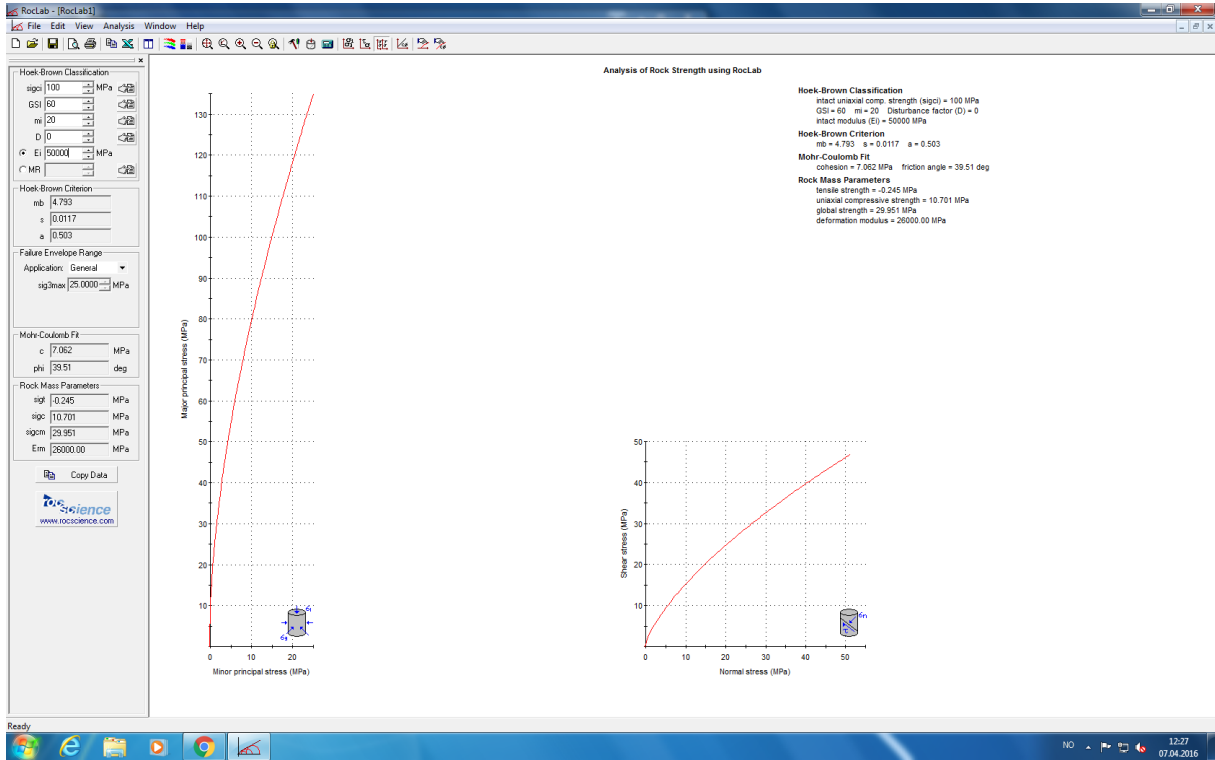


Figur 4 Steinsprang, aktsomhetskart

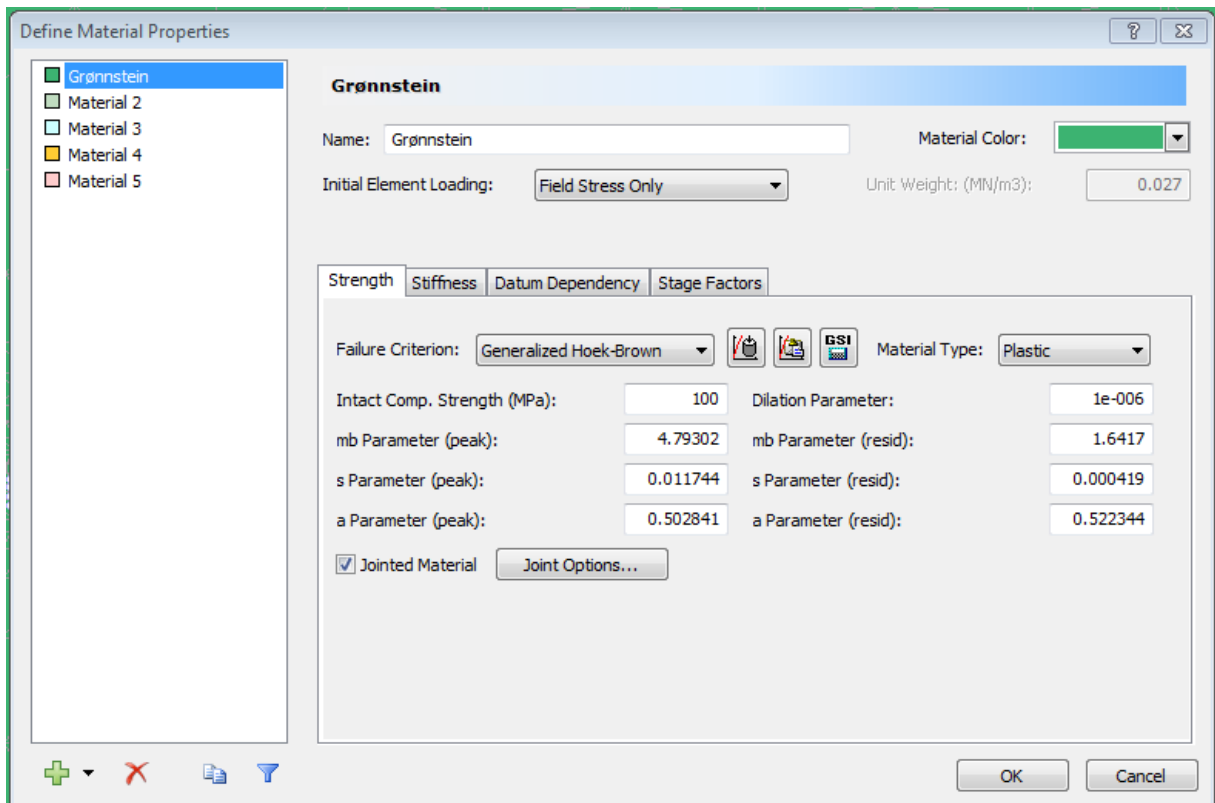


Figur 5 Skredhendelser

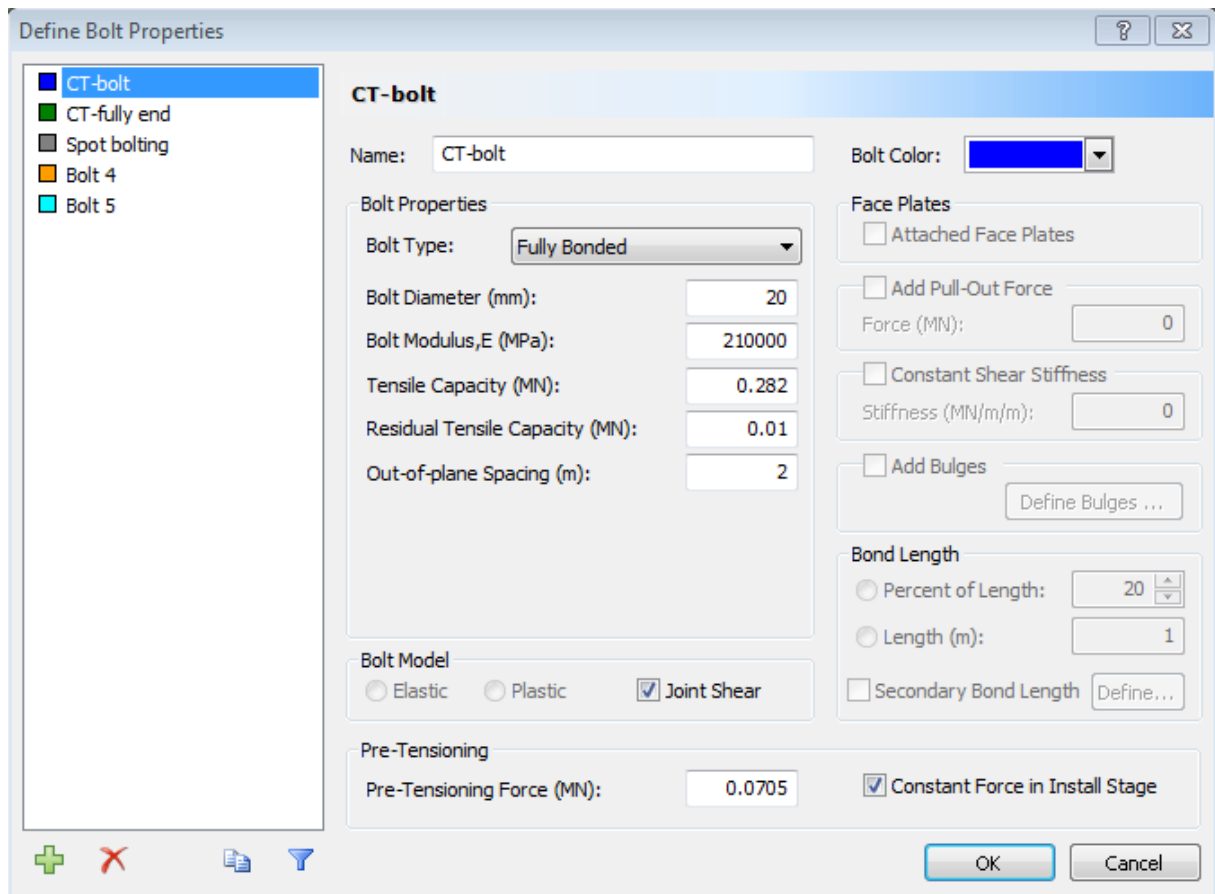
Vedlegg B inputparametere fra Phase²



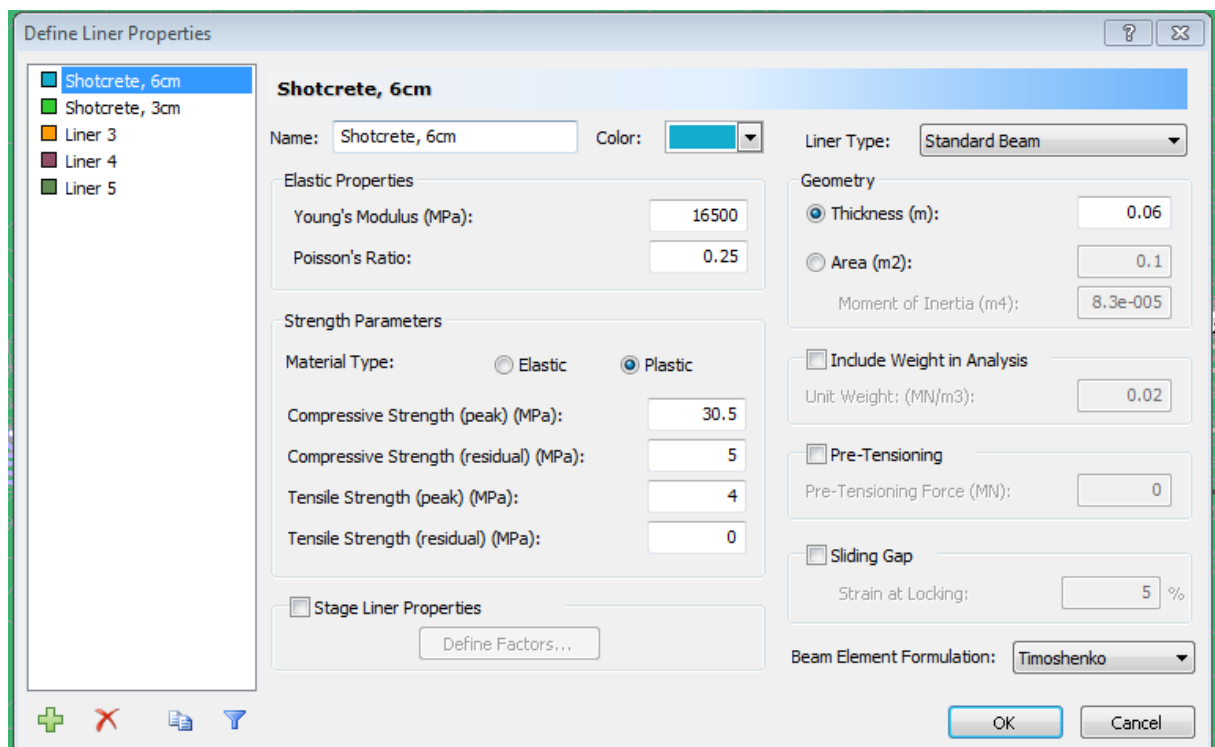
Figur 1 Verdier fra RocLab



Figur 2 Materialparametere fra Phase2



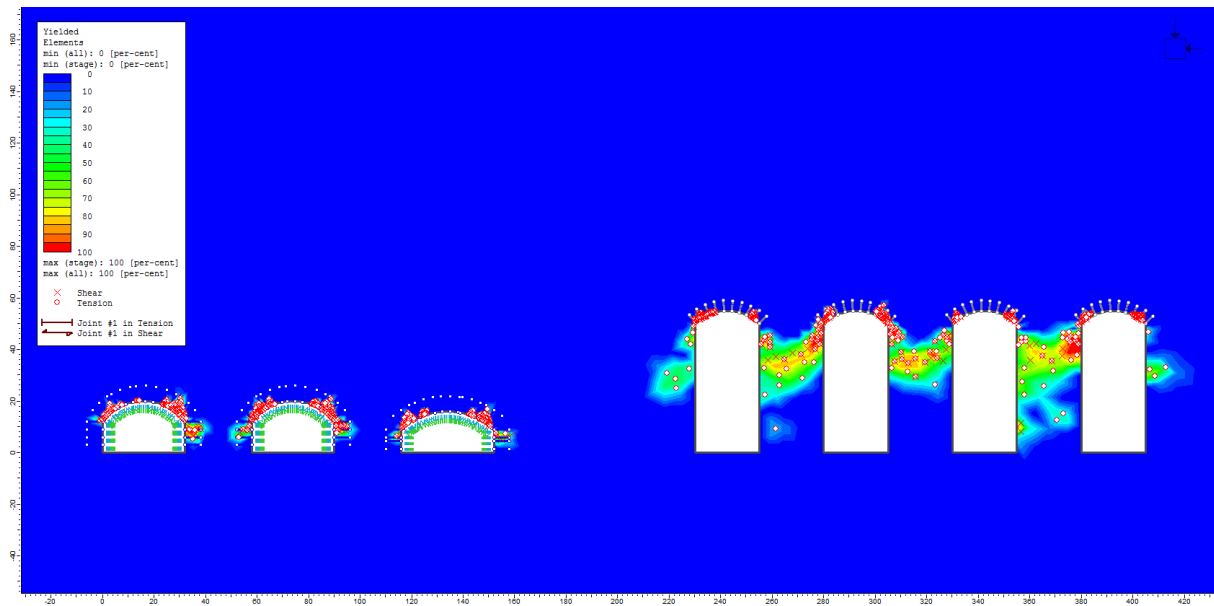
Figur 3 Boltparametere fra Phase2



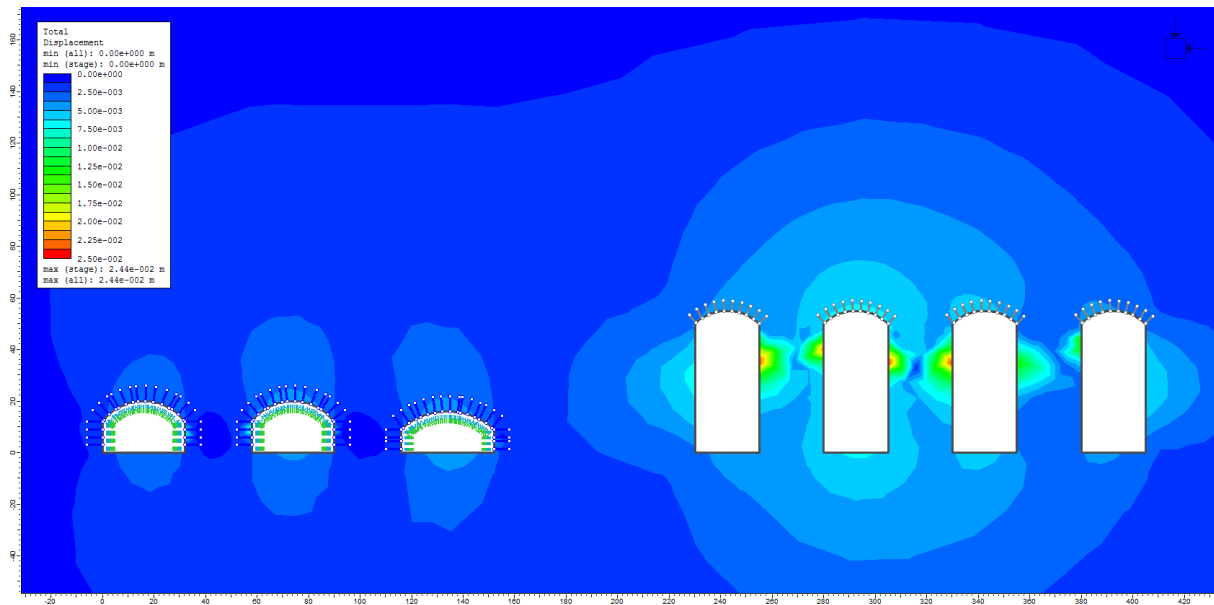
Figur 4 Sprøytebetongparametere fra Phase2, lag 2 har de samme parameterne, bare at tykkelsen er 3 cm.

Vedlegg C, Resultater

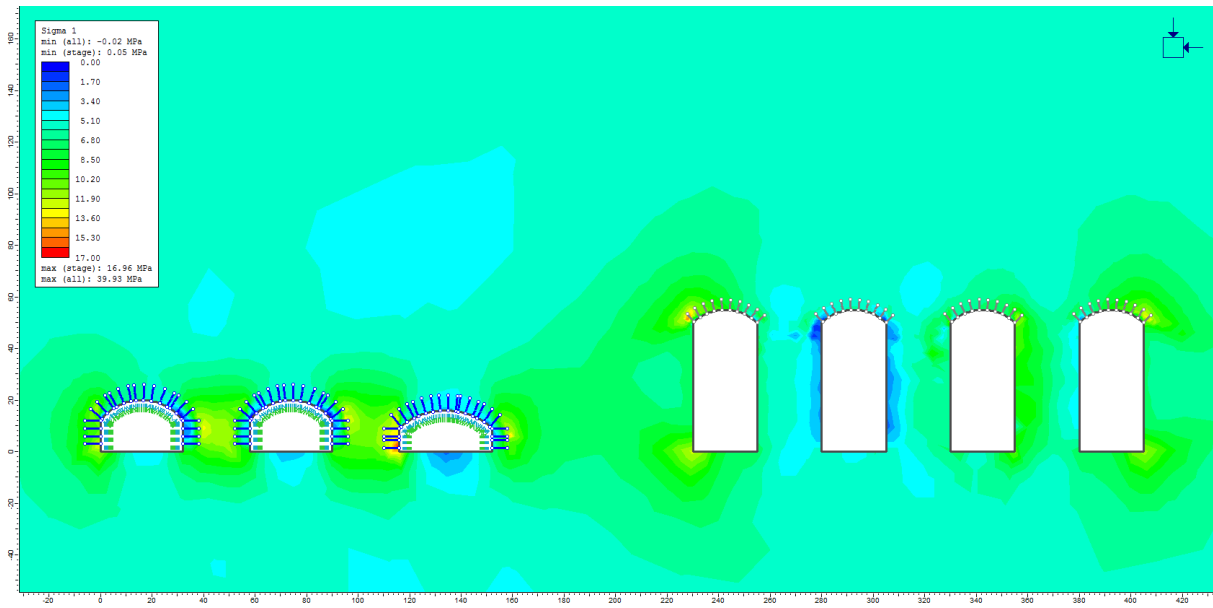
K=1,0



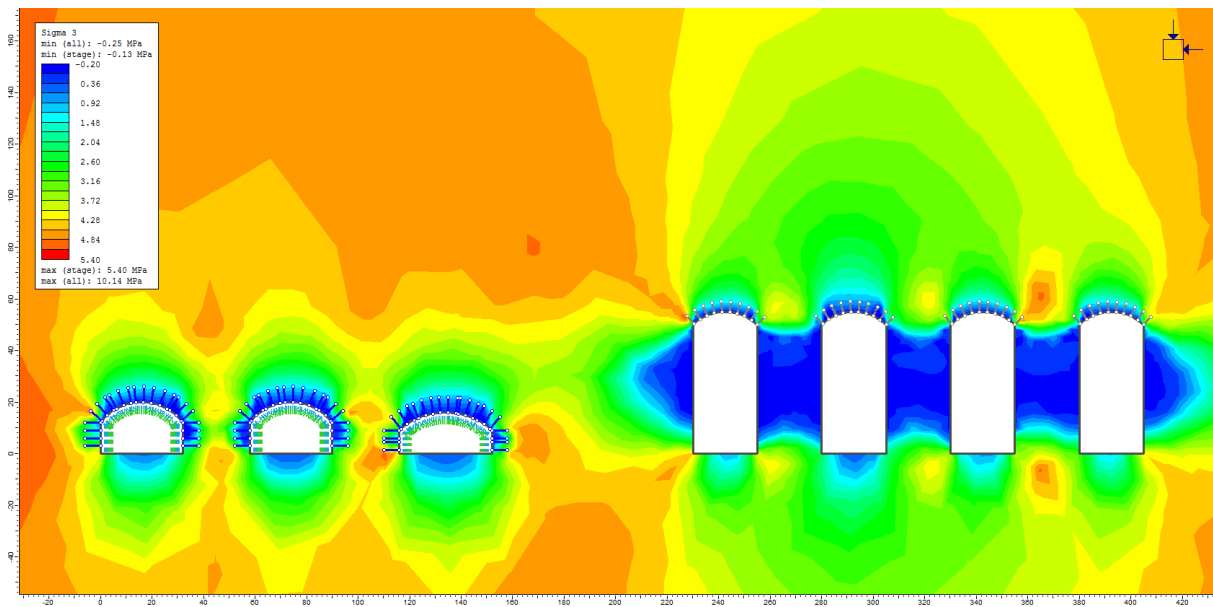
Figur 4 Elementer i brudd når $k=1,0$



Figur 5 Deformasjon når $k=1,0$

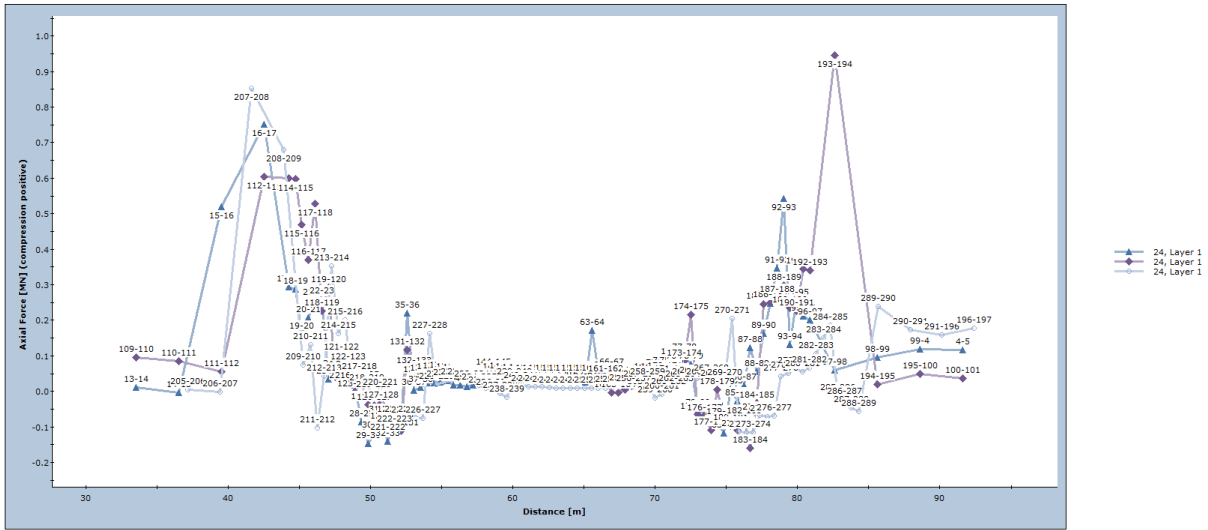


Figur 6 Største hovedspenning når $k=1,0$



Figur 7 minste hovedspenning når $k=1,0$

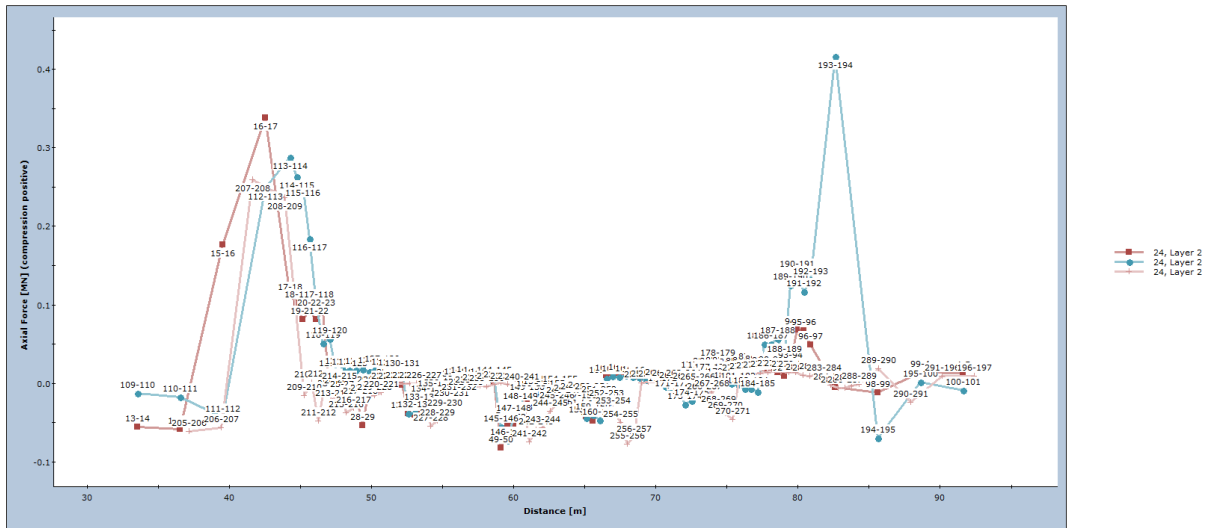
Axial Force



* The numbers beside each point marker represent liner node numbers

Figur 8 Aksielle krefter på sprøytebetong, lag 1

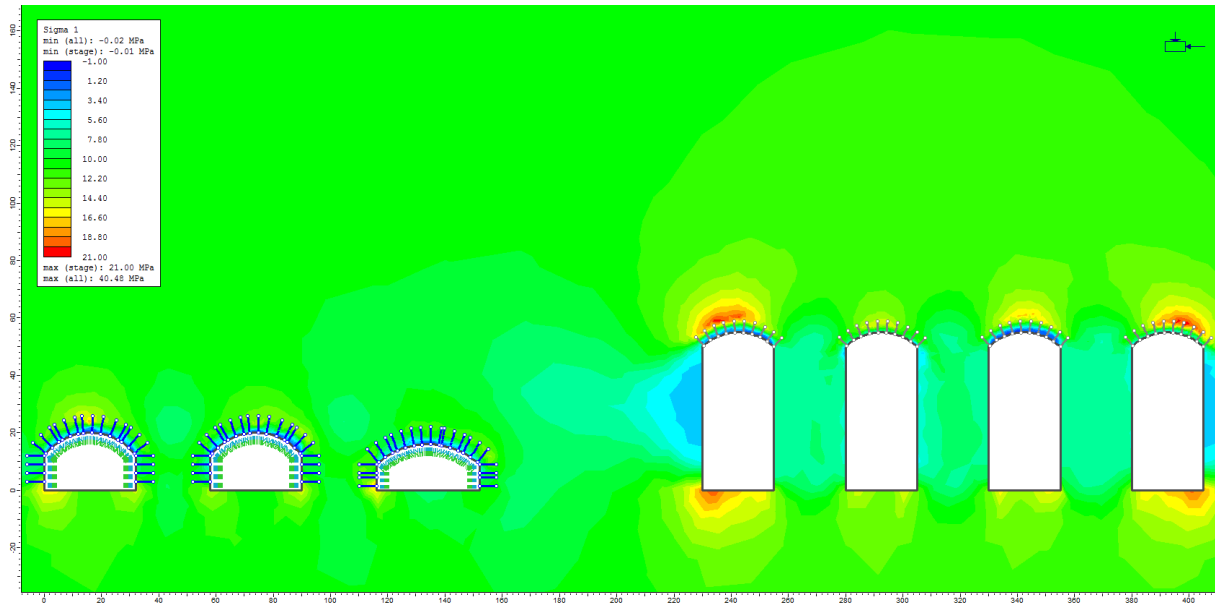
Axial Force



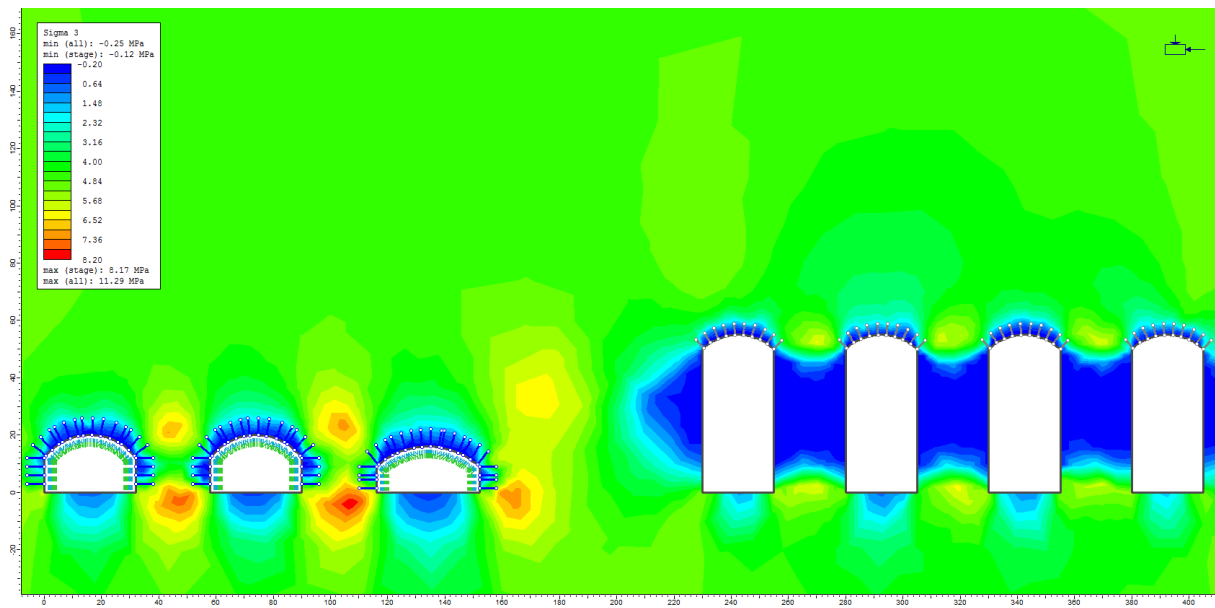
* The numbers beside each point marker represent liner node numbers

Figur 9 Aksielle krefter på sprøytebetong, lag 2

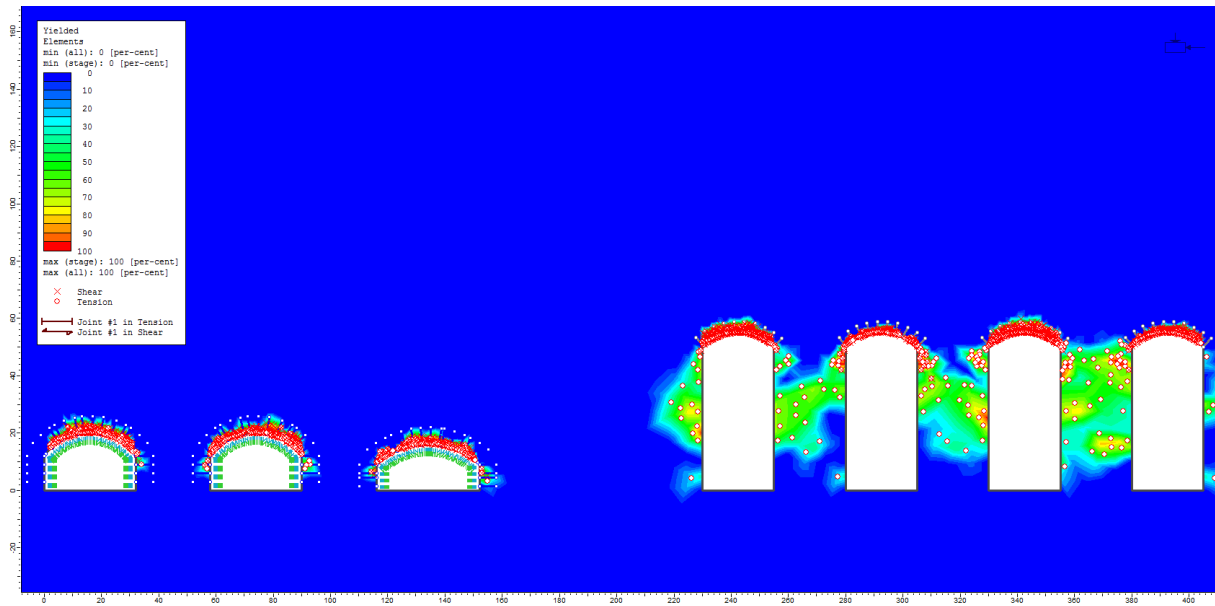
K=2,0



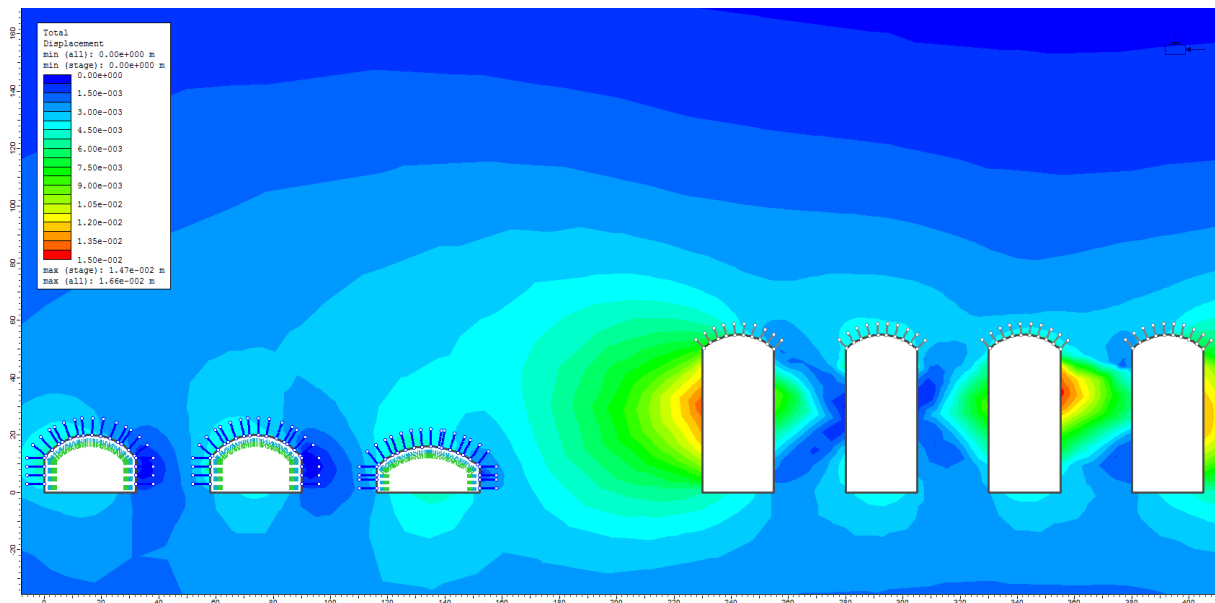
Figur 10 Største hovedspenning når k=2,0



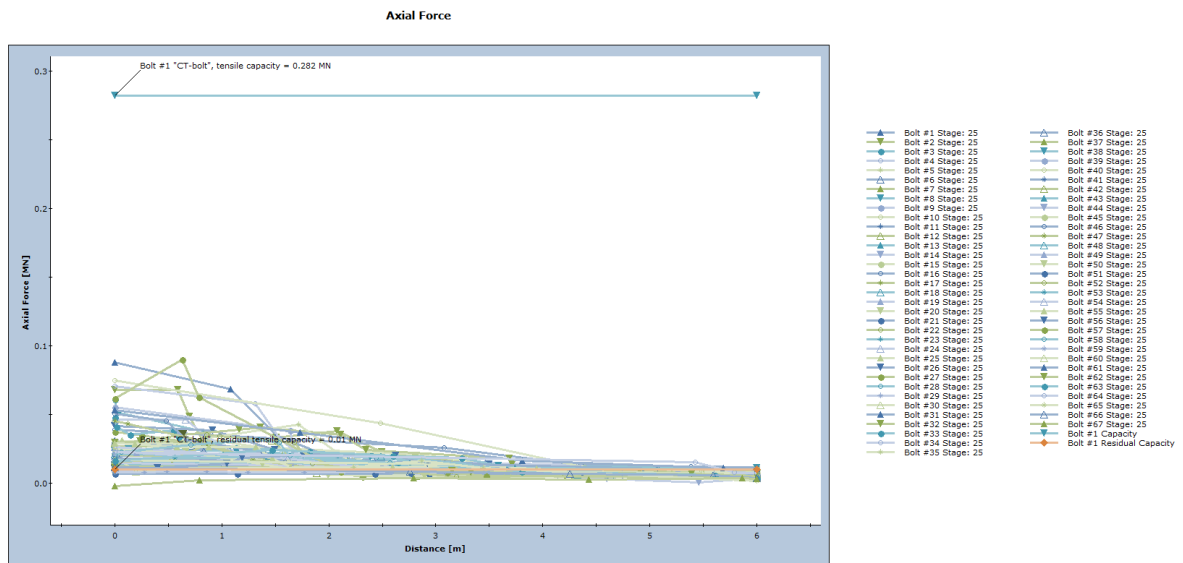
Figur 11 Minste hovedspenning når k=2,0



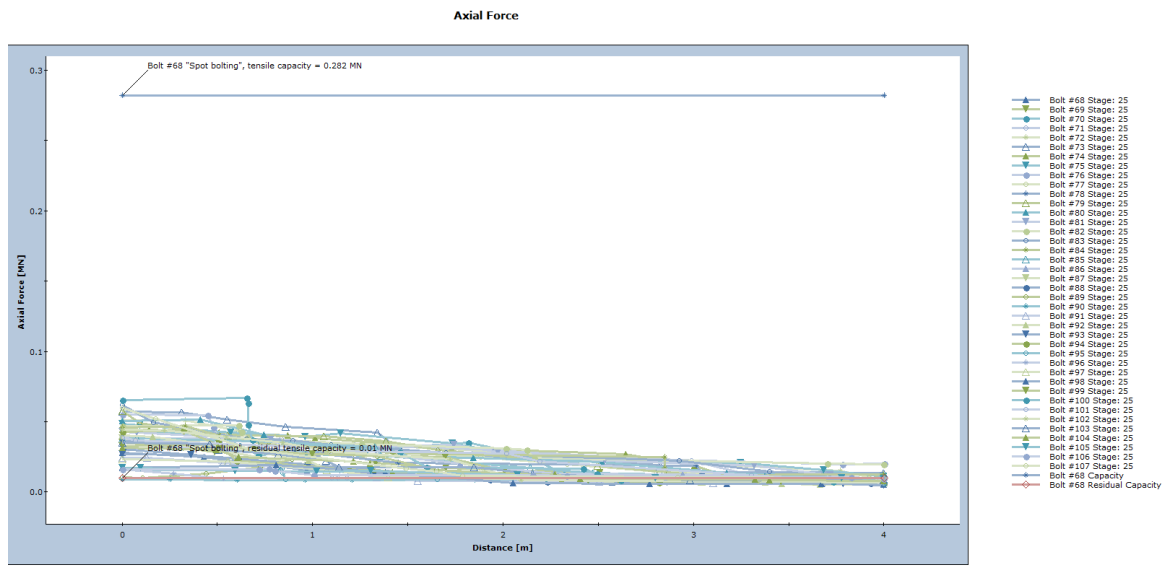
Figur 12 Elementer i brudd når $k=2,0$



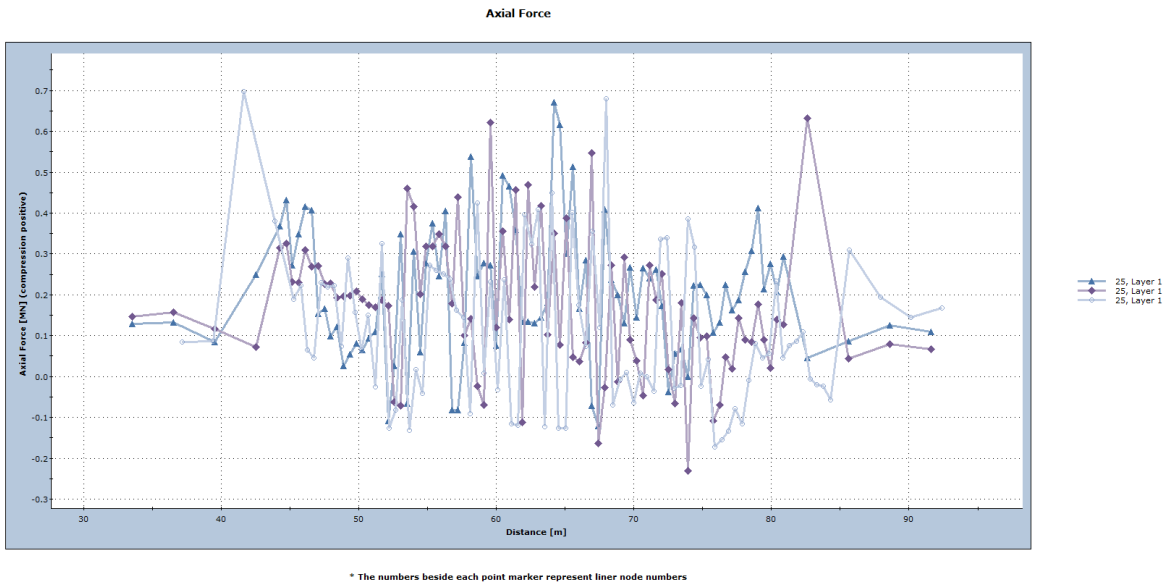
Figur 13 maksimal deformasjon når $k=2,0$



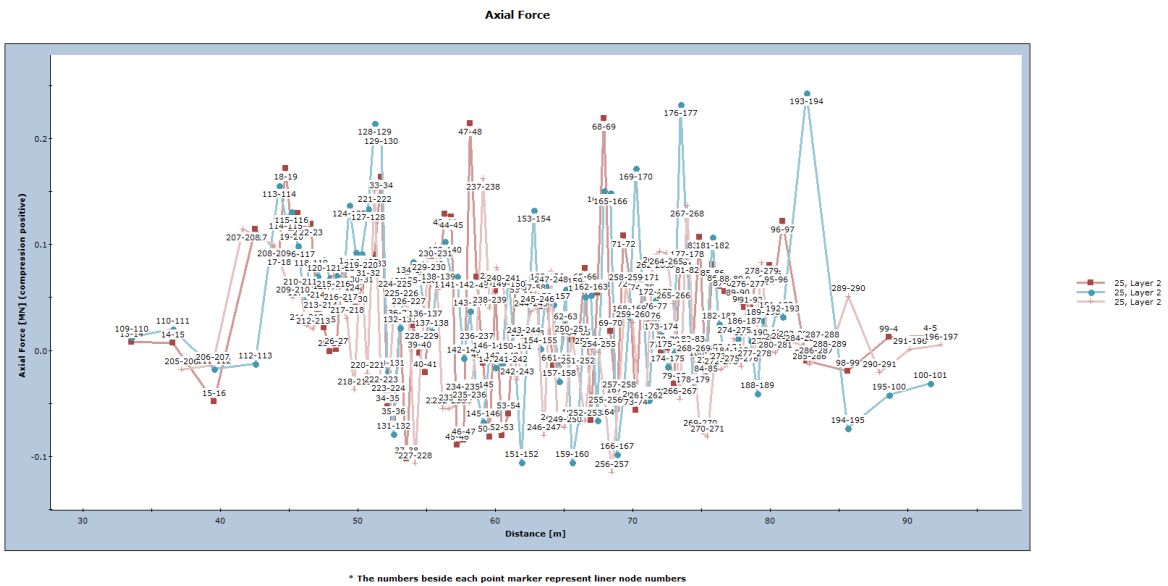
Figur 14 aksielle krefter på boltene i stasjonshallene når $k=2,0$



Figur 15 aksielle krefter på boltene i deponihallene når $k=2,0$

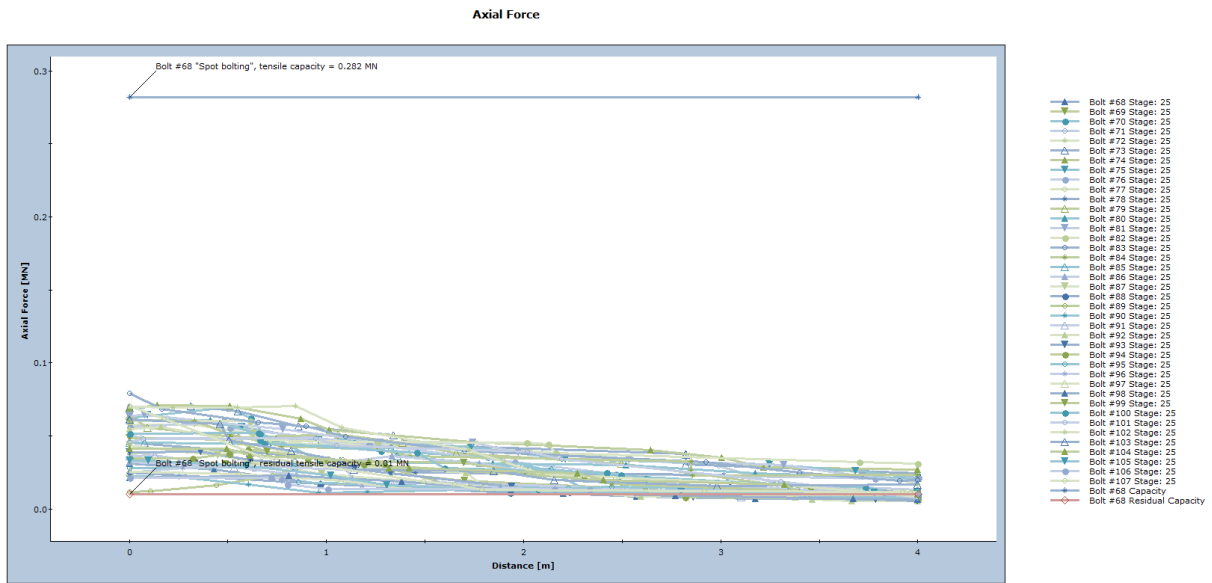


Figur 16 Aksielle krefter på sprøytebetong, lag 1 når $k=2,0$

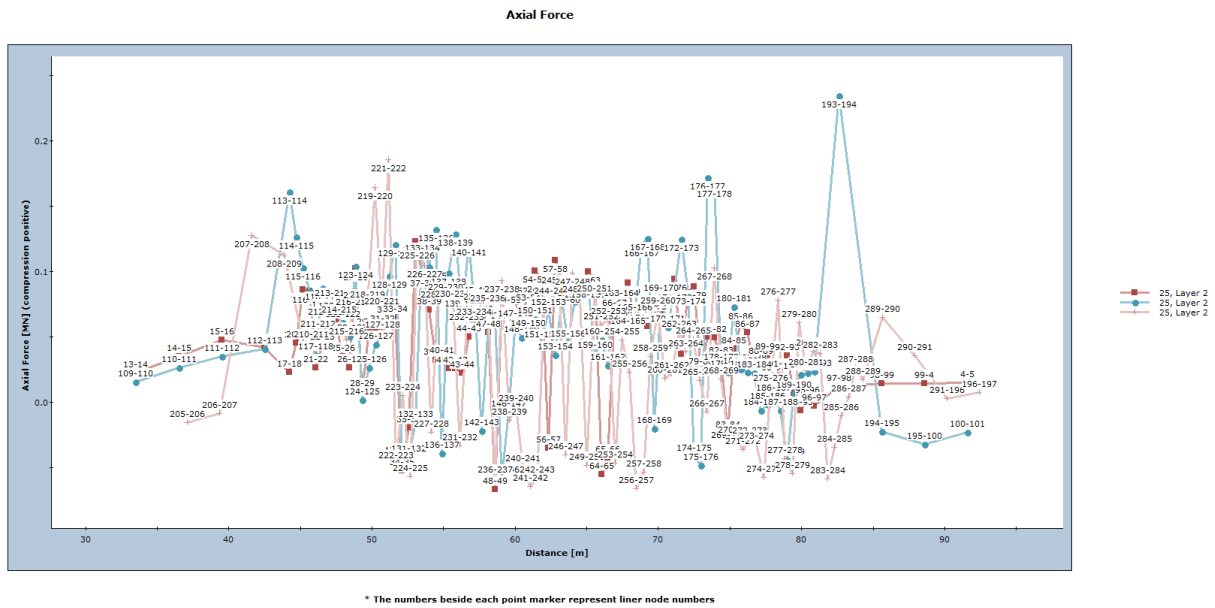


Figur 17 Krefter på sprøytebetongen i lag 2 når $k=2,0$

K=2,5



Figur 18 aksielle krefter på boltene i deponihallene når k=2,5

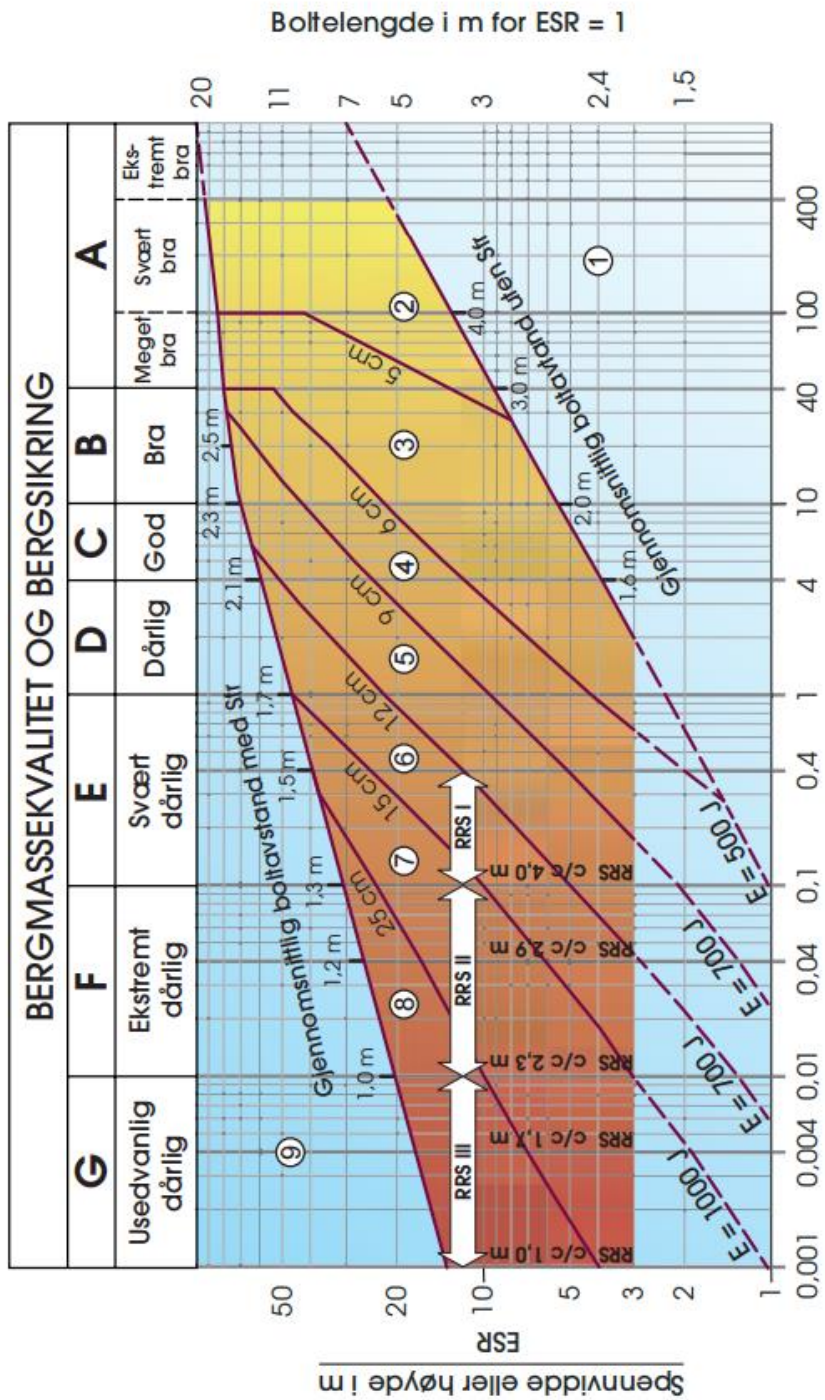


Figur 19 viser kreftene som virker på lag 2 i sprøytebetongen i stasjonshallene når k=2,5

Vedlegg D, Q-systemet og utregning av galleriareal

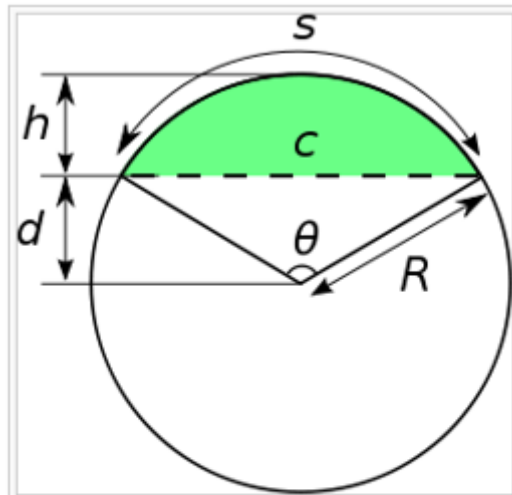
7 Type underjordsanlegg		ESR
A	Midlertidige gruveåpninger osv.	ca. 3-5
B	Vertikale sjakter*: i) sirkelformede seksjoner ii) rektangulær / firkantet seksjon * Avhenger av formålet. Kan være lavere enn angitte verdier.	ca. 2,5 ca. 2,0
C	Permanente gruveåpninger, vanttunneler for vannkraft (unntatt fallrør med høyt trykk), vannforsyningstunneler, pilottunneler, drivinger og innganger til store bergrom.	1,6
D	Mindre vei- og togtunneler, trykkammer, tilkomsttunneler, kloakktunneler, osv.	1,3
E	Kraftstasjoner, lagringsrom, vannbehandlingsanlegg, større vei- og togtunneler, sivilforsvarkammer, portaler, kryssinger, osv.	1,0
F	Underjordiske atomkraftverk, togstasjoner, offentlige anlegg og sportsanlegg, fabrikker osv.	0,8
G	Svært viktige bergrom og tunneler med lang levetid, = 100 år, eller uten tilgang for vedlikehold.	0,5

Figur 1 ESR (eller Excavation Support Ratio) brukes til å bestemme sikkerhetskrav i Q-systemet (NGI.no 2016)



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

Figur 2 bergmassekvalitet i Q-systemet NGI.no



$$R = h+d = (h/2) + (c^2/8h)$$

$$A_{\text{tot}} = (\theta/2) * \pi R^2$$

$$A_{\text{tri}} = d * (c/2)$$

$$A_{\text{galleri}} = A_{\text{tot}} - A_{\text{tri}}$$

Figur 3 Utregning av galleriareal