

Fredrik Nils Aas

Feltmålinger av hydrauliske egenskaper rundt sprengte tunneler

Hydrauliske, ingeniørgeologiske og bergmekaniske undersøkelser i adkomsttunnelene til Svorkmo og Bogna kraftverk, for vurdering av delvis drenerte tunnelkledninger

Masteroppgave i Tekniske geofag

Veileder: Karl Gunnar Holter

Juni 2020



Fredrik Nils Aas

Feltmålinger av hydrauliske egenskaper rundt sprengte tunneler

Hydrauliske, ingeniørgeologiske og bergmekaniske undersøkelser i adkomsttunnelene til Svorkmo og Bogna kraftverk, for vurdering av delvis drenerte tunnelkledninger

Masteroppgave i Tekniske geofag
Veileder: Karl Gunnar Holter
Juni 2020

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for geovitenskap og petroleum

Sammendrag

Sprøytebetongkledning vanntett med sprøytbar membran (SCL) er en vannsikringsmetode som potensielt kan gi store material- og kostnadsbesparelser, men er relativt lite brukt i nordiske tunneler. En sentral utfordring for anvendbarheten er faren for høye trykkoppbygginger bak kledningen, som maksimalt kan antas å være likt det hydrostatiske trykket. Dersom kledningen kun påføres vegger, vederlag og heng, vil vannet strømme mot sålen, hvilket vil ha en trykkreduserende effekt. I tillegg kan effekten av økt hydraulisk konduktivitet i sprengningsskadesonen (EDZ) ha en vesentlig påvirkning på trykkreduksjonen rundt delvis drenerte tunnelkledninger.

For videre evaluering av SCL som vanntetningsmetode i norske jernbanetunneler, er det ønskelig for Bane NOR med et økt eksperimentelt datagrunnlag på hydrauliske egenskaper i EDZ. Som en del av dette arbeidet omhandler denne oppgaven feltundersøkelser av hydraulikken i bergmassen rundt sprengte tunneler, henholdsvis i adkomsttunnelene til Svorkmo og Bogna kraftverk. Undersøkelsene ble utført med en spesiallaget vanninjeksjonsrigg, med mulighet for injeksjonsmålinger i korte seksjoner med relativt høy målenøyaktighet. For vurdering av forskjellige bergmasseforhold mot de hydrauliske målingene, ble det i tillegg utført ingeniørgeologiske og bergmekaniske felt- og laboratorieundersøkelser ved testområdene.

Vanntapsmålingene ble brukt til beregning av seksjonstransmissivitet med Moyes ligning, samt hydraulisk sprekkeåpning med den kubiske loven. Resultatene samlet antydte en signifikant økning av de hydrauliske verdiene fram til ca. 0.32 m dyp, samt en overgangssone med gradvis reduserende verdier fram til ca. 1 m dyp. Den gjennomsnittlige transmissiviteten i EDZ økte med en faktor på 37 i forhold til upåvirket bergmasse, tilsvarende en økning på 6.1 av hydraulisk sprekkeåpning. Det ble ikke påvist noen direkte sammenheng mellom de ingeniørgeologiske og bergmekaniske egenskapene, og verdiøkningen av de hydrauliske parameterene i EDZ ved de ulike bergmassene. Den mest påvirkende faktoren for økt transmissivitet ble vurdert til å være utviding av naturlige- og sprengningsinduserte sprekker, ved betraktning av den kubiske loven.

Funksjonaliteten og målenøyaktigheten på utrustningen ble vurdert som tilfredsstillende. De største usikkerhetene for tolkningen av resultatene var beregningen av transmissivitet og hydraulisk sprekkeåpning, hvor spesielt valget mellom Moyes og Gustafssons modell ble betraktet som vesentlig. En analyse av fire ulike modeller for beregning av transmissivitet, konkluderte med at økningsfaktorene mellom sonene betegnet som EDZ, overgang og upåvirket bergmasse var uavhengig valget av de analytiske modellene, dersom oppsettet og modellvalget ble holdt konsekvent.

Abstract

Sprayed concrete lining with waterproofed bonded membranes (SCL) is a waterproofing method that potentially can provide great material and cost savings, but is relatively little utilized in Nordic tunnels. A key challenge for the applicability, is the risk of high pressures behind the lining, which at most are assumed being the hydrostatic pressure. If the lining is applied only to the walls and crown, the water will flow to the invert, which has a pressure reducing effect. In addition, the effect of an increased hydraulic conductivity in the excavation damaged zone (EDZ) may have a significant impact on the pressure reduction around partially drained tunnel linings.

For further evaluation of SCL as a waterproofing method in Norwegian rail tunnels, it is desirable for Bane NOR to increase the experimental database regarding hydraulic properties in the EDZ. As part of this work, this thesis deals with field investigations of the hydraulics in the rock mass surrounding blast-excavated tunnels, respectively in the access tunnels to Svorkmo and Bogna power plants. The measurements were conducted with a specially made water loss equipment, with the option of injection measurements in short sections with relatively high accuracy. For the assessment of different rock mass conditions against the hydraulic measurements, additionally engineering geological and rock mechanical field and laboratory investigations were performed at the test areas.

The injection measurements were utilized for calculation of section transmissivities with Moye's formula, in addition to the hydraulic aperture from the cubic law. The results overall indicated a significantly increase of the hydraulic values up to approx. 0.32 m depth, and a transition zone with gradually reducing values up to 1 m depth. The average transmissivity in the EDZ increased by a factor of 37 relative to the unaffected rock mass, corresponding an increase of 6.1 of the hydraulic aperture. No direct correlation was found between the engineering geological and rock mechanical properties, compared to the hydraulic increase in the EDZ between the different rock masses. The most influencing factor for the measured increase was considered being expansion of natural- and blast-induced joints, considering the cubic law.

The functionality and measurement accuracy of the water loss equipment was considered very satisfactory. The major uncertainties interpreting the results were calculation of the transmissivity and hydraulic aperture, where the alternative between Moye's and Gustafsson's model in particular was considered substantial. An analysis of four different models for calculating transmissivity concluded that the increasement factors between the zones designated as EDZ, transition and unaffected rock mass were independent of the analytical model-choice, if the layout and model were kept consistent.

Forord

Denne masteroppgaven (30 studiepoeng) er utarbeidet ved Institutt for geovitenskap og petroleum, NTNU, i samarbeid med Bane NOR, NGI og SINTEF. Oppgaven er en videreføring av fordypningsprosjektet *Hydrogeologi i berg, i forbindelse med bruk av delvis drenerte tunnelkledninger*, skrevet av undertegnede høsten 2019 som et litteraturstudie.

Først og fremst vil jeg rette en stor takk til min veileder, Karl Gunnar Holter (NGI, NTNU), for veiledningssamtaler og gode faglige innspill underveis. Ditt engasjement ble meget verdsatt. Jeg ønsker også å takke Trine Bye Sagen som kontaktperson i Bane NOR, for de finansielle bidragene til feltforsøkene. Jeg setter svært stor pris på å ha fått muligheten til å jobbe med dette prosjektet.

Videre rettes en takk til Trond Larsen og Simon Hagen fra SINTEF, for utføring av feltundersøkelsene sammen med undertegnede. Dere bidro absolutt til et mer interessant og minneverdig feltarbeid. Gunnar Vistnes og Jon Runar Drotninghaug ved berglaboratoriet (NTNU) takkes videre for preparering og utføring av de bergmekaniske testene, dere var til stor hjelp.

Avslutningsvis vil jeg takke familie, klassekamerater og kjæreste gjennom det 5-årige studentoppholdet i Trondheim. Dere har gjort studietiden fantastisk!

Fredrik Nils Aas

Trondheim, Juni 2020

Innholdsfortegnelse

Sammendrag	iii
Abstract	v
Forord	vii
Innholdsfortegnelse	xi
Symboler og forkortelser	xiii
1 Introduksjon	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Målsetting	2
1.3 Oppbygning og avgrensninger	3
2 Bakgrunn og teori	5
2.1 Tunnelkledninger for vanntetting i norske jernbanetunneler	5
2.1.1 Drenerte- og udrenerte løsninger	6
2.1.2 Konstruksjoner for vannsikringsløsninger	7
2.1.3 Valg av vannsikringsløsninger	11
2.2 Grunnvannstrømning i berg	11
2.2.1 Grunnleggende prinsipper	12
2.2.2 Strømning i en kontinuerlig bergmasse	14
2.2.3 Strømning i bergsprekker	16
2.3 Hydrogeologiske undersøkelser	17
2.3.1 Beregning av hydrauliske parametere fra vanntapsmålinger	18
2.4 Sprengningsskadesonen	20
3 Gjennomgang av tidligere arbeid	23
3.1 Studier av grunnvannstrykk bak delvis drenerte tunnelkledninger	23

3.1.1	Feltmålinger i Karmsund-tunnelen	23
3.1.2	Feltmålinger i Gevingåstunnelen	24
3.1.3	Numeriske analyser av Gevingåstunnelen	25
3.2	Studier av hydrauliske egenskaper i EDZ	26
3.2.1	Hydrauliske feltundersøkelser i Äspö HRL	26
4	Metodebeskrivelse for datainnsamlingen	29
4.1	Feltkartlegging	29
4.1.1	Bergmasseklassifisering	29
4.1.2	Sprekkekartlegging	30
4.2	Laboratorieundersøkelser	32
4.2.1	Borekjernekartlegging	32
4.2.2	Bergmekaniske egenskaper	32
4.3	2D spenningsmålinger med Doorstopper	34
4.4	Vanntapsmålinger	36
4.4.1	Utrustningen	36
4.4.2	Fremgangsmåte	38
4.4.3	Innsamling og beregning av parametere	40
5	Svorkmo kraftverk	45
5.1	Områdebeskrivelse	45
5.2	Feltkartlegging	46
5.3	Laboratorieundersøkelser	50
5.3.1	Borekjernekartlegging	50
5.3.2	Bergmekaniske egenskaper	54
5.4	Spenningsmålinger	57
5.5	Resultater fra vanntapsmålinger	59
5.5.1	Oppsummering av vanntapsmålingene ved Svorkmo	62
5.6	Analyser av feltområdet Svorkmo	63
5.6.1	Ingeniørgeologiske og bergmekaniske betraktninger	63
5.6.2	Vurdering av hydrauliske egenskaper i EDZ	64
5.6.3	Vurdering av kvaliteten på vanntapsmålingene	66
6	Bogna kraftverk	69
6.1	Områdebeskrivelse	69
6.2	Feltkartlegging	70
6.2.1	PEL1000	71
6.2.2	PEL850	74
6.2.3	PEL490	78
6.3	Laboratorieundersøkelser	81

6.3.1	Borkjernekartlegging	81
6.3.2	Bergmekaniske egenskaper	87
6.4	Spenningsmålinger	90
6.5	Resultater fra vanntapsmålinger	92
6.5.1	BOGNA-PEL1000	93
6.5.2	BOGNA - PEL850	96
6.5.3	BOGNA-PEL490	98
6.6	Analysen av feltområdet Bogna	100
6.6.1	Ingeniørgeologiske og bergmekaniske betraktninger	100
6.6.2	Hydrauliske egenskaper i EDZ ved Bogna	103
6.6.3	Vurdering av kvaliteten på vanntapsmålingene	108
7	Diskusjon	111
7.1	Sammenligning av testområdene	111
7.1.1	Ingeniørgeologiske og bergmekaniske forhold	111
7.1.2	Hydrauliske egenskaper i EDZ	114
7.1.3	Påvirkende faktorer for de hydrauliske egenskapene	116
7.2	Feilkilder ved injeksjonsmålingene	118
7.2.1	Feilkilder rundt utførsel av målingene	118
7.2.2	Feilkilder rundt beregning av de hydrauliske egenskapene	119
7.3	Betraktning av resultatene	122
7.4	Videre arbeid	124
8	Konklusjon	127
	Referanser	129
	Vedlegg	I
A	Diagrammer brukt i feltkartleggingen	I
B	Ytterligere resultater fra laboratorieundersøkelsene	V
B.1	Avbildning av kjerneprøvene fra Bogna	V
B.2	Bergmekaniske tester utført av SINTEF	VIII
C	Fullstendig datasett fra vanntapsmålingene i Bogna	IX

Symboler og forkortelser

A	=	Tverrsnittsareal
a	=	Mekanisk sprekkeåpning
b	=	Hydraulisk sprekkeåpning
CDZ	=	Construction Damaged Zone
d	=	Sprekkeavstand
dh	=	Endring i høyde
dl	=	Endring i lengde
D&B	=	Drill and Blast
E_{50}	=	Tangentmodul ved 50% bruddlast
EdZ	=	Excavation Disturbed Zone
EDZ	=	Excavation Damaged Zone
EIZ	=	Excavation Influence Zone
g	=	Tyngdens akselerasjon
GSI	=	Geological Strenght Index
h	=	Hydraulisk potensial
h_p	=	Trykkehøyde
HDZ	=	Highly Damaged Zone
i	=	Hydraulisk gradient
ISRM	=	International Society for Rock Mechanics
JCS	=	Joint Compressive Strength
JRC	=	Joint Roughness Coefficient
K	=	Hydraulisk konduktivitet
L	=	Lengde på borehullseksjon
Lu	=	Lugeon verdi
NGI	=	Norges Geotekniske Institutt
NGU	=	Norges Geologiske Undersøkelse
q	=	Darcy-hastighet
Q	=	Volumstrøm
r_w	=	Radius på borehull
R	=	Tilbakeslagstall fra Schmidt-hammer
R	=	Influensradius for kort konduktiv sprekk
R_0	=	Influensradius for lang konduktiv sprekk
REV	=	Representativt elementært volum
RQD	=	Rock Quality Designation
SCL	=	Sprayed Concrete Lining
SKB	=	Svensk Kjernbränselhandtering

SP	=	Sprekkesett
SRF	=	Stress Reduction Factor
T	=	Transmissivitet
T_f	=	Sprekkesketransmissivitet
T_{moye}	=	Transmissivitet beregnet med Moyes ligning
T_s	=	Seksjonstransmissivitet
TBM	=	Tunnel Boring Machine
U	=	Vanntrykk
UCS	=	Uniaxial Compressive Strenght
v_p	=	Primær-bølgehastighet
z	=	Høyde over referansenivå
γ	=	Spesifikk tyngdetetthet
ϵ	=	Tøyning
μ	=	Dynamisk viskositet
Δ	=	Vinkel mellom tunnelaksen og sprekkeseittets strøk
Δh	=	Endring i trykkehøyde
ΔP	=	Endring i trykk
ρ	=	Tetthet
σ_1	=	Største hovedspenning
σ_2	=	Minste målte hovedspenning
σ_h	=	Horisontal spenning
σ_v	=	Vertikal spenning
ν	=	Poissons tall

Kapittel 1

Introduksjon

1.1 Bakgrunn

Riktig håndtering av vannproblematikk for anlegg under jord er en viktig oppgave i både bygge- og driftsfasen. Innlekkasje av vann i tunnelanlegg kan blant annet føre til vanskelige arbeidsforhold under driving, drenering av vannressurser, setningsskader og skade på infrastruktur i anlegget (Nilsen, 2016). Vann- og frostsikringer på elementer som betong, stål og andre tunneltekniske installasjoner er spesielt viktig for levetiden av anlegget og behovet for vedlikehold. Dagens jernbanetunneler i Norge dimensjoneres for en brukstid på over 100 år (Bane NOR, 2019). For å oppnå dette trengs solide løsninger for vann- og frostsikring.

For sikring mot vann og frost benyttes konstruksjoner betegnet som tunnelkledninger. I Norge er det generelt brukt fire konstruksjoner for vanntetting av jernbanetunneler: hvelv av betongelementer, hvelv av PE-skum, kontaktstøp med membran og sprøytebetong vanntett med sprøytbar membran (SCL) (Bane NOR, 2019). Den sistnevnte metoden er en relativt ny og innovativ løsning som potensielt kan gi store reduksjoner av materialforbruk og kostnader, samt enklere montering av kledningen. En slik vanntetningsmetode kan gi såkalte udrenerte eller delvis drenerte løsninger, med konsekvensen av potensielle oppbygginger av vanntrykk bak kledningen, som konstruksjonen og bergsikringen må dimensjoneres for.

Det maksimale vanntrykket som kan forventes bak en fullstendig udrenert løsning antas å være likt det hydrostatiske trykket, som kan beregnes fra beliggenheten av grunnvannsnivået. Utgangspunktet for dimensjonering av en udrenert løsning vil derfor betrakte fullt hydrostatisk trykk. Ved å tillate innstrømning langs sålen av tunnelen de-

rimot, vil konstruksjonen opptre delvis drenerende, som resulterer i en trykkavlastning rundt kledningen.

Undersøkelser gjort av Holter (2014) og Holter (2015) har påvist grunnvannstrykk i området bak delvis drenerte tunnelkledninger som er signifikant lavere enn det hydrostatiske trykket. En ytterligere forklaring på denne vesentlige trykkreduksjonen er effekten av økt hydraulisk konduktivitet i området betegnet som *Excavation Damaged Zone* (EDZ). Dersom dette viser seg å være et generelt tilfelle, kan tynne tunnelkledninger med SCL dimensjoneres for en lavere grunnvannslast, og potensielt medføre store kostnadsbesparelser for vann- og frostsikring i jernbanetunneler som skal utbygges.

Fortsatt er det derimot usikkerheter knyttet til de hydrauliske egenskapene i EDZ, og hvordan dette videre påvirker oppbygningen av grunnvannstrykk rundt slike tunnelkledninger. Som en del av dette arbeidet skrives denne masteroppgaven primært i samarbeid med Bane NOR, som har finansiert feltundersøkelser for økt kunnskap om hydrauliske egenskaper i EDZ, med formål for potensiell fremtidig bruk av delvis drenerte tunnelkledninger med SCL for vanntetting.

1.2 Målsetting

Målet med oppgaven er hovedsakelig å påvise eventuelle signifikante økninger av hydraulisk konduktivitet i sprengningsskadesonen rundt sprengte tunneler i norske bergforhold. Dette skal utføres ved å benytte en spesiallaget vanninjeksjons-utrustning, bygget av SINTEF primært for dette formålet. Utrustningen gir mulighet for utføring av injeksjonsmålinger med høy målenøyaktighet, i testseksjoner ned til 15 cm. Dette kan potensielt gi god oppløsning på målinger av transmissivitet og hydraulisk sprekkeåpning langs hulldybden. På bakgrunn av disse målingene er dermed målet å vurdere om skade fra sprengning medfører vesentlig økning av transmissivitet på sprekker nærliggende tunnelkonturen, sammenlignet med mer dyptliggende sprekker uten betydelige sprengningsskader.

For vurdering av ulike ingeniørgeologiske og bergmekaniske faktorer koblet mot de hydrauliske egenskapene i EDZ, var det ønskelig å utføre feltforsøkene i ulike bergmasser. Forsøkene ble dermed utført ved fire forskjellige testområder: én i adkomsttunnelen til Svorkmo kraftverk, og tre i adkomsttunnelen til Bogna kraftverk ettersom berggrunnen varierte langs tunneltraseen. Et videre mål med oppgaven er dermed å bygge opp et datagrunnlag av hydrauliske egenskaper i EDZ ved ulike grunnforhold. Av den grunn ble det utført datainnsamling av forskjellige hydrauliske, ingeniørgeologiske og bergmekaniske forhold ved alle de fire testområdene, gjennom undersøkelser i felt og laboratorium.

1.3 Oppbygning og avgrensninger

Oppgaven er delt inn i åtte hovedkapitler. Kapittel 2 beskriver bakgrunnen for oppgaven mer detaljert, og gjennomgår teori om hydrogeologi i berg og sprengningsskadesonen. I kapittel 3 foretas det en gjennomgang av tidligere relevante undersøkelser og studier av hydrauliske egenskaper i EDZ, samt vurderinger av trykkoppbygging bak delvis drenerte kledninger. Metodebeskrivelse av felt- og laboratorieundersøkelsene, og en detaljert beskrivelse av vanninjeksjons-utrustningen er utført i kapittel 4. Kapittel 5 og 6 viser resultatene og analysene fra datainnsamlingen fra feltforsøkene i Svorkmo og Bogna, før en helhetlig sammenligning og diskusjon utføres i kapittel 7. Avslutningsvis blir de viktigste funnene oppsummert i kapittel 8.

Det foreligger mange usikkerheter knyttet opp mot bruk av delvis drenerte tunnelkledninger med sprøytbar membran, som eksempelvis bestandigheten over mange år, effekten av forinjeksjon, damptransport gjennom membranen osv. Denne oppgaven vil avgrense seg mer spesifikt mot vurdering av dybden og størrelsen på den potensielle økningen av hydrauliske strømningssegenskaper forårsaket sprengningsskader, i forskjellige type bergmasser. Numeriske analyser for en mer kvantitativ vurdering av den potensielle trykkreduserende effekten av sprengningsskade ble ikke utført, da dette ville blitt for omfattende i betraktning til omfanget og tidsrammen for denne masteroppgaven.

I utgangspunktet var det planlagt ett ytterligere feltforsøk i Gevingåsen jernbanetunnel, som etter planen skulle inkluderes i dette studiet. Disse undersøkelsene ble det derimot ikke mulig å utføre innenfor tidsrammen til oppgaven. Dette var primært forårsaket utsettelse grunnet frostsprengning i rør på injeksjonsutrustningen, samt begrenset tunneltilgang forårsaket Covid-19. Dermed er det kun feltforsøkene fra Svorkmo og Bogna som er inkludert i denne oppgaven.

Kapittel 2

Bakgrunn og teori

I dette kapitlet presenteres relevant bakgrunn og teoretiske prinsipper som benyttes i videre beregninger, analyser og diskusjoner. Følgelig blir de ulike tunnelkledningene som brukes for vanntetting i Norske jernbanetunneler presentert. Deretter belyses noen viktige egenskaper ved bergmassen og EDZ, samt noen viktige prinsipper innen vannstrømning i berg og hvordan hydrogeologiske undersøkelser kan brukes til beregning av hydrauliske egenskaper til bergmassen.

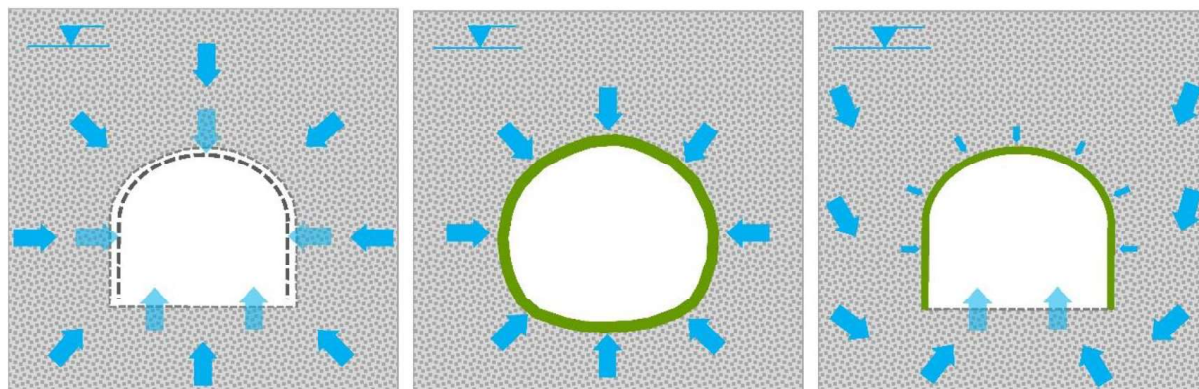
2.1 Tunnelkledninger for vanntetting i norske jernbanetunneler

Rennende vann inn i tunnelområdet kan medføre skader på forskjellige elementer som betong, stål og tekniske installasjoner. Ved lave temperaturer kan frost skape ytterligere problemer med drift og vedlikehold av tunnelsystemene. I det relativt kalde og fuktige nordiske klimaet er slike problemstillinger meget aktuelle. Av den grunn er det viktig med gode og solide løsninger for vann- og frostsikring.

Ifølge Bane NOR (2019) er det testet ulike løsninger for vann- og frostsikring. Metodene som i dag benyttes i Norge er hovedsakelig injeksjon av tetningsmateriale og tunnelkledninger, oftest brukt i kombinasjon. Bane NOR (2019) beskriver at det i dag ikke er realistisk at kun injeksjon kan benyttes som vanntetting for å forhindre utfordringer med vann i tunnelen. Installasjon av konstruksjoner for vanntetting i jernbanetunneler er derfor en svært sentral oppgave for å forhindre innlekkasjer av vann.

2.1.1 Drenerte- og udrenerte løsninger

Et viktig prinsipp når det gjelder ulike type tunnelkledninger er om løsningen er drenert eller udrenert. En drenert løsning betyr i praksis at vann tillates å strømme helt inn til tunnelperiferien, slik at grunnvannstrykket kan antas å være null langs konturen, vist til venstre i fig. 2.1. Motsatt vil en fullstendig udrenert løsning ikke tillate vanninnstrømning langs konturen. En slik situasjon er vist i midten av fig. 2.1, og det vil i dette tilfelle stå et grunnvannstrykk langs hele konturen som anslagsvis tilsvarer det hydrostatiske trykket. En kombinert løsning er vist til høyre i fig. 2.1, hvor sålen er drenerende mens resten av konturen er udrenert. Dette betegnes som en delvis drenert tunnelkledning, hvor vann strømmer inn langs sålen mens det står et ukjent grunnvannstrykk langs resten av konstruksjonen.



Figur 2.1: Ulike løsninger for grunnvannets muligheter for drenering. Til venstre: Drenert løsning, hvor vann innstrømmer langs tunnelkonturen, uten trykkoppbygning. I midten: Udrenert løsning, uten vanninnstrømning i tunnelen, med hydrostatisk trykk langs konturen. Til høyre: Delvis drenert løsning, hvor vann strømmer inn langs sålen. Langs vegger og hengen står et tilsynelatende ukjent vanntrykk, som ligger mellom 0 og hydrostatisk trykknivå (Holter, 2015).

Feltundersøkelser av Holter (2014) og Holter (2015) har påvist grunnvannstrykk bak delvis drenerte tunnelkledninger som er vesentlig lavere enn det hydrostatiske vanntrykket. En mulig årsak til denne trykkreduksjonen er effekten av vanninnstrømning langs sålen, som vist til høyre i fig. 2.1. Numeriske analyser utført av Nilsen (2019) viser derimot at kun betraktning av denne effekten ikke er tilstrekkelig for å tilbakeberegne de målte trykkverdiene til Holter (2014). En vesentlig økning av hydraulisk konduktivitet i sprengningsskadesonen var i tillegg nødvendig for å tilbakeberegne de lave trykkmålingene, sammenlignet med det hydrostatiske vanntrykket. Per i dag er derimot det eksperimentelle datagrunnlaget av hydrauliske egenskaper i EDZ fra norske tunneler relativt tynt. Dermed er det ønskelig for Bane NOR med oppbygning av et datagrunnlag på hydrauliske egenskaper i EDZ ved ulike bergforhold, for mer optimal dimensjonering av delvis drenerte tunnelkledninger (Bane NOR, 2020).

2.1.2 Konstruksjoner for vannsikringsløsninger

Ifølge Bane NOR (2019) finnes det idag fire ulike konstruksjonstyper for vannsikring i Bane NOR sine sprengte tunneler (D&B). Et viktig skille mellom ulike konstruksjonstyper er om de bygges separat eller i kontakt med berget. De forskjellige løsningene som benyttes i norske jernbanetunneler er følgende:

- Separat hvelv av betongelementer
- Separat hvelv av PE-skum og nettarmert sprøytebetong
- Kontaktstøpt betonghvelv med membran
- Sprøytebetongkledning vanntett med sprøytbar membran (SCL)

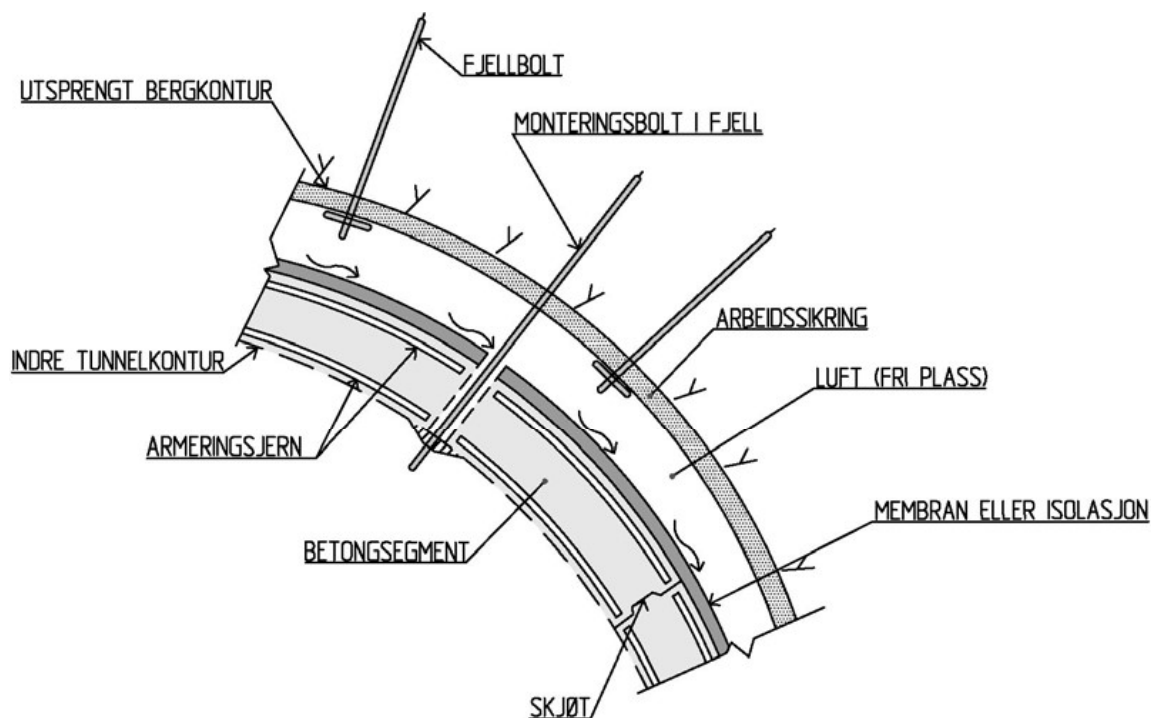
I tunneler drevet med *Tunnel boring machine* (TBM) kan disse løsningene også benyttes, i tillegg til en ytterligere løsning bestående av ferdig-støpte betongsegmenter. Videre vil fokuset hovedsakelig være rettet mot D&B tunneler, da det primært er effekten av sprengningsskade som skal undersøkes i denne oppgaven.

Separat hvelv av betongelementer

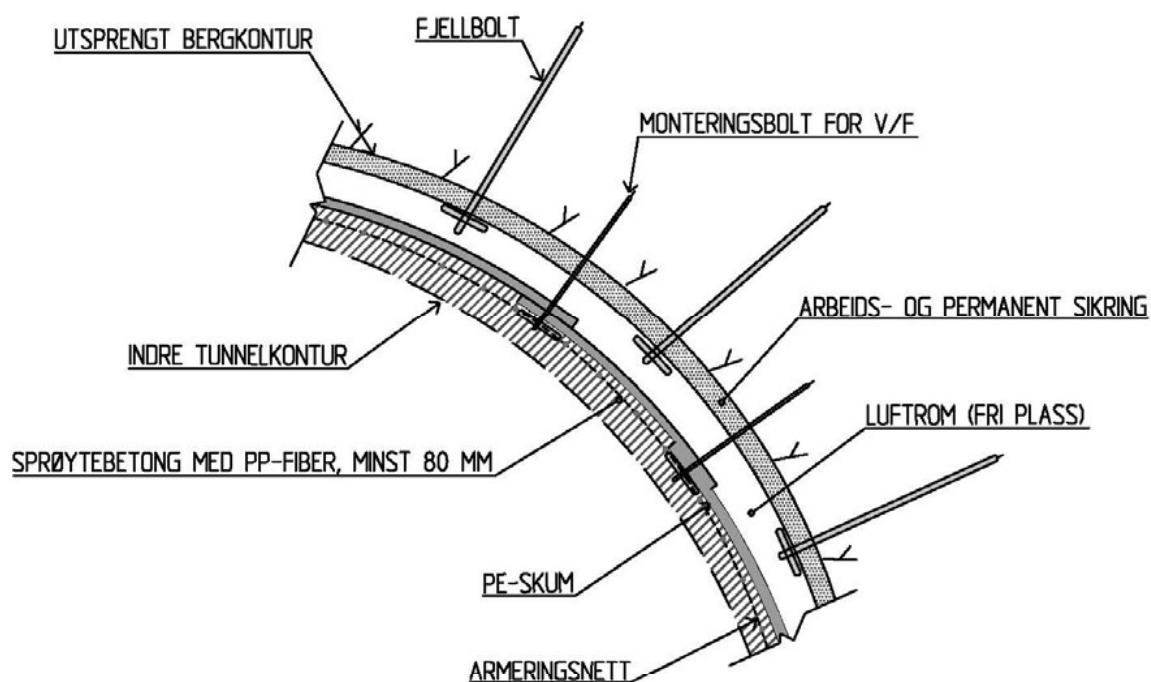
Denne løsningen er en frittstående konstruksjon bestående av ferdigstøpte betongelementer, montert separat fra den resterende bergsikringen. Betongelementene forankres med monteringsbolter i bergmassen. Over elementene monteres en kontinuerlig membran for vann- og frostsikring. Oppbyggingen er illustrert i fig 2.2. Løsningen anses som robust, men at det må påberegnes et visst behov for vedlikehold (Jernbaneverket, 2015a). Montering av kledningen er noe komplisert, da det er store og tunge elementer som skal installeres. Vann renner langs membranen og samles ved sålen, slik at dette er en drenert løsning med null grunnvanntrykk på kledningen eller bergsikringen.

Separat hvelv av PE-skum og nettarmert sprøytebetong

Denne kledningen er også en frittstående konstruksjon forankret med monteringsbolter i bergmassen. Istedenfor betongelementer består denne konstruksjonen av PE-skumplater med armeringsnett og sprøytebetong. Oppbyggingen kan ses i fig. 2.3. Sammenliknet med betongelementer er bruk av PE-skum mye rimeligere kostnadsmessig. En betydelig ulempe er derimot at PE-skummet er svært brennbart, slik at det stilles strenge krav til brannbeskyttelse rundt konstruksjonen. Levetiden er også noe usikker, og det må påberegnes en del vedlikehold. Derfor er dette en metode som Bane NOR ikke ønsker å fortsette med (Bane NOR, 2019). I likhet med den forrige løsningen er kledningen drenert, med null grunnvanntrykk på konstruksjonen eller bergsikringen.



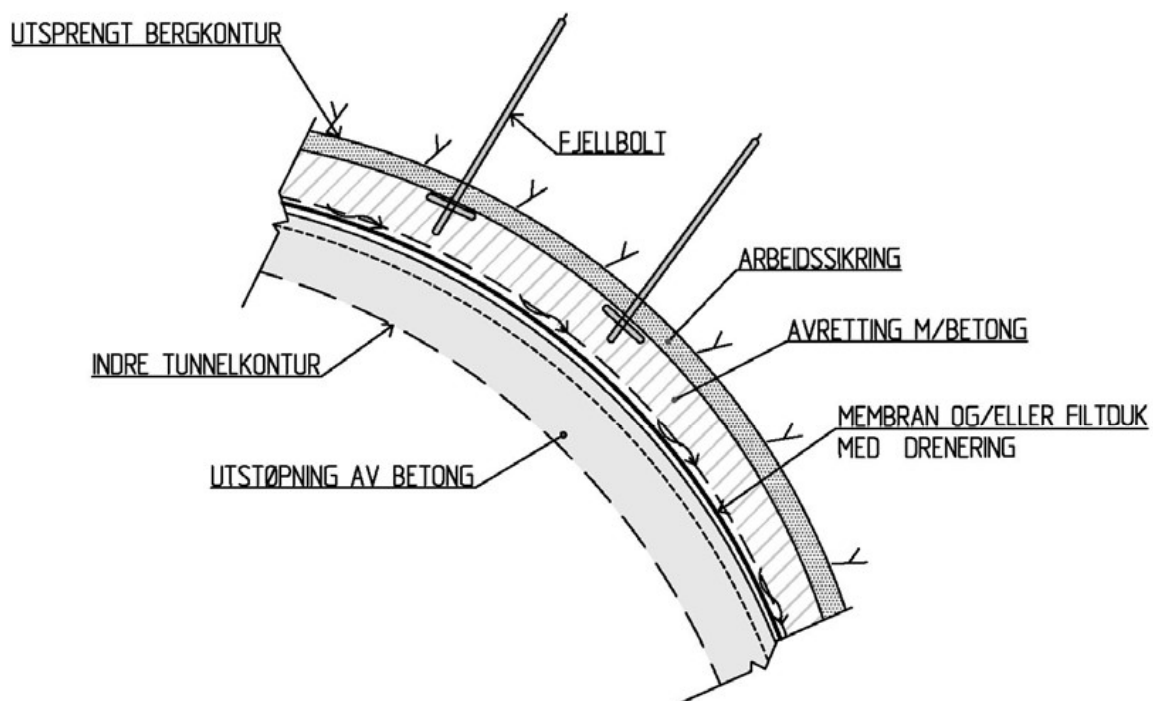
Figur 2.2: Separat hvelv av betongelementer med vanntett membran. Mellom elementene og bergsikringen er det et luftrom hvor vann dreneres, slik at det står null grunnvannstrykk. (Jernbaneverket, 2015b)



Figur 2.3: Separat hvelv av PE-skum og nettarmerert sprøytebetong. Vannsikringen består av PE-skumplater som anses som svært brennbare. Situasjonen er drenert, med null vanntrykk. (Jernbaneverket, 2015b)

Kontaktstøpt betonghvelv med membran

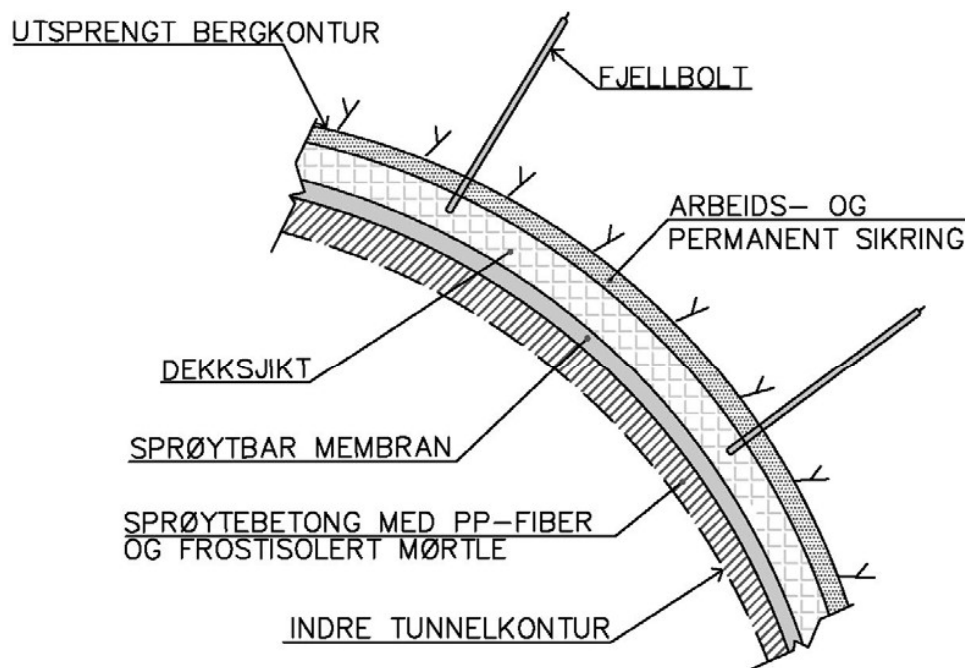
Dette er en tunnelkledning som er i direkte kontakt med bergoverflaten. Ujevnheter på bergoverflaten jevnes ut med sprøytebetong, før det monteres en membran med fiberduk for vanntetting. Deretter støpes konturen ut med betong med minimumtykkelse på 300 mm, som også virker som permanent bergsikring. Oppbygning av konstruksjonen er vist i fig 2.4. Betongutstøpningen bidrar til et meget høyt betongforbruk, samt at utførelsen er relativt krevende med mye mannskap, forarbeid og rigging som er nødvendig (Bane NOR, 2019). Løsningen er derimot ansett som meget robust, med lite krav til vedlikehold og lang levetid. Membranen og fiberduken tillater vanninnstrømning, slik at denne konstruksjonen også virker drenerende med null vanntrykkoppbygging.



Figur 2.4: Kontaktstøpt betonghvelv med membran. En membran med fiberduk monteres mellom et lag av sprøytebetong og utstøpt betong. Hele tunnelkledningen er dermed en del av den permanente bergsikringen. Løsningen er drenert, med null grunnvannstrykk (Jernbaneverket, 2015b).

Sprøytebetongkledning vanntett med sprøytbar membran

Denne konstruksjonen er en kompositt med sprøytebetong og en vanntett sprøytbar membran, betegnet som *Sprayed concrete lining* (SCL). Kledningen er bygd opp slik at et lag med sprøytebetong påføres bergoverflaten, før membranen sprøytes på. Deretter påføres et nytt lag med fiberarmert sprøytebetong. Hele konstruksjonen inngår dermed som en del av den permanente sikringen, se fig. 2.5 for oppbygningen.



Figur 2.5: Kledning bestående av vanntett sprøytbar membran (SCL). Membranen ligger mellom to lag av sprøytebetong, og gir en udrenert konstruksjon (Jernbaneverket, 2015b).

Materialet i den sprøytbare membran som hittil har vært mest i bruk er basert på EVA-kompolymerer, som herder ved uttørking (Holter, 2016). En stor fordel ved bruk av denne løsningen er reduksjon i materialforbruk ved å unngå betongutstøpningen langs konturen. Montering er også vurdert som enklere, ved at det kreves mindre mannskap og utstyr. Bestandigheten er vurdert til å være relativt høy, men gjentakende frostsykluser kan svekke membran (Holter, 2015). Den sprøytbare membran lar ikke vann drenere, og konstruksjonen betraktes som udrenert. Dersom kledningen kun påføres vegger, vederlag og hengen betraktes kledningen som delvis drenert, som vist i fig. 2.1. I fig. 2.6 er det vist et snitt av oppbygningen til en SCL struktur, hvor den sprøytbare membran ligger mellom to lag med sprøytebetong.



Figur 2.6: Et snitt av oppbygningen til tunnelkledning med bruk av vanntett sprøytbar membran. Til venstre er tunnelområdet, mens til høyre er bergmassen (Holter, 2014).

2.1.3 Valg av vannsikringsløsninger

Jernbaneverket (2015a) utførte en RAM- og risikovurdering av de presenterte løsningene for vann- og frostsikring i tunneler. For en oppsummering av viktige parametere for de ulike tunnelkledningene henvises det til Bane NOR (2019). Et anslag for investeringskostnader per m^2 er vist i tabell 2.1.

Tabell 2.1: Anslag over investeringskostnader per m^2 for de ulike tunnelkledningene. (Jernbaneverket, 2015a)

Alternativ	Investeringskostnader [kr/m^2]
Hvelv av betongelementer	1400 - 1600
Hvelv av PE-skum	900 - 1000
Kontaktstøp	1400 - 1700
SCL	700 - 1100

Etter en oppdatering av det tekniske regelverket til Bane NOR skal nye jernbanetunneler i Norge kun benytte kontaktstøpt betonghvelv med membran, eller vanntett sprøytbar membran for vann- og frostsikring (Bane NOR, 2018). Ifølge Jernbaneverket (2015b) er det anbefalt å benytte kontaktstøpt betonghvelv, ettersom metoden er best kjent, og har en høy dokumentert robusthet. Som belyst vil derimot bruk av SCL potensielt kunne gi store fordeler ved redusert materialforbruk og kostnader, samt enklere montering. Utfordringen er hovedsakelig at det er lite erfaring med bruk av denne metoden i norske prosjekter, og at det fremdeles er usikkerheter i forbindelse med trykkoppbygginger bak konstruksjonen ved ulike bergforhold. Norske prosjekter som delvis har tatt i bruk løsningen er Gevingåstunnelen (2009-2011) og Holmestrandtunnelen (2010-2016). For å kunne benytte SCL i større grad til vanntetting i Norge, er det derfor nødvendig med ytterligere undersøkelser og full-skala bruk for å øke erfaringsgrunnlaget.

2.2 Grunnvannstrømning i berg

Bergmassen kan generelt betraktes som bergmaterialet in-situ, bestående av intakt berg og tilhørende diskontinuiteter som sprekker og svakhetssoner (Nilsen & Palmstöm, 2000). Oppsprekkingen til bergmassen står svært sentralt når det gjelder dens egenskaper sett fra et ingeniørmessig perspektiv, spesielt i hydrogeologisk sammenheng. Når det gjelder bergmassens vanninnhold skilles det derfor mellom primær og sekundær porøsitet. Primærporøsiteten, også kalt matriksporøsitet, betegnes som det intakte bergmaterialets evne til å inneholde vann i eventuelle porer. Den sekundære porøsiteten er knyttet til det vanninnholdet som opptas i diskontinuiteter innad i bergmassen.

Berggrunnen i Norden består primært av krystalline bergmasser, som normalt sett har en matriksporøsitet under 1% (Nilsen, 2016). For praktiske formål kan derfor intakt berg i nordiske forhold som regel betraktes som impermeabelt, som betyr at vannet hovedsakelig beveger seg langs nettverk av sprekker. Det finnes unntak fra dette, som eksempelvis unge sedimentære bergarter og noen vulkanske bergarter som kan ha en betydelig matriksporøsitet.

Vannstrømning gjennom bergmassen kan betraktes på to forskjellige måter: strømning gjennom et kontinuerlig materiale, og strømning gjennom et diskontinuerlig materiale. I de følgende delkapitlene vil grunnleggende prinsipper innen grunnvannstrømning først bli belyst, før en gjennomgang av strømning betraktet som et kontinuerlig eller et diskontinuerlig materiale.

2.2.1 Grunnleggende prinsipper

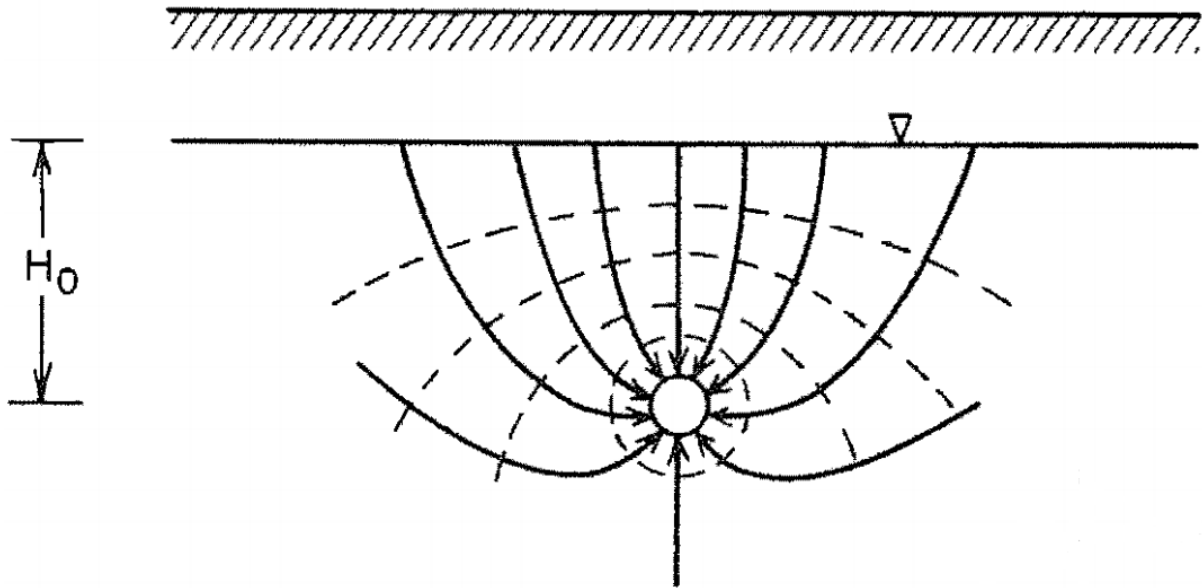
Ifølge Brattli (2009) er kreftene på molekylært nivå neglisjerbart i forhold til kreftene på makroplanet når det gjelder strømning av grunnvann. Dermed kan drivkreftene i et grunnvannsystem med god tilnærming basere seg på energibetraktninger. På grunnlag av dette kan det hydrauliske potensialet defineres følgende:

$$h = z + h_p \quad (2.1)$$

hvor h er hydraulisk potensial, z er stedshøyden over et referansenivå og h_p er trykkehøyden. Fetter (2016) forklarer at det hydrauliske potensialet uttrykker den totale energihøyden i et hydraulisk system. Dersom det oppstår en forskjell i hydraulisk potensial vil grunnvannet strømme mot et lavere potensial. Ved å betrakte potensialforskjellen dh over en lengde dl , kan den hydrauliske gradienten i defineres følgende:

$$i = -\frac{dh}{dl} \quad (2.2)$$

Minustegnet beskriver at vannet alltid strømmer mot et lavere potensial. Grunnvannet strømmer den retningen gradienten er størst, og strømmer alltid normalt (90°) på ekvipotensiallinjene til det hydrauliske potensialet. Dette er illustrert i fig 2.7, hvor grunnvannet strømmer inn i en drenerende tunnel. De heltrukne linjene viser retningen på vannstrømmen, mens de halvtrukne linjene representerer ekvipotensial-linjene til det hydrauliske potensialet.



Figur 2.7: Sammenhengen mellom retningen på vannstrømningen og det hydrauliske potensialet rundt en drenerende tunnel. Heltrukne linjer viser retningen på grunnvannet, mens halvtrukne linjer viser ekvipotensiallinjene, som alltid står 90° på hverandre (Freeze & Cherry, 1979).

Darcys lov og definisjon av transmissivitet

Ved å studere sammenhengen mellom vannføringen Q og den hydrauliske gradienten i på sandprøver, oppdaget Darcy (1856) at det var en lineær sammenheng mellom den spesifikke vannføringen q og i . Dette ble uttrykt følgende, kjent som Darcys lov:

$$\frac{Q}{A} = q = K \cdot i = -K \frac{dh}{dl} \quad (2.3)$$

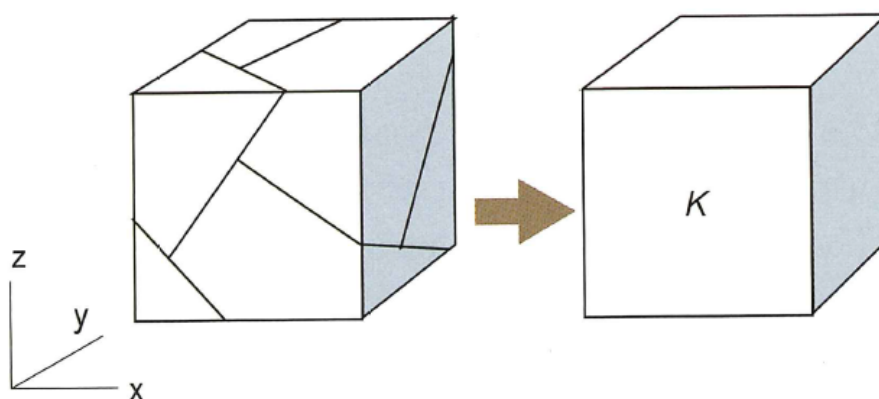
hvor K er proporsjonalitetskonstanten, og A er tverrsnittsarealet på prøven. K betegnes mer kjent som hydraulisk konduktivitet, og er blitt et mål på et materiale sin evne til gjennomstrømning under påvirkning av en trykkgradient (Nilsen, 2016). En høyere verdi av K representerer at fluider lettere kan strømme gjennom materialet. En annen parameter som er mye brukt i hydrogeologi er transmissiviteten T , som er definert som produktet av den hydrauliske konduktiviteten og tykkelsen b :

$$T = K \cdot b \quad (2.4)$$

For løsmasser brukes ofte b som tykkelsen på akviferen, mens for vanntapsmålinger i berg representerer ofte b lengde på målt seksjon eller tykkelse på en sprekk. Hydraulisk konduktivitet K kan mer generelt betraktes som en materialegenskap, mens transmissiviteten T er et mer konkret mål på vanngiveregenskapene over et spesifikt område.

2.2.2 Strømning i en kontinuerlig bergmasse

Som beskrevet kan intakt berg i realiteten betraktes som impermeabelt, hvor vannstrømning skjer gjennom et nettverk av sprekker. En metode for å forenkle denne problemstillingen er å betrakte hele, eller deler av bergmassen som et kontinuum (Gustafson, 2012). På denne måten kan vannstrømningen antas å strømme gjennom bergmassen som et porøst materiale, med en effektiv hydraulisk konduktivitet K_{eff} , som illustrert i fig. 2.8. En stor fordel med denne betraktningen er at det forenkler strømningsproblemet betydelig, da det gir mulighet til å benytte differensialligninger for å beskrive vannstrømningen. På stor nok skala kan denne betraktningen gi gode estimater på hvordan grunnvannet grovt sett strømmer i bergmassen (Gustafson, 2012).



Figur 2.8: Prinsippskisse over hvordan en oppsprukken blokk kan representeres med en effektiv hydraulisk konduktivitet (Gustafson, 2012).

Strømningsligning for grunnvann i et porøst materiale

Ved å gjøre antakelsen om bergmassen som et kontinuum med en effektiv hydraulisk konduktivitet, kan strømningsligninger utledet for porøse medier benyttes for å beregne vannstrømning. Ifølge Bakker & Anderson (2011) kan Darcys lov (lign. 2.3) omskrives mer generelt:

$$\vec{q} = -\mathbf{K}\nabla h \quad (2.5)$$

hvor \mathbf{K} uttrykker hydraulisk konduktivitet i de forskjellige retningene i form av en tensor, og ∇h er en operator som uttrykker gradienten til det hydrauliske potensialet. I tre dimensjoner kan komponentene skrives ut på følgende form i kartesiske koordinater:

$$q_x = -K_x \frac{\partial h}{\partial x}, \quad q_y = -K_y \frac{\partial h}{\partial y}, \quad q_z = -K_z \frac{\partial h}{\partial z} \quad (2.6)$$

Fra fluidmekanikken (Çengel & Cimbala, 2013) kan det vises at en inkompressibel, stasjonær og friksjonsfri strømning oppfyller kravet om massebalanse, betegnet som kontinuitetsligningen:

$$\nabla \cdot \vec{q} = \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} = 0 \quad (2.7)$$

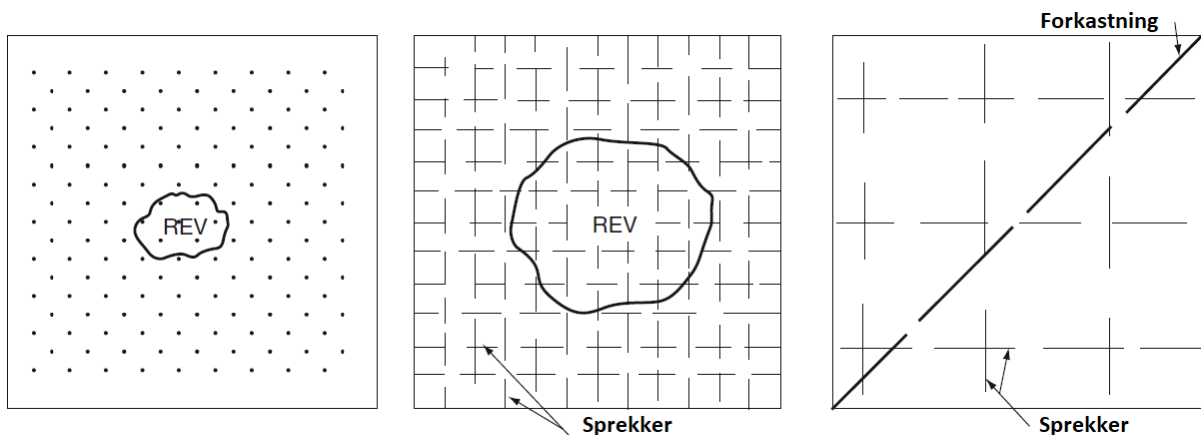
Ved å sette lign. 2.6 i lign. 2.7, samt anta at den hydrauliske konduktiviteten er lik i alle retninger kan følgende differensialligning settes opp:

$$\nabla^2 h = \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (2.8)$$

Ligning 2.8 kalles Laplace-ligningen, og beskriver i dette tilfellet hvordan det hydrauliske potensialet h endrer seg i et system hvor randbetingelsene er gitt. Denne ligningen kan løses numerisk i egnet programvare som *RS2* (Rocscience, 2020b), ved å angi geometri og randbetingelser for strømningsproblemet.

Representativt elementært volum

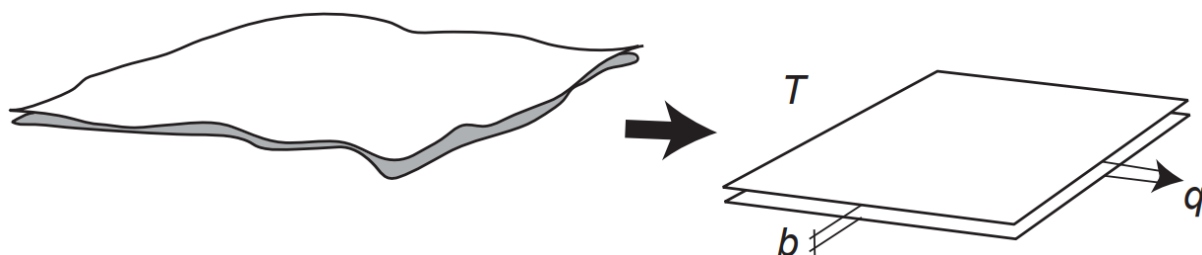
Hvilken skala bergmassen kan betraktes som et kontinuum på i forbindelse med grunnvannstrømning, avhenger av det representative elementære volumet (REV). I følge Singhal & Gupta (2010) kan REV defineres som det minste volumet innenfor bergmassen hvor de hydrauliske egenskapene ikke endrer seg signifikant. Størrelsen på REV avhenger blant annet av sprekkens orientering, utstrekning, avstand og volumetrisk oppsprekking (Song et al., 2017). I følge (Palmström & Stille, 2015) vil størrelsesorden være i området 10 - 30 m. Figur 2.9 viser en illustrasjon av utstrekningen til REV ved forskjellig oppsprekkingsgrad. Den viser at dersom det foreligger en signifikant diskontinuitet som påvirker det avgrensede området kan REV bli svært stor, eller ikke-eksisterende.



Figur 2.9: Illustrasjon av REV ved forskjellig oppsprekking. REV øker ved økende oppsprekking og ved mindre homogen bergmasse. Modifisert etter (Singhal & Gupta, 2010).

2.2.3 Strømning i bergsprekker

I realiteten strømmer vann langs sprekker i bergmassen, som kan forenkles til å være to-dimensjonale plane strukturer. En sprekke må enten være helt eller delvis åpen for å være vannførende. Overflatene til sprekker er som regel en ru, og har en mekanisk sprekkeåpning a som varierer over sprekkeplanet. For å enklere kunne behandle vannstrømning langs sprekker matematisk er det derfor vanlig å anta at en sprekke består av to parallelle og glatte plan, med en konstant sprekkeåpning b , betegnet som hydraulisk sprekkeåpning. Dette konseptet er illustrert i fig. 2.10.



Figur 2.10: Illustrasjon om hvordan en varierende mekanisk sprekkeåpning a kan forenkles til en konstant sprekkeåpning b , betegnet som hydraulisk sprekkeåpning. Basert på (Gustafson, 2012).

Analogt med Darcys lov, kan sammenhengen mellom hastigheten til strømningen per enhet sprekkeåpning q_f uttrykkes følgende:

$$q_f = -T_f \frac{dh}{dl} \quad (2.9)$$

hvor T_f er transmissiviteten til sprekken. Sammenhengen mellom sprekkenes transmissivitet og hydrauliske konduktivitet er uttrykt i lign. 2.4. En annen modell for å uttrykke vannstrømning mellom to plater ble utledet av Louis (1969). Han betraktet en stasjonær og laminær strømning mellom to glatte plater med konstant åpning b , og utledet fra Navier-Stokes ligninger for væskestrømning følgende uttrykk:

$$q_f = -\frac{dh}{dl} \cdot \frac{\rho g}{\mu} \cdot \frac{b^3}{12} \quad (2.10)$$

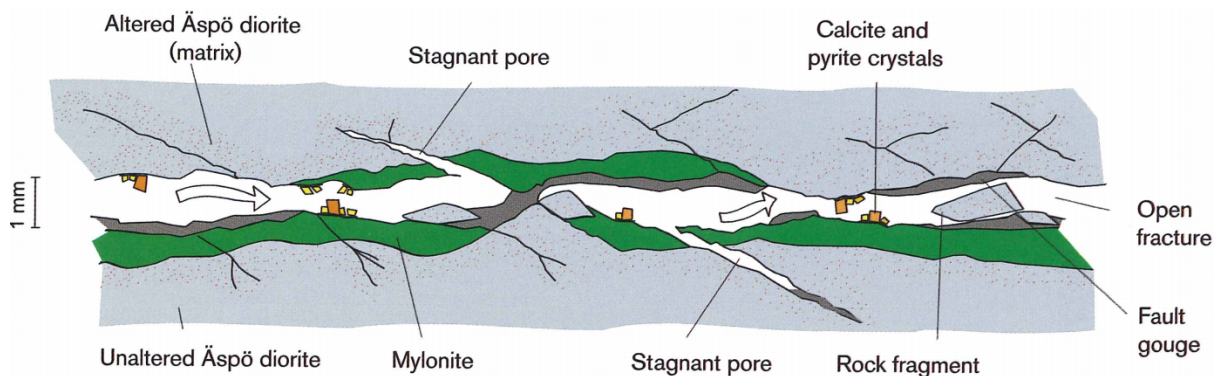
hvor b er åpningen mellom platene, ρ er fluidets tetthet, μ er fluidets dynamiske viskositet og g er tyngdens akselerasjon. Uttrykk 2.9 kan kombineres med uttrykk 2.10, til følgende sammenheng mellom sprekketransmissivitet T_f og hydraulisk sprekkeåpning b :

$$T_f = \frac{\rho g}{\mu} \cdot \frac{b^3}{12} \quad (2.11)$$

Ligning 2.11 betegnes som den kubiske loven, ettersom transmissiviteten er gitt som åpningen i tredje potens. Dette impliserer at ved konstant sprekkeåpning, vil en sprekk med åpning på 1 mm gi samme innlekkasje som 1000 sprekker med åpning 0.1 mm (Nilsen, 2016). Fra lign. 2.11 kan også den hydrauliske sprekkeåpningen beregnes, dersom sprekke-transmissiviteten er kjent:

$$b = \sqrt[3]{\frac{12\mu T_f}{\rho g}} \quad (2.12)$$

Som nevnt vil en sprekk i realiteten ha en varierende sprekkeåpning, og vil ofte være fylt eller delvis fylt av leirpartikler og mineraler, som vist i fig. 2.11. Den hydrauliske sprekkeåpningen b kan derfor ikke betraktes som den faktiske åpningen til en sprekk, men heller åpningen mellom to glatte plater ved en gitt transmissivitet. Sammenhengen mellom den hydrauliske og mekaniske sprekkeåpningen ble studert av Zimmerman & Bodvarsson (1996), som viser seg å være komplisert å tallfeste. Videre i oppgaven vurderes derfor den hydrauliske sprekkeåpningen, for å enklere kunne estimere sprekkeåpningen direkte fra vanntapsmålinger.



Figur 2.11: En skisse om hvordan en sprekk i realiteten kan være delvis fylt av diverse sprekkefyll som leirpartikler og mineraler (Gustafson, 2012).

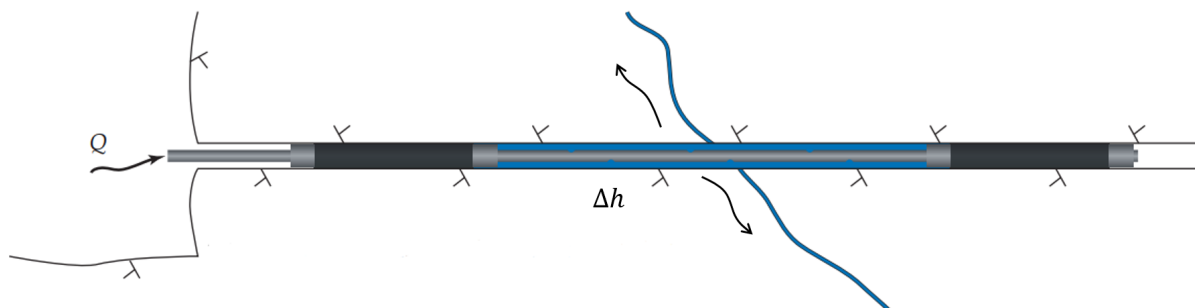
2.3 Hydrogeologiske undersøkelser

For å finne strømningssegenskapene til bergmassen er hydrogeologiske undersøkelser essensielle (Nilsen, 2016). Ulike testmetoder eksisterer for ulike formål, hvor det spesielt skilles på skalaen som undersøkes. En vanlig brukt metode for estimering av strømningssegenskapene til bergmassen, er Lugeon-testen (Stille, 2015). Metoden baserer seg på å injisere vann med 1 MPa overtrykk langs en seksjonslengde i et borehull, og måle en Lugeon-verdi som vanntap i liter per minutt, per meter borehull. Lengden på seksjonene varierer oftest fra 3 - 10 meter, men kan også være lenger.

I denne masteroppgaven skal det undersøkes hvordan bergets strømningsegenskaper endrer seg fra tunnelkonturen. I den sammenhengen er det mer gunstig å undersøke transmissiviteten til hver enkelt sprekk. For å utføre slike målinger er det nødvendig med spesielt egnet utstyr som kan avgrense korte seksjoner, og måle vannstrømning svært nøyaktig. En mer detaljert beskrivelse av spesifikasjonene til utstyret som brukes i denne oppgaven er gjort i kapittel 4.

2.3.1 Beregning av hydrauliske parametere fra vanntapsmålinger

Hovedprinsippet for å beregne hydrauliske parametere fra vanntapsmålinger, er injeksjon av vann i en avgrenset testseksjon med et gitt overtrykk Δh over formasjonstrykket, målt i meter vannsøyle. Dersom det finnes vannførende sprekker vil det strømme en vannmengde Q ut i bergmassen. En illustrasjon av dette er vist i fig. 2.12. En stasjonær test utføres ved å holde konstant overtrykk Δh testseksjonen. Dersom det måles en konstant vannstrøm betegnes forholdene som stasjonære, og sammenhengen mellom Δh og Q kan brukes til å beregne transmissiviteten.



Figur 2.12: Injeksjon av vann i en seksjon begrenset av to pakninger. Dersom det er åpne sprekker i berget vil vann strømme ut av borehullet dersom injeksjonstrykket er større enn formasjonstrykket. Sammenhengen mellom overtrykket Δh og strømmingen Q kan brukes til å beregne de hydrauliske egenskapene. Modifisert etter (Thörn et al., 2015).

I litteraturen finnes det flere analytiske uttrykk som beregner bergmassens konduktive egenskaper fra Δh og Q . En hovedantakelse for slike beregninger er at vannstrømningen er laminær og stasjonær, og at bergmassen i måleområdet kan betraktes som et homogent kontinuum (Gustafson, 2012). I realiteten er dette sjeldent tilfelle, spesielt over små skalaer. Slike beregninger er derfor heftet med usikkerheter, men brukes fortsatt i stor grad da beregningene er relativt enkle å utføre. I tabell 2.2 er en oversikt over noen analytiske uttrykk for beregning av transmissivitet, med ytterligere kommentarer. Utledningene av uttrykkene baserer seg på forskjellige antakelser om vannstrømningen rundt borehullet.

Tabell 2.2: Analytiske uttrykk for beregning av transmissivitet. Basert på Gustafson (2012)

Modell	Uttrykk	Kommentar
Pakker-test	$T_s = \frac{Q}{2\pi\Delta h} \cdot \ln\left(\frac{L}{r_w}\right)$	Radiell strømning i et homogent medium. Antar $L \gg r_w$.
Moyes ligning	$T_s = \frac{Q}{2\pi\Delta h} \cdot \left[1 + \ln\left(\frac{L}{2r_w}\right)\right]$	Radiell strømning ved $r < 0.5L$, sfærisk strømning ved $> 0.5L$ fra borehullet.
Thiems brønnligning	$T_f = \frac{Q}{2\pi\Delta h} \cdot \ln\left(\frac{R_0}{r_w}\right)$	Seksjonen krysser en vid, konduktiv sprekk.
Gustafsons ligning	$T_f = \frac{QL}{2\pi R\Delta h}$	Seksjonen krysser en kort, konduktiv sprekk.

De ulike parameterene har følgende forklaring:

- T_s = Transmissiviteten til en seksjon
- T_f = Transmissiviteten til en sprekk
- Q = Volumstrøm vann
- Δh = Endring i trykkehøyde
- L = Lengde på seksjonen
- r_w = Radius på borehullet
- R_0 = Influensradius for en vid konduktiv sprekk
- R = Influensradius for en kort konduktiv sprekk

Sammenligning av modellene

Beregnet transmissivitet med uttrykkene i tabell 2.2 gir noe varierende resultater. Pakker-testen og Moyes ligning er begge utledet for å beregne seksjonstransmissivitet, og gir i praksis relativt godt samsvar i resultatene ((Gustafson, 2012), (Nilsen, 2018)). Thiems og Gustafsons ligning er utledet ved å anta en konduktiv sprekk, som er signifikant for strømmingen i den målte seksjonen. Uttrykket til Thiems brønnligning er nesten identisk med uttrykket for Pakker-testen, hvor den eneste forskjellen er at lengden på seksjonen L er byttet ut med influensradien til sprekken R_0 . Gustafsons ligning er utledet på bakgrunn av en antakelse om at seksjonen krysser en kort konduktiv sprekk, som har en utstrekking R fra borehullet.

En usikkerhet knyttet til beregning av sprekketransmissivitet ved Thiems eller Gustafsons ligning, er å bestemme R_0 eller R . Grunnet generelle usikkerheter rundt de analytiske løsningene brukes derfor også Pakker-test eller Moyes ligning i noen tilfeller for å estimere sprekketransmissivitet ((Follin, 1992), (Nilsen, 2018)). I kapittel 4.4.3 gjennomgås det en mer detaljert analyse/sammenligning av verdiene som kan forventes ved bruk av de forskjellige modellene.

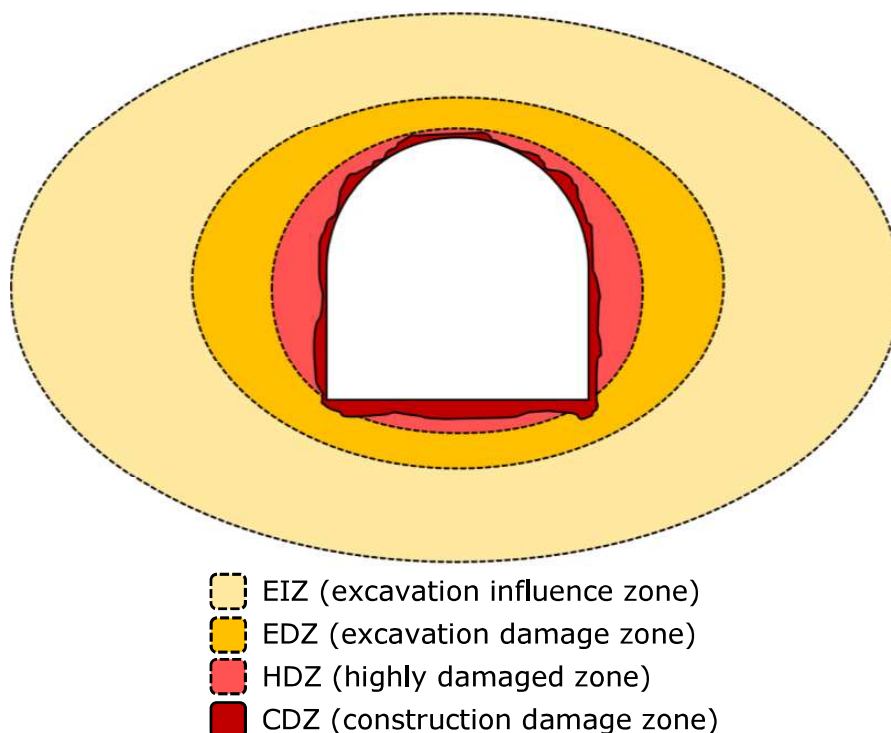
2.4 Sprengningsskadesonen

Når et bergrom åpnes under jord vil den nærliggende bergmassen rundt åpningen påkjennes fra sprengning og/eller boring, samt sekundære spenninger. Disse påkjenningene kan føre til nydannelse av makro- og mikrosprekker, men også økning av åpningen på tilstedeværende sprekker. Det finnes flere klassifikasjoner på ulike soner rundt bergåpningen, som følge av type påkjenning. Tsang et al. (2005) definerer to soner betegnet som *Excavation Disturbed Zone* (EdZ) og *Excavation Damaged Zone* (EDZ) følgende:

- EdZ er en sone med hydromekaniske og geokjemiske endringer, uten signifikante endringer i strømming- og transportegenskaper.
- EDZ er en sone med hydromekaniske og geokjemiske endringer, som kan føre til signifikante endringer av strømming- og transportegenskaper.

Perras & Diederichs (2016) bruker noe annen terminologi, og deler påkjenningen opp i fire soner. De betegner området direkte skadet fra utgravingen som *Construction Damaged Zone* (CDZ), hvor drivemetoden er den essensielle faktoren. *Highly Damaged Zone* omtales videre som den sonen med uunngåelige skader fra induserte spenninger. Perras & Diederichs (2016) omtaler CDZ og HDZ som områdene hvor det typisk kan oppstå makro-sprekker, som signifikant vil øke den hydrauliske konduktiviteten i forhold til en uforstyrret bergmasse. De betegner EDZ utenfor CDZ og HDZ, som området hvor også mikro-sprekker kan oppstå og påvirke de hydrauliske egenskapene. Videre betegnes sonen *Excavation Influence Zone* (EIZ) som området rundt åpningen hvor bergmassen kun påkjennes av elastiske påkjenninger, og uttrykker det samme som Tsang et al. (2005) sin definisjon av EdZ. Figur 2.13 viser en grov skisse over de forskjellige sonene. Videre i denne oppgaven vil begrepene EDZ og sprengningsskadesone bli brukt parallelt om hverandre, og betegner området rundt bergrom hvor det kan forventes å oppstå en signifikant økning av hydraulisk konduktivitet.

De to vanligste metodene for tunneldriving i Norge er konvensjonell drift med boring og sprengning (D&B), eller ved tunnelboremaskin (TBM) (Nilsen, 2016). Studier gjort av Tsang et al. (2005) viste av EDZ for TBM-drevne tunneler oftest var i størrelsesorden



Figur 2.13: Inndeling av forskjellige soner knyttet til tunnel-åpningens påvirkning på nærliggende bergmasse (Nilsen, 2019).

1 - 3 cm. I sprengte tunneler kunne EDZ få et betydelig større omfang, og har blitt rapportert i størrelsesorden 0.1 - 1.5 m fra tunnelkonturen. Skade fra sprengning kan altså anses som den primære faktoren når det gjelder omfanget av EDZ. Målingene i denne oppgaven er dermed kun utført i sprengte tunneler.

Ved detonering av sprengstoff i et borehull kan det dannes trykk opp mot 250 000 atm, som umiddelbart påfører en sammentrykking av berget og dannelse av en knusningssone inntil 2 ganger hullradien (Olsen, 2002). Når bølgen deretter propagerer bort fra hullet vil det induseres strekkspenninger, som videre kan danne påfølgende riss og sprekker opp til 4-5 ganger hullradien. Den neste fasen består av ekspanderende sprenggass som kan trenge inn i sprekker/riss og utvide den mekaniske åpningen, hvilket kan medføre økt sprekketransmissivitet.

Studier på sprengningsskadesonen og dens påvirkning på hydrauliske egenskaper startet på 80-tallet av Kelsall et al. (1984). Denne forskningen har primært vært knyttet mot lagring av kjernefysisk avfall, hvor det kan oppstå farer for lekkasje av radionuklider ut i bergmassen. En sprengningsskadet sone i denne sammenhengen virker negativt på sikkerheten rundt potensielle lekkasjer, hvor det er ønskelig med mest mulig impermeabel bergmasse. I denne oppgaven studeres EDZ i sammenheng med den mulige trykkavlastende effekten på delvis drenerte tunnelkledninger. I den sammenhengen virker en økning av hydraulisk konduktivitet i sprengningsskadesonen fordelaktig.

Kapittel 3

Gjennomgang av tidligere arbeid

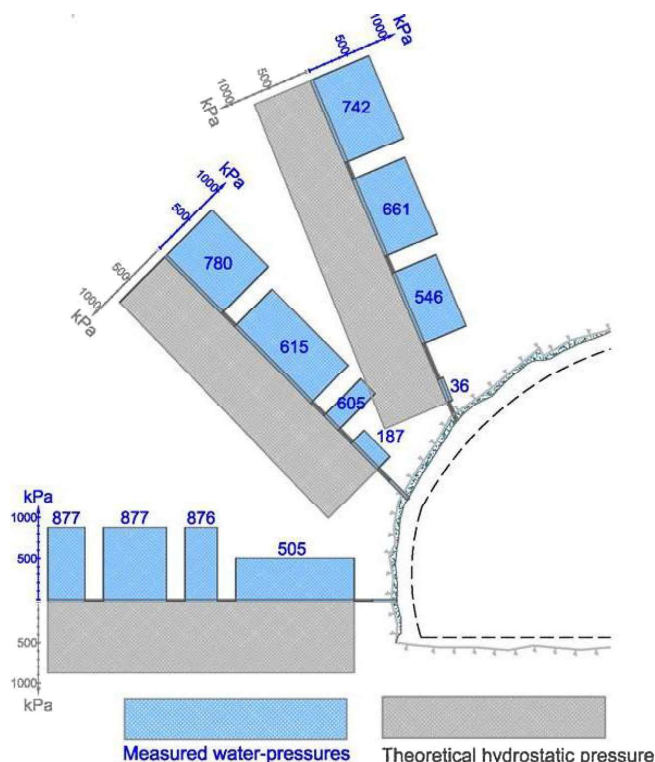
I dette kapitlet vil noen utvalgte tidligere gjennomførte undersøkelser bli presentert. Kapitlet deles opp i studier som primært har vært undersøkelser av vanntrykk bak delvis drenerte kledninger, og i studier som primært har studert hydrauliske egenskaper i EDZ.

3.1 Studier av grunnvannstrykk bak delvis drenerte tunnelkledninger

3.1.1 Feltmålinger i Karmsund-tunnelen

For vurdering av funksjonaliteten til en delvis drenert løsning med SCL, utførte Holter (2014) målinger av vanntrykk bak en slik tunnelkledning i en ventilasjonskaverne i Karmsund-tunnelen. Målet med undersøkelsene var hovedsakelig å vurdere om vanntrykket på baksiden av kledningen var nær hydrostatisk trykk, eller om det var signifikant lavere. Bergmassen i testområdet var en typisk hard krystallin bergmasse, bestående av prekambriske gneiser med lav grad av oppsprekking og høye Q -verdier i området 6-66. Ventilasjonskavernen var plassert 57 m under havnivå, med en total overdekning på omtrent 130 m. Grunnvannsnivået ble anslått til å ligge 80-90 m over bakkenivå ved måleområdet. Det hydrostatiske vanntrykket var dermed forventet å være i størrelsesorden 800 - 900 kPa.

Det ble utført trykkmålinger langs seksjoner i 9 m lange borehull fra tunnelkonturen. Plasseringen og resultatene fra målingene er vist i fig. 3.1. På 9-meters dyp i alle borehullene ble det målt vanntrykk i størrelsesorden 700-900 kPa, omtrent tilsvarende hydrostatisk vanntrykk. Figuren viser videre at vanntrykket nær tunnelkonturen var betraktelig redusert. Målingene av vanntrykket i vederlaget var vesentlig lavere (36 kPa), i motsetning til nedre del av veggen (505 kPa).



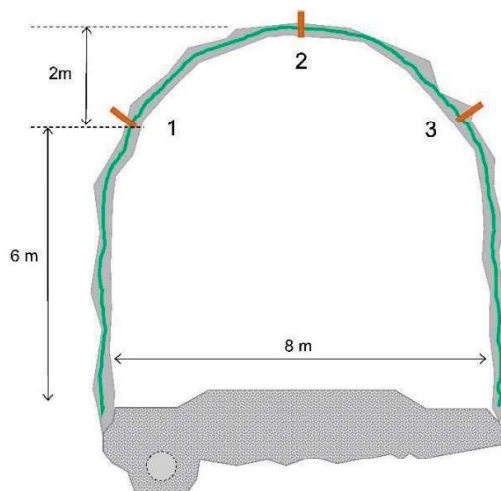
Figur 3.1: Feltundersøkelser av vanntrykk i 9 m lange borehull i Karmsund-tunnelen. Figuren viser målt vanntrykk mot teoretisk hydrostatisk vanntrykk anslått fra beliggenheten til grunnvannsnivået (Holter, 2014).

3.1.2 Feltnmålinger i Gevingåstunnelen

I Gevingåsen jernbanetunnel (2011) ble 1.85 km av tunnelen vanntett med sprøytbar membran i vegger, vederlag og hengen, som gjør løsningen delvis drenert. Videre ble det installert tre piezometre på baksiden av kledningen, for monitorering av grunnvannstrykket over en 9 måneder lang periode (Holter et al., 2015). Plasseringene av piezometrene i tunnelkonturen er vist i fig. 3.2. Bergmassen i området bestod av en mørk glimmerskifer, med rapporterte Q -verdier mellom 3 - 17. Overdekningen var mellom 40 - 50 m. Grunnvannsnivået ble antatt å ligge mellom 30 - 40 m over hengen, tilsvarende hydrostatisk vanntrykk mellom 300 - 400 kPa.

Monitoreringen viste stabile målinger over hele perioden på 9 måneder. Målingene fra piezometer 1 og 3 ble installert i øvre del av veggen, med målt grunnvannstrykk

på henholdsvis 60 og 50 kPa. Piezometer 2 ble installert i midten av hengen, med målt vanntrykk på 135 kPa. Resultatene viste dermed vanntrykk bak kledningen med vesentlig lavere grunnvannstrykk, i forhold til hva som maksimalt kunne forventes basert på beliggenheten av grunnvannspeilet.



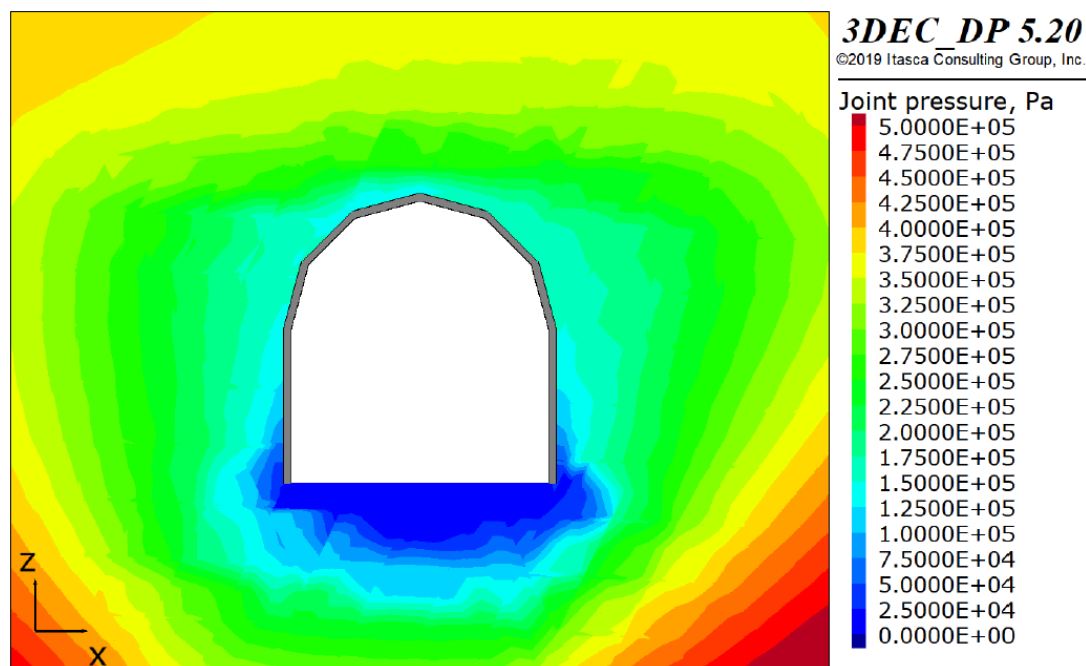
Figur 3.2: Plassering av piezometre i Gevingåsen, for monitorering av vanntrykk bak en delvis drenert kledning (Holter et al., 2015).

3.1.3 Numeriske analyser av Gevingåstunnelen

I forbindelse med trykkmålingene i Gevingåsen gjort av Holter et al. (2015), utførte Nilsen (2019) numeriske simuleringer for å tilbakeberegne målingene. Felt- og laboratorieundersøkelser fra nødutgang R1 i Gevingåstunnelen ble brukt som inngangsparametere for de numeriske analysene. I simuleringene ble overdekningen antatt å være 60 m over hengen, samt grunnvannstand opp til terrengnivå. Nilsen (2019) utførte både 2D kontinuum analyser i programvaren RS2, samt 3D diskontinuerlige analyser i 3DEC.

Flere scenarier ble simulert for vurdering av effekten på forskjellige spenningsfelt, samt ulike hydrauliske egenskaper i EDZ. Bergmassens upåvirkede hydrauliske konduktivitet ble estimert til å være $10\text{E-}08$ m/s, basert på observasjon av innlekkasje i tunnelen. Et scenario var beregning av trykkfeltet rundt tunnelen, uten å endre på de hydrauliske egenskapene fra effekten etter driving. Vanntrykket i midten av hengen ble da simulert til å være i området 475 - 500 kPa, rundt 100 kPa lavere enn maks hydrostatisk trykk.

Ved å tillate en økning i hydraulisk sprekkeåpning som følge av induserte spenninger, ble vanntrykket ved midten av taket beregnet til området 300 - 400 kPa. I siste scenario ble i tillegg sprekkeåpningene i EDZ manuelt endret, for å få med effekten av skade fra sprengning. Trykket i midten av hengen ble da simulert til ca. 160 kPa, som tilsvarer målingene til Holter et al. (2015) relativt bra (135 kPa). Et utklipp fra det siste scenariet fra beregningene til Nilsen (2019) er vist i fig. 3.3.



Figur 3.3: 2D utsnitt bergmassen rundt Gevingåstunnelen i 3DEC. Tunnelkledningen var delvis drenert ved bruk av SCL. Sprekkevanntrykket i midten av hengen ble beregnet til ca. 160 kPa, når sprekkeåpningene i EDZ manuelt ble økt for å simulere sprengningsskade (Nilsen, 2019).

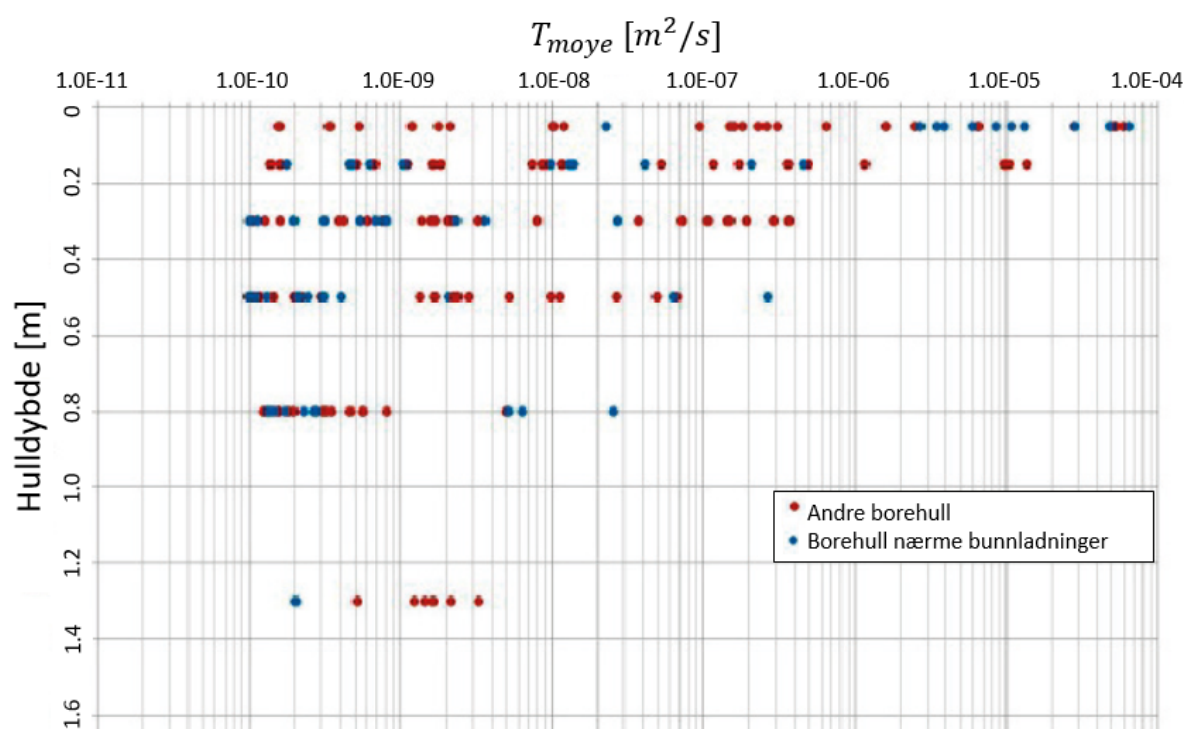
Resultatene fra de numeriske analysene viste dermed at den hydrauliske konduktiviteten i EDZ måtte økes mellom én til to ordens magnituder høyere enn upåvirket bergmasse, for å oppnå samsvar med feltmålingene. Dette tilsvarte en økning av hydraulisk sprekkeåpning på en faktor mellom 2-4.

3.2 Studier av hydrauliske egenskaper i EDZ

3.2.1 Hydrauliske feltundersøkelser i Äspö HRL

For å undersøke de transmissive egenskapene i EDZ utførte Ericsson et al. (2010) injeksjonsmålinger i en sprengt tunnel ved Äspö Hard Rock Laboratory i Sverige. Undersøkelsene ble primært utført i sammenheng med lagring av kjernefysisk avfall, men målemetodikken er prinsipielt omtrent lik som i denne oppgaven. Området ligger i typisk hard krystallin bergmasse, bestående av granitter, dioritter og granodioritter. Overdekningen i området var rundt 400 m, og det var ikke injisert for vanntetting. Målingene ble utført i vertikale hull med lengder på 1-2 m langs sålen av tunnelen. Injeksjonstesting ble utført med spesielt egnet utstyr langs borehullene i relativt korte testseksjoner. Lengdene på testseksjonene var fra 0.0-0.1 m, 0.1-0.2 m, 0.2-0.4 m, 0.4-0.6 m, 0.6-1.0 m.

Fra pakker-testene ble seksjonstransmissiviteter beregnet med Moyes ligning (tabell 2.2), og fremvist langs borehullsdybden som vist i fig. 3.4. Resultatene viser at transmissiviteten øker vesentlig nærmest tunnel-sålen, i seksjonene målt fram til ca. 0.3 m dyp. Frekvensen av høy-transmissive målinger i størrelsesorden $10\text{E-}04$ og $10\text{E-}05 \text{ m}^2/\text{s}$ innenfor denne sonen var generelt hyppigere forekommende, i forhold til de dyptliggende testseksjonene. Etter 0.3 m dyp indikerte målingene en gradvis reduserende trend, hvor målingene ved 1.3 m dyp ga seksjonstransmissiviteter i størrelsesorden $10\text{E-}10$ og $10\text{E-}09 \text{ m}^2/\text{s}$. Målingene i fig. 3.4 ble videre inndelt etter borehull i nærheten av bunnladninger (blå farge), og andre borehull (rød farge). Resultatene anslo at typiske dybder for EDZ i nærheten av bunnladninger var 0.5 m, samt 0.3 m for hull i nærheten av pipeladninger.



Figur 3.4: Beregnet seksjonstransmissivitet langs dybden av vertikale borehull, fra pakkertester utført ved Äspö HRL i Sverige. Resultatene viser vesentlig høyere transmissivitet de ytterste 0.3 m av hullene, i forhold til dypere målinger. Modifisert etter Ericsson et al. (2010)

Kapittel 4

Metodebeskrivelse for datainnsamlingen

For å studere de hydrauliske egenskapene i EDZ ved ulike bergmasseforhold, ble det utført to runder med feltundersøkelser. Dermed ble det utført hydrauliske, ingeniørgeologiske og bergmekaniske undersøkelser i adkomsttunnelene til Svorkmo og Bogna kraftverk. I dette kapittelet vil metodebeskrivelse av feltundersøkelsene og laboratoriearbeidet bli gjennomgått, samt beskrivelse av utrustningen for injeksjonstesting.

4.1 Feltkartlegging

4.1.1 Bergmasseklassifisering

Opp gjennom årene er det utviklet flere metoder og systemer for kvantitativ klassifikasjon av bergmassekvalitet. Ved slike systemer kan kvaliteten estimeres i felt, for eventuell vurdering av sikringsomfang og/eller sammenligning med andre type bergforhold. I dette studiet er Q- og GSI-systemet primært brukt for vurdering av bergmassekvalitet ved de forskjellige testområdene.

Q-systemet

Q-systemet ble først publisert av Barton et al. (1974) ved Norges Geotekniske Institutt (NGI), for klassifisering av bergmasse og dimensjonering av sikring. Metoden ble utviklet på et empirisk grunnlag av kartlagte bergmasseforhold i ulike tunneler og bergrom. På grunnlag av dette ble det estimert en sammenheng mellom Q-verdier, utført bergsikring

og bergsrommets dimensjoner. I senere år har metoden gjennomgått flere revisjoner, hvor NGI (2015) er en av de nyere publikasjonene for bruk av Q-systemet. Q-verdier kan beregnes fra de 6 følgende parameterene, som kan estimeres i felt:

- *RQD*: Oppsprekkingsfaktor (Rock Quality Designation)
- J_n : Verdi for antall sprekkesett
- J_r : Verdi for sprekkenes ruhet
- J_a : Verdi for sprekkefyll
- J_w : Verdi for vannforholdene
- *SRF*: Faktor for spenningsreduksjon (Stress Reduction Factor)

Fra de 6 parameterene kan Q-verdien beregnes etter følgende sammenheng:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (4.1)$$

Beregnet Q-verdi fra lign. 4.1 gir en verdi mellom 0.001 (eksepsjonelt dårlig) og 1000 (eksepsjonelt godt). For ytterligere beskrivelse av beregning og bruk av Q-verdier, henvises det til NGI (2015).

GSI-systemet

Et enklere system for kvantifisering av bergmassekvalitet er GSI (Geological Strenght Index), først publisert av Hoek (1994). Systemet baserer seg på at styrken til oppsprukket bergmasse avhenger av det intakte bergmaterialets mulighet for bevegelse og rotasjon under forskjellige spenningsforhold. GSI er en tallverdi mellom 0 og 100 som betegner en reduksjonsfaktor av bergmassens styrke basert på oppsprekkingsgraden og overflateforholdene på sprekkenes, hvor $GSI = 100$ antyder fullstendig intakt berg. Verdien kan estimeres direkte ved visuell inspeksjon, ved å kartlegge blokkigheten og overflatetilstanden til sprekkenes. Flere diagrammer er utviklet for vurdering av GSI-verdier, hvor diagrammet brukt i dette studiet er vist i vedlegg A, fig. A.1. Betydelige usikkerheter inngår som regel ved tallfesting av kun en GSI-verdi, og det er derfor vanlig å angi et interall/område av verdier.

4.1.2 Sprekkekartlegging

Ettersom vannstrømning i berg primært skjer gjennom nettverk av sprekker, var det nødvendig med en detaljert sprekkekartlegging. Hovedsakelig ble det forsøkt å identifis-

ere de dominerende sprekkesettene ved hvert testområde, og måle de typiske egenskapene for disse. Orienteringen til sprekkeplan ble målt med geologisk kompass i form av strøk og fall, og senere konvertert til fall/fallretning. Programvaren DIPS (Rocscience, 2020a) ble deretter benyttet for å finne de representative orienteringene for hvert sprekkesett, ved bruk av stereonet og sprekkeroser. I tillegg ble vinkelen Δ , betegnet som minste vinkel mellom sprekkplanets strøk og tunnelaksen, beregnet for hvert sprekkesett. Typiske sprekkeavstander og utholdenhet ble målt med tommestokk, og/eller vurdert ved visuell inspeksjon. En begrensning ved vurdering av utholdenhet er at sprekkeplanene kun ble observert rundt tunnel-konturen, hvor de i realiteten kan ha vesentlig lenger utstrekning.

Sprekkes ruhet ble vurdert gjennom feltestimater av JRC (Joint Roughness Coefficient). JRC ble estimert ved sammenligning av ruhetsprofilen langs sprekkeflaten, med standardiserte profiler utgitt av Barton & Choubey (1977), vist i vedlegg A, fig. A.2. Ruhetsprofilene ble målt ved å tegne profiler over på et ark, ved bruk av en profilmåler. En viktig bemerkelse er at målingene ble utført over en skala på 15 cm. Dersom ruheten skal vurderes over en større blokk-skala, bør målingene korrigeres basert på anbefalinger fra Barton & Bandis (1982). Til dette studiet ble JRC primært undersøkt for vurdering av eventuelle vesentlige forskjeller i ruhet mellom ulike sprekkesett, og ble følgelig ikke korrigert.

Sprekkes mekaniske styrke ble estimert med en L-type Schmidt hammer, basert på standarden utgitt av ISRM (Aydin, 2008). Målingene ble utført ved å presse hammeren normalt på sprekkeflatene, og avlese tilbakeslags-tallet R , også betegnet som Schmidt-tallet. Basert på R , bergets tetthet og retningen på sprekkeflaten kan JCS (Joint Compressive Strength) estimeres etter fig. A.3 i vedlegg A, basert på Barton & Choubey (1977). Ifølge Aydin (2008) bør det utføres minst 20 målinger per sprekkeflate, ettersom spredningen i målingene kan bli relativt stor. For å effektivisere måleprosessen ble ikke dette oppnådd for alle sprekkesettene. Svært lave målinger ble derimot forkastet, da eksempelvis målefeil og løse blokker kan føre til grove underestimeringer av sprekkestyrken. En alternativ metode for å estimere JCS basert på Schmidt-tallet R , er å benytte sammenhengen gitt av Deere & Miller (1966):

$$\log_{10}(\sigma_{ci}) = 0.00088\gamma R + 1.01 \quad (4.2)$$

hvor σ_{ci} er intakt enaksiell trykkfasthet (UCS), γ er spesifikk tyngdetetthet og R er tilbakeslags-tallet målt i vertikal måleretning. Ifølge Barton & Choubey (1977) kan JCS estimeres med lign. 4.2, når målingene utføres direkte på sprekkeflater. For å unngå avlesningsfeil i fig. A.3 ble dermed lign. 4.2 brukt til beregning av JCS fra Schmidt-hammer målingene. Figur A.3 ble først brukt til normalisering av feltmålingene til vertikal måleretning.

4.2 Laboratorieundersøkelser

4.2.1 Borekjernekartlegging

Fra kjernematerialet etter boringen ble det foretatt kartlegging av sprekker, samt eventuelle fyll i sprekken. Kartleggingen var todelt: I første omgang ble potensielle konduktive testseksjoner vurdert fra selve boringen og visuell inspeksjon av kjernematerialet på stedet. Avbildning av materialet i kjerne-kassene etter endt boring ble utført for hvert hull. Den andre delen bestod av en mer detaljert kartlegging av kjernene i laboratorium.

Den detaljerte sprekkekartleggingen bestod av å skissere sprekken på en digital borkjerne. En utfordring var enkelte ganger å skille in-situ sprekker fra skade etter boring. Den digitale borkjernen fungerer dermed som en forenkling/tolkning, av den vurderte naturlige oppsprekningen. Graden av oppsprekking ble deretter vurdert med RQD (Deere & Miller, 1966), beregnet med følgende uttrykk:

$$\text{RQD} = \frac{\sum x_i}{L} \quad (4.3)$$

hvor x_i er lengden på kjernebiter over 10 cm, og L er den kartlagte lengden. RQD ble beregnet for hver meter, for en mer grov vurdering av oppsprekingsgraden langs borkjernene. I enkelte tilfeller var det derimot utfordrende å vurdere RQD, grunnet skade fra boringen. For en mer detaljert vurdering av oppsprekingsgraden, ble også sprekkeavstanden d kartlagt langs borkjernene. Et eksempel på en borkjernekartlegging er vist i fig. 5.6. Figuren markerer også testseksjonene for injeksjonsmålingene.

4.2.2 Bergmekaniske egenskaper

For å undersøke de bergmekaniske egenskapene ved de forskjellige testområdene, ble kjernematerialet etter boringen testet i laboratorium. Testingen ble utført i to omganger. Kort tid etter feltarbeidene i Svorkmo og Bogna ble noe av kjernematerialet testet av SINTEF, til bruk av spenningsberegninger fra Doorstopper-målingene. Ved begynnelsen av mai 2020 ble det resterende materialet testet i bergmekanisk laboratorium ved NTNU. I gjennomgangen av de bergmekaniske egenskapene ved testområdene, er resultatene fra NTNU primært presentert og vurdert, da de fullstendige datasettene fra disse prøvene var tilgjengelige (spesielt deformasjonskurver og bruddbilder). Resultatene fra SINTEF er vist i vedlegg B, i tabell B.1 og B.2, som et supplement.

Preparering

Laboratoriarbeidet bestod i første omgang av å preparere kjerneprøver fra materiale i kjernebassene for videre undersøkelser. Diameteren på borekronen var 61 mm. Prøvene ble deretter sagd i lengder basert på standarden for styrke- og deformabilitetstesting (ISRM, 1981), som anbefaler et lengde- diameterforhold L/D på mellom 2.5 - 3.0. For å oppnå ytterligere tester ble enkelte prøver noe kortere, med L/D -forhold på ca. 2.3. I resultatdelen ble det gjort individuelle vurderinger om disse prøvene kunne betraktes som representative. For å redusere usikkerheter ved kontaktflaten mellom stålplatene og prøvene i den hydrauliske pressen, ble prøvene slipt for å flette ut ujevnheter etter sagingen.

Innveining og lydhastighet

Når prøvene var ferdig-preparert ble massen m veid inn, og volumet V innmålt for beregning av tettheten ρ etter sammenhengen $\rho = m/V$.

Videre ble P-bølge hastigheten V_p gjennom prøvene målt etter standarden ISRM (1978). Målingene ble utført ved plassering av prøvene mellom en avsender og mottaker for ultralyd, og registrere gangtiden t gjennom prøvene med lydbølger på 54 kHz frekvens. P-bølge hastigheten kunne derav beregnes basert på lengden L til prøven, med sammenhengen $V_p = L \cdot t^{-1}$. Endestykkene på prøvene ble innsmøret med en kontakt-gel, for å redusere feilkilder rundt koblingen mellom kontaktflatene.

Testing av styrke og deformabilitet

Styrken og deformabiliteten til prøvene ble undersøkt i en hydraulisk bergpresse av typen GCTS RTR-4000, avbildet i fig. 4.1. Utstyret var i stand til å utføre maksimal aksiallast på 4000 kN, samt maksimalt omslutningstrykk på 140 MPa. For en mer detaljert beskrivelse av spesifikasjonene til utstyret, henvises det til IGP (2020). Alle testene ble utført enaksielt, altså uten omslutningstrykk.

Testene ble utført ved pålastning av prøvene med en hastighet på ca. 0.8 MPa/s til brudd inntraff, betegnet som enaksial trykkfasthet (ekvivalent med UCS eller σ_c). Under lastpåføringen var det påmontert et ekstensometer med sensorer for aksiale- og radiale tøyninger (ϵ_a , ϵ_r), for beregning av elastisitetsmodulen (E-modulen) og Poissons forholdstall ν . E-modulen ble beregnet som tangentmodulen ved 50% last av UCS, betegnet som E_{50} . Tilsvarende ble ν beregnet som forholdet mellom E_{50} og stigningstallet til den radielle tøyning-spenningskurven.

UCS for enkelte prøver fra Bogna ble derimot forventet å bli relativt høye basert på tidligere tester fra området, hvor UCS har blitt målt opp mot 300 - 400 MPa i granitisk gneis (basert på kommunikasjon med Gunnar Vistnes, overingeniør ved NTNU).

For å unngå skader på utstyret fra bruddannelsen ved slike spenningsnivåer, ble ekstensometeret avmontert før oppnådd UCS for enkelte prøver. Spennings-tøyningskurvene markert med en pil (fig. 6.22) viser dermed ikke tøyningsforløpet helt fram til UCS, men til avsluttet test før avmontering. Disse prøvene ble deretter gjenbelastet på nytt til brudd, uten ekstensometer påmontert. Elastisitets-parameterene ble fremdeles beregnet ved 50% av UCS for disse tilfellene.

For en mer detaljert beskrivelse av testmetoden for styrke og deformabilitetstesting, henvises det til den anbefalte metodikken i standarden ISRM (1981). Eventuelle ytterligere avvik fra denne kommenteres i resultatdelen.

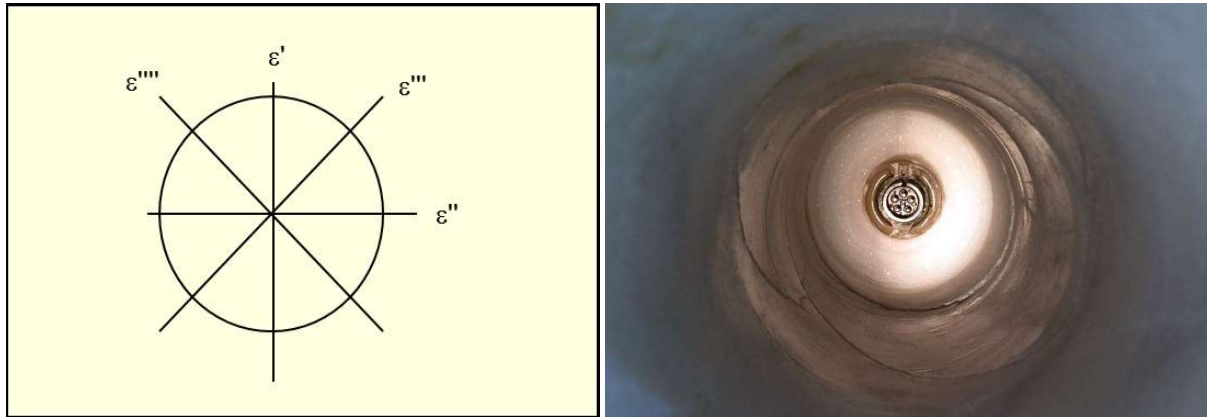


Figur 4.1: Avbildning av GCTS RTR-4000 hydraulisk bergpresse, for utføring av styrke- og deformabilitetstesting på kjerneprøver (IGP, 2020).

4.3 2D spenningsmålinger med Doorstopper

Spenninger rundt et bergrom kan grovt sett ses på som et resultat av to forhold: de in-situ spenningene som var der før bergrommet ble åpnet, samt induerte (sekundære) spenninger som følge av geometrien til åpningen av bergrommet (Li, 2018). For å undersøke spenningstilstanden bak tunnelveggen, ble det utført 2D spenningsmålinger med Doorstopper ved utvalgte testområder. Metoden baserer seg på å bore et hull til ønsket dyp, og avflate hullbunnen med en spesiell borekrone (Larsen & Hagen, 2019). Deretter limes en målecelle (Doorstopper) til hullbunnen (se fig. 4.2), før målingene nullavleses.

Doorstopperen består av strekkrosetter som måler tøyninger i fire retninger: ϵ' , ϵ'' , ϵ''' , ϵ'''' , som vist i figur 4.2. Neste steg er å fortsette boringen, som medfører en spenningsavlastning på den resterende borkjernen. Avlastningen fører til at borekjernen ekspanderer elastisk, hvor tøyningene deretter registreres og kan avleses fra Doorstopperen gjennom en målebro. Teoretisk skal tøyningene oppfylle følgende sammenheng: $\epsilon' + \epsilon'' = \epsilon''' + \epsilon''''$. For å vurdere kvaliteten på spenningsmålingene ble dette utført for alle enkeltmålingene.



Figur 4.2: Til venstre: Retningene til strekkrosettene som måler tøyninger i Doorstopperen. Til høyre: Limt Doorstopper i bunnen av et borehull. Hentet fra Larsen & Hagen (2019).

Det neste steget var bestemmelse av de elastiske egenskapene til borkjernene ved laboratorietesting, som beskrevet i laboratoriedelen. Når de elastiske egenskapene er kjent, kan hovedspenningene i 2D, σ_1 og σ_2 beregnes fra Hookes lov og elastisitetsteori. Grunnleggende antakelser for beregning av spenninger fra tøyningsmålinger er homogen, isotropisk og lineær-elastisk materialoppførsel (Leeman, 1968).

I områdene hvor det ble utført spenningsmålinger, ble de teoretiske induuerte gravitasjonsspenningene beregnet for sammenligning. I følge Amadei & Stephansson (1997) kan vertikal- og horisontalspenninger med en overdekning z estimeres følgende:

$$\sigma_v = \rho \cdot g \cdot z \quad \text{og} \quad \sigma_h = \frac{\nu}{1 - \nu} \cdot \sigma_v \quad (4.4)$$

hvor σ_v er vertikalspenning, σ_h er horisontalspenning, ρ er bergmassens gjennomsnittlige tetthet, g er tyngdens akselerasjon og ν er Poissons forholdstall. I realiteten kan horisontalspenningen ofte være betydelig høyere dersom det i tillegg eksisterer tektoniske spenninger (Li, 2018).

En viktig begrensning med 2D Doorstopper er at den kun måler hovedspenninger i planet normal på borehullet. I realiteten eksisterer det tre hovedspenninger i 3-dimensjoner, som kan ha vilkårlige orienteringer (men alltid 90° på hverandre). Spenninger parallelt

med borehullet dermed også påvirke 2D målingene. Dermed ble det antatt at spennin-
gene parallelt med hullaksen var tilnærmet 0. I følge Lu et al. (2006) kan dette være en
god antakelse for borehull i pilarer, samt nærme tunnelåpninger.

4.4 Vanntapsmålinger

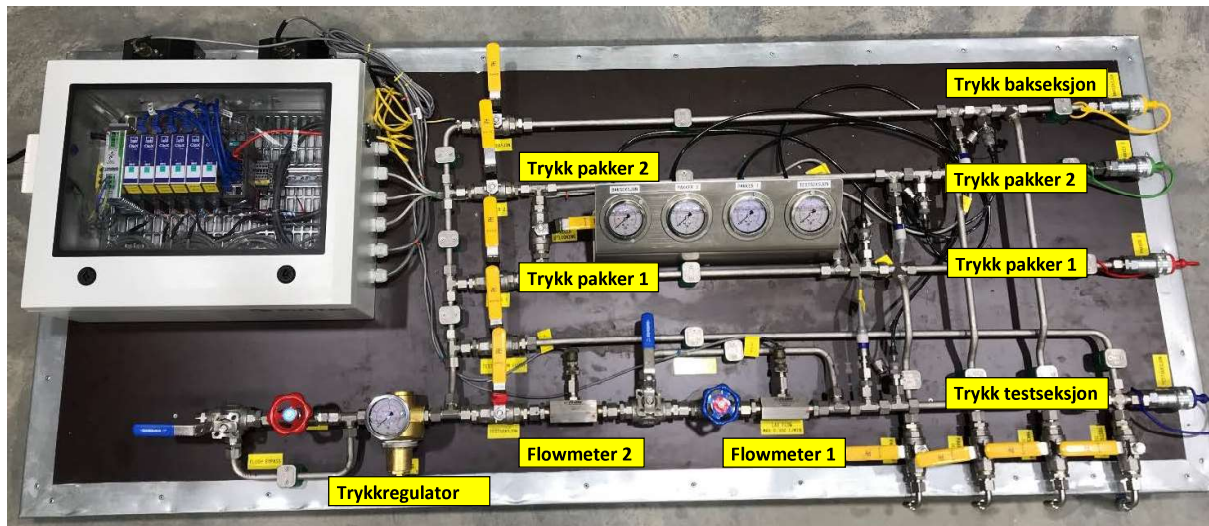
For innsamling av et datagrunnlag på hydrauliske egenskaper i EDZ for norske tunneler,
ble SINTEF engasjert av Bane NOR til utbygging av en spesifikk vanninjeksjonsrigg.
Denne utrustningen skiller seg fra andre konvensjonelle rigger ved at det ble stilt svært
strengt krav til målepresisjon ved lave strømningsrater, samt mulighet for korte testsek-
sjoner. Hovedmålet med denne type vanntapsmålinger er måling av transmissiviteten til
enkeltsprekker langs hulldybden, for vurdering av påvirkning fra sprengningsskade. Vik-
tige prinsipper bak vanninjeksjonstesting i borehull er beskrevet i delkapittel 2.3. Videre
i dette delkapittelet vil utrustningen beskrives i nærmere detalj, samt fremgangsmåten
for de hydrauliske undersøkelsene.

4.4.1 Utrustningen

Utstørsbeskrivelse av de tekniske spesifikasjonene er basert på rapporten fra SINTEF
(Larsen & Hagen, 2019), som selv har stått for utbygging av utrustningen, samt
utføring av injeksjonstestene. Vanninjeksjonsriggen kan hovedsakelig deles inn i tre
deler: styrepanel med datainnsamling (fig. 4.3), dobbeltpakker med injeksjonsslanger
(fig. 4.4) og pumpeautomaten (fig. 4.5). Trykkene ble logget som overtrykk i forhold til
atmosfæres trykk, hvor et målt trykk på 0 kPa fra trykkgiverene altså betegner 1 atm
(≈ 100 kPa) lufttrykk.

Alle operasjoner for vanntapstesting ble utført fra styrepanelet (fig 4.3). Trykket i sys-
temet ble regulert med en trykkregulator, brukt til justering av de forskjellige trykklin-
jene. Instrumenteringen bestod av fire trykkgivere og to flowmeter. Datainnsamlingen
ble gjort gjennom måleforsterkere, og over til egnet programvare utviklet av SINTEF.
Nøyaktigheten på måleutstyret var følgende:

- Flowmeter 1: 0.001 - 0.300 l/min (± 0.001 l/min)
- Flowmeter 2: 0.200 - 7.500 l/min (± 0.010 l/min)
- Trykkgivere: Maks 5000 kPa (± 1 kPa)



Figur 4.3: Styrepanelet for vanntapstesting. Panelet består av en trykkregulator, to flowmeter, fire trykkgivere og en boks for datainnsamling.

Vanninjeksjonen foregikk gjennom et dobbeltpakkersystem, avbildet i fig. 4.4. Systemet bestod av fire separate trykklinjer: pakker 1, pakker 2, testseksjon og bakseksjon, som kunne reguleres individuelt fra styrepanelet. Begge pakker-elementene var 15 cm lange, med minste mulige testseksjon på 15 cm. Utstyret kunne også brukes som enkeltpakker, for testing mot hullbunnen. Bakseksjonen ble brukt for evakuering av luft før testing, samt monitorering av eventuelle lekkasjer og/eller sammenkobling av sprekkesystemer. Dobbelpakkersystemet var koblet til styrepanelet gjennom slanger og rør med langt høyere trykkklassifisering enn trykknivåene under vanntapstesting.



Figur 4.4: Dobbelpakker med injeksjonsslanger. Bakseksjonen, testseksjonen, pakker 1 og pakker 2 kunne trykkreguleres fra styrepanelet vist i fig 4.3.

Trykksetting av systemet ble gjort med en pumpeautomat, utstyrt med en akkumulator på 80 l for pulseringsfri strømning under høye trykk. Pumpen kunne levere et makstrykk på 3000 kPa, og var innstilt for en strømningsrate på maks 7.5 l/min, som var øvre grense for flowmeter 2. Pumpeautomaten med trykkakkumulatoren er avbildet i fig. 4.5.



Figur 4.5: Pumpeautomat utstyrt med 80 l trykkakkumulator.

4.4.2 Fremgangsmåte

Metoden for utføring av vanninjeksjonstesting ble gjort etter en bestemt prosedyre. Testlokalitetene ble i utgangspunktet valgt på bakgrunn av faktorer som tilgjengelighet, bergmasseforhold, oppsprekking osv. Deretter ble det boret hull på ca. 3 m, med minst 8 m mellomrom. Alle hullene ble boret fra en høyde på ca. 1 m over sålen, med borediameter på 61 mm. Testseksjonene ble bestemt på bakgrunn av kjernematerialet, hvor det ble gjort en vurdering på potensielt vannførende sprekker. De resterende stegene for selve utførselen av vanntapstestene er beskrevet følgende, i kronologisk rekkefølge:

1. Plassering av dobbelpakkeren med injeksjonsslagene i ønsket dyp for avgrensing av testseksjonen.
2. Trykksette den ytre pakkeren (pakker 1 i fig. 4.4).
3. Evakuering av luft i borehullet.

4. Trykksette den bakre pakkeren (pakker 2 i fig. 4.4).
5. Starte vanninjeksjonen ved å øke til ønsket trykk i testseksjonen, og avvente på stasjonære forhold (konstant trykk P og strømningsrate Q).
6. Valgfritt: Utføre en stegvis trykkøkning.
7. Avslutte testen ved å dumpe test- og bakseksjonen, og deretter dumpe trykket i pakkerene.
8. Flytte dobbeltpakkeren og slangene til neste testseksjon.

Trykket i pakkerene kunne både reguleres separat og felles. For kontrollering av god nok innspenning på pakkerene under vanntapstesting, ble begge felles innstilt på å alltid være trykksatt minimum 200 kPa over trykket i testseksjonen.

Valg av injeksjonstrykk

For å oppnå mest mulige troverdige resultater var det viktig å unngå for høye eller lave injeksjonstrykk. Ved for høyt injeksjonstrykk kan hydraulisk jekking og/eller utvasking av sprekkefyll føre til økning av sprekkenes konduktive egenskaper, som kan medføre overrepresentering av den ønskede målte effekten. En annen konsekvens ved for høyt injeksjonstrykk er at det kan oppstå turbulens i vannstrømningen (Gustafson, 2012). Dette vil medføre at analytiske uttrykk for beregning av hydrauliske parametere ikke lenger er gyldige. Injeksjonstrykket ΔP kan defineres som differansen mellom trykket i testseksjonen P_{sek} , og in-situ grunnvannstrykk U :

$$\Delta P = P_{sek} - U \quad (4.5)$$

For å minimere feilkilder knyttet til effekten av grunnvannstrykket måtte injeksjonstrykket også være høyt nok (Ericsson et al., 2010). Derfor var det nødvendig å måle in-situ grunnvannstrykk ved hvert testområde. Måleområdene ved Bogna og Svorkmo kraftverk var i drenerte tunneler, slik at grunnvannstrykket var antatt 0 kPa ved tunnelkonturen. For å måle grunnvannsnivået ble det utført monitorering av det naturlige formasjonstrykket i testseksjoner fra 1 m mot hullbunnen. Av tidsmessige årsaker ble det kun utført en slik test for hvert testområde. Dermed ble det antatt likt grunnvannsnivå for de nærliggende borehullene. For estimering av formasjonstrykket før 1 m dyp ble det antatt en lineær trykkøkning fra tunnelkonturen ($U = 0$), fram til 1 m ($U =$ målt grunnvannstrykk). For testseksjoner etter 1 m ble formasjonstrykket satt til det målte grunnvannstrykket.

Injeksjonstrykket ble i utgangspunktet bestemt til å være ca. 500 kPa, men dette ble

endret flere ganger i løpet av undersøkelsene. I enkelte tester måtte trykket senkes betraktelig for å ikke overstige en strømning på 7.5 l/min, som var maksimal kapasitet for flowmeter 2. I andre tilfeller måtte injeksjonstrykket økes for å kunne registrere målinger på over 0.001 l/min, som var nedre grense for flowmeter 1.

En metode for å vurdere kvaliteten på målingene var utføring av en stegvis trykkøkningstest, betegnet som steg 6 i fremgangsmetoden. Metoden baserer seg på å stegvis øke injeksjonstrykket i samme testseksjon, og undersøke sammenhengen mellom ΔP (eller P_{sek}) og strømningen Q . Ved laminære og stabile strømningsforhold skal det være en lineær sammenheng mellom ΔP og Q (Palmström & Stille, 2015). Korrelasjonen kan uttrykkes som R^2 i en lineær regresjonsanalyse, hvor en R^2 -verdi nærme 1 kan indikere god kvalitet på målingen. Det trengtes minst 3 steg for utføring av en lineær regresjon for vurdering av korrelasjonen. Dette gjorde derimot måleprosessen mer tidkrevende, slik at dette ikke ble utført i alle testseksjonene. Et eksempel på en vellykket utført trykkøkning med 7 steg er vist i fig. 4.6.

4.4.3 Innsamling og beregning av parametere

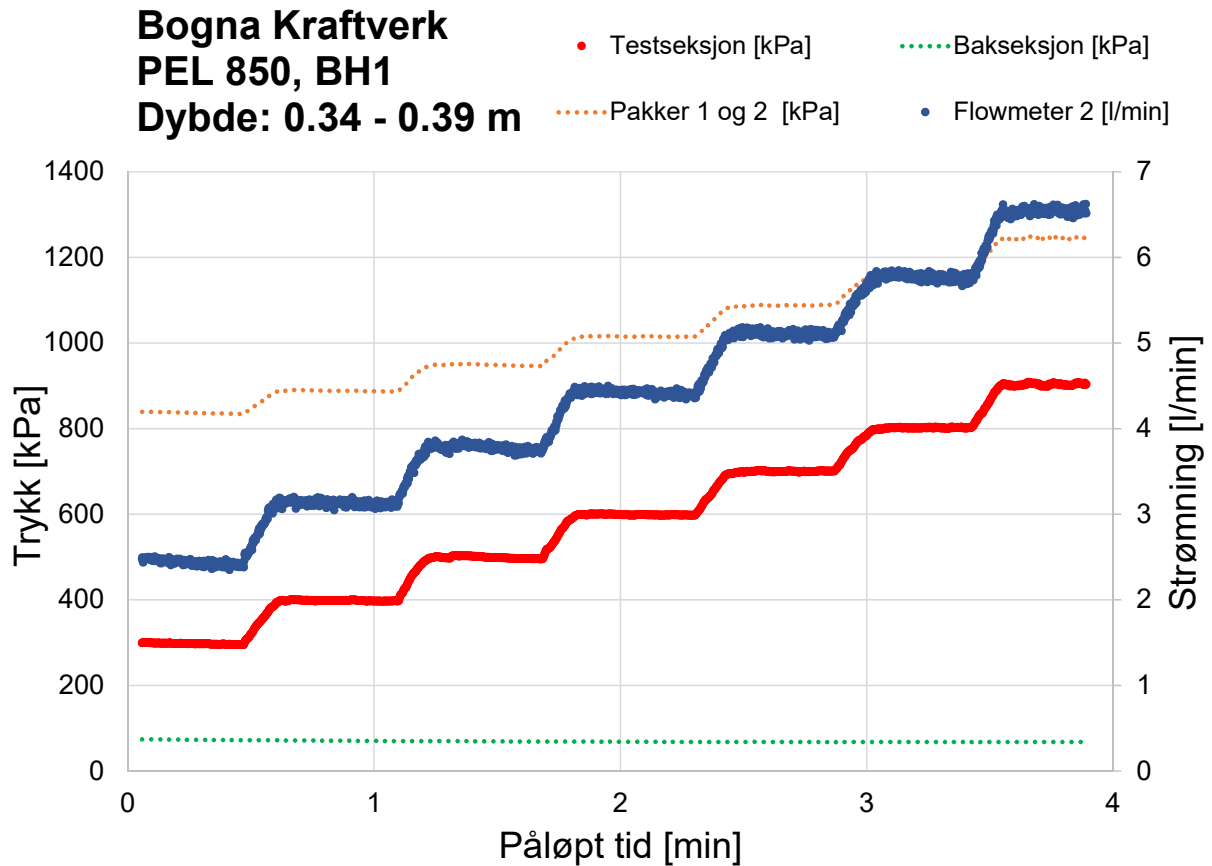
Under injeksjonstesting ble alle verdier vist og logget kontinuerlig gjennom et eget utviklet programvare av SINTEF. Dette medførte god fleksibilitet for tilpasning av hver test, samt at tydelige feil kunne oppdages. Følgende parametere ble observert og logget kontinuerlig under testingen:

- Trykk i testseksjonen: P_{sek} [kPa]
- Trykk i bakseksjonen: P_{bak} [kPa]
- Trykk i pakker 1: P_{p1} [kPa]
- Trykk i pakker 2: P_{p2} [kPa]
- Strømning i flowmeter 1 (Lavflow): Q [m³/s]
- Strømning i flowmeter 2 (Høyflow): Q [m³/s]

For å kunne måle strømningen med høy nøyaktighet over den ønskede rekkevidden var det nødvendig med to flowmeter. Flowmeter 1 ble brukt ved strømningsrater opp til ca. 0.3 l/min, men måtte sjaltes ut ved høyere strømninger for å unngå skader. Flowmeter 2 ble brukt til måling av strømningsrater mellom 0.3 l/min, og opp til maksimal rekkevidde på 7.5 l/min.

Et eksempel på resultat fra dataloggingen etter en utført vanntapstest er vist i fig. 4.6. Figuren viser hvordan trykklinjene og strømningsraten endrer seg med påløpt tid, fra en gitt startreferanse. Eksempelet viser en stegvis trykkøkningstest med 7 utførte

steg. Figuren viser hvordan strømningsraten (blå farge) tilnærmet flates ut ved hver trykkøkning i testseksjonen (rød farge), som indikerte stasjonære forhold. Pakker 1 og 2 ble i dette tilfellet koblet på samme trykklinje, og ble derfor sammenslått i figuren. Nederst i figuren vises trykket i bakseksjonen (grønn stiplet), som var tilnærmet konstant under hele testen. Dette tydet på svært liten lekkasje og/eller sammenkobling av sprekker mellom test- og bakseksjonen.



Figur 4.6: Logging av de forskjellige parameterene under en injeksjonstest. Eksempelet er tatt fra BH1 ved PEL850 i Bogna kraftverk, med testseksjon fra 0.34 m - 0.39 m. Figuren viser et eksempel på en stegvis trykkøkning med 7 steg.

For hver test med stasjonære forhold kunne det avleses en verdi av P_{sek} og Q . Med informasjon om formasjonstrykket kunne dermed injeksjonstrykket ΔP bestemmes fra uttrykk 4.5. Injeksjonstrykket kunne deretter uttrykkes som endring i meter vannsøyle (Δh) etter følgende sammenheng:

$$\Delta h = \frac{\Delta P}{\rho_w g} \quad (4.6)$$

hvor ρ_w er vannets tetthet, og g er tyngdens akselerasjon. Når strømningsraten Q var kjent ved en gitt endring i meter vannsøyle, kunne transmissiviteten beregnes med

uttrykkene vist i tabell 2.2. Videre kunne den hydrauliske sprekkeåpningen beregnes med den kubiske loven (lign. 2.12). I beregningene ble det antatt følgende: vannets dynamiske viskositet $\mu = 0.00131 \text{ Pa}\cdot\text{s}$, vannets tetthet $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$ og tyngdens akselerasjon $g = 9.8 \text{ m/s}^2$.

For vurdering av de hydrauliske egenskapene ble transmissivitet og hydraulisk sprekkeåpning fremvist langs hulldybden for hvert testområde (f.eks fig. 5.18). I disse diagrammene er det kun tatt med målinger av testseksjoner på 15 cm, som i tillegg har registrert målbar og stasjonær strømming ($> 0.001 \text{ l/min}$). De hydrauliske egenskapene ble fremvist ved dybden der sprekken(e) var mest representative, som oftest i midten av testseksjonen. Ettersom målt transmissivitet endret seg over flere 10-er potenser, fremvises dette logaritmisk langs y-aksen. Hydraulisk sprekkeåpning plottes langs normale akser. I testseksjoner med flere utførte trykkmålinger, ble målingen antatt som mest representativ brukt til beregning av de hydrauliske egenskapene.

Valg av modell for beregning av transmissivitet

I kapittel 2 ble det gjort en oppsummering og sammenligning av noen utvalgte analytiske uttrykk for beregning av transmissivitet fra injeksjonstester. Uttrykkene er utledet på bakgrunn av forskjellige modeller og antakelser om strømming rundt et borehull. Det brukes hovedsakelig to typer modeller for beregning av transmissivitet i en avgrenset borehulls-seksjon (Stille, 2015). For lange testseksjoner kan det være mer fornuftig å betrakte seksjonstransmissiviteten T_s . I denne type modeller antas det at vannet strømmer uniformt ut fra borehullet til bergmassen, hvor det videre antas at bergmassen langs seksjonen har en gjennomsnittlig (effektiv) hydraulisk konduktivitet. Den andre typen hovedmodeller baserer seg på strømming langs en enkeltsprekk, betegnet som sprekketransmissivitet T_f .

Hvilken type modell som egnet seg best til formålene for dette studiet var i utgangspunktet ikke helt trivielt. Sprekketransmissivitet kan beregnes dersom det antas at vannstrømningen hovedsakelig foregår langs en konduktiv sprekke i testseksjonen. Denne antakelsen kan også være brukbar dersom det eksisterer fåtalls-sprekker i seksjonen, ettersom den kubiske loven (lign. 2.11) impliserer at vannstrømningen primært skjer langs sprekken med størst åpning.

Fra tidligere studier av hydrauliske egenskaper viser det seg at transmissivitet fra vanntapsmålinger ofte beregnes som seksjonstransmissivitet med Moyes ligning, T_{moye} (tabell 2.2), både for korte og lange seksjonslengder (Follin (1992), (Ericsson et al., 2010), (Palmström & Stille, 2015), (Tveit, 2017)). Ettersom det generelt er usikkerheter knyttet til alle modellene, kan det derfor være fornuftig å ta utgangspunkt i T_{moye} for vurdering av transmissiviteten fra injeksjonsmålingene. For sammenligning av forskjellen

i numeriske verdier som kan forventes ved bruk av de ulike modellene, kan uttrykkene skrives dimensjonsløst på følgende måte:

$$T^* = T \cdot \frac{2\pi\Delta h}{Q} = T \cdot C \quad (4.7)$$

hvor T^* er transmissivitet på dimensjonløs form, T modellen for transmissivitet og C er en konstant som avhenger en gitt trykkehøyde og strømming. Slik kan T^* sammenlignes for de ulike modellene fra en vilkårlig måling av Δh og Q , når seksjonslengden, borehullsradiusen og influensradiusen holdes konstant. I tabell 4.1 er modellene som tidligere beskrevet (tabell 2.2) uttrykt dimensjonsløst ved bruk av lign. 4.7.

For å studere endringer av konduktive egenskaper langs hulldybden, har vanntapsmålingene primært blitt utført stegvis med 15 cm lange testseksjoner. Alle hullene ble boret med diameter på 61 mm. Ved bruk av modellen til Thiem ble influensradien R antatt å være 20 m, som er en vilkårlig, men realistisk verdi (Gustafson, 2012). I praksis utgjør ikke verdien av R_0 en stor forskjell, da $R_0 \gg r_w$. I Gustafsons modell var valget av influensradien R noe mer sensitiv for beregning av transmissiviteten. I følge Holter et al. (2015) ligger R oftest i området 3 til 5 m. For sammenligning med de andre modellene ble det dermed antatt at $R = 5$ m. Ved videre antakelse om at disse verdiene var konstante under alle testene med seksjonslengder på 15 cm, kan den dimensjonsløse faktoren for de forskjellige modellene beregnes som vist i tabell 4.1.

Tabell 4.1: Sammenligning av størrelsesforholdene mellom de forskjellige modellene for beregning av transmissivitet, basert på de dimensjonsløse faktorene.

Modell	Dim.løs uttrykk	Dim.løs faktor	Forhold til Moye*
Moye	$T_{moye}^* = 1 + \ln\left(\frac{L}{2r_w}\right)$	1.9	1.00
Pakker-test	$T_{pak}^* = \ln\left(\frac{L}{r_w}\right)$	1.6	0.84
Thiem	$T_{thiem}^* = \ln\left(\frac{R_0}{r_w}\right)$	6.5	3.42
Gustafson	$T_{gus}^* = \frac{L}{R}$	0.03	0.016

Dimensjonsløse faktorer i forhold til Moyes modell: $F = \frac{T_{uttrykk}^}{T_{moye}^*}$

$L = 15$ cm, $2r_w = 61$ mm, $R_0 = 20$ m, $R = 5$ m

I henhold til lign. 4.7 kan dermed verdien på transmissiviteten beregnes som $T = T^*/C$. Ved å uttrykke transmissiviteten på denne måten, vil T^* kun avhenge av modellen som

brukes, og C kan betraktes som en konstant som kun er avhengig måleresultatene fra en vilkårlig test. Det vil si at modellvalget forflytter transmissivitets-verdiene med en konstant faktor, som er uavhengig målingene av Δh og Q .

I den siste kolonnen i tabell 4.1 er den dimensjonsløse faktoren til Moyes modell sammenlignet med de andre dimensjonsløse faktorene, ved vurdering av forholdet $F = T_{uttrykk}^*/T_{moye}^*$. Dette kan videre betraktes som en faktor, som uttrykker hvor mye mer eller mindre transmissiviteten blir med en gitt modell, i forhold til T_{moye} . Fra dette fremkommer det at Pakker-testen vil gi omtrent like resultater som Moyes ligning, hvor T_{pak} vil gi transmissivitets-verdier med en faktor på 0.84 lavere enn T_{moye} . På samme måte vil Thiems brønnligning gi transmissiviteter med en faktor på 3.42 høyere enn T_{moye} . Gustafsons ligning gir størst avvik sammenlignet med de andre modellene, hvor transmissiviteter beregnet med T_{gus} vil være en faktor 0.016 lavere enn T_{moye} .

På bakgrunn av denne analysen ble det gjort en vurdering på at modellvalget ikke vil påvirke relative endringer av transmissivitet langs hulldybden, men at verdiene kun forflyttes med faktorene som vist i tabell 4.1. Eventuelle økningsfaktorer av transmissiviteten mellom EDZ og upåvirket bergmasse vil dermed fremstå likt, uavhengig valg av de presenterte modellene, dersom oppsettet og modellvalget holdes konsekvent. Av den grunn ble det valgt å beregne seksjonstransmissivitet med Moyes ligning fra vantapmålingene, på bakgrunn av at denne modellen fremsto som ofte brukt i tidligere studier av hydrauliske egenskaper i bergmassen, samt EDZ (Ericsson et al., 2010). T_{moye} ble dermed også brukt til beregning av hydraulisk sprekkeåpning, hvor de tilsvarende betraktningene angående relative verdi-forskjeller langs hulldybden også var gjeldende.

Sammenligningen mellom de dimensjonsløse faktorene gjelder kun dersom seksjonslengden og borehullsradien holdes konstant, samt influensradiene (R_0 og R) for Thiems og Gustafsons modeller. I dette studiet ble det også utført målinger på lengre seksjoner. De hydrauliske egenskapene fra disse testene ble også beregnet med Moyes ligning, da denne modellen i utgangspunktet er best egnet for større seksjonslengder.

Kapittel 5

Svorkmo kraftverk

Pilotforsøket for testing av vanninjeksjonsriggen ble utført i adkomsttunnelen til Svorkmo kraftverk, sør i Trøndelag fylke. Kraftverket startet produksjon i 1983, og har en årlig middelproduksjon på 270 GWh (Trønderenergi, 2020). Turbinene utnytter et fall på 99 m, med installert effekt på 54 MW. I dag opereres kraftverket av TrønderEnergi Kraft.

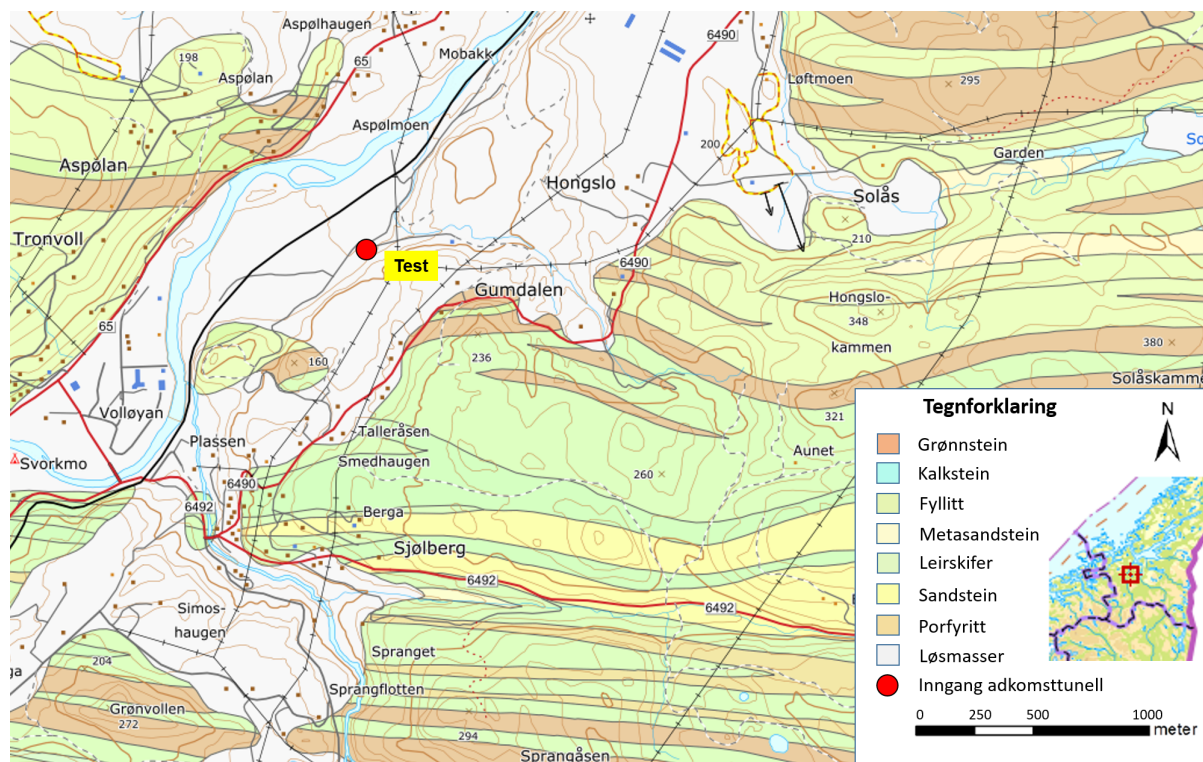
En av årsakene til at dette området ble valgt var at adkomsttunnelen til kraftverket var tilgjengelig for undersøkelser i det ønskede tidsrommet. Det var heller ingen pågående operasjoner på anlegget, slik at det var ingen forstyrrelser under feltarbeidet. Dette medførte god fleksibilitet for opprigging og testing av utstyret, samt fleksible arbeidsskift. En annen fordel med testområdet var relativt liten eller ingen bruk av bergsikring der undersøkelsene ble utført, som ga god tilgjengelighet og oversikt over bergmassen.

Feltarbeidet varte fra 2.- 5. desember 2019, hvor det ble boret fire hull på ca. 3 m med minst 8 m mellomrom. Injeksjonssmålinger ble utført i alle hullene, samt spenningsmålinger i to av dem. Rådata fra vanntap- og spenningsmålingene ved Svorkmo, er hentet fra SINTEF sin rapport etter undersøkelsene, Larsen & Hagen (2019). Det ble også utført ingeniørgeologisk feltkartlegging av bergmassekvalitet og oppsprekking av undertegnede, som beskrevet i kapittel 4.

5.1 Områdebeskrivelse

Området rundt Svorkmo kraftverk bestod av en variabel geologi, i følge kartlegginger utført av NGU (Norges Geologiske Undersøkelse). Berggrunnen bestod primært av metamorfe bergarter som grønnstein og fyllitt, men også sedimentære bergarter som

sandstein, siltstein og leirskifer. Et kart over berggrunnsgeologien hentet fra NGU sin nettbaserte karttjeneste er vist i fig. 5.1. I figuren er også inngangen til adkomsttunnelen påtegnet, samt markering over plasseringen av testområdet. Vanntapsmålingene ble utført mellom pel 77 og 104 i adkomsttunnelen, altså over et område på ca. 30 m. Basert på topografiske kart ble overdekningen estimert til ca. 90 m. Befaring gjennom tunnelen viste at bergarten primært bestod av en metamorf fyllitt. Det ble både observert folding over noen få cm, i tillegg til strukturer som kunne observeres over flere ti-talls meter. Enkelte steder ble det observert forkastningsstrukturer på tvers av tunnelen. Det ble også observert noe kjemiske utfellinger i enkelte områder, som kan ha oppstått etter tunnelen har blitt drevet. Bergmassen i området for vanntapstesting var relativt gjennomgående, slik at feltmålingene ble antatt å være representative for hele testområdet. Figur 5.2 og 5.3 viser avbildninger av bergmassen i måleområdet.



Figur 5.1: Berggrunnsgeologi i området rundt Svorkmo Kraftverk, med data hentet fra NGU sine netttjenester. Testområdet er markert med gult. Bergmassen i tunnelen bestod primært av fyllitt, markert med den lyse grønnfargen i kartet.

5.2 Feltkartlegging

I det følgende delkapittelet vil resultatene fra feltkartleggingen ved Svorkmo bli presentert. Kartleggingen ble utført over hele testområdet, fra pel 77 til 104. Metodene og verktøyene som ble brukt under kartleggingen er beskrevet i kapittel 4.



Figur 5.2: Bilde av bergmassen i måleområdet, ca. mellom pel 77 og 104. Bergmassen bestod av fyllitt, med svært inhomogene egenskaper.



Figur 5.3: Bilde av bergmassen ved pel 80, som viser oppsprekking langs foliasjonen. I tillegg er det vist noe kjemiske utfellinger som trolig har oppstått etter tunnelen har blitt drevet.

Bergmassekvalitet

Med Q-systemet ble det kartlagt en variabel bergmassekvalitet langs testområdet, som spente fra dårlig til god bergmasse basert på klassifikasjoner av NGI (2015). Oppsprekkingsgraden (RQD) utgjorde det største utslaget for variasjon av Q-verdier, som anslagsvis varierte mellom 40 - 70. Det ble hovedsakelig kartlagt to sprekkesett, samt til tilfeldig oppsprekking i enkelte områder. Det ble observert minimalt med fukt/drypp på bergoverflaten, og det ble vurdert gode innspenningsforhold. Kartlagte parametere og beregning av dårligst, best og typisk Q-verdi er vist i tabell 5.1.

Tabell 5.1: Kartlegging av Q-verdier ved måleområdet i adkomsttunnelen til Svorkmo kraftverk. Tabellen viser dårligste, beste og typiske kartlagte verdier.

Parameter	RQD	J_n	J_r	J_a	J_w	SRF	Q-verdi
Dårligst	40	6	1.5	3	1	1	3.3
Best	70	4	1.5	2	1	1	13.1
Typisk	50	6	1.5	2	1	1	6.3

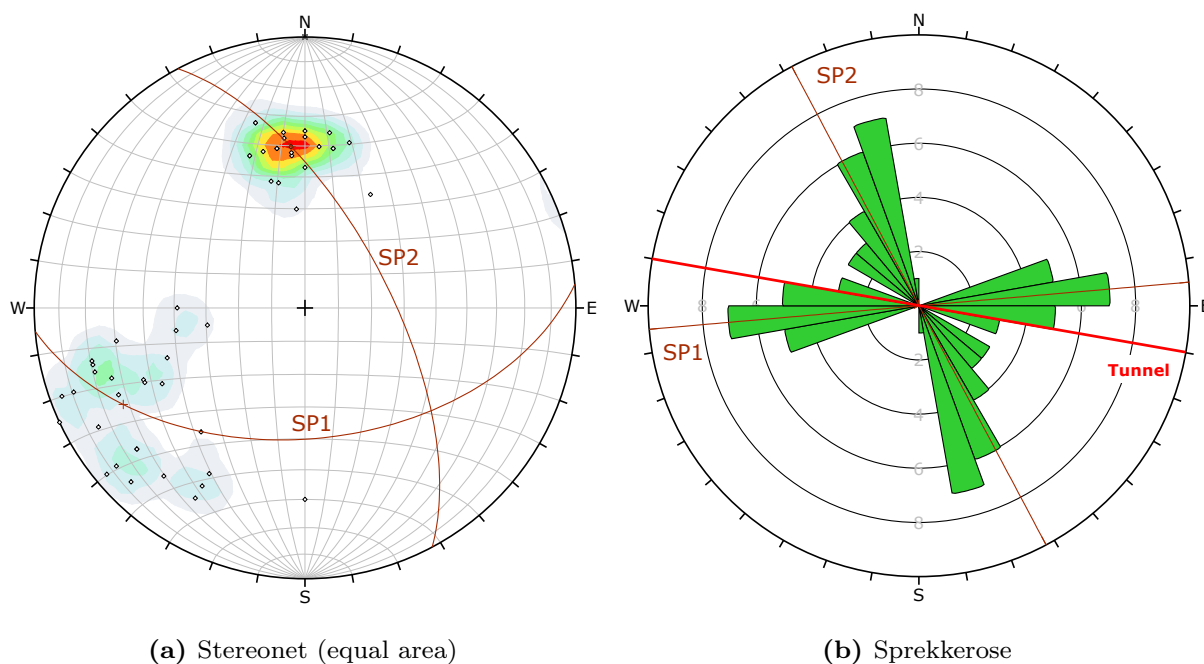
Bergmassekvaliteten basert på GSI-systemet varierte også noe over testområdet. I de mer oppsprukne områdene ble GSI vurdert til å være i området 40 - 50, basert på fig. A.1. Oppsprekkingen var lavere i andre partier, hvor GSI ble vurdert i området 50 - 60. En representativ GSI-verdi for hele testområdet ble estimert til å være 50.

Sprekkekartlegging

Orientering, avstand og utholdenhet

Kartleggingen av testområdet viste primært to hovedsprekkesett, videre betegnet som SP1 og SP2. I tillegg ble det kartlagt noe tilfeldig oppsprekking, som ikke tilhørte noen form for systematisk oppsprekkingsmønster. SP1 var mest dominerende, og var orientert langs med foliasjonen. Avstanden mellom sprekkeplanene ble målt til å være mellom 5 - 30 cm, med utholdenhet mellom 2 - 5 m. SP2 opptrådte mindre hyppig, med en mer variabel orientering. Avstanden mellom sprekkeplanene i SP2 var i området 1 - 2 m, med utholdenhet mellom 10 - 50 cm.

Sprekkes orientering ble vurdert etter målinger av strøk/fall på 52 sprekkeplan i testområdet. Målingene ble senere konvertert til fall/fallretning for enklere databehandling. Det ble gjort 23 målinger av SP1, som viste relativt lav spredning av målte verdier. Av SP2 ble det utført 27 målinger, med noe større spredning. Ytterligere 2 målinger ble tatt på sprekkeplan som viste seg å være tilfeldig orientert. Resultatene fra strøk/fall målingene samt de representative sprekkeplanene er vist i fig. 5.4, i form av stereonet og sprekkerose. En oppsummering over de representative verdiene fra målinger av sprekkes orientering, avstand og utholdenhet er vist i tabell 5.2.



Figur 5.4: Representering av alle 52 målte sprekkeplan. a) Stereonet av målingene, hvor SP1 og SP2 markerer de representative sprekkeplanene. b) Sprekkerose av tilsvarende målinger, hvor tunnelaksen også er påtegnet.

Tabell 5.2: Resultater fra sprekkenes orientering, avstand og utholdenhet i Svorkmo.

Sp.sett	Fall	Fallretning	Δ^*	Avstand [m]	Utholdenhet [m]
SP1 (foliasjon)	50°	175°	15°	0.05 - 0.3	2 - 5
SP2	65°	62°	52°	1 - 2	0.1 - 0.5

* Minste vinkel mellom tunnelaksen og strøket til sprekkesettet

Målinger av sprekkeruhet og styrke

Målinger av sprekkeflatenes ruhet ble gjort ved sammenligning av målte ruhetsprofiler med diagrammet vist i fig. A.2. Det ble tilsammen utført 56 målinger av ruhets-profiler, 29 for SP1 og 28 for SP2. Typiske verdier fra målingene er presentert i tabell 5.3, som viser at gjennomsnittlig JRC for begge sprekkesettene var tilnærmet lik 10.

Tabell 5.3: Gjennomsnitt, median og standardavvik for JRC-målinger ved Svorkmo.

Sp.sett	Gjennomsnitt	Median	Standardavvik	Antall
SP1	9.9	9	2.3	29
SP2	10.2	10	2.7	27
Samlet	10.0	10	2.4	56

Sprekkestyrken JCS ble vurdert basert på målinger med en L-type Schmidt-hammer. Det ble utført 27 målinger av SP1, og 22 målinger av SP2. Alle målingene ble normalisert til vertikal måleretning, basert på fig. A.3. Resultatene av målte Schmidt-tall R , er vist i tabell 5.4, som indikerte at den gjennomsnittlige styrken for SP1 var høyere enn for SP2.

Tabell 5.4: Gjennomsnitt, median og standardavvik for målinger av Schmidt-tallet R , normalisert til vertikal måleretning ved Svorkmo.

Sp.sett	Gjennomsnitt	Median	Standardavvik	Antall
SP1	33.3	33	3.4	27
SP2	24.1	24	4.4	22
Samlet	29.1	31	6.0	49

Fra laboratorietestingen ble tyngdetettheten anslått til ca. 27 kN/m^3 . Basert på lign. 4.2, ble JCS for sprekkeplanene beregnet ved bruk av de gjennomsnittlige verdiene og standardavvikene fra tabell 5.4:

- JCS for SP1: $(62 \pm 13) \text{ MPa}$
- JCS for SP2: $(38 \pm 24) \text{ MPa}$

5.3 Laboratorieundersøkelser

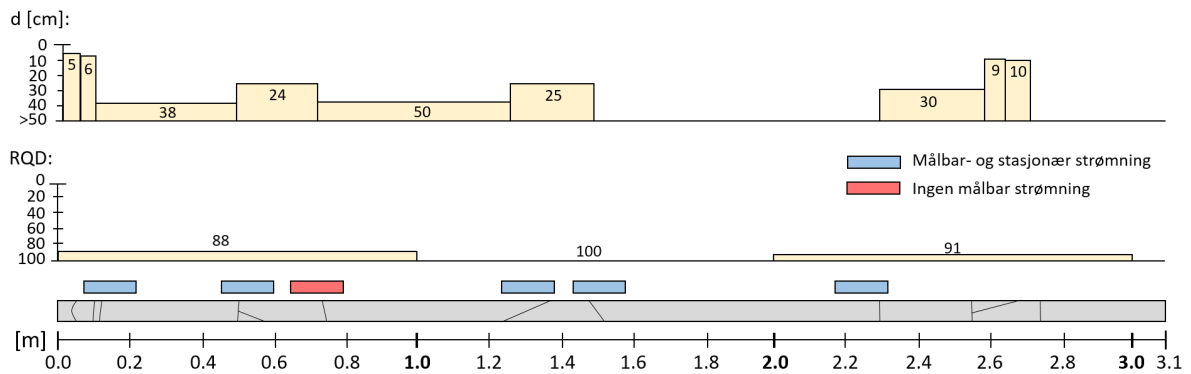
5.3.1 Borekjernekartlegging

I adkomsttunnelen til Svorkmo kraftverk ble det boret 4 hull på ca. 3 m, med ca. 8-10 m mellomrom. Bergmassen i testområdet bestod utelukkende av fyllitt. I det følgende delkapittelet vises avbildningen av kjerne-kassene, samt presentasjon og vurdering av borkjernekartleggingen. Kartleggingen bestod av å tegne sprekkenes plassering, samt måling av sprekkeavstanden d og beregning av RQD langs kjernene. Plassering av de 15 cm lange testseksjonene langs hulldybden er også markert. Blå farge på testseksjonen betegner målt stasjonær strømming, rød farge betegner null målbar strømming og oransje farge betegner målbar, men ikke-stasjonære forhold. Bilder kjernematerialet fra de fire borehullene, samt kartlegging av sprekker er vist i fig. 5.5 - 5.12.

SVORKMO - BH1



Figur 5.5: Borkjernematerialet etter boringen i SVORKMO-BH1. Materialet var relativt jevnt oppsprukket, lite skade fra boring.

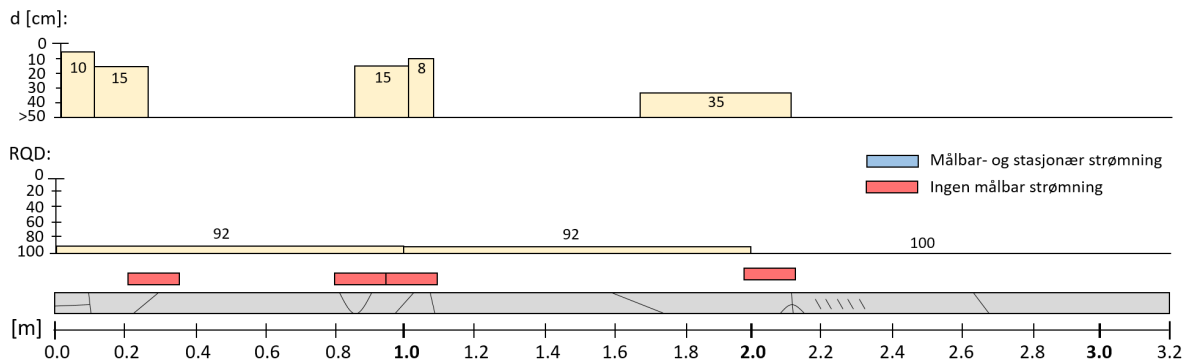


Figur 5.6: Sprekkekartlegging av SVORKMO-BH1. Figuren viser sprekeavstanden d [cm], RQD for hver meter samt plasseringen av testseksjonene.

SVORKMO - BH2



Figur 5.7: Borkjernematerialet etter boringen i SVORKMO-BH2. Materialet var en del oppsprukket langs foliasjonen, dannet fra boring og/eller avlastning av kjernen.

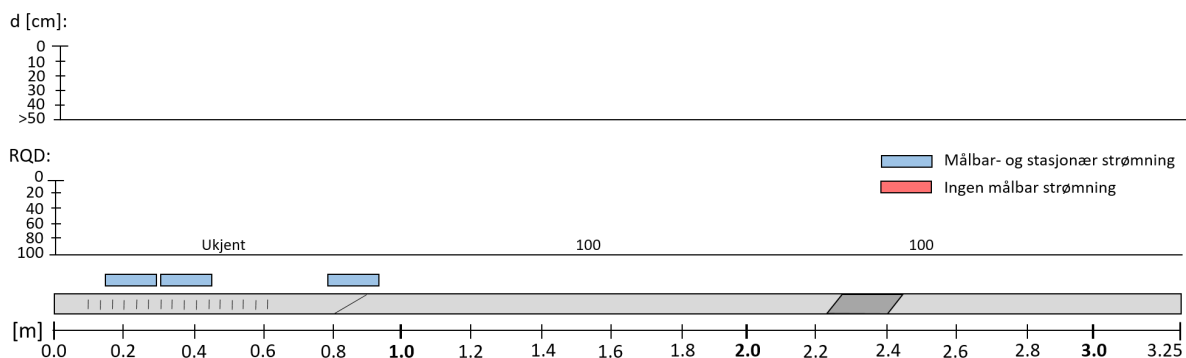


Figur 5.8: Sprekkekartlegging av SVORKMO-BH2. Figuren viser sprekkeavstanden d [cm], RQD for hver meter samt plasseringen av testseksjonene. Ved ca. 2.2 m ble det kartlagt en tett foliasjonsoppsprekking etter avlastning av kjernen.

SVORKMO - BH3



Figur 5.9: Bilde av materialet i kjerneboksen til Svorkmo-BH3. Skade fra boring første 0.7 m, deretter var kjernematerialet intakt. Plasseringen på de tre Doorstopperene er også vist.

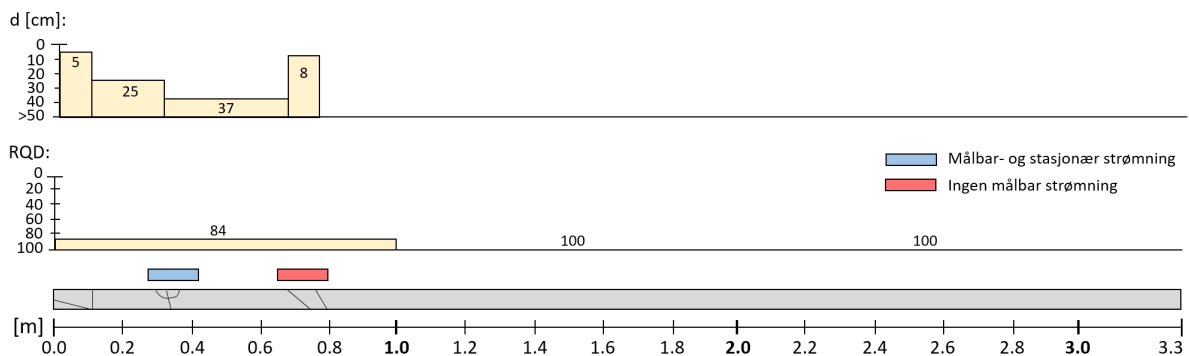


Figur 5.10: Sprekkekartlegging av SVORKMO-BH3. Figuren viser sprekkeavstanden d [cm], RQD for hver meter samt plasseringen av testseksjonene. Fra ca. 2.2 - 2.4 m ble det kartlagt en smal sleppesone.

SVORKMO - BH4



Figur 5.11: Bilde av materialet i kjerneboksen til Svorkmo-BH4. Noe oppsprekking fram til ca. 0.8 m, deretter var kjernematerialet fullstendig intakt.



Figur 5.12: Sprekkekartlegging av SVORKMO-BH4. Figuren viser sprekeavstanden d [cm], RQD for hver meter samt plasseringen av testseksjonene. Ingen sprekker etter 0.8 m.

Vurdering av borkjernekartleggingen

Graden av oppsprekking varierte generelt mellom de fire borehullene. Kjernematerialet fra BH1 var lite preget av fragmentering etter boringen, og hadde en relativt jevn oppsprekking langs kjernen. I BH2 var materialet mer preget av fragmentering langs foliasjonen etter boringen. Dette fremkom tydelig ved ca. 2.5 m dyp i borehullet (fig. 5.7 og 5.8), som viste tett oppsprekking langs foliasjonen etter avlastning av kjernen. De første 0.7 m av kjernematerialet i BH3 var svært fragmentert, men det ble fremdeles vurdert to potensielle konduktive seksjoner i dette området basert på boringen. Etter 1 m dyp i BH3, var kjernematerialet fullstendig intakt, med unntak av noe sleppematerialet fra ca. 2.2 - 2.4 m. Kjernen i BH4 var også fullstendig intakt etter ca. 1 m, som begrenset muligheten for injeksjonstesting.

Eventuelle skader fra sprengning ble hovedsakelig vurdert ved måling av sprekkeavstanden d langs borkjernene. I BH1 var materialet tettere oppsprukket de første 10 cm, sammenlignet med det resterende kjernematerialet. Det samme gjaldt ytterst på kjernene til BH2 og BH4, som kan indikere noe sprengningsskade. I BH3 var det utfordrende å vurdere sprengningsskade, grunnet fragmentering fra boringen. Sprekker plassert de ytterste 7 cm var det ikke mulighet å utføre injeksjonstester på, da pakkeren trengte nok plass i borehullet til å spennes opp.

5.3.2 Bergmekaniske egenskaper

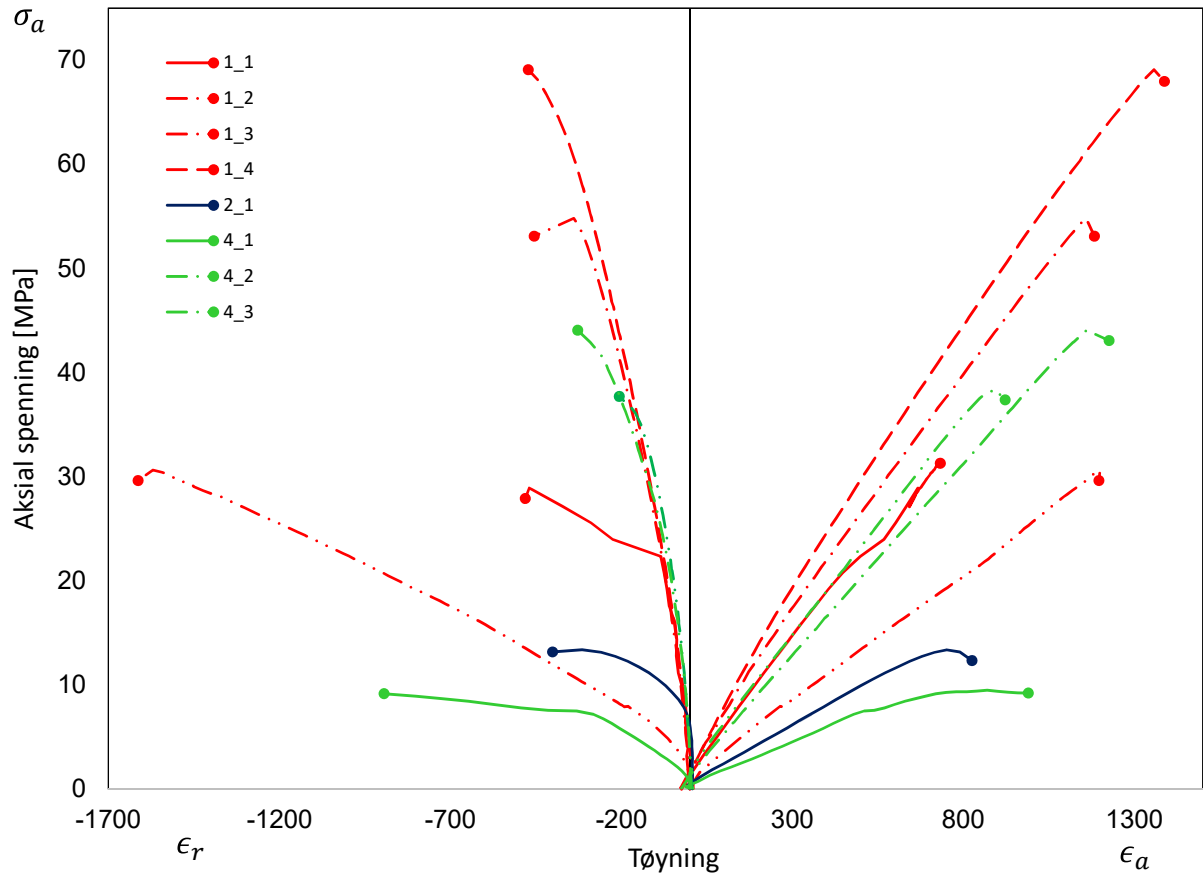
For å undersøke de bergmekaniske egenskapene ved Svorkmo, ble det utført testing på de intakte bitene fra kjernematerialet etter boringen. Undersøkelsene inkluderte deformabilitetstest (UCS, E_{50} og Poissons tall ν), samt tetthet ρ og lyd hastighet v_p . Beskrivelse av parameterene, samt metodebeskrivelse for utførsel av testene er omhandlet i kapittel 4. Videre i dette delkapittelet vil resultatene fra de bergmekaniske undersøkelsene bli presentert, i tillegg til en samlet vurdering.

Kjerneneprovne ble nummerert etter tilhørig borehull. Dybden til prøvene er også oppgitt, definert som avstanden fra hullåpningen til midten av prøven. Gjennomsnittlig diameter på kjernene var 61.52 mm, med standardavvik på 0.2 mm. Lengdediameterforholdet L/D er også oppgitt for hver prøve, som etter standarden for deformabilitetstesting (ISRM, 1981) bør være mellom 2.5 - 3.0.

Resultatene fra de bergmekaniske undersøkelsene ved Svorkmo er vist i tabell 5.5. I fig. 5.13 er spenning-tøynings kurvene fra prøvene vist, samt avbildning av kjernene etter fullført test i fig. 5.14 og 5.15.

Ved beregning av gjennomsnittlige verdier og standardavvik, ble det vurdert å fjerne utvalgte målinger med betydelig avvik. Prøve 1_3 hadde et L/D -forhold på 2.36, som var vesentlig lavere enn de andre prøvene, og ble dermed utelatt i beregning av gjennomsnitt og standardavvik. Kjerneprøve 4.1 ble også utelatt, grunnet en ugunstig plassert svakhet som medførte svært lave verdier. Poissons tall ved prøve 1_2 ble også fjernet, da en verdi på 1.27 ikke ble antatt å være representativt. De resterende målingene fra deformabilitetsundersøkelsene viste en vesentlig spredning, forårsaket fyllittens inhomogeniteter.

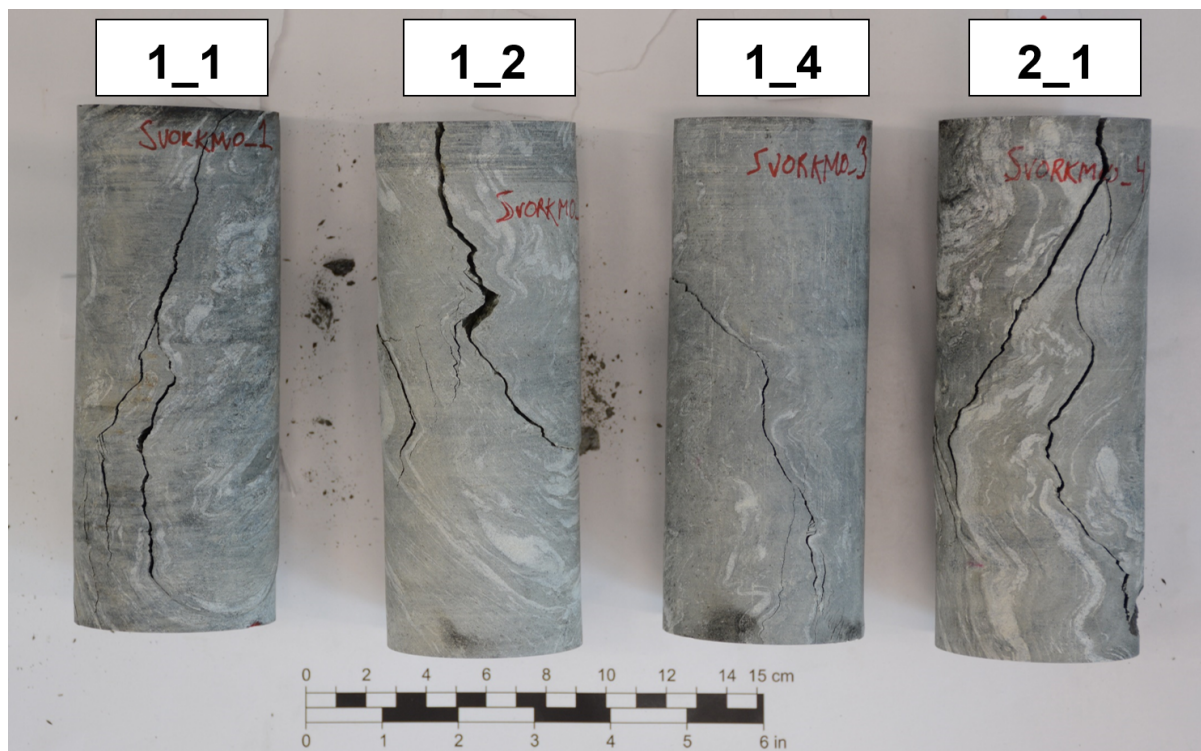
Målingene av tetthet og lyd hastighet hadde derimot en relativt lav spredning av målte verdier. Gjennomsnittlig tetthet ble beregnet til (2755 ± 10) kg/m³, samt gjennomsnittlig lyd hastighet på (5058 ± 259) m/s.



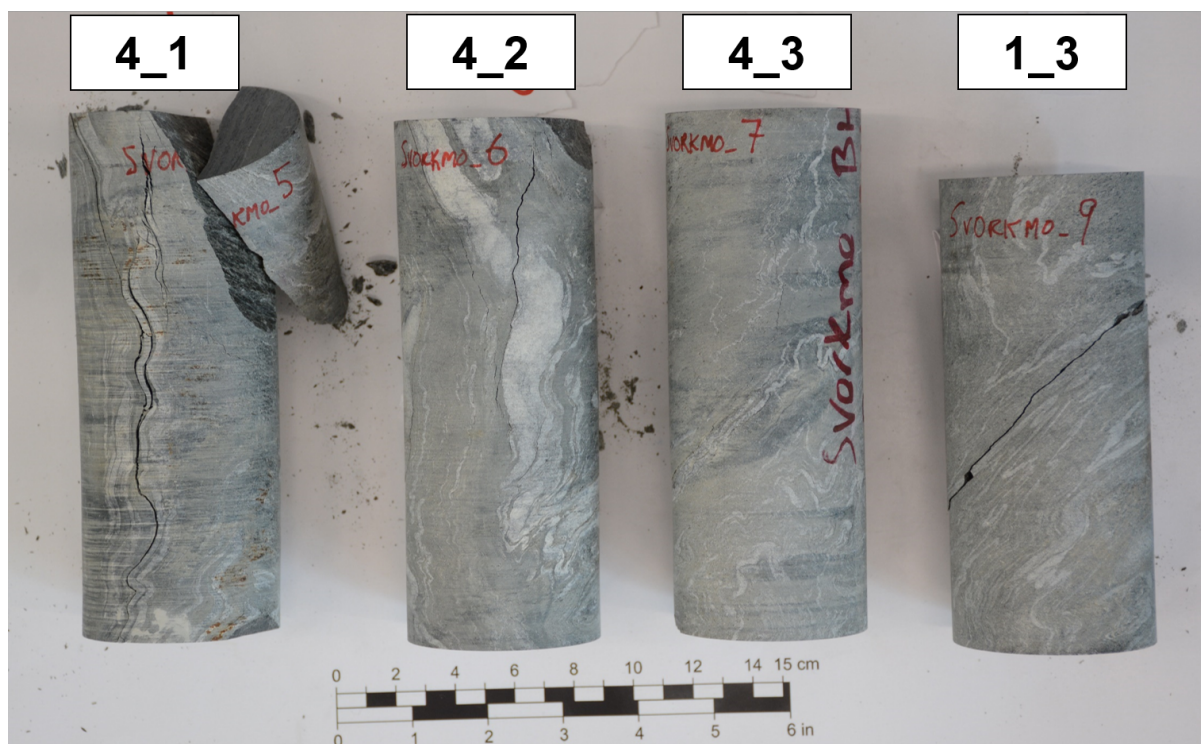
Figur 5.13: Spennings- tøyningskurver for kjerneprøvene fra Svorkmo. E-modulen ble beregnet ved 50% av UCS. Kurvene ble avsluttet ved brudd, markert med sirkler.

Tabell 5.5: Resultater fra undersøkelse av de bergmekaniske egenskapene til kjerneprøvene fra Svorkmo. Prøvene er delt inn i hvilket borehull materialet er fra. Dypet er definert som avstanden fra hullåpning til midten av kjernen. Verdier som er utstrøket er ikke tatt med i beregninger av gjennomsnitt og standardavvik.

Kjerne	Dyp [m]	L/D	ρ [kg/m ³]	v_p [m/s]	UCS [MPa]	E_{50} [GPa]	ν
1_1	0.9	2.60	2770	5050	31.3		
1_2	1.7	2.65	2746	4896	30.6	23.8	1.27
1_3	2.5	2.36	2751	5298	54.8	45.0	0.27
1_4	3.1	2.60	2762	5540	69.1	49.9	0.31
2_1		2.66	2744	4827	13.4	18.4	0.27
4_1	0.4	2.66	2747	5050	9.5	14.1	0.69
4_2	1.7	2.66	2767	5061	39.6	41.8	0.19
4_3	2.8	2.67	2751	4740	44.1	36.9	0.21
Gj.snitt			2755	5058	38.0	34.1	0.25
Std.avvik			10	259	18.5	12.9	0.05



Figur 5.14: Bilde av prøve nr. 1.1, 1.2, 1.4 og 2.1 etter fullført test. Brudd langs foliasjonen.



Figur 5.15: Bilde av prøve nr. 4.1, 4.2, 4.3 og 1.3 etter fullført test.

Vurdering av bergmekaniske parametere

Deformabilitetsundersøkelsene av fylltitten påviste meget heterogene egenskaper, hvor lastretningen i forhold til foliasjonen var vesentlig for kjernens mekaniske egenskaper. Avbildning av prøvene etter fullført test (fig. 5.14 og 5.15) viste at majoriteten av bruddene gikk langs foliasjonen. Mønsteret til foldningen av kvartsårene var tilsynelatende tilfeldig, og varierte mellom hver prøve. Dette ble vurdert som den primære årsaken til de relativt store spredningene av enaksiell trykkfasthet, E-modul og Poissons tall, som tydelig fremvises i spenning-tøyningskurvene (fig. 5.13). Kurvene som viser aksial tøying mot aksial spenning, indikerte at spenningsstien for de fleste prøvene var relativt lineære fra initiell lastpåføring, og til brudd. Dette kan gi indikasjon på at bergmassen kan betraktes med en elastisk materialoppførsel, inntil brudd påtreffer.

Vurdering av representative deformabilitetsegenskaper var dermed i utgangspunktet ikke helt trivielt. Derfor ble det forsøkt å utelate verdier antatt som mindre representative for bergmassen. Målingen av prøve nr. 1.4 resulterte i en relativt høy UCS og E_{50} (69.1 MPa og 49.9 GPa) i forhold til de andre målingene. Fra brudd-avbildningen (fig. 5.14) virket foliasjonen mindre tilstedeværende. Dette kan indikerer at kombinasjonen av kvartsårene (høyere E-modul) sammen med den resterende mineralsammensetningen (lavere E-modul), dannet lokale spenningskonsetrasjoner langs minereal-grensene, hvor bruddet tilsynelatende gikk for hver prøve. Styrken og stivheten til bergmassen kan dermed antas å variere betydelig lokalt, ettersom foliasjonsretningen endret seg.

Ytterligere deformabilitetstesting av kjerneprøver fra Svorkmo ble utført av SINTEF, til bruk av spenningsberegninger fra Doorstopper-målingene. Resultatene fra disse testene er oppgitt i tabell B.1, vedlegg B. Resultatene fra SINTEF viste noe lavere gjennomsnittlig styrke og stivhet, med $UCS = (28.0 \pm 12.4)$ MPa og $E_{50} = (24.0 \pm 9.3)$ GPa, samt et vesentlig lavere Poissons tall ($\nu = 0.08 \pm 0.05$). Ettersom L/D forholdet, spenning-tøyningskurver og brudd-bildene ikke var tilgjengelig for disse prøvene, ble det valgt å unnlate SINTEF sine målinger for videre vurderinger av de bergmekaniske forholdene ved Svorkmo. Resultatene er derimot vist i vedlegg B som et supplement.

5.4 Spenningsmålinger

For å undersøke spenningstilstanden i testområdet, ble det utført 2D spenningsmålinger med Doorstopper i BH3 og BH4. Det ble utført 3 målinger i hvert av borehullene, hvor avstanden mellom hullene var ca. 10 m. Kjernematerialet og plasseringen av Doorstopperene er avbildet i fig. 5.9 og 5.11. Resultatene fra målte tøyninger og beregnede hovedspenninger i BH3 og BH4, er vist i tabell 5.6 og 5.7.

Tabell 5.6: Registrerte målinger av tøyning og beregnede spenninger i BH3, Svorkmo.

Hulldyp [m]	ϵ' [μ S]	ϵ'' [μ S]	ϵ''' [μ S]	ϵ'''' [μ S]	$(\epsilon' + \epsilon'') -$ $(\epsilon''' + \epsilon''')$	σ_1 [MPa]	σ_2 [MPa]	Orientering σ_1^* [°]
1.5	370	-59	312	29	-30	8.4	-2.2	163
2.6	289	133	191	229	2	5.9	2.6	187
3.0	256	102	382	-120	96	9.0	-1.8	144
Gj.snitt						7.8	-0.5	165
Std.avvik						1.6	2.7	22

*Orienteringen av σ_1 er målt fra vertikal akse, med klokken.

Tabell 5.7: Registrerte målinger av tøyning og beregnede spenninger i BH4, Svorkmo.

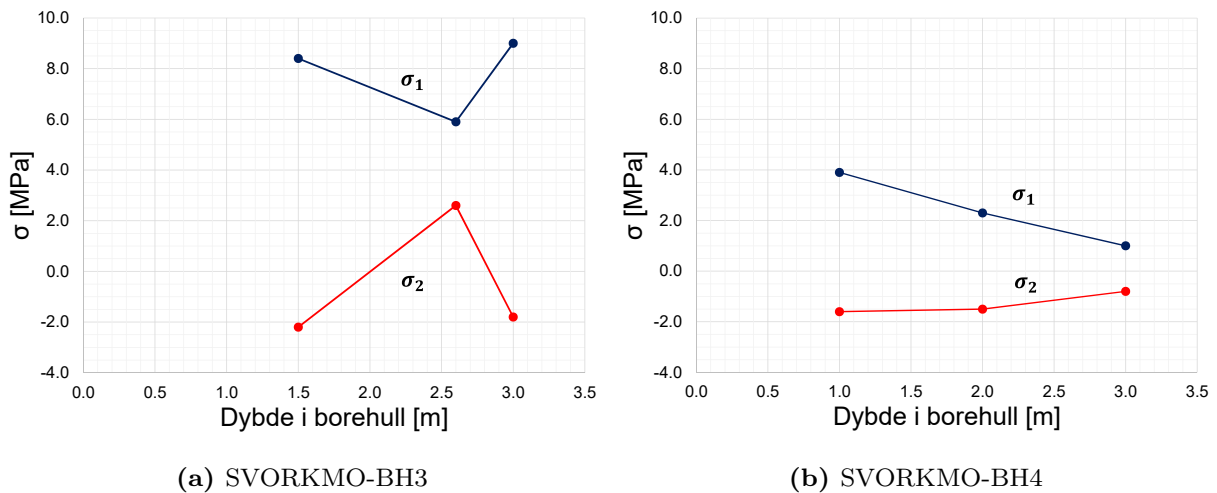
Hulldyp [m]	ϵ' [μ S]	ϵ'' [μ S]	ϵ''' [μ S]	ϵ'''' [μ S]	$(\epsilon' + \epsilon'') -$ $(\epsilon''' + \epsilon''')$	σ_1 [MPa]	σ_2 [MPa]	Orientering σ_1^* [°]
1.0	122	-11	162	-47	-4	3.9	-1.6	151
2.0	101	-60	1	56	-16	2.3	-1.5	9
3.0	43	-33	-14	8	16	1.0	-0.8	8
Gj.snitt						2.4	-1.3	56
Std.avvik						1.5	0.4	-

*Orienteringen av σ_1 er målt fra vertikal akse, med klokken.

Vurdering av spenningsmålingene i Svorkmo

I fig. 5.16 er største og minste hovedspenning fremvist langs dybden til hullene. Det fremkom at største hovedspenning varierte både langs dybden og mellom hullene, til tross for at det kun var ca. 10 m mellom dem. Resultatene fra BH4 viste at største hovedspenning stegvis avtok langs dybden. Dette antydde sekundære spenningskonstrasjoner nær tunnelveggen, induisert fra utsprenningen av bergrommet. Orienteringen til σ_1 fra BH4 indikerte at største hovedspenning var semi-vertikal, spesielt etter 2-3 m dyp. Målingene av minste hovedspenning σ_2 viste svært lave verdier (negative), som indikerte lave tektoniske spenninger parallelt med tunnelaksen.

De to ytterste målingene fra BH3 viste også en avtagende trend for σ_1 . Målingen ved 3 m avvirket derimot fra den avtagende trenden, ved registrering av en svært høy σ_1 (9.0 MPa), i forhold til de andre målingene. En årsak til dette kan være nærliggende svakheter/diskontinuiteter som har skapt økt spenningskonsentrasjon i dette området. En mer sannsynlig årsak derimot, kan være dårlig kvalitet på målingen, ettersom den teoretiske oppfyllelsen $\epsilon' + \epsilon'' = \epsilon''' + \epsilon''''$ avvirket i større grad.



Figur 5.16: Største og minste hovedspenning langs hulldybden i BH3 og BH4 ved Svorkmo. Målingene er utført med 2D Doorstopper.

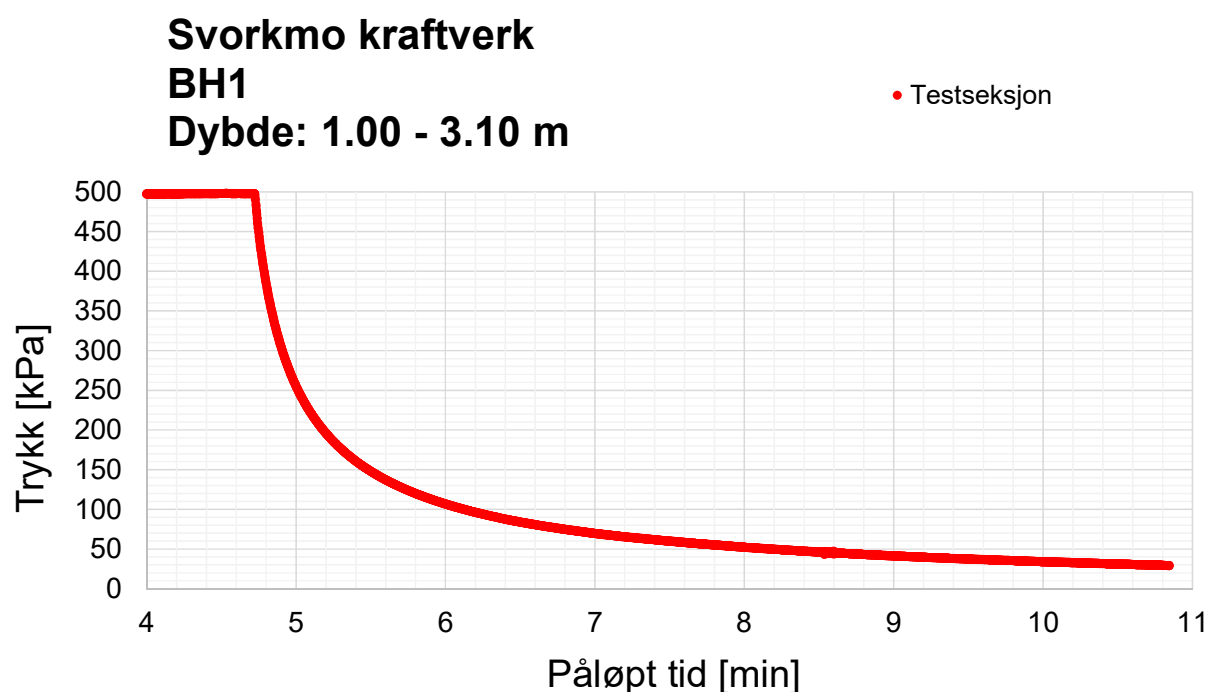
Basert på de bergmekaniske egenskapene vist i tabell 5.5, samt en overdekning på 90 m kunne de gravitasjonsinduserte spenningene estimeres til følgende: $\sigma_v = 2.4$ MPa og $\sigma_h = 0.8$ MPa, basert på lign. 4.4. Dette sammenfalt bra med den gjennomsnittlige verdien av σ_1 i BH4, på 2.4 MPa. Største hovedspenning i BH3 indikerte derimot et høyere spenningsnivå. Som tidligere nevnt kan ulike spenningskonsentrasjoner oppstått fra lokale forskjeller i bergmassens stivhet være en av årsakene. Spenninger vil konsentreres i områder der bergmassens E-modul er størst (Myrvang, 2001). Bergmassen i adkomsttunnelen bestod av en inhomogen fyllitt, hvor foliasjonen, folder og andre diskontinuiteter kan endre bergmassens stivhet betydelig over lokale områder, som antydnet fra de bergmekaniske undersøkelsene.

5.5 Resultater fra vanntapsmålinger

I det følgende delkapittelet vil resultatene etter vanntapsmålingene fra BH1, BH2, BH3 og BH4 i adkomsttunnelen til Svorkmo kraftverk bli presentert. Vanntapsmålingene ble utført i tidsrommet 4. - 5. desember 2019. Avbildning og kartlegging av borkjernene, samt plassering av de 15 cm lange testseksjonene er vist delkapittel 5.3.1. Utstyrsbeskrivelse og fremgangsmetode for utførselen av injeksjonstestene er omhandlet i kapittel 4.

Hullene ble boret i et område ca. 100 m inn i adkomsttunnelen til dybder på omtrent 3 m, og med ca. 8 m mellomrom. Alle hullene var orientert i retning N10°Ø. BH1, BH2 og BH4 ble boret med 5° fall, mens BH3 hadde 5° stigning.

For vurdering av injeksjonstrykket ΔP i seksjonene dypere enn 1 m, ble det utført en måling av grunnvannstrykket i BH1. Målingen ble utført ved å spenne opp den ytre pakkeren (pakker 1) ved 1 m dyp, og deretter trykke testseksjonen til 500 kPa. Etter ca. 4.7 min påløpt tid fra starten av dataloggingen, ble trykkreguleringen i testseksjonen avstengt. Deretter innstilte trykket seg gradvis det naturlige formasjonstrykket, som vist i fig. 5.17. Trykket i testseksjonen flatet ikke ut mot en konstant verdi, med fortsatte en gradvis reduksjon med etterhvert større tidsintervaller. Med tanke på tidsrammene ble målingen avsluttet ca. 6 min etter trykkreguleringen ble avstengt, hvor trykket i testseksjonen var på 29.3 kPa. Denne verdien ble dermed vurdert å representere grunnvannstrykket etter 1 m dyp. Fra tunnelkonturen og fram til 1 m dyp, ble det antatt en lineær økning av formasjonstrykket.



Figur 5.17: Måling av grunnvannstrykket i BH1 ved Svorkmo. Grunnvannstrykket fra 1 m mot hulldybden ble anslått til å være 29.3 kPa.

Kartleggingen av borkjernene fra Svorkmo påviste ulik oppsprekkingsgrad. Antallet potensielt vannførende testseksjoner på 15 cm ble dermed forskjellig, avhengig de kartlagte sprekke. Følgelig ble det kartlagt 6 potensielle testseksjoner i BH1, 4 i BH2, 3 i BH3 samt 1 i BH4. I tillegg ble det utført målinger på lengre seksjoner, for vurdering av bergmassens hydrauliske konduktivitet. Resultatene etter injeksjonstestene fra Svorkmo, er vist i tabell 5.8 - 5.11.

SVORKMO-BH1

Tabell 5.8: Resultater fra vanntapsmålinger og beregning av hydrauliske parametere i BH1 ved Svorkmo. Målbar og stasjonær vannstrømning ble oppnådd i 5 av de 15 cm lange testseksjonene. Tre stegvise trykkøkninger ble også utført, i seksjon #1, #2 og #7.

#	Seksjon [m] - [m]	Gv.trykk U [kPa]	Sek.trykk P_{sek} [kPa]	Inj.trykk ΔP [kPa]	Strømning Q [l/min]	Sek.trans T_{moye} [m ² /s]	Spr.åpning b [m]
1_1	0.07 - 0.22	4.0	218	214	7.480	1.8E-06	1.4E-04
1_2			99	95	4.810	2.6E-06	1.6E-04
1_3			51	47	3.340	3.6E-06	1.8E-04
2_1	0.45 - 0.60	15.0	200	185	0.069	1.9E-08	3.1E-05
2_2			494	479	0.143	1.5E-08	2.9E-05
2_3			801	786	0.225	1.4E-08	2.8E-05
2_4			1000	985	0.309	1.6E-08	2.9E-05
3_1	0.65 - 0.80	20.0	496	476	0.000	0.0E-00	0.0E-00
4_1	1.24 - 1.39	29.3	496	467	0.038	4.1E-09	1.9E-05
5_1	1.45 - 1.60	29.3	498	469	0.034	3.7E-09	1.8E-05
6_1	2.18 - 2.33	29.3	491	462	0.003	3.7E-10	8.4E-06
7_1*	0.50 - 3.10	29.3	199	170	0.177	1.3E-07	5.9E-05
7_2*			501	472	0.497	1.3E-07	6.0E-05
7_3*			803	774	1.208	2.0E-07	6.8E-05
7_4*			1096	1067	2.450	2.9E-07	7.7E-05

* Test av bergmassens hydrauliske egenskaper

SVORKMO-BH2

Tabell 5.9: Resultater fra vanntapsmålinger og beregning av hydrauliske parametere i BH2 ved Svorkmo. Det ble ikke oppnådd målbar strømning i noen av de 15 cm lange testseksjonene.

#	Seksjon [m] - [m]	Gv.trykk U [kPa]	Sek.trykk P_{sek} [kPa]	Inj.trykk ΔP [kPa]	Strømning Q [l/min]	Sek.trans T_{moye} [m ² /s]	Spr.åpning b [m]
1_1	0.22 - 0.37	8.0	545	537	0.000	0.0E-00	0.0E-00
2_1	0.80 - 0.95	29.0	501	472	0.000	0.0E-00	0.0E-00
3_1	0.95 - 1.10	29.3	515	486	0.000	0.0E-00	0.0E-00
4_1	2.61 - 2.76	29.3	513	484	0.000	0.0E-00	0.0E-00
5_1*	2.20 - 3.20	29.3	498	469	0.003	6.4E-10	1.0E-05
6_1*	0.15 - 3.20	29.3	500	471	0.044	1.2E-08	2.7E-05
6_2*			803	774	0.067	1.1E-08	2.6E-05
6_3*			1096	1067	0.079	9.6E-09	2.5E-05
6_4*			1403	1374	0.133	1.3E-08	2.7E-05

* Test av bergmassens hydrauliske egenskaper

SVORKMO-BH3

Tabell 5.10: Resultater fra vanntapsmålinger og beregning av hydrauliske parametere i BH3 ved Svorkmo. Målbar og stasjonær strømming ble oppnådd i 3 av de korte testseksjonene.

#	Seksjon [m] - [m]	Gv.trykk U [kPa]	Sek.trykk P_{sek} [kPa]	Inj.trykk ΔP [kPa]	Strømming Q [l/min]	Sek.trans T_{moye} [m ² /s]	Spr.åpning b [m]
1.1	0.13 - 0.28	6.0	45	39	6.800	8.8E-06	2.4E-04
2.1	0.30 - 0.45	11.0	199	188	1.060	2.8E-07	7.7E-05
2.2			489	478	2.180	2.3E-07	7.2E-05
2.3			798	787	3.470	2.2E-07	7.1E-05
3.1	0.78 - 0.93	24.0	206	182	0.026	7.2E-09	2.2E-05
3.2			498	474	0.053	5.6E-09	2.1E-05
3.3			801	777	0.088	5.7E-09	2.1E-05
3.4			1103	1079	0.105	4.9E-09	2.0E-05
4.1*	2.60 - 3.25	29.3	487	458	0.002	3.9E-10	8.6E-06
5.1*	0.70 - 3.25	29.3	520	491	-	-	-
5.2*			808	779	0.007	1.1E-09	1.2E-05
5.3*			1097	1068	0.010	1.2E-09	1.2E-05

* Test av bergmassens hydrauliske egenskaper

- Ikke oppnådd stasjonære strømningsforhold

SVORKMO-BH4

Tabell 5.11: Resultater fra vanntapsmålinger og beregning av hydrauliske parametere i BH4 ved Svorkmo. Målbar og stasjonær strømming ble kun oppnådd i den ytterste testseksjonen.

#	Seksjon [m] - [m]	Gv.trykk U [kPa]	Sek.trykk P_{sek} [kPa]	Inj.trykk ΔP [kPa]	Strømming Q [l/min]	Sek.trans T_{moye} [m ² /s]	Spr.åpning b [m]
1.1	0.30 - 0.45	11.0	199	188	0.159	4.3E-08	4.1E-05
1.2			503	492	0.408	4.2E-08	4.1E-05
1.3			791	780	0.616	4.0E-08	4.0E-05
2.1	0.65 - 0.80	21.0	494	473	0.000	0.0E-00	0.0E-00
3.1*	0.65 - 3.30	29.3	510	481	0.000	0.0E-00	0.0E-00
3.2*			810	781	0.000	0.0E-00	0.0E-00

* Test av bergmassens hydrauliske egenskaper

5.5.1 Oppsummering av vanntapsmålingene ved Svorkmo

Fra kjernematerialet til BH1 ble det kartlagt 6 potensielt vannførende sprekker, hvor det ble oppnådd vellykkede målinger i 5 av dem. Resultatene antydte en reduksjon av

de hydrauliske verdiene fra den ytterste testseksjonen, i forhold til de mer dyptliggende seksjonene.

Den samme trenden fremkom av resultatene fra BH3, som også viste en gradvis reduksjon av de hydrauliske egenskapene. Fra kartleggingen av kjernematerialet til BH3 (fig. 5.10) ble det ikke påvist noen sprekker etter 0.9 m, og det ble følgelig ingen flere målbare testseksjoner langs det resterende hullet. Det ble heller ikke påvist noen strømning gjennom sleppematerialet i BH3. Ved vanninjeksjon i de ytterste testseksjonene i BH1 og BH3 ble det observert noe vannlekkasjer ut i tunnelen, gjennom sprekkesystemer rundt borehullet.

I BH2 ble det i utgangspunktet kartlagt 4 potensielle konduktive testseksjoner på 15 cm. Det ble derimot ikke oppnådd målbar strømning i noen av disse testseksjonene. En årsak til dette kan være for lave seksjonstrykk, da det ikke ble testet for høyere enn 500 kPa. Andre årsaker kan være feil i utstyret, feil bruk av utstyret, eller at sprekke fra kjernematerialet ble dannet fra boringen. Fra kjernekartleggingen ble det også påvist en ytterligere sprekke ved ca. 10 cm, som ikke ble testet forårsaket nødvendig plassering på den ytre pakken (pakke 1). Det ble derimot påvist noe vannstrømning i de to lengre testseksjonene, fra 2.20 - 3.20 m (#5*) og 0.15 - 3.20 m (#6*).

Fra materialet til BH4 ble det kartlagt to potensielle testseksjoner med mulighet for utføring av vanninjeksjonstesting. Resultatene viste at det kun var den ytterste sprekken som var vannførende, som var plassert ved 0.36 m dyp. Etter 0.8 m var kjernematerialet fullstendig intakt, og det ble ikke registrert noen vannstrømning som forventet.

5.6 Analyser av feltområdet Svorkmo

5.6.1 Ingeniørgeologiske og bergmekaniske betraktninger

Som tidligere beskrevet bestod bergmassen i testområdet av en meget inhomogen fyllitt, med foldninger langs foliasjonen. Fra de bergmekaniske undersøkelsene var det relativt store variasjoner av trykkfasthet og E-modul, på henholdsvis (38 ± 19) MPa og (34 ± 19) GPa. UCS kan dermed klassifiseres som medium, ifølge Bamford et al. (1978). Bruddene fra deformabilitetstesten oppstod langs foliasjonen, som varierte på tvers av prøvene. JCS-målinger av det mest fremtredende sprekkesettet, SP1, indikerte noe høyere styrke, med gjennomsnittlig verdi på 62 MPa. Årsaken kan være at Schmidt-hammer målingene baserer seg på reflektert energi fra en overflate, hvor styrken langs foliasjonsplanet ikke ble direkte testet. Målinger av SP2 sammenfalt derimot bedre med UCS-verdiene, med gjennomsnittlig JCS = 38 MPa.

Fragmentering langs foliasjonsplanet oppstod også til en viss grad under kjerneboringene (spesielt i BH2), som kunne medføre noe overestimert av den naturlige oppsprekkingen. En generell observasjon fra boringene, var at kjernematerialet virket omtrent fullstendig intakt etter 1 m, med unntak av BH1. Fra feltkartleggningen ble det observert to markerte sprekkeseett, med målt avstand og utholdenhet som antydte høyere oppsprekking langs kjernene. Kartlagt RQD for bestemmelse av Q-verdi ble også betydelig underestimert, sammenlignet med beregnet RQD fra kjernematerialene.

Fra kartlegging av bergmassen i adkomsttunnelen, virket altså bergmassen betydelig mer oppsprukket, sammenlignet med 2-3 m dypere fra tunnelkonturen. Årsaken ble hovedsakelig vurdert å være sprengningsskade fra tunneldrivingen, kombinert med den relativt lave styrken på det intakte bergmaterialet. Tilsvarende kan den relativt lave E-modulen være årsaken til den lave oppsprekkingsgraden dypere i berget, da myke bergarter generelt er mindre oppsprukket (Gustafson, 2012). Følgelig kan upåvirket bergmasse i området antas å ha en betydelig høyere Q-verdi, sammenlignet med den sprengnings-påvirkede bergmassen, med typisk kartlagt $Q = 6.3$.

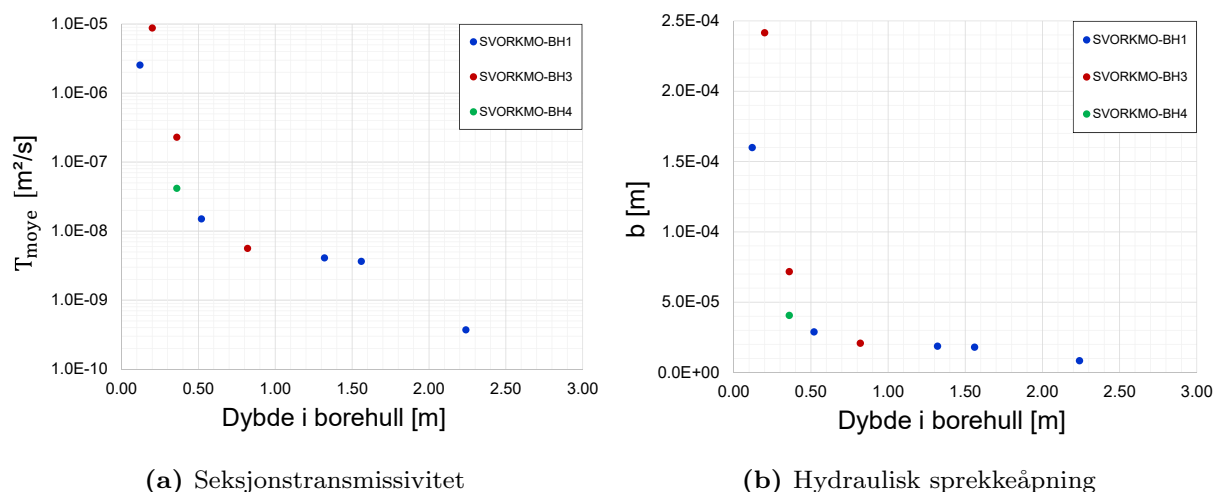
Målingene med 2D Doorstopper viste at største hovedspenning i BH3 omtrent var dobbelt så stor langs hulldybden, i forhold til BH4 som kun var plassert 10 m ifra. Årsaker til dette skyldtes trolig de inhomogene egenskapene til fyllitten, hvor det kan oppstå variasjon av bergets stivhet, som videre kan føre til lokale spenningskonsentrasjoner. Doorstopper-målingen fra Svorkmo som stemte best overens med den gravitasjons-induserte vertikalspenningen, var $\sigma_1 = 2.3$ MPa ved 2.0 m dyp. Denne målingen ble dermed vurdert som mest representativt for testområdet.

I alle borehullene ble det utført minst en test for bestemmelse av bergmassens hydrauliske konduktivitet K . Testseksjon #7 fra BH1 resulterte i en hydraulisk konduktivitet på $7.3E-08$ m/s. BH2 og BH3 var svært lite oppsprukket etter 1 m, samt betydelig mindre vannførende. BH4 hadde kun en konduktiv sprekk ved 0.3 m dyp, og var ellers fullstendig impermeabel. En gjennomsnittlig verdi fra BH1, BH2 og BH3 tilsvarte $K = 2.6E-08$ m/s. Den hydrauliske konduktiviteten betraktet over en større skala kan derimot forventes å være lavere, da både BH3 og BH4 var omtrent fullstendig intakt etter 1 m dyp.

5.6.2 Vurdering av hydrauliske egenskaper i EDZ

Basert på borkjernekartleggingen av BH1, BH2 og BH4 ble det vurdert noe sprengningsskade de ytterste 10 cm. I BH3 var materialet svært fragmentert fram til 0.7 m, som gjorde en detaljert sprekkkartlegging utfordrende. Med unntak av BH1, var den naturlige oppsprekkingen i hullene etter 1 m tilnærmet ikke-eksisterende.

Ved testområdet Svorkmo ble det tilsammen utført 9 vellykkede målinger av 15 cm lange testseksjoner ved ulike dybder, med oppnådd målbare og stasjonære vannstrømninger. En samling av de beregnede hydrauliske parametere fra disse seksjonene er vist i fig. 5.18. Resultatene viste at seksjonstransmissiviten og hydraulisk sprekkeåpning tydelig ble redusert langs hullsdybden. Fram til ca. 1.5 m dyp reduseres verdiene tilnærmet en potensfunksjon, samt en ytterligere reduksjon til den dypeste målingen ved 2.2 m.



Figur 5.18: Hydrauliske parametere mot dybden av borehullet. Alle målinger av testseksjoner på 15 cm med målbare og stasjonære strømninger, i adkomsttunnelen til Svorkmo kraftverk.

For videre vurdering av relative endringer langs hullene mer kvantitativt, ble dybden definert i tre forskjellige soner. Sonene ble primært bestemt ved betraktning av hydrauliske skiller langs hullsdybden. Grensene mellom sonene ble basert på beliggenheten av sprekke, og ble delt inn følgende:

- EDZ: Betydelig økning i forhold til dyptliggende bergmasse
- Overgang: Overgangen mellom EDZ og dyptliggende bergmasse
- Bergmasse: Bergmasse som tilsynelatende ikke var påvirket fra sprengningsskade

Følgelig kunne gjennomsnittlig seksjonstransmissivitet og hydraulisk sprekkeåpning fra testseksjonene innenfor de definerte sonene beregnes, for vurdering av den relative økningen i forhold til upåvirket bergmasse. Resultatene fra disse beregningene er vist i tabell 5.12. Beregningene viste at gjennomsnittlig transmissivitet i sprekke fram til 0.36 m har en økningsfaktor på 843, i forhold til gjennomsnittlig transmissivitet i sprekke etter 0.82 m. Dette tilsvarte en økningsfaktor på 6.2 av gjennomsnittlig hydraulisk sprekkeåpning.

En viktig begrensning ved vurdering av disse resultatene var usikkerheter rundt inndelingen av sonene. Ved justering av grensene vil også økningsfaktorene endre seg noe. Basert på tidligere undersøkelser av hydrauliske egenskaper i EDZ (Ericsson et al.,

Tabell 5.12: Gjennomsnittlig seksjonstransmissivitet og hydraulisk sprekkeåpning i sonene definert som EDZ, overgang og bergmasse ved Svorkmo. Testseksjonene brukt i disse beregningene var 15 cm lange.

Sone	Dybde [m]	#Sek.	Sek.trans		Hydr. åpning	
			Gj.snitt [m^2/s]	Økning*	Gj.snitt [m]	Økning*
EDZ	0.00 - 0.36	4	2.9E-06	843	1.0E-04	7.8
Overgang	0.36 - 0.82	1	1.5E-08	4	2.9E-05	1.8
Bergmasse	0.82 - 3.10	4	3.4E-09	1	1.7E-05	1.0

* Økningsfaktor i forhold til bergmassens gjennomsnittlige verdier

2010), ble typiske dybder til EDZ vurdert mellom 0.3 - 0.5 m, som samsvarer relativt bra med inndelingen i tabell 5.12. Til tross for endring av sone-grensene innen 10-talls cm, fremkom det fremdeles en signifikant verdi-økning av transmissivitet og hydraulisk sprekkeåpning i sonen skadet fra sprengning.

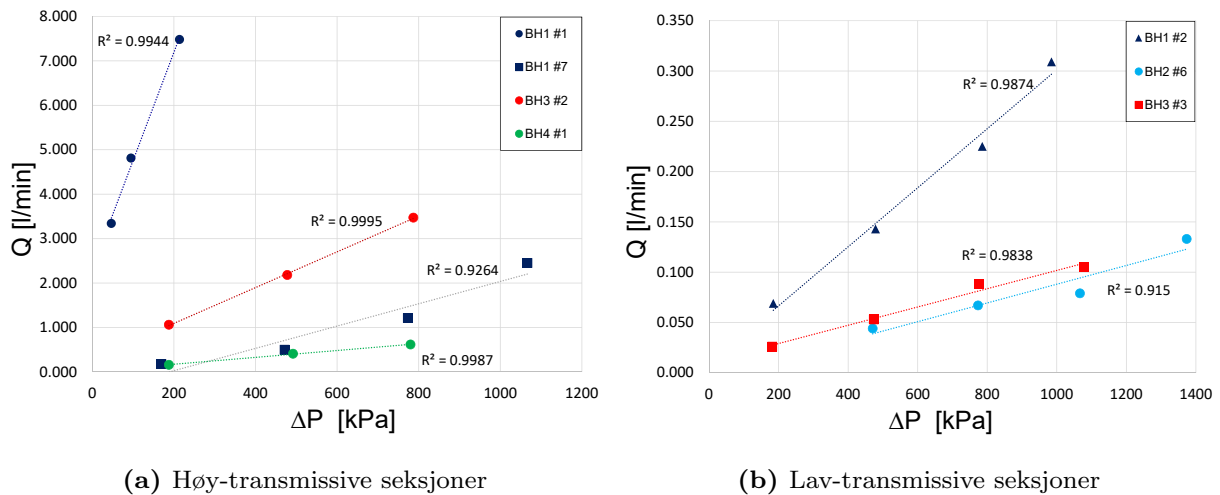
Disse resultatene representerer i utgangspunktet bergforholdene ved Svorkmo, bestående av en fyllitt med relativt lav stivhet og heterogene egenskaper. For å undersøke den hydrauliske påvirkningen fra sprengningsskade i andre typer bergmasseforhold, er det nødvendig med flere testlokaliteter. Dermed ble det utført tilsvarende felt- og laboratorieundersøkelser i adkomsttunnelen til Bogna kraftverk, omhandlet i kapittel 6.

5.6.3 Vurdering av kvaliteten på vanntapsmålingene

Stegvis trykkøkning

For vurdering av kvaliteten på målingene ble det utført stegvis trykkøkning i utvalgte testseksjoner. En fundamental antakelse i Darcys lov, og følgelig for de analytiske modellene for beregning av hydrauliske parametere, er laminære strømningsforhold. (Palmström & Stille, 2015) forklarer at ved laminær strømning vil det være en lineær sammenheng mellom økt injeksjonstrykk ΔP og vannstrømning Q . Resultatene fra den stegvise trykkøkningen er vist i fig. 5.19. Figuren er delt inn i høy- og lavtransmissive testseksjoner, for bedre visualisering.

Resultatene indikerte $R^2 \approx 1$ for de 15 cm lange testseksjonene. Testseksjon #7 i BH1 og #6 i BH2 betegner seksjonslengder på henholdsvis 2.60 m og 3.05 m, med noe lavere regresjonskoeffisienter (fig. 5.19). Ved betraktning av trendlinjene til disse to testseksjonene, var det antydning til at de høyeste injeksjonstrykkene (1096 kPa i BH1, og 1403 kPa i BH2) ga noe høyere vannstrømning, sammenlignet med trenden fra de lavere injeksjonstrykkene. Dette vises også for BH1 #2.



Figur 5.19: Testseksjoner i Svorkmo, undersøkt med stegvis trykkøkning. Målingene viste generelt høye R^2 koeffisienter, som indikerte laminær strømning.

Ettersom Doorstopper-målingene generelt antydte at minste hovedspenning var lav, kan årsaken være hydraulisk jekking. Sannsynligheten for hydraulisk jekking vil være størst dersom sprekken er orientert parallelt med største hovedspenning, som er mer sannsynlig for lengre testseksjoner. Dersom dette har oppstått var økningen av sprekeåpningen trolig lav, da den kubiske loven impliserer at utvidet åpning medfører vesentlig økning av vannføringen (lign. 2.11). En annen årsak kan være utvasking av sprekefyll, men dette ble ikke observert under borkjernekartleggingen. Uansett årsak ble avviket vurdert som ubetydelig, da resultatene fra de stegvise testene generelt antydte god målekvalitet, for de praktiske formålene ved dette studiet.

In-situ grunnvannstrykk

For vurdering av injeksjonstrykket til beregninger av de hydrauliske parameterene, stod bestemmelse av formasjonstrykket sentralt. Maksimalt grunnvannstrykk ved Svorkmo ble estimert til 29.3 kPa, basert på en måling i BH1 mellom 1.00 - 3.10 m. Som fig. 5.17 indikerte, har ikke kurven flatet helt ut. Ved å vurdere den tidsderiverte av trykkkurven ($\Delta U / \Delta t$), fremkommer det at grunnvannstrykket synker med ca. 6 kPa per minutt ved avsluttet logging. Basert på loggingen før det siste minuttet var derimot denne raten forventet å avta. En helt nøyaktig måling av grunnvannstrykket var dermed utfordrende å utføre, uten lang-tids overvåkning. Grunnvannsnivået ved denne testlokaliteten ble derimot målt relativt lavt, i forhold til injeksjonstrykkene brukt under vanntapstestingen. Målenøyaktigheten på grunnvannstrykket ble dermed vurdert som tilstrekkelig, da sensitiviteten for beregning av de hydrauliske parameterene var svært lav ved endring av formasjonstrykket innenfor det målte størrelsesområdet.

En ytterligere sentral betraktning for bestemmelse av injeksjonstrykket, var fordelingen av formasjonstrykket langs hulldybden. Vanntrykket ved tunnelkonturen ble antatt å være 0 kPa. For beregning av injeksjonstrykket ble formasjonstrykket antatt å øke lineært fram til 1 m dyp, og deretter være 29.3 kPa langs den resterende borehulls-dybden. En endring av formasjonstrykket vil igjen være neglisjerbart i dette størrelsesområdet, i forhold til injeksjonstrykkene. Vurderingen av injeksjonstrykkene i testseksjonene ved Svorkmo ble dermed vurdert å være en tilstrekkelig tilnærming på de reelle forholdene. En mer detaljert sensitivitetsanalyse ved endring av formasjonstrykket er utført i delkapittel 6.6.3, hvor in-situ grunnvannstrykk ble målt vesentlig høyere ved testområde PEL1000 i Bogna.

Kapittel 6

Bogna kraftverk

Den andre lokaliteten for utføring av injeksjonsmålinger var i adkomsttunnelen til Bogna kraftverk, som ligger i Snåsa kommune, nord i Trøndelag. Kraftverket har en midlere årsproduksjon på 150 GWh, gjennom en generator som yter 56 MW fra et fall på 290 m (Rosvold, 2020). Kraftverket har vært i drift siden 1970, og driftes i dag av Nord-Trøndelag Elektrisitetsverk (NTE). Lokaliteten ble hovedsakelig valgt på bakgrunn av at undertegnede hadde noe kjennskap til berggrunnen i området fra før, gjennom et feltkurs høsten 2019 på NTNU. Det var heller ingen pågående operasjoner i kraftverket under perioden forsøkene ble utført. Dette ga gode muligheter for opprigging av utstyr, samt fleksible muligheter til å oppholde seg på anlegget.

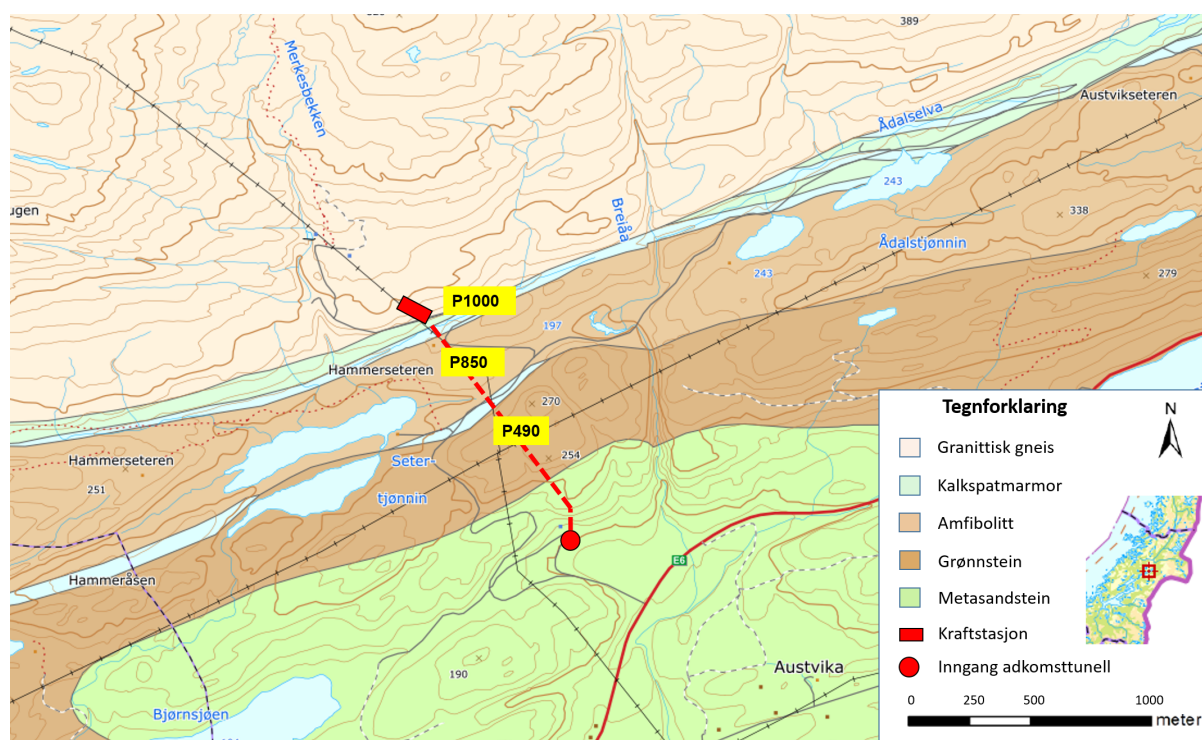
Feltforsøkene ble utført i perioden 6. - 10 januar 2020. Adkomsttunnelen var orientert N130°Ø, var 1000 m lang og hadde et fall på ca. 6°. Testingen ble utført ved tre forskjellige områder i kraftverket, videre betegnet som PEL1000, PEL850 og PEL490. De forskjellige testområdene lå i forskjellige bergmasser, slik at hvert område omhandles hver for seg. Det ble tilsammen boret syv hull i Bogna kraftverk: tre ved PEL1000, to ved PEL850 og to ved PEL490. Vanntapsmålinger ble utført i alle hullene, samt spenningsmålinger ved PEL1000 og PEL490. Rådata fra disse testene er hentet fra SINTEF sin rapport, Larsen & Hagen (2020). Kartlegging av bergmasse og oppsprekking ble også utført ved alle testområdene av undertegnede.

6.1 Områdebeskrivelse

Figur 6.1 viser berggrunnen i området hentet fra NGU sine karttjenester. Traseen til adkomsttunnelen, samt testområdene er påtegnet figuren. Området rundt kraftverket

var preget av variabel geologi, og adkomsttunnelen var drevet gjennom ulike bergmasser. Geologien i området kan hovedsakelig deles inn i grunnfjell fra prekambrisk tid, samt flere lag med kambro-silurske skyvedekker. Skillet mellom disse type bergartene fremtrådte som en markert forkastning i øst-vest retning. Grunnfjellet bestod av en massiv granitisk gneis, som viste seg ved PEL1000 på tunnelnivå. Ved PEL850 bestod bergmassen av amfibolitt, mens området ved PEL490 var dominert av kalkspatmarmor.

Testområdene ble hovedsakelig valgt på bakgrunn av å få dannet et datagrunnlag på hydrauliske egenskaper fra forskjellige bergmasser. Den varierende berggrunnen i området var dermed gunstig med tanke på dette formålet. En annen faktor som måtte vurderes var kryssende svakhetssoner langs traseen til adkomsttunnelen. Områdene for testing ble dermed også utvalgt for minst mulig påvirkning svakhetssonene, da slike soner må betraktes som individuelle hydrogeologiske domener (Gustafson, 2012).



Figur 6.1: Kart over berggrunnsgeologien ved Bogna kraftverk, hentet fra NGU sine nettsjener. Traseen til adkomsttunnelen er markert med rød stiplet linje. Testområdene er markert med gult. Tunnelen krysser flere kaledonske skyvedekker før plasseringen av kraftstasjonen, som ligger på grensen til prekambrisk grunnfjell.

6.2 Feltkartlegging

For vurdering av bergmassene ved de tre forskjellige testområdene, ble feltkartleggingen følgelig delt i tre deler. Kartleggingen av bergmassekvalitet og oppsprekking ble utført basert på metodene og verktøyene som beskrevet i kapittel 4.

6.2.1 PEL1000

Testområdet befant seg i en tilløpstunnel mellom adkomsttunnelen og konusen til kraftverket. Området betegnes som PEL1000 ettersom det var i nærheten av kraftstasjonen, plassert ca. 1 km fra inngangen til adkomsttunnelen som vist i fig. 6.1. Tilløpstunnelen lå omtrent på grensen mellom grunnfjellet og skyvedekkene. Retningen på tunnelaksen var N130°Ø, med en svak stigning ($< 3^\circ$). Området hvor undersøkelsene ble utført er vist i fig. 6.2. Basert på topografiske kart ble overdekningen estimert til ca. 220 m. Bergmassen bestod hovedsakelig av en massiv granittisk gneis, med foliering av k-feltpat. Kartleggingen av området viste primært to markante sprekkesett, begge med relativt steilt fall.

Området var i tillegg influert av en mørk gangbergart, som ble antatt å være amfibolittisk gneis. Gangbergarten hadde tykkelse på ca. 10 m, med et fall på ca. 70° som kuttet tunnelaksen. Skillet mellom de to bergartene fremsto som en tydelig grense rundt hele tunneltverrsnittet. Orienteringen på sprekkesettene i gangbergarten var tilnærmet lik som i grunnfjellet. Målinger med Schmidt-hammer og laboratorieundersøkelser viste derimot at den amfibolittiske gneisen hadde betydelig lavere mekanisk styrke og stivhet. BH1 og BH2 ble boret fullstendig gjennom granittisk gneis, mens boringen av BH3 ble påbegynt i gangbergarten.



Figur 6.2: Bilde av testområdet PEL1000, hovedsakelig bestående av granittisk gneis.

Bergmassekvalitet

Bergmassekvaliteten varierte noe mellom de to bergartene ved området. Gangbergarten var preget av lavere opprekkingsgrad, som resulterte i høyere RQD. I hengen ble det observert noe fukt og drypp langs taket i grunnfjellet, mens gangbergarten var helt tørr. Det var god innspenning rundt tunnelen, samt ingen svakhetssoner i nærheten. Parameterene for beregning av Q-verdier ved PEL1000 er vist i tabell 6.1. Basert på (NGI, 2015) ble kvaliteten på bergmassen vurdert som god, med typisk $Q = 13.5$ for granittisk gneis og $Q = 12.0$ for amfibolittisk gneis.

Tabell 6.1: Kartlegging av dårligst, best og typisk Q-verdi for bergartene ved PEL1000.

Bergart	Parameter	RQD	J_n	J_r	J_a	J_w	SRF	Q-verdi
Granittisk gneis	Dårligst	70	6	1.5	2	0.8	1	7.0
	Best	80	4	1.5	1	1	1	30.0
	Typisk	75	5	1.5	1.5	0.9	1	13.5
Amfibolittisk gneis	Dårligst	75	6	1.5	2	1	1	9.4
	Best	85	4	1.5	2	1	1	16.0
	Typisk	80	5	1.5	2	1	1	12.0

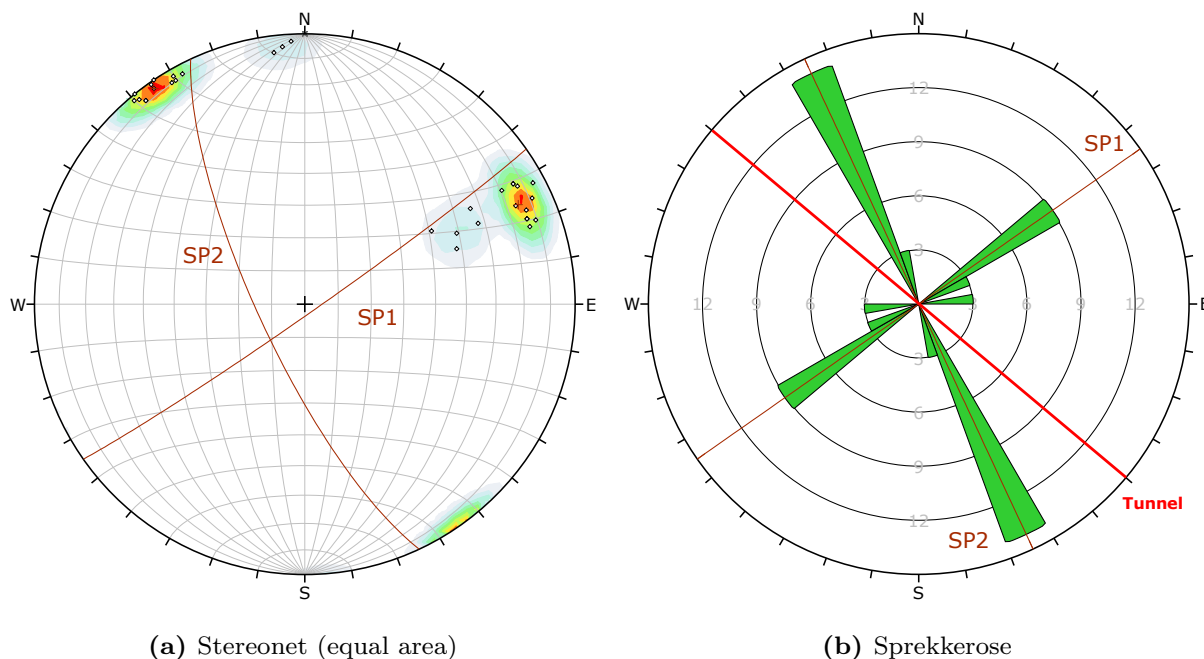
Basert på diagrammet vist i A.1 ble GSI for den granittiske gneisen vurdert å være mellom 65-75, med en typisk verdi på $GSI = 70$. Den amfibolittiske gneisen var noe mindre oppsprukket, men hadde noe mer ugunstige overflateforhold. GSI-verdien ble dermed antatt å være tilnærmet lik som for den granittiske gneisen.

Sprekkekartlegging

Orientering, avstand og utholdenhet

Sprekkekartleggingen viste to markerte sprekkesett (SP1 og SP2), hvor begge hadde relativt steile fall. SP1 var det mest dominerende sprekkesettet, og var orientert parallelt med foliasjonen. Sprekkeavstanden i SP1 varierte mellom 5 - 40 cm, med utholdenhet i området 0.5 - 2 m. For SP2 var avstanden mellom 10 - 50 cm, med utholdenhet mellom 0.5 - 2 m. Gangbergarten var noe mindre oppsprukket, og hadde avstander i det øvre sjiktet av de kartlagte verdiene.

For kartlegging av orienteringen til sprekkesettene ble det utført målinger av strøk/fall på 32 sprekkeflater, 15 av SP1 og 17 av SP2. Målingene ble senere konvertert til fall/fallretning, og visualisert i stereonet og sprekkerose (fig. 6.2). Det ble tatt målinger av sprekkeflatene til begge bergartene ved PEL1000, som i praksis hadde lik orientering. De typiske verdiene for orientering, avstand og utholdenhet er vist i tabell 6.2. Vinkelen Δ mellom tunnelaksen og sprekkeplanets strøk er også oppgitt i tabellen.



Figur 6.3: Orientering av 32 målte sprekkplan ved PEL1000. a) Stereonet (equal area) av målingene. b) Sprekkerose med påtegnet tunnelakse.

Tabell 6.2: Typiske verdier for orientering, avstand og utholdenhet for SP1 og SP2 ved PEL1000.

Sp.sett	Fall	Fallretning	Δ^*	Avstand [m]	Utholdenhet [m]
SP1 (foliasjon)	87°	145°	75°	0.05 - 0.40	1 - 4
SP2	76°	245°	15°	0.10 - 0.50	0.5 - 2

* Minste vinkel mellom tunnelaksen og strøket til sprekkesettet

Målinger av sprekkeruhet- og styrke

Det ble utført målinger av ruhetsprofiler på 15 sprekkeplan tilhørende SP1, og 18 tilhørende SP2. JRC-verdier ble vurdert fra ruhetsprofilene, basert på fig. A.2. Det ble ikke målt noen signifikant forskjell av JRC-verdier for SP1 og SP2 på tvers av de to bergartene. JRC for de to sprekkesettene ble derfor antatt å være representative for begge bergartene. Resultatene er vist i tabell 6.3, som antyder at gjennomsnittlig ruhet for SP1 var noe høyere enn for SP2.

Vurdering av sprekkestyrken JCS ble gjort på bakgrunn av målte verdier av Schmidt-tallet R . En oversikt over resultatene etter målingene er vist i tabell 6.4. R -verdier for SP1 og SP2 i den granittiske gneisen viste relativt godt samsvar, og det ble dermed antatt lik sprekkestyrke for disse sprekkesettene. Målingene fra gangbergarten viste derimot betydelig lavere Schmidt-tall for begge sprekkesettene, som indikerte lavere stivhet og styrke i denne bergarten.

Tabell 6.3: Gjennomsnitt, median og standardavvik for JRC-målinger ved P1000.

Sp.sett	Gjennomsnitt	Median	Standardavvik	Antall
SP1	8.9	9	1.6	15
SP2	6.2	6	1.3	18
Samlet	7.4	7	2.0	33

Tabell 6.4: Resultat over målinger av Schmidt-tallet R ved PEL1000. Målingene er delt opp i forskjellig sprekkesett og forskjellig bergart.

Bergart	Sp.sett	Gjennomsnitt	Median	Standardavvik	Antall
Gran. Gneis	SP1	56.5	57.5	4.1	26
	SP2	57.0	58.0	5.1	21
	Samlet	56.7	58.0	4.5	47
Mørk bergart	SP1	44.6	45.0	3.6	17
	SP2	39.7	39.5	7.5	18
	Samlet	42.1	44.0	6.4	35

Ligning 4.2 ble brukt til beregning av styrken på sprekkeplanene. Fra laboratorieundersøkelsene ble tettheten til granittisk - og amfibolittisk gneis målt til henholdsvis 26 kN/m³ og 30 kN/m³. Basert på de gjennomsnittlige Schmidt-tallene ble følgende JCS-verdier beregnet:

- JCS for SP1 og SP2 i granittisk gneis: (206 ± 57) MPa
- JCS for SP1 i amfibolittisk gneis: (158 ± 35) MPa
- JCS for SP2 i amfibolittisk gneis: (116 ± 67) MPa

6.2.2 PEL850

Det neste testområdet var ca. 850 m inn i adkomsttunnelen fra inngangen, følgelig betegnet som PEL850. Området var omtrent 100 m fra forkastningen som skilte grunnfjellet fra skyvedekkenene, som vist i fig. 6.1. Tunnelen var orientert N140°Ø, med et fall på ca. 6°. Bergmassen i testområdet er vist i fig. 6.4, bestående av en tett oppsprukket amfibolitt. Området ble primært valgt på bakgrunn av oppsprekkingen, som var forventet å være gunstig med tanke på vanntapsmålingene. Amfibolitten bestod primært av amfibol, men var også rik på plagioklas. Basert på topografiske kart og fallet til tunnelen, ble overdekningen estimert til 195 m. Det var påført noe sprøytebetong i hengen og vederlaget, men det var fortsatt mulig å kartlegge bergmassen ved nedre del av veggene.



Figur 6.4: Bergmassen ved PEL850, bestående av en tett oppsprukket amfibolitt. Bildet er tatt ved nedre del av vegg. Midten av den røde markeringen ligger ca. 1 m over bakkenivå. Overflaten er noe påvirket av sprøytebetong.

Bergmassekvalitet

Bergmassen var tett oppsprukket i strøkretningen semi-normalt på tunnelaksen, som resulterte i relativt lave RQD- verdier. Det var to tydelige markerte sprekkeseett, i tillegg til noe tilfeldig oppsprekking. Sprekkeflatene var typisk ru og plane, med noe forvitrede overflater med leirbelegg. Innspenningsforholdene var generelt gode, og det var ingen fukt/drypp på bergoverflaten. Resultatene fra vurdering av dårligst best og typisk Q-verdi er vist i fig. 6.5. En typisk Q-verdi for området ble 5.6, tilsvarende en middels bergmassekvalitet ifølge NGI (2015).

Tabell 6.5: Parametere for beregning av Q-verdier ved PEL850 i Bogna.

Parameter	RQD	J_n	J_r	J_a	J_w	SRF	Q-verdi
Dårligst	20	6	1.5	3	1	1	2.5
Best	40	4	1.5	1	1	1	15.0
Typisk	30	4	1.5	2	1	1	5.3

Kvaliteten på bergmassen i henhold til GSI-systemet varierte noe over testområdet med tanke på oppsprekingsgraden. Spredningen i GSI-verdier ble vurdert mellom 30 - 50. Hullene for vanntapsmåling ble boret ca. 8 m fra hverandre, og en typisk verdi mellom disse ble estimert til $GSI = 40$.

Sprekkekartlegging

Orientering, avstand og utholdenhet

Ved PEL850 var det primært 2 sprekkesett, i tillegg til noen tilfeldig sprekker. SP1 var det mest dominerende sprekkesettet (avbildet i fig. 6.4), med sprekeavstander i størrelsesorden 5 - 10 cm. Det var ikke mulig å følge sprekkene langs hele tunneltverrsnittet grunnet sprøytebetongen. Til tross for dette ble utholdenheten gjennomgående vurdert til å være lengre enn 4 m. Avstanden mellom sprekkene i SP2 var mellom 20 - 40 cm, med utholdenhet mellom 5 og 50 cm.

Orienteringen ble kartlagt med 20 målinger av SP1, og 16 målinger av SP2. Resultatene fra målingene er vist i sternet og sprekkerosen i fig. 6.5. Sprekkerosen viste at sprekkesettene omtrent var orientert normalt på hverandre. SP1 skar tunnelaksen semi-normalt, mens SP2 var orientert semi-parallelt med tunnelaksen. Representative verdier av orientering, avstand og utholdenhet for sprekkesettene ved PEL850 er vist tabell 6.6.

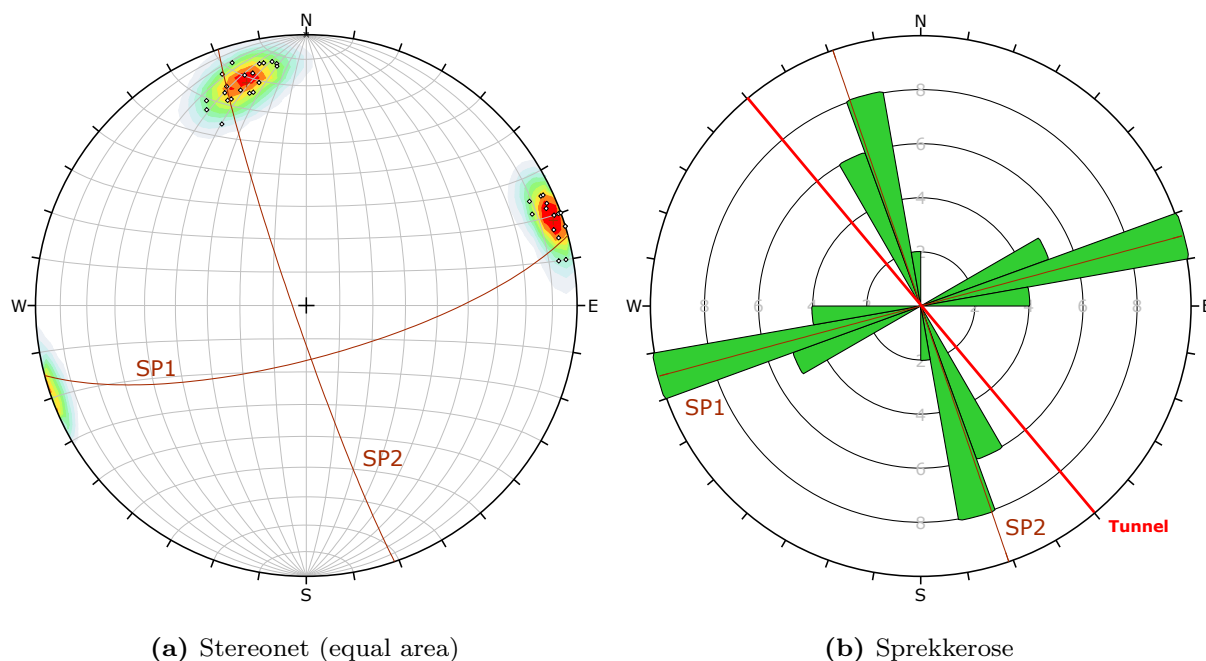
Tabell 6.6: Typiske verdier for orientering, avstand og utholdenhet for SP1 og SP2 ved PEL850.

Sp.sett	Fall	Fallretning	Δ^*	Avstand [m]	Utholdenhet [m]
SP1	74°	165°	65°	0.05 - 0.10	> 4
SP2	86°	251°	21°	0.20 - 0.40	0.05 - 0.5

* Minste vinkel mellom tunnelaksen og strøket til sprekkesettet

Målinger av sprekkeruhet- og styrke

Det ble utført 17 målinger av ruhets-profiler på SP1, og 16 målinger på SP2. Diagrammet vist i fig. A.2 ble brukt til vurdering av JRC. Resultatene er presentert i tabell 6.7, som viste at det ikke var noen signifikant forskjell i ruhet på mellom sprekkeplanene.



Figur 6.5: Orientering av 36 målte sprekkeplan ved PEL850. a) Stereonet (equal area). b) Sprekkerose med påtegnet tunnelakse.

Tabell 6.7: Gjennomsnitt, median og standardavvik for JRC-målinger ved PEL850.

Sp.sett	Gjennomsnitt	Median	Standardavvik	Antall
SP1	6.3	6.0	1.6	17
SP2	4.9	5.0	1.5	16
Samlet	5.6	6.0	1.7	33

Målinger av tilbakeslagsverdien R utført med Schmidt-hammer, er vist i tabell 6.8. Det ble utført 19 målinger av SP1, og 15 målinger av SP2. Resultatene antyder at gjennomsnittlig styrke på sprekkeplan tilhørende SP2 var betydelig høyere enn SP1. Årsaken til dette kom fra den lave sprekkeavstanden SP1, som avbildet i fig. 6.4. Den høye sprekketettheten medførte mindre reflektert energi fra stampelet i Schmidt-hammeren, etter sammentreff normalt på sprekkeflatene til SP1.

Tabell 6.8: Gjennomsnitt, median og standardavvik for målinger av Schmidt-tallet R , normalisert til vertikal måleretning ved PEL850.

Sp.sett	Gjennomsnitt	Median	Standardavvik	Antall
SP1	31.9	31.0	5.7	19
SP2	48.3	48.0	2.3	15
Samlet	39.2	40.5	9.4	34

Ved bruk av verdiene for gjennomsnitt og standardavvik i tabell 6.8, samt en gjennomsnittlig tyngdetetthet på 28 kN/m^3 , ble følgende JCS-verdier beregnet fra lign. 4.2:

- JCS for SP1: $(87 \pm 24) \text{ MPa}$
- JCS for SP2: $(176 \pm 21) \text{ MPa}$

6.2.3 PEL490

Det siste testområdet for utføring av vanntapsmålinger i Bogna kraftverk var ved PEL490 i adkomsttunnelen. Området var omtrent midt imellom inngangen til tunnelen og kraftstasjonen som vist i fig. 6.1. Plasseringen var i samme tunnel som ved PEL850, slik at tunnelaksen også her var orientert N140°Ø med fall på 6°. I følge berggrunnskartet (fig. 6.1), bestod bergmassen i overflaten over dette området av grønnstein. Kartlegging på tunnelnivå viste derimot at bergmassen var dominert av kalkspatmarmor. Kalkinnholdet ble påvist gjennom tidligere feltarbeid i området (med NTNU høsten 2019), ved observasjon av en brusereaksjon ved tilsetning av saltsyre (HCL). Overdekningen ble estimert til 190 m basert på topografiske kart, og fallet til tunnelen. Det var minimal bruk av bergsikring i området. En avbildning av bergmassen er vist i fig. 6.6.

Bergmassekvalitet

Parameterene brukt til klassifisering av bergmassen ved PEL490 med Q-systemet, er vist i tabell 6.9. Oppsprekkingsgraden ble vurdert til som middels, med en typisk RQD-verdi på 65. Det ble kartlagt tre forskjellige sprekkesett, hvor overflatene var gjennomgående glatte/bølgete med noe overflatebelegg. Overflaten til berget var fullstendig tørt rundt hele tverrsnittet. Innspenningsforholdene ble vurdert til gode. En typisk Q-verdi ble beregnet til 5.4, som betegner middels kvalitet på bergmassen ifølge NGI (2015).

Tabell 6.9: Parametere for beregning av Q-verdier ved PEL490 i Bogna.

Parameter	RQD	J_n	J_r	J_a	J_w	SRF	Q-verdi
Dårligst	50	9	1.0	2.0	1	1	2.8
Best	75	6	1.5	2.0	1	1	9.4
Typisk	65	9	1.5	2.0	1	1	5.4

Kvaliteten til bergmassen vurdert etter GSI-systemet var relativt gjennomfallende langs hele testområdet. Basert på diagrammet i fig. A.1 ble GSI vurdert å være i området 50 - 60, med en typisk verdi på $\text{GSI} = 55$.



Figur 6.6: Avbildning av kalkspatmarmoren ved PEL490. Bildet er tatt opp til ca. 2 m høyde langs tunnelveggen.

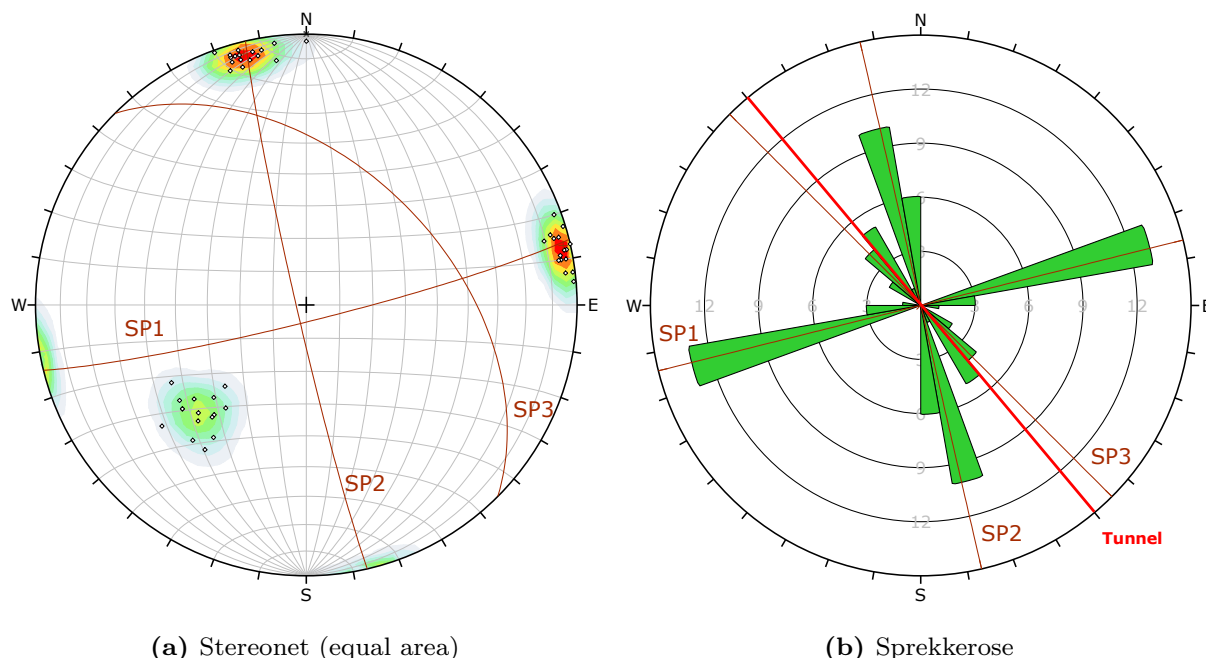
Sprekkekartlegging

Orientering, avstand og utholdenhet

Ved PEL490 ble det observert to dominerende sprekkese (SP1 og SP2), samt ett mindre dominerende (SP3). Avstanden mellom sprekkeplanene i SP1 var området 0.3 - 1 m, med utholdenhet mellom 1 - 3 m. SP2 var noe tettere oppsprukket, med avstander mellom 0.1 og 0.3 m, og utholdenhet mellom 1 - 4 m. Det tredje sprekkese (SP3) var generelt mindre dominerende, med avstander i området 1 - 5 m, og observerte lengder mellom 0.5 - 2 m.

For kartlegging av orienteringen til sprekkeseplanene ble det tatt 49 målinger av strøk og fall: 17 av SP1, 16 av SP2 og 16 av SP3. Resultatene fra målingene er fremstilt i stereonet og sprekkerosen i fig. 6.7. De to mest dominerende sprekkeseplanene stod omtrent normalt

på hverandre, og hadde tilnærmet vertikalt fall. SP3 var omtrent orientert parallelt med tunnelaksen, med et fall på ca. 45° . Resultatene fra kartlegging av orientering, avstand og utholdenhet er vist i tabell 6.10.



Figur 6.7: Orientering av 49 målte sprekkeplan ved PEL490 fordelt på tre sprekkesett. a) Stereonet (equal area). b) Sprekkerose med påtegnet tunnelakse.

Tabell 6.10: Typiske verdier for orientering, avstand og utholdenhet for SP1 og SP2 ved PEL490

Sp.sett	Fall	Fallretning	Δ^*	Avstand [m]	Utholdenhet [m]
SP1	85°	166°	64°	0.3 - 1	1 - 3
SP2	87°	257°	27°	0.1 - 0.3	1 - 4
SP3	47°	45°	5°	1 - 5	0.5 - 2

* Minste vinkel mellom tunnelaksen og strøket til sprekkesettet

Målinger av sprekkeruhet- og styrke

En oversikt over resultatene fra ruhets-målingene er vist i tabell 6.11. Det ble ikke målt noen signifikant forskjell mellom sprekkeplanene. Et samlet gjennomsnitt av alle målingene ga en JRC-verdi på omtrent 8.

Resultatene fra målingene med Schmidt-hammer fra PEL490 er vist i tabell 6.12. Målingene antydte noe forskjell i styrke mellom de tre sprekkeplanene. Fra laboratorieundersøkelsene ble det vurdert en tyngdetetthet på ca. 27 kN/m^3 . Basert på de gjennomsnittlige verdiene av Schmidt-tallene, ble JCS for sprekkeplanene beregnet til følgende ved bruk av lign. 4.2:

- JCS for SP1: (91 ± 20) MPa
- JCS for SP2: (141 ± 50) MPa
- JCS for SP3: (73 ± 27) MPa

Tabell 6.11: Typiske målte JRC-verdier ved PEL490.

Sp.sett	Gjennomsnitt	Median	Standardavvik	Antall
SP1	8.4	8.0	1.6	16
SP2	6.4	6.0	1.5	15
SP3	7.9	8.0	1.9	14
Samlet	7.6	8.0	1.9	45

Tabell 6.12: Typiske målte verdier av Schmidt-tallet R , ved PEL490.

Sp.sett	Gjennomsnitt	Median	Standardavvik	Antall
SP1	40.3	40.0	3.7	15
SP2	47.6	48.5	5.5	16
SP3	36.2	36.5	5.7	16
Samlet	41.4	41.0	6.9	47

6.3 Laboratorieundersøkelser

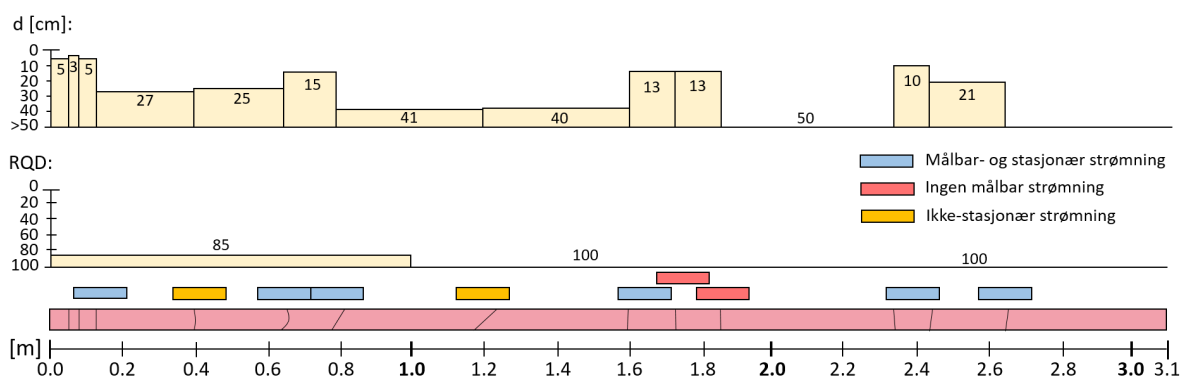
6.3.1 Borkjernekartlegging

I Bogna ble det tilsammen boret 7 hull på ca. 3 m dyp, fordelt på de tre testområdene. I det følgende delkapittelet fremvises kartleggingen av sprekker, sprekkeavstanden d og RQD langs borkjernene. Fargen til de kartlagte borkjernene representerer fargen til bergarten i kjerne-kassene. De kartlagte 15 cm lange testseksjonene er også markert langs kjernematerialet. Blå farge betegner målbar og stasjonær strømning, rød farge betegner null vannstrømning og oransje farge betegner målbar, men ikke stasjonær strømning. Avbildning og kartlegging av borkjernene ved PEL1000 er vist i fig. 6.8 - 6.13, ved PEL850 i fig. 6.14 - 6.17 og ved PEL490 i fig. 6.18 - 6.21.

PEL1000 - BH1



Figur 6.8: Avbildning av kjernematerialet til PEL1000 - BH1 (granittisk gneis). Antydning til sprengningsskade de første 20 cm.

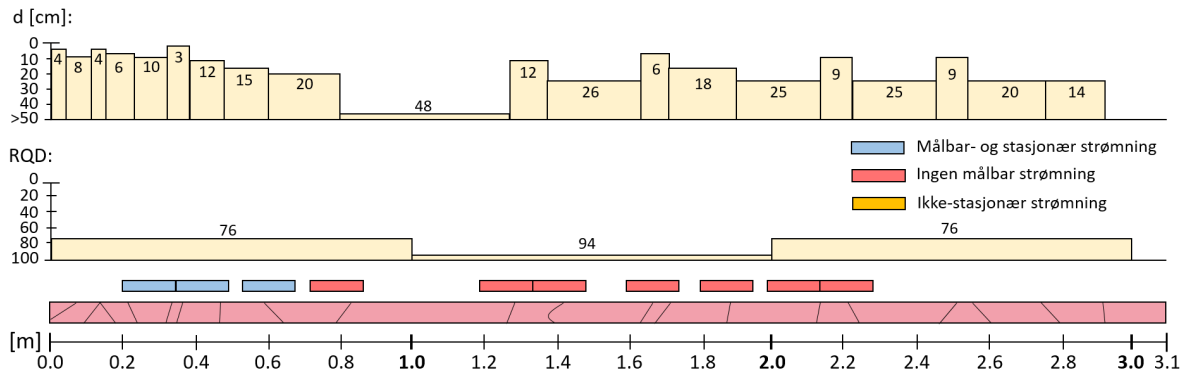


Figur 6.9: Sprekkekartlegging av PEL1000 - BH1. Figuren viser sprekkeavstanden d [cm], RQD for hver meter samt plasseringen av testseksjonene. Tettere oppsprekking nærmest tunnelkonturen.

PEL1000 - BH2



Figur 6.10: Avbildning av kjernematerialet til PEL1000 - BH2 (granittisk gneis). Indikasjon på tettere oppsprekking og/eller skade fra boring første 0.5 m. Ved 0.60 m og 2.60 m ble det observert et tydelig hvitt belegg, trolig utfelling av kalk.

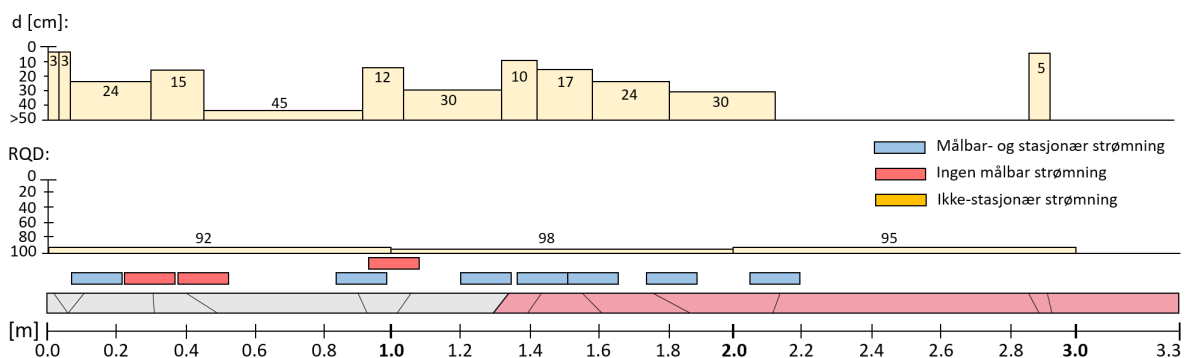


Figur 6.11: Sprekkekartlegging av PEL1000 - BH2. Figuren viser sprekkeavstanden d [cm], RQD for hver meter samt plasseringen av testseksjonene. Opprekkingen virket tettere fram til 0.8 m.

PEL1000 - BH3



Figur 6.12: Avbildning av kjernematerialet til PEL1000 - BH3. Første 1.3 m bestod av amfibolittisk gneis, hvor resten var granittisk gneis.

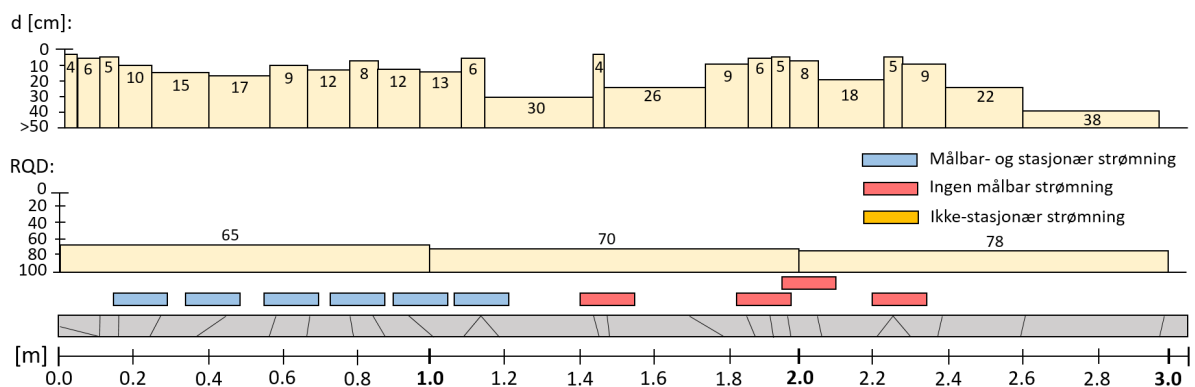


Figur 6.13: Sprekkekartlegging av PEL1000 - BH3. Figuren viser sprekkeavstanden d [cm], RQD for hver meter samt plasseringen av testseksjonene.

PEL850 - BH1



Figur 6.14: Bilde av materialet i kjernekasen til PEL850-BH1 (amfibolitt). Materialet var relativt tett oppsprukket langs hele kjernen, både av naturlige sprekker og skade etter boring.

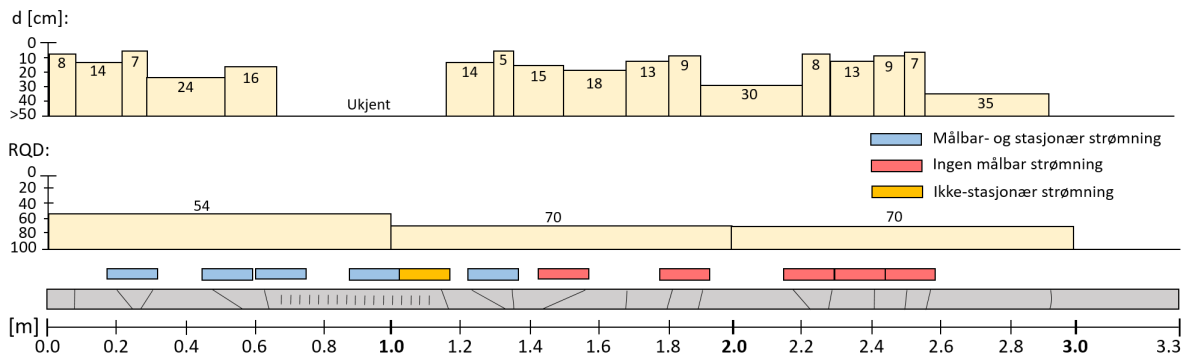


Figur 6.15: Sprekkekartlegging av PEL850 - BH1. Figuren viser sprekkeavstanden d [cm], RQD for hver meter samt plasseringen av testseksjonene.

PEL850 - BH2



Figur 6.16: Bilde av materialet i kjernekasen til PEL850-BH2 (amfibolitt). Relativt mye skade etter boring, spesielt langs den første meteren.

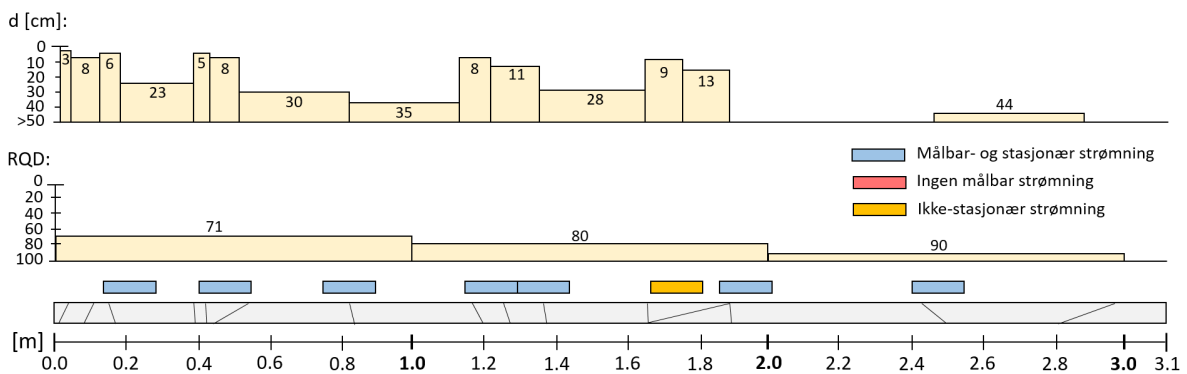


Figur 6.17: Sprekkekartlegging av PEL850 - BH2. Figuren viser sprekkavstanden d [cm], RQD for hver meter samt plasseringen av testseksjonene. Boreskader fra 0.7 - 1.1 m.

PEL490 - BH1

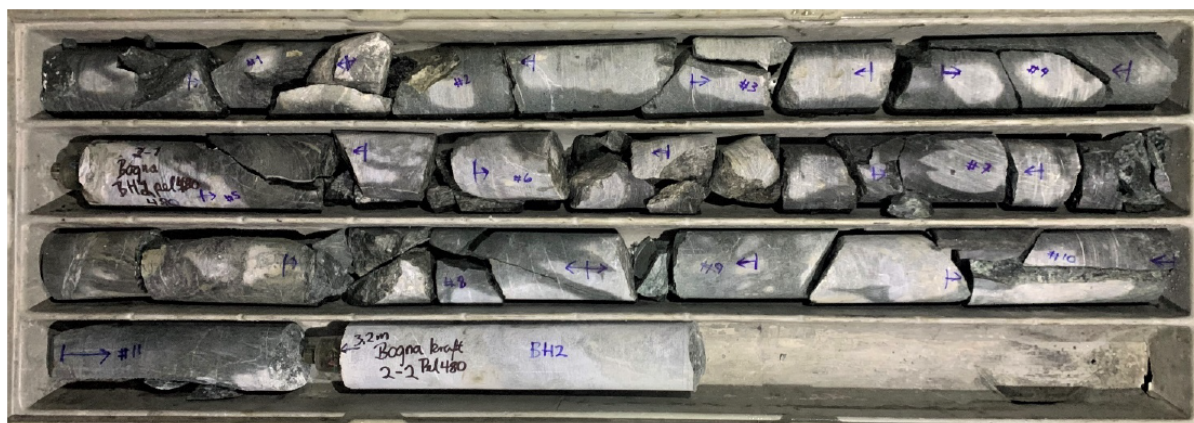


Figur 6.18: Bilde av materialet i kjerneboksen til PEL490 - BH1 (kalkspatmarmor). Antydning til sprengningsskade første 20 cm av borehullet.

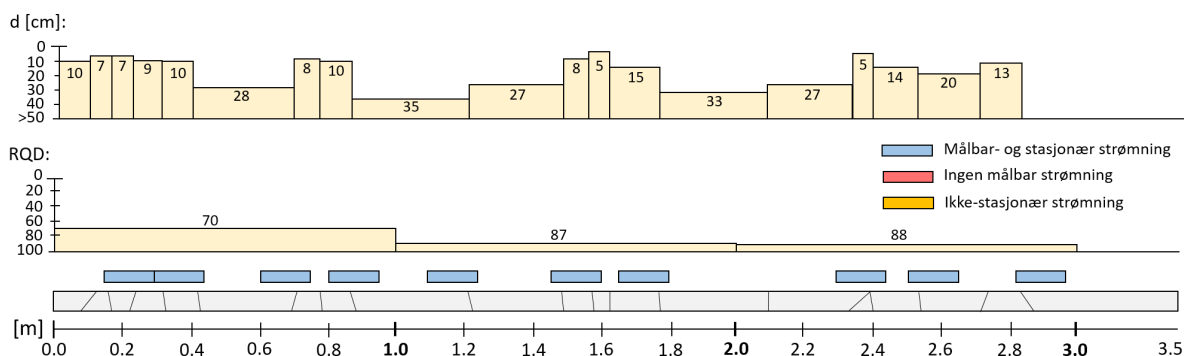


Figur 6.19: Sprekkekartlegging av PEL490 - BH1. Figuren viser sprekkavstanden d [cm], RQD for hver meter samt plasseringen av testseksjonene. Tettere oppsprekking de første 20 cm. Langsgående sprekk fra 1.65 - 1.90 m, som krysset to testseksjoner.

PEL490 - BH2



Figur 6.20: Bilde av materialet i kjerneboksen til PEL490 - BH2 (kalkspatmarmor). Relativt tett oppsprukket materiale, en del skade fra boring.



Figur 6.21: Sprekkekartlegging av PEL490 - BH2. Figuren viser sprekkeavstanden d [cm], RQD for hver meter samt plasseringen av testseksjonene. Relativt jevn oppsprekking langs hele borkjernen.

Vurdering av borkjernekartleggingen

Kartlegging av borkjernene fra Bogna viste varierende oppsprekingsgrad, men var generelt mer oppsprukket sammenlignet med hullene fra Svorkmo. Kjernematerialet var også preget av fragmentering etter boring, slik at avbildningen av kjernematerialet kan gi en overestimert av in-situ oppsprekking. Borkjernene virket i utgangspunktet lovende for utføring av vanntapstester, og det ble vurdert mellom 8 - 10 potensielle 15 cm testseksjoner i alle hullene.

Ved PEL1000 hadde BH1 noe høyere sprekketetthet de ytterste 15 cm, mens BH2 var relativt tett oppsprukket mot ca. 40 cm dyp. Dette var ikke like tydelig i BH3, hvor første 1.3 m ble boret gjennom amfibolittisk gneis. Basert på de bergmekaniske testene hadde den amfibolittiske gneisen betydelig lavere stivhet, som kan være årsaken til lavere

oppsprekking. I enkelte sprekker ble det også observert et hvitt belegg på sprekkeflaten, som muligens var forårsaket utfelling av kalk.

Fra feltkartleggingen ble det observert tett oppsprekking rundt tunneltverrsnittet ved PEL850, spesielt tilhørende det mest dominerende sprekkesettet, SP1, vist i fig. 6.4. Dette fremkom også fra borkjernekartleggingen, hvor både BH1 og BH2 var relativt tett oppsprukket langs hele kjernen. Bildene av kjernematerialene (fig. 6.14 og 6.16) indikerte derimot noe høyere oppsprekking enn det naturlige, da det oppstod en del skade fra boringen. Det var ingen tydelig markert sprengningsskade i hverken BH1 eller BH2 ved PEL850, da kjernematerialet generelt var tett oppsprukket.

Ved PEL490 var kjernematerialet fra BH2 tettere oppsprukket enn BH1. Kartleggingen viste noe tettere oppsprekking ytterst i begge borehullene, med antydning til noe sprengningsskade. Beregninger av RQD viste i tillegg gradvis reduserende verdier langs begge borkjernene.

6.3.2 Bergmekaniske egenskaper

De bergmekaniske egenskapene fra det intakte kjernematerialet etter boringen av hullene i Bogna, ble senere testet i Berglaboratoriet ved NTNU. Beskrivelse av parameterene og metodene ble utført i kapittel 4.

Undersøkelsene ble delt inn etter tilhørig testområde, da de ulike bergmassene hadde forskjellige bergmekaniske egenskaper. Ettersom prøvene ble tatt fra ulike borehull, dyp og bergart, er de navngitt på en bestemt måte. Eksempelvis er den ytterste kjerneprøven fra borehull 1 i den granittiske gneisen betegnet G1_1, den ytterste i BH3 betegnet G3_1 osv. Forbokstavene betegner bergartene følgende: G - Granittisk gneis, B - Amfibolittisk gneis, A - Amfibolitt, K - Kalkspatmarmor. Tallindeksen betegner hvilket borehull og dybde prøvene ble hentet fra.

Resultatene fra de bergmekaniske testene er vist i tabell 6.13 - 6.15. Figur 6.22 viser spenning-tøyningskurvene fra alle deformabilitetsundersøkelsene ved Bogna. Avbildning av prøvene etter bruddannelse er vist i vedlegg B, fig. B.3 - B.5.

Basert på tidligere undersøkelser fra bergartene i Bogna, ble UCS antatt å potensielt kunne bli svært høy (etter kommunikasjon med Gunnar Vistnes). For å unngå skade på måleutstyret, ble ekstensometeret avmontert før nådd UCS for enkelte prøver. Kurvene i fig. 6.22 viser dermed ikke UCS for prøvene markert med en pil på enden. E-modulen ble fremdeles beregnet som tangenten ved 50% av UCS, som anbefalt etter standarden ISRM (1981).

Tabell 6.13: Resultater etter testing av bergmekaniske egenskaper ved PEL1000. Den granittiske- og amfibolittiske gneisen hadde betydelig forskjellige mekaniske egenskaper. Alle bruddene gikk langs foliasjonen eller mindre svakheter i prøvene.

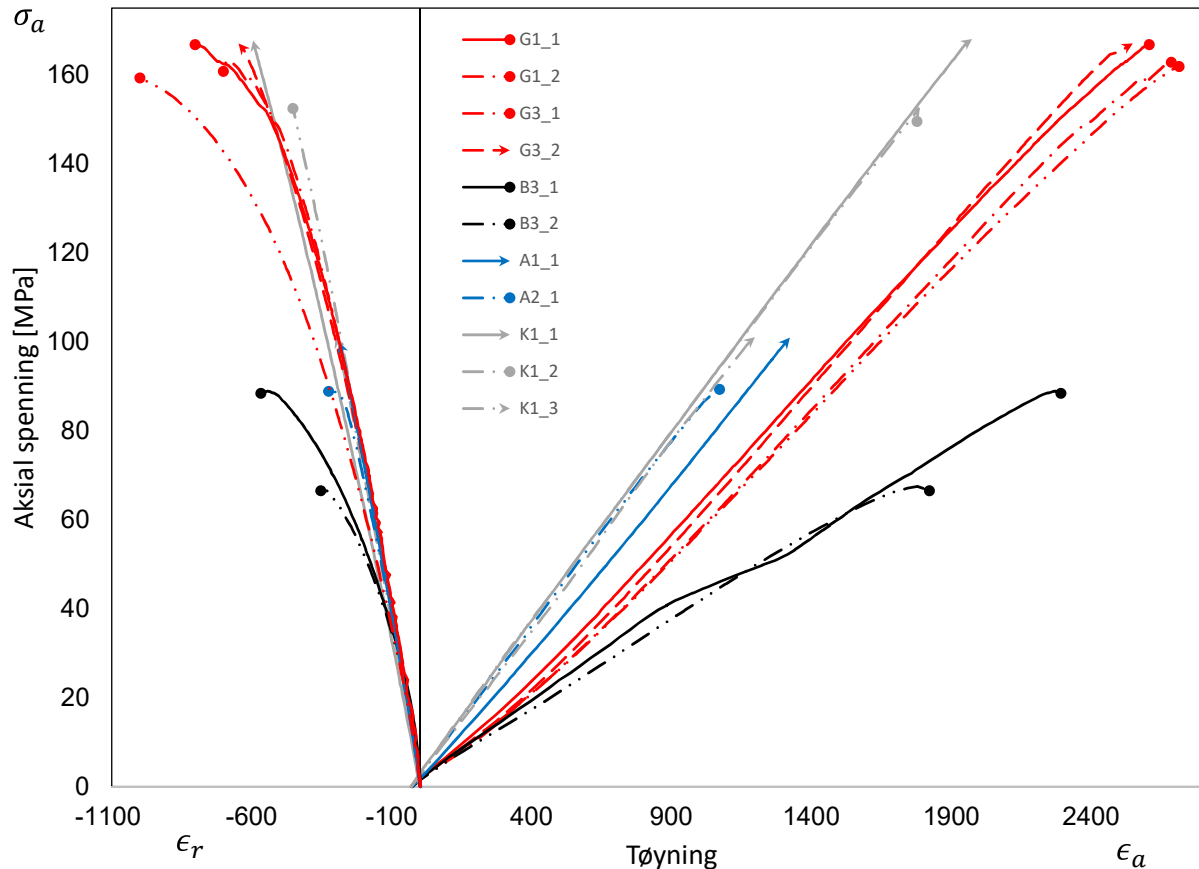
Kjerne	Dyp [m]	L/D	ρ [kg/m ³]	v_p [m/s]	UCS [MPa]	E_{50} [GPa]	ν
G1.1	0.9	2.29	2618	4879	167.0	69.5	0.25
G1.2	1.4	2.65	2622	4757	162.0	66.6	0.31
G3.1	2.2	2.66	2618	4487	163.4	67.8	0.22
G3.2	2.8	2.64	2626	4603	186.1	72.6	0.27
Gj.snitt			2621	4681	169.6	69.1	0.26
Std.avvik			4	172	11.2	2.6	0.04
B3.1	1.5	2.65	3067	4968	88.9	46.3	0.21
B3.2	1.8	2.65	3054	4765	67.5	41.2	0.19
Gj.snitt			3061	4867	78.2	43.8	0.20
Std.avvik			9	144	15.1	3.7	0.01

Tabell 6.14: Bergmekaniske egenskaper ved PEL850. Kun to prøver var mulig å teste fra kjernematerialet. Bruddet i A1.1 gikk langs foliasjonen, mens bruddmønsteret i A2.1 var mer tilfeldig.

Kjerne	Dyp [m]	L/D	ρ [kg/m ³]	v_p [m/s]	UCS [MPa]	E_{50} [GPa]	ν
A1.1	1.6	2.55	2695	5527	154.1	78.5	0.23
A2.1		2.65	2899	6303	89.3	86.2	0.27
Gj.snitt			2797	5915	121.7	82.4	0.25
Std.avvik			144	548	45.8	5.5	0.03

Tabell 6.15: Bergmekaniske egenskaper ved PEL490. Stabile deformabilitetsmålinger av K1.4 ble ikke oppnådd, og ble dermed fjernet fra gjennomsnitt og standardavvik. Prøvene var relativt heterogene, hvor bruddene gikk langs tilfeldig orienterte svakheter.

Kjerne	Dyp [m]	L/D	ρ [kg/m ³]	v_p [m/s]	UCS [MPa]	E_{50} [GPa]	ν
K1.1	1.5	2.65	2759	6183	232.9	83.7	0.32
K1.2	2.1	2.66	2768	6213	152.4	84.3	0.25
K1.3	2.3	2.66	2761	6097	135.2	85.5	0.26
K1.4	2.6	2.65	2776	6062	97.4	65.6	0.29
Gj.snitt			2766	6139	173.5	84.5	0.28
Std.avvik			8	71	52.2	0.9	0.03



Figur 6.22: Spenning-tøyningskurver for kjerneprøvene fra Bogna. Diagrammet viser resultatene fra alle kjerneprøvene ved Bogna, med unntak av kjerne K1.4. Fargene på kurvene betegner bergartstypen, som vist i tegnforklaringen. Prøvene markert med en pil viser ikke den faktiske trykkfastheten, men verdien hvor ekstensometeret ble avmontert.

Vurdering av bergmekaniske parametere

Generelt var det størst usikkerhet angående bestemmelsen av en representativ UCS, da det ofte var mindre og tilfeldige svakheter i prøvene som utgjorde bruddene. Til tross for dette var spredningen av UCS-verdiene i den granittiske gneisen relativt lav (tabell 6.13), som gjorde verdiene relativt representative langs denne lastretningen. Lastretningen mot foliasjonen ved deformabilitetstesten var derimot på ca. 40° , som medførte vesentlig lavere målte UCS-verdier enn tidligere tester fra området, som har vært målt opptil 300-400 MPa. Bergarten kan dermed tenkes å ha en betydelig høyere styrke målt normalt på foliasjonsretningen. SINTEF utførte i tillegg to ytterligere målinger ved PEL1000 i BH2, med gjennomsnittlig UCS og E_{50} på henholdsvis (225.8 ± 26.5) MPa og (46.8 ± 6.0) GPa. Dette viste en høyere UCS og lavere gjennomsnittlig E-modul sammenlignet med målingene ved NTNU. Årsaken var trolig at foliasjonen i disse prøvene var orientert annerledes.

Fra borehull 3 ved PEL1000 ble det hentet 2 prøver fra den amfibolittiske gneisen, som hadde vesentlig lavere styrke og stivhet enn den granittiske gneisen. Gjennomsnittlig tetthet var 3061 kg/m^3 , sammenlignet med granittisk gneis på 2621 kg/m^3 . Gjennomsnittlig lydshastighet i gangbergarten var også noe høyere, med 4867 m/s sammenlignet med 4681 m/s .

Ved PEL850 var det kun mulig å teste to prøver fra kjernematerialet, grunnet den tette oppsprekkingen. Spredningen av styrke var relativt stor, med $\text{UCS} = (121.7 \pm 48.5) \text{ MPa}$. En representativ UCS for amfibolitten ved PEL850 bør dermed vurderes med forsiktighet, basert på kun disse to målingene.

I utgangspunktet ble det tatt 4 prøver fra PEL490. Tøyningsmålingene av kjerne K1_4 var derimot meget ustabile, hvor UCS-verdien og E-modulen ble forkastet i beregningene av gjennomsnitt og standardavvik. Spenning-tøyningskurven ble også fjernet fra fig. 6.22, da målingene åpenbart var ugyldige. Avbildningen av prøvene etter brudd (fig. B.3 - B.5) viste at kjernene var relativt heterogene, hvor diskontinuiteter/svakheter primært var årsaken til brudd. Spredningen av UCS var dermed markant, med gjennomsnitt på $(173.5 \pm 52.2) \text{ MPa}$. Vurdering av en representativ UCS-verdi fra kalkspatmarmoren bør dermed betraktes med usikkerhet, da lokale inhomogeniteter i prøvene utgjorde en vesentlig faktor for lastnivået ved bruddannelse.

En generell observasjon vedrørende majoriteten av kjerneprøvene fra Bogna, var at bruddannelsen gikk gjennom foliasjonen, og/eller inhomogeniteter i prøven. Med unntak av prøvene fra PEL1000, varierte dermed UCS betydelig. Spredningen av de resterende målte egenskapene varierte derimot i vesentlig mindre grad, hvor de gjennomsnittlige verdiene kan vurderes som representative verdier med relativt god tilnærming. En ytterligere betraktning fra tøyningsmålingene i fig. 6.22, er at spenningsstiene til de fleste prøvene var tilnærmet lineære før brudd, med unntak av kjerne B3_2. Dette ga et generelt grunnlag for kunne betrakte de undersøkte bergmassene ved Bogna som elastiske, med relativt god tilnærming.

Som tidligere beskrevet gikk ikke prøvene markert med en pil i fig. 6.22 til bruddannelse ved den initielle lastpåføringen, for å unngå skader på ekstensometeret. En usikkerhet med denne metoden kan være forekomst av plastiske deformasjoner i prøven ved første belastning. Dette kan potensielt ha medført lavere UCS ved re-belastning av prøvene, dersom dette var tilfelle.

6.4 Spenningsmålinger

Spenningsstilstanden i Bogna ble undersøkt med 2D Doorstopper-målinger. Ved PEL1000 ble det utført 3 enkeltmålinger i den granittiske gneisen, ved forskjellige

hulldybder i BH2. I kalkspatmarmoren ved PEL490 ble det utført ytterligere 2 målinger i BH2. Plasseringen av Doorstopperene er avbildet i kjernematerialet, vist i fig. 6.10 og 6.20. Det ble ikke utført spenningsmålinger ved PEL850 i Bogna, men overdekningen var omtrent lik som ved PEL490 (ca. 190 m). Resultatene fra spenningsmålingene ved PEL1000 og PEL490 er henholdsvis presentert i tabell 6.16 og 6.17.

Tabell 6.16: Registrerte målinger av tøyning og beregnede spenninger i BH2-PEL1000, Bogna.

Hulldyp [m]	ϵ' [μ S]	ϵ'' [μ S]	ϵ''' [μ S]	ϵ'''' [μ S]	$(\epsilon' + \epsilon'') -$ $(\epsilon''' + \epsilon''')$	σ_1 [MPa]	σ_2 [MPa]	Orientering σ_1^* [°]
1.0	97	313	93	259	58	13.0	1.9	72
2.0	68	133	173	22	6	8.4	0.6	123
2.4	56	96	117	39	-4	5.5	1.3	121
Gj.snitt						9.0	1.3	105
Std.avvik						3.8	0.7	29

*Orienteringen av σ_1 er målt fra vertikal akse, med klokken.

Tabell 6.17: Registrerte målinger av tøyning og beregnede spenninger i BH2-PEL490, Bogna.

Hulldyp [m]	ϵ' [μ S]	ϵ'' [μ S]	ϵ''' [μ S]	ϵ'''' [μ S]	$(\epsilon' + \epsilon'') -$ $(\epsilon''' + \epsilon''')$	σ_1 [MPa]	σ_2 [MPa]	Orientering σ_1^* [°]
1.0	-74	190	81	42	-7	15.9	-5.2	94
3.2	45	15	60	5	-5	5.0	0.3	149
Gj.snitt						10.5	-2.5	122
Std.avvik						7.7	3.9	39

*Orienteringen av σ_1 er målt fra vertikal akse, med klokken.

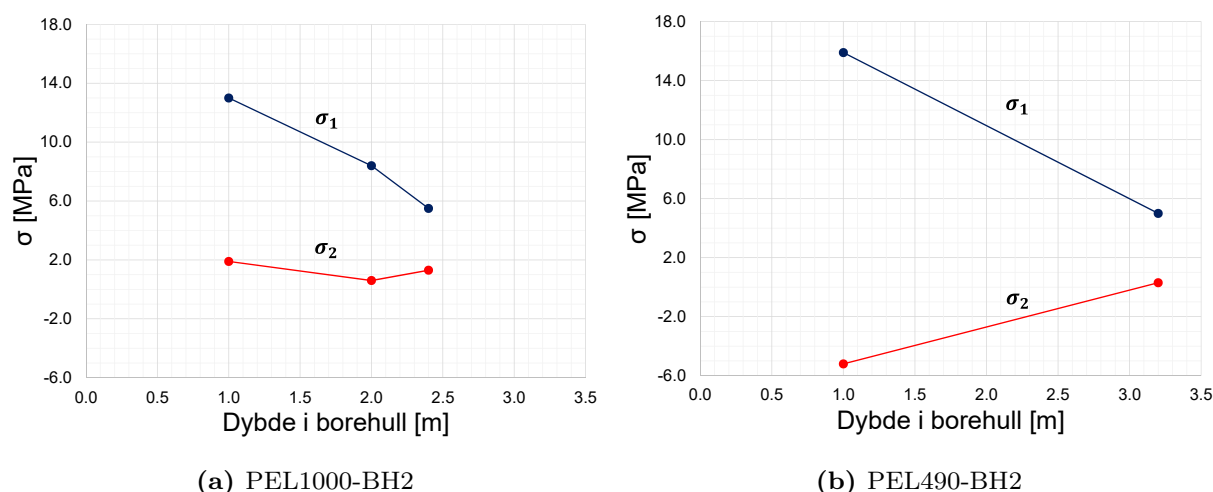
Vurdering av spenningsmålingene ved Bogna

Største- og minste hovedspenning langs hullsdybdene ved PEL1000-BH2 og PEL490-BH2 er vist i fig. 6.23. Målingene fra begge borehullene viste at største hovedspenning avtok langs dybden, som indikerte økt spenningskonsentrasjon nærme tunnelkonturene fra sekundære spenninger. Tabell 6.16 og 6.17 viste at orienteringen av σ_1 i forhold til vertikalaksen varierte mellom 72° og 149°. Dette antydte at største tangensialspenning var orientert mellom horisontal- og vertikal akse, som kan indikere tektoniske spenninger.

Basert på de mekaniske egenskapene til bergmassen ved PEL1000 (fig. 6.13) samt en overdekning på 220 m, ble vertikal- og horisontal spenningene estimert til $\sigma_v = 5.7$ MPa og $\sigma_h = 2.0$ MPa, basert på lign. 4.4. Tilsvarende for PEL490 ble spenningene beregnet til $\sigma_v = 5.2$ MPa og $\sigma_h = 2.0$ MPa, uten betydelig avvik fra PEL1000. Målingene av σ_1

ved 1 m dyp var vesentlig høyere enn kun beregnet fra gravitasjon, men sammenfalt bedre med σ_v ved 2.5 - 3.0 m dyp på 5.5 MPa (PEL1000) og 5.0 MPa (PEL490). Doorstoppermålingene ved PEL490 antydte noe høyere bergspenninger rundt tunnelkonturen sammenlignet med PEL1000, til tross for lavere overdekning. Årsaken kan være den relativt høye stivheten til kalkspatmarmoren ($E_{50} = 84.5$ GPa), som kan ha medført økt spenningskonsentrasjon dersom nærliggende bergmasse hadde lavere stivhet.

Minste hovedspenning i PEL1000-BH2 varierte i relativt liten grad, med en gjennomsnittlig verdi på 1.3 MPa. Dette stemte rimelig overens med horisontal-komponenten av den gravitasjonsinduserte spenningen på ca. 2.0 MPa. Ved PEL490 derimot, varierte minste hovedspenning fra -5.2 MPa ved 1.0 m, til 0.3 MPa ved 3.2 m. En representativ verdi av σ_2 ved PEL490 var dermed mer usikkert.



Figur 6.23: Største og minste hovedspenning langs hulldybden ved PEL1000 og PEL490 i Bogna kraftverk. Målingene er utført med 2D Doorstopper.

6.5 Resultater fra vanntapsmålinger

I dette kapittelet vil resultatene fra vanntapsmålingene i Bogna kraftverk bli presentert. Injeksjonstestene ble utført i tidsrommet 7. - 10. januar 2020. Avbildning, kartlegging og plassering av testseksjonene langs borkjernene er vist i delkapittel 6.3.1. Beskrivelse av utstyret og fremgangsmetode for vanntapsmålingene er gjort i kapittel 4. Som beskrevet i felt- og laboratedelen var bergmassen ved de tre testområdene forskjellig, og tilhørte forskjellige hydrogeologiske regimer. Derfor var det nødvendig å utføre målinger av in-situ grunnvannstrykk ved alle testområdene.

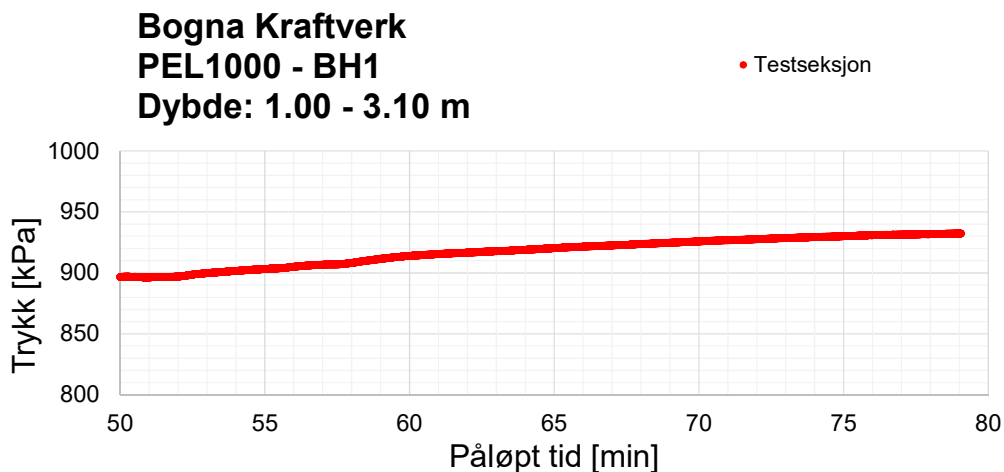
Fra sprekk- og borkjernekartleggingen fremkom det at bergmassen generelt var relativt høyt oppsprukket ved alle testområdene. I tillegg ble det utført stegvis trykkøkning på omtrent alle testseksjonene, som totalt resulterte i mange enkeltmålinger. For å begrense

datamengden i tabeller med resultater fra målingene, ble det kun tatt med én måling per testseksjon, antatt som den mest representative. I seksjoner det ble utført tre, eller flere trykkøkninger er regresjonskoeffisienten R^2 også vist. De fulle datasettene er vist i vedlegg C, hvor alle enkeltmålingene er inkludert.

6.5.1 BOGNA-PEL1000

Injeksjonstestene ved PEL1000 ble utført i et område mellom enden av adkomsttunnelen (ved kraftstasjonen), og konusen. Et bilde av testområdet er vist i fig. 6.2. Det ble boret 3 hull, med ca. 8 m mellomrom. Borehullene var orientert i retning N40°Ø, til dybder på 3.1 m. BH1 og BH3 ble boret med fall på 5°, mens BH2 hadde en stigning på 5°.

Målingen av grunnvannsnivået ble utført ved å spenne opp den ytre pakkeren (pakker 1) ved 1 m dyp, og avstenge trykkreguleringen i testseksjonen. Deretter ble trykket i testseksjonen (1.00 - 3.10 m) logget kontinuerlig, mens vanntrykket innstilte seg etter grunnvannsnivået. Trykkreguleringen ble stengt av på ca. 650 kPa, hvor trykket deretter gradvis fortsatte å øke. Målingen ble avsluttet etter ca. 80 min, hvor vanntrykket hadde innstilt seg på ca. 935 kPa. De siste 30 minuttene av monitoreringen er vist i fig. 6.24, som antyder at trykket i testseksjonen begynte å flate ut. Fra tunnelkonturen ble det antatt en lineær trykkøkning av grunnvannet fram til 1 m, hvor grunnvannstrykket deretter ble satt til 935 kPa mot dybden av hullet.



Figur 6.24: Måling av grunnvannstrykket ved PEL1000 i Bogna. Figuren viser de siste 30 min av monitoreringen. Grunnvannsnivået ble anslått til å være 935 kPa.

Basert på boringen ble det kartlagt 10 potensielle konduktive testseksjoner i hvert av borehullene. For vurdering av bergmassens hydrauliske konduktivitet ble det også utført én ytterligere test fra 1.00 m mot hullbunnen, i alle borehullene. Resultatene fra injeksjonstestene ved PEL1000 er vist i tabell 6.18 - 6.20.

PEL1000 - BH1**Tabell 6.18:** Resultater fra vanntapsmålinger og beregninger av hydrauliske parametere i PEL1000-BH1. Vellykkede målinger ble oppnådd i 6, av de 15 cm lange testseksjonene.

#	Seksjon [m] - [m]	Gv.trykk U [kPa]	Sek.trykk P_{sek} [kPa]	Inj.trykk ΔP [kPa]	Strømning Q [l/min]	Lin.reg R^2	Sek.trans T_{moye} [m ² /s]	Spr.åpning b [m]
1	0.07 - 0.22	75	310	235	2.438	0.92	5.2E-07	9.4E-05
2	0.34 - 0.49	374	875	501	-		-	-
3	0.57 - 0.72	580	1509	929	0.151	0.99	8.2E-09	2.4E-05
4	0.72 - 0.87	710	1200	490	0.005		5.6E-10	9.6E-06
5	1.13 - 1.28	935	2010	1075	-		-	-
6	1.55 - 1.70	935	1504	569	0.060	0.95	5.3E-09	2.0E-05
7	1.67 - 1.82	935	1800	865	0.000		0.0E-00	0.0E-00
8	1.79 - 1.94	935	1500	545	0.000		0.0E-00	0.0E-00
9	2.32 - 2.47	935	1498	563	0.005		4.5E-10	9.0E-06
10	2.57 - 2.72	935	1525	590	0.125	0.98	1.1E-08	2.6E-05
11*	1.00 - 3.10	935	1528	593	0.194		3.9E-08	4.0E-05

* Test av bergmassens hydrauliske egenskaper

- Ikke oppnådd stasjonær strømning

PEL1000 - BH2**Tabell 6.19:** Resultater fra vanntapsmålinger og beregninger av hydrauliske parametere i PEL1000-BH2. Målbar og stasjonær vannstrømning ble oppnådd i 3, av de 15 cm lange testseksjonene. Ingen målbare strømninger etter 0.7 m.

#	Seksjon [m] - [m]	Gv.trykk U [kPa]	Sek.trykk P_{sek} [kPa]	Inj.trykk ΔP [kPa]	Strømning Q [l/min]	Lin.reg R^2	Sek.trans T_{moye} [m ² /s]	Spr.åpning b [m]
1	0.20 - 0.35	206	608	402	5.790	0.98	7.3E-07	1.1E-04
2	0.35 - 0.50	337	1502	1165	0.088	1.00	3.8E-09	1.8E-05
3	0.53 - 0.68	561	1509	948	0.011	0.99	5.8E-10	9.8E-06
4	0.73 - 0.88	655	1800	1145	0.000		0.0E-00	0.0E-00
5	1.20 - 1.35	935	1800	865	0.000		0.0E-00	0.0E-00
6	1.35 - 1.50	935	1800	865	0.000		0.0E-00	0.0E-00
7	1.60 - 1.75	935	1800	865	0.000		0.0E-00	0.0E-00
8	1.80 - 1.95	935	1800	865	0.000		0.0E-00	0.0E-00
9	2.00 - 2.15	935	1800	865	0.000		0.0E-00	0.0E-00
10	2.15 - 2.30	935	1800	865	0.000		0.0E-00	0.0E-00
11*	1.00 - 3.10	935	1821	886	0.023		3.1E-09	1.7E-05

* Test av bergmassens hydrauliske egenskaper

PEL1000 - BH3**Tabell 6.20:** Resultater fra vanntapsmålinger og beregninger av hydrauliske parametere i PEL1000-BH3. Målbar og stasjonær vannstrømning ble oppnådd i 7, av de 15 cm lange testseksjonene.

#	Seksjon [m] - [m]	Gv.trykk U [kPa]	Sek.trykk P_{sek} [kPa]	Inj.trykk ΔP [kPa]	Strømning Q [l/min]	Lin.reg R^2	Sek.trans T_{moye} [m ² /s]	Spr.åpning b [m]
1	0.07 - 0.22	75	602	527	5.236	0.99	5.0E-07	9.3E-05
2	0.20 - 0.35	234	1400	1166	0.000		0.0E-00	0.0E-00
3	0.38 - 0.53	420	1800	1380	0.000		0.0E-00	0.0E-00
4	0.83 - 0.98	804	1505	701	0.014	0.99	1.0E-09	1.2E-05
5	0.90 - 1.05	935	1800	865	0.000		0.0E-00	0.0E-00
6	1.20 - 1.35	935	1502	567	0.011	0.99	9.8E-10	1.2E-05
7	1.37 - 1.52	935	1500	565	0.005	0.99	4.5E-10	8.9E-06
8	1.52 - 1.67	935	1500	565	0.008		7.0E-10	1.0E-05
9	1.74 - 1.89	935	1517	582	0.210	0.99	1.8E-08	3.1E-05
10	2.05 - 2.20	935	1509	574	0.005		4.0E-10	8.6E-06
11*	1.00 - 3.10	935	1528	593	0.277	0.99	5.6E-08	4.5E-05

* Test av bergmassens hydrauliske egenskaper

Oppsummering av vanntapsmålingene ved PEL1000

I BH1 indikerte målingene at testseksjon #3, #6 og #10 tilhørte samme sprekkese, basert på at seksjonstransmissiviteten lå i samme størrelsesorden. Det samme gjaldt testseksjon #4 og #9, hvor transmissiviteten var ca. en ordens magnitude lavere. Basert på borkjernekartleggingen kan dette være en rimelig antagelse, da sprekkens orientering i kjernematerialet var relativt lik i testseksjon #3, #6 og #10, samt i testseksjon #4 og #9. I testseksjon #2 og #5 i BH1 ble det ikke oppnådd stasjonær strømning. En årsak til dette kan være noe feil bruk av utstyret, da dette var den første vanninjeksjonstesten ved feltområdet Bogna.

Fra borkjernekartleggingen av BH2, ble det observert mulig utfelling av kalk i enkelte sprekker. Dette ble tydelig observert i testseksjon #3, samt i noen flere dyptliggende sprekker. Etter 0.7 m ble det ikke registrert flere målinger i de 15 cm lange testseksjonene. Målinger av testseksjonen fra 1.00 - 3.10 m, indikerte derimot noen vannførende sprekker langs denne seksjonen. Fra sprekkkartleggingen av BH2 (fig. 6.11) ble det vist noen ytterligere sprekker bak den dypeste målte testseksjonen (2.15 - 2.30 m), som trolig var vannførende.

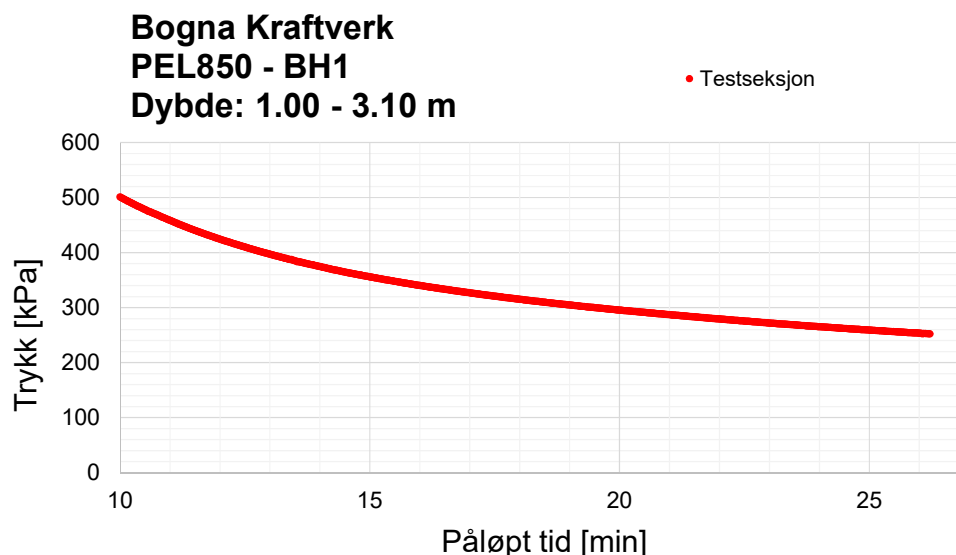
Ved 1.8 m dybde i BH3 ble det målt en svært konduktiv sprekk i forhold til de nærliggende sprekkenes. Dette fremkom også i borkjernematerialet som en tydelig mark-

ert enkeltsprekk. Foruten den ytterste testseksjonen, viste målingene at de resterende testseksjonene i BH3 hadde transmissivitets-verdier i samme størrelsesorden, mellom $4.0\text{E-}10$ og $1.0\text{E-}09 \text{ m}^2/\text{s}$. De første 1.3 m av hullet ble boret i den amfibolittiske gneisen, hvor det ble ikke målt noen vannførende sprekker mellom 0.20 - 0.83 m.

6.5.2 BOGNA - PEL850

Det andre testområdet i Bogna var ved PEL850, ca. 150 meter ifra kraftstasjonen som vist i fig. 6.1. Det ble boret to hull, til dybder på henholdsvis 3.05 m og 3.15 m. Orienteringen til borehullene var $\text{N}50^\circ\text{Ø}$, med fall på 5° . Hullene ble boret med 8 m mellomrom.

Det utført en grunnvannsmåling i BH1, fra 1.00 - 3.10 m. Målingen ble utført ved å spenne opp den ytre pakkeren (pakker 1), og deretter øke trykket i testseksjonen til 1800 kPa. Etter 5 minutter ble trykkreguleringen stengt av, slik at trykket i testseksjonen begynte å stille seg inn etter formasjonstrykket. Testen pågikk i 20 min etter trykkreguleringen ble avstengt, hvor de siste 15 minuttene av monitoreringen er vist i fig. 6.25. Ved avsluttet test var trykket i testseksjonen 250 kPa, som ble antatt å representere grunnvannstrykket. Som fig. 6.25 antydte hadde ikke trykket i testseksjonen flatet helt ut. Dermed kan grunnvannstrykket i realiteten vært noe lavere.



Figur 6.25: Måling av grunnvannstrykket ved PEL850 i Bogna. Figuren viser de siste 15 minuttene av monitoreringen. Ved slutten av testen var trykket i testseksjonen 250 kPa.

Det ble henholdsvis kartlagt 10 og 11 testseksjoner i BH1 og BH2. I tillegg ble det utført en test fra 1.00 mot bunnen i begge hullene, for vurdering av bergmassens hydrauliske konduktivitet. Resultatene fra vanntapsmålingene i BH1 og BH2 ved PEL850 er vist i tabell 6.21 og 6.22.

PEL850 - BH1

Tabell 6.21: Resultater fra vanntapsmålinger og beregninger av hydrauliske parametere i PEL850-BH1. Det ble oppnådd vellykkede målinger i 6 av testseksjonene. Ingen målbare strømnings ble målt etter 1.2 m.

#	Seksjon [m] - [m]	Gv.trykk U [kPa]	Sek.trykk P_{sek} [kPa]	Inj.trykk ΔP [kPa]	Strømning Q [l/min]	Lin.reg R^2	Sek.trans T_{moye} [m ² /s]	Spr.åpning b [m]
1	0.15 - 0.30	45	508	463	5.100	0.99	5.6E-07	9.6E-05
2	0.34 - 0.49	105	608	503	4.406	0.99 ¹	4.4E-07	8.9E-05
3	0.55 - 0.70	145	920	775	0.143	0.98	9.3E-09	2.5E-05
4	0.73 - 0.88	190	913	723	0.075	0.99	5.2E-09	2.0E-05
5	0.90 - 1.05	250	908	658	0.020	0.99	1.5E-09	1.3E-05
6	1.07 - 1.22	250	1196	946	0.004	1.00	2.1E-10	7.0E-06
7	1.40 - 1.55	250	1200	950	0.000		0.0E-00	0.0E-00
8	1.82 - 1.97	250	1200	950	0.000		0.0E-00	0.0E-00
9	1.93 - 2.08	250	1200	950	0.000		0.0E-00	0.0E-00
10	2.20 - 2.35	250	1200	950	0.000		0.0E-00	0.0E-00
11*	1.00 - 3.05	250	1203	953	0.012	0.98	1.5E-09	1.3E-05

* Test av bergmassens hydrauliske egenskaper

¹ Trykkøkning med 7 steg

PEL850-BH2

Tabell 6.22: Resultater fra vanntapsmålinger og beregninger av hydrauliske parametere i PEL850-BH2, med 5 vellykkede målinger av de korte testseksjonene. Ingen målbare strømnings i testseksjonene etter 1.4 m.

#	Seksjon [m] - [m]	Gv.trykk U [kPa]	Sek.trykk P_{sek} [kPa]	Inj.trykk ΔP [kPa]	Strømning Q [l/min]	Lin.reg R^2	Sek.trans T_{moye} [m ² /s]	Spr.åpning b [m]
1	0.15 - 0.30	50	101	51	7.629	0.99	7.5E-06	2.3E-04
2	0.42 - 0.57	130	905	775	1.204	0.98	7.8E-08	5.0E-05
3	0.58 - 0.73	165	905	740	0.537	0.99	3.7E-08	3.9E-05
4	0.85 - 1.00	250	909	659	0.037	0.99	2.8E-09	1.7E-05
5	1.00 - 1.15	250	916	666	-		-	-
6	1.20 - 1.35	250	900	650	0.003		2.3E-10	7.2E-06
7	1.40 - 1.55	250	610	360	0.000		0.0E-00	0.0E-00
8	1.76 - 1.91	250	600	350	0.000		0.0E-00	0.0E-00
9	2.13 - 2.28	250	610	350	0.000		0.0E-00	0.0E-00
10	2.30 - 2.45	250	610	350	0.000		0.0E-00	0.0E-00
11	2.45 - 2.60	250	600	360	0.000		0.0E-00	0.0E-00
12*	1.00 - 3.10	250	913	663	0.035	0.99	6.4E-09	2.2E-05

* Test av bergmassens hydrauliske egenskaper

- Trykket i bakseksjonen innstilte seg trykket i testseksjonen

Oppsummering av vanntapsmålingene ved PEL850

Kjernematerialet fra borehullene ved PEL850 var generelt svært oppsprukket, som resulterte henholdsvis mange enkeltmålinger. I begge hullene ble det utført relativt mange tester med målbar og stasjonær vannstrømning fram til ca. 1.4 m dyp. Langs den resterende dybden ble det ikke lenger registrert noen målbare strømninger i borehullene, til tross for at materialet i kjernekasene var svært oppsprukket (fig. 6.15 og 6.17).

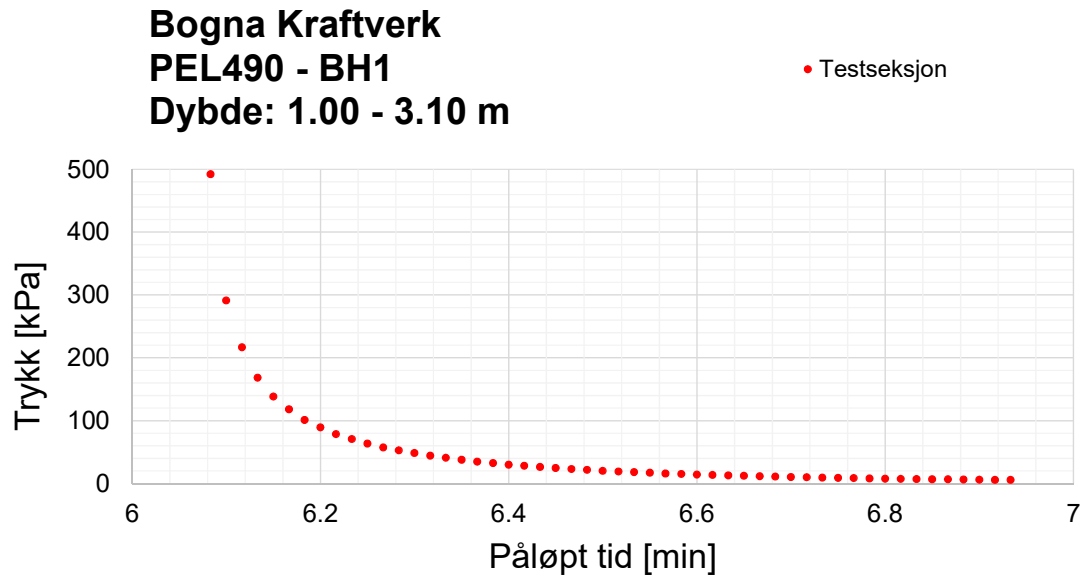
I testseksjon #5 ble det observert at trykket i bakseksjonen innstilte seg trykket i testseksjonen fullstendig. Dette antydte en betydelig lekkasje eller direkte sammenkobling av sprekkesett, mellom test- og bakseksjonen. Målingen ble dermed vurdert som ugyldig.

6.5.3 BOGNA-PEL490

Det siste området for utføring av injeksjonstester var ved PEL490, plassert omtrent midt mellom inngangen til tunnelen og kraftstasjonen (fig. 6.1). Det ble boret to hull til henholdsvis 3.1 m og 3.5 m, med orientering N50°Ø. BH1 ble boret med 5° fall, og BH2 ble boret med 5° stigning.

Ved PEL490 ble det utført én måling av grunnvannsnivået i BH1. I likhet med de andre testområdene ble målingen utført ved å spenne opp den ytre pakkeren ved 1 m, og måle formasjonstrykket mot hullbunnen. Trykket i testseksjonen ble økt til 600 kPa, og stengt av 6 min etter loggingen var påbegynt. Det siste minuttet av monitoreringen av formasjonstrykket er vist i fig. 6.26, som viste at trykket i testseksjonen avtok relativt raskt mot 0. Grunnvannstrykket ved PEL490 ble dermed antatt å være 0 langs hele borehullet.

Det ble kartlagt potensielle 8 testseksjoner i BH1, samt 10 i BH2. En test fra 1 m mot hullbunnen ble også utført i begge borehullene. Oversikt over resultatene fra vanntapsmålingene og beregnede hydrauliske parametere er oppgitt i tabell 6.23 og 6.24.



Figur 6.26: Måling av grunnvannstrykket ved PEL490 i Bogna. Trykket i testseksjonen falt relativt raskt mot 0 etter avstengning av trykkreguleringen.

PEL490 - BH1

Tabell 6.23: Resultater fra vanntapsmålinger og beregninger av hydrauliske parametere i PEL490 - BH1. I alle testseksjonene ble det målt vannstrømning. I #6 og #9 økte derimot trykket i bakseksjonen parallelt med testseksjonen, som medførte ugyldig måling.

#	Seksjon [m] - [m]	Gv.trykk U [kPa]	Sek.trykk P_{sek} [kPa]	Inj.trykk ΔP [kPa]	Strømning Q [l/min]	Lin.reg R^2	Sek.trans T_{moye} [m ² /s]	Spr.åpning b [m]
1	0.15 - 0.30	0.0	511	511	0.123	0.96	1.2E-08	2.7E-05
2	0.40 - 0.55	0.0	213	213	4.306	0.99	1.0E-06	1.2E-04
3	0.75 - 0.90	0.0	804	804	0.009	0.99	5.6E-10	9.7E-06
4	1.15 - 1.30	0.0	501	501	0.053	0.99	5.3E-09	2.0E-05
5	1.30 - 1.45	0.0	510	510	0.032	0.99	3.2E-09	1.7E-05
6	1.65 - 1.80	0.0	510	510	-		-	-
7	1.85 - 2.00	0.0	159	159	4.654	0.98	1.5E-06	1.3E-04
8	2.40 - 2.55	0.0	518	518	0.152	0.99	1.5E-08	2.9E-05
9*	1.00 - 3.10	0.0	244	244	2.749	0.98	5.7E-07	9.7E-05

* Test av bergmassens hydrauliske egenskaper

- Trykket i bakseksjonen innstilte seg trykket i testseksjonen

PEL490 - BH2**Tabell 6.24:** Resultater fra vanntapsmålinger og beregninger av hydrauliske parametere i PEL490 - BH2. Målbare og stasjonære forhold i alle testseksjonene.

#	Seksjon [m] - [m]	Gv.trykk U [kPa]	Sek.trykk P_{sek} [kPa]	Inj.trykk ΔP [kPa]	Strømning Q [l/min]	Lin.reg R^2	Sek.trans T_{moye} [m ² /s]	Spr.åpning b [m]
1	0.15 - 0.30	0.0	114	114	7.040	0.97	3.1E-06	1.7E-04
2	0.30 - 0.45	0.0	47	47	4.233	0.99	4.5E-06	1.9E-04
3	0.60 - 0.75	0.0	110	110	2.372	0.99	1.1E-06	1.2E-04
4	0.80 - 0.95	0.0	106	106	3.362	0.99	1.6E-06	1.4E-04
5	1.10 - 1.25	0.0	495	495	0.026	0.99	2.6E-09	1.6E-05
6	1.45 - 1.60	0.0	497	497	0.047	1.00	4.8E-09	2.0E-05
7	1.75 - 1.90	0.0	496	496	0.025	1.00	2.5E-09	1.6E-05
8	2.30 - 2.45	0.0	512	512	0.551	0.98	5.4E-08	4.4E-05
9	2.50 - 2.65	0.0	526	526	0.142	0.99	1.4E-08	2.8E-05
10	2.82 - 2.97	0.0	515	515	0.088	1.00	8.6E-09	2.4E-05
11*	1.00 - 3.50	0.0	515	515	0.225	0.97	2.2E-08	3.3E-05

* Test av bergmassens hydrauliske egenskaper

Oppsummering av vanntapsmålingene ved PEL490

I BH1 ble det oppnådd målbar og stasjonær strømning i de fleste testseksjonene, med unntak av #5 (1.30 - 1.45 m). I denne seksjonen økte trykket i bakseksjonen parallelt med testseksjonen, som antydte vesentlig lekkasje gjennom den indre pakkeren. En forskjell fra de tidligere resultatene, var at #1 (0.15 - 0.30 m) hadde en seksjonstransmissivitet omtrent 2 - 3 ordens magnituder lavere, i forhold til de ytterste testseksjonene i de andre borehullene ved Bogna.

Injeksjonstestene fra BH2 resulterte i minst 3 målbare og stasjonære strømninger i alle testseksjonene. Dette medførte relativt mange vellykkede enkeltmålinger, langs hele borehullsdybden.

6.6 Analyser av feltområdet Bogna**6.6.1 Ingeniørgeologiske og bergmekaniske betraktninger****PEL1000**

Bergmassen ved PEL1000 bestod primært av en foliert granittisk gneis, med relativt høy gjennomsnittlig UCS og E-modul på henholdsvis 170 MPa og 69 GPa. Lastretningen i

forhold til foliasjonen på kjerneprøvene var ca. 40° , som medførte vesentlig lavere UCS sammenlignet med prøver testet normalt mot foliasjonen fra tilsvarende område (300 - 400) MPa. Målingene av E_{50} samsvarte derimot bedre med tidligere undersøkelser av den granittiske gneisen ved Bogna. Testene av den amfibolittiske gneisen viste lavere verdier av styrke og stivhet, med UCS og E-modul på henholdsvis 78 MPa og 44 GPa. Lastretningen mot foliasjonen for disse prøvene var også ca. 40° .

I den granittiske gneisen ble det kartlagt to primære sprekkesett, SP1 og SP2. Schmidt-hammer målingene viste minimal forskjell på tvers av sprekkesettene, med samlet JCS på (206 ± 57) MPa. Dette samsvarte UCS-målingene relativt bra, ved betraktning av de anisotrope egenskapene til den granittiske gneisen. Strøkretningene til SP1 og SP2 var henholdsvis orientert 75° og 15° i forhold til tunnelaksen (fig. 6.2), begge med relativt steile fall på 87° og 76° . Hullene ble boret normalt på tunnelaksen, slik at hullorienteringen ble semi-parallel med SP1. Dette impliserte at sannsynligheten for å påtreffe sprekker tilhørende SP1 under boring var lavere, sammenlignet med SP2 som var orientert semi-normalt på hullaksen. Dette stemte godt overens med kartleggingen av borkjernene fra PEL1000, hvor sprekkeene hovedsakelig krysset normalt/semi-normalt på kjernematerialet. Sprekkene i kjernematerialet kan dermed primært antas å tilhøre SP2, men kan også være tilfeldige sprekker, eller oppstått fra sekundære årsaker (sprengning, boring osv.).

Fra feltkartleggingen ble det generelt vurdert noe tettere oppsprekking rundt tunnelkonturen, sammenlignet med sprekkkartleggingen av borkjernene. Bestemmelse av Q-verdier resulterte i estimert RQD mellom 70 og 80 i granittisk gneis. RQD-verdiene beregnet for hver meter borkjerne var derimot i området 85 - 100 for BH1 og BH3, og mellom 75 - 95 i BH2, som kan gi indikasjon på økt oppsprekking fra sprengningsskade i konturen. RQD-verdien kartlagt i felt bør derimot betraktes med mer usikkerhet, da definisjonen av RQD baserer seg på kartlegging intakt materiale fra borkjerner.

Ved PEL1000 ble de gravitasjonsinduserte spenningene beregnet til $\sigma_v = 5.7$ MPa, og $\sigma_h = 2.0$ MPa. 2D spenningermålinger med Doorstopper viste at største hovedspenning ved 1 m dyp fra tunnelkonturen var 13.0 MPa, med en gradvis reduksjon til 8.4 MPa ved 2.0 m og 5.5 MPa ved 2.4 m dyp (fig. 6.23). Målingene antydte dermed vesentlige spenningskonsentrasjoner nærmere tunnelkonturen, som primært antas å være forårsaket sekundært induserte spenninger fra tunnelåpningen. Målingene antydte videre at orienteringen til største hovedspenning var sub-horisontal, som indikerte tektoniske spenninger i området.

Bergmassens hydrauliske konduktivitet ved PEL1000 ble undersøkt med vanninjeksjon i seksjoner fra 1 m mot hulldybden i alle hullene. Fra målingene ble seksjonstransmissiviteten i BH1, BH2 og BH3 beregnet som vist i tabell 6.18 - 6.20, for seksjonene markert med *. Hydraulisk konduktivitet kunne dermed estimeres med $K = T_{sek} \cdot L^{-1}$,

som resulterte i gjennomsnittlig $K = 1.6\text{E-}08$ m/s. Grensen mellom de to bergartene ved PEL1000 var markert med et tydelig skille i hengen, hvor det ble observert noe fukt/drypp i den granittiske gneisen, mens gangbergarten var helt tørr. Trolig var konduktiviteten i gangbergarten lavere forårsaket lavere E-modul, som kan medføre at bergspenningene i større grad reduserte sprekkeåpninger (Singhal & Gupta, 2010).

PEL850

Ettersom amfibolitten ved testområdet PEL850 var såpass tett oppsprukket, var det kun mulig å oppnå to intakte kjerneprøver som tilfredsstilte standarden ISRM (1981) for bergmekanisk testing. Spredningen på UCS mellom de to prøvene var relativt stor, slik at standardavviket også ble relativt stort, med $\text{UCS} = (122 \pm 46)$ MPa. Målt stivhet ga $E_{50} = (82 \pm 6)$ MPa, altså betydelig mindre spredning. Basert på Schmidt-hammer målingene av de to sprekkesettene ved PEL850, ble det indikert en vesentlig forskjell av sprekkestyrken, med JCS på henholdsvis (84 ± 24) MPa for SP1, og (176 ± 21) MPa for SP2. Resultatene antydte dermed varierende styrke-verdier for amfibolitten.

Oppsprekkingen var tettest langs orienteringen til SP1, med målte sprekkeavstander mellom 0.05 - 0.10 m langs veggen. Kartleggingen av kjernematerialet (fig. 6.15 og 6.17) viste også relativt høy oppsprekking, med avstander mellom 0.05 - 0.40 m. Årsaken til at borkjernene ikke var enda tettere oppsprukket, var trolig forårsaket at strøkretningen til SP1 var orientert semi-parallelt med hullaksen. SP2 var orientert tilnærmet 90° på SP1, og var primært det sprekkesettet som påtraff hullene mest hyppig. Kjernematerialet langs den første meteren av begge hullene var generelt lite intakt, grunnet fragmentering etter boring kombinert med tett oppsprekking.

Vurderingen av RQD fra felt for beregning av Q-verdier, indikerte tettere oppsprekking ($\text{RQD} = 20 - 30$) sammenlignet med borkjernekartleggingen ($\text{RQD} = 54 - 78$). Igjen var årsaken at feltverdien hovedsakelig ble estimert av den tette oppsprekkingen til SP1, som var meget fremtredende i tunnelveggen, men påtraff ikke hullene i like stor grad da de var orientert semi-parallelt.

Ved PEL850 ble det ikke foretatt spenningsmålinger. Testområdet var plassert omtrent midt imellom de to andre testområdene, hvor det ble utført spenningsmålinger (fig. 6.23). Ettersom tettheten, overdekningen og E-modulen til amfibolitten var relativt lik som for kalkspatmarmoren ved PEL490, ble bergspenningene antatt å være i samme størrelsesorden (ca. 15 MPa ved 1 m dyp, og ca. 5.0 MPa ved 3 m dyp).

Testing av bergmassens hydrauliske konduktivitet ved PEL850 ble utført i testseksjoner fra 1 m mot hulldybden i begge borehullene. Gjennomsnittlig hydraulisk konduktivitet fra de to borehullene ble $K = 1.9\text{E-}09$ m/s.

PEL490

Bergmassen ved PEL490 bestod av kalkspatmarmor med målt intakt E-modul på (85 ± 1) GPa, altså en meget lav spredning på de tre prøvene. Styrken varierte i større grad grunnet inhomogene prøver, som resulterte i $UCS = (174 \pm 52)$ MPa. Schmidt-hammer målinger av de tre sprekkesettene varierte også betydelig, med JCS-verdier på (91 ± 20) , (141 ± 50) og (71 ± 27) MPa for henholdsvis SP1, SP2 og SP3. Feltmålingene av JCS indikerte dermed generelt lavere sprekkestyrke sammenlignet med de intakte kjerneprøvene, som kan indikere noe overflateforvitring på sprekkeflatene.

Fra sprekkekartleggingen i felt ble det observert tre sprekkesett, hvor SP1 og SP2 hadde tilnærmet lik orientering som ved PEL850. SP3 ved PEL490 var orientert tilnærmet parallelt med tunnelaksen (fig. 6.7), med et fall på ca. 47° . Kartlagte avstander mellom sprekke i SP3 var derimot kun mellom 1 - 5 m. De påtrufne sprekke i borehullene ble dermed antatt å primært tilhøre SP2, som var semi-normalt orientert hullaksen med typiske avstander mellom 0.1 - 0.3 m. Fra kjernekartleggingen av BH1 (fig. 6.19) ble det også observert noen mer langsgående sprekker, trolig tilhørende SP1 som var semi-parallelt orientert med hullaksen.

RQD-verdiene fra feltkartleggingen ble estimert i området 50 - 65. Igjen viste borkjernekartleggingen høyere verdier, i området 70 - 90. Kartleggingen av RQD i felt baserte seg derimot på gjennomsnittlig oppsprekingsgrad av alle sprekkesettene samlet, mens borehullene primært ble påtruffet SP2.

Det ble utført to Doorstopper målinger i BH2 ved PEL490, ved dybder 1.0 og 3.2 m. Tilsvarende som ved PEL1000, ble det målt en vesentlig høyere σ_1 ved 1 m dyp (15.9 MPa), sammenlignet med målinger ved ca. 3 m dyp, som bedre tilsvarte de vertikale gravitasjonsspenningene på rundt 5.5 MPa. Målt orientering av største hovedspenning antydte også tektoniske spenninger i området.

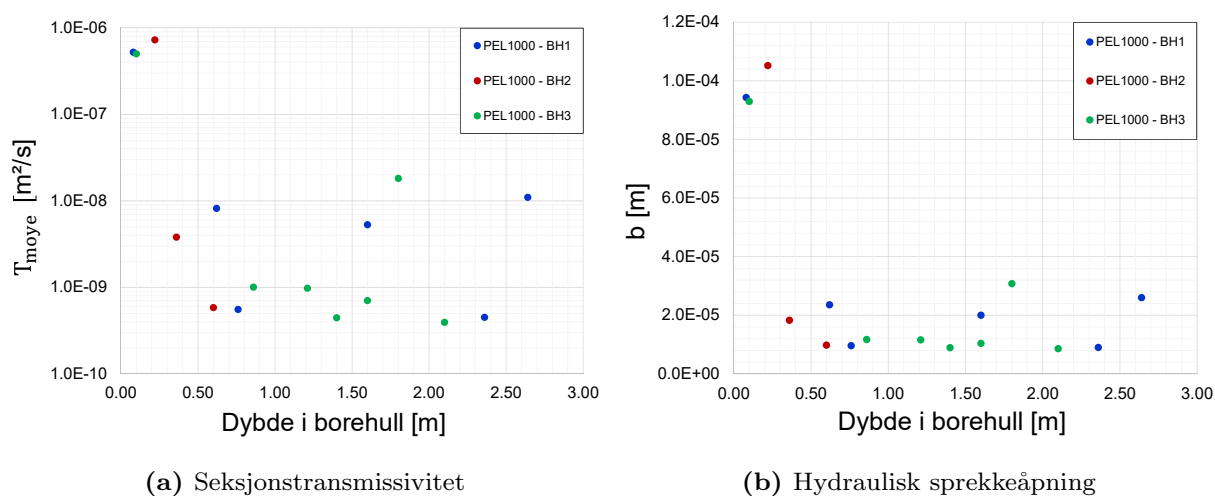
Bergmassens hydrauliske konduktivitet ble undersøkt i begge borehullene ved PEL490, i seksjonene markert med *, i tabell 6.23 og 6.24. I BH1 og BH2 ble hydraulisk konduktivitet henholdsvis målt til $2.7E-07$ og $8.8E-09$ m/s, som ga gjennomsnittlig $K = 1.4E-07$ m/s.

6.6.2 Hydrauliske egenskaper i EDZ ved Bogna**PEL1000**

Kjernematerialene fra PEL1000 antydte noe tettere oppsprekking de første 15 - 40 cm av borehullene. Oppsprekkingen den første meteren var generelt høyere i BH1 og BH2, sammenlignet med BH3. Trolig var årsaken at BH3 ble boret ca. 1.3 m inn i den amfibolitt-

tiske gneisen, før kjernematerialet viste granittisk gneis. En mer detaljert beskrivelse av borkjernekartleggingen er vist i delkapittel 6.3.1.

Ved PEL1000 ble det tilsammen utført 16 vellykkede målinger av 15 cm lange testseksjoner, fordelt på de tre hullene. En samling av hydrauliske egenskaper langs borehullsdybden ved PEL1000, er vist i fig. 6.27. Resultatene antydte et tydelig hydraulisk skille mellom de tre ytterste målingene (sprekker mellom 8 - 22 cm dyp), i forhold til de mer dyptliggende sprekkeene. Etter 22 cm var det ingen antydning til ytterligere reduksjon, men relativt samsvarende verdier, tilsynelatende langs to sprekkesett.



Figur 6.27: Verdier av målte hydrauliske egenskaper langs borehulls-dybden, samlet for alle borehullene ved PEL1000.

For vurdering av verdiøkningen i EDZ, ble hulldybdene ved PEL1000 inndelt i 2 soner: EDZ og bergmasse. En forklaring på sonene er vist i tilsvarende analyse-del for feltområde Svorkmo, i delkapittel 5.6.2. Ved PEL1000 ble alle 15 cm lange testseksjoner med sprekker fram til 22 cm betegnet som EDZ (3 stk). De resterende seksjonene ble betegnet som bergmasse (13 stk). Resultatene fra de gjennomsnittlige hydrauliske verdier i de to sonene, er vist i tabell 6.25.

Tabell 6.25: Gjennomsnittlig seksjonstransmissivitet og hydraulisk sprekkeåpning i sonene definert som EDZ og bergmasse ved PEL1000. Alle testseksjonene brukt i disse beregningene var 15 cm lange.

Sone	Dybde [m]	#Sek.	Sek.trans		Hydr. åpning	
			Gj.snitt [m ² /s]	Økning*	Gj.snitt [m]	Økning*
EDZ	0.00 - 0.22	3	5.8E-07	147	9.7E-05	6.4
Bergmasse	0.22 - 3.10	13	4.0E-09	1	1.5E-05	1.0

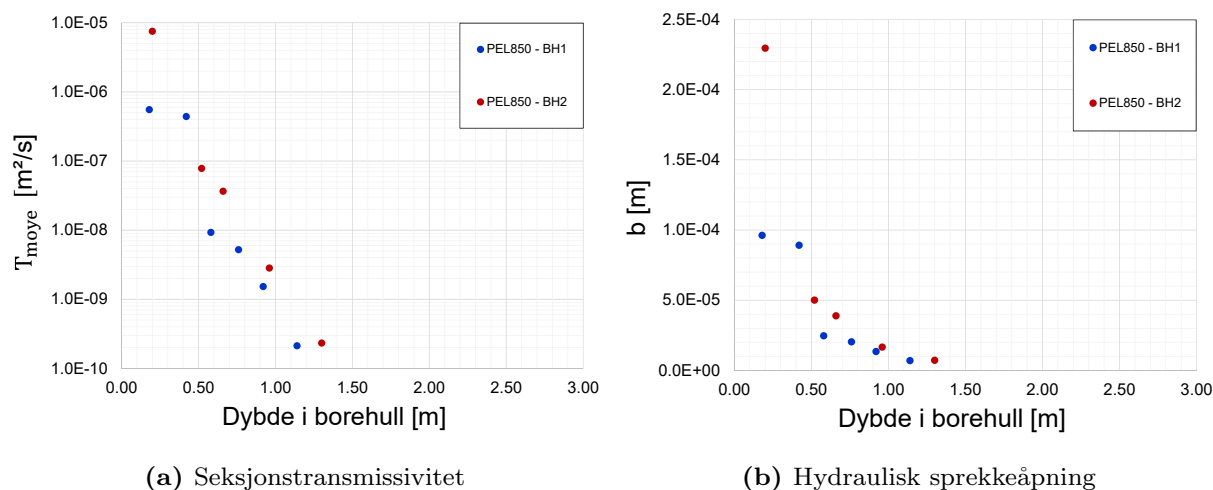
* Økningsfaktor i forhold til bergmassens gjennomsnittlige verdier

Denne betraktningen antyder at gjennomsnittlig seksjonstransmissivitet i EDZ økte med en faktor på 147, i forhold til den resterende bergmassen. Dette tilsvarte en økning i hydraulisk sprekkeåpning med en faktor på 6.4. Basert på fig. 6.27 ble det antydnet et markert hydraulisk skille ved ca. 0.22 m, slik at de to definerte sonene kan vurderes som representative med relativt god tilnærming.

PEL850

Kartleggingen av kjernematerialet fra hullene ved PEL850 er vist i fig. 6.15 og 5.8. Da materialet til amfibolitten var relativt tett oppsprukket langs hele dybden, ble det ikke kartlagt en tydelig avgrenset sprengningsskadesone.

En samling av de hydrauliske egenskapene ved PEL850 er vist i fig. 6.28, hvor det tilsammen ble utført 11 vellykkede målinger av 15 cm lange testseksjoner. Resultatene viste en tilnærmet stegvis reduksjon av hydrauliske verdier mot hulldybden. Den dypeste målte sprekken var plassert ved ca. 1.3 m dyp, hvor det ikke ble målt vannstrømning i sprekker dypere enn dette. Målingen av bergmassens hydrauliske konduktivitet ble utført fra 1.00 m mot hulldybden. Dermed er det trolig at den målte strømmingen i denne seksjonen har beveget seg ut i sprekke mellom 1.00 - 1.35 m dyp. Upåvirket bergmasse ved PEL850 ble dermed antatt å være svært lite konduktiv.



Figur 6.28: Verdier av målte hydrauliske egenskaper langs borehulls-dybden, samlet for alle borehullene ved PEL850.

Ved PEL850 var det ikke like tydelige hydrauliske skiller som ved PEL1000, da verdiene stegvis ble redusert fram til ca. 1.35 m hulldyp. For sammenligningsgrunnlag med de andre testområdene, ble målingene inndelt i tilsvarende soner som definert i delkapittel 5.6.2. Resultatene bør derimot betraktes med større usikkerhet, da valgt soneinndeling påvirker økningsfaktorene mellom sonene i vesentlig større grad. Som ved Svorkmo ble

sonene følgelig inndelt i EDZ, Overgang og Bergmasse. Inndelingen ble bestemt på bakgrunn av vurderte hydrauliske skiller fra fig. 6.28. Som ved Svorkmo ble sonene følgelig inndelt i EDZ, Overgang og Bergmasse. Resultatene fra de gjennomsnittlige hydrauliske egenskapene innenfor disse sonene er vist i tabell 6.26.

Tabell 6.26: Gjennomsnittlig seksjonstransmissivitet og hydraulisk sprekkeåpning i sonene definert som EDZ, overgang og bergmasse ved PEL850. Alle testseksjonene brukt i disse beregningene var 15 cm lange.

Sone	Dybde [m]	#Sek.	Sek.trans		Hydr. åpning	
			Gj.snitt [m^2/s]	Økning*	Gj.snitt [m]	Økning*
EDZ	0.00 - 0.42	3	2.8E-06	1418	1.4E-04	10.7
Overgang	0.42 - 0.66	3	4.1E-08	21	3.8E-05	2.9
Bergmasse	0.66 - 3.05	5	2.0E-09	1	1.3E-05	1.0

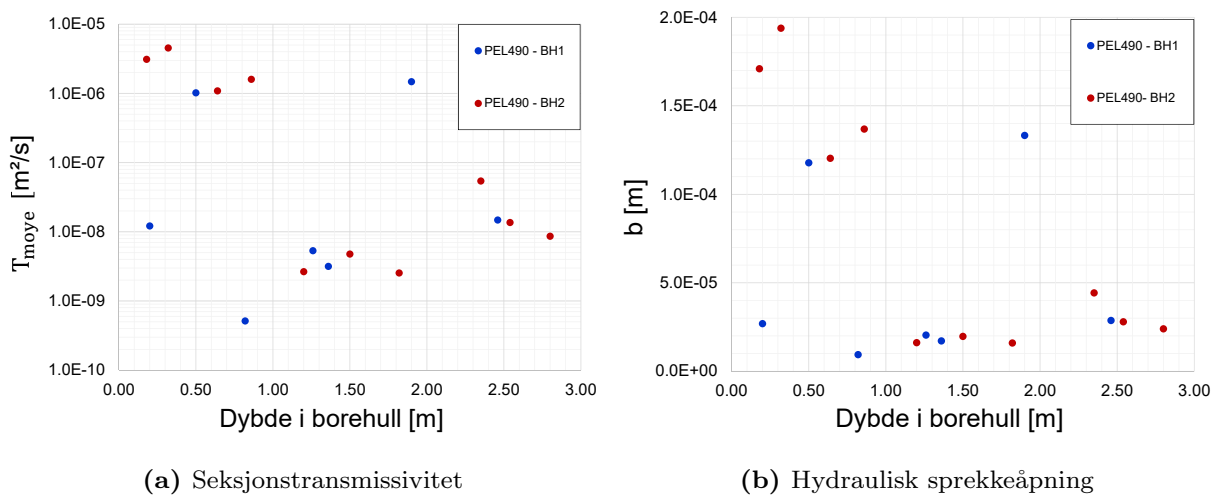
* Økningsfaktor i forhold til bergmassens gjennomsnittlige verdier

Resultatene fra tabell 6.26 antyder at seksjonstransmissiviteten økte med en faktor på 1418, i forhold til mer dyptliggende bergmasse. Tilsvarende økte hydraulisk sprekkeåpning med en faktor på 10.7. Denne økningen ble vurdert til å være svært signifikant, hvor de hydrauliske verdiene var betydelig høyere fram til 0.5 m dyp. Som tidligere diskutert vil soneinndelingen for disse målingene påvirke økningsfaktorene i vesentlig større grad (i forhold til PEL1000), da de hydrauliske skillene mellom sonene ikke var like markant.

PEL490

Borkjernekartleggingen ved PEL490 (fig. 6.19 og 6.21) viste antydning til noe tettere oppsprekking inntil 20 - 40 cm dyp. Etter 1 m dyp var kjernene relativt jevnt oppsprukket, med RQD-verdier i området 80 - 90.

En samling av de målte 15 cm testseksjonene ved PEL490 er vist i fig. 6.29. Målingene i BH1 og BH2 viste en trend av hydrauliske verdier mot dybden som var relativt forskjellige. I BH2 var det antydning til relativt høye verdier fram til ca. 1 m dyp, og deretter en reduksjon til de mer dyptliggende seksjonene. Målingene i BH1 viste derimot et mer tilfeldig forløp mot dybden, hvor den ytterste testseksjonen viste en betydelig lavere verdi, sammenlignet med de ytterste seksjonene fra de andre borehullene. I tillegg viste testseksjonen ved 1.9 m dyp vesentlig høyere transmissivitet og hydraulisk sprekkeåpning, enn det som tidligere ble målt. Målingene fra PEL490-BH1 indikerte dermed ingen tydelig reduksjonstrend av hydrauliske verdier langs borehulldybden, som fremkom mer tydelig fra målingene av de andre undersøkte hullene fra dette studiet.



Figur 6.29: Verdier av målte hydrauliske egenskaper langs borehulls-dybden, samlet for alle borehullene ved PEL490.

I BH2 var det antydning til en gradvis reduksjon av seksjonstransmissivitet og hydraulisk sprekkeåpning av målte sprekker etter 0.32 cm, og deretter en ytterligere reduksjon etter 0.86 m. Som diskutert var det ingen tydelige hydrauliske skiller i BH1, hvor verdiene langs hulldybden tilsynelatende var mer tilfeldig. Til tross for dette ble samlet hulldybde ved PEL490 delt inn i tre soner: EDZ, Overgang og Bergmasse, hovedsakelig basert på de hydrauliske målingene fra BH2.

Resultatene fremstilles i tabell 6.27, som viste at seksjonstransmissiviteten økte med en faktor på 16.1 mellom upåvirket bergmasse og EDZ, tilsvarende en økningsfaktor på 3.8 av hydraulisk sprekkeåpning. Økningen i hydrauliske egenskaper mellom EDZ og upåvirket bergmasse var tilsynelatende lavere ved PEL490, sammenlignet med de andre testområdene. Årsaken til dette ble hovedsakelig forårsaket resultatene fra PEL490-BH2, hvor det ble foretatt en relativt lav målingen i en testseksjon fra 0.15 - 0.30 m, samt en relativt høy måling i seksjonen fra 1.85 - 2.00 m, som påvirket de gjennomsnittlige verdiene i de inndelte sonene vesentlig.

Tabell 6.27: Gjennomsnittlig seksjonstransmissivitet og hydraulisk sprekkeåpning i sonene definert som EDZ, overgang og bergmasse ved PEL490. Alle testseksjonene brukt i disse beregningene var 15 cm lange.

Sone	Dybde [m]	#Sek.	Sek.trans		Hydr. åpning	
			Gj.snitt [m ² /s]	Økning*	Gj.snitt [m]	Økning*
EDZ	0.00 - 0.32	3	2.6E-06	16.1	1.3E-04	3.8
Overgang	0.32 - 0.86	4	9.3E-07	5.8	9.6E-05	2.8
Bergmasse	0.86 - 3.50	10	1.6E-07	1.0	3.5E-05	1.0

* Økningsfaktor i forhold til bergmassens gjennomsnittlige verdier

6.6.3 Vurdering av kvaliteten på vanntapsmålingene

Stegvis trykkøkning

I Bogna ble det forsøkt å utføre stegvis trykkøkning med minst 3 steg i alle testseksjonene. I noe seksjoner ble det derimot ikke oppnådd målbar og stasjonær strømming ved alle trykknivåene, slik at det ikke ble mulig å beregne regresjonskoeffisienten for alle seksjonene. Ettersom det ble for omfattende å fremvise alle $Q - \Delta P$ kurvene, ble R^2 for testene med minst 3 vellykkede målinger presentert i resultat-delen fra hullene i Bogna (tabell 6.18 - 6.24).

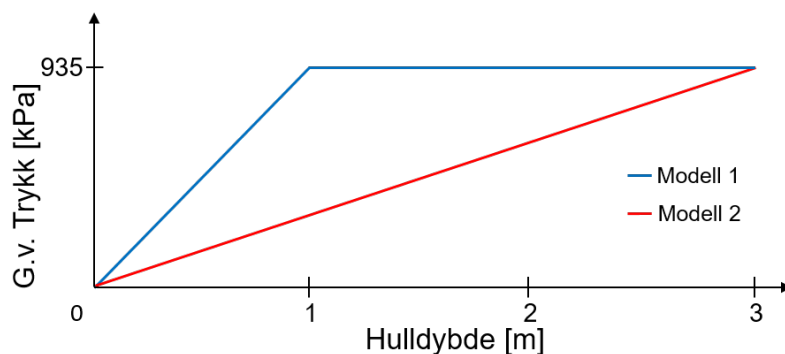
Regresjonsanalyser av de stegvise trykkøkningene ga R^2 -verdier tilnærmet 1, i de fleste testseksjonene med minst tre vellykkede målinger. I følge Palmström & Stille (2015) ga dette god indikasjon på at laminære strømningsforhold ble oppnådd, samt minimale feilkilder knyttet til hydraulisk jekking og/eller utvasking av sprekkefyll. Loggingen av testseksjon #2 fra PEL850-BH1 er vist i fig. 4.6, som ble utført med 7 steg. Beregnet regresjonskoeffisient fra denne testen ble $R^2 = 0.99$, som antydte gode måleforhold fra denne seksjonen, men også generelt god målekvalitet på injeksjons-utrustningen.

In-situ grunnvannstrykk

I Bogna ble det utført tre målinger av in-situ grunnvannstrykk, én for hvert testområde. Målingene ble utført i seksjoner mellom 1.00 m og hulldybden. Basert på målingen ved PEL490 ble formasjonstrykket antatt å være 0 kPa langs hele hulldybden ved dette testområdet. Ved PEL1000 og PEL850 ble det derimot målt betydelige grunnvannstrykk, på henholdsvis 935 kPa og 250 kPa. De største usikkerhetene ved bestemmelse av formasjonstrykket i testseksjonene ble dermed ved PEL1000, hvor verdier mellom 0 kPa og 935 kPa kan påvirke beregningen av de hydrauliske parameterene betydelig. Ved tunnelkonturen ble grunnvannstrykket antatt å være 0 kPa i alle tilfeller. Usikkerheten lå derimot i trykkfordelingen videre langs hulldybdene.

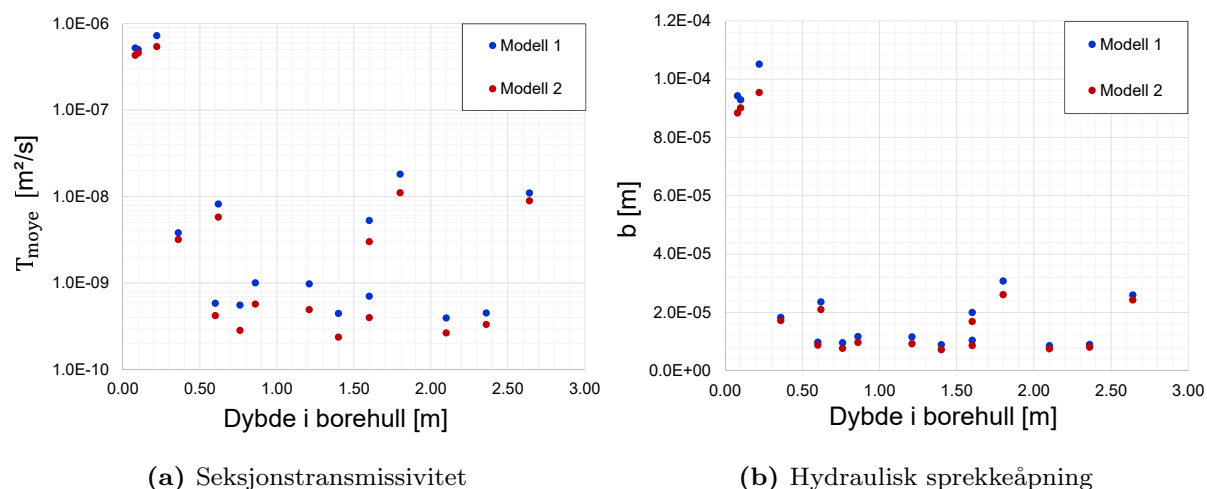
Ved PEL1000 ble formasjonstrykket antatt å ha en lineær fordeling fram til 1 m dybde, og deretter være konstant 935 kPa langs den resterende dybden. Ved betraktning av bergmassen som et kontinuum, vil det trolig foreligge en trykkfordeling som følger en senkningstrakt fra tunnelkonturen (Freeze & Cherry, 1979). Ettersom bergmassen i realiteten er et diskontinuerlig materiale, ville det vært nødvendig med målinger av formasjonstrykket i hver seksjon for optimale resultater. Dette hadde derimot blitt meget tidskrevende, slik at det var mer hensiktsmessig å utføre én måling for hvert testområde, og deretter estimere en trykkfordeling basert på de to grenseverdiene (tunnelkontur og måling). Basert på numeriske analyser utført av Holter et al. (2015), kan trykkfordelingen med brukbar tilnærming antas å være lineær ved såpass grunt dyp som 3 m.

Målingen av grunnvannstrykket ved PEL1000 ble utført mellom 1.00 - 3.10 m. En ytterligere vurdering var dermed om trykkfordelingen var lineær fram til 1 m og konstant resten (modell 1), eller lineær helt fram til 3 m dyp (modell 2). En skissering av de to foreslåtte modellene er vist i fig. 6.30. Som figuren viste, var avviket mellom de to modellene størst for testseksjoner rundt 1 m dyp.



Figur 6.30: Skissering av to vurderte modeller for hvordan fordelingen av formasjonstrykket økte langs borehulldybden ved PEL1000.

For videre vurdering av de to foreslåtte modellene, ble det utført en sensitivitetsanalyse ved beregning av transmissivitet og hydraulisk sprekkeåpning for PEL1000, med de to antakelsene. Resultatene er vist i fig. 6.31. Figuren viste at verdiene avviket som forventet mest rundt 1 m dyp, men at det fremdeles var signifikante forskjeller mellom testseksjonene i EDZ, og upåvirket bergmasse. Med tanke på ytterligere usikkerheter rundt valg av analytisk uttrykk, ble det gjort en generell vurdering på at estimert formasjonstrykk ikke påvirket tolkningen av resultatene i vesentlig stor grad, spesielt ikke for beregning av hydraulisk sprekkeåpning. Sensitivitetsanalysen ble kun utført for PEL1000, men det samme antas å gjelde PEL850, hvor grunnvannstrykket ble målt betydelig lavere (250 kPa).



Figur 6.31: Sammenligning av beregnede hydrauliske parametere ved Bogna PEL1000, med to forskjellige modeller av trykkfordelingen til in-situ grunnvannstrykk langs hulldybden.

Kapittel 7

Diskusjon

7.1 Sammenligning av testområdene

I det følgende delkapittelet vil resultatene fra vanntapsmålingene, samt de ingeniør-geologiske og bergmekaniske forholdene fra Svorkmo og Bogna kraftverk sammenlignes og diskuteres. Tunneltraseen i Bogna krysser forskjellige lag av kambro-silurske skyvedekker samt overgang til grunnfjellet, som gjorde det mulig å undersøke flere bergmasser. I tabell 7.1 er de viktigste resultatene fra felt- og laboratorieundersøkelsene ved de fire testområdene oppsummert.

7.1.1 Ingeniørgeologiske og bergmekaniske forhold

Egenskapene til fylltitten ved Svorkmo skilte seg vesentlig ut fra testområdene ved Bogna. Årsaken var hovedsakelig bergmassens inhomogeniteter forårsaket mikro- og makrofoldninger av strukturer, samt betydelig lavere stivhet og styrke. Foliasjonsretningen endret seg langs borehullene, som hadde en markant påvirkning på styrke- og deformabilitetstestene.

Inhomogenitetene førte også til relativt store avvik mellom spenningsmålingene i Svorkmo-BH3 og BH4 (fig. 5.16), til tross for at avstanden mellom hullene kun var 8 m. Dermed var det utfordrende å angi et representativt spenningsnivå for hele testområdet. I tabell 7.1 er Doorstoppermålingen som stemte best overens med beregnet vertikalspenning, angitt som representativ σ_1 for Svorkmo. Spenningsforholdene ved testområdene i Bogna var mer sammenfallende, med generelt høyere overdekning (190 - 220 m) enn ved Svorkmo (90 m). Målingene fra Bogna antydte også at største hovedspenning var orientert mer sub-horisontal enn ved Svorkmo, som kan indikere høyere tektoniske spen-

ninger. Spenningsnivået i Bogna ble dermed vurdert til å være generelt høyere enn i Svorkmo, til tross for relativt høye verdier fra målingene i Svorkmo-BH3. Dette skyldtes trolig svakheter i fyllitten som kan ha skapt lokale spenningskonsentrasjoner.

Styrken og stivheten varierte noe mellom bergartene i Bogna, men var generelt vesentlig høyere enn ved Svorkmo. Fra deformabilitetsundersøkelsene ble det påvist at kalkspatmarmoren hadde høyeste E-modul, med gjennomsnittlig verdi på 85 GPa, sammenlignet med amfibolitt, granittisk gneis og fyllitt på henholdsvis 82, 69 og 34 GPa.

For kartlegging av Q-verdier var generelt bestemmelsen av RQD i felt den mest utslagsgivende parameteren, da det var relativt lav spredning av de resterende Q-parameterene. RQD ble bestemt basert på oppsprekningsgraden, som varierte både mellom og innad de forskjellige testområdene. Q-verdiene i tabell 7.1 ble dermed oppgitt med en spredning, samt en typisk verdi for området. Basert på klassifikasjon etter NGI (2015) kan bergmassekvaliteten ved Svorkmo (fyllitt), Bogna-PEL850 (amfibolitt) og Bogna-PEL480 (kalkspatmarmor) karakteriseres som middels, mens den granittiske gneisen ved PEL1000 kan karakteriseres som god.

Tabell 7.1: Oppsummering av ingeniørgeologiske og bergmekaniske egenskaper, samt typiske resultater fra injeksjonsmålingene ved de fire testområdene som ble undersøkt.

Parameter	Svorkmo	Bogna-PEL1000	Bogna-PEL850	Bogna-PEL490
Bergart	Fyllitt	Granittisk gneis	Amfibolitt	Kalkspatmarmor
Overdekning	90 m	220 m	195 m	190 m
σ_1 (orientering) ¹	2.3 MPa (9°)	5.5 MPa (121°)	(Tilnærmet PEL490)	5.0 MPa (149°)
Q-verdi (typisk)	3.3 - 13.1 (6.3)	7.0 - 30.0 (13.5)	2.5 - 15.0 (5.3)	2.8 - 9.4 (5.4)
GSI (typisk)	40 - 60 (50)	65 - 75 (70)	30 - 50 (40)	50 - 60 (55)
UCS	(38 ± 19) MPa	(170 ± 11) MPa	(122 ± 46) MPa	(174 ± 52) MPa
E-modul	(34 ± 13) GPa	(69 ± 3) GPa	(82 ± 6) GPa	(85 ± 1) GPa
Poissons tall	0.25 ± 0.05	0.26 ± 0.04	0.25 ± 0.03	0.28 ± 0.03
Antall primære sprekesett	2	2	2	3
JCS ²	(62 ± 13) MPa	(207 ± 57) MPa	(176 ± 21) MPa	(141 ± 50) MPa
JRC ²	10 ± 2	7 ± 2	6 ± 2	8 ± 2
RQD ³	96	90	68	81
In-situ grunnvannstrykk ⁴	29.3 kPa	935 kPa	250 kPa	0 kPa
Hydr. konduktivitet bergmasse	2.6E-08 m/s	1.6E-08 m/s	1.9E-09 m/s	1.4E-07 m/s
Sek.trans ⁵ i EDZ	2.9E-06 m ² /s	5.8E-07 m ² /s	2.8E-06 m ² /s	2.6E-06 m ² /s
Sek.trans i bergmasse	3.4E-09 m ² /s	4.0E-09 m ² /s	2.0E-09 m ² /s	1.6E-07 m ² /s
Økn.faktor sek.trans ⁶	843	147	1418	16.1
Hydr. sprekkeåpning i EDZ	1.0E-04 m	9.7E-05 m	1.4E-04 m	1.3E-04 m
Hydr. sprekkeåpning i bergmasse	1.7E-05 m	1.5E-05 m	1.3E-05 m	3.5E-05 m
Økn.faktor hydr. sprekkeåpning ⁶	7.8	6.4	10.7	3.8

- 1) Angitt verdien vurdert som mest representativ for området
- 2) Angitte verdier til sprekesettene som ble antatt mest dominerende i borehullene
- 3) Gjennomsnittlig RQD fra kjernematerialet til alle borehullene i testområdet
- 4) Grunnvannstrykket målt i testseksjoner fra 1 m dyp mot hullbunnen
- 5) Gjennomsnittlig seksjonstransmissivitet for 15 cm testseksjoner
- 6) Økningsfaktor for egenskaper i EDZ, i forhold til upåvirket bergmasse

Oppsprekking

En betraktning som blant annet Singhal & Gupta (2010) diskuterer, er påvirkningen av bergets stivhet i henhold til oppsprekkingen. Bergarter med lav E-modul og duktil materialoppførsel vil i større grad oppta plastiske (permanente) deformasjoner ved brudd, og fremdeles kunne bære last. Stive bergarter (høy E-modul) vil i større grad opptre sprøtt, hvor lastevnen kan avta vesentlig ved belastninger opp mot bruddnivået. I utgangspunktet kan dermed bergarter med relativt høy E-modul forventes å være mer oppsprukket, sammenlignet med mykere bergarter. Dette kan spesielt være tilfelle dersom det foreligger en grense mellom bergarter med høy- og lav stivhet, som vil medføre økt spenningskonsentrasjon i den stiveste bergarten Gustafson (2012).

Basert på gjennomsnittlig RQD fra kjernematerialene ved de forskjellige testområdene, stemmer denne forventningen tilsynelatende bra. Amfibolitten og kalkspatmarmoren med høyest E-moduler, hadde også lavest RQD-verdier. Til tross for at det ikke var en markant forskjell mellom gjennomsnittlig RQD i Svorkmo og Bogna-PEL1000, viste sprekkekartleggingen av kjernematerialene at den granittiske gneisen var betydelig mer oppsprukket enn fyllitten. Sprekkeavstanden d i den granittiske gneisen var ofte mellom 10 - 50 cm, hvor det kun var kjernebiter < 10 cm som bidro til reduksjon av RQD-verdien. Kartleggingen av kjernematerialet fra Svorkmo påviste generelt svært lav oppsprekking, spesielt i BH3 og BH4 som tilsynelatende var fullstendig intakt etter 1 m dyp. Den lave E-modulen (34 GPa) ble vurdert som den primære årsaken til den lave oppsprekkingen i upåvirket bergmasse.

Sprengningsskade fra kjernematerialet

I Svorkmo var det generelt ingen tydelig avgrenset sprengningsskadesone i borehullene, men antydning til noe tettere oppsprekking de ytterste 10 cm. I den granittiske gneisen ved Bogna-PEL1000 ble det observert tettere oppsprekking de ytterste 15 cm i BH1, samt 30 - 40 cm i BH2. Boringen av PEL1000-BH3 ble påbegynt i amfibolittisk gneis de ytterste 1.3 m av hullet, som var mindre oppsprukket enn de nærliggende hullene ved tilsvarende dybder. Dette ga samsvar med lavere E-modul (44 GPa) i den amfibolittiske gneisen, sammenlignet med den granittiske gneisen (69 GPa).

Fra kjernematerialet til hullene ved Bogna-PEL850 var det mer utfordrende å skille oppsprekkingen nærmest tunnelkonturen, da sprekkeavstanden generelt var lav langs hulldybdene. Ved PEL-490 var det heller ingen tydelig avgrenset EDZ, men antydning til noe lavere sprekkeavstand de ytterste 20 cm i BH1, samt 30 - 40 cm i BH2.

Det ikke observert noen stor forskjell av oppsprekkingen langs EDZ i hullene fra Bogna, hvor også E-modulen mellom bergartene omtrent var i samme størrelsesorden. I fyllit-

ten ved Svorkmo var E-modulen vesentlig lavere, hvor også oppsprekningen i EDZ og upåvirket bergmasse var lavere. En generell trend var dermed økt oppsprekking i både EDZ og langs resterende hulldybde, i bergartene med målt E-modul i området 69 - 85 GPa, sammenlignet med den mykere bergarten (34 GPa). Dette samsvarer med Singhal & Gupta (2010) og Gustafson (2012) sine betraktninger.

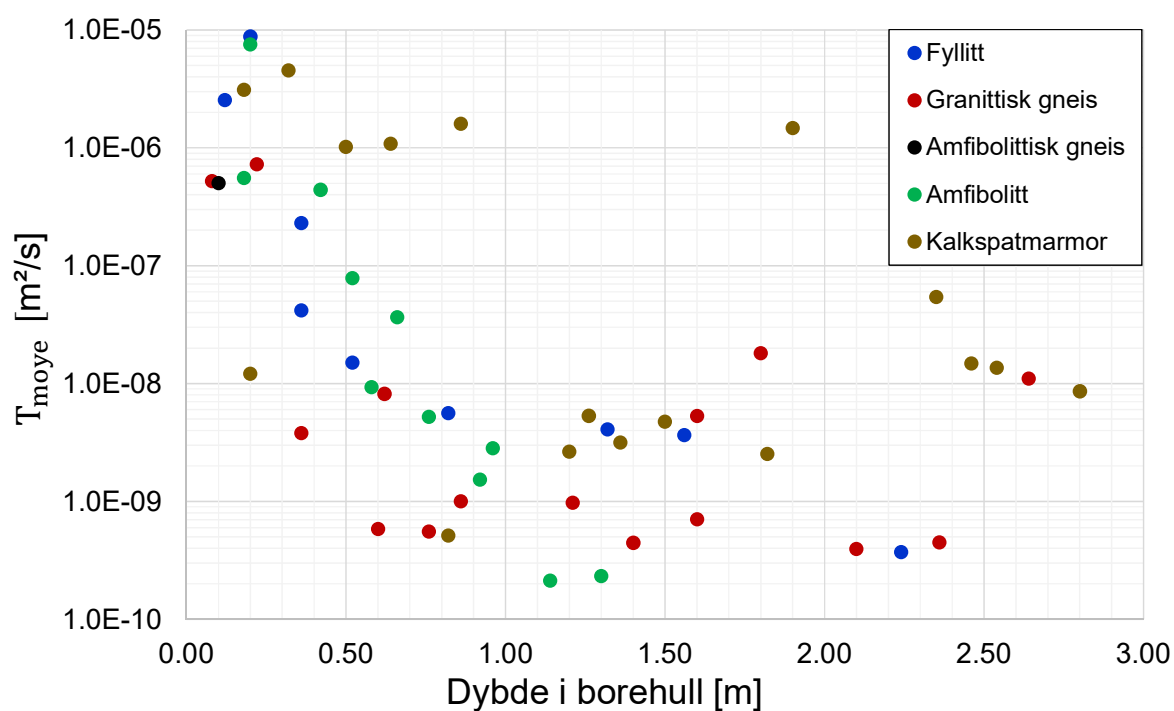
7.1.2 Hydrauliske egenskaper i EDZ

En oppsamling av beregnet seksjonstransmissivitet og hydraulisk sprekkeåpning fra de 15 cm lange testseksjonene fordelt etter bergartstype, er vist i fig. 7.1 og 7.2. Figurene viste en generell økningstrend av de hydrauliske verdiene i området nærmest tunnelkonturen, som i følge Tsang et al. (2005) er definisjonen av EDZ. Trenden var mest tydelig for målingene i fyllitt, granittisk gneis og amfibolitt, hvor den hydrauliske sprekkeåpningen (og transmissivitet) ble vesentlig redusert etter ca. 0.3 m dyp. Videre ble det indikert en gradvis overgang mellom ca. 0.3 - 1.0 m dyp, før sprekkeåpningen varierte vesentlig mindre langs den resterende dybden.

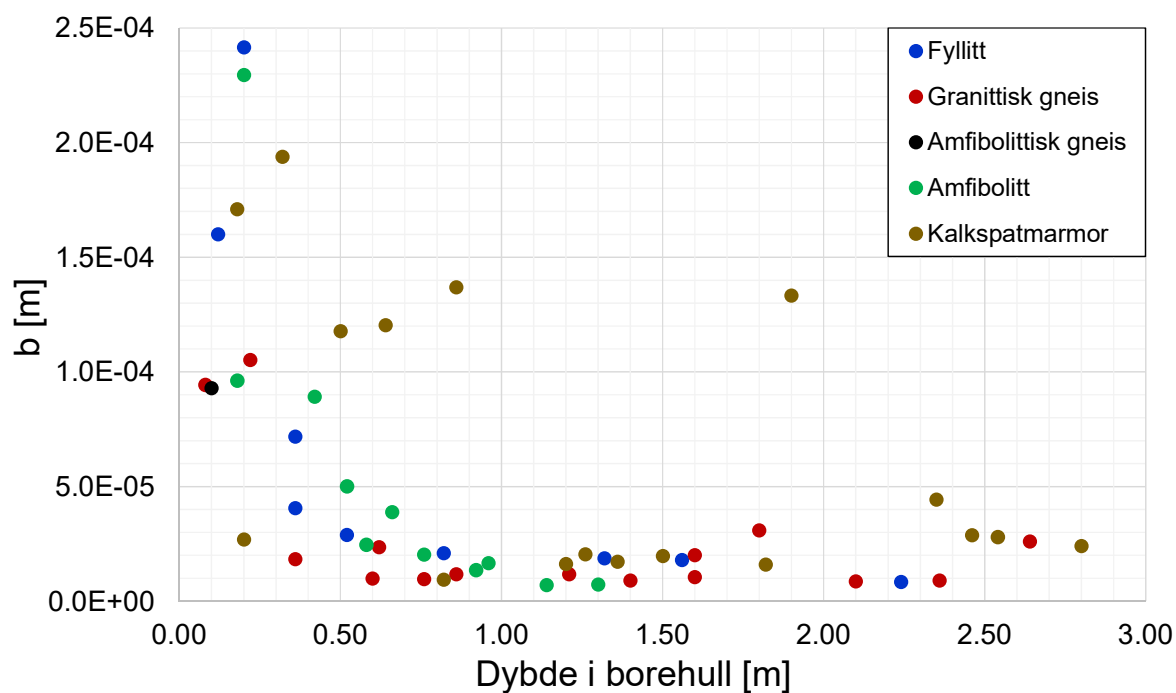
Den relative økningen av seksjonstransmissivitet og hydraulisk sprekkeåpning i EDZ sammenlignet med upåvirket bergmasse, er oppsummert i tabell 7.1. Beregnet økningsfaktor for de tre nevnte testområdene ble vurdert å være signifikant, hvor gjennomsnittlig hydraulisk sprekkeåpning b henholdsvis økte med 7.8 (fyllitt), 6.4 (granittisk gneis) og 10.7 (amfibolitt), i forhold til gjennomsnittlig hydraulisk sprekkeåpning i upåvirket bergmasse.

Tilsvarende beregning for kalkspatmarmoren resulterte i en økningsfaktor av b på 3.8, som var lavere sammenlignet med de andre bergartene. Årsaken var primært en relativt lav måling i testseksjonen fra 0.15 - 0.30 m, samt fire relativt høye målinger etter 0.50 m i forhold til trenden som var mer fremtredende ved de andre testområdene. Fremdeles ble det målt to høy-transmissive sprekker ved 0.18 og 0.32 m dyp, men den relative endringen mellom de inndelte sonene ble totalt sett lavere.

Det faktum at den hydrauliske konduktiviteten i kalkspatmarmoren generelt var 1-2 tierpotenser høyere enn de andre bergmassene, var trolig en av årsakene til at reduksjonstrenden var mindre fremtredende. Økning av sprekkeåpning som følge av oppløsning av karbonatmineraler over tid (Nilsen, 2016), kan være en mulig årsak til økning av transmissivitet i enkelte sprekker. Dette kan være forklaringen på de høy-transmissive sprekkeene etter 0.4 m dyp i kalkspatmarmoren, som var mindre fremtredende i de andre bergartene.



Figur 7.1: Seksjonstransmissiviet fra 15 cm lange seksjoner langs hulldybden, fordelt etter type bergart.



Figur 7.2: Hydraulisk sprekkeåpning beregnet fra 15 cm lange seksjoner langs hulldybden, fordelt etter type bergart.

7.1.3 Påvirkende faktorer for de hydrauliske egenskapene

Påvirkning av bergmassens stivhet og oppsprekking

Som tidligere diskutert kan bergartens stivhet påvirke oppsprekkingen, som videre er essensielt for vannstrømningen. Til tross for at bergartene i Bogna generelt hadde betydelig høyere E-modul (69 - 85 GPa) enn i Svorkmo (34 GPa), viste figur 7.1 og 7.2 at de hydrauliske egenskapene mot dybden ble redusert med tilsvarende trend som for bergartene i Bogna. Forskjellen var derimot vesentlig færre konduktive testseksjoner i fylltitten ved Svorkmo, med totalt 9 målinger fordelt på 4 hull. Til sammenligning ble det oppnådd 44 målinger på 7 hull i Bogna. Den hydrauliske konduktiviteten til fylltitten betraktet over en større skala kan dermed antas å være lavere enn bergartene ved Bogna, til tross for at den ble oppgitt til å være høyere enn ved PEL1000 i tabell 7.1. Den hydrauliske konduktiviteten på $2.6\text{E-}08$ m/s for Svorkmo, ble basert på gjennomsnittet av de oppnådde målbare strømningene mot hulldybden, da BH3 og BH4 var tilnærmet fullstendig intakt etter 1 m dyp.

I BH1 og BH3 ved Bogna-PEL1000 ble det utført injeksjonstest i to sprekker ved tilsvarende dyp (ca. 10 cm), i henholdsvis granittisk og amfibolittisk gneis med E_{50} på 69 og 44 GPa. Beregnet seksjonstransmissivitet for disse to testene ble tilnærmet identisk, på henholdsvis 5.2 og $5.0\text{E-}07$ m²/s, tilsvarende hydraulisk sprekkeåpning på 9.4 og $9.3\text{E-}05$ m. Til tross for at sprekken var plassert ved tilsvarende dybder i bergarter med betydelig forskjellig stivhet, viste injeksjonsmålingene tilnærmet ingen forskjell. Dette kan gi en antydning på at E-modulen ikke påvirket sprekkestransmissiviteten i EDZ direkte.

En generell vurdering av stivhet og oppsprekking, var at høyere E-moduler generelt medførte økt oppsprekking, samt økt hydraulisk konduktivitet betraktet over et større område. Videre ble det antydning at stivheten ikke påvirket økningen av transmissivitet og hydraulisk sprekkeåpning i EDZ direkte, da økningen var vesentlig for alle bergmassene.

Påvirkning av spenninger

I utgangspunktet var det utfordrende å koble spenningsmålingene direkte til vannspenningene, uten mer kvantitative analyser som numerisk modellering. En generell trend fra Doorstopper-målingene var derimot at største hovedspenning var vesentlig høyere ved 1 m dyp, sammenlignet med målingene ved 2.0 - 3.2 m dyp i samme hull. De dyptliggende målingene stemte generelt bedre overens med de beregnede gravitasjonsinduserte spenningene, til tross for at orienteringen av σ_1 fra spenningsmålingene i Bogna antydning at største hovedspenning var orientert sub-horisontalt.

Målingene i kalkspatmarmoren ved Bogna indikerte et spenningsnivå ved 1 m dyp mer enn 3 ganger høyere, i forhold til 3.2 m dyp. Dette ga antydning til vesentlig påkjenninger av sekundære tangentielle spenninger i tunnelveggen, ved ca. 1 m dyp. Nilsen (2016) diskuterer at skade fra sprengning kan redusere bergets evne til å oppta last, som kan medføre at spenningsvollen (maksimal tangensialspenning) forskyver seg et stykke inn fra tunnelkonturen. Følgelig kan dette være tilfellet i de undersøkte bergmassene, da testområdene primært ble valgt basert på sprengningsskade. Dermed kan det tenkes at normalspenningene på sprekkeplan i EDZ generelt kan være lavere, sammenlignet med sprekkeplan dypere enn spenningsvollen.

I følge (Singhal & Gupta, 2010) kan reduksjon av normalspenning på sprekkeplan føre til økning av sprekkeåpningen, og følgelig transmissiviteten. En slik effekt kan tenkes å være en bidragsgivende faktor for økt vannstrømning i den sprengningsskadde sonen. For å undersøke denne betraktningen ytterligere kunne det potensielt blitt utført ytterligere Doorstopper-målinger nærmere tunnelkonturen.

Påvirkning av sprengning

Basert på tidligere studier ((Ericsson et al., 2010), (Tsang et al., 2005)), kan trolig utførselen av sprengningen vurderes som den mest påvirkende faktoren for dannelsen av EDZ. I dette studiet har derimot ikke sprengningsdata vært tilgjengelige, slik at faktorer som ladningstetthet, hullavstand og forsetning ikke har blitt vurdert mot de hydrauliske målingene. I et tilsvarende studie utført av Ericsson et al. (2010), ble denne effekten undersøkt i større detalj. Her ble det påvist at hydrauliske målinger i borehull nærme bunnladninger (1.8 kg/m ladning) hadde større frekvens av høy-transmissive verdier ($10\text{E}-06$ - $10\text{E}-04$ m²/s), sammenlignet med borehull i nærheten av bunnladninger (0.5 kg/m ladning). Studier utført av Tsang et al. (2005) beskriver også at sprengningen var den mest påvirkende faktoren for økningen i de hydrauliske egenskapene, som blant annet rapporterte om økninger av permeabiliteten på 2-3 tier-potenser i EDZ.

Økning i hydrauliske egenskaper som følge av sprengningen kan til en viss grad styres ved tunneldriving, eksempelvis ved justeringer av sprengningsfaktorene som nevnt tidligere. Uavhengig sprengningsmetodikken brukt ved de undersøkte testområdene i dette studiet, ble det fremdeles målt signifikante økninger av hydraulisk sprekkeåpning og transmissivitet, fram til ca. 0.3 - 0.5 m dyp.

Økning av mekanisk sprekkeåpning

Som beskrevet i teoridelen (kapittel 2), kan sprenggass trenge inn og utvide den mekaniske sprekkeåpningen. Gassen kan både trenge inn i den naturlige oppsprekkingen

til bergmassen, men også i riss/sprekker skapt fra de induserte strekkspenningene etter detonasjon (Olsen, 2002).

Eksempelvis var amfibolitten ved Bogna-PEL850 i utgangspunktet relativt tett oppsprukket. De hydrauliske målingene viste høy-transmissive sprekker opp til ca. 0.45 m dyp, og deretter en gradvis reduksjon mot ca. 1.45 m dyp. Langs den resterende hulldybden ble det ikke målt noen vannstrømninger, til tross for at oppsprekkingen fremdeles var høy. Dette medførte at gjennomsnittlig hydraulisk sprekkeåpning økte med en faktor på 10.7, fra 15 cm testseksjoner mellom 0.70 - 3.05 m dyp, sammenlignet med like lange seksjoner mellom 0.00 - 0.49 m dyp. Dette kan antyde at sprekketutvidelse fra gassekspansjonen primært har bidratt til økt sprekketransmissivitet, da kjernematerialet var relativt likt oppsprukket langs hulldybden. Kjernematerialet fra fyllitten ved Svorkmo var derimot betydelig mindre oppsprukket, men det ble fremdeles målt en signifikant økning i hydraulisk sprekkeåpning i EDZ (økningsfaktor på 7.8). Dette kan skyldes effekten at sprenggassen utvidet sprekkene skapt fra selve detonasjonen (Olsen, 2002).

Fra et teoretisk perspektiv beskriver den kubiske loven 2.11 at sprekketransmissiviteten er en funksjon av sprekkeåpningen i tredje potens. Dette impliserer at en minimal økning av sprekkeåpningen kan medføre vesentlig økning av sprekketransmissiviteten. Dermed kan det tenkes at utviding av sprekker fra sprenggassen kan være den primære årsaken til den signifikante økningen av transmissivitet i EDZ.

Basert på resultatene fra alle testområdene, kan dermed en vesentlig økning av sprekkeåpning og transmissivitet kunne forventes i bergarter med både høy og lav stivhet, samt varierende naturlig oppsprekking. I myke bergarter bør betraktningen derimot heftes med større usikkerhet, da datagrunnlaget var vesentlig lavere med kun 9 enkeltmålinger, i en type bergmasse med relativt lav E-modul (fyllitt). I andre type myke bergarter ved moderat til høye spenningsnivåer, kan effekten av sprengningsskade på de hydrauliske egenskapene være mindre, da en slik kombinasjon generelt kan medføre lavere oppsprekkingsgrad og mindre sprekkeåpninger (Singhal & Gupta, 2010).

7.2 Feilkilder ved injeksjonsmålingene

7.2.1 Feilkilder rundt utførsel av målingene

For vurdering av kvaliteten på målingene, ble det forsøkt å utføre stegvis trykkøkning i de fleste testseksjonene, spesielt i Bogna. Resultatene viste tilnærmet lineære sammenhenger mellom injeksjonstrykket ΔP og målt strømning Q , som generelt indikerte en velfungerende utrustning, med oppnådd laminære strømningsforhold, samt minimal forekomst av hydraulisk jekking. Til tross for at utstyret virket velfungerende, var det

flere sprekker (primært dyptliggende) uten oppnådd målbar strømning. Ved høyere injeksjonstrykk kunne det potensielt vært mulig å oppnå flere resultater, men det ble gjort en vurdering på at høyere injeksjonstrykk økte faren for utrasing av potensielle ustabile partier.

En annen potensiell feilkilde var lekkasje og/eller betydelig sammenkobling av sprekkesett mellom pakkerene, som kunne medført en overrepresentering av transmissiviteten. Dette ble forsøkt å overkomme gjennom kontinuerlig monitorering av trykket i bakseksjonen, hvor en markant trykkøkning kunne indikere hydraulisk sammenkobling. Dette viste seg å være tilfelle under enkelte injeksjonstester, som ugyldiggjorde målingen(e).

I de fleste borehullene ble det kartlagt minst én sprekk før 7 cm dyp som ikke ble testet, da den ytre pakkeren trengte plass for oppspenning. En mulig løsning kunne vært å forlenge hullene med et stålrør eller tilsvarende, for plass til pakkeren å spennes opp. Dette ville derimot vært mer tidkrevende og utfordrende i praksis, men er potensielt mulig å forbedres ved utføring av ytterligere forsøk.

Nøyaktigheten på måleutstyret ble spesifisert før utbyggingen av vanninjeksjons-riggen (0.001 l/min - 7.500 l/min), slik at dette ble vurdert som tilfredsstillende. En feilkilde knyttet til nøyaktigheten på målingene var derimot eventuelle friksjonstap i slanger og rør, da trykk- og strømningsmålerene var plassert på styrepanelet, og ikke i selve borehullet. Dette ble derimot vurdert til å ikke påvirke resultatene i vesentlig stor grad, da beregningene av de hydrauliske egenskapene anslagsvis medførte større usikkerheter.

7.2.2 Feilkilder rundt beregning av de hydrauliske egenskapene

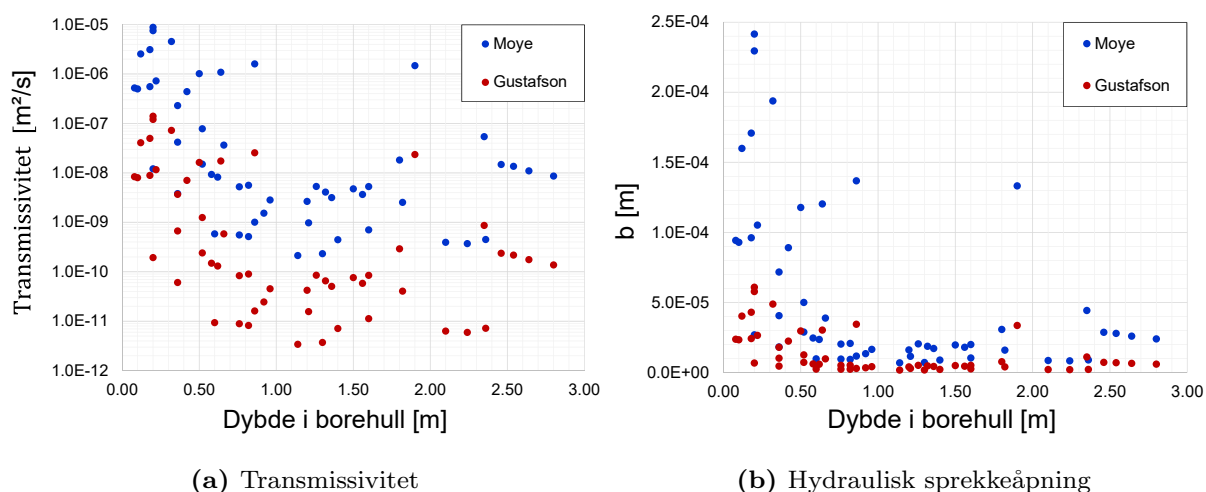
Vedrørende beregning av transmissivitet (og dermed hydraulisk sprekkåpning) fra vanningmålingene, var det hovedsakelig to type vurderinger som måtte gjøres: Bestemmelse av analytisk modell for transmissivitet, og estimering av formasjonstrykket.

Valg av analytisk modell for beregning av transmissivitet

I kapittel 2 ble noen utvalgte modeller for beregning av transmissivitet fra litteraturen presentert (tabell 2.2). Deretter ble det utført en analyse/sammenligning i kapittel 4, som belyste forskjellen av verdier som kan forventes med de ulike uttrykkene. Ved betraktning av de 15 cm lange testseksjonene samt konstante influensradius-betingelser (R_0 og R), kunne uttrykkene omskrives på dimensjonsløs form som vist i tabell 4.1. Slik fremkom det at de presenterte uttrykkene kun forflyttet transmissivitets-verdien for en vilkårlig test, med en faktor som altså var uavhengig målingene av Δh og Q . Dette vises i tabell 4.1, hvor uttrykkene er sammenlignet i forhold til T_{moye} . Det tilsvarende

gjaldt også den hydrauliske sprekkeåpningen, ettersom den ble beregnet med den kubiske loven (lign. 2.12) hvor transmissiviteten ble antatt å være den eneste variabelen. Konsekvensen av dette var at relative endringer av de hydrauliske egenskapene langs hulldybden forble den samme, uavhengig valg av analytisk modell. Dette gjaldt naturligvis kun dersom transmissiviteter ble beregnet konsekvent med ett uttrykk, da de ulike modellene fremdeles ga forskjellige verdier (med en konstant faktor i forskjell).

De absolutte verdiene langs hulldybden vil derimot endres ved bruk av de forskjellige uttrykkene. I kapittel 4 ble det vist at beregninger med Gustafsons modell avviket mest fra de andre, som ga verdier med en faktor 0.016 lavere enn T_{moye} . I fig. 7.3 er de hydrauliske egenskapene fra Svorkmo og Bogna beregnet med de to modellene. Figuren viste at uttrykkene ga en vesentlig forskjell av absolutte verdier, hvor forholdet konstant var 0.016 for transmissiviteten, og 0.252 for den hydrauliske sprekkeåpningen.



Figur 7.3: Sammenligning av hydrauliske parametere beregnet med Moyes- og Gustafsons uttrykk for transmissivitet. Hydraulisk sprekkeåpning beregnes fra transmissiviteten med den kubiske loven.

Som vist i fig. 7.3 fremkom den hydrauliske sprekkeåpningen de ytterste 30 - 40 cm som vesentlig forskjellig. Hvilken av disse modellene som reelt sett beskriver transmissiviteten best, kan være utfordrende å vurdere da uttrykkene bygger på forskjellige antakelser med tilhørende usikkerheter. Bruk av Moyes modell i dette studiet ble hovedsakelig valgt på bakgrunn av tidligere hydrauliske tester med 10 cm testseksjoner (Ericsson et al., 2010), som konkluderte med at Moyes modell ga lavest usikkerhet. Ved bruk av Gustafsons modell må influensradien R i tillegg anslås, som kan medføre ytterligere usikkerheter. Pakker-testen og Thiems brønnligning ga derimot transmissivitets-verdier med relativt lite avvik fra T_{moye} , med faktorer på henholdsvis 0.84 lavere, og 3.42 høyere enn Moyes modell (tabell 4.1). Økningsfaktorene mellom de definerte sonene EDZ, overgang og bergmasse (tabell 7.1) forble derimot uendret, uavhengig valget mellom de fire presenterte uttrykkene, dersom oppsettet og modellen ble holdt konsekvent.

Estimering av formasjonstrykket langs testseksjonene

In-situ grunnvannstrykk ble målt i ett borehull per testområde, i seksjoner fra 1 m mot hulldybden. Monitoreringen viste at trykk-kurvene ved Svorkmo, Bogna-PEL1000 og Bogna-PEL850 ikke var fullstendig flatet ut ved avsluttet måling. Med tanke på tidsrammene var det derimot ikke mulig å utføre langtidsmonitorering av grunnvannstrykket, slik at verdiene ved avsluttet test ble antatt som representative. Basert på trykkmålingene ved Svorkmo og Bogna-PEL850 (fig. 5.17 og 6.25), kan grunnvannsnivået mulig forventes å være noe lavere, samt noe høyere ved Bogna-PEL1000 (fig. 6.24). Ved PEL490 falt grunnvannstrykket relativt raskt mot 0, som ble antatt å være representativt langs hele hulldybden. En forskjell på noen kPa vil derimot være neglisjerbart, i forhold til størrelsen på injeksjonstrykkene benyttet under vanntapstestene.

En ytterligere vurdering som måtte utføres var estimering av formasjonstrykket langs hulldybdene. I realiteten er bergmassen et diskontinuerlig materiale, hvor sprekkevannstrykket blant annet vil avhenge av sprekkenes orientering, plassering, sammenkobling med andre sprekker osv. For et optimalt resultat burde formasjonstrykket dermed blitt målt i hver eneste testseksjon. Ettersom disse målingene var meget tidkrevende, ville ikke dette vært mulig innenfor tidsrammene for feltforsøkene. En forenkling ble dermed å betrakte formasjonstrykket i bergmassen som et kontinuum, med antakelsen om en kontinuerlig trykkfordeling mellom hullåpningen og den utførte målingen (1 m - hullbunn).

Som et utgangspunkt ble det antatt en lineær økning av formasjonstrykket fram til 1 m dyp, og deretter være konstant det målte trykket langs den resterende hulldybden. Ved en kontinuum betraktning over en større skala rundt en tunnelåpning, kan formasjonstrykket tenkes ha et forløp som en senkningstrakt fra tunnelkonturen, til utenfor influensradien (Freeze & Cherry, 1979). Ved såpass grunne dyp som opptil 3 m, kan derimot et lineært trykkforløp antas å være representativt, da kontinuum betraktning også er en betydelig forenkling over såpass liten skala.

Det største grunnvannstrykket ble målt i den granittiske gneisen ved Bogna-PEL1000 (935 kPa), og var følgelig testområdet med størst usikkerheter rundt formasjonstrykket. En ytterligere vurdering som måtte gjøres, var om trykkfordelingen var lineær fram til 1 m eller 3 m, som vist i fig. 6.30. En sensitivitetsanalyse vedrørende de to betraktningene er vist i fig. 6.31. Figuren viste at modellvalget har en viss påvirkning på beregning av seksjonstransmissiviteten, men var relativt lite sensitiv for beregning av hydraulisk sprekkeåpning.

Ved vurdering av de hydrauliske egenskapene langs hulldybden, er det dermed viktig å være klar over usikkerhetene som inngår i selve beregningene. Fra sensitivitetsanalysene

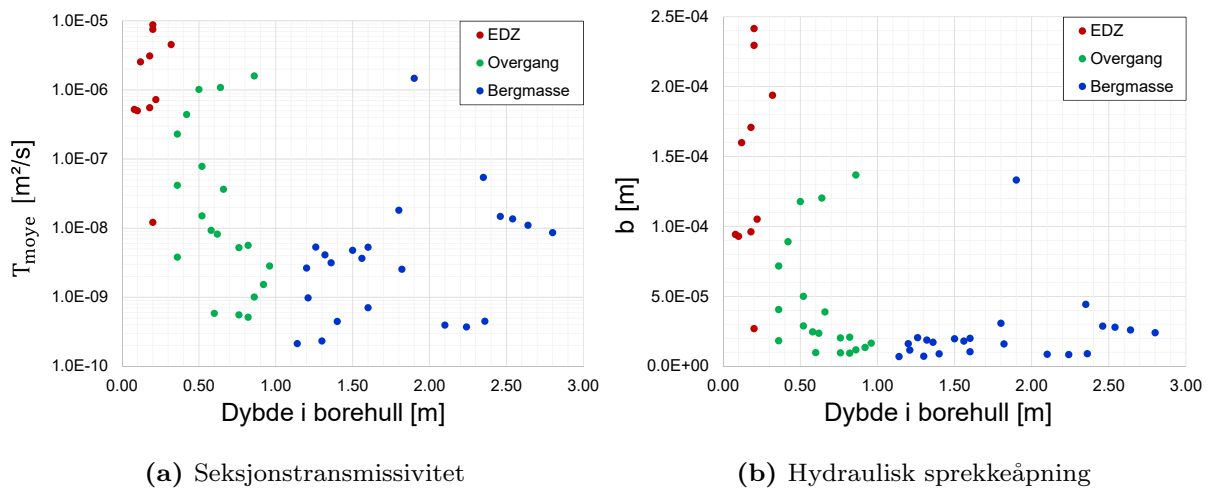
fremkommer det at valg av analytisk modell kan gi største utslag på de absolutte verdiene for en vilkårlig test, mens de relative endringene langs hulldybden forble uendret dersom modellvalget og oppsettet ble holdt konsekvent. Sensitiviteten på de absolutte verdiene knyttet til estimering av formasjonstrykket i hver testseksjon var betydelig mindre, men kunne medføre noe utslag i beregningen av relative forskjeller langs hulldybden. Figur 6.31 indikerte derimot at sensitiviteten vedrørende de to modellene for beregning av formasjonstrykk ikke påvirker vurderingen av resultatene i vesentlig stor grad.

7.3 Betraktning av resultatene

Basert på tidligere studier av vanntrykk bak delvis drenerte tunnelkledninger i nordiske bergforhold, har Holter (2014) og Holter (2015) påvist signifikante trykkreduksjoner nær kledningen, i forhold til det maksimale hydrostatiske trykket. Holter et al. (2015) diskuterte at en økning i hydraulisk konduktivitet forårsaket sprengningsskade kan være en viktig del av forklaringen på dette fenomenet. En konklusjon fra samme studie, var at en vesentlig økning av hydraulisk konduktivitet i EDZ trolig vil være kritisk for brukbarheten til vanntetting med sprøytbar membran (SCL). Numeriske analyser utført av Nilsen (2019) støtter også denne betraktningen. Beregninger av vanntrykk rundt en delvis drenert tunnelkledning i Gevingåstunnelen, påviste at en økning av hydraulisk konduktivitet i EDZ på mellom én til to ordens magnituder var nødvendig for å tilbakeberegne trykkmålingene til Holter (2014). Dette tilsvarte en økningsfaktor i hydraulisk sprekkeåpning på 2-4.

Resultatene fra injeksjonsmålingene i dette studiet ga eksperimentelle data som videre støtter teorien om økt hydraulisk konduktivitet rundt sprengte tunneler. Som tidligere diskutert har dette primært blitt påvist ved vurdering av seksjonstransmissivitet med Moyes ligning, samt beregning av hydraulisk sprekkeåpning for 15 cm lange testseksjoner, langs ca. 3 m lange borehull. I fig. 7.4 er de hydrauliske egenskapene langs hulldybden inndelt i sonene betegnet som EDZ, Overgang og Bergmasse, som definert i kapittel 5.6.2. Sonene ble inndelt etter vurdering av hydrauliske skiller langs hulldybden. Basert på alle målingene samlet ble EDZ følgelig betegnet som de ytterste 0.32 m, overgangssonen mellom 0.32 - 1.00 m og upåvirket bergmasse langs den resterende dybden.

Tilsvarende studier med pakker-tester utført av Ericsson et al. (2010), indikerte også vesentlig økning av beregnet seksjonstransmissivitet til ca. 0.3 - 0.5 m dyp, i forhold til de mer dyptliggende seksjonene. Disse testene viste derimot enda hyppigere forekomst av høy-transmissive verdier i området $1.0\text{E-}04$ og $1.0\text{E-}05$ m^2/s . En mulig årsak var at oppsettet var tilrettelagt for at ytterste test begynte på 0.00 m, sammenlignet med ca. 0.07 m i dette studiet. Dette ga Ericsson et al. (2010) mulighet for testing av de aller ytterste sprekkenes, som potensielt var ytterligere påvirket av sprengningsskader.



Figur 7.4: Hydrauliske egenskaper langs hulldybden, inndelt etter tilhørighet av de antatte sonene. EDZ er klassifisert fra 0.00-0.32 m, overgang mellom 0.32-1.00 m, samt bergmassen langs den resterende dybden.

I tabell 7.2 er de gjennomsnittlige hydrauliske verdiene fra alle testområdene i dette studiet samlet, beregnet for hver av de inndelte sonene. Beregningene viste at gjennomsnittlig transmissivitet i sprekker fram til 0.32 m dyp hadde en økningsfaktor på 37, i forhold til gjennomsnittlig transmissivitet i sprekker etter 1 m dyp. Dette tilsvarte en økningsfaktor på 6.1 for hydraulisk sprekkeåpning, ansett som en signifikant økning basert på tidligere studier ((Ericsson et al., 2010), (Holter, 2015), (Nilsen, 2019)).

Tabell 7.2: Gjennomsnittlig seksjonstransmissivitet og hydraulisk sprekkeåpning i sonene definert som EDZ, overgang og bergmasse samlet fra alle målingene av de 15 cm lange testseksjonene.

Sone	Dybde [m]	#Sek.	Sek.trans		Hydr. åpning	
			Gj.snitt [m^2/s]	Økning*	Gj.snitt [m]	Økning*
EDZ	0.00 - 0.32	10	2.6E-06	37.0	1.4E-04	6.1
Overgang	0.32 - 1.00	20	2.3E-07	3.2	4.4E-05	1.9
Bergmasse	1.00 - 3.50	23	7.1E-08	1.0	2.3E-05	1.0

* Økningsfaktor i forhold til bergmassens gjennomsnittlige verdier

Vanntapsmålingene fra dette studiet antydte dermed en større økningsfaktor av hydraulisk sprekkeåpning, sammenlignet med tilbakeberegningene utført av Nilsen (2019). Årsaker til dette kan være usikkerheter i forbindelse med de numeriske analysene, samt usikkerheter knyttet til feltmålingene fra dette studiet, som tidligere diskutert.

Grenseinndelingen mellom sonene vil også kunne påvirke de beregnede økningsfaktorene til en viss grad, men samsvarer relativt bra med studiene fra Ericsson et al. (2010). Uavhengig den nøyaktige soneinndelingen og andre usikkerheter, antyder de hydrauliske

feltmålingene fra dette studiet en signifikant økning av transmissivitet og hydraulisk sprekkeåpning i EDZ, og følgelig økt hydraulisk konduktivitet. Basert på studiene til Holter et al. (2015) og Nilsen (2019), kan dette forventes å ha en vesentlig effekt på trykkreduksjonen rundt delvis drenerte tunnelkledninger, og følgelig for bruken av vanntett sprøytbar membran som vannsikringsmetode.

7.4 Videre arbeid

Det gjenstår fremdeles arbeid angående vurderinger av de hydrauliske egenskapene i EDZ, samt grunnvannstrykk bak delvis drenerte tunnelkledninger. For full-skala bruk av slike løsninger med SCL, spiller også andre viktige faktorer inn, som bestandigheten på kledningen, sykluser av frost/tining, damptransport gjennom membranen osv (Holter, 2015). Slike faktorer har derimot ikke vært tema for dette studiet, og betraktes heller ikke i noen nevneverdig grad.

I forbindelse med videre arbeid knyttet til hydrauliske egenskaper i EDZ, kommenteres følgende:

- Ytterligere hydrauliske undersøkelser med tilsvarende utrustning, for oppbygging av et større datagrunnlag. Testene i dette studiet har primært blitt utført på metamorfoserte bergarter, hvor ytterligere undersøkelser kan utføres på typiske magmatiske og sedimentære bergarter. I utgangspunktet var det planlagt ett feltforsøk til i Gevingåsen jernbanetunnel, som det ikke ble mulig å utføre innenfor tidsrammene til denne oppgaven av ulike årsaker. Sett fra skrivende stund (juni 2020), forventes derimot disse resultatene å bli tilgjengelig i løpet av noen måneder.
- Fremtidige undersøkelser kan i tillegg bestå av hydraulisk testing i vederlag og heng, for vurdering av de tilsvarende effektene der. Ytterligere Doorstoppermålinger kan også utføres i tilsvarende områder, for en mer detaljert vurdering om hvordan spenningskonsentrasjoner rundt tunnelkonturen potensielt påvirker hydraulikken.
- Videre kan andre faktorer undersøkes i større detalj, som spesielt effekten av ulik sprengningsmetodikk koblet mot de hydrauliske egenskapene.
- Et forbedringspotensiale for utrustningen kan være utvikling av en løsning for testing av den ytterste sprekken i borehullene (før 7 cm dyp).

For vurdering av grunnvannstrykk bak delvis drenerte tunnelkledninger, kommenteres følgende videre arbeid:

- Gjennom dette studiet ble det oppsamlet et datagrunnlag av hydrauliske, in-

geniørgeologiske og bergmekaniske egenskaper ved de fire testområdene. Videre kan dette benyttes til numeriske beregninger med kontinuum- diskontinuum- og DFN (Discrete Fracture Network) modeller, for prediksjon av forventet vanntrykk bak delvis drenerende tunnelkledninger i tilsvarende bergforhold.

- Videre overvåkning og oppfølging av trykkmonitorering bak utbyggede delvis drenerte kledninger, som eksempelvis i Gevingåstunnelen.
- Utbygging av tunnelkledninger med SCL i både nye og gamle tunneler, for ytterligere målinger av grunnvannstrykk bak slike kledninger.

Kapittel 8

Konklusjon

Dette studiet har primært undersøkt de hydrauliske egenskapene i skadesonen rundt sprengte tunneler (EDZ), med en vanninjeksjonsrigg spesiallaget for dette formålet. Feltforsøkene ble utført i adkomsttunnelene til Svorkmo (ett testområde) og Bogna kraftverk (tre testområder). For vurdering av ulike bergmasse-faktorer opp mot de hydrauliske målingene, ble det utført ytterligere datainnsamling av ingeniørgeologiske og bergmekaniske forhold ved de fire testområdene. Undersøkelsene ble utført i forbindelse med oppbygging av et eksperimentelt datagrunnlag på hydrauliske egenskaper i EDZ, for betraktning av tidligere målt trykkreduksjon rundt delvis drenerte tunnelkledninger (Holter, 2015) ved bruk av SCL. Hovedfunnene fra studiet er følgende:

- Hydrauliske injeksjonsmålinger med 15 cm lange testseksjoner indikerte en signifikant økning av transmissivitet og hydraulisk sprekkeåpning, i sprekker fram til ca. 0.32 m dyp. Resultatene fra alle testområdene samlet viste at gjennomsnittlig seksjonstransmissivitet i EDZ økte med en faktor på 37, i forhold til upåvirket bergmasse. Dette tilsvarte en økningsfaktor av hydraulisk sprekkeåpning på 6.1. Sonen mellom 0.32 og 1.00 m dyp ble betegnet som en overgangssone, hvor de hydrauliske verdiene ble gradvis redusert. Etter 1 m dyp virket sprekken å være betydelig mindre påvirket av sprengningsskade, sett fra et hydraulisk perspektiv.
- Basert på studier av Holter (2015) kan disse resultatene anses som vesentlig for trykkreduksjonen rundt delvis drenerte tunnelkledninger, og dermed for brukbarheten til slike løsninger med SCL for vanntetting.
- Feltkartleggingen og laboratorieundersøkelsene antydte at bergmassene med høy E-modul (69 - 85 GPa) generelt var mer oppsprukket enn bergmassen (fyllitt) med lav E-modul (34 GPa). De hydrauliske undersøkelsene i fyllitten viste fremdeles

signifikante verdi-økninger av de hydrauliske egenskapene i EDZ, i likhet med de stivere bergmassene.

- Basert på tidligere studier ble utføringen av sprengningen vurdert som den mest essensielle faktoren for økningen av transmissivitet i EDZ. Utvidelse av naturlige og induerte sprekker ble betraktet som vesentlig for økningen av transmissivitet, da den hydrauliske sprekkeåpningen er en funksjon av transmissiviteten i tredje potens, ifølge den kubiske loven.
- Funksjonaliteten og målenøyaktigheten til utrustningen ble generelt vurdert som meget tilfredsstillende. De fremste usikkerhetene for tolkningen av resultatene var derimot knyttet til beregning av transmissivitet og hydraulisk sprekkeåpning. Beregning av transmissivitet med Gustafssons modell ga verdier med en faktor 0.016 lavere enn Moyes modell, for de 15 cm lange testseksjonene. Relative endringer av transmissivitet og hydraulisk sprekkeåpning i form av økningsfaktorer mellom sonene EDZ, overgang og bergmasse, ble funnet å være uavhengig valg av analytisk modell dersom det ble holdt konsekvent i vurderingene. Ytterligere usikkerheter vedrørende beregningene var bestemmelse av formasjonstrykket i testseksjonene, som ble vurdert til å ikke påvirke resultatene i vesentlig grad.

Resultatene fra injeksjonsmålingene har økt det eksperimentelle grunnlaget av hydrauliske egenskaper i EDZ fra norske tunneler til en viss grad. Til tross for dette er det nødvendig med ytterligere feltmålinger i tilsvarende og andre typer bergforhold, for å kunne trekke generelle konklusjoner.

Referanser

- Amadei, B. & Stephansson, O. (1997), *Rock stress and its measurement*, London : Chapman Hall.
- Aydin, A. (2008), 'ISRM Suggested method for determination of the Schmidt hammer rebound hardness: Revised version', *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* **46**, s. 627–634. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2008.01.020>.
- Bakker, M. & Anderson, E. (2011), *Mechanics of groundwater flow*, Elsevier.
- Bamford, W., Barton, C., MacMahon, B., Kanji, M., Babcock, K., Boyd, J., Cruden, D., Franklin, J., Herget, G., Macleod, G. et al. (1978), 'International society for rock mechanics commission on standardization of laboratory and field tests: suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses', *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* **15**(6), 319–368.
- Bane NOR (2018), *Tunnel/Prosjektering og bygging/Vannsikring*, Teknisk Regelverk. Hentet fra: https://trv.banenor.no/wiki/Tunnel/Prosjektering_og_bygging/Portaler_og_vannsikring#Vannsikringsl.C3.B8sninger_for_jernbanetunnel (Nedlastet: 02.02.20).
- Bane NOR (2019), *Anbefalt konstruksjonsprinsipp for jernbanetunnel*, Prosjekteringsveileder. Hentet fra: <https://prosjekteringsveileder.jbv.no/wiki/veiledere/konstruksjonsprinsipp> (Nedlastet 02.02.20).
- Bane NOR (2020), *Tunnel/Prosjektering og bygging/laster*, Teknisk regelverk. Hentet fra: https://trv.banenor.no/wiki/Tunnel/Prosjektering_og_bygging/Laster (Nedlastet 02.02.20).
- Barton, N. & Bandis, S. (1982), 'Effect of block size on the shear behavior of jointed rocks', *Proceedings - Symposium on Rock Mechanics*, pp. 739–760. https://www.researchgate.net/publication/280021212_Effect_of_block_size_on_the_shear_behavior_of_jointed_rocks.

-
- Barton, N., Lien, R. & Lunde, J. (1974), ‘Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support’, *Rock Mechanics* **6**, s. 189–236. <https://doi.org/10.1007/BF01239496>.
- Barton, N. R. & Choubey, V. (1977), ‘The shear strength of rock joints in theory and practice’, *Rock Mechanics and Rock Engineering* **10**(1), s. 1–54. https://www.researchgate.net/publication/227011689_The_shear_strength_of_rock_joints_in_theory_and_practice.
- Brattli, B. (2009), *Fysisk og kjemisk hydrogeologi, anvendelse og metodikk*, NTNU Trondheim.
- Darcy, H. (1856), *Les fontaines publiques de la ville de Dijon.*, Paris: Dalmont.
- Deere, D. & Miller, R. (1966), *Engineering classification and index properties for intact rock*, Univ. of Illinois, Tech Rept. No. AFWL-TR-65-116. <https://apps.dtic.mil/docs/citations/AD0646610>.
- Ericsson, L. O., Thörn, J., Christiansson, R., Lehtimäki, T., Ittner, H., Hansson, K., Butron, C., Sigurdsson, O. & Kinnbom, P. (2010), *A demonstration project on controlling and verifying the excavation-damaged zone – experience from the Äspö Hard Rock Laboratory*, Svensk kärnbränslehantering (SKB), Stochholm. Rapport nr: R-14-30. <https://www.skb.se/publikation/2480345/>.
- Fetter, C. W. (2016), *Applied Hydrogeology*, Pearson Education. 4. utgave.
- Follin, S. (1992), *On the interpretation of double-packer tests in heterogeneous porous media, Numerical simulation using the stochastic continuum*, Department of Engineering Geology. Lund University, Sweden. https://inis.iaea.org/collection/NCLCollectionStore/_Public/24/075/24075663.pdf?r=1&r=1.
- Freeze, R. A. & Cherry, J. A. (1979), *Groundwater*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J. <http://hydrogeologistswithoutborders.org/wordpress/1979-english/chapter-10/>.
- Gustafson, G. (2012), *Hydrogeology for Rock Engineers*, BeFo.
- Hoek, E. (1994), ‘Strength of rock and rock masses’, *ISRM News J* **2**(2), s. 4–6. https://www.isrm.net/fotos/gca/1332169399isrm_newsjournal_-_1994,_volume_2,_number_2_web.pdf.
- Hoek, E. & Brown, E. T. (1997), ‘Practical estimates of rock mass strength’, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* **34**(8), s. 1165–1186. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(97\)80069-X](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(97)80069-X).
- Holter, K. G. (2014), ‘Loads on sprayed waterproof tunnel linings in jointed hard rock:







-
- A study based on norwegian cases', *Rock Mechanics and Rock Engineering* **47**(3), s. 1003–1020. <https://doi.org/10.1007/s00603-013-0498-0>.
- Holter, K. G. (2015), *Properties of waterproof sprayed concrete tunnel linings. A study of EVA-based sprayed membranes for waterproofing of rail and road tunnels in hard rock and cold climate*, Doktorgradsavhandling. Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Holter, K. G. (2016), 'How do sprayed concrete linings with sprayed waterproof membranes function? Findings from a research project for traffic tunnels in hard rock in Norway', *13th International Conference Underground Construction, Prague, Czech Republic* . https://www.researchgate.net/publication/309610410_HOW_DO_SPRAYED_CONCRETE LININGS_WITH_SPRAYED_WATERPROOF_MEMBRANES_FUNCTION_FINDINGS_FROM_A_RESEARCH_PROJECT_FOR_TRAFFIC_TUNNELS_IN_HARD_ROCK_IN_NORWAY.
- Holter, K. G., Christiansson, R. & Basnet, C. B. (2015), *Effects on ground water pressure in the immediate rock mass around partially drained SCL with bonded waterproof membrane*, Ikke publisert.
- IGP (2020), *Bergmekanisk laboratorium*, Institutt for geovitenskap og petroleum, NTNU. Hentet fra: <https://www.ntnu.no/igp/lab/bergmekanisk> (Nedlastet 13.05.2020).
- ISRM (1978), 'Suggested methods for determining sound velocity', *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.* **15**, s. 53–58.
- ISRM (1981), 'Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials', *Lisbon: Int. Sos. Rock Mech.*
- Jernbaneverket (2015a), *RAM- og Risikovurdering av Vann- og frostsikringsløsninger*, Versjon 19.08.2015, Saksref. 201505316.
- Jernbaneverket (2015b), *Teknisk designbasis for InterCity*. Hentet fra: <https://www.banenor.no/contentassets/44255421d31241ecb3fe860115bb0e31/teknisk-designbasis-for-intercity.pdf> (Nedlastet 05.02.20).
- Kelsall, P. C., Case, J. B. & Chabannes, C. R. (1984), 'Evaluation of excavation-induced changes in rock permeability', *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts* **21** (3), s. 123–135. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(84\)91530-4](https://doi.org/10.1016/0148-9062(84)91530-4).
- Larsen, T. E. & Hagen, S. A. (2019), *Måling av vannsprekkekonduktivitet for Bane Nor, Svorkmo Kraftverk*, SINTEF, Berg- og geoteknikk. Rapportnr 2019:01410.
- Larsen, T. E. & Hagen, S. A. (2020), *Måling av vannsprekkekonduktivitet for Bane Nor, Bogna Kraftverk*, SINTEF, Berg- og geoteknikk. Rapportnr 2020:00136.
-

-
- Leeman, E. (1968), 'The determination of the complete state of stress in rock in a single borehole-Laboratory and underground measurements', *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences Geomechanics Abstracts* **5**, s. 31–38. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(68\)90021-1](https://doi.org/10.1016/0148-9062(68)90021-1).
- Li, C. C. (2018), *Rock mechanics, intro course*, NTNU Trondheim.
- Louis, C. (1969), *A study of groundwater flow in jointed rock and its influence on the stability of rock masses*, London: Imperial College of Science and Technology.
- Lu, M., Li, C. C., Kjørholt, H. & Dahle, H. (2006), *In-situ Rock Stress Measurement, Interpretation and Application*, Taylor Francis Group. Proceedings of the international symposium on in-situ rock stresses, Trondheim, Norway, June 19-21, 2006.
- Myrvang, A. (2001), *Bergmekanikk*, Institutt for Geologi og Bergteknikk, NTNU, Trondheim.
- NGI (2015), *Bruk av Q-systemet*, Norges Geotekniske Institutt, nettutgave.
- Nilsen, B. (2016), *Ingeniørgeologi-Berg, Grunnkurs kompendium*, NTNU Trondheim.
- Nilsen, B. & Palmstöm, A. (2000), *Engineering geology and Rock engineering, Handbook No 2*, Norsk Bergmekanikkgruppe.
- Nilsen, E. (2018), *Prediction of Water Ingress into Hard-Rock Tunnels, With a Case Study of the Ringerike Line*, Prosjektoppgave i ingeniørgeologi og bergmekanikk, NTNU Trondheim.
- Nilsen, E. (2019), *Groundwater Pressure on a Partially Drained Tunnel Lining*, Masteroppgave i ingeniørgeologi og bergmekanikk, NTNU Trondheim.
- Olsen, V. (2002), *Generell Sprengningsteori*, Kompendium i anleggsteknikk, Fjellsprengningsteknikk. Institutt for bygg, anlegg og transport, NTNU Trondheim.
- Palmström, A. & Stille, H. (2015), *Rock Engineering, Second Edition*, ICE Publishing.
- Perras, M. A. & Diederichs, M. S. (2016), 'Predicting excavation damage zone depths in brittle rocks', *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* **8(1)**, s. 60–74. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2015.11.004>.
- Rocscience (2020a), *Dips*, Rocscience Inc. Hentet fra: <https://www.rocscience.com/software/dips> (Nedlastet 25.02.20).
- Rocscience (2020b), *RS2*, Rocscience Inc. Hentet fra: <https://www.rocscience.com/software/rs2> (Nedlastet 25.01.20).
- Rosvold, K. A. (2020), *Bogna kraftverk*. Hentet fra: https://snl.no/Bogna_kraftverk (Nedlastet 23.03.2020).
-

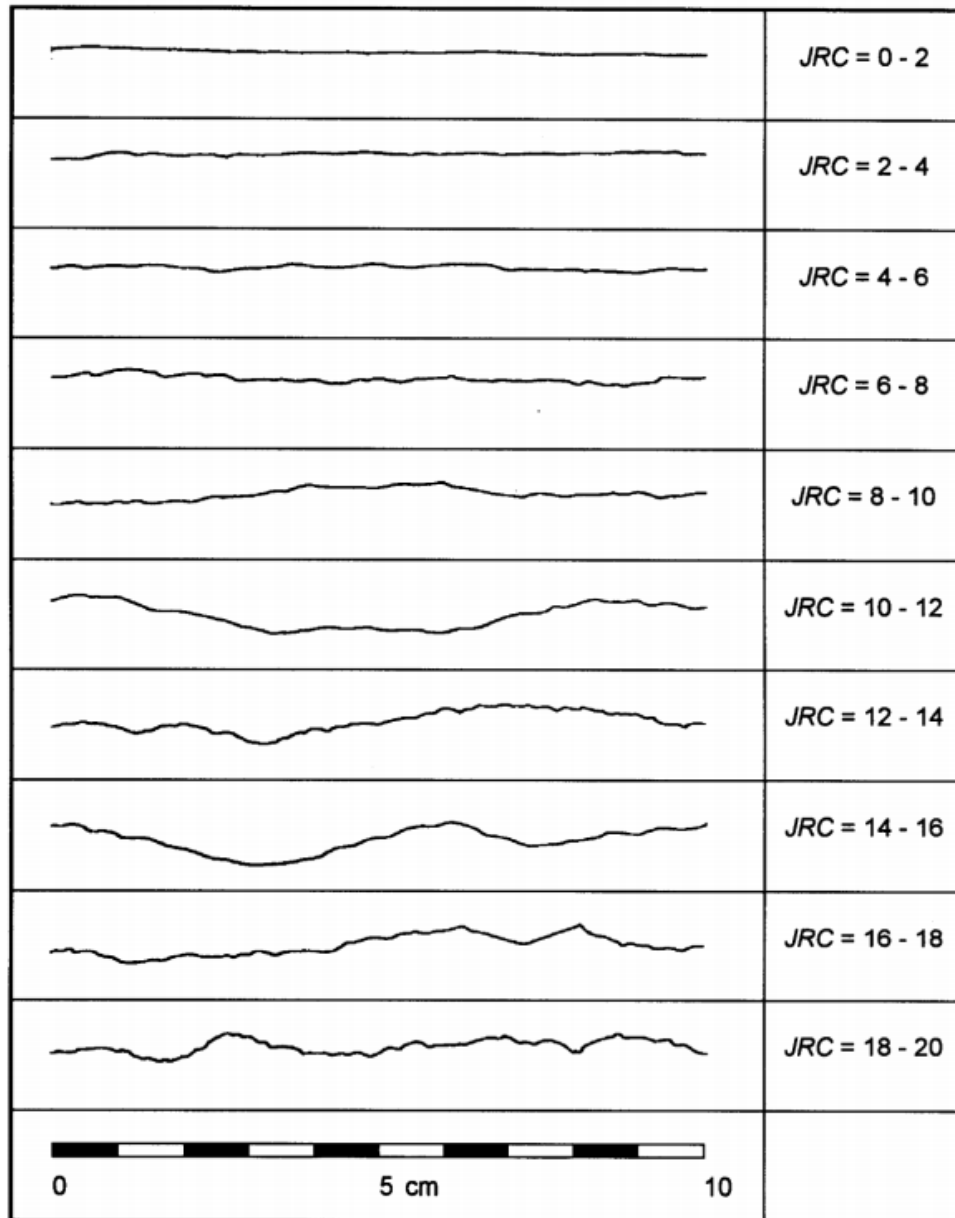
-
- Singhal, B. & Gupta, R. (2010), *Applied Hydrogeology of Fractured Rocks, Second edition*, Springer Dordrecht Heidelberg London New York. <https://link.springer.com/book/10.1007/978-90-481-8799-7>.
- Song, S., Sun, F., Chen, J., Zhang, W., Han, X. & Zhang, X. (2017), ‘Determination of RVE size based on the 3D fracture persistence’, *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology* **50**(1), s. 60–68. https://www.researchgate.net/publication/313775809_Determination_of_RVE_size_based_on_the_3D_fracture_persistence.
- Stille, H. (2015), *Rock Grouting, Theories and Applications*, BeFo.
- Thörn, J., Kvartsberg, S., Runslätt, E., Almfeldt, S. & Fransson, (2015), *Beräkningsverktyg för bergkaraktärisering vid injekteringsdesign-teori och användarhandledning*, BeFo Rapport 143. Hentet fra: http://www.befoonline.org/UserFiles/Archive/599/BeFo_Rapport_143_web.pdf.
- Trønderenergi (2020), *Svorkmo*. Hentet fra: <https://tronderenergi.no/produksjon/kraftverk/svorkmo> Nedlastet (17.03.2020).
- Tsang, C. F., Bernier, F. & Davies, C. (2005), ‘Geohydromechanical processes in the Excavation Damaged Zone in crystalline rock, rock salt, and indurated and plastic clays—in the context of radioactive waste disposal’, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* **42**(1), s. 109–125. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2004.08.003>.
- Tveit, M. (2017), *Undersøkelser av sprengningsskadesonen for vurdering av hydraulisk konduktivitet i bergmassen rundt sprengte tunneler*, Masteroppgave i ingeniørgeologi og bergmekanikk, NTNU Trondheim.
- Zimmerman, R. & Bodvarsson, G. (1996), ‘Hydraulic conductivity of rock fractures’, *Transport in Porous Media* **23**, s. 1–30. <https://doi.org/10.1007/BF00145263>.
- Çengel, Y. A. & Cimbala, J. M. (2013), *Fluid Mechanics: Fundamentals and Applications*, McGraw-Hill. 3. utgave.

Vedlegg A

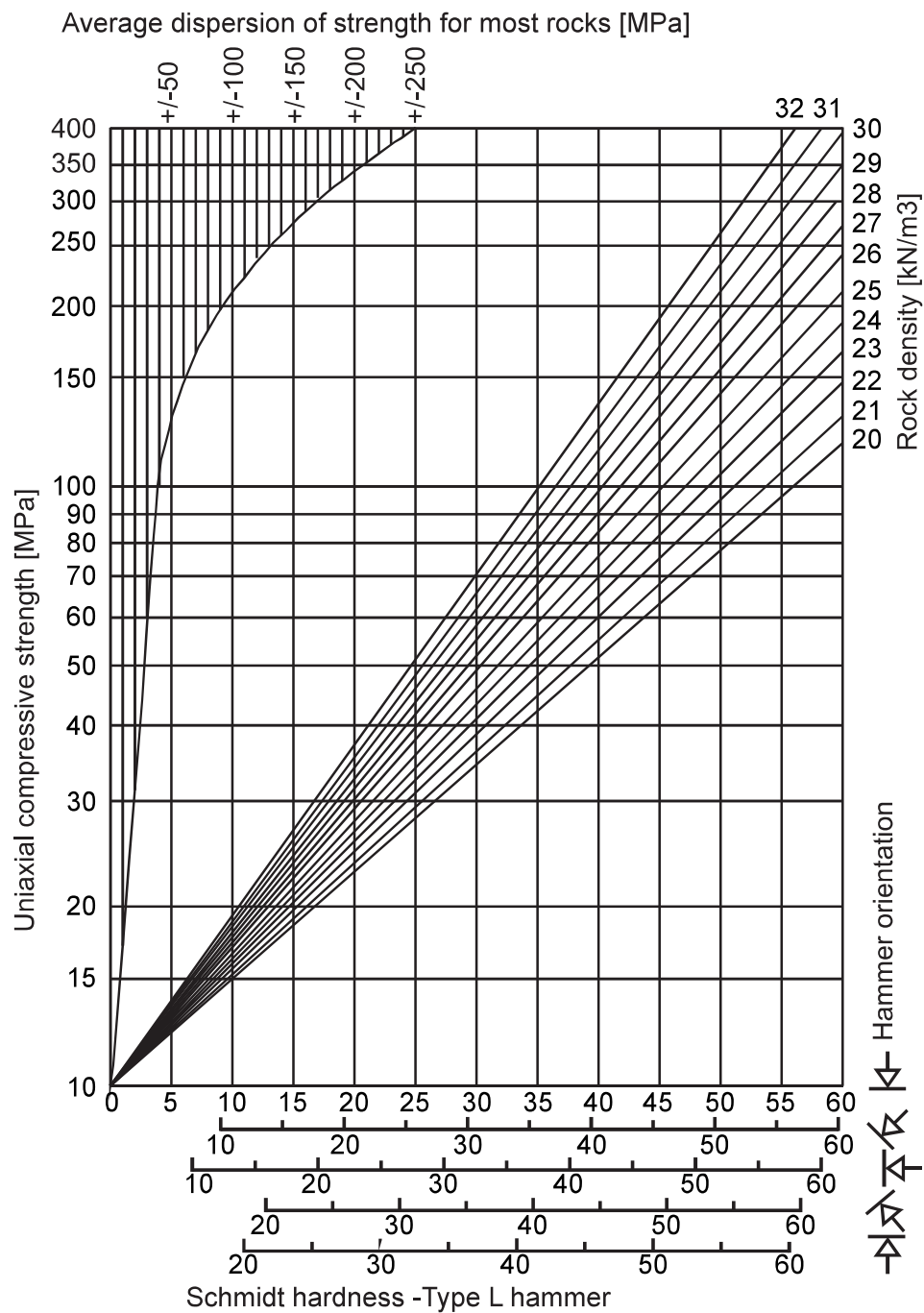
Diagrammer brukt i feltkartleggingen

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
 INTACT OR MASSIVE—intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities  BLOCKY—well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets  VERY BLOCKY—interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets  BLOCKY/DISTURBED/SEAMY—folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity  DISINTERATED—poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces  LAMINATED/SHEARED—Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓	90				
		80				
		70				
		60				
				40		
					20	
						10

Figur A.1: Diagram for klassifisering av bergmassen basert på GSI-systemet (Hoek & Brown, 1997).



Figur A.2: Standardiserte ruhets-profiler for bestemmelse av JRC-verdier (Barton & Choubey, 1977).



Figur A.3: Diagram for bestemmelse av JCS-verdi, samt normalisering av måleretningen med L-type Schmidt-hammer (Barton & Choubey, 1977).

Vedlegg B

Ytterligere resultater fra laboratorieundersøkelsene

B.1 Avbildning av kjerneprøvene fra Bogna



Figur B.1: PEL1000, Granittisk gneis.



Figur B.2: PEL1000, Granittisk gneis.



Figur B.3: PEL1000, Amfibolittisk gneis.



Figur B.4: PEL850, Amfibolitt.



Figur B.5: PEL490, Kalkspatmarmor.

B.2 Bergmekaniske tester utført av SINTEF

Tabell B.1: Bergmekaniske tester fra fylltitten i Svorkmo, utført av SINTEF (Larsen & Hagen, 2019).

Kjerne	ρ [kg/m ³]	v_p [m/s]	UCS [MPa]	E_{50} [GPa]	ν	Bruddvinkel [°]
H3-1	2736	5174	15.1	22.5		Foliasjon
H4-1	2759	5038	18.0	19.0	0.05	Foliasjon
H4-1E	2737	5213	33.0	33.6	0.08	Foliasjon
H4-2	2725	4971	46.9	32.0	0.06	Foliasjon
H4-2E	2733	4593	16.7	11.2	0.16	Foliasjon
H4-3	2737	4511	25.4	24.0	0.07	Foliasjon
Gj. snitt	2738	4917	25.9	23.7	0.08	
Std. avvik	11	297	12.3	8.3	0.04	

Tabell B.2: Bergmekaniske tester fra Bogna, utført av SINTEF (Larsen & Hagen, 2020). G betegner granittisk gneis, mens K betegner kalkspatmarmor.

Kjerne	ρ [kg/m ³]	v_p [m/s]	UCS [MPa]	E_{50} [GPa]	ν	Bruddvinkel [°]
G2-1	2607	4665	207.1	42.6	0.062	12
G2-2	2613	4743	244.6	51.1	0.084	12
Gj.snitt	2610	4704	225.9	46.9	0.073	12
Std.avvik	4	55	26.5	6.0	0.016	0
K2-1-E	2857	6517	175.0	93.7	0.185	13
K2-2	2854	6519	164.7	89.6	0.193	20
Gj.snitt	2856	6518	169.9	91.7	0.189	17
Std.avvik	2	1	7.3	2.9	0.006	5

Vedlegg C

Fullstendig datasett fra vanntapsmålingene i Bogna

Tabell C.1: PEL1000-BH1. Grunnvannstrykk målt til 935 kPa mellom 1.00 - 3.10 m dybde.

#	Seksjon [m] - [m]	Sek.trykk P_{sek} [kPa]	Strømning Q [l/min]
1_1	0.07 - 0.22	207	1.501
1_2		310	2.438
1_3		403	4.894
2_1	0.34 - 0.49	275	-
2_2		575	-
2_3		875	-
3_1	0.57 - 0.72	1243	0.047
3_2		1509	0.151
3_3		1823	0.260
4_1	0.72 - 0.87	1200	0.005
5_1	1.13 - 1.28	1510	-
5_2		1810	-
5_3		2010	-
6_1	1.55 - 1.70	1504	0.060
6_2		1816	0.070
6_3		2102	0.079
6_4		2393	0.100
7_1	1.67 - 1.82	1200	0.000
7_2		1500	0.000
7_3		1800	0.000
8_1	1.79 - 1.94	1200	0.000
8_2		1500	0.000
8_3		1800	0.000
9_1	2.32 - 2.47	1201	0.000
9_2		1498	0.005
9_3		1782	0.007
10_1	2.57 - 2.72	1204	0.063
10_2		1525	0.125
10_3		1805	0.157
11_1	1.00 - 3.10	1200	0.103
11_2		1528	0.194
11_3		1800	0.281

Tabell C.2: PEL1000-BH2.

#	Seksjon [m] - [m]	Sek.trykk P_{sek} [kPa]	Strømning Q [l/min]
1_1	0.20 - 0.35	213	1.375
1_2		404	3.036
1_3		608	5.790
2_1	0.35 - 0.50	1195	0.060
2_2		1502	0.088
2_3		1799	0.116
3_1	0.53 - 0.68	1201	0.008
3_2		1509	0.011
3_3		1804	0.013
4_1	0.73 - 0.88	1200	0.000
4_2		1500	0.000
4_3		1800	0.000
5_1	1.20 - 1.35	1200	0.000
5_2		1500	0.000
5_3		1800	0.000
6_3	1.35 - 1.50	1200	0.000
6_4		1500	0.000
6_5		1800	0.000
7_1	1.60 - 1.75	1200	0.000
7_2		1500	0.000
7_3		1800	0.000
8_1	1.80 - 1.95	1200	0.000
8_2		1500	0.000
8_3		1800	0.000
9_1	2.00 - 2.15	1200	0.000
9_2		1500	0.000
9_3		1800	0.000
10_1	2.15 - 2.30	1200	0.000
10_2		1500	0.000
10_3		1800	0.000
11_1	1.00 - 3.10	1216	0.020
11_2		1526	0.020
11_3		1821	0.023

Tabell C.3: PEL1000-BH3.

#	Seksjon [m] - [m]	Sek.trykk P_{sek} [kPa]	Strømning Q [l/min]
1_1	0.07 - 0.22	404	0.305
1_2		513	2.625
1_3		602	5.236
2_1	0.20 - 0.35	1200	0.000
2_2		1400	0.000
3_1	0.38 - 0.53	1200	0.000
3_2		1500	0.000
3_3		1800	0.000
4_1	0.83 - 0.98	1193	0.011
4_2		1505	0.014
4_3		1804	0.016
5_1	0.90 - 1.05	1210	0.000
5_2		1500	0.000
5_3		1800	0.000
6_1	1.20 - 1.35	1198	0.008
6_2		1502	0.011
6_3		1791	0.013
7_1	1.37 - 1.52	1178	0.004
7_2		1500	0.005
7_3		1802	0.006
8_1	1.52 - 1.67	1195	0.000
8_2		1500	0.008
8_3		1792	0.010
9_1	1.74 - 1.89	1208	0.187
9_2		1517	0.210
9_3		1803	0.224
10_1	2.05 - 2.20	1195	0.000
10_2		1509	0.005
10_3		1793	0.005
11_1	1.00 - 3.10	1235	0.252
11_2		1528	0.277
11_3		1821	0.307

Tabell C.4: PEL850-BH1. Grunnvannstrykk målt til 250 kPa mellom 1.00 - 3.05 m dybde.

#	Seksjon [m] - [m]	Sek.trykk P_{sek} [kPa]	Strømning Q [l/min]
1_1	0.15 - 0.30	310	2.349
1_2		406	3.577
1_3		508	5.100
2_1	0.34 - 0.49	108	1.001
2_2		213	1.791
2_3		307	2.426
2_4		507	3.748
2_5		608	4.406
2_6		709	5.102
2_7		812	5.775
3_1	0.55 - 0.70	606	0.059
3_2		920	0.143
3_3		1216	0.188
3_4		1521	0.256
4_1	0.73 - 0.88	603	0.043
4_2		913	0.075
4_3		1211	0.116
5_1	0.90 - 1.05	606	0.009
5_2		908	0.020
5_3		1203	0.032
6_1	1.07 - 1.22	609	0.000
6_2		904	0.002
6_3		1196	0.004
7_1	1.40 - 1-55	600	0.000
7_2		900	0.000
7_3		1200	0.000
8_1	1.82 - 1.97	600	0.000
8_2		900	0.000
8_3		1200	0.000
9_1	1.93 - 2.08	600	0.000
9_2		900	0.000
9_3		1200	0.000
10_1	2.20 - 2.35	600	0.000
10_2		900	0.000
10_3		1200	0.000
11_1	1.00 - 3.05	608	0.004
11_2		907	0.007
11_3		1203	0.012

Tabell C.5: PEL850-BH2.

#	Seksjon [m] - [m]	Sek.trykk P_{sek} [kPa]	Strømning Q [l/min]
1_1	0.15 - 0.30	37	3.324
1_2		65	5.320
1_3		88	6.846
1_4		101	7.629
2_1	0.42 - 0.57	211	0.160
2_2		407	0.389
2_3		609	0.677
2_4		905	1.204
2_5		1212	1.842
3_1	0.58 - 0.73	605	0.340
3_2		905	0.537
3_3		1205	0.773
4_1	0.85 - 1.00	609	0.026
4_2		909	0.037
4_3		1198	0.052
5_1	1.00 - 1.15	608	-
5_2		916	-
5_3		1200	-
6_1	1.20 - 1.35	620	0.000
6_2		900	0.003
6_3		1192	0.004
7_1	1.40 - 1.55	610	0.000
8_1	1.76 - 1.91	600	0.000
9_1	2.13 - 2.28	610	0.000
10_1	2.30 - 2.45	610	0.000
11_1	2.45 - 2.60	600	0.000
12_1	1.00 - 3.10	613	0.024
12_2		913	0.035
12_3		1204	0.049

Tabell C.6: PEL490-BH1. Grunnvannstrykk målt til 0 kPa mellom 1.00 - 3.10 m dybde.

#	Seksjon [m] - [m]	Sek.trykk P_{sek} [kPa]	Strømning Q [l/min]
1_1	0.15 - 0.30	214	0.039
1_2		511	0.123
1_3		812	0.290
2_1	0.40 - 0.55	58	1.098
2_2		108	2.140
2_3		158	3.319
2_4		213	4.306
2_5		262	5.124
3_1	0.75 - 0.90	210	0.000
3_2		490	0.005
3_3		804	0.009
4_1	1.15 - 1.30	209	0.027
4_2		501	0.053
4_3		812	0.077
5_1	1.30 - 1.45	209	0.010
5_2		510	0.032
5_3		808	0.057
6_1	1.65 - 1.80	211	-
6_2		510	-
6_3		662	-
7_1	1.85 - 2.00	59	2.277
7_2		113	3.705
7_3		159	4.654
7_4		206	5.444
8_1	2.40 - 2.55	214	0.071
8_2		518	0.152
8_3		825	0.230
9_1	1.00 - 3.10	111	1.453
9_2		244	2.749
9_3		358	3.778
9_4		460	5.062
9_5		583	7.196

Tabell C.7: PEL490-BH2.

#	Seksjon [m] - [m]	Sek.trykk P_{sek} [kPa]	Strømning Q [l/min]
1_1	0.15 - 0.30	38	2.245
1_2		59	4.331
1_3		114	7.040
2_1	0.30 - 0.45	32	2.777
2_2		47	4.233
2_3		74	6.991
3_1	0.60 - 0.75	45	1.002
3_2		110	2.372
3_3		212	4.391
4_1	0.80 - 0.95	40	1.606
4_2		106	3.362
4_3		213	5.377
5_1	1.10 - 1.25	260	0.000
5_2		495	0.026
5_3		806	0.057
5_4		1007	0.078
6_1	1.45 - 1.60	201	0.026
6_2		497	0.047
6_3		811	0.082
7_1	1.75 - 1.90	203	0.007
7_2		496	0.025
7_3		810	0.052
8_1	2.30 - 2.45	211	0.107
8_2		512	0.551
8_3		811	0.846
9_1	2.50 - 2.65	206	0.050
9_2		526	0.142
9_3		826	0.234
10_1	2.82 - 2.97	214	0.029
10_2		515	0.088
10_3		824	0.159
11_1	1.00 - 3.50	211	0.080
11_2		515	0.225
11_3		816	0.474
11_4		1105	0.773

