

Brage Angell

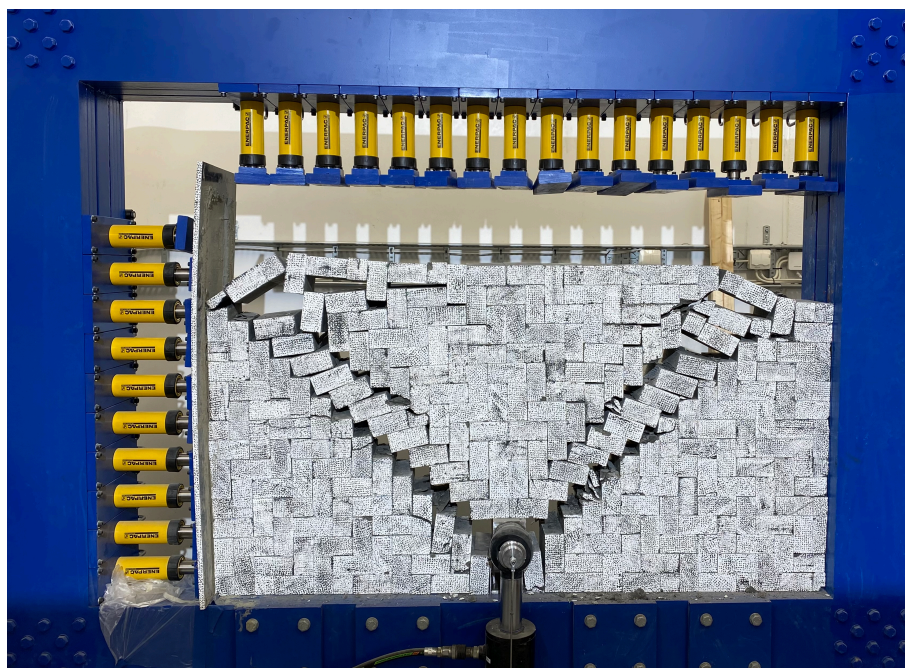
Laborrietester av blokkmodeller og opptrekkstester i felt for å undersøke bergmassens atferd når den utsettes for belastning fra forankringer

Masteroppgave i Miljø- og anleggsgeologi

Veileder: Charlie Chunlin Li

Medveileder: Bjarte Grindheim

Mai 2023



Brage Angell

Laboratorietester av blokkmodeller og opptrekkstester i felt for å undersøke bergmassens atferd når den utsettes for belastning fra forankringer

Masteroppgave i Miljø- og anleggsgeologi
Veileder: Charlie Chunlin Li
Medveileder: Bjarte Grindheim
Mai 2023

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



Kunnskap for en bedre verden

Sammendrag

Fjellankere, også kalt strekkforankringer eller bare forankringer, består av lastbærende komponenter stag eller kabler som brukes til å stabilisere storskala infrastrukturer i bergmasser og til å forsterke undergrunnen, samt veiskjæringer og tunneler. Til tross for framskrittene som er gjort innen bergmekanikk og ingeniørgeologi i løpet av de siste 80 årene, har få aspekter ved bergteknisk design av høykapasitets fjellankere endret seg de siste 40 årene. Dette gjelder spesielt design av tilnærminger som omhandler dimensjonering av fjellankere mot brudd i mørtel-berg kontakten og opptreksbrudd i bergmassen. Dette prosjektet har som formål å undersøke hvordan belastninger fra forankringer overføres til en lagdelt og oppsprukket bergmasse med ulike sprekkemønstre og hvordan sprekkemønsteret påvirker utviklingen til et eventuelt brudd og kapasiteten mot brudd. Det undersøkes også hvordan lastbærende spenningsbuer induseres i bergmassen under belastninger fra fjellankere.

Denne masteroppgaven er et bidrag til ROCARC prosjektet, hvor hovedmålet er å utvikle en oppdatert tilnærming for dimensjonering av fjellankere som fører til en realistisk og økonomisk løsning. I henhold til dette er det blitt designet en bergmekanisk todimensjonal testrigg av NTNU ved IGP. På denne testtriggen er det blitt utført en rekke blokkmodelltester på fem ulike blokkmodeller med ulike sprekkemønstre som var bestående av flere lag med betongblokker. Disse blokkmodellene simulerte en oppsprukket og lagdelt bergmasse. Testene ble utført under ulike spenningsforhold for å undersøke hvordan blokkmodellene responderer til dette. Deformasjonen og tøyningene ble målt og analysert ved bruk av *Digital Image Correlation* (DIC). Dataen fra labforsøkene ble også sammenlignet med resultatene fra 4 tidligere fullskala opptreksforsøk i felt.

Resultatene fra 105 utførte labtester viste at sprekkemønsteret og orienteringen til spenningene i forhold til sprekkene påvirker kapasiteten mot opptreksbrudd, deformasjonen i blokkmodellen, samt de lastbærende spenningsbuene som ble identifisert og geometrien til bruddlegemet. Kapasiteten mot opptreksbrudd økte kraftigst når spenningene som stod normalt på de kontinuerlige sprekkene økte. Det motsatte gjaldt deformasjonen til blokkmodellen som var minst ved de samme forholdene. De lastbærende spenningsbuene som overførte ankerlasten ut mot sidene til testtriggen, overførte mest spenninger til siden da de kontinuerlige sprekkene var orientert horisontalt. Formen til bruddlegemet viste seg å være konisk for alle testene, hvor bruddet fulgte sprekkene som resulterte i at bruddvinkelen var avhengig sprekkemønsteret. Bruddvinklene varierte fra 90° - 135° . Resultatene fra felt viste også at bruddene så ut til å ha en konisk form som fulgte sprekkemønstrene. Bruddvinklene fra feltforsøkene varierte fra 127° - 142° .

I diskusjonen blir resultatene fra lab- og feltforsøkene sammenlignet med hverandre og tilnærminger for estimert kapasitet som brukes i dagens praksis. Det konkluderes med at sprekkemønsteret og hvordan spenningsforholdene i bergmassen er orientert til sprekkene påvirker kapasiteten mot opptreksbrudd i stor grad. I tillegg påvirker det hvordan lastbærende spenningsbuer induseres i bergmassen, den vertikale forskyvningen, samt geometrien til bruddlegemet. Konklusjonen og sammenligningene med tilnærmingene fra dagens praksis tyder på at disse gir svært konservative resultater, spesielt tilnærmingen som kun baserer seg på vekten til bruddlegemet, og at det bør vurderes å ta hensyn til orienteringen av sprekkemønsteret og spenningsforholdene i bergmassen ved dimensjonering av fjellankere.

Abstract

Rock anchors are load bearing components, usually steel bars or tendons, which are used to stabilize large-scale infrastructures and to reinforce the ground, as well as rock slopes and tunnels. Despite the advances that have been made in rock mechanics and rock engineering during the last 80 years, few aspects of the rock engineering design of high capacity rock anchors have changed in the past 40 years. This applies, in particular, to the design of the calculations of rock anchors dimensioning against rock-grout failure and uplift failure within the surrounding rock mass. The purpose of this project is to investigate how stresses from anchors are transferred to a blocky rock mass with different joint patterns and how the different patterns affects the development of a potential failure and the load capacity against failure. Also, investigate the development of stresses and formation of load bearing arches when subject to an anchoring load.

This master's thesis is a contribution to the ROCARC project, where the main objective is to develop an updated approach for design of dimensioning rock anchors that leads to a realistic and cost-effective solution. Accordingly, a two-dimensional rock mechanical test rig has been designed by the Department of Geoscience and Petroleum at NTNU. A series of tests have been carried out on this test rig with five different block models which contains different joint patterns. These block models simulated a blocky rock mass and consisted of multiple layers of concrete blocks. The tests were carried out under different stress conditions to examine the response of the block models to these conditions. *Digital image correlation* (DIC) was used to monitor the strain and displacements in the block models. The data from the laboratory tests was also compared to the results from four previous full-scale field uplift tests.

The results from 105 conducted laboratory tests showed that the joint pattern and the orientation of stresses relative to the joints influenced the capacity against uplift failure, the deformation in the block model, as well as the load-bearing stress arches identified and the geometry of the uplift failure. The capacity against uplift failure increased most significantly when the stresses normal to the continuous joints increased. The opposite applied to the deformation of the block model, which was minimal under the same conditions. The load-bearing stress arches that transferred the anchor load outward to the sides of the test rig, transferred the most stress to the side when the continuous joints were oriented horizontally. The shape of the failure body proved to be conical for all tests. The failure seemed to propagate through the joints, resulting in the failure angle depending on the joint pattern. The failure angles varied from 90° to 135° . The results from the field also indicated that the failures appeared to have a conical shape that followed the joint patterns. The failure angles from the field experiments ranged from 127° to 142° .

In the discussion, the results from the laboratory and field experiments are compared with each other and with the approaches for estimated capacity used in current design. The conclusion is that the joint pattern and the orientation of stress conditions in the rock mass have a significant influence on the capacity against uplift failure. Additionally, it affects the induction of load-bearing stress arches in the rock mass, the vertical displacement, and the geometry of the failure body. The conclusion and comparisons with the approaches used in current design indicate that these provide highly conservative results, especially the approach that solely relies on the weight of the failure body. It suggests that consideration should be given to the orientation of the joint pattern and stress conditions in the rock mass when designing rock anchors.

Forord

Denne masteroppgaven er mitt bidrag til ROCARC prosjektet og til bedre forståelse av bergmassens adferd når den utsettes for belastninger fra fjellankere. Oppgaven markerer også slutten på masterutdanningen min ved Institutt for Geovitenskap og Petroleum (IGP) ved NTNU i Trondheim.

Først og fremst vil jeg takke min veileder og prosjektleder for ROCARC, Charlie Chunlin Li, og spesielt assistentveilederen min som er PhD stipendiat, Bjarte Grindheim, for alle gode tilbakemeldinger og for all hjelpen under mitt arbeid med masteroppgaven. Selv om Charlie har vært borte store deler av oppgaven, har jeg fått den oppfølgingen og hjelpen jeg har trengt av Bjarte. Både samarbeidet og dialogen mellom begge to har vært upåklagelig.

Jeg vil også takke overingeniørene, Jon Runar Drotninghaug og Gunnar Vistnes ved ingeniørgeologisk og bergmekanisk laboratorium ved IGP for deres gode ideer og hjelp ved praktisk gjennomføring av laboratorietester.

Denne masteroppgaven er på ingen måte oppnådd på egen hånd, men et resultat av alle små og store bidrag fra mange. Med dette vil jeg også takke alle som har bidratt og som ikke er blitt nevnt.

Brage Angell
Trondheim, Mai 2023

Innhold

Sammendrag	i
Abstract	ii
Forord	iii
Figurer	viii
Tabeller	ix
Nomenklatur	x
1 Introduksjon	1
2 Teori - Dimensjonering av fjellankere	2
2.1 Dimensjonering	2
2.1.1 Dimensjonering i henhold til standarder i Norge	3
2.2 Bruddtyper for fjellankere	3
2.2.1 Brudd i stagmaterialet/lissene (A)	4
2.2.2 Brudd mellom stagmaterialet og mørtel (B)	5
2.2.3 Brudd mellom mørtel og berg (C)	6
2.2.4 Opptreksbrudd i bergmassen (D)	8
2.3 Digital Image Correlation, DIC	12
3 Metode og utstyr - ROCARC rigg med simulert bergmasse og ulike oppsprekkingsmønstre	14
3.1 Testtrigg, testmateriale og oppsett	14
3.1.1 ROCARC riggen	14
3.1.2 Testmateriale	18
3.1.3 Instrumentering	20
3.1.4 Oppsett og forberedelser til test	20
3.2 Testplan og gjennomføring av forsøk	23
3.2.1 Testmatrise	23
3.2.2 Prosedyre for gjennomføring av test	28
3.3 Utførelse av feltforsøk	30
4 Resultat og analyse - Sprekkemønstre, forankringsdyp, in-situ horisontal spenninger og kapasitet	33
4.1 Resultat og analyse av testene som ikke ble testet til brudd	33
4.1.1 Blokkemønster 1	37
4.1.2 Blokkemønster 2	39
4.1.3 Blokkemønster 3	42
4.1.4 Blokkemønster 4	45
4.1.5 Blokkemønster 5	50
4.1.6 Generelt for alle analysene	53
4.2 Bruddtestene	53
4.2.1 Geometri til bruddlegemet og bruddvinkel	55
4.2.2 Gjennomsnittlig horisontalspenninger over tid	60

4.2.3	Horisontalspenning mot høyde	61
4.2.4	Lastbærende spenningsbuer	62
4.3	Resultater fra feltforsøkene	68
5	Diskusjon - Sammenligning av ROCARC tester, feltundersøkelser og teori	71
5.1	Testene som ikke ble utført til brudd	71
5.2	Bruddtestene	72
5.3	Brudd, horisontalspenning, lastbærende spenningsbuer og kapasitet	73
5.4	Sammenligning av resultat med ulike tilnærminger for å estimere kapasiteten	74
5.5	Sammenligning av resultat fra lab- og feltforsøkene	76
6	Konklusjon	77
7	Anbefalinger til videre arbeid	78

Figurer

2.1	Fjellanker med standardkomponenter (Brown, 2015).	2
2.2	De 4 ulike bruddformene for et fjellanker i en bergmasse: (a) brudd i stålet, (b) stål-mørtel brudd, (c) mørtel-berg brudd, (d) kjegleformet brudd i bergmassen (Brown, 2015).	4
2.3	Tre bruddstadier for brudd mellom mørtel og berg. 1. Pseudo-elastisk deformasjon, 2. bruddutvikling, 3. residuale spenninger (Grindheim mfl., 2023).	7
2.4	Kjegleform geometri brukt i beregninger for kapasitet mot opptreksbrudd i bergmassen for forspente enkelt ankere (Littlejohn og Bruce, 1977; Hobst og Zajíc, 1983; Littlejohn, 1993).	8
2.5	En singel ankerrekke som overlapper hverandre. Hvert anker har lavere kapasitet sammenlignet med et anker som står alene (Brown, 2015). (a) Vertikal perspektiv langs ankerrekken (Littlejohn, 1993), (b) et forenklet trekantet tverrsnitt normalt på rekken (Hobst og Zajíc, 1983).	9
2.6	Påvirkningen av diskontinuiteter for grunne fulltinnstøpte forankringer (Wyllie, 1999).	11
2.7	Eksempel på et mønster som spores ved hjelp av bildegjenkjenning (Correlated Solutions Inc, 2022a).	12
3.1	ROCARC Rigger, hvor (a) 10 hydrauliske stempler som påfører in-situ horisontalspenninger, (b) 16 hydrauliske stempler som påfører topptrykk, (c) to hydrauliske sylindere, og (d) 0,9m vegg med testmateriale bestående av betongblokker (belegningsstein).	15
3.2	Ankerblokk av stål som styres av trykk fra de hydrauliske sylindrene og simulerer opptrekk av forankring. Ekstensometer er vist ytterst på sylindren.	16
3.3	Programvare for ROCARC rigger. Røde tall følger rekkefølgen til utførelse av test, og røde bokser viser hvor man plotter inn input. Blå bokser viser registrert output. (a) Kontrollerer hydrauliske stemplene på siden, (b) kontrollerer de hydrauliske stemplene på toppen, (c) ventilene til rigger.	18
3.4	Treplate med støyp for en jevn overflate mellom veggen og stemplene.	19
3.5	Oppsett og tilleggsutstyr som er brukt til testene. Bildet er tatt fra testrigger, hvor (a) er to DIC kamera, (b) ekstra belysning, (c) to datamaskiner til ROCARC og DIC programvare, og (d) sikkerhetsdør laget av pleksiglass for HMS.	21
3.6	Det hydrauliske aggregatet og to koblingsskap med alt det elektriske.	22
3.7	Blokkmønster 1, sprekker som er kontinuerlige horisontalt og vertikalt.	24
3.8	Blokkmønster 2, kontinuerlige sprekker horisontalt med diskontinuerlige sprekker vertikalt.	25
3.9	Blokkmønster 3, diskontinuerlige sprekker horisontalt og kontinuerlige sprekker vertikalt.	26
3.10	Blokkmønster 4, skråstilte sprekker med en vinkel på 25°	27
3.11	Blokkmønster 5, et sammenlåst mønster.	28
3.12	Designet til treblokkene som ble brukt i det nederste laget i blokkmønster 4	29
3.13	Bildene viser a) den hydraulisk jekken som utfører testen på forankring A1.5m b) en simpel illustrasjon av prinsippene til testene og den forventede bruddformen basert på litteraturen, c) plasseringene til de fire opptrekkstestene.	31

3.14	Bildene viser a) gravemaskinen som ble brukt for å grave ut de største blokkene fra bruddkrateret, b) bilde av A1m før rydding av bruddmaterialet, og c) bilde av B1.5m etter rydding av bruddmaterialet.	32
4.1a	Vertikal forskyvning for blokkmønster 1 med høyde på 1,2 m og 0 MPa i sidetrykk under maks belastning på 27,1 kN.	37
4.1b	Vertikal forskyvning for blokkmønster 1 med høyde på 1,2m og 1 MPa i sidetrykk under maks belastning på 50 kN.	38
4.1c	Vertikal forskyvning for blokkmønster 1 med 8m høyde og 0 MPa i sidetrykk under maks belastning på 50 kN.	39
4.2a	Vertikal forskyvning for blokkmønster 2 med høyde på 1,2 m og 0 MPa i sidetrykk under maks belastning på 16,3 kN.	40
4.2b	Vertikal forskyvning for blokkmønster 2 med høyde på 1,2m og 1 MPa i sidetrykk under maks belastning på 50,0 kN.	41
4.2c	Vertikal forskyvning for blokkmønster 2 med 8m høyde og 0 MPa i sidetrykk under maks belastning på 50,0 kN.	42
4.3a	Vertikal forskyvning for blokkmønster 3 med høyde på 1,2 m og 0 MPa i sidetrykk under maks belastning på 15,0 kN.	43
4.3b	Vertikal forskyvning for blokkmønster 3 med høyde på 1,2m og 1 MPa i sidetrykk under maks belastning på 50,0 kN.	44
4.3c	Vertikal forskyvning for blokkmønster 3 med 8m høyde og 0 MPa i sidetrykk under maks belastning på 29,6 kN.	45
4.4	Deformasjon av blokkmønster 4 med 0,5 MPa i sidetrykk og 0,9 m høyde før belastning fra ankerblokka.	46
4.5a	Vertikal forskyvning for blokkmønster 4 med høyde på 1,2 m og 0 MPa i sidetrykk under maks belastning på 21,1 kN.	47
4.5b	Vertikal forskyvning for blokkmønster 4 med høyde på 1,2m og 1 MPa i sidetrykk under maks belastning på 50,0 kN.	48
4.5c	Vertikal forskyvning for blokkmønster 4 med 8m høyde og 0 MPa i sidetrykk under maks belastning på 50,0 kN.	49
4.6a	Vertikal forskyvning for blokkmønster 5 med høyde på 1,2 m og 0 MPa i sidetrykk under maks belastning på 27,2 kN.	50
4.6b	Vertikal forskyvning for blokkmønster 5 med høyde på 1,2m og 1 MPa i sidetrykk under maks belastning på 50,0 kN.	51
4.6c	Vertikal forskyvning for blokkmønster 5 med 8m høyde og 0 MPa i sidetrykk under maks belastning på 50,0 kN.	52
4.7	Kraften til ankerblokka ved forskyvning for alle blokkmønstrene under bruddtestene.	54
4.8a	Bruddtest for blokkmønster 1 med en bruddvinkel på 100°.	56
4.8b	Bruddtest for blokkmønster 2 med en bruddvinkel på 100°.	57
4.8c	Bruddtest for blokkmønster 3 med en bruddvinkel på 90°.	58
4.8d	Bruddtest for blokkmønster 4 med en usymmetrisk bruddvinkel på 135°.	59
4.8e	Bruddtest for blokkmønster 5 med en bruddvinkel på 90°.	60
4.9	Gjennomsnittlig horisontalspenninger over tid for alle blokkmønstrene under bruddtestene.	61
4.10	Horisontalspenninger ved ulik høyde under maks belastning fra ankerblokka for alle bruddtestene. Punktene representerer høyden til hvert stempel.	62
4.11	Plott av horisontal tøyning med plassering av lastoverførende spenningsbuer vist med røde piler (Aasbø, 2021).	63

4.12a	Tolkning av lastbærende spenningsbuer vist i rødt for blokkmønster 1. . . .	64
4.12b	Tolkning av lastbærende spenningsbuer vist i rødt for blokkmønster 2. . . .	65
4.12c	Tolkning av lastbærende spenningsbuer vist i rødt for blokkmønster 3. . . .	66
4.12d	Horisontal tøyning for blokkmønster 4.	67
4.12e	Tolkning av lastbærende spenningsbuer vist i rødt for blokkmønster 5. . . .	68
4.13	Bilder før og etter rensk av bruddmaterialet. Bildet til venstre viser bruddkrateret til anker A1m og bildet til høyre er av bruddkrateret til B1.5m . .	69
4.14	De fire bruddkraterene fra de fire opptrekkstestene, a) A1.5m, b) A1m, c) B1.5m, d) B1m, som er analysert og visualisert av CloudCompare ut i fra punktskydata fra Lidar skanning.	70
5.1	Illustrasjon av dimensjonene til et hypotetisk kjegleformet opptrekksbrudd av en bergmasse (Aasbø, 2021; Grindheim mfl., 2022).	74
5.2	Illustrasjon av dimensjonene til et hypotetisk kjegleformet bruddlegemet (Statens Vegvesen, 2018).	75

Tabeller

2.1	Tabell til støtte for veiledende verdier for heftfasthet og bruddvinkel avhengig av bergmassens styrke og oppsprekningsgrad (Statens Vegvesen, 2022).	10
3.1	Testmatrise for ROCARC forsøkene.	23
4.1	Resultater for alle testene til blokkmønster 1 som ikke gikk i brudd.	34
4.2	Resultater for alle testene til blokkmønster 2 som ikke gikk i brudd.	34
4.3	Resultater for alle testene til blokkmønster 3 som ikke gikk i brudd.	35
4.4	Resultater for alle testene til blokkmønster 4 som ikke gikk i brudd.	36
4.5	Resultater for alle testene til blokkmønster 5 som ikke gikk i brudd.	36
4.6	Resultat fra bruddtestene.	54
4.7	Resultater fra opptrekksforsøk i felt	70

Nomenklatur

Forkortelser

<i>DIC</i>	Digital Image Correlation
<i>EN</i>	Eurokode
<i>FEA</i>	Finite element analysis
<i>IGP</i>	Institutt for Geovitenskap og Petroleum
<i>LEM</i>	Limit Equilibrium Method
<i>LVDT</i>	Linear Variable Differential Transformer
<i>NBG</i>	Norsk Bergmekanikkgruppe
<i>UCS</i>	Uniaxial Compressive Strength

Symboler brukt i Ligninger

γ	Massetetthet
γ_M	Partialfaktor for materialfasthet
α	Bruddvinkelen til bruddlegemet
η	Antall ankere
λ	Borelengden i berg
ν	Poisson's ratio
ψ	Bruddvinkel til bruddlegemet
σ_{tr}	Strekkfastheten til bergmassen
σ_{tu}	Maksimal strekkfasthet til stål
σ	Spenning
τ_k	Bergmassens karakteristiske heftfasthet på bruddplanet
$\tau_{d;mørtel-berg}$	Dimensjonerende heftfasthet mellom mørtel og berg
$\tau_{d;stål-mørtel}$	Dimensjonerende heftfasthet mellom stål og mørtel
$\tau_{rgu}(z)$	Generert skjærstyrke ved lengde (z) langs forankringslengden
$\tau_{tgu}(z)$	Generert skjærstyrke ved lengde (z) langs forankringslengden
θ_c	Bruddvinkelen til bruddlegemet

A_t	Tverrsnittareal til stagmaterialet
$A_{bruddlegemet}$	Arealet til bruddlegemet
A	Areal
D_c	Dybden til bruddkjeglen
$d_{borhull}$	Diameter til borhullet
d_{ekv}	Diameteren til stagmaterialet (samlede bunten for lisser)
d_{lisse}	Diameter til hver enkelt lisse
D	Dybden fra overflaten til toppen av forankringslengden
D	Avstand mellom ankere
d	Bredden til ankerblokka
E	Young's modulus
f_a	Reduksjonsfaktor
f_r	Tilstrekkelig ankerkapasitet
f_{tk}	Karakteristisk strekkfasthet i materialet
F	Kraft
h	Høyde
l_{brg}	Forankringslengden med heft mellom mørtel og berg
l_{btg}	Kontaktlengden mellom stagmaterialet og mørtel
L_{tb}	Nødvendig forankringslengde
L	Forankringslengden
P_p	Last pr. stag
P_p	Nødvendig lastkapasitet for ankeret
P	Trykk
Q_u	Strekkbelastnings kapasitet
Q_{konus}	Estimert kapasitet mot bruddtype (D)
Q_{rgu}	Kapasitet mot bruddtype (C)
Q_{ru}	Kapasitet mot bruddtype (D)

Q_{tgu}	Kapasitet mot bruddtype (B)
Q_{tu}	Kapasitet mot bruddtype (A)
r_g	Radius til innsiden av borhullet
r_t	Radius til stagmaterialet
$R_{i,d}$	Strekkapasitet til ankeret (Eurokode 7)
s	Avstanden mellom ankerene langs raden
V_{konus}	Volum til det konusformede bruddlegemet
z	Bredden til bruddlegemet

1 Introduksjon

Denne masteroppgaven innen bergmekanikk er en del av det pågående prosjektet ROCARC, *ROCK anchoring for stabilization of infrastructure with focus on the ARChing effect and grout - rock bond*, hvor prosjektleder er Charlie Chunlin Li fra Institutt for Geovitenskap og Petroleum, NTNU. Hovedmålet til ROCARC prosjektet er å finne en oppdater tilnærming for dimensjonering av fjellankere som fører til en realistisk og økonomisk løsning.

Fjellankere, også kalt forankringer, brukes til å stabilisere storskala infrastruktur. Til tross for framskrittene som er gjort innen bergmekanikk og ingeniørgeologi i løpet av de siste 80 årene, har noen aspekter ved bergteknisk design av høykapasitets fjellankere endret seg relativt lite de siste 40 årene. Ulike studier har vist at nåværende tilnærmingene har en tendens til å produsere konservative resultater (Brown, 2015; Bergh-Christensen, 2010; Ismael, 1982; Wyllie, 1999). Dette gjelder spesielt for beregningene for dimensjonering av forankringslengden som kreves for dype etterspente ankere (Brown, 2015). Det er derfor ønskelig å utvikle mer nøyaktige tilnærminger, og vurdere hvilken av de eksisterende tilnærmingene som gir et mest realistisk og økonomisk resultat. Prinsippene bak dimensjonering av forankringer er hovedsaklig basert på de fire bruddtypene:

- (A) brudd i stålet,
- (B) brudd i stål/mørtel,
- (C) brudd i mørtel/berg,
- (D) opptreksbrudd i bergmassen.

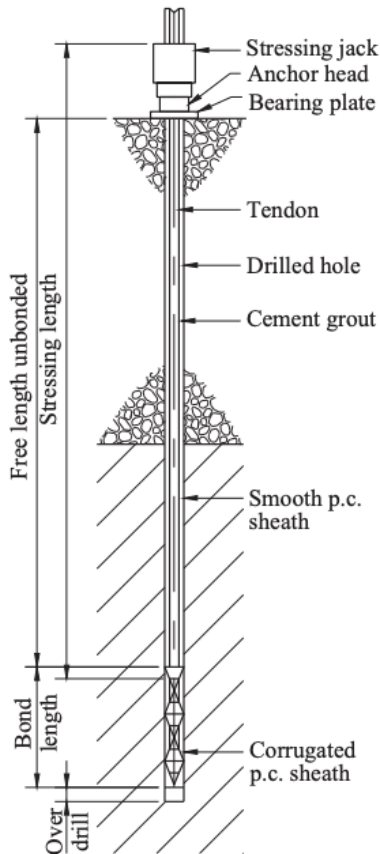
Hvor bruddtype (A) og (B) er de mest forutsigbare bruddtypene på grunn av god forståelse av de mekaniske parameterene til stål og mørtel. Grunnet dette, undersøkes hovedsaklig bruddtype (C) og (D) i ROCARC prosjektet. For å oppnå hovedmålet til prosjektet, undersøkes følgende punkter:

1. hvordan belastningen fra en forankring overføres til bergmassen og hvordan det oppstår brudd,
2. hvordan den lastbærende buen induseres i bergmassen under belastning fra forankring,
3. hvordan heftfasthet mellom mørtel og bergmassen bestemmes,
4. og til slutt formulere retningslinjer for dimensjonering av forankringer.

ROCARC prosjektet inkluderer laborietester, felttester og numerisk modellering. Denne masteroppgaven tar for seg punkt 1 og 2 som nevnt i listen over ved å utføre en rekke labforsøk på en to dimensjonal bergmekanisk testrigg som er spesialbygd av NTNU til nettopp dette prosjektet. Oppgaven tar også for seg analyse av resultatene fra labforsøkene og kartlegging av bruddkrater etter fire opptreksforsøk av fjellanker i felt. Formålet er å studere hvordan bergmasser med ulike sprekke mønstre under ulike spenningsforhold, responderer til belastninger fra forankringer ved hjelp av testriggen og målinger fra felt.

2 Teori - Dimensjonering av fjellankere

Fjellankere er lastbærende elementer bestående av et stålstag, stålvaier (lisser) eller kabler som er forspent og festet til bergmassen ved hjelp av en forankringsmekaniske, som vist i Figur 2.1. Ankrene overfører spenninger til materiale de er festet i for å stabilisere større infrastrukturer som blant annet betongdammer (Brown, 2015), ustabile skråninger (Ponomarev mfl., 2017), store strukturer (Koca mfl., 2011) og store haller i fjell (Ding mfl., 2019).



Figur 2.1: Fjellanker med standardkomponenter (Brown, 2015).

Et fjellanker installeres i et ferdig boret borhull og festes til borhullsveggen ved hjelp av mørtel, polyesterpatroner eller mekaniske forankringer. Ankerhodet er festet utenpå borhullsåpningen til en bæreplate som fordeler spenningen på et større område for å forhindre brudd (Hobst og Zajíc, 1983). Lengden mellom ankerhodet og forankringslengden er ikke bundet med borhullsveggen og står fritt til å forlenges av spenningen. Forankringslengden er festet til borhullsveggen. Etter at ankeret er installert og forankringen er klar, blir de ofte spent opp til ønsket kraft (Statens Vegvesen, 2022). Dette kalles etterspente ankere (Standard Norge, 1997). Fjellankere kan variere i størrelse (diameter og lengde), orientering, forankringsmekanisme og korrosjonsbeskyttelse med hensyn til formålet til prosjektet (Brown, 2015).

2.1 Dimensjonering

Internasjonal praksis innen bergteknisk design av fjellankere har stort sett vært uendret siden 1970-tallet (Brown, 2015), foruten om noen endringer som gjelder korrosjon og korrosjonsbeskyttelse (Bruce, 2005). Beregning av stabilitet kan gjøres ut ifra statistiske, empiriske, numeriske eller stereografiske modeller. Stereografiske modeller er blant annet benyttet ved sikring av en statue i Karatepe i den tyrkiske byen Izmir. Her ble metoden bevist at den kan brukes til å bestemme en passende hel-

ningsvinkel ved å vurdere diskontinuitetene i den oppsprukkne bergmassen (Koca mfl., 2011).

Lastoverføringen ved innstøpte strekkforankringer skjer fra stålet via mørtelen til berget (Bergh-Christensen, 2010). Et av hovedelementene ved dimensjonering av strekkforankringer er hvilke spenninger man kan tillate i kontakt mellom stål/mørtel og berg/mørtel. Et annet hovedelement går på å vurdere risiko for brudd i forankringen eller uakseptable deformasjoner i bergmassen. Førstnevnte gir anslag for nødvendig forankringslengde, vurdering av risiko for uakseptable deformasjoner i bergmassen gir anslag på nødvendig forankringsdyp (Bergh-Christensen, 2010).

2.1.1 Dimensjonering i henhold til standarder i Norge

Beregninger for dimensjonering i Norge gjøres ved hjelp av grensetilstandsmetoden (LEM) (Statens Vegvesen, 2022). I tillegg skal det, etter mars i 2010 da Eurokode 7 erstattet NS34XX serien, brukes partialfaktorer ved dimensjonering (NFF, 2020). Eurokode 7 er hovedsakelig utarbeidet av eksperter innen geoteknikk og er derfor noe unøyaktig i forhold til formuleringer og faguttrykk innen bergmekanikk (Nilssen mfl., 2011). På bakgrunn av dette har Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG) utviklet en veileder for å forenkle bruken av Eurokode 7 innen ingeniørgeologi og bergmekanikk. Innføringen av Eurokodene (EN) i 2010 ble utarbeidet av EU kommisjonen og EFTA med formål for å samordne tekniske spesifikasjoner og eliminere tekniske hindringer mellom EU-medlemslandene, hvor Norge deltar gjennom EØS samarbeidet. Eurokodene er et system av prosjekteringsstandarder som har mye til felles med det tidligere systemet vi har hatt i Norge (Nilssen mfl., 2011). Den største forskjellen mellom Eurokodene og den eldre NS34XX serien er at EN systemet krever bruk av partialfaktor som er en sikkerhetsfaktor beregnet for hver enkelt variabel, istedet for en sikkerhetsfaktor basert på totalstabiliteten.

Eurokodene skal fungere i samhold med myndighetenes standarder og dekker blant annet ikke hvilke sikkerhetsnivå som gjelder. Derfor er myndighetenes ansvar å tilpasse sine nasjonale regler slik at Eurokodene kan anvendes og angi verdier som skal gjelde for nasjonen. I Norge er dette oppgitt i Norsk Standard (Standard Norge, 1997).

Det er flere måter å beregne kapasiteten for hver enkelt bruddtype (Bergh-Christensen, 2010). I teksten videre vil disse forklares etter norske metoder, altså Eurokode 7 og Norsk Standard som er oppgitt av Statens Vegvesen (2022). Bruddtypene C og D er mest relevant for ROCARC-prosjektet og vil dermed bli grundigere beskrevet.

2.2 Bruddtyper for fjellankere

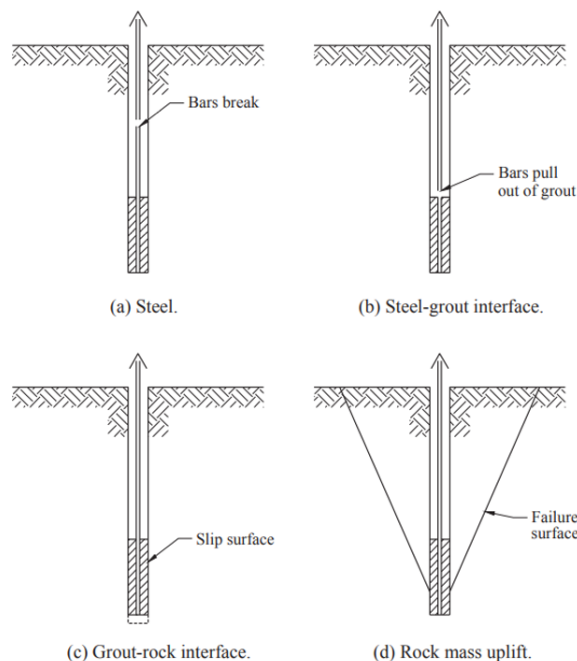
Ifølge prinsippene fra Littlejohn og Bruce (1977), Ismael mfl. (1979) og Brown (2015) er det fire forskjellige typer brudd som kan skje et fjellanker med innstøpning. Hver av bruddtypene må tas hensyn til individuelt med ulike beregninger for å unngå risiko for brudd. De forskjellige bruddformene er illustrert i Figur 2.2.

Hvor,

- (A) brudd i stålet,
- (B) brudd i stål/mørtel,
- (C) brudd i mørtel/berg,
- (D) opptreksbrudd i bergmassen.

Den største strekkbelastningskapasiteten, Q_u , for ankeret er bruddtypen med laveste kapasitet. Som vist i Ligning 2.1, hvor kapasiteten til bruddtypene A, B, C og D er gitt ved Q_{tu} , Q_{tgu} , Q_{rgu} og Q_{ru} (Brown, 2015).

$$Q_u = \min|Q_{tu}, Q_{tgu}, Q_{rgu}, Q_{ru}| \quad (2.1)$$



Figur 2.2: De 4 ulike bruddformene for et fjellanker i en bergmasse: (a) brudd i stålet, (b) stål-mørtel brudd, (c) mørtel-berg brudd, (d) kjegleformet brudd i bergmassen (Brown, 2015).

2.2.1 Brudd i stagmaterialet/lissene (A)

Brudd i stålstaget eller lissene er den mest forutsigbare bruddtypen av alle fire, og er vist i Figur 2.2 (a). Det er på grunn av god forståelse av de mekaniske parameterene til stål (Ismael, 1982). Når et anker blir utsatt for belastning vil stagmaterialet bli påført strekkspenning. Bruddtype (A) forekommer dersom strekkspenningen overstiger deformasjonsegenskapene og strekkfastheten til stålet i ankeret (Xanthakos, 1991). Maksimal strekkfasthet til ankeret er gitt ved arealet av tverrsnittet multiplisert med maksimal strekkfasthet til stålet, som vist i Ligning 2.2 (Brown, 2015).

$$Q_{tu} = \sigma_{tu} \cdot A_t \quad (2.2)$$

hvor Q_{tu} er maksimal strekkapasiteten til ankeret, σ_{tu} er maksimal strekkfasthet til stålet og A_t er tverrsnittet til ankeret (Kim og Cho, 2012). I Norge er man pålagt å følge Eurokode 7 ved dimensjonering mot bruddtype (A). Strekkapasiteten til ankeret er ifølge Eurokode 7 og Norsk Standard gitt ved følgende:

$$R_{i,d} = f_a \cdot \frac{f_{tk}}{1,2\gamma_M} \cdot A_t \quad (2.3)$$

hvor f_a er en reduksjonsfaktor, f_{tk} er karakteristisk strekkfasthet i materialet, γ_M er partialfaktor for materialfasthet og A_t er tverrsnittsareal av stagmaterialet (Statens Vegvesen, 2018). Reduksjonsfaktoren, f_a er satt til 0,7 for permanente stag og 0,9 for midlertidige stag. Partialfaktor for materialfasthet, γ_M , er normalt satt til 1,15 (Statens Vegvesen, 2018).

Det er normalt å disponere den frie ankerlengden slik at brudd i stålet oppstår før opptrekksbrudd i bergmassen (Ismael, 1982). Under installasjon av ankeret er det også vanlig

praksis å prøvelaste ankeret utover det normale. Det blir gjort for å forsikre seg om at lasten er tilstrekkelig, og kan tillate påfølgende lasttap forårsaket av kryping, avspenning og inntrekking (Brown, 2015).

2.2.2 Brudd mellom stagmaterialet og mørtel (B)

Denne bruddmekanismen er generelt den minst kritiske av bruddtypene (Ismael, 1982), og er mest dominerende i harde bergarter (Weerasinghe og Adams, 1997). Grunnet dette er dimensjonering for bruddtype (B) av og til ansett som unødvendig med hensyn til at dimensjonering mot bruddtype (C) alene vil gi mer enn tilstrekkelig forankringslengde (Brown, 2015). Bruddet er vist i Figur 2.2 (b).

Kapasiteten mellom stagmaterialet og mørtelen baserer seg på skjærstyrke fra adhesjon, mekanisk sammenlåsning og friksjon. Det skilles mellom to faser hvor skjærstyrken først består hovedsaklig av adhesjon og mekanisk sammenlåsning før den aksiale forskyvningen oppstår. Når forskyvningen øker gir friksjon det største bidraget til skjærstyrken da adhesjon og mekanisk sammenlåsning overskrides i punkter langs forankringslengden. Det er vanskelig å skille mellom de to fasene (Brown, 2015). Beregning for kapasitet for stag/mørtel er vist i Ligning 2.4

$$Q_{tgu} = 2 \cdot \pi \cdot r_t \int_0^{l_{btg}} \tau_{tgu}(z) \cdot dz \quad (2.4)$$

hvor r_t er radius av stagmaterialet, l_{btg} er lengden med heft mellom stagmaterialet og mørtel, og $\tau_{tgu}(z)$ er skjærstyrken generert i lengde (z) langs forankringslengden hvor $0 \leq z \leq l_{btg}$ (Kim og Cho, 2012). Normalt antas det at lasten overføres jevnt langs hele forankringslengden (Statens Vegvesen, 2022), for å forenkle beregningene (Brown, 2015).

I følge Eurokode 7 bestemmes forankringslengden med Ligning 2.5 hvor det, som nevnt tidligere, antas at lasten overføres jevnt langs forankringen. Heftfastheten til mørtelen divideres med en partialfaktor for materialfasthet på 1,25. Det vil si at en mørtel med karakteristisk heftfasthet på 2,4 MPa, som for eksempel B30, blir dimensjonerende heftfasthet $\tau_{d;stål-mørtel} = 1,9$ MPa.

$$L_{tb} = \frac{P_p}{\tau_{d;stål-mørtel} \cdot d_{ekv} \cdot \pi} \quad (2.5)$$

hvor L_{tb} er nødvendig forankringslengde unngå brudd mellom stål og mørtel, P_p er nødvendig lastkapasitet for ankeret. d_{ekv} , gjelder for både stag og bolter, er diameteren for den samlede bunten med lisser for midlertidige lisseankere og er gitt ved:

$$d_{ekv} = \sqrt{1,2 \cdot n \cdot d_{lisse}} \quad (2.6)$$

hvor n er antall lisser, og d_{lisse} er diameteren til hver enkelt lisse. For permanente ankere installeres lissene med avstandsholdere og summen av enkeltlissenes kapasitet vil kunne benyttes i beregningene. Det vil gi vesentlig kortere forankringslengde og blir ikke dimensjonerende, vist i Ligning 2.7 (Statens Vegvesen, 2022).

$$L_{tb} = \frac{1}{n} \cdot \frac{P_p}{\tau_{d;st\ddot{a}l-m\ddot{o}rtel} \cdot d_{lisse} \cdot \pi} \quad (2.7)$$

2.2.3 Brudd mellom m\dd{o}rtel og berg (C)

Kapasiteten til bruddtype (C) baserer seg p\aa de samme faktorene som ved bruddtype (B) med de to fasene med adhesjon, mekaniske sammenl\aa sning og friksjon. P\aa samme m\aa te bidrar friksjon mest n\aa r aksialforskyvning oppst\aa r (Brown, 2015). Det gir lik beregning for dimensjonering for bruddtype (C) som vist i Ligning 2.8. Denne bruddtypen er mest dominerende i svake bergarter (Weerasinghe og Adams, 1997). Bruddet er vist i Figur 2.2 (c).

$$Q_{rgu} = 2 \cdot \pi \cdot r_g \int_0^{l_{brg}} \tau_{rgu}(z) \cdot dz \quad (2.8)$$

hvor r_g er den ytre radiusen til m\dd{o}rtelen (radiusen til innsiden av borhullet), l_{brg} er forankringslengden med heft mellom m\dd{o}rtel og berg, og $\tau_{rgu}(z)$ er generert skj\aa rstyrke ved lengde (z) langs forankringslengden. Ogs\aa her antas skj\aa rstyrken \aa v\aa re uniform langs heftsonen mellom m\dd{o}rtel og berg, hvor $\tau_{rgu} = konstant$:

$$Q_{rgu} = 2 \cdot \pi \cdot r_g \cdot l_{brg} \cdot \tau_{rgu} \quad (2.9)$$

verdien for τ_{rgu} er normalt basert p\aa type bergart og bergmassens egenskaper og er ofte oppgitt i tabeller fra tidligere uttrekkstester av ankere, hvor de fleste trolig er avledet av de f\dd{o}rste tabellene fra Littlejohn og Bruce (1977) (Brown, 2015; Statens Vegvesen, 2018). If\dd{o}lge Eurokode 7, brukes Ligning 2.10 for \aa dimensjonere forankringslengden. Verdien for dimensjonerende heftfasthet, ($\tau_{d;m\dd{o}rtel-berg}$) er beregnet ved \aa dividere karakteristisk heftfasthet med en partialfaktor for materialfasthet (γ_M) p\aa 1,25. Karakteristiske verdier er oppgitt i tabeller hos Statens Vegvesen. Det forutsettes at m\dd{o}rtelen minst tilfredsstillende fasthetsklasse B30.

$$L_{tb} = \frac{P_p}{\tau_{d;m\dd{o}rtel-berg} \cdot d_{borhull} \cdot \pi} \quad (2.10)$$

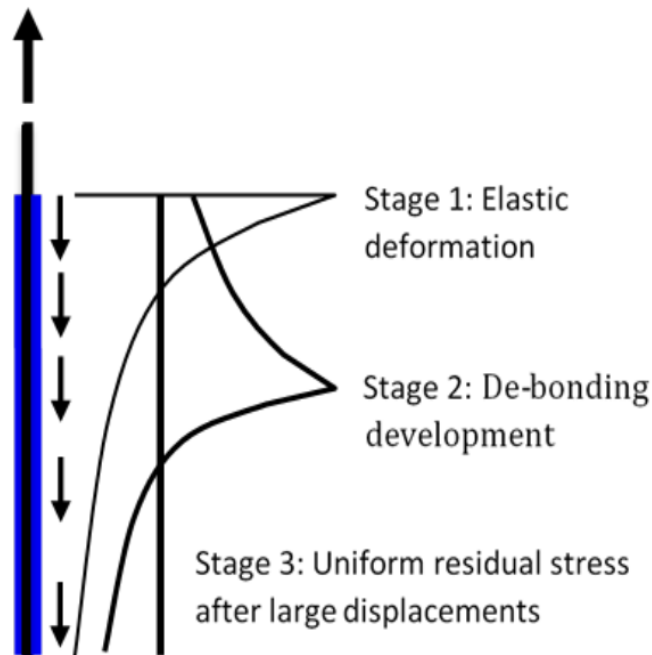
N\aa v\aa rende tabeller for heftfasthet baserer seg p\aa de f\dd{o}rste tabellene publisert av Littlejohn og Bruce (1977) som blant annet inneholder *working bond*, som er beregnet ved \aa dividere karakteristisk heftfasthet med en sikkerhetsfaktor (Littlejohn og Bruce, 1977). I Eurokode 7 beregnes *dimensjonerende heftfasthet* ved \aa dividere karakteristisk heftfasthet med en partialfaktor for materialfasthet, γ_M , som er oppgitt i tabellene oppgitt av Statens Vegvesen. Normalt antas dimensjonerende heftfasthet mellom m\dd{o}rtel og berg til \aa v\aa re omtrent 10% av enaksial trykkfasthet (UCS) til bergmassen opp til 4,2 MPa som er maks (Brown, 2015). Hobst og Zajc (1983) bruker 1/12 av UCS for sterke bergarter.

Utfordringer knyttet til metoder for kapasitetsberegning mot bruddtype (C)
Brown (2015) opplyser at det er flere mangler med standardtiln\aa rmingen n\aa r det gjelder

bruddtype (C) og forsåvidt bruddtype (B), som er verdt å ta hensyn til. Disse vil bli nevnt i de neste avsnittene.

Det ene er, som nevnt tidligere, å anta jevnt fordelt skjærspenninger langs forankringen og gjennomsnittlige heftverdier som ifølge Bruce (1997) kan føre til ekstraordinære og bortkastet lange forankringslengder (Brown, 2015). Det er heller ikke tatt hensyn til eventuelle geologiske strukturer, som kan påvirke styrken til bergmassen lokalt, innstøpningsmetode, borhullets ruhet og diameter, samt type sement i mørtelen som kan ha betydelig påvirkning på skjærstyrken (Haberfield og Baycan, 1997; Brown, 2015; Daddos, 1984).

Det er også ofte antatt at bruddprosessen for bruddtype (C) skjer øyeblikkelig langs hele kontakten (Brown, 2015). Eksperimentelle og numeriske studier har vist at dette ikke gir en nøyaktig beskrivelse av utviklingen av bruddprosessen (Ivanović og Neilson, 2009). I praksis starter bruddet i toppen av kontakten og utvider seg nedover (Grindheim mfl., 2023), og består av minst tre stadier (Pease og Kulhawy, 1984; Park mfl., 2013), vist i Figur 2.3.



Figur 2.3: Tre bruddstadier for brudd mellom mørtel og berg. 1. Pseudo-elastisk deformasjon, 2. bruddutvikling, 3. residuale spenninger (Grindheim mfl., 2023).

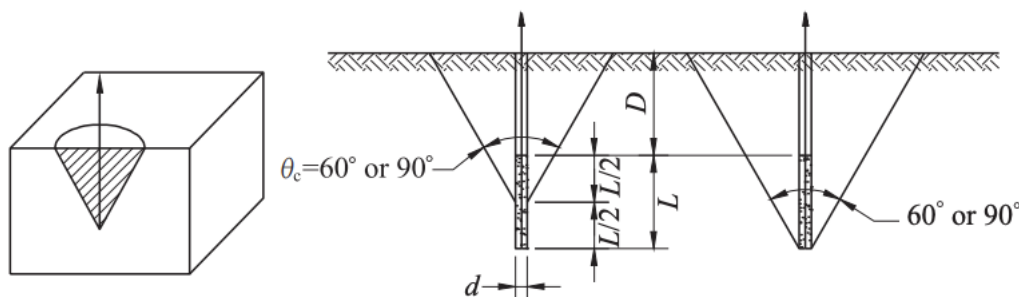
Hvor stadiene er som følger etter rekkefølge:

1. Pseudo-elastisk oppførsel ved små deformasjoner.
2. Bruddutvikling langs kontakten mellom mørtel og berg.
3. Residuale spenninger etter større forskyvninger.

Som illustrert i figuren er skjærspenningen før brudd, størst i starten av kontakten.

2.2.4 Opptreksbrudd i bergmassen (D)

Opptreksbrudd i bergmassen, vist i Figur 2.2 (d), er sannsynligvis den minst tilfredstillende tilnærmingen av design mot brudd. Formen på bruddlegeme dannet av bruddtype (D) er en omvendt kjegle (konusform) hvor spissen peker ned, vist i Figur 2.4 (Littlejohn og Bruce, 1977).



Figur 2.4: Kjegleform geometri brukt i beregninger for kapasitet mot opptreksbrudd i bergmassen for forspente enkelt ankere (Littlejohn og Bruce, 1977; Hobst og Zajíc, 1983; Littlejohn, 1993).

Standardtilnærmingen som er i bruk i dag er ansett som konservativ fra et bergmekanisk perspektiv. Den antar at kapasiteten mot brudd baserer seg hovedsaklig på vekten til den konusformede bergmassen, hvor bergmassen antas å være homogen. Det tas ikke hensyn til at skjærkapasiteten og strekkapasiteten til bergmassen også må overskrides for at det skal dannes brudd (Brown, 2015).

Bruddvinkelen og plasseringen til det konusformede bruddet varierer med bergmassens og forankringens egenskaper. Vanligvis antas bruddvinkelen å være enten 60° eller 90° , hvor 60° gjelder svake bergarter, veldig oppsprukket eller veldig forvitret berg. 90° gjelder for alle andre bergforhold (Hobst og Zajíc, 1983). Det er vanlig at bruddvinkelen måles ved distalenden eller midt på forankringslengden. I noen design måles vinkelen fra proksimalenden av forankringslengden (Brown, 2015).

Kapasiteten for et enkelt fjellanker mot opptreksbrudd i bergmassen, er gitt ved Ligning 2.11. Bruddvinkelen for beregningen er satt til å være midt i forankringslengden, hvor bruddvinkelen θ_c er satt til 60° eller 90° (Brown, 2015).

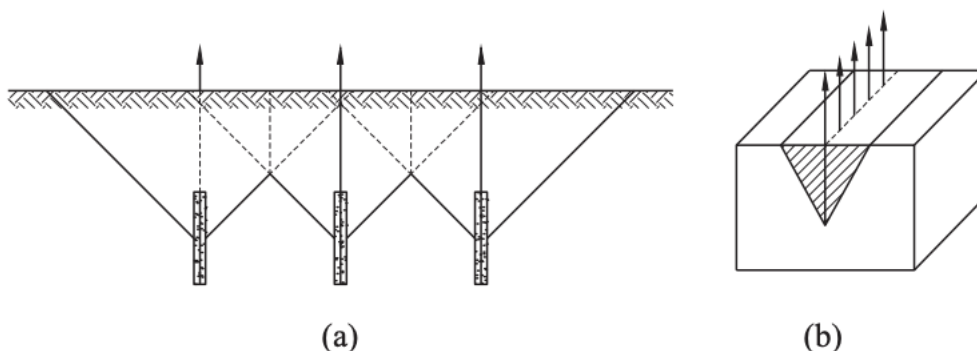
$$Q_{ru} = \frac{1}{3} \cdot \pi \cdot \gamma \cdot \tan^2\left(\frac{\theta_c}{2}\right) \cdot \left(D + \frac{L}{2}\right)^3 \quad (2.11)$$

γ er tyngdetettheten til bergmassen, D er dybden fra overflaten til toppen av forankringslengden, og L er forankringslengden. L er funnet ved bruk av Ligning 2.8 som er beregningen brukt for heftfastheten mellom mørtelen og berg. Ved Ligning 2.11 er det normalt å påføre en sikkerhetsfaktor på 2 og regne ut med hensyn til L (Brown, 2015).

I praksis installeres ankere ofte i rekker/rader med kort avstand mellom hverandre. I slike tilfeller vil bruddkjeglene overlappe slik som vist i Figur 2.5, hvor kapasiteten til hvert enkelt anker er redusert. Beregningene gitt denne situasjonen er vist i Ligning 2.12.

$$Q_{ru} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\gamma}{s} \left(D + \frac{L}{2}\right)^2 \cdot \tan \frac{\theta_c}{2} \quad (2.12)$$

hvor s er avstanden mellom ankerene langs raden og Q_{ru} er ofte satt til $2Q_{r,gu}$ med sikkerhetsfaktor på 2 (Brown, 2015).



Figur 2.5: En singel ankerrekke som overlapper hverandre. Hvert anker har lavere kapasitet sammenlignet med et anker som står alene (Brown, 2015). (a) Vertikal perspektiv langs ankerrekken (Littlejohn, 1993), (b) et forenklet trekantet tverrsnitt normalt på rekken (Hobst og Zajíc, 1983).

Noen forfattere og myndigheter tar hensyn til strekk- eller skjærstyrke til bergmassen, generelt gjennom bruken av antatte verdier for bergmassens strekkfasthet, skjærfasthet eller kohesjon (Hobst og Zajíc, 1983; Kim og Cho, 2012). De estimerte verdiene brukes enten i stedet for, eller i tillegg til kapasiteten mot opptreksbrudd gitt av vekten til den kjegleformede bergmassen. Kim og Cho (2012) antydte at strekkkapasiteten på bruddflaten til bergkjeglen, vist i Figur 2.4, er gitt ved:

$$f_r = \frac{\sigma_{tr} \cdot \pi \cdot D_c^2 \cdot \tan\left(\frac{\theta_c}{2}\right)}{\cos\left(\frac{\theta_c}{2}\right)} \quad (2.13)$$

hvor σ_{tr} er strekkstyrken til bergmassen og D_c er dybden til bergkjeglen, som er lik $D+L/2$ i Figur 2.4. Kravet for tilstrekkelig ankerkapasitet er at f_r er større enn belastningene som blir påført ankeret multiplisert med ønsket sikkerhetsfaktor. Det stilles spørsmål til denne tilnærmingen om den fysiske betydningen til den antatte parameteren σ_{tr} , og hvordan best anta nøyaktig verdi. I en alternativ tilnærming foreslo Weerasinghe og Adams (1997) heller bruk av skjærstyrken til bergmassen. Skjærstyrken til bergmassen kan tilbakeregnes ved hjelp av opptrekkstesting på stedet (Weerasinghe og Adams, 1997).

Britisk Standard (1989) viser til beregningsmetoden med vekt på berg og eventuelle overliggende løsmasser som stabiliserende krefter. Bruddvinkelen velges til 60° eller 90° avhengig bergmassekvaliteten, hvor vekten av overliggende løsmasser medregnes som en vertikal sylinder med diameter tilsvarende diameteren til bruddoverflaten. Kjeglenspissen plasseres på et dyp tilsvarende midten av forankringslengden i bergmassen (Bergh-Christensen, 2010).

I følge U.S Army Corps of Engineers (1994) antas formen på bruddlegemet for enkelt ankere å være en omvendt kjegle og for en ankerrekke antas formen å være en trekantet prisme langs rekken, i likhet med de fleste andre tilnærmingene mot bruddtype (D). Bruddvinkelen antas å være 90° uansett bergmassekvaliteten. For godt massivt berg beregnes motstanden mot utrivning ved at kjegle-/prismeplanet mot berg multipliseres med en kohesjonsfaktor. For alle andre tilfeller regnes vekten av bergkjeglen og eventuelle overliggende løsmasser å være den stabiliserende lasten (Bergh-Christensen, 2010).

I følge Eurokode 7 baserer beregningene mot bruddtype (D) seg på fasthet mot skjærbrudd i berget, og tar ikke hensyn til tyngdetettheten til bruddkjeglen eller eventuelle overliggende løsmasser. Gjennom fullskalaforsøk viser det seg at bruddlegemet, også her, har en konusaktigform. På bakgrunn av dette vil borelengden i berg til et enkelt anker kunne utledes av Ligning 5.3 som er basert på en karakteristisk heftfasthet langs bruddlegemets overflate (Statens Vegvesen, 2018).

$$\lambda = \sqrt{\frac{\gamma_M \cdot P_p \cdot \cos \psi}{\tau_k \cdot \pi \cdot \tan \psi}} \quad (2.14)$$

hvor λ er borelengden i berg, P_p er prøvelast per anker i kN, γ_M er en materialfaktor (vanligvis ≥ 2 , avhengig bergkvalitet), ψ er bruddvinkelen og τ_k er bergmassens karakteristiske heftfasthet på bruddplanet i kPa. Til støtte for valg av bruddvinkel til bergmassen, anvendes Tabell 2.1. Siden bruddplanene vanligvis ikke er mulig å inspisere visuelt, baserer antagelsene på sprekkemønster fra kjerneboring og/ eller informasjon fra nærliggende områder (Statens Vegvesen, 2022).

Når det gjelder ankere installert i rekker, er den nødvendige borelengden gitt ved Ligning 2.15 (Statens Vegvesen, 2018; Bergh-Christensen, 2010).

$$\lambda = \frac{-(\eta - 1) \cdot D \pm \sqrt{(\eta - 1)^2 \cdot D^2 + \pi \cdot \sin \psi \cdot \frac{\eta \cdot P_p \cdot \gamma_M}{\tau_k}}}{\pi \cdot \tan \psi} \quad (2.15)$$

hvor η er antall ankere, D er avstanden mellom ankrene, og P_p er last per stag (Statens Vegvesen, 2018).

Tabell 2.1: Tabell til støtte for veiledende verdier for heftfasthet og bruddvinkel avhengig av bergmassens styrke og oppsprekningsgrad (Statens Vegvesen, 2022).

Beskrivelse av bergart	Heftfasthet på bruddplan, τ_k (kPa)	Bruddvinkel ψ (°)
Meget godt berg, ett sprekkesett med sporadiske sprekker, bergmassens trykkfasthet 50 MPa.	100 - 200	$\psi_{maks} \leq 45^\circ$
Bergmasser med to sprekkesett og sporadiske sprekker, bergmassens trykkfasthet 15 – 50 MPa.	50-100	$\psi_{maks} \leq 40^\circ$
Tre sprekkesett med sporadiske sprekker, men mindre enn 20 sprekker pr. m ² , bergmassens trykkfasthet 15 MPa.	50	$\psi_{maks} \leq 30^\circ$

Ved veldig oppsprukket berg vurderes sementinjeksjon i bergmassen. På grunn av høy usikkerhet når det kommer til heftfastheten langs bruddplanet og kombinasjonen mellom friksjon langs eksisterende sprekkeplan og rent skjær i bergmassen, anvendes en relativt høy materialfaktor. Dersom bergmassens kvalitet er grundig undersøkt på grunn av blottlagte overflater, kan $\gamma_M = 2$ benyttes, i andre tilfeller benyttes $\gamma_M = 3$.

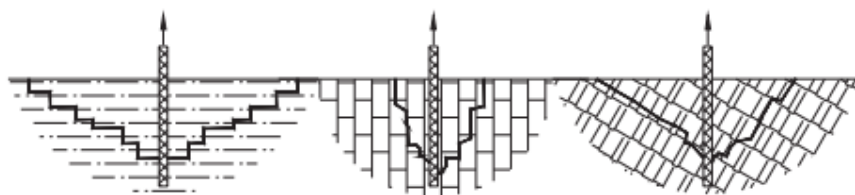
Problemer knyttet til metoder for kapasitetsberegning mot bruddtype (D)

Som nevnt tidligere inneholdt tilnærmingene for kapasitetberegning mot bruddtype (B) og (C) flere mangler, det samme gjelder for bruddtype (D) fra et bergmekanisk perspektiv. Disse blir diskutert i de neste avsnittene.

For å kunne beregne for kapasitet mot bruddtype (D) er det nødvendig å ha kunnskap om hvordan spenningene overføres og fordeles i bergmassen ved belastning fra et anker eller en ankerrekke. Stressfordelingen rundt et dypt og etterspent anker forventes å være kompleks og ujevn. Fordelingen rundt forankringslengden er spesielt kompleks og kan variere med endringer i bergart, orientering av sprekkesystem og diskontinuiteter (Brown, 2015).

Ved tunneldrift i en blokkholdig bergmasse er det kjent at vekten til den overliggende massen kan danne en sone med økt spenning over tunneltaket (Hobst og Zajíc, 1983). Denne sonen er ofte referert til som en *spenningbue* eller *kompresjonsbue* som bidrar til å stabilisere bergmassen ved å overføre belastninger til siden av tunnelåpningen. En trykkbue kan også dannes kunstig ved å bruke fjellankere eller fjellbolter til å forspenne bergmassen (Li, 2017). Dette konseptet er godt etablert i tunnelpraksis, men blir ikke tatt hensyn til ved opptrekk av forankringer. Et av hovedmålene til ROCARC prosjektet er å undersøke effekten av spenningsbuer har på kapasiteten til bergmassen mot opptrekk av forankringer.

Dados (1984), Wyllie (1999) og andre har vist hvordan horisontal lagdeling eller oppsprekking kan ha stor påvirkning på kapasiteten til bergmassen. Det samme gjelder diskontinuiteter med helning, hvor bruddlegemets geometri kan bli påvirket ved å øke eller redusere bruddvinkelen til bruddkjeglen (Brown, 2015). Generelt er bergmasser med diskontinuiteter orientert normalt på forankringsaksen mest ønskelig, og minst ønskelig er diskontinuiteter orientert parallelt med ankeret (Hobst og Zajíc, 1983). Figur 2.6 viser hvordan ulike orienteringer på diskontinuiteter påvirker bruddlegemets geometri for grunne fulltinnstøpte ankere.



Figur 2.6: Påvirkningen av diskontinuiteter for grunne fulltinnstøpte forankringer (Wyllie, 1999).

For dypere fjellankere har det blitt foreslått at strukturene til bergmassen nært overflaten ikke kan ha like betydelig påvirkning på geometrien til bruddlegemet. Derfor er antagelsene om en bruddvinkel på 90° ikke aktuelt. Da heller forholdet mellom den frie lengden og forankringslengden påvirker geometrien. Desto større forholdet er eller desto dypere ankeret er installert, desto mindre sannsynlig er det at den koniske opptrekksmekanismen vil kontrollere bruddmekanismen til ankeret (Brown, 2015).

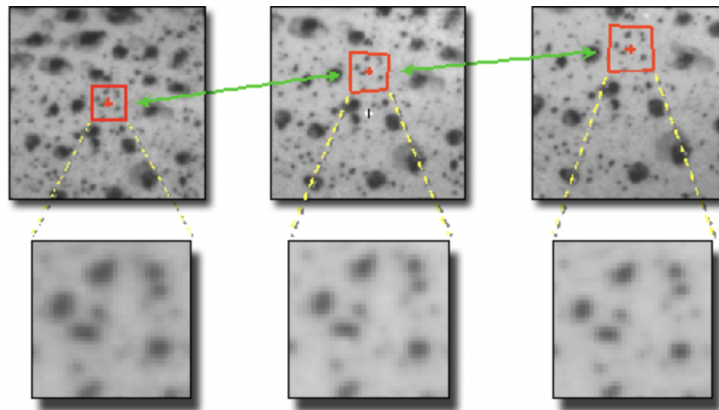
Det er liten forståelse for hvordan bergmassen mobiliseres ved høykapasitets fjellankere. Standard praksis er stort sett uendret de siste 40 år. De fremskrittene som har blitt gjort, er stort sett innen design og produksjon av lisseankere (Panton mfl., 2015).

2.3 Digital Image Correlation, DIC

Digital Image Correlation (DIC) er en enkel, ikke-kontakt optisk analysemetode for å måle deformasjon og bevegelse i et objekt, ved å analysere digitale bilder av objektet. DIC fungerer ved å ta bilder av et objekt, før og etter en deformasjon eller bevegelse har funnet sted. Programmene som brukes til DIC sammenligner disse to bildene ved hjelp av avanserte algoritmer, som deler objektet inn i flere små seksjoner, for å registrere piksel-for-piksel bevegelse og deformasjon i objektet. Dette gir en detaljert visualisering av hvordan objektet har endret seg og kan brukes til å bestemme spenninger, belastninger og andre mekaniske egenskaper ved objektet (Correlated Solutions Inc, 2022a). I dette tilfelle er metoden brukt for å analysere deformasjonene i en blokkmodell når den utsettes for spenninger.

DIC analyser er vanligvis brukt innenfor materialvitenskap og ingeniørfag for å undersøke mekaniske egenskaper og oppførsel av materialer og strukturer under belastning, som kan brukes til å forbedre design av ulike systemer og produkter. Metoden har gjentatte ganger vist seg å være nøyaktig sammenlignet med *Linear variable differential transformer* (LVDT), belastningsmålere og *Finite element analysis* (FEA) modeller gjennom flere år (Simscale, 2023; TE Connectivity, 2023). Det er den nåværende bransjeledende optiske målemetoden over hele verden (Correlated Solutions Inc, 2022a).

For at dette skal fungere er det viktig at hver seksjon består av et unikt mønster med høy kontrast og ikke er repeterende eller er isotropisk (Correlated Solutions Inc, 2022b). I dette tilfellet er det malt en hvit bakgrunn med sorte prikker som er påført tilfeldig. Eksempel på slikt mønster er vist i Figur 2.7, som også er vist i praksis i Figur 3.1.



Figur 2.7: Eksempel på et mønster som spores ved hjelp av bildegjenkjenning (Correlated Solutions Inc, 2022a).

Det er også viktig å ha rett størrelse på prikkene i mønsteret for optimal kvalitet. Dersom prikkene er for store kan dette ende opp i at seksjonene, som overflaten til objektet deles opp i, er dekket i en farge. Det fører til at alle seksjonene, hvor dette er tilfelle, matcher med hverandre og det blir umulig å spore bevegelsene. Dette kan kompenseres ved å øke størrelsen på seksjonene på bekostning av oppløsning (Correlated Solutions Inc, 2022b).

Dersom det er omvendt og mønsteret blir for lite, kan oppløsningen til kameraene ikke være nok til å representere ett nøyaktig resultat. Dette fenomenet er bedre kjent som foldingsfeil. Selv om bevegelsen til objektet er jevn kan det forekomme som oppstykket når kameraene samhandler med sensorpikslene. Resulterende bilder viser ofte et såkalt

moiré-mønster. Den mest optimale størrelsen på mønsteret er 3-4 prikker per seksjon (Correlated Solutions Inc, 2022b).

DIC systemet som ble brukt i dette prosjektet var *Vic-3D* fra *Isi-sys* med tilhørende maskinvare og programvare (Isi-sys, 2023). Programvarene er kalt *Vic-snap* og *Vic-3D* hvor en kan styre innstillinger for bildetaking, og den andre brukes til analyse.

3 Metode og utstyr - ROCARC rigg med simulert bergmasse og ulike oppsprekkingsmønstre

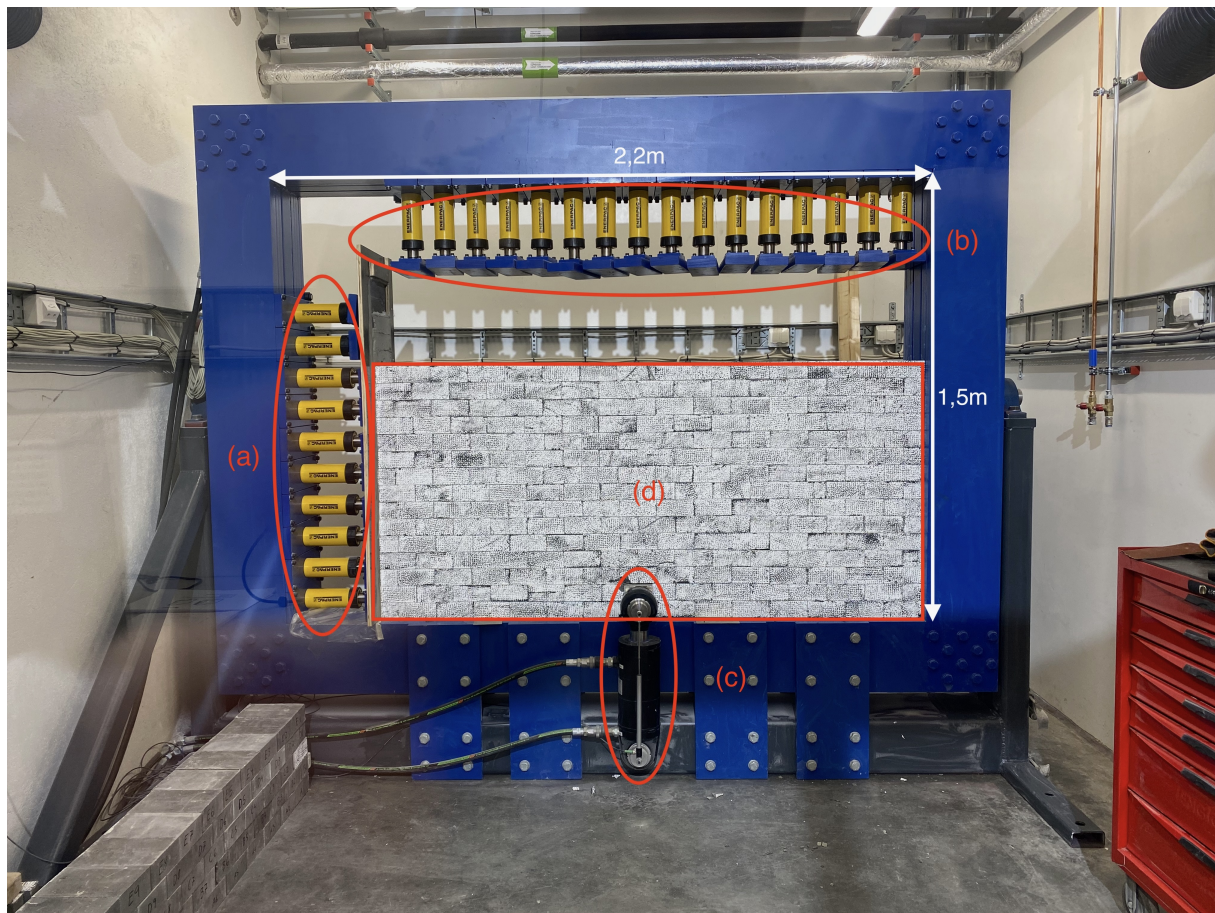
I denne seksjonen blir metode, utstyr og oppsett for labforsøkene og feltforsøket beskrevet. Målet for forsøkene var å simulere opptrekk av forankringer i bergmasser med ulike sprekke mønstre under ulike spenningsforhold for å kunne studere hvordan kapasiteten til bergmassen påvirkes. Dette utførtes ved hjelp av en egendesignet bergmekanisk rigg med tilhørende programvare, ulike blokkmodeller, to DIC kamera som dokumenterte deformasjoner og bevegelser.

I feltforsøket ble dette testet i praksis med fire korte fullinnstøpte forankringer, hvor to av forankringene var 1 m og de andre to var 1,5 m. Denne oppgaven tar kun for seg analysen av bruddformene og -vinkelene som ble observert og målt. Formålet med feltforsøket var å kunne sammenligne resultatene med resultatene fra labforsøkene. Sammenligningen blir gjort senere i oppgaven i Kapittel 5.

3.1 Testrigg, testmateriale og oppsett

3.1.1 ROCARC riggen

Testriggen som ble brukt i labforsøkene er selvdesignet og laget ved IGP, NTNU for ROCARC prosjektet. Komponentene til riggen er vist i Figur 3.1 med totalt 26 hydrauliske stempel og to hydrauliske sylindere som brukes til å påføre spenninger til testmaterialet som ble plassert i riggen. Størrelsen på riggen er 2,2 meter bred og 1,5 meter høy, målt fra innsiden av stålrammen.



Figur 3.1: ROCARC Riggeren, hvor (a) 10 hydrauliske stempler som påfører in-situ horisontalspenninger, (b) 16 hydrauliske stempler som påfører topptrykk, (c) to hydrauliske sylindere, og (d) 0,9m vegg med testmateriale bestående av betongblokker (belegningsstein).

De hydrauliske stemplene på siden, Figur 3.1 (a), påfører kraft horisontalt og simulerer horisontal in-situ spenning. Stemplene på toppen, Figur 3.1 (b), påfører kraft vertikalt og simulerer et større forankringsdyp. De hydrauliske sylindrerne nede i midten av rammen, Figur 3.1 (c), påfører trykk til ankerblokkene (Figur 3.2) som igjen påfører vertikalkraft på blokkmodell-veggen og simulerer opptrekk av forankring.



Figur 3.2: Ankerblokk av stål som styres av trykk fra de hydrauliske sylindrene og simulerer opptrekk av forankring. Ekstensometer er vist ytterst på sylindren.

Som tidligere nevnt påføres ankerlasten til bergmassen gjennom skjærspenningen ved heftfastheten mellom stål-mørtel og mørtel-berg. I forsøkene utført i dette prosjektet var det ankerblokkene, ved hjelp av de to hydrauliske sylindrene, som påførte den simulerte bergmassen belastninger, ikke et anker som i realiteten. Intensjonen med testene var å studere oppførselen og bruddegenskapene til en blokkholdig bergmasse under en konsentrert ankerlast, ikke oppførselen til kontaktene. Effektene vil være de samme uavhengig av om ankerlasten påføres ved trekk eller kompresjon, forutsatt at retningene til lastene på fjellankeret er de samme. For å forenkle lasteprosedyren ble det derfor besluttet å konstruere oppsettet slik at ankerlasten påføres ved å presse en stålblokk oppover fra bunnen av den simulerte bergmassen (Grindheim mfl., 2022).

De horisontale kreftene (kN) som ble påført blokkmodell-veggen ble omregnet til spenninger (MPa). Dette ble gjort ved å dividere påført kraft på arealet som kraften er fordelt på, som vist i Ligning 3.1.

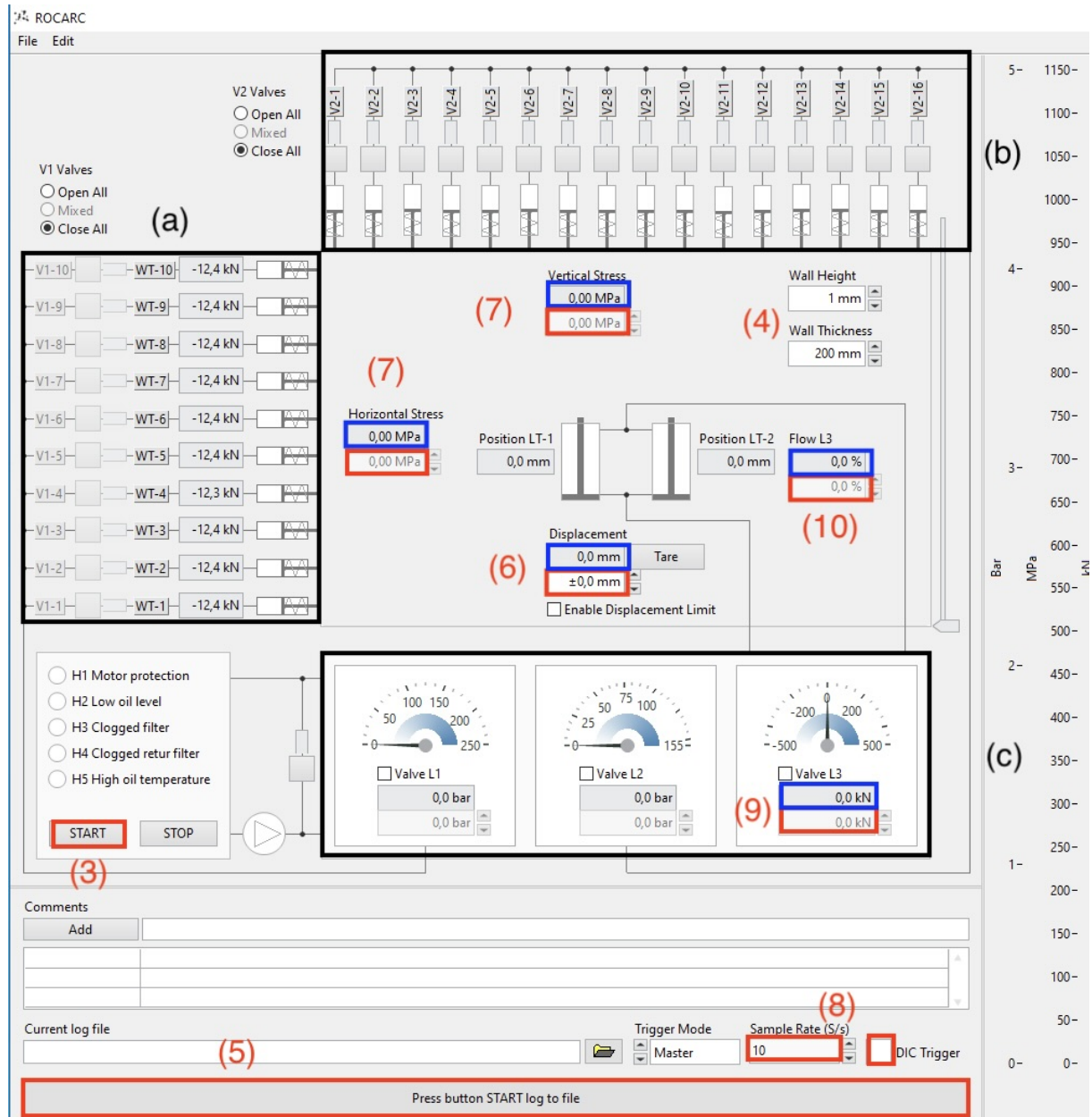
$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (3.1)$$

hvor σ er spenninger (MPa), F er påført kraft og A er arealet. Bredden til arealet hvor kraften ble påført var alltid 190mm, mens lengden varierte med høyden til veggen.

Riggen er servostyrt og blir styrt av programvaren som vist i Figur 3.3. Komponentene til riggen beregnet kraft og spenninger ut i fra oljetrykket i stemplene og sylindrene. Alt av målinger fra testene ble logget til fil med en frekvens på 5 Hz for vanlige tester og 10 Hz for bruddtestene. Under forsøkene er det brukt *flow control* med *force limit*. Det vil si at alle forsøk er utført med konstant deformasjonshastighet på 0,5 mm/s med en øvre kraftbegrensning på 50 kN, utenom bruddtestene. For bruddtestene ble det ikke satt noen kraftbegrensninger.

Det tilhørende programmet til riggen er vist i Figur 3.3. De røde boksene er hvor en plotter inn ønsket input og de blå boksene viser registrert output. De svarte boksene kontrollerer: (a) de hydrauliske stemplene på siden, (b) de hydrauliske stemplene på toppen, (c) de hydrauliske ventilene og input data til de hydrauliske stemplene på siden (Valve L1), på toppen (Valve L2) og de hydrauliske sylindrene (Valve L3). De røde tallene følger rekkefølgen for utførelse av test som beskrives i Seksjon 3.2.2.

3 METODE OG UTSTYR - ROCARC RIGG MED SIMULERT BERGMASSE OG ULIKE OPPSPREKKINGSMØNSTRE



Figur 3.3: Programvare for ROCARC rigger. Røde tall følger rekkefølgen til utførelse av test, og røde bokser viser hvor man plottes inn input. Blå bokser viser registrert output. (a) Kontrollerer hydrauliske stemplene på siden, (b) kontrollerer de hydrauliske stemplene på toppen, (c) ventilene til rigger.

3.1.2 Testmateriale

Betongblokkene som er brukt er belegningsstein av typen Asak Hagemur toppstein (Asak, 2023). Original størrelse på blokkene var 270 mm × 200 mm × 60 mm (lengde × bredde × høyde). Før testene ble blokkene kappet til 190 mm × 130 mm × 60 mm ved bruk av en bordsag. Dette ble gjort for å få bedre kontakt mellom blokkene og for å få en jevn overflate å male DIC-mønster på. I tillegg ble blokkene kappet til på sidene av veggen, og rundt ankerblokken, slik at mønsteret fikk forbli så likt som mulig ut i kantene. Dette er vist i Figur 3.7 - 3.11.

Med utstyret som var tilgjengelig var det umulig å kappe testmateriale helt perfekt, noe som resulterte i små ujevnheter i blokkene og dette førte til at lagene i veggen ble litt ujevne mot stemplene. For å forsikre om at alle sidestemplene var i kontakt med veggen

ble det brukt sementbasert flislim (støyp), som illustrert i Figur 3.4. Treplata ble brukt til å kunne legge press på og for å få fordelt støypen. Ideelt sett skulle den blitt fjernet for forsøkene, men det ble ikke gjort siden støypen hang så godt til plata.



Figur 3.4: Treplate med støyp for en jevn overflate mellom veggen og stemplene.

Betongblokkene ble testet i ingeniørgeologisk laboratorium ved IGP for å måle de mekaniske egenskapene til testmaterialet. Det ble gjennomført fire UCS tester på fire sylindriske prøver boret ut fra betongmateriale med 49mm i diameter. UCS testene ble utført som beskrevet i Bieniawski og Bernede (1979). Under testene ble de aksiale og radielle tøyningene målt for å beregne Young's modulus (E) og Poisson's ratio (ν). Enaksial trykkfasthet ble målt til 43 MPa, Young's modulus til 23 GPa, og Poisson's ratio 0,22. I tillegg ble det utført Brasiltest i henhold til ISRM standarden (ISRM, 1978). Brasiltesten målte gjennomsnittlig strekkfasthet til å være 4,19 MPa med et standardavvik på 0,44.

3.1.3 Instrumentering

Instrumenteringen som ble brukt under forsøkene besto av to DIC kamera, vist i Figur 3.5 (a), ekstensometere og trykkmålere. DIC kameraene var eksternt utstyr, mens ekstensometerne og trykkmålerne var festet på stemplene og sylindrene som en del av ROCARC riggen. Dataene fra disse ble brukt i styringssystemet.

DIC kameraene ble satt opp med riktig vinkel og avstand fra testriggen slik at hele riggen ble med i bildet. Samtidig ble det sørget for at avstanden ikke ble for stor slik at risikoen for tap av romlig oppløsning ikke oppstod. DIC kameraene målte tøyning og deformasjon i testmateriale under testene med en frekvens på 5 x 2 bilder i sekundet for alle normale tester. For bruddtestene ble frekvensen satt til 10 x 2 bilder i sekundet. Alle bildene ble derimot ikke brukt under analysen av testene. Antall bilder som ble analysert var avhengig av hvilken type test som ble utført og totalt antall bilder. Dersom testen gikk sakte, ble det veldig mange bilder totalt. Da ble færre bilder analysert som kompensasjon.

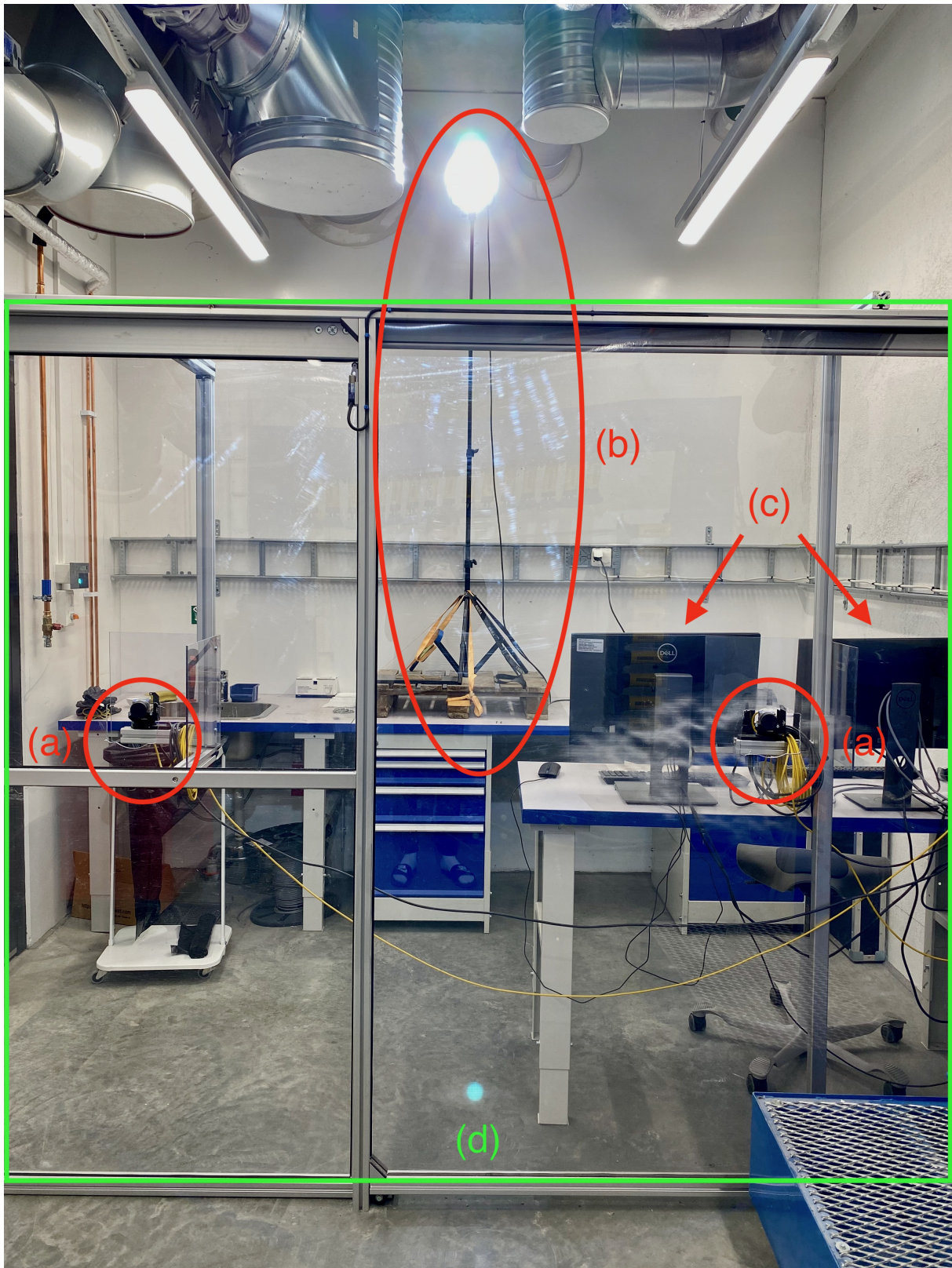
Trykkmålerne og ekstensometerne som var festet på de hydrauliske stemplene og sylindrene gjorde det mulig å måle kreftene som ble påført under testene og forskyvningen til ankerblokka. Kraften som ble påført ble beregnet ved å multiplisere trykket med arealet inni komponentene som vist i Ligning 3.2.

$$F = P \cdot A \tag{3.2}$$

hvor P er trykk.

3.1.4 Oppsett og forberedelser til test

I tillegg til ROCARC riggen ble det tatt i bruk ekstra utstyr. Oppsettet for disse er vist i Figur 3.5. Det besto av ekstra belysning (b), to datamaskiner, (c), og en glassdør (d). Datamaskinen til venstre i bildet inneholdt programvaren til testriggen, og ble brukt til å utføre selve testene. Den til høyre inneholdt programvarene til DIC utstyret. Glassdøra var laget av pleksiglass og var et HMS tiltak. Døra var nødt å være lukket før det var mulig å utføre en test på grunn av en sensor i dørkarmen. Det hydrauliske aggregatet, vist i Figur 3.6, sørget for å generere og distribuere hydraulisk kraft til ROCARC riggen.



Figur 3.5: Oppsett og tilleggsutstyr som er brukt til testene. Bildet er tatt fra testriggen, hvor (a) er to DIC kamera, (b) ekstra belysning, (c) to datamaskiner til ROCARC og DIC programvare, og (d) sikkerhetsdør laget av pleksiglass for HMS.



Figur 3.6: Det hydrauliske aggregatet og to koblingskap med alt det elektriske.

Før hver nye blokkmodell-vegg (blokkmønstre), var det en rekke forberedelser som måtte gjøres før og under bygging av vegg. Forberedelsene før forsøkene er listet i rekkefølge, og er:

1. kappe betongblokkene til riktig størrelse (190mm × 130mm × 60mm),
2. male blokkene hvite, og deretter malte på svart DIC mønster,
3. bygge opp veggen med ønsket mønster og tilpasse blokkene rundt ankerblokkene og på sidene,
4. feste treplata med støyp på siden til de hydrauliske stemplene og ventet til dette var herdet
5. og, til slutt ble DIC kameraene kalibrert fysisk, som beskrevet i Correlated Solutions Inc (2022b), før alt var klart for test.

3.2 Testplan og gjennomføring av forsøk

3.2.1 Testmatrise

Testene er utført etter en planlagt testmatrise for fem ulike blokkmønstre som simulerer ulike oppsprekkingsmønstre i en bergmasse. Testmatrisen vist i Tabell 3.1, gjaldt for alle forsøkene som ikke var til brudd for hvert enkelt blokkmønster.

Tabell 3.1: Testmatrise for ROCARC forsøkene.

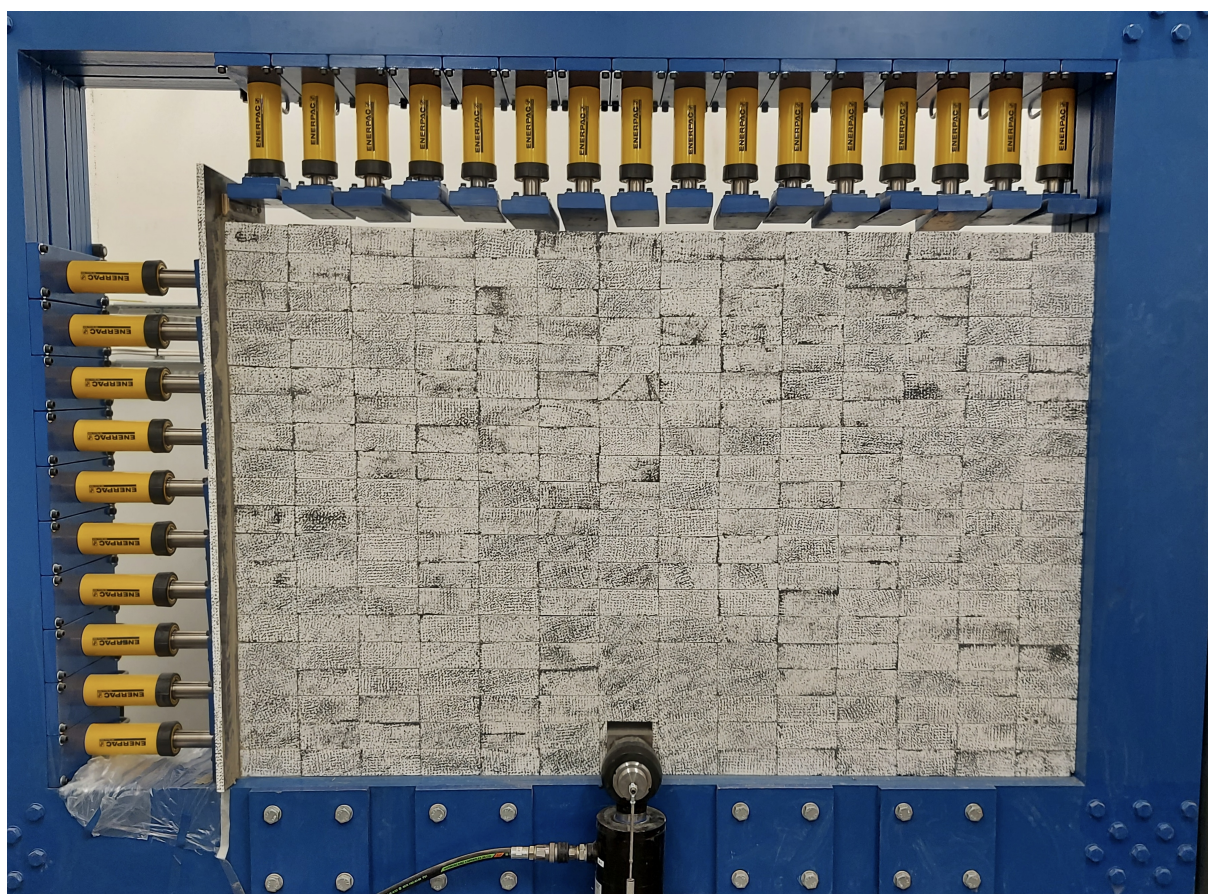
		Høyde (m)				
		0.6	0.9	1.2	1.2*	1.2**
Sidetrykk (MPa)	0	Test 17	Test 13	Test 1	Test 5	Test 9
	0.1	Test 18	Test 14	Test 2	Test 6	Test 10
	0.5	Test 19	Test 15	Test 3	Test 7	Test 11
	1	Test 20	Test 16	Test 4	Test 8	Test 12
	* + 0.06 MPa vertikalspenning, ekv. 4 m overdekking.					
** + 0.15 MPa vertikalspenning, ekv. 8 m overdekking.						

Spenningen som er påført veggen på 1,2 meter er topptrykk fra de hydrauliske stemplene. Topptrykket er beregnet ut fra tettheten til betongblokkene, og påført med tilsvarende trykk for å simulere en vegg som er høyere 1,2 meter. En vegg på 4 meter tilsvarer 0,06 MPa i topptrykk, og 8 meter tilsvarer 0,15 MPa med en fysisk vegg på 1,2 meter som utgangspunkt. I prinsippet kan forankringsdypet simuleres til å være flere hundre meter dypt ved å påføre større kraft fra toppstemplene.

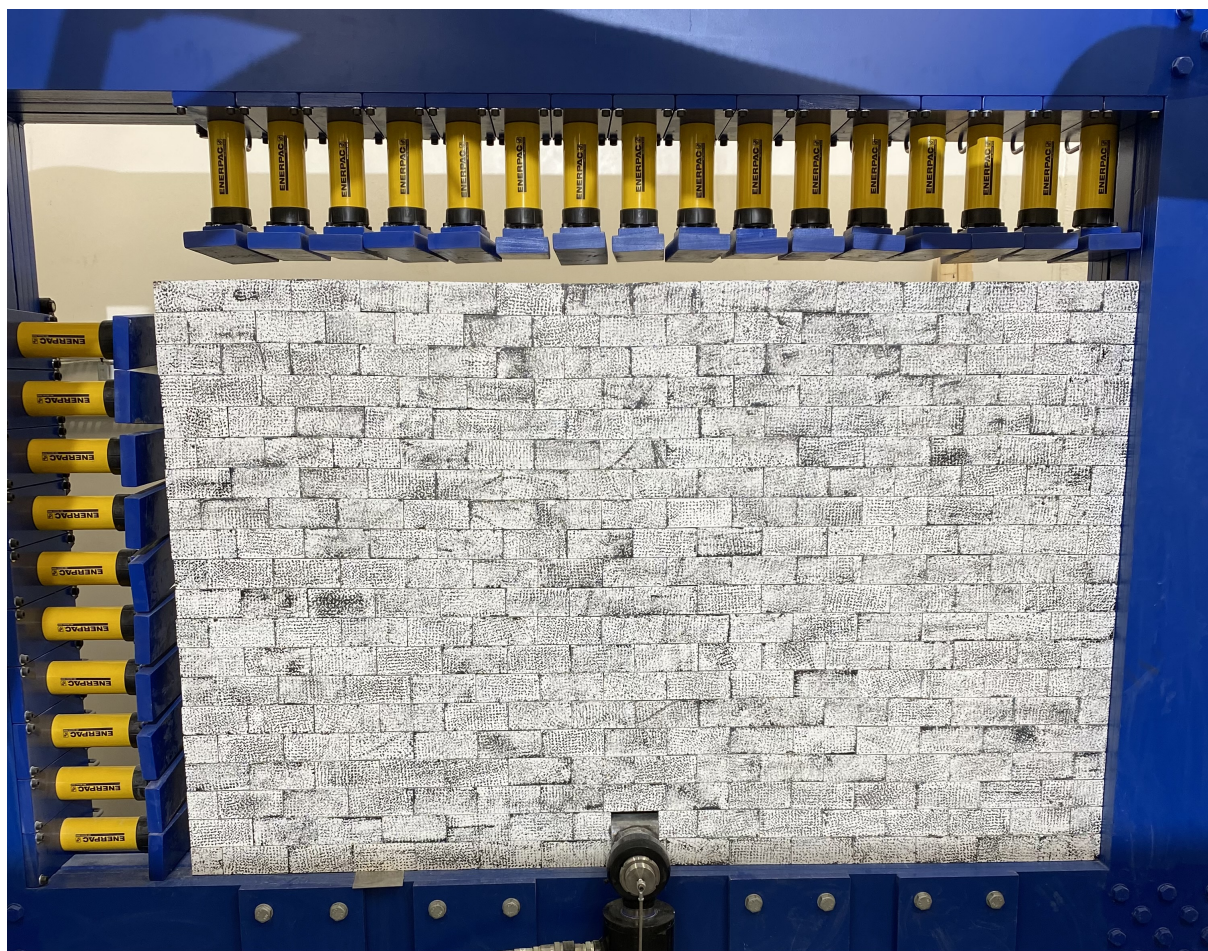
Totalt er det gjennomført 105 tester med fem ulike blokkmønstre, fem ulike høyder for fire ulike sidetrykk, og fem bruddtester. De fem ulike blokkmønstrene som er testet, er listet opp under og vist i Figur 3.7 - 3.11. De ulike oppsprekkingsmønstrene vil heretter bli referert til som *Blokkmønster 1, 2, 3, 4 og 5*. Listen under forklarer sprekemønstrene brukt i de ulike blokkmønstrene.

1. Sprekker som er kontinuerlige horisontalt og vertikalt (Figur 3.7),
2. kontinuerlige sprekker horisontalt med diskontinuerlige sprekker vertikalt (Figur 3.8),
3. diskontinuerlige sprekker horisontalt og kontinuerlige sprekker vertikalt (Figur 3.9),
4. skråstilte sprekker med en vinkel på 25° som er kontinuerlige horisontalt og diskontinuerlige vertikalt (Figur 3.10), og

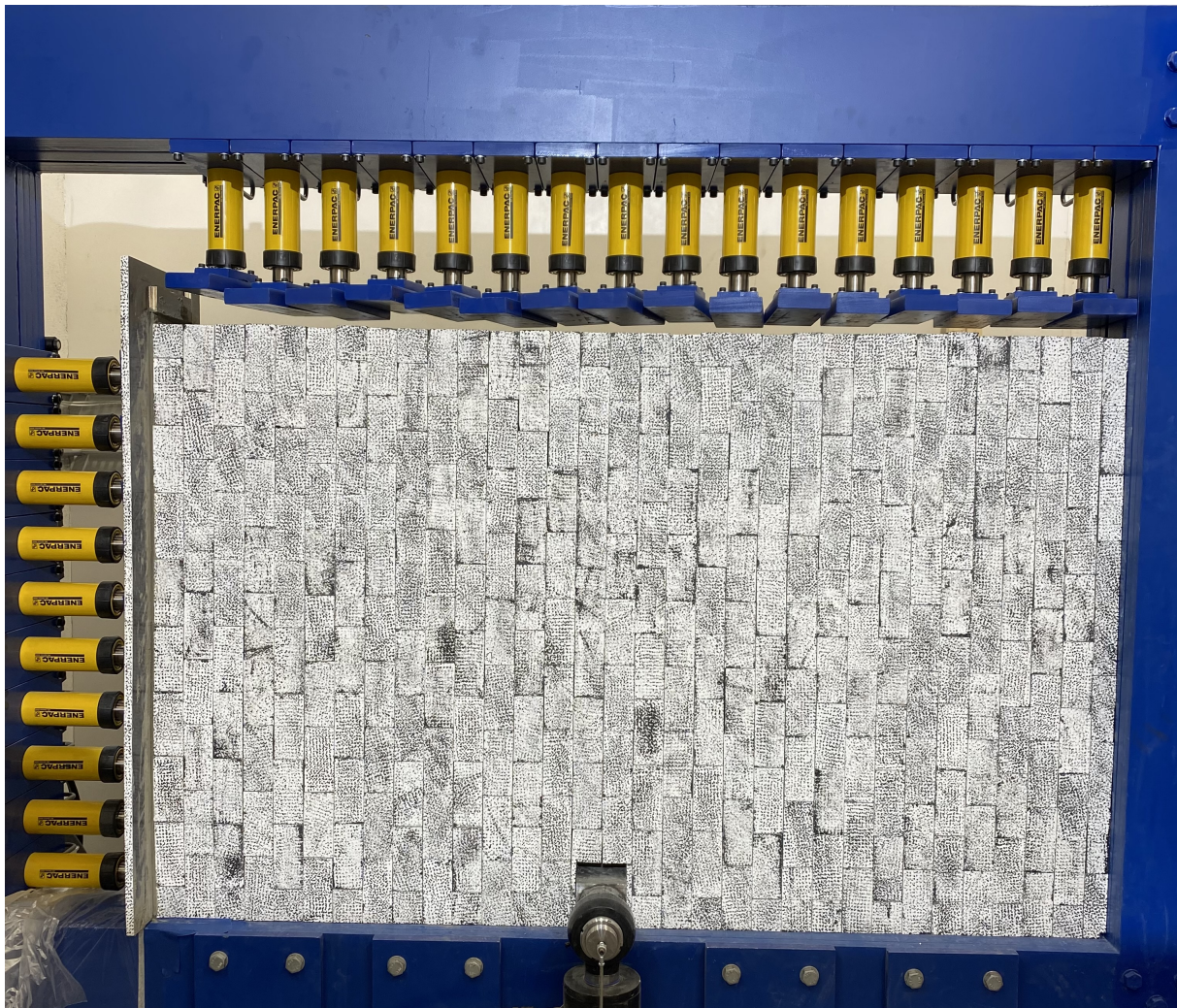
5. et sammenlåst mønster (Figur 3.11).



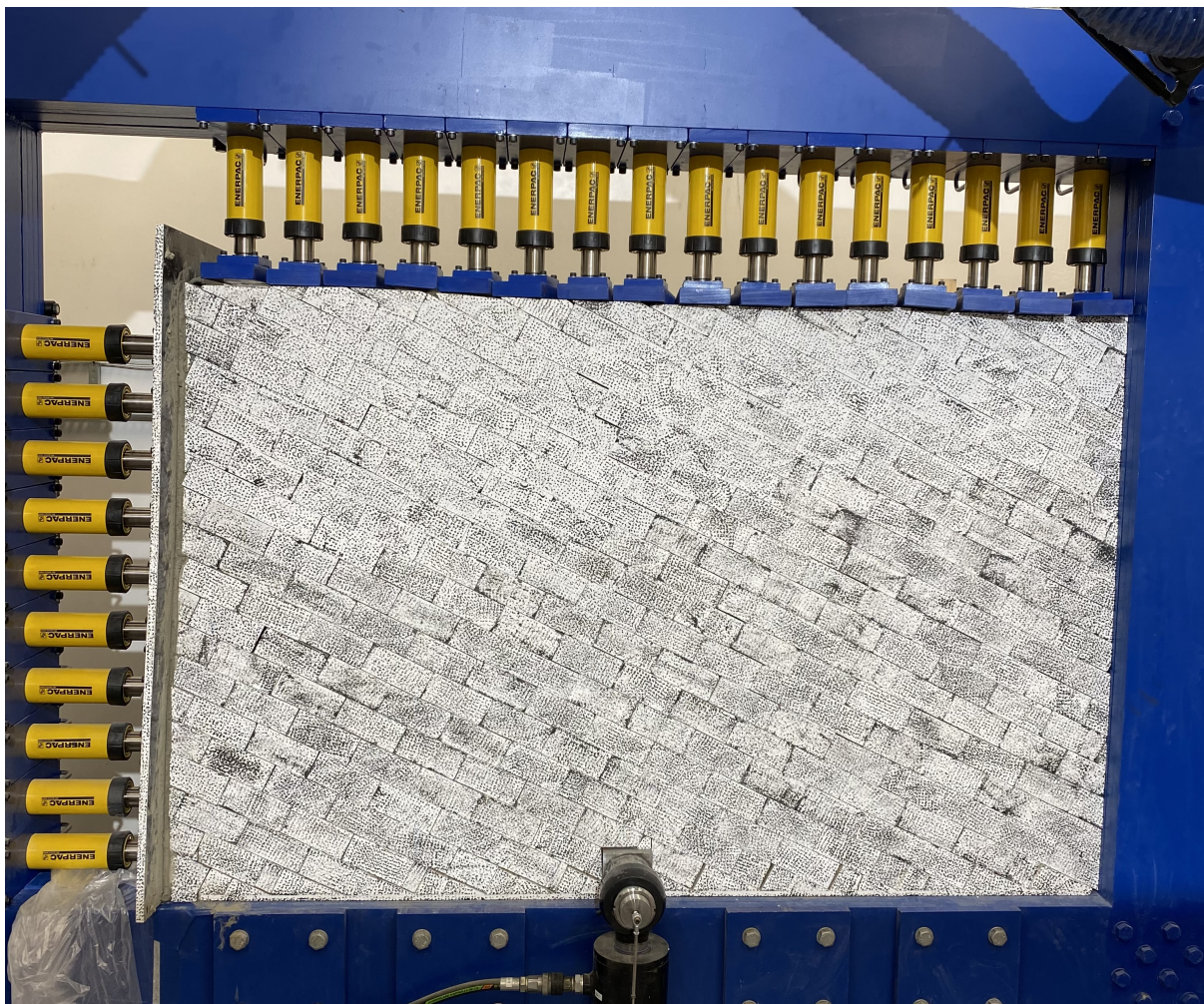
Figur 3.7: Blokkmønster 1, sprekker som er kontinuerlige horisontalt og vertikalt.



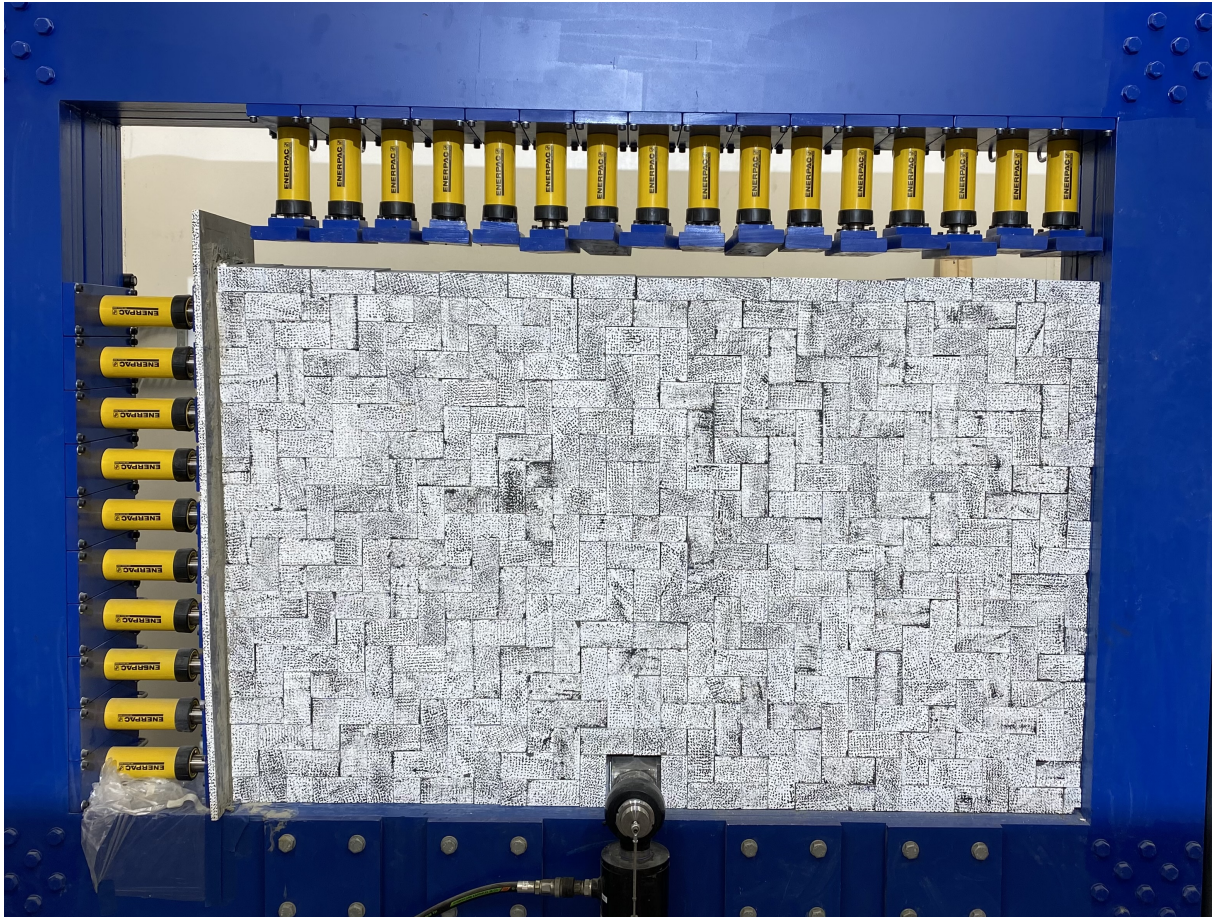
Figur 3.8: Blokkmønster 2, kontinuerlige sprekker horisontalt med diskontinuerlige sprekker vertikalt.



Figur 3.9: Blokkmønster 3, diskontinuerlige sprekker horisontalt og kontinuerlige sprekker vertikalt.



Figur 3.10: Blokkmønster 4, skråstilte sprekker med en vinkel på 25°



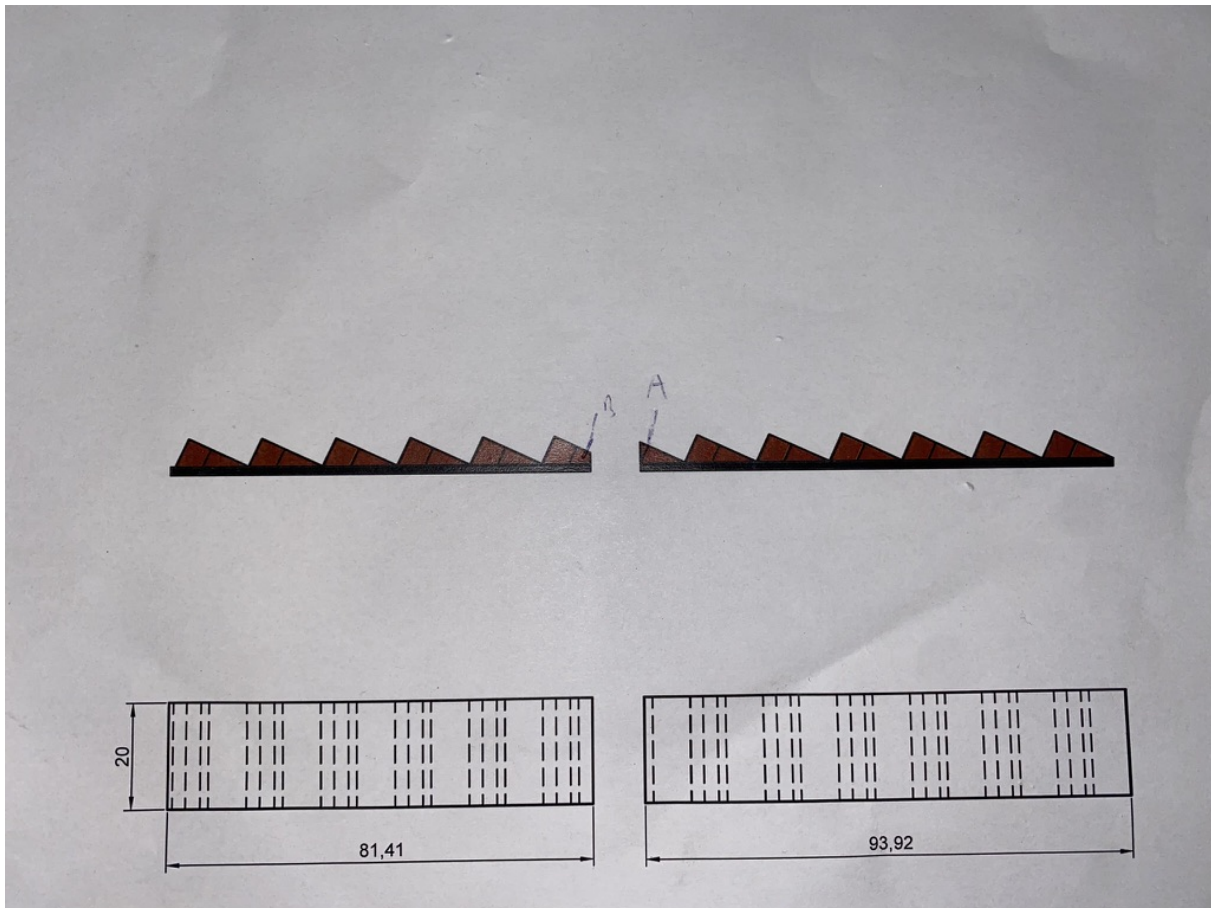
Figur 3.11: Blokkmønster 5, et sammenlåst mønster.

Før byggingen av blokkmønster 4 (Figur 3.10) ble det klart at det ville bli vanskelig å få kappet betongblokkene så nøyaktig som ønskelig i det nederste laget. I tillegg ville dette tatt unødvendig lang tid, siden kappene var ganske kompliserte. I stedet ble det spesiellaget treblokker som var enklere å kappe. Designet til treblokkene er vist i Figur 3.12 og ble brukt istedetfor betongblokkene. Treblokkene ble nøyaktig tilpasset rundt ankerblokkene og resten av blokkemønsteret. Resten av blokkemønsteret ble bygget med betongblokker. Dette sparte mye tid og det antas at dette ikke påvirket resultatene betydelig på noen måter.

3.2.2 Prosedyre for gjennomføring av test

Testene med ROCARC riggen, utførtes trinnvis hvor det hele ble styrt fra datamaskinen til venstre bak glassdøren som tidligere vist i Figur 3.5. Trinnene for å utføre en test er oppgitt i rekkefølge under, og vist i Figur 3.3. Trinn 1 ble gjort i *Vic-snap* programmet, og resten ble utført i ROCARC programmet (Figur 3.3).

1. Skrudde på begge kameraene og klargjorde DIC programmene.
2. Startet det hydrauliske aggregatet.
3. Registrerte høyde og tykkelse til blokkmodell-veggen.
4. Bestemte logge- og bildefrekvens (antall bilder per sekund).



Figur 3.12: Designet til treblokkene som ble brukt i det nederste laget i blokkmønster 4

5. Startet logging til fil (lagring av data).
6. Bestemte forskyvningsbegrensning (25 mm for tester som ikke gikk i brudd).
7. Påførte ønsket horisontalspenning og eventuelt topptrykk.
8. Startet bildetakingen.
9. Bestemte hastigheten til ankerblokka, ved å bestemme *flow* til de hydrauliske sylindrene (10% som tilsvarer 0,5 mm/s).
10. Bestemte kraften til den hydrauliske sylindren (kraftbegrensning på 50 kN for alle tester som ikke gikk i brudd), og startet belastningen.
11. Testen stoppet til slutt ved at kraft- (50 kN) eller forflytningsbegrensningen (25mm) ble nådd.
12. Veggene ble deretter sakte (0,5 mm/s) avlastet, i det den hydrauliske sylindren trakk seg tilbake.
13. Da den hydrauliske sylindren var tilbake i original posisjon ble bildetakingen stoppet.
14. Til slutt ble analyse av deformasjon og tøyning beregnet i *Vic-3D*, og testen var fullført.

Omtrent samme prosedyre gjaldt for bruddtestene, bortsett fra noen input parametere

som var bestemt på forhånd. For alle bruddtester var høyden 0,9 meter og horisontal-spenningen ble satt til å være 0,5 MPa. Det ble ikke satt noen kraft- eller forskyvningsbegrensninger. Bildefrekvensen satt opp til 10 x 2 bilder i sekundet, som tidligere nevnt i Seksjon 3.1.3.

Etter en fullført test startet klargjøring for neste test, enten det var å øke sidetrykket, justere høyden/påføre topptrykk eller demontere hele veggen for ett nytt blokkmønster. Av og til ble mange tester utført med korte intervaller, og da hendte det at oljen i systemet ble varm. Dersom oljen ble for varm avsluttet hele systemet automatisk, som en forrigling som ble installert da ROCARC riggen ble laget for å unngå og skade systemet.

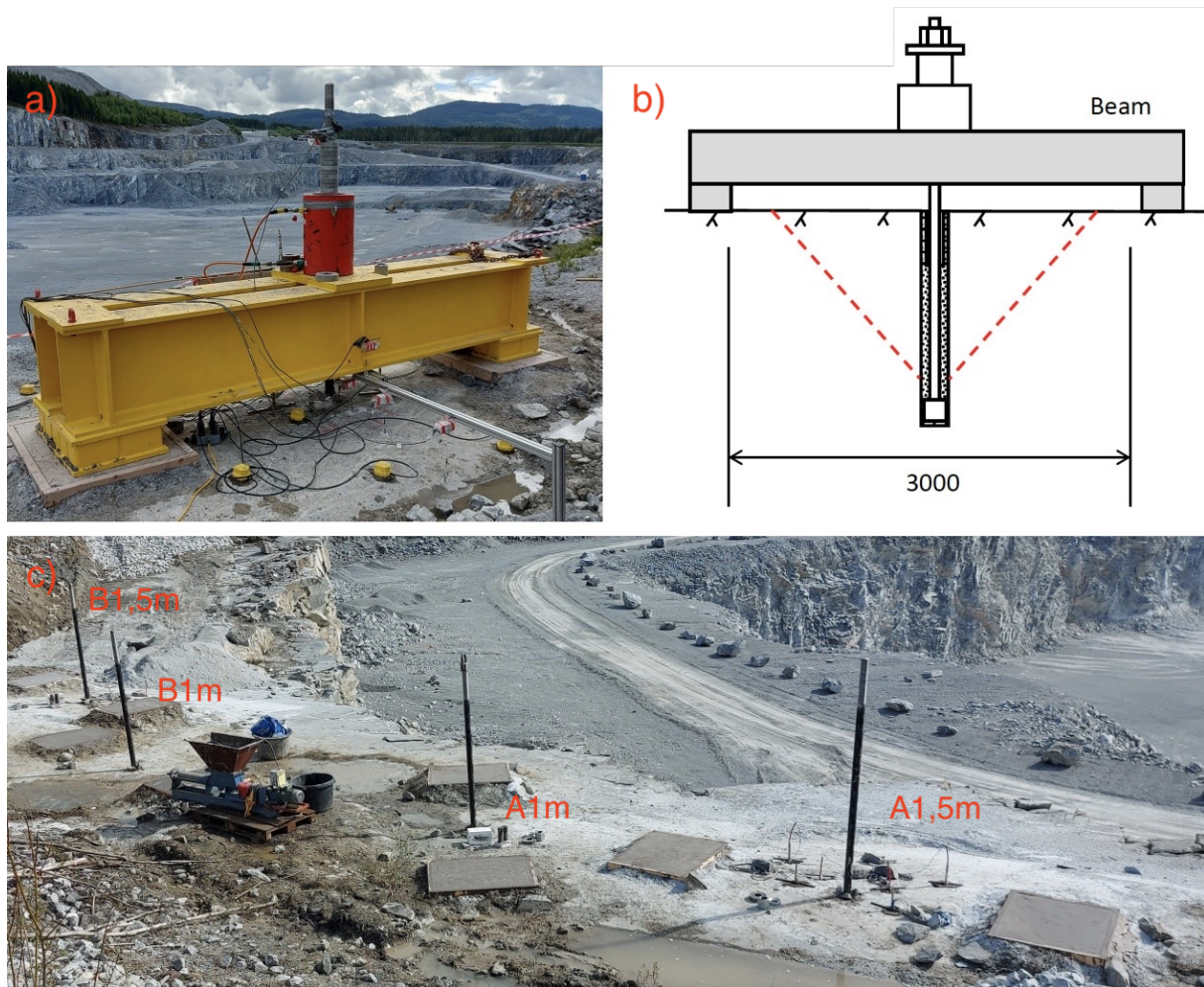
3.3 Utførelse av feltforsøk

ROCARC prosjektet har utført et feltforsøk bestående av to deler og gikk ut på å utføre og kartlegge resultater fra fire tester med fjellankere. I del 1 ble de utført tester på fjorten forankringer for å studere hefffastheten mellom stål-mørtel og mørtel-berg. I del 2 ble det utført fire opptrekkstester for å kartlegge og studere bruddet i bergmassen. Denne oppgaven tar kun for seg del 2 av feltforsøket, hvor kartleggingen av bruddkraterene ble utført 21.09.2022 i Verdal på et dagbrudd kalt Tromsdalen. Anlegget tilhører Verdalskalk som produserer Tromsdalenskalkstein. På anlegget foregår det dagbruddsdrift med boring, sprengning, opplasting og transport, samt knusing og fraksjonering av kalkstein som er spesielt godt egnet til produksjon av PCC som brukes i miljøvennlig papir (Franzefoss Minerals, 2023).

Tre blokker med kalksteinen ble tatt med til tilbake fra felt til ingeniørgeologisk laboratorium ved IGP for å måle de mekaniske egenskapene. Det ble gjennomført tre UCS tester pr. blokk, totalt ni tester. Under testene ble også de aksiale og radielle tøyningene målt for å beregne Young's modulus (E) og Poisson's ratio (ν). Den gjennomsnittlige enaksiale trykkfastheten ble målt å være 115 MPa, E ble målt til 71 GPa og ν til 0,33. I tillegg ble det gjennomført Brasilttest som målte gjennomsnittet til den indusert strekkfastheten å være 9,49 MPa basert på 22 tester med ulike orienteringer. UCS testene ble, i likhet med testmateriale, utført som beskrevet i Bieniawski og Bernede (1979) og Brasilttesten ble utført i henhold til standard (ISRM, 1978).

De fire opptrekkstestene var allerede utført på forhånd ved del 2 av feltforsøket. Forankringene var relativt korte med to ulike lengder på 1 m og 1,5 m, og ble navngitt A1m, A1.5m, B1m og B1.5m for å skille blant disse. De var fullt innstøpte med endeplater for å indusere brudd i bergmassen ved distalenden av ankerene. Testene ble utført i ytterkanten til dagbruddet ved hjelp av en hydraulisk jekk som vist i Figur 3.13. For å måle belastningen fra forankringen ble oljetrykket i jekken målt og omregnet til kraft. Omregningen var kalibrert på forhånd basert på målinger med lastcelle fra del 1 av forsøket.

Hensikten med feltforsøket var å kartlegge og studere geometrien til bruddet, samt bruddvinkelen til de fire testene. I tillegg var hensikten å måle kapasiteten til bergmassen, samt å se om det ble indusert lastbærende spenningsbuer i en ekte bergmasse. Hovedfokuset var å studere geometrien til bruddlegemet for denne masteroppgaven. For å kunne gjøre dette måtte bruddkraterene bli gravd fram først. Det ble gjort ved hjelp av en gravemaskin som flyttet vekk de største blokkene for så å grave ut de mindre resterende blokkene for hånd. Gravemaskinen fungerte fint til å rive opp de største blokkene, men det er mulig at den også gravde opp blokker som ikke ble løsnet av forankringen ved bruddkrateret til en av



Figur 3.13: Bildene viser a) den hydraulisk jekken som utfører testen på forankring A1.5m b) en simpel illustrasjon av prinsippene til testene og den forventede bruddformen basert på litteraturen, c) plasseringene til de fire opptrekkstestene.

testene. Det er også mulig at gravemaskinen ikke fikk med seg alle de løse blokken. Dette er en mulig feilkilde som ikke er tatt hensyn til videre i resultatene og analysen. Figur 3.14 viser gravemaskinen i aksjon, samt bilder før og etter rydding av kraterene.

Bruddkraterene ble kartlagt ved bruk av Lidar skanning med en iPad. Dataene ble senere analysert i CloudCompare som er en programvare som brukes til å behandle, analysere og visualisere 3D-punktskyer og mesh-modeller (CloudCompare, 2023).



Figur 3.14: Bildene viser a) gravemaskinen som ble brukt for å grave ut de største blokkene fra bruddkrateret, b) bilde av A1m før rydding av bruddmaterialet, og c) bilde av B1.5m etter rydding av bruddmaterialet.

4 Resultat og analyse - Sprekkemønstre, forankringsdyp, in-situ horisontal spenninger og kapasitet

Som tidligere nevnt ble det utført totalt 105 tester på fem ulike blokkmodell-vegger med ulike høyder og med ulike horisontalspenninger. Av de 105 testene var det 5 bruddtester og 100 tester som ikke gikk i brudd. Analysen av resultatene fra disse testene omhandler kapasiteten til blokkmodell-veggen basert på sprekkemønstre, forskyvning, belastning, bruddvinkel og geometrien til bruddlegemet som oppstod under bruddtestene, og lastbærende spenningsbuer.

4.1 Resultat og analyse av testene som ikke ble testet til brudd

De testene som ikke ble testet til brudd bestod av 100 tester med ulike input parametere. Testene ble utført, som tidligere nevnt, med en kraft- og forskyvningsgrense på 50 kN og 25 mm. Tabell 4.1 - 4.5 viser resultatene for den maksimale belastningen og den maksimale forskyvningen under ulike forhold og verdier for sidetrykk og høyde for hvert blokkmønster.

Tabellene viser at belastningen øker og forskyvningen minker ved økt sidetrykk og høyde på blokkmodell-veggen, foruten noen få tilfeller. Det vil si at kapasiteten til den simulerte bergmassen øker ved høyere in-situ horisontalspenning og større forankringsdyp. Resultatene hvor dette ikke stemmer og hvor det er 0 MPa i sidetrykk, skyldes en liten variasjon i trykket på 0,01 - 0,02 MPa som kan ha påvirket kapasiteten til veggen.

Forskyvninger vist i tabeller i seksjonene under er basert på målinger fra ekstensometeret. Senere i resultatene blir målingene for forskyvning også hentet fra DIC analysen. Det er viktig å skille mellom disse fordi målingene kan avvike fra hverandre. Det er trolig på grunn av at ekstensometeret ble nullstilt når forskyvningsgrensen ble satt, og at sylindere av og til ble kjørt for langt ned etter endt test. Da startet neste test med negativ forskyvning ifølge ekstensometeret, som DIC målingene ikke tok hensyn til.

Tabell 4.1 viser resultatene for blokkmønster 1 som inneholdt sprekker som var kontinuerlig i både horisontal og vertikal retning. Laveste belastning for å oppnå 25 mm forskyvning var på 11,7 kN og var med en høyde på 0,6 m og 0 MPa i sidetrykk. Minste forskyvning var på 8,9 mm med en høyde på 8 m og 1 MPa i sidetrykk. Belastningsgrensen på 50 kN ble overskredet først ved 0 MPa i sidetrykk og med en høyde på 8 m.

Tabell 4.1: Resultater for alle testene til blokkmønster 1 som ikke gikk i brudd.

		Høyde (m)				
		0.6	0.9	1.2	4	8
Sidetrykk (MPa)	0	Maks belast. = 11.7 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 16.3 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 27.1 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 45.1 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 18.5 mm
	0.1	Maks belast. = 14.9 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 19.6 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 33.3 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 45.4 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 12.5 mm
	0.5	Maks belast. = 20.4 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 31.7 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 18.5 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 13.3 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 10.0 mm
	1	Maks belast. = 23.6 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 38.7 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 11.2 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 9.6 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 8.9 mm

Tabell 4.2 viser resultatene for blokkmønster 2 som inneholdt sprekker som var kontinuerlig horisontalt og diskontinuerlig vertikalt. Laveste belastning for å oppnå 25 mm forskyvning var på 14,1 kN og var med en høyde på 0,6 m og 0 MPa i sidetrykk. Minste forskyvning var på 4,9 mm med en høyde på 8 m og 1 MPa i sidetrykk. Belastningsgrensen ble overskredet først ved 0 MPa i sidetrykk med en høyde på 8 m.

Tabell 4.2: Resultater for alle testene til blokkmønster 2 som ikke gikk i brudd.

		Høyde (m)				
		0.6	0.9	1.2	4	8
Sidetrykk (MPa)	0	Maks belast. = 14.1 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 18.9 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 16.3 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 38.9 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 6.8 mm
	0.1	Maks belast. = 15.3 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 20.5 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 26.7 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 43.1 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 5.8 mm
	0.5	Maks belast. = 20.3 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 31.4 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 23.1 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 11.7 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 5.0 mm
	1	Maks belast. = 23.4 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 40.4 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 12.6 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 8.1 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 4.9 mm

Tabell 4.3 viser resultatene for blokkmønster 3 som inneholdt sprekker som var diskontinuerlig horisontalt og kontinuerlig vertikalt. Laveste belastning for å oppnå 25 mm forskyvning var på 10,9 kN og var med en høyde på 0,6 m og 0 MPa i sidetrykk. Minste

forskyvning var på 1,0 mm med en høyde på 8 m og 1 MPa i sidetrykk. Belastningsgrensen ble overskredet først med 0,5 MPa i sidetrykk med en høyde på 0,9 m.

Tabell 4.3: Resultater for alle testene til blokkemønster 3 som ikke gikk i brudd.

		Høyde (m)				
		0.6	0.9	1.2	4	8
Sidetrykk (MPa)	0	Maks belast. = 10.9 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 13.0 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 15.0 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 22.7 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 29.6 kN Maks forskyv. = 25.0 mm
	0.1	Maks belast. = 21.3 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 39.4 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 4 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 46.2 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 42.6 kN Maks forskyv. = 25.0 mm
	0.5	Maks belast. = 39.7 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 5.7 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 4.6 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 2.6 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 2.4 mm
	1	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 5.3 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 2.1 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 1.4 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 1.3 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 1.0 mm

Tabell 4.4 viser resultatene for blokkemønster 4 som bestod av et sprekke-mønster med 25° helning. Laveste belastning for å oppnå 25 mm forskyvning var på 14,0 kN og var med en høyde på 0,6 m og 0,1 MPa i sidetrykk. Grunnen til at dette ikke var med 0 MPa i sidetrykk skyldes antageligvis at blokkmodell-veggen ble dyttet opp av sidetrykket før veggen ble utsatt for belastning fra ankerblokka. Dette gjaldt for testene med en høyde på 0,6 m og 0,9 m hvor det ble påført sidetrykk. Derfor ble heller ikke testene med høyde på 0,6 m og 0,9 m testet med høyere sidetrykk enn 0,1 MPa. Dette er nærmere forklart i Seksjon 4.1.4. Minste forskyvning var på 2,0 mm og ble oppnådd med en høyde på 8 m og 1 MPa i sidetrykk. Belastningsgrensen ble tidligst oppnådd med 0 MPa i sidetrykk med en høyde på 4 m.

Tabell 4.4: Resultater for alle testene til blokkmønster 4 som ikke gikk i brudd.

		Høyde (m)				
		0.6	0.9	1.2	4	8
Sidetrykk (MPa)	0	Maks belast. = 14.1 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 16.6 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 21.1 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 14.3 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 3.9 mm
	0.1	Maks belast. = 14.0 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 15.3 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 24.1 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 12.2 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 3.5 mm
Sidetrykk (MPa)	0.5	Maks belast. = N/A Maks forskyv. = N/A	Maks belast. = N/A Maks forskyv. = N/A	Maks belast. = 36.0 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 6.5 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 2.5 mm
	1	Maks belast. = N/A Maks forskyv. = N/A	Maks belast. = N/A Maks forskyv. = N/A	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 18.7 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 6.4 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 2.0 mm

Tabell 4.5 viser resultatene for blokkmønster 5 som bestod av et sammenlåst sprekke-mønster. Laveste belastning for å oppnå 25 mm forskyvning var på 17,5 kN og var med en høyde på 0,9 m og 0 MPa i sidetrykk. Grunnen til dette ikke var med en høyde på 0,6 m skyldes trolig variasjonen på ca. 0,01 MPa - 0,02 i sidetrykket, som tidligere nevnt. Minste forskyvning var på 8,8 mm med en høyde på 8 m og 1 MPa i sidetrykk. Belastningsgrensen ble overskredet først med en høyde på 4 m og 0 MPa i sidetrykk.

Tabell 4.5: Resultater for alle testene til blokkmønster 5 som ikke gikk i brudd.

		Høyde (m)				
		0.6	0.9	1.2	4	8
Sidetrykk (MPa)	0	Maks belast. = 17.7 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 17.5 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 27.2 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 19.8 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 13.4 mm
	0.1	Maks belast. = 17.7 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 26.1 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 41.4 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 18.9 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 11.5 mm
Sidetrykk (MPa)	0.5	Maks belast. = 32.9 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 23.4 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 14.4 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 12.9 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 9.5 mm
	1	Maks belast. = 43.2 kN Maks forskyv. = 25.0 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 17.1 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 11.2 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 9.9 mm	Maks belast. = 50.0 kN Maks forskyv. = 8.8 mm

Videre i denne seksjonen analyseres den vertikale forskyvningen til blokkmønstrene gjennom tre bilder. De tre bildene er alle bilder hvor en av parameterene er ulik fra de andre

to bildene. Bildene som er analysert er følgende for alle blokkemønstre:

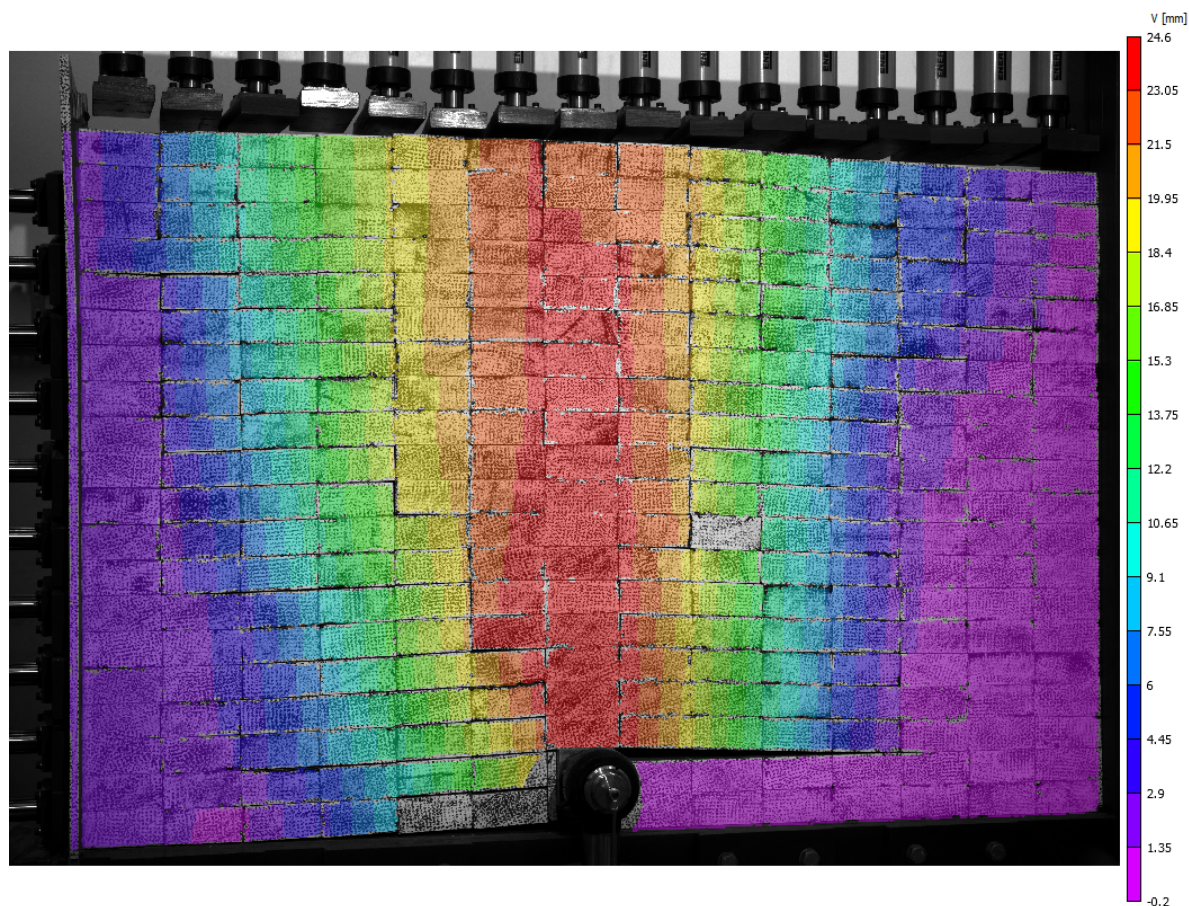
1. Høyde på 1,2 meter og med 0 MPa i sidetrykk.
2. Høyde på 1,2 meter og med 1 MPa i sidetrykk.
3. Høyde på 8 meter og med 0 MPa i sidetrykk.

Disse bildene ble valgt slik at det er mulig å se hvordan den vertikale forskyvningen til de ulike blokkemønstrene reagerer på endringer i forankringsdyp og sidetrykk ved å bare endre på en parameter. Målingene for vertikal forskyvning i analysene under er basert på målingene av DIC og kan variere fra resultatene i tabellene.

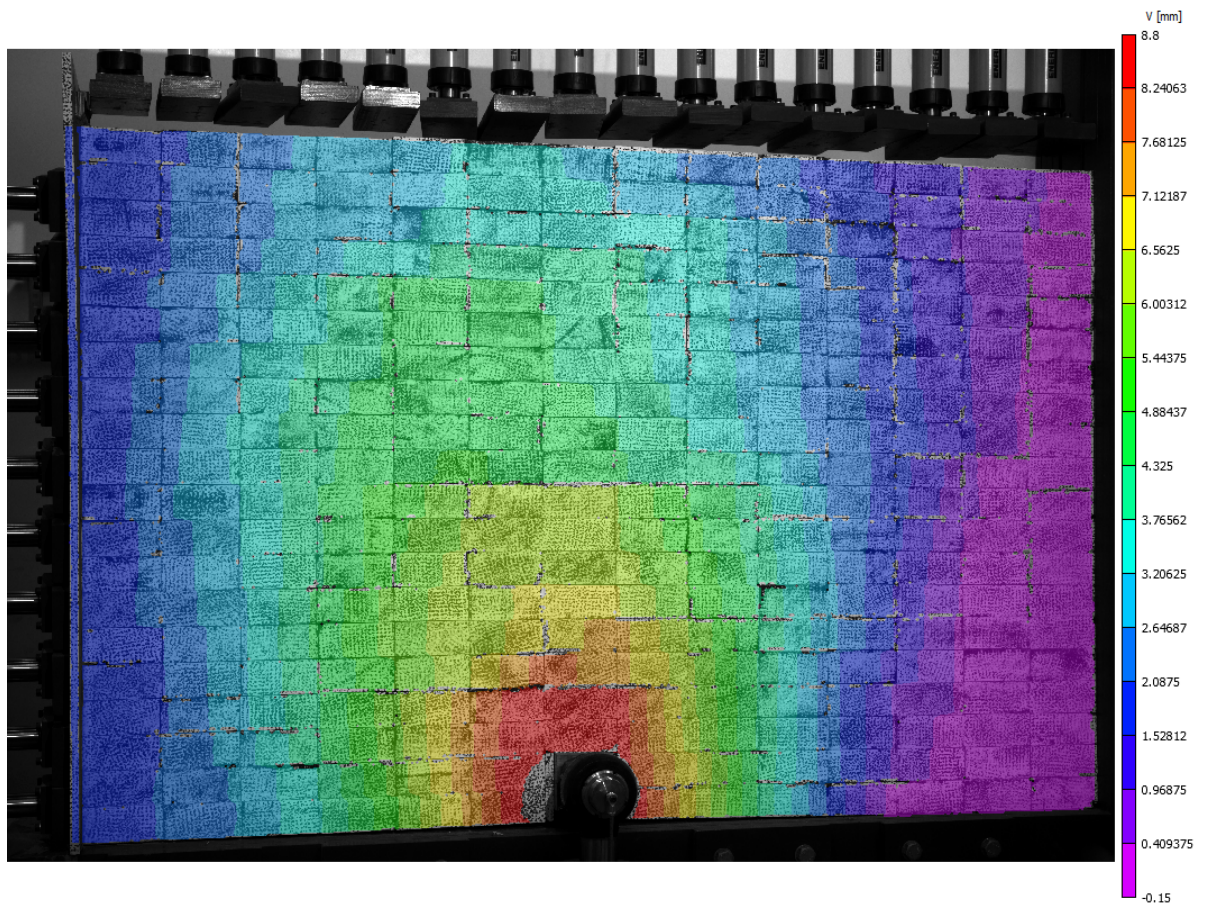
4.1.1 Blokkemønster 1

Som vist i Tabell 4.1, økte kapasiteten til blokkemønster 1 jevnt med både in-situ horisontal spenning og forankringsdyp. Laveste maks forskyvning var på 8,9 mm ved 50 kN.

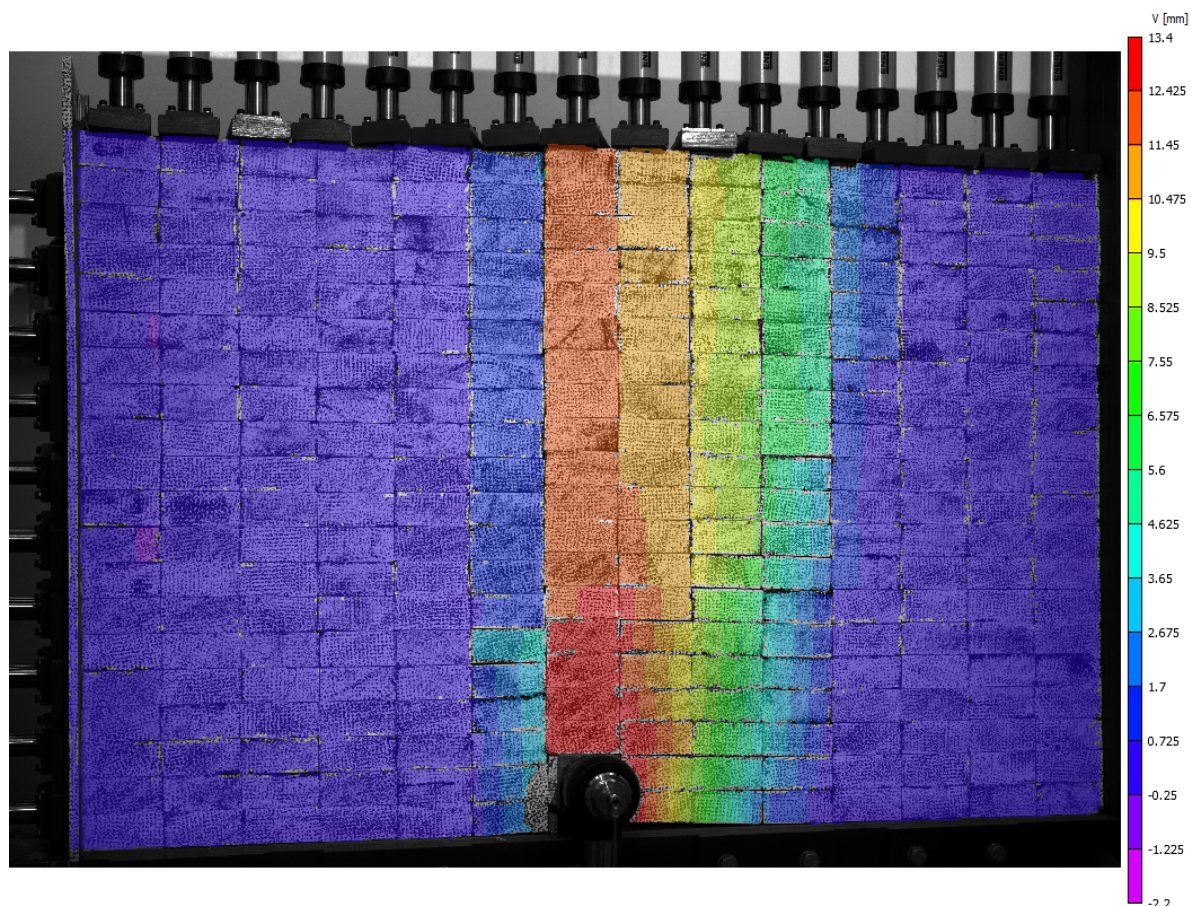
Figur 4.1 viser hvordan den vertikale forskyvningen utviklet seg ved endringer i horisontalspenning og forankringsdyp. Bildene er tatt ved maks belastning for forsøket som var på henholdsvis 27,1 kN, 50,0 kN og 50,0 kN. Den maksimale forskyvningen gikk fra 24,6 mm til 8,8 mm ved å endre horisontalspenningen fra 0 MPa (Figur 4.1a) til 1 MPa (Figur 4.1b). Ved å øke forankringsdyp fra 1,2 m (Figur 4.1a) til 8 m (Figur 4.1c), gikk den maksimale forskyvningen fra 24,6 mm til 13,4 mm.



Figur 4.1a: Vertikal forskyvning for blokkemønster 1 med høyde på 1,2 m og 0 MPa i sidetrykk under maks belastning på 27,1 kN.



Figur 4.1b: Vertikal forskyvning for blokkmønster 1 med høyde på 1,2m og 1 MPa i sidetrykk under maks belastning på 50 kN.



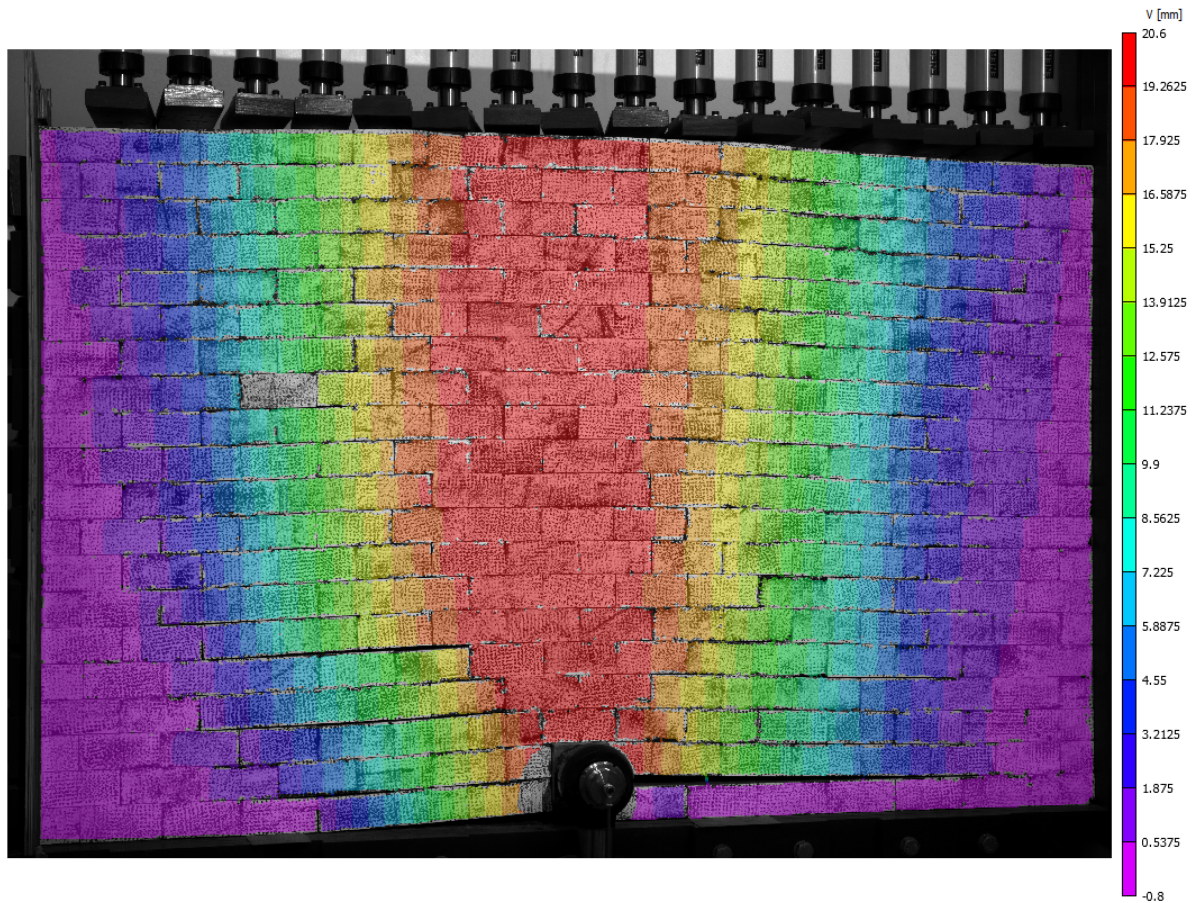
Figur 4.1c: Vertikal forskyvning for blokkmønster 1 med 8m høyde og 0 MPa i sidetrykk under maks belastning på 50 kN.

I alle tre situasjonene for blokkmønster 1 er den vertikale forskyvningen størst i blokka direkte over ankerblokka og minker med avstanden fra denne blokka. Ved Figur 4.1a kan en se at forskyvningen er høyest i de sentrale delene, fra bunnen til toppen. I Figur 4.1b kan en se at deformasjonen brer seg utover et større område horisontal, og er mindre konsentrert. Til slutt viser Figur 4.1c den smaleste konsentrasjonen av vertikal forskyvning som i likhet med testen på 1,2 m og 0 MPa (Figur 4.1a), brer seg oppover. Her er det observert at flere av blokkene på høyre side for ankerblokka er blitt forskjøvet mer enn de på venstre side.

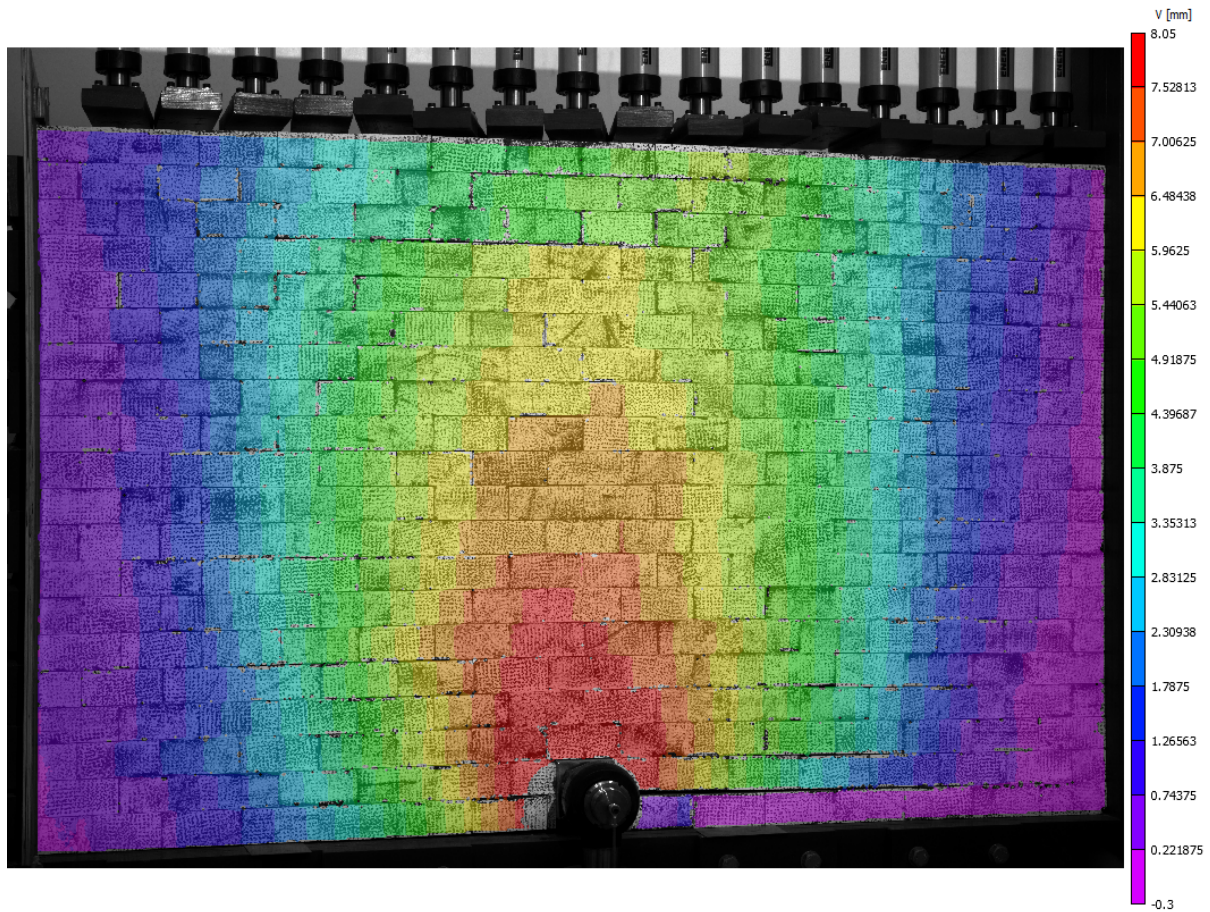
4.1.2 Blokkmønster 2

I likhet med blokkmønster 1, økte kapasiteten til blokkmønster 2 jevnt med in-situ horisontalspenningen, men viste en kraftigere økning med større forankringsdyp.

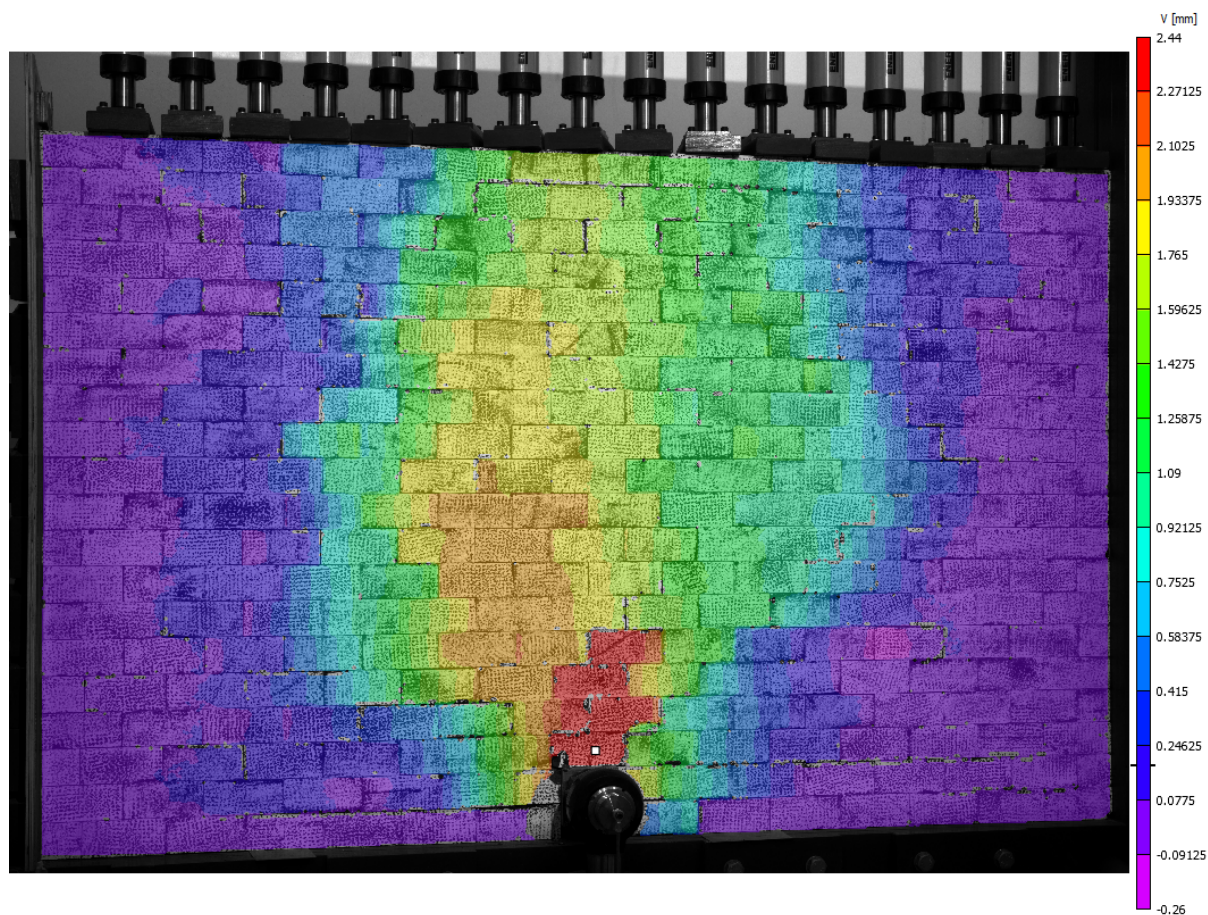
Figur 4.2 viser hvordan den vertikale forskyvningen ble påvirket av endringer i horisontal spenning og forankringsdyp. De tre bildene er tatt ved maks belastning for forsøkene som var på henholdsvis 16,3 kN, 50,0 kN og 50,0 kN. Den maksimale vertikale forskyvningen gikk fra 20,6 mm til 8,1 mm ved å gå fra 0 MPa (Figur 4.2a) til 1 MPa (Figur 4.2b) i sidetrykk. Ved å endre forankringsdyp fra 1,2 m (Figur 4.2a) til 8 m (Figur 4.2c), gikk forskyvningen fra 20,6 mm til 2,44 mm.



Figur 4.2a: Vertikal forskyvning for blokkmønster 2 med høyde på 1,2 m og 0 MPa i sidetrykk under maks belastning på 16,3 kN.



Figur 4.2b: Vertikal forskyvning for blokkemønster 2 med høyde på 1,2m og 1 MPa i sidetrykk under maks belastning på 50,0 kN.



Figur 4.2c: Vertikal forskyvning for blokkemønster 2 med 8m høyde og 0 MPa i sidetrykk under maks belastning på 50,0 kN.

For alle de tre testene er den vertikale forskyvningen størst i blokka som ligger rett over ankerblokka, og minker med avstand fra denne blokka. For Figur 4.2a og Figur 4.2c fortsetter forskyvningen i de sentrale delene oppover i veggen. Hos først nevnte er deformasjonen i midten av det øverste laget like stor som ved blokka over ankerblokka. Det samme gjelder ikke veggen på 8 m (Figur 4.2c), hvor den største deformasjonen stopper opp rundt en høyde på 4 blokker. Testen med 1 MPa i sidetrykk (Figur 4.2b) viser større forskyvninger rundt og på sidene til ankerblokka, i tillegg til at deformasjonen også brer seg ut i høyden. Det er tydelig at veggen med høyde på 8 m og uten sidetrykk (Figur 4.2c) som viser minst forskyvning.

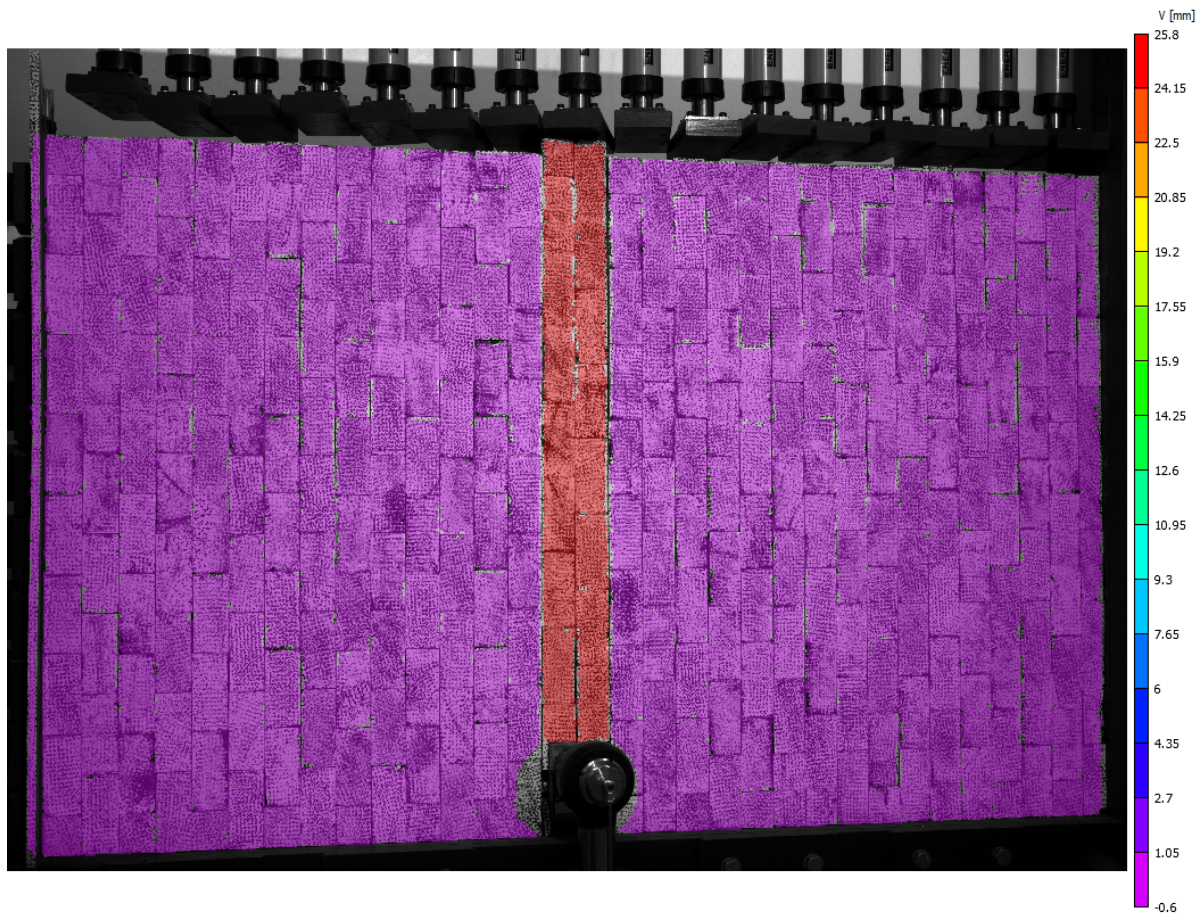
Den kraftige økningen med forankringsdypet skyldes antageligvis sprekke mønsterets diskonformitet i vertikal retning som gir en form for sammenlåsning og gjør at et større areal blir påvirket. Dette blir nærmere forklart og illustrert ved å se på bruddvinkel og bruddlegemet i Seksjon 4.2.1.

4.1.3 Blokkemønster 3

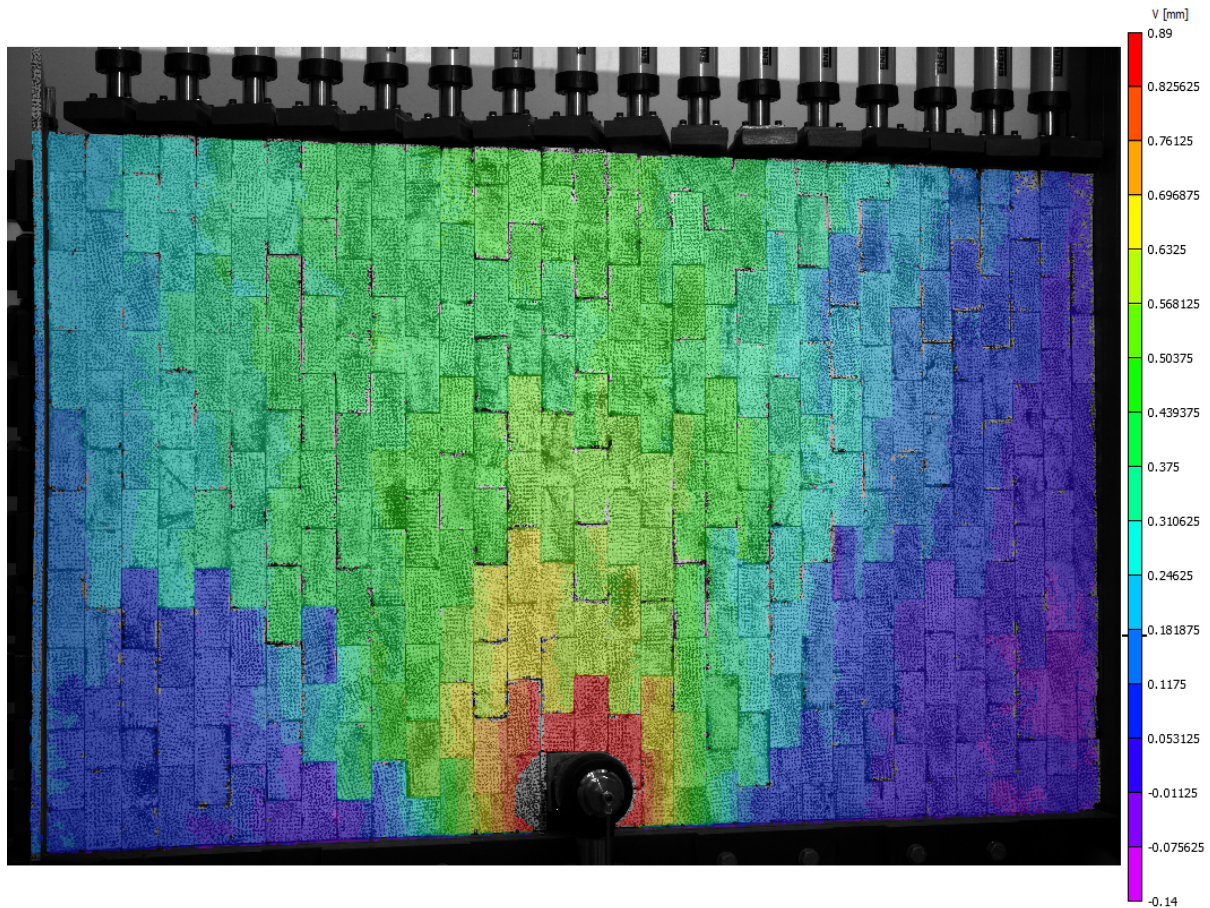
I motsetning til blokkemønster 2 økte kapasiteten til blokkemønster 3 jevnt med forankringsdyp, men viste en kraftigere økning ved høyere in-situ horisontalspenninger.

Figur 4.3 viser den vertikale forskyvningen ved ulike horisontale spenninger og forankringsdyp. De tre bildene er tatt ved maks belastning for forsøkene som var på henholdsvis

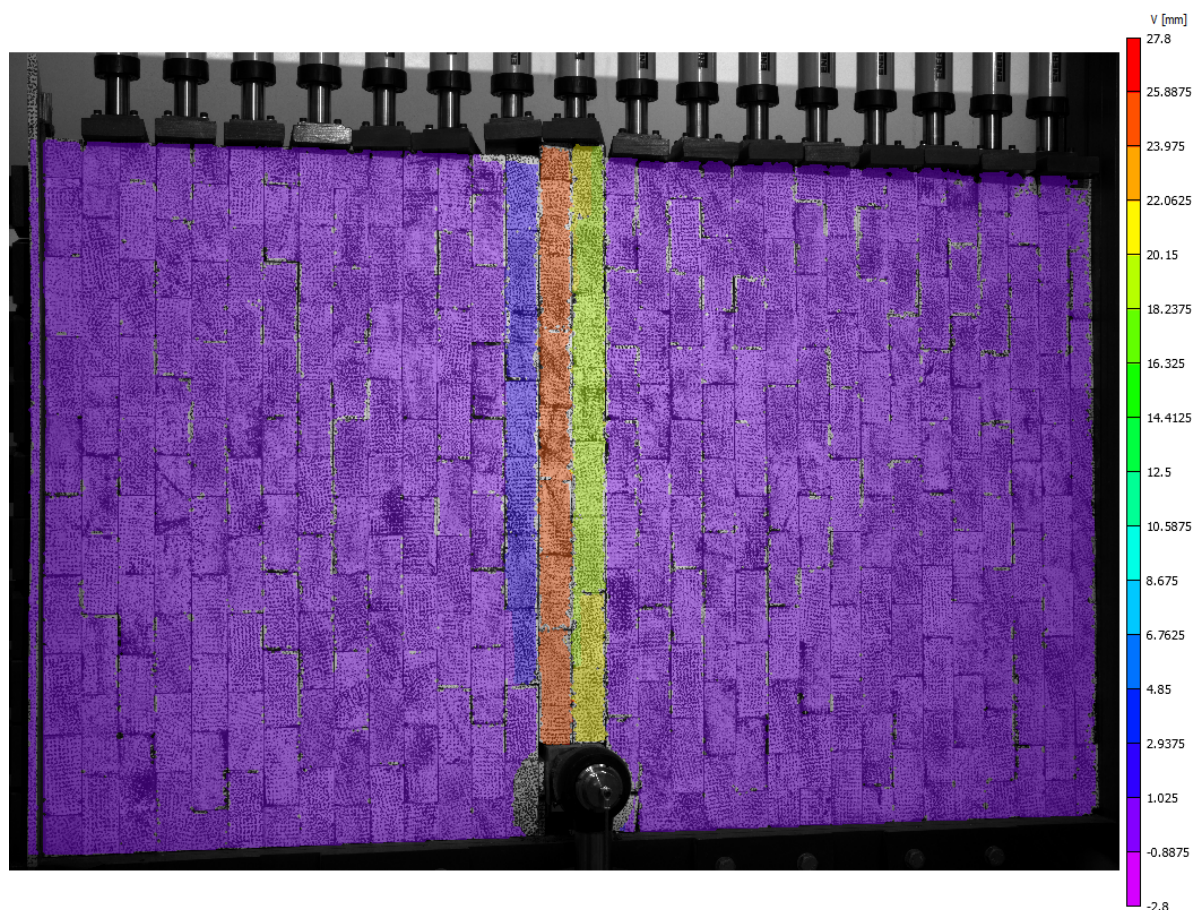
15,0 kN, 50,0 kN og 29,6 kN. Forskyvningen gikk fra 25,8 mm til 0,89 mm ved å endre horisontal spenningen fra 0 MPa (Figur 4.3a) til 1 MPa (Figur 4.3b). Da forankringsdybden ble endret fra 1,2 m (Figur 4.3a) til 8 m (Figur 4.3c) gikk forskyvningen fra 25,8 mm til 27,8 mm. Denne økningen skyldes forskjellen mellom DIC målingene og ekstensometeret.



Figur 4.3a: Vertikal forskyvning for blokkemønster 3 med høyde på 1,2 m og 0 MPa i sidetrykk under maks belastning på 15,0 kN.



Figur 4.3b: Vertikal forskyvning for blokkemønster 3 med høyde på 1,2m og 1 MPa i sidetrykk under maks belastning på 50,0 kN.



Figur 4.3c: Vertikal forskyvning for blokkmønster 3 med 8m høyde og 0 MPa i sidetrykk under maks belastning på 29,6 kN.

Det eneste som er likt for alle tre testene er at den største forskyvningen har utgangspunkt fra ankerblokka. For testene uten sidetrykk (Figur 4.3a og 4.3c) er deformasjon lik og fortsetter i høyden. Det er bare de kolonnene med blokker som er i kontakt med ankerblokka som blir forskjøvet, foruten om en liten forskyvning av kolonnen til venstre i Figur 4.3c. Den er forskjøvet på grunn av friksjon mellom blokkene som er i kontakt med ankerblokka. For testen med 1 MPa i sidetrykk (Figur 4.3b) har forskyvningen utviklet seg utover ett større området, som ved blokkmønster 1 og 2. Den største deformasjonen, som i dette tilfelle var veldig lite (0,89 mm), er konsentrert i området rundt ankerblokka.

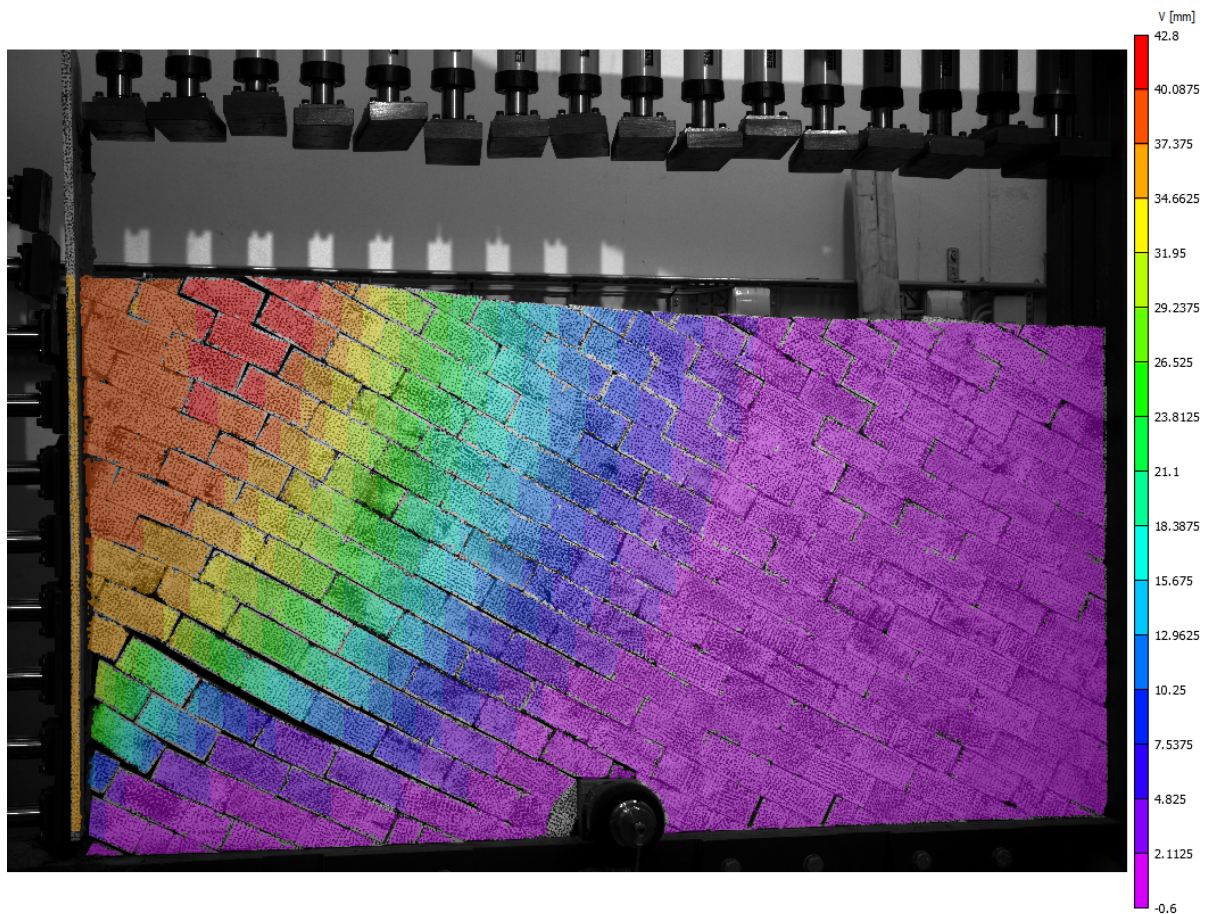
Det er veldig tydelig at sidetrykket har størst påvirkning på kapasiteten til veggen. Antageligvis skyldes den kraftige økningen i kapasitet ved høyere horisontalspenning at blokkene er orientert med det største overflatearealet vendt mot sidestemplene. Dette resulterer i en større friksjonsflate mellom blokkene som igjen resulterte i økt skjærstyrke i det veggen ble utsatt for belastning fra ankerblokka.

For blokkmønster 3 ble det observert større skader på blokkene enn for blokkmønster 1 og 2. Dette er trolig et resultat av større friksjonsmotstand på grunn av at lengdeaksen til blokkene er orientert normalt på in-situ spenninga.

4.1.4 Blokkmønster 4

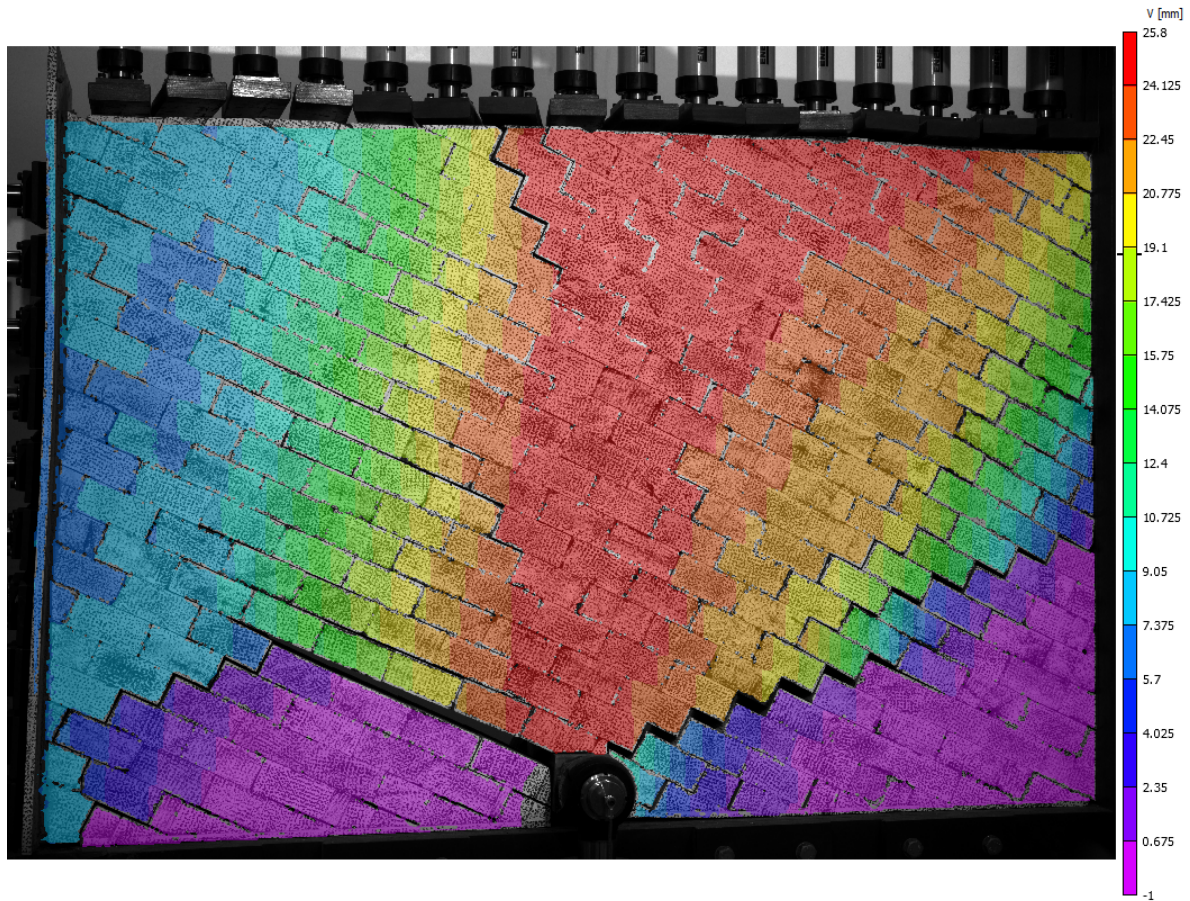
For blokkmønster 4 ble ikke testene med høyde på 0,6 m og 0,9 m med 0,5 MPa og 1 MPa i sidetrykk testet, fordi blokkmodell-veggen ikke klarte å stå i mot sidetrykket. Da

0,5 MPa i sidetrykk ble testet førte det til at sidetrykket deformerte og skjøv øvre del på venstre side av veggen oppover, som vist i Figur 4.4. Dette skjedde før veggen ble utsatt for belastning fra ankerblokka og før testen var startet. Dette kunne muligens vært unngått ved å bygge blokkmønsteret med helningen til sprekkemønsteret i motsatt retning.

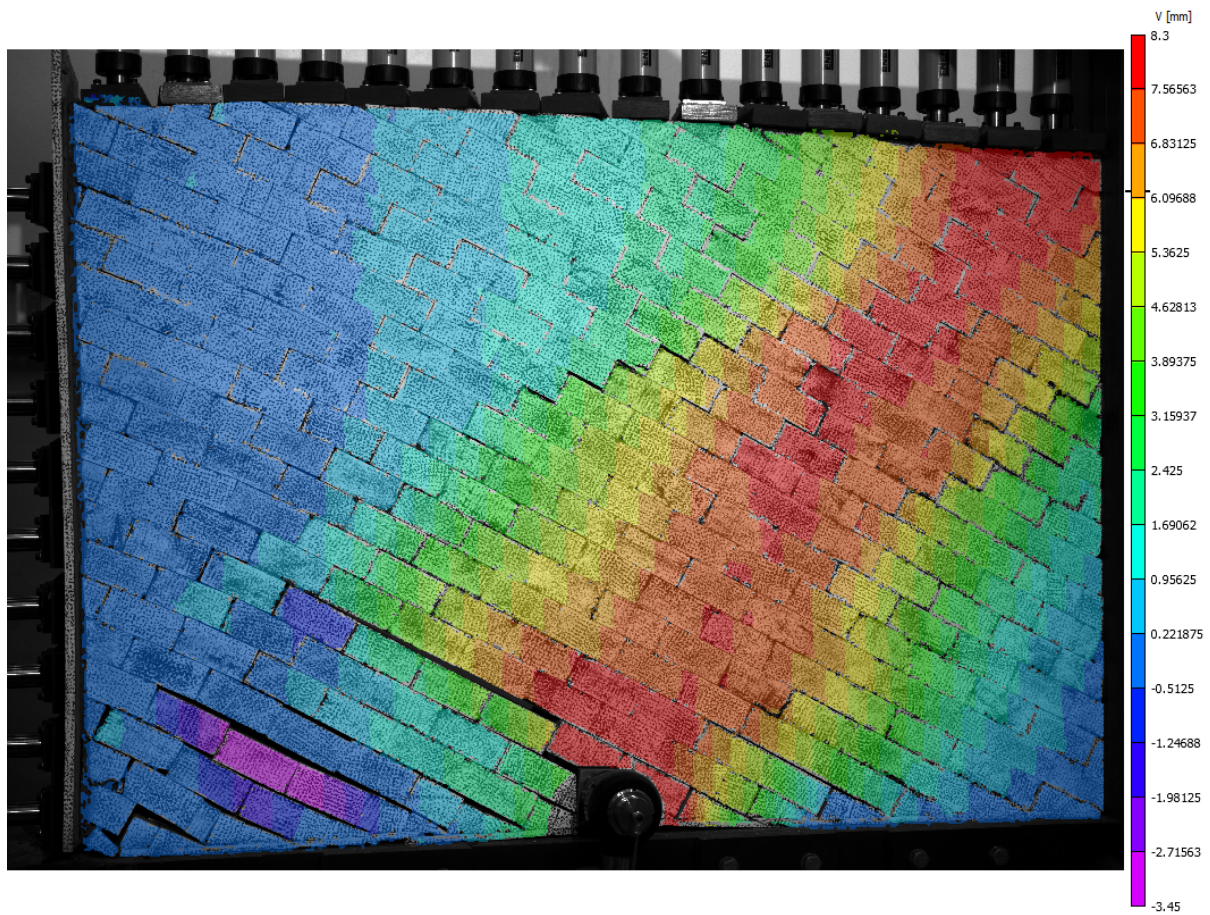


Figur 4.4: Deformasjon av blokkmønster 4 med 0,5 MPa i sidetrykk og 0,9 m høyde før belastning fra ankerblokka.

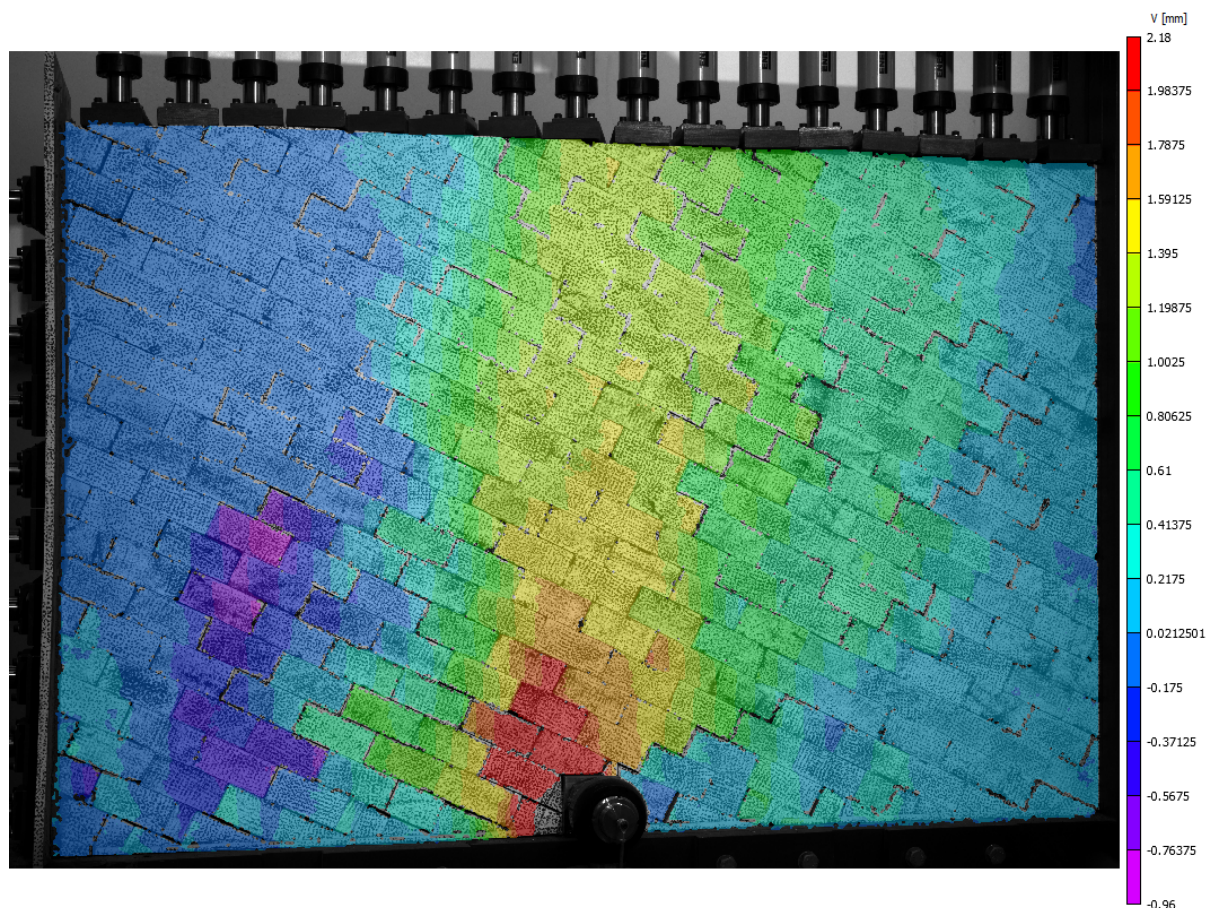
Ut i fra resultatene vist i Tabell 4.4 økte kapasiteten betraktelig med et større forankringsdyp. Figur 4.5 viser den vertikale forskyvningen ved ulike horisontale spenninger og forankringsdybde. De tre bildene er tatt ved maks belastning for forsøkene som var på henholdsvis 21,1 kN, 50,0 kN og 50,0 kN. Forskyvningen gikk fra 25,8 mm til 8,3 mm ved å endre horisontal spenningen fra 0 MPa (Figur 4.5a) til 1 MPa (4.5b). Da forankringsdybden ble endret fra 1,2 m (4.5a) til 8 m (4.5c) gikk forskyvningen fra 25,8 mm til 2,18 mm.



Figur 4.5a: Vertikal forskyvning for blokkemønster 4 med høyde på 1,2 m og 0 MPa i sidetrykk under maks belastning på 21,1 kN.



Figur 4.5b: Vertikal forskyvning for blokkemønster 4 med høyde på 1,2m og 1 MPa i sidetrykk under maks belastning på 50,0 kN.



Figur 4.5c: Vertikal forskyvning for blokkmønster 4 med 8m høyde og 0 MPa i sidetrykk under maks belastning på 50,0 kN.

I likhet med blokkmønster 3, kan en se at det eneste som er likt med alle testene er at den største vertikale forskyvningene har utgangspunkt i området rundt ankerblokka. For testen med høyde på 1,2 m og 0 MPa i sidetrykk (4.5a), var det et relativt stort område som ble forskjøvet mye i forhold til de andre testene. Her er den største deformasjonen konsentrert i de sentrale delene, fra ankerblokka til det øverste laget. Områdene med størst forskyvning ser ut til å være noe skråstilt, og utbreder seg lengre mot høyre i de øverste lagene.

I testen med sidetrykk på 1 MPa (Figur 4.5b) kan en se at området med størst forskyvning også går fra ankerblokka og opp til det øverste laget, som ved testen med høyde på 1,2 m og 0 MPa i sidetrykk (4.5a). Den største forskjellen er at dette området har en større helning mot høyre og er orientert normalt på de kontinuerlige sprekkenene. I tillegg er det observert noen blokker i en rad, nederst til venstre for ankerblokka, som er forskjøvet mindre enn resten av de nærliggende blokkene uten at grunnen til dette er vist.

Dette kan også observeres i testen med en høyde på 8 m og 0 MPa i sidetrykk (4.5c). Bare her er disse blokkene som er forskjøvet mindre, mer konsentrert i vertikal retning. For denne testen er den største forskyvningen konsentrert i området på venstre side av ankerblokka. Fra der går deformasjonsområdet vertikalt oppover til de øverste lagene.

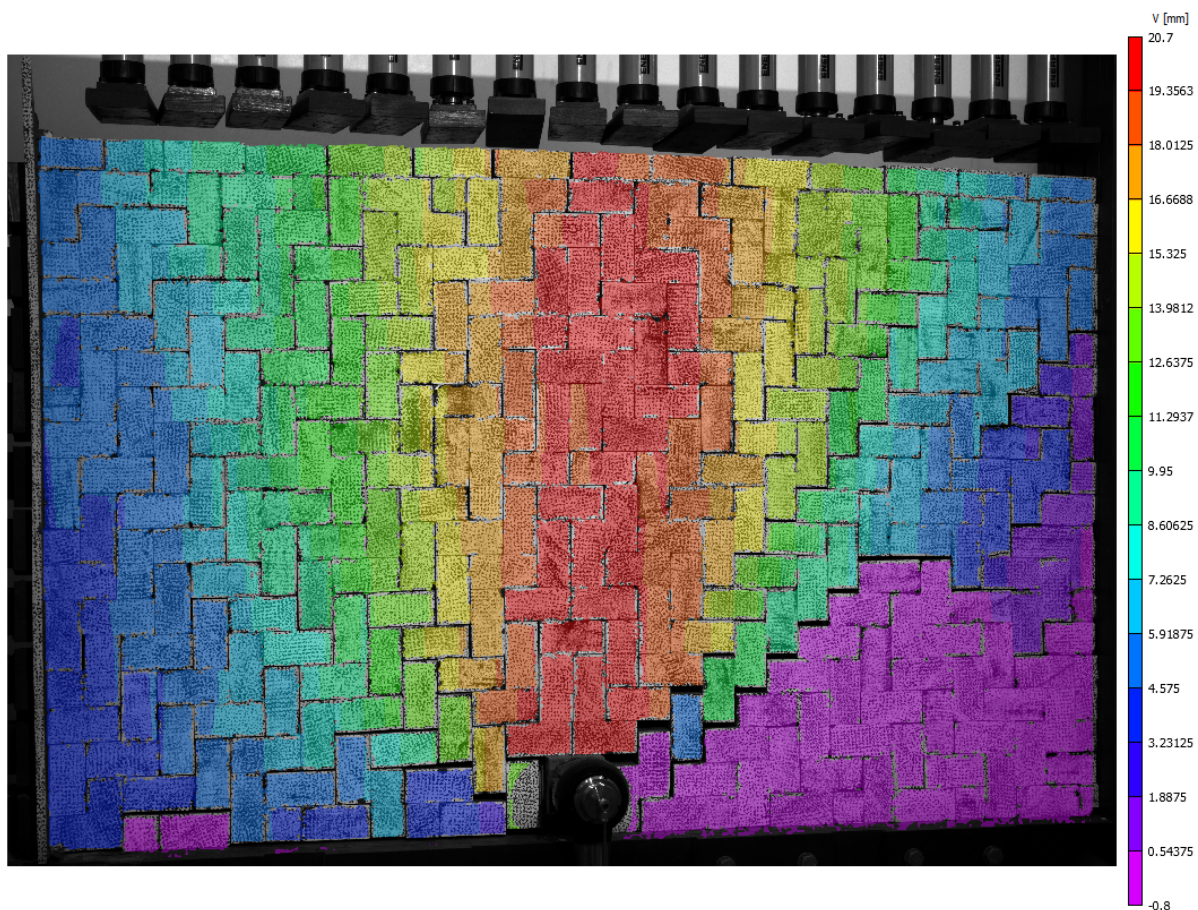
I likhet med blokkmønster 3 skyldes den kraftige økningen trolig at et større areal ble påvirket som et resultat av at spenningene følger sprekke mønsteret. I dette tilfellet ble også kapasiteten påvirket av friksjon mellom blokkene. På grunn av blokkenes helning

vil et større forankringsdyp (vertikal spenning) resultere i mer friksjon mellom blokkene. Friksjonen vil øke med forankringsdypet på grunn av vekten til overliggende masse, og desto dypere forankringssonen er, desto større er skjærmotstanden til bergmassen rundt forankringssonen.

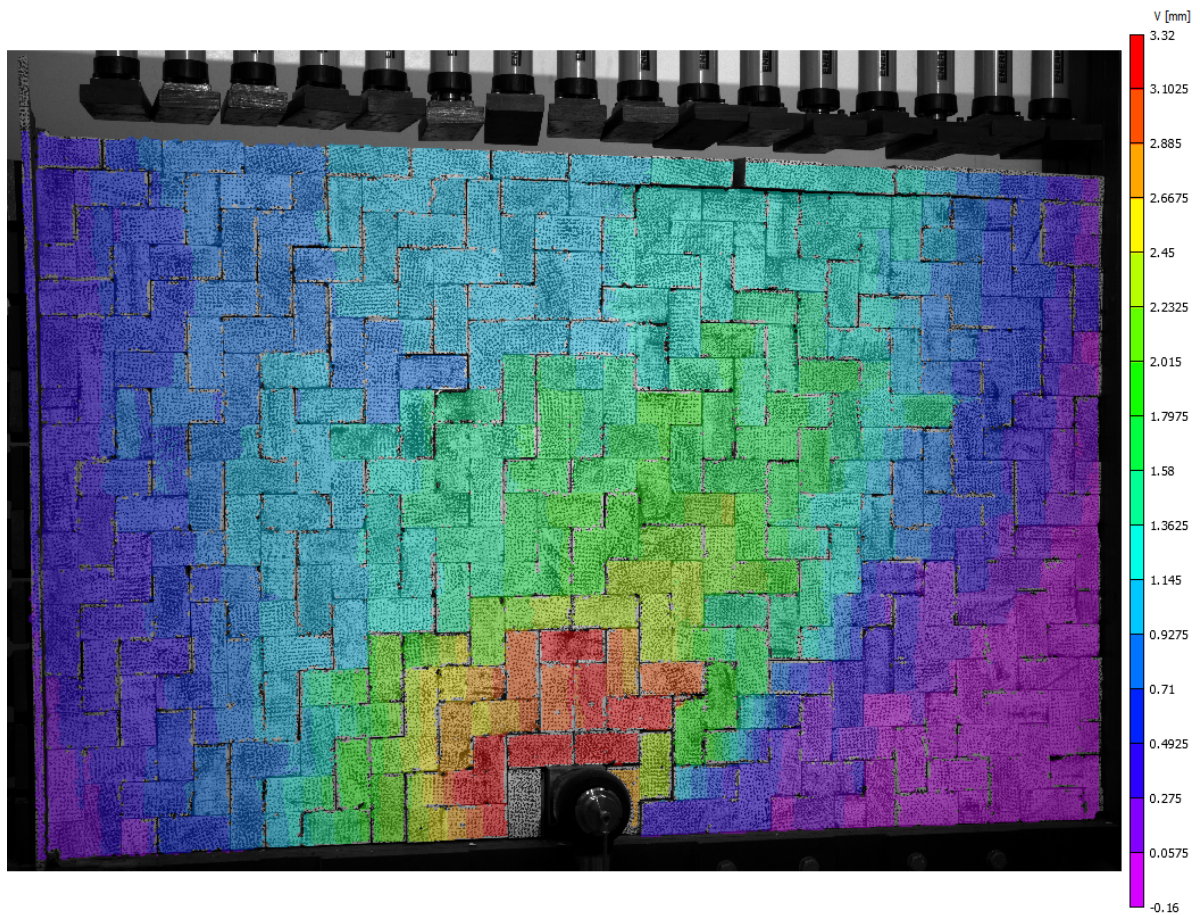
4.1.5 Blokkmønster 5

Ut i fra resultatene for blokkmønster 5 økte kapasiteten, i likhet med blokkmønster 1, jevnt med både in-situ horisontalspenning og forankringsdyp. For blokkmønster 5 derimot, økte kapasiteten kraftigere ved små endringer i sidetrykk eller forankringsdyp.

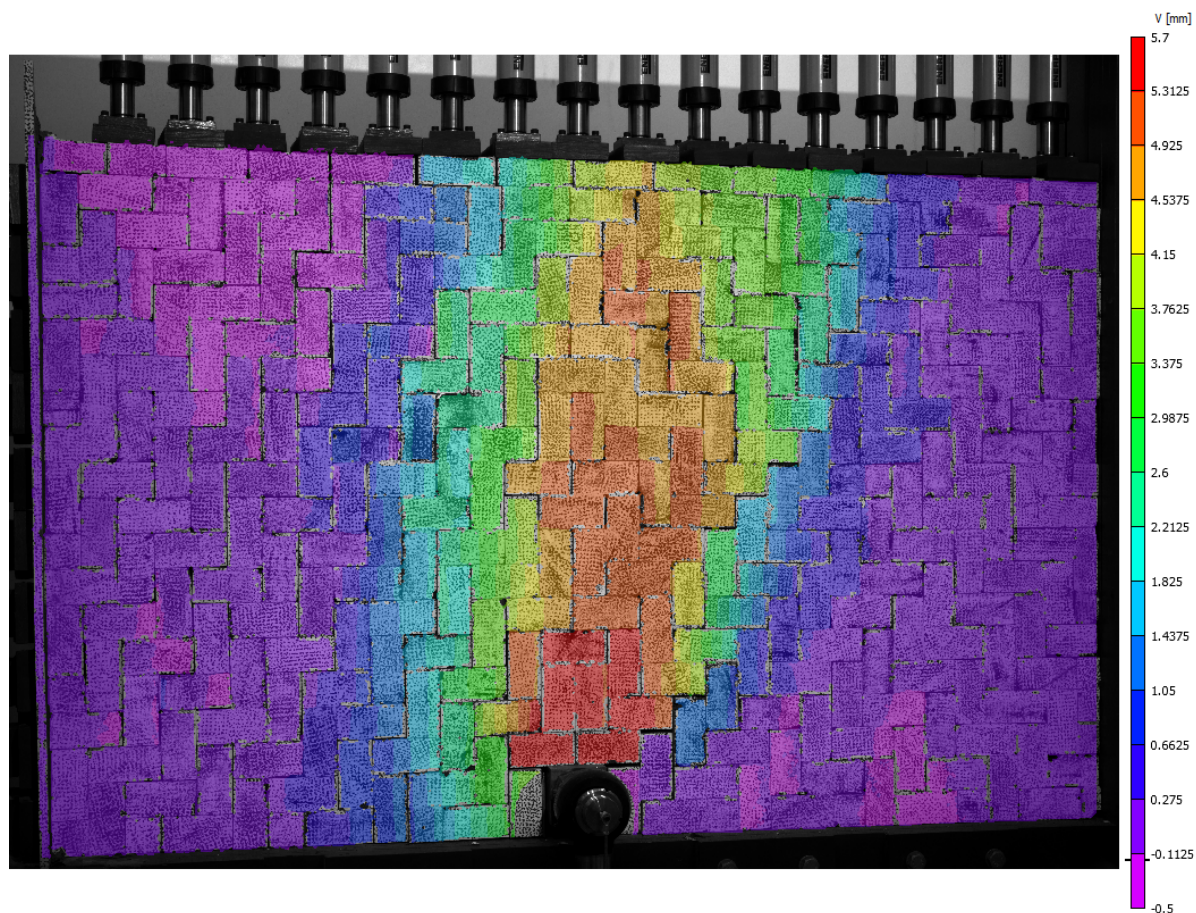
Figur 4.6 viser den vertikale forskyvningen med ulike verdier for horisontalspenning og forankringsdyp. De tre bildene er tatt ved maks belastning for forsøkene som var på henholdsvis 27,2 kN, 50,0 kN og 50,0 kN. Forskyvningen gikk fra 20,7 mm til 3,32 mm ved å endre horisontalspenningen fra 0 MPa (Figur 4.6a) til 1 MPa (Figur 4.6b). Da forankringsdypet ble økt fra 1,2 m (Figur 4.6a) til 8 m (Figur 4.6c) gikk forskyvningen fra 20,7 mm til 5,7 mm. Grunnen til at testen med høyde på 1,2 m og 0 MPa i sidetrykk ikke viste over 25 mm forskyvning, er igjen på grunn av forskjellen mellom DIC målingene og ekstensometeret.



Figur 4.6a: Vertikal forskyvning for blokkmønster 5 med høyde på 1,2 m og 0 MPa i sidetrykk under maks belastning på 27,2 kN.



Figur 4.6b: Vertikal forskyvning for blokkmønster 5 med høyde på 1,2m og 1 MPa i sidetrykk under maks belastning på 50,0 kN.



Figur 4.6c: Vertikal forskyvning for blokkmønster 5 med 8m høyde og 0 MPa i sidetrykk under maks belastning på 50,0 kN.

Igjen, er forskyvningen for alle testene konsentrert rundt ankerblokka og minker med avstanden fra den. For testen med høyde på 1,2 m og med 0 MPa i sidetrykk (Figur 4.6a) utvikler de største forskyvningene seg oppover i vertikal retning i de sentrale delene av veggen, og minker gradvis ut mot sidene til veggen.

For testen med 1 MPa i sidetrykk (Figur 4.6b) er området med størst forskyvning konsentrert rundt ankerblokka og utvikler seg ikke i høyden som ved de andre testene for blokkmønster 5. For testen med en høyde på 8 m og ingen sidetrykk (Figur 4.6c), er de største forskyvningene konsentrert i et smalt området i de sentrale delene av veggen og strekker seg oppover. I motsetning til de andre analyserte testene for blokkmønster 5, er det målt 0 i forskyvning på sidene til veggen.

Grunnen til at blokkmønster 5 reagerer kraftigere på endringer i sidetrykk og forankringsdyp er trolig på grunn av at mønsteret er sammenlåst slik at det var lite rom for bevegelse. Under testene for dette blokkmønsteret ble det observert flere blokker med skader i det intakte materialet, i likhet med blokkmønster 3. Grunnen er også antageligvis den samme, i tillegg til sammenlåsningsen til sprekke-mønsteret. Sammenlåsningsen til sprekke-mønsteret gjorde at det ikke var noen definerte glideplan slik at det oppstod spenningskonsentrasjoner i enkelte blokker som resulterte i de gikk i brudd.

4.1.6 Generelt for alle analysene

Det er interessant å legge merke til hvordan større forankringsdyp og horisontalspenninger påvirker de vertikale forskyvningene til de ulike blokkmodell-veggene. Felles for alle testene er at de viser størst forskyvning i blokka direkte over ankerblokka og minker med avstand fra denne, spesielt i horisontal retning. For de fleste testene som er analysert er det blitt observert større forskyvning på venstre side av ankerblokka, spesielt i det nederste laget. Dette skyldes antageligvis at ankerblokka absorberer noe av horisontalspenningen som gjør at kontakten mellom blokkene på høyre siden blir dårligere. Optimalt hadde det blitt påført horisontalspenninger fra begge sidene for å unngå dette.

Analysene for testene med høyde på 1,2 og 0 MPa i sidetrykk (Figur 4.1a, 4.2a, 4.3a, 4.5a og 4.6a) er de testene som viser maks forskyvning totalt, av alle testene som er analysert. Den største forskyvningen oppstår i de sentrale delene av veggen og propagerer seg fra blokka rett over ankerblokka til de øverste delene. Forskyvningen minker horisontalt med avstand fra området med størst forskyvning som går vertikalt, foruten om ved blokkmønster 4. Der er det kun to kolonnener over ankerblokka som blir forskjøvet.

Analysene for testene med høyde på 1,2 m og 1 MPa i sidetrykk (Figur 4.1b, 4.2b, 4.3b, 4.5b og 4.6b) er de testene hvor forskyvningen er størst utbredt i veggen, men forskyvningene er relativt små, spesielt for blokkmønster 3 og 5. I flere av analysebildene er nesten hele veggen til blokkmønsteret forskjøvet. Disse testene viser at den største konsentrasjonen av forskyvning er i et relativt lite område rundt ankerblokka. Forskyvningen er i motsetning til analysene av testene med høyde på 1,2 m og ingen sidetrykk, ikke veldig utbredt i høyden, foruten om ved blokkmønster 4 (Figur 4.5b).

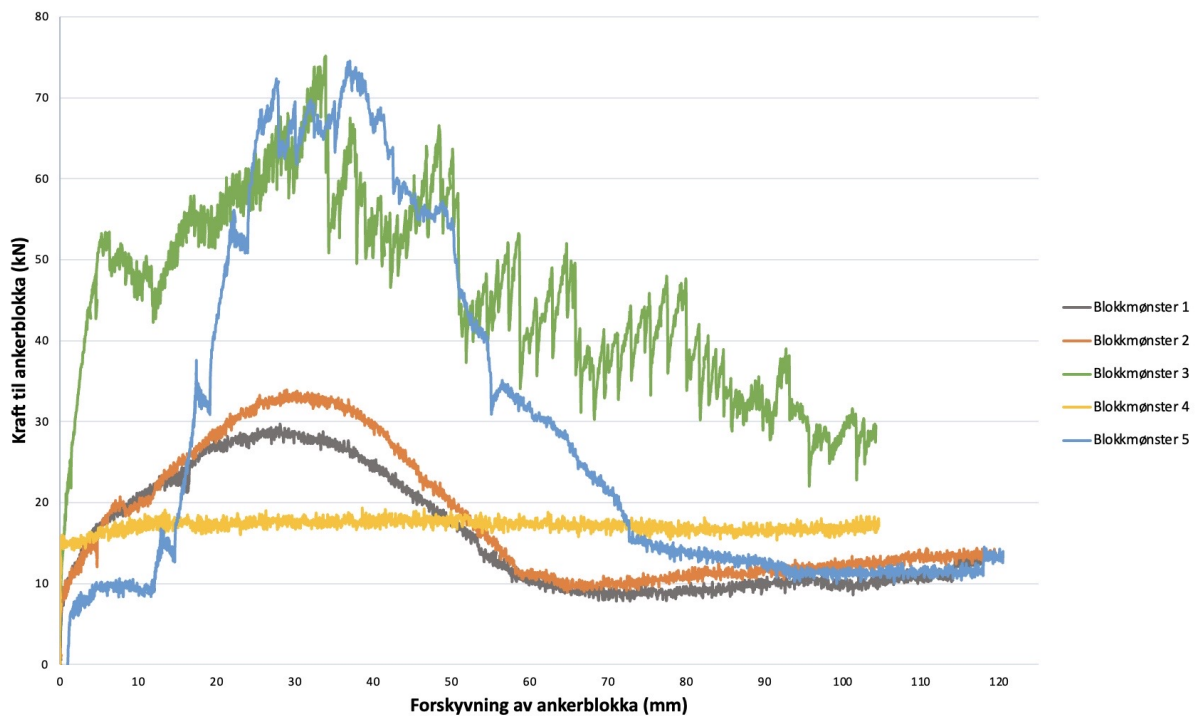
Analysene for testene med høyde på 8 m og 0 MPa i sidetrykk (Figur 4.1c, 4.2c, 4.3c, 4.5c og 4.6c) er de testene med smalest deformasjonsområde av alle testene som er analysert og utbrer seg minst i horisontal retning. Forskyvningen er, i likhet med de andre testene uten sidetrykk, konsentrert i de sentrale delene og propagerer seg fra bunnen og opp til de øverste lagene. Også her, er det målt relativt lave verdier for maks forskyvning, med unntak av blokkmønster 3.

4.2 Bruddtestene

Resultatene for maks belastning og forskyvning ved den maksimale belastningen for alle fem bruddtestene er vist i Tabell 4.6 og Figur 4.7. Alle bruddtestene ble utført med 0,9 m høyde og med 0,5 MPa i horisontalspenning, foruten om blokkmønster 4. Horisontalspenning for bruddtestene på blokkmønster 4 ble satt til 0,1 MPa på grunn av at mønsteret ble forskjøvet og deformert av 0,5 MPa. Dette har påvirket alle resultatene for blokkmønster 4, som blir analysert videre i seksjonene under.

Tabell 4.6: Resultat fra bruddtestene.

		Blokkmønster				
		1	2	3	4*	5
Sidetrykk (MPa)	0.5	Maks belast. = 29.7 kN	Maks belast. = 33.9 kN	Maks belast. = 75.2 kN	Maks belast. = 19.4 kN	Maks belast. = 74.5 kN
		Forskyv. ved maks belast. = 28.0 mm	Forskyv. ved maks belast. = 27.9 mm	Forskyv. ved maks belast. = 33.9 mm	Forskyv. ved maks belast. = 69.2 mm	Forskyv. ved maks belast. = 35.6 mm
		* Sidetrykk er 0.1 MPa				



Figur 4.7: Kraften til ankerblokka ved forskyvning for alle blokkmønstrene under bruddtestene.

Tabellen og figuren viser tydelig at blokkmønster 3 og blokkmønster 5 har størst kapasitet mot brudd med en maks belastning på 75,2 MPa og 74,5 MPa. Det er også de mønstrene som viser størst forskyvning ved maks belastning dersom man ser bort i fra bruddtesten på blokkmønster 4, hvor belastningen var konstant. Blokkmønster 1, 2 og 4 har lavere kapasitet med maks belastning på henholdsvis 29,7 kN, 33,9 kN og 19,4 kN. Bruddet til blokkmønstrene oppstod etter maks belastning da kraften startet å avta jevnt som illustrert i Figur 4.7. Alle blokkmønstrene, foruten om blokkmønster 4, nådde maks belastning mellom 25 - 35 mm forskyvning.

Kurven til blokkmønster 1 viser en jevn økning av kraft som blir påført veggen fram til maks forskyvning på 28 mm, hvor bruddet oppstod. Etter bruddet begynte kraften å avta jevnt. For kurven til blokkmønster 2 gjelder det samme, bare at maks belastningen er høyere enn ved blokkmønster 1. Kraften til både blokkmønster 1 og 2 stabiliserer seg på rundt 10 kN etter bruddet.

Kurven til blokkmønster 3 har en større økning i påført kraft og er mer ujevn enn blokkmønster 1 og 2. Økningen til kraften er på grunn av høyere kapasitet til blokk-

mønsteret. Det at kurven er ujevn før brudd og viser plutselige fall i kraft, skyldes at inputkraften til systemet er oppnådd, og blir økt. Dette er illustrert ved den første toppen til målt kraft ved ca. 5 mm forskyvning. De mindre fallene (ujevnheten) til kraften skyldes trolig små brudd eller rotasjoner i blokkene. Bruddene og rotasjonene utløser noe av spenningen før veggen påføres mer kraft, og spenningen øker igjen. Etter bruddet ved 33,9 mm avtar kraften, igjen veldig ujevnt.

Kurven til blokkmønster 4 er åpenbart påvirket av den lave horisontalspenningen og holder konstant kraft gjennom hele bruddforsøket på ca. 16 kN. Grunnen til at kraften er konstant er at blokkmønsteret er blitt løftet rett opp uten noen rotasjoner eller brudd i blokkene.

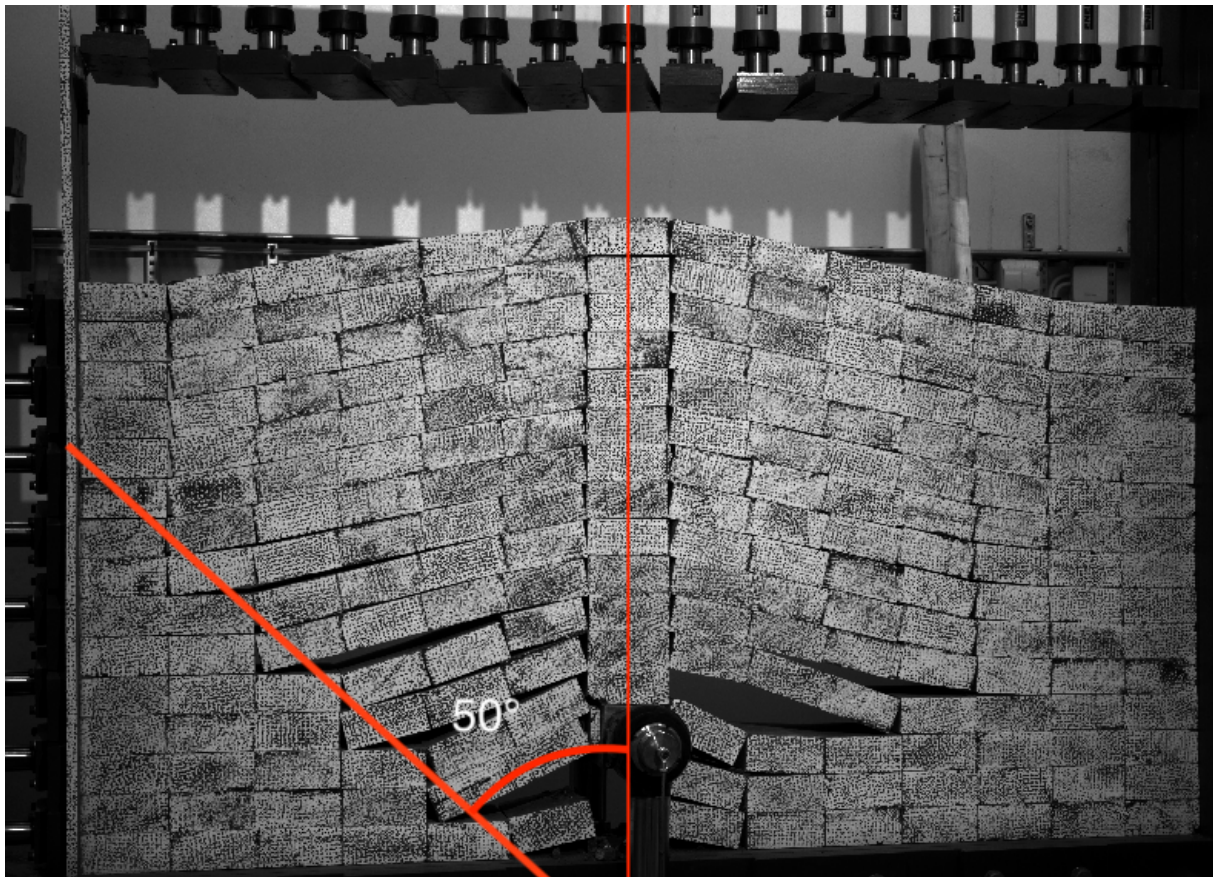
For kurven til blokkmønster 5 gjelder det samme som ved blokkmønster 3. Økningen i kraft er ujevn både før og etter brudd som skyldes endringer i input data i ROCARC programmet, rotasjoner eller brudd i blokkene på grunn av spenningen som bygges opp i blokkmodell-veggen. Ved rundt 25 mm kan en se et betydelig brudd som nesten er på høyde med hovedbruddet som skjedde ved 35,6 mm. Kurven til blokkmønster 5 er ikke like ujevn etter hovedbruddet i det kraften avtar som blokkmønster 3. Kraften stabiliserer seg til slutt på rundt 10 kN, i likhet med blokkmønster 1 og 2.

4.2.1 Geometri til bruddlegemet og bruddvinkel

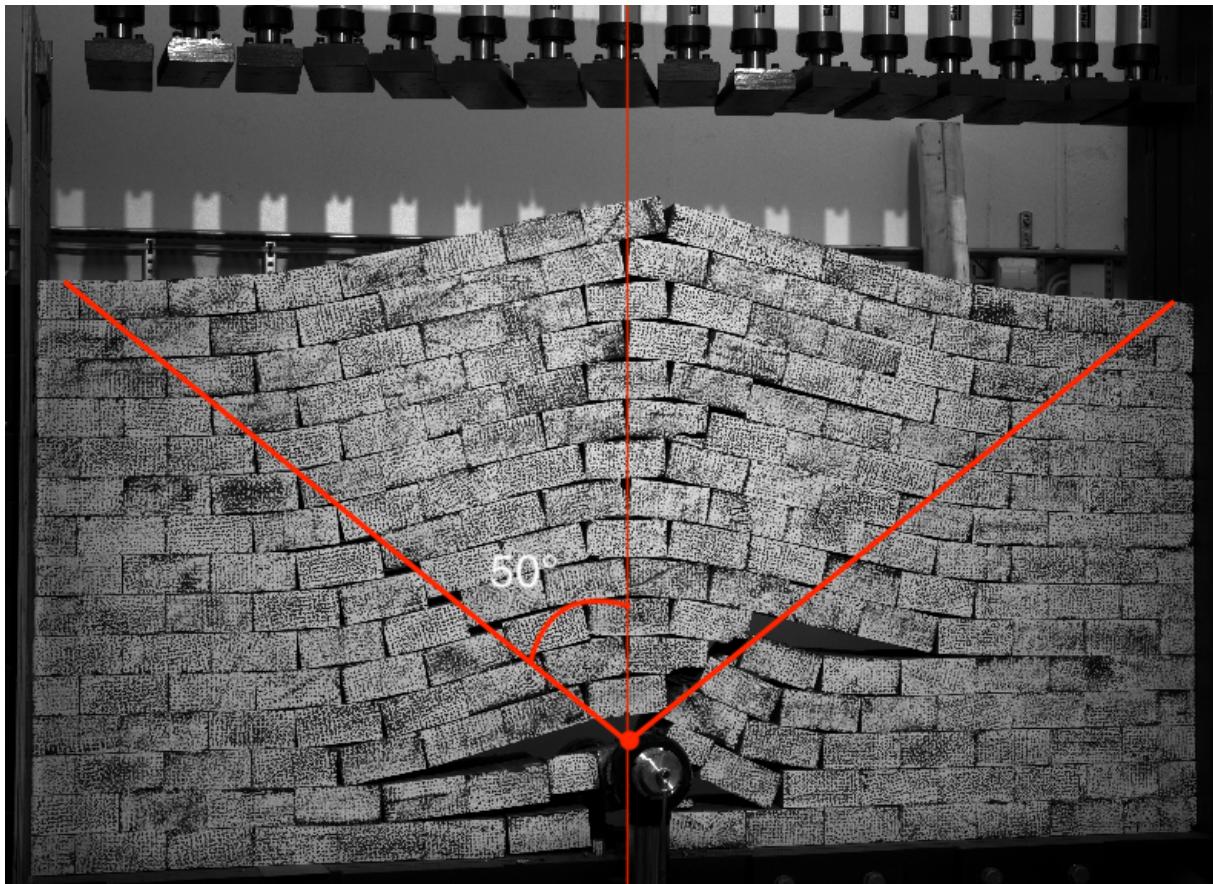
Figur 4.8 viser geometrien til bruddlegemet og målt bruddvinkel ved maks forskyvning for bruddtestene. Hovedobservasjonen var at alle bruddene så ut til å følge sprekkemønsteret. Blokkmønsteret med størst knusing var blokkmønster 5 med størst form for sammenlåsning, men også her så det ut til at bruddet fulgte sprekkene.

Bildene er tatt fra et litt skråstilt perspektiv og derfor er midten av blokkmodell-veggen (rød vertikal strek) plassert litt til venstre for det den var i realiteten. Dette kan ha hatt en liten påvirkning på målingene til bruddvinkelen, og det er derfor valgt å runde av bruddvinklene til nærmeste 5° .

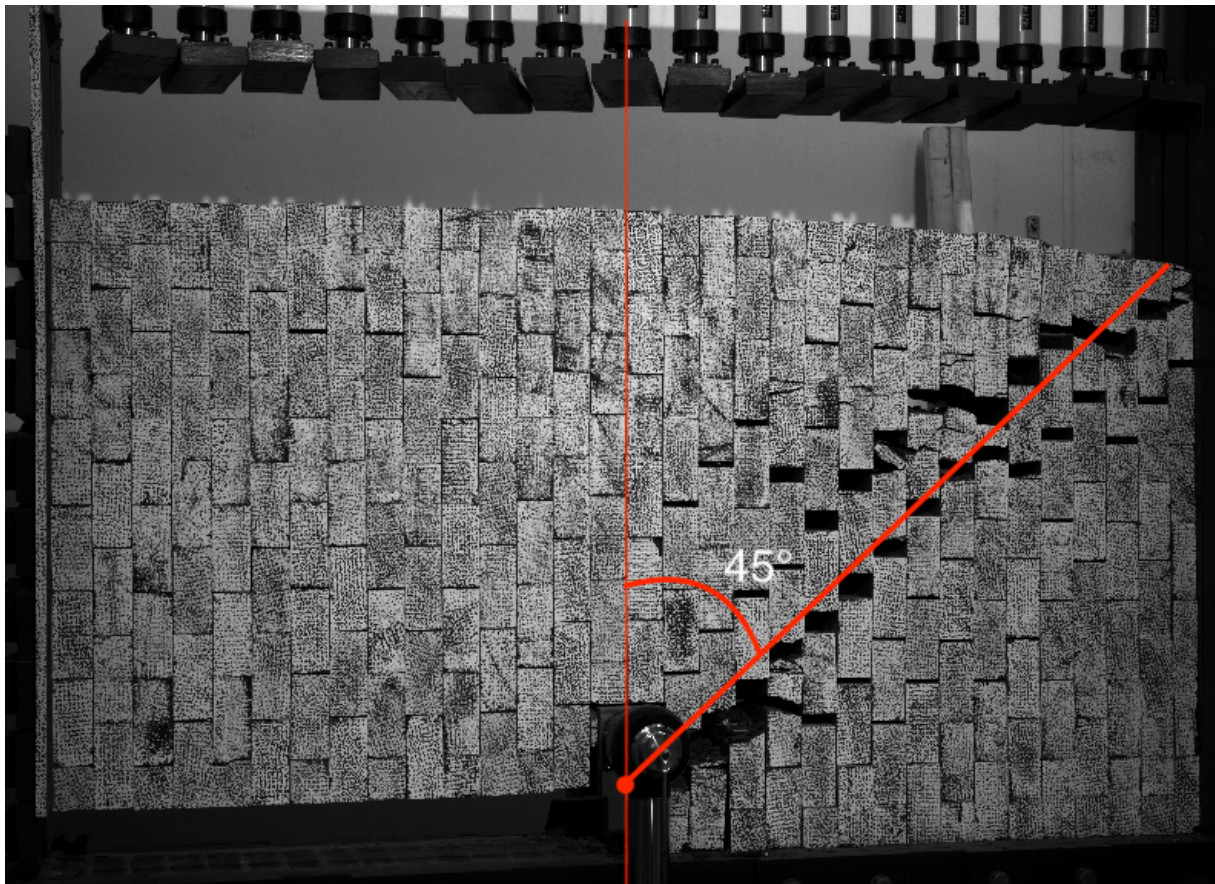
En annen feilkilde ved bruddtestene, er som tidligere nevnt treplata med støyp på siden mot stemplene, som vist i Figur 3.4. Det antas at støypen har påvirket formen på bruddlegemet ved bruddtest på blokkmønster 3 og 4. For blokkmønster 4, hang det fast noen blokker under den markerte streken på venstre siden. Disse ville antageligvis ikke hengt fast uten å ha blitt påvirket av støypen. For blokkmønster 3 er det logisk å tenke seg at bruddet som vist på høyre siden av ankerblokka ville vært symmetrisk på begge sider i realiteten. Det er noe uvisst om dette skyldtes støypen eller om dette skyldtes noe annet. I tillegg er det ikke tatt hensyn til at treplata har lavere stivhet enn resten av testmateriale. Det er rimelig å anta at den horisontale deformasjonen i blokkene ble lavere, siden store deler av deformasjonen vil oppstå i treplata, fordi den er mykest og vil deformeres mest.



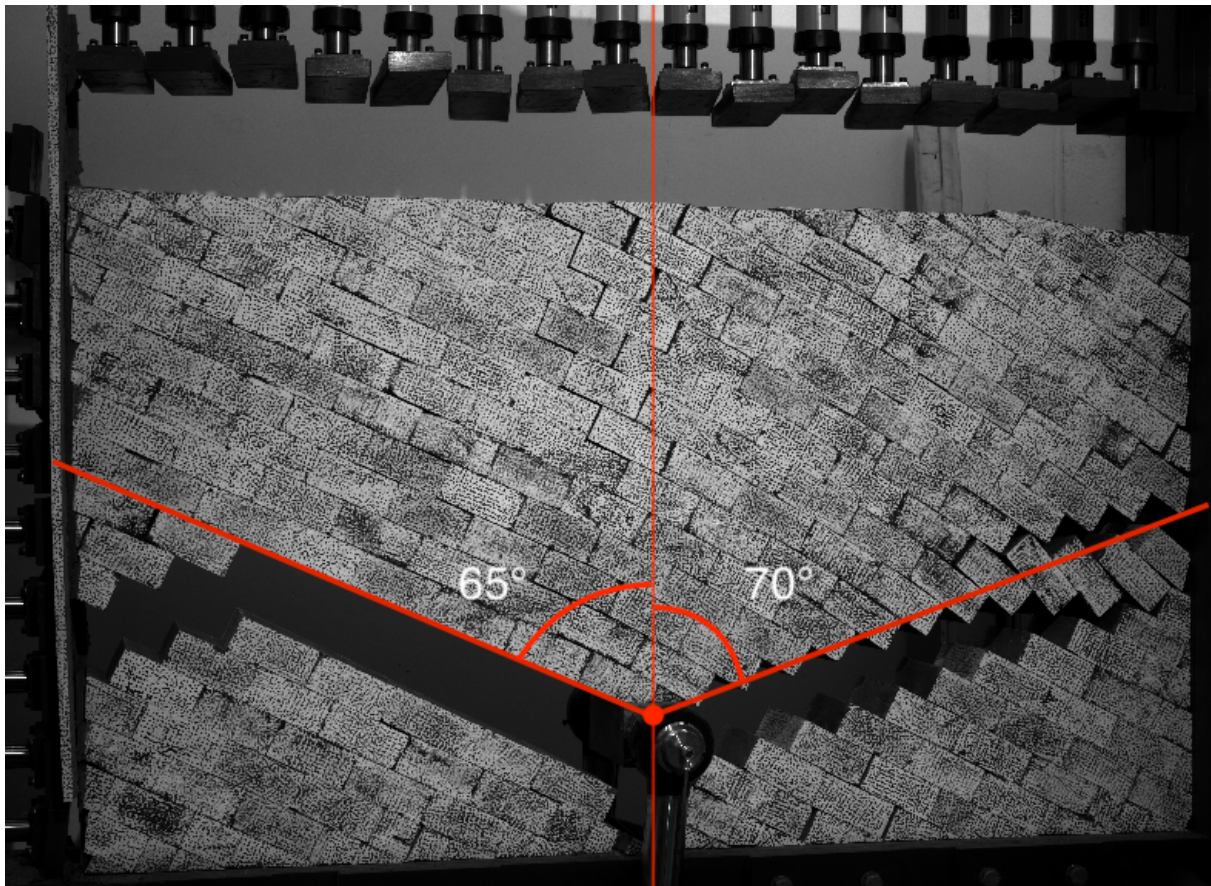
Figur 4.8a: Bruddtest for blokkmønster 1 med en bruddvinkel på 100° .



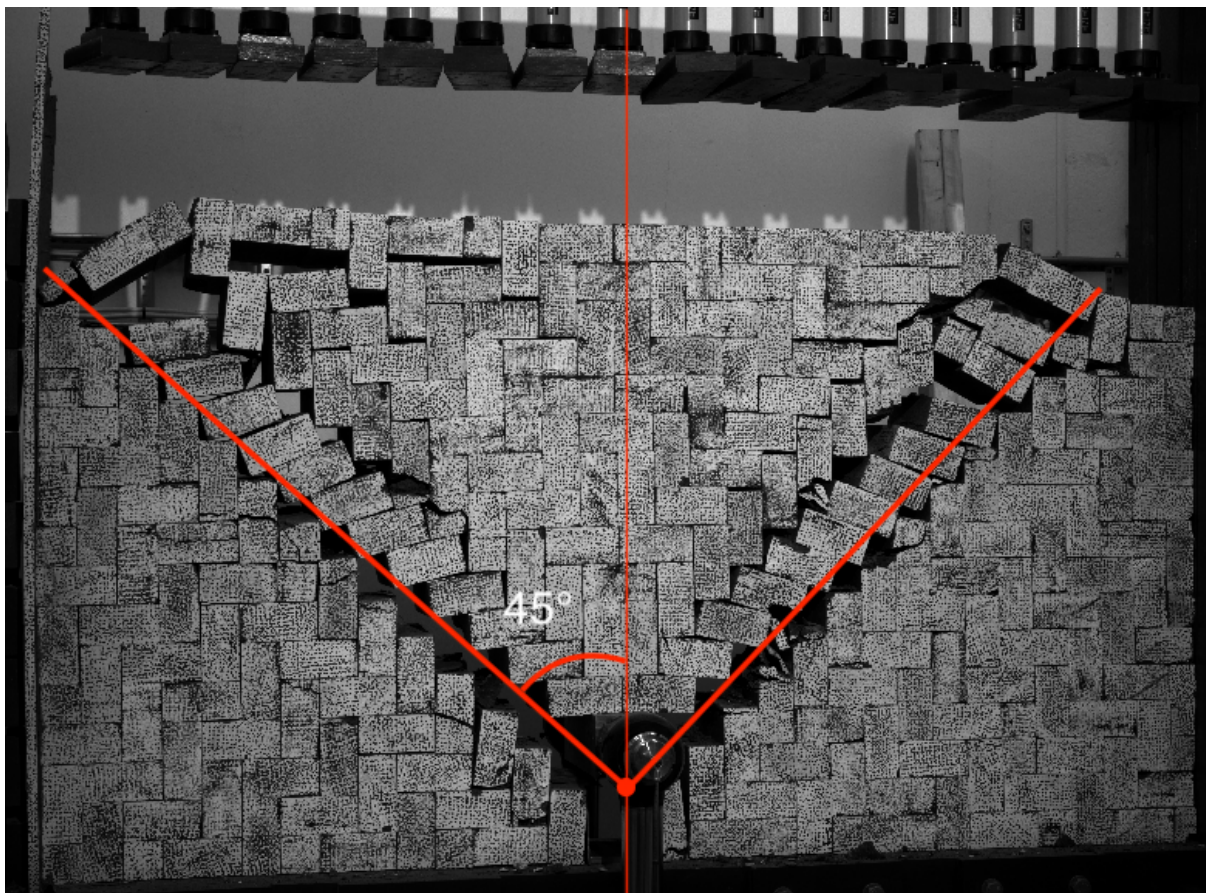
Figur 4.8b: Bruddtest for blokkmønster 2 med en bruddvinkel på 100° .



Figur 4.8c: Bruddtest for blokkmønster 3 med en bruddvinkel på 90° .



Figur 4.8d: Bruddtest for blokkmønster 4 med en usymmetrisk bruddvinkel på 135° .



Figur 4.8e: Bruddtest for blokkmønster 5 med en bruddvinkel på 90° .

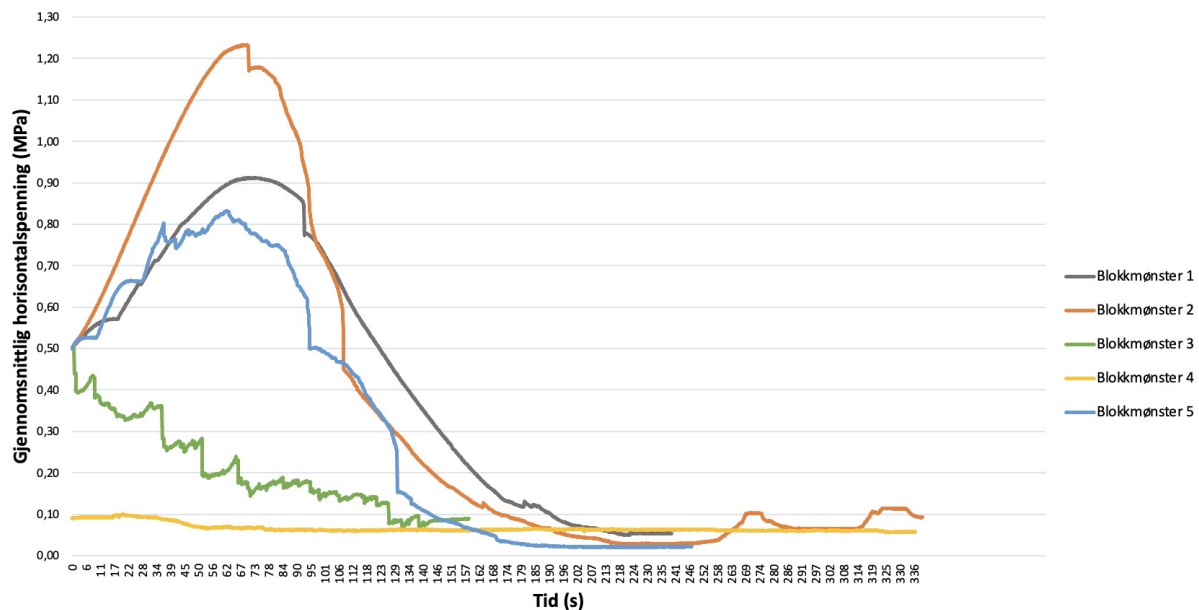
Bruddformen til testene viser til en konisk form med varierende bruddvinkel. Ved blokkmønster 1, 2, 3 og 5 ble bruddvinkelen mellom 90° - 100° . Blokkmønster 4 hadde en betydelig bredere bruddvinkel på 135° .

For blokkmønster 1 og 2 ble bruddvinkelen målt til å være 100° ($2 \times 50^\circ$). For blokkmønster 3 og 5 ble bruddvinkelen målt å være 90° ($2 \times 45^\circ$). Blokkmønster 4 skiller seg ut og har en videre bruddvinkel som ble målt til å være på 135° ($65^\circ + 70^\circ$). Det er også dette mønstrene hvor kapasiteten ble kraftig påvirket av forankringsdypet. Trolig har dette en sammenheng med at volumet til bruddlegemet er større og øker mer med forankringsdypet enn et blokkmønster med mindre bruddvinkel.

4.2.2 Gjennomsnittlig horisontalspenninger over tid

Gjennomsnittlig horisontalspenninger over tid er vist i Figur 4.9 for alle bruddtestene. Den gjennomsnittlig horisontalspenningen er beregnet ved å regne ut gjennomsnittet til kraften fra alle stemplene. Gjennomsnittet til kraften omgjøres til spenning ved å dele på arealet til sideveggen hvor kraften er påført. Plottet gir nyttig informasjon om hvilke blokkmønster som overfører mest spenning til sidekantene i riggen.

Plottet for gjennomsnittlig horisontalspenninger over tid viser at det er blokkmønster 2 som klart overfører mest spenning ut mot sidene, etterfulgt av blokkmønster 1 og 5. Blokkmønster 3 viser en betydelig lavere overføring av spenninger ut mot sidene enn blokkmønstrene nevnt over. Blokkmønster 4 overfører naturligvis minst spenning ut mot sidene på grunn av mindre horisontalspenning ved starten av testen.



Figur 4.9: Gjennomsnittlig horisontalspenninger over tid for alle blokkmønstrene under bruddtestene.

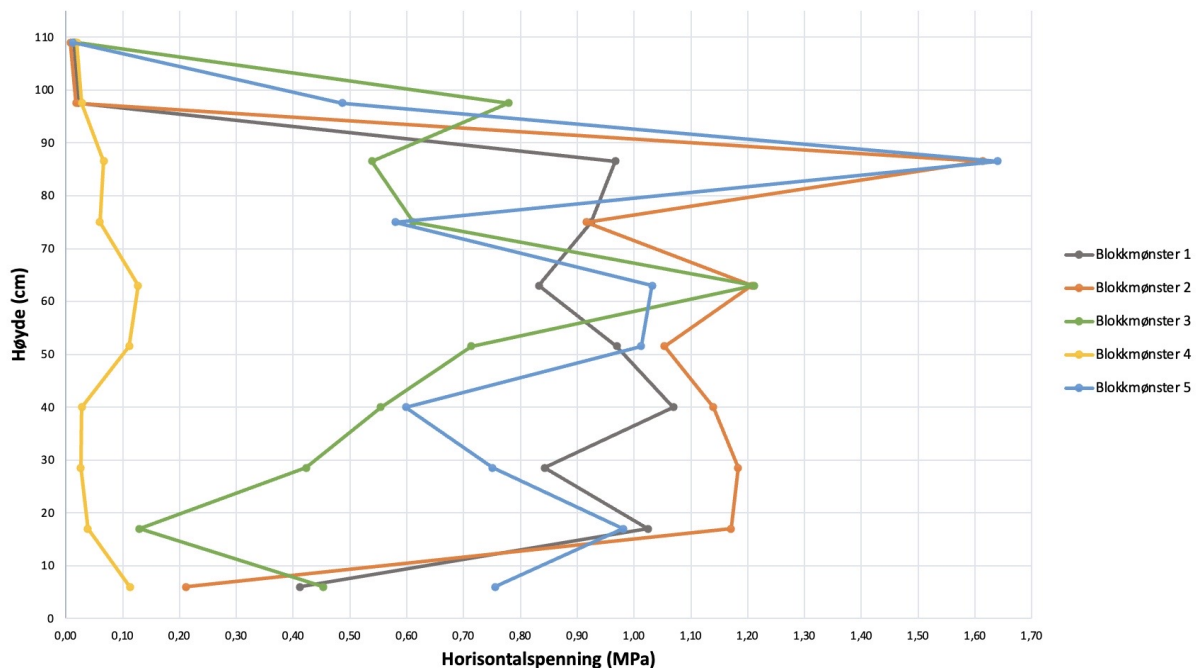
Det at blokkmønster 1 og 2 har de høyeste verdiene for overføring av spenninger ut mot sidene kan trolig skyldes orienteringene til blokkene som er parallelt med stemplene. Det vil si at sidetrykket som blir påført av stemplene blir påført på ett lite overflateareal til hver enkelt blokk. Det motsatte skjer ved blokkmønster 3, hvor sidetrykket blir påført på den største sideflaten med det største arealet til blokkene.

4.2.3 Horisontalspenning mot høyde

Figur 4.10 viser endringer i horisontalspenningen ved ulike høyder for alle bruddtestene ved maks belastning. Plottet gir nyttig informasjon om hvor største horisontalspenning oppstår.

For plottet med horisontalspenninger mot høyde, er høyden målt i cm og målt fra innsiden av ramma til ROCARC riggen. Punktene i diagrammet representerer høyden til stemplene på siden i riggen som tidligere vist i Figur 3.1. Videre i avsnittene under blir stempelene referert til med nummer, hvor 1 er nederst og 10 er øverst. I og med at bruddtestene ble utført med en høyde på 0,9 m, skulle ikke stempel 9 og 10 blitt aktivert teoretisk sett. Som plottet viser stemmer ikke dette for blokkmønster 3 og 5. Under testing av blokkmønster 3 og 5 ble veggens forskjøvet mer enn de andre mønstrene i vertikalretning. Det resulterte i at veggene kom i kontakt med stempel 9 etterhvert som testen foregikk. Dette kunne vært unngått ved å skyve inn stempel 9 og 10 før testene startet, men påvirker ikke resultatet så lenge man er klar over årsaken.

Plottet for horisontalspenninger mot høyde under maks belastning viser hvordan horisontalspenningen utbrer seg ved ulike høyder. I plottet viser kurven til blokkmønster 1 at høyeste målte horisontalspenning på omtrent 1,07 MPa ble målt ved en høyde på 40 cm som tilsvarer høyden til stempel 4. For blokkmønster 2 ble høyeste målte horisontalspenning på omtrent 1,62 MPa, målt ved en høyde på 85 cm som tilsvarer høyden til stempel 8. Kurven til blokkmønster 3 viser høyeste målte horisontalspenningen på rundt 1,22 MPa, målt ved en høyde på 65 cm som tilsvarer høyden til stempel 6. Blokkmønster 4 viser høyeste målte horisontalspenningen på rundt 0,15 MPa, målt ved en høyde på 65



Figur 4.10: Horisontalspenninger ved ulike høyde under maks belastning fra ankerblokka for alle bruddtestene. Punktene representerer høyden til hvert stempel.

cm som tilsvarer høyden til stempel 6. Grunnen til den lave horisontalspenningen er som nevnt flere ganger tidligere, at bruddtesten ble utført med 0,1 MPa i sidetrykk. Til slutt, viser kurven til blokkmønster 5 at høyeste målte horisontalspenning på rundt 1,65 MPa ble målt ved en høyde på 85 cm som tilsvarer høyden til stempel 8.

Om en sammenligner plottet for horisontalspenninger mot høyde med bildene av bruddlegemet fra Seksjon 4.2.1, er det naturlig å anta at dette har en sammenheng. I flere av tilfellene viser det seg at den største horisontalspenningen er plassert hvor bruddlegemet treffer sideveggen til blokkmønsteret. For blokkmønster 1 er stemmer ikke dette fullt ut ved at største horisontalspenning ble målt ved stempel 4, og i følge Figur 4.8a treffer bruddlegemet sideveggen ved stempel 6. Siden bruddlegemets bunnpunkt er plassert utenfor testriggeren, er det fullt mulig å ha mistolket bruddvinkelen, og at bruddlegemet egentlig treffer sideveggen ved stempel 4.

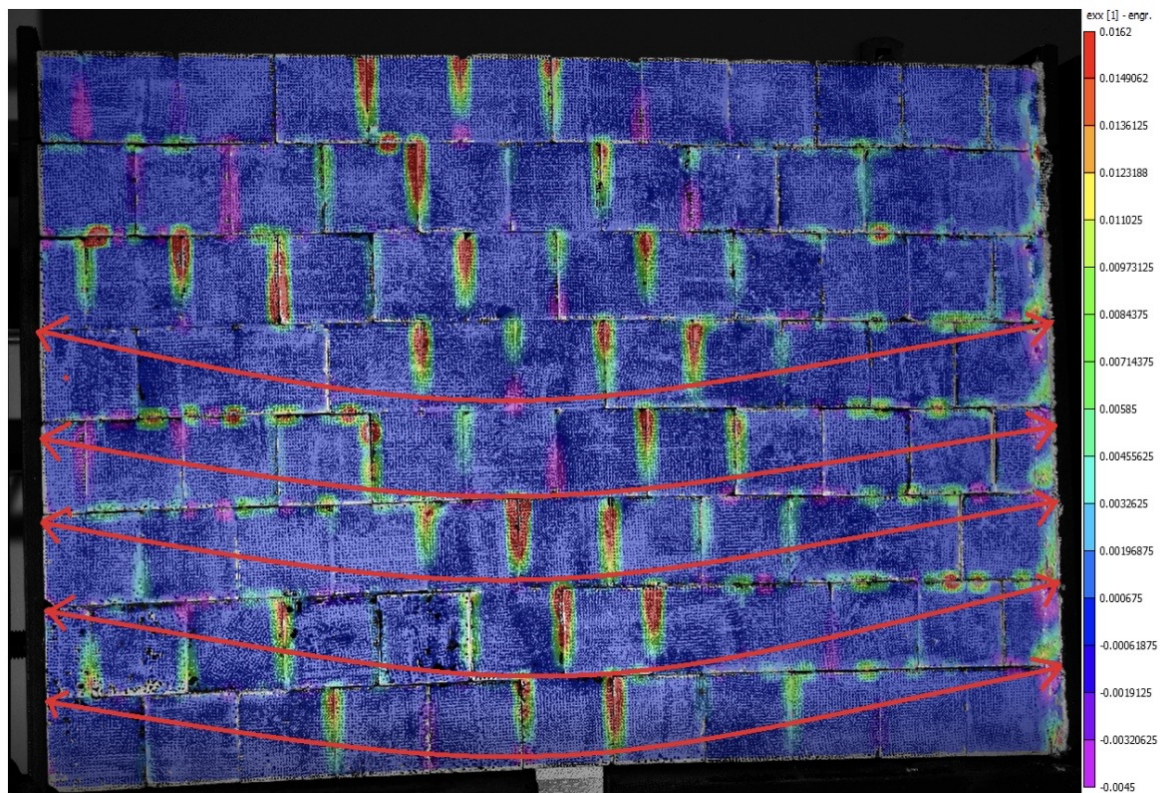
For blokkmønster 2 er høyeste horisontalspenning målt ved stempel 8, og i følge Figur 4.8b er det nettopp ved stempel 8 hvor bruddlegemet treffer sideveggen. For Blokkmønster 3 er det, i likhet med blokkmønster 1, vanskelig å sammenligne. Største horisontalspenning er målt ved stempel 6, men Figur 4.8c viser er det ikke utviklet et brudd på venstre side av veggen mot stemplene.

For blokkmønster 4 ble størst horisontalspenning målt ved stempel 6. Det er nøyaktig hvor bruddlegemet treffer sideveggen i følge 4.8d. Det samme gjelder for blokkmønster 5. Største målte horisontalspenningen er målt ved stempel 8 som stemmer med hvor bruddlegemet treffer i Figur 4.8e.

4.2.4 Lastbærende spenningsbuer

En annen grunn til at horisontalspenningen varierer med høyden er at det blir dannet lastbærende spenningsbuer når blokkmodell-veggen blir påført belastninger. Som forklart

i Seksjon 2.2.4 er lastbærende spenningsbuer soner med økt spenning for å stabilisere bergmassen. Stabiliseringen skjer ved å overføre belastninger ut mot sidene. Et eksempel på lastbærende spenningsbuer er vist i Figur 4.11 fra Aasbø (2021).

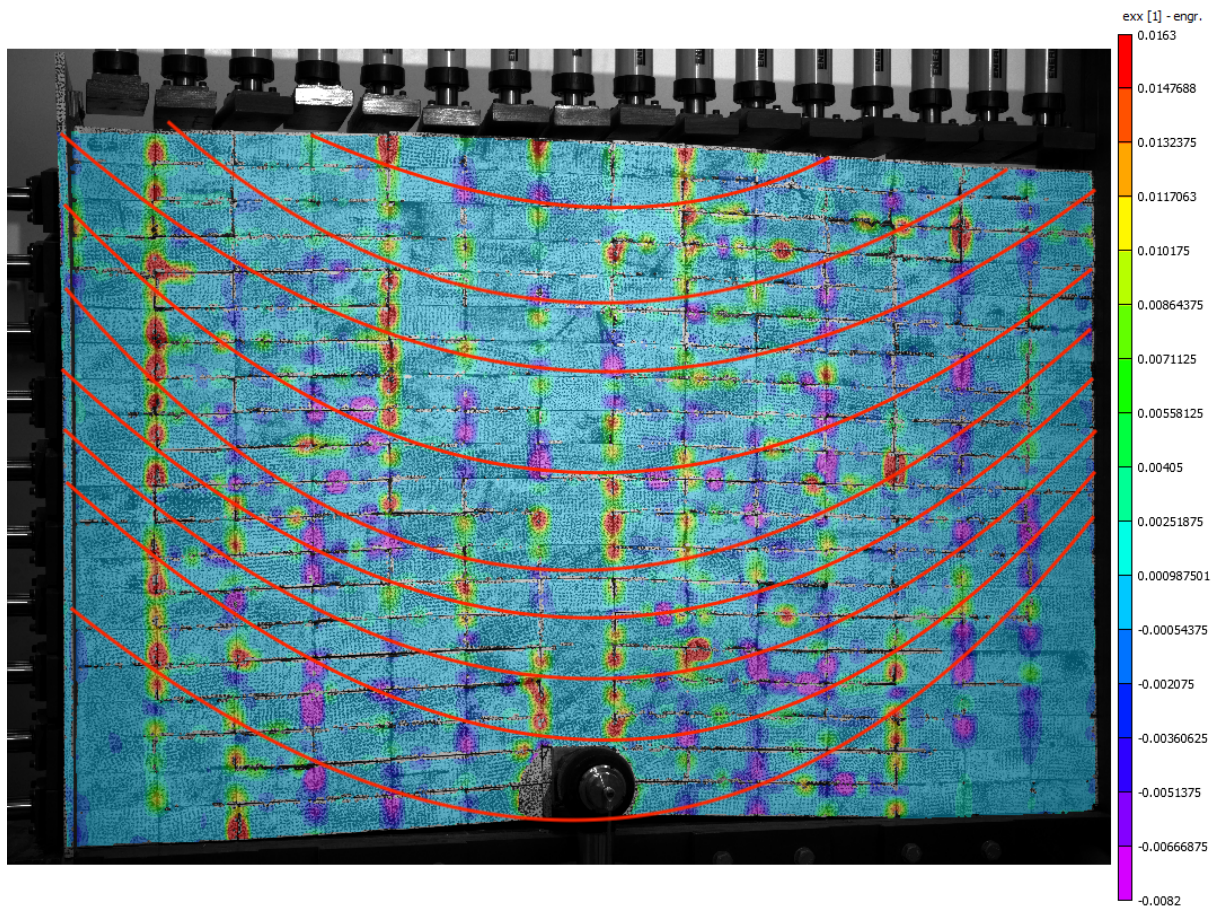


Figur 4.11: Plott av horisontal tøyning med plassering av lastoverførende spenningsbuer vist med røde piler (Aasbø, 2021).

Figuren viser med røde piler hvor lastbærende spenningsbuer er induisert i en blokkmodellvegg, som ble testet med en mini rigg i 2021 (Aasbø, 2021; Grindheim mfl., 2022). De lilla områdene til plottet indikerer områder hvor de vertikale sprekkene er utsatt for kompresjoner, de røde/gule indikerer områder hvor de vertikale sprekkene åpner seg. De lastbærende spenningsbuene kan defineres ved å følge områdene til de vertikale sprekkene som er utsatt for kompresjon (lilla farge). En annen indikasjon på en lastbærende spenningsbue er at de vertikale sprekkene åpner seg (rød/ gul farge) i toppen av de vertikale sprekkene i midten av vegg. Åpningen i toppen av sprekkene forflytter seg gradvis nedover desto lengre ut mot sidenekantene man kommer.

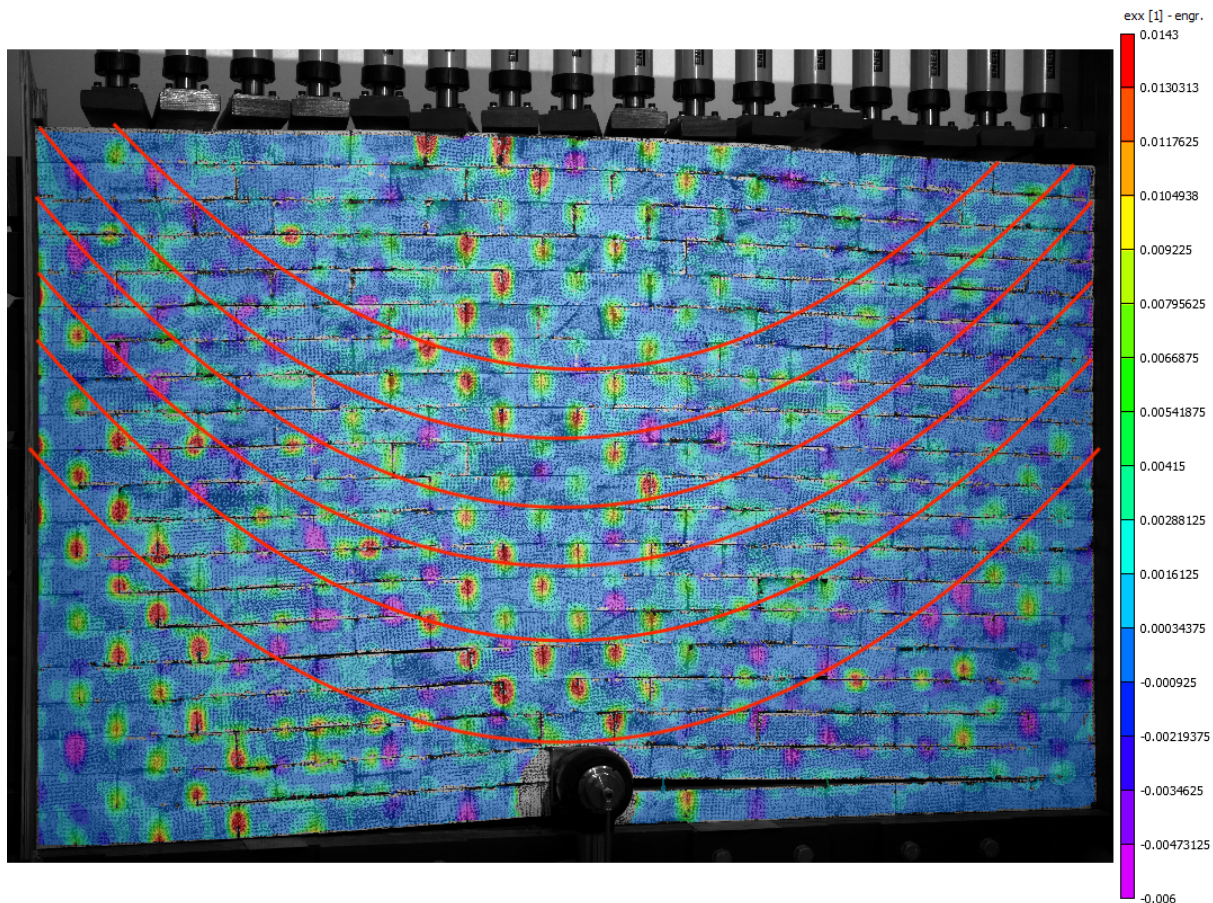
Figur 4.12 viser lastbærende spenningsbuer (markert i rødt) på et plott av horisontal tøyning. Plottene av tøyning i x-retning er hentet fra testene med høyde på 1,2 m og 0,1 MPa i sidetrykk for alle blokkmønstrene, foruten om blokkmønster 4. Siden blokkmønster 4 er et skråstilt sprekkemønster er det vanskelig å definere lastbærende spenningsbuer på et plott som viser tøyning i horisontal retning.

Figur 4.12a viser tolkningen av lastbærende spenningsbuer i blokkmønster 1. Ut i fra plottet som viser horisontal tøyning er det identifisert ni spenningsbuer som er lokalisert fra bunnen til toppen av vegg med relativt god avstand mellom hverandre. Kurven til buene er relativt åpen som indikerer at de overfører store deler av spenningen til sidene.



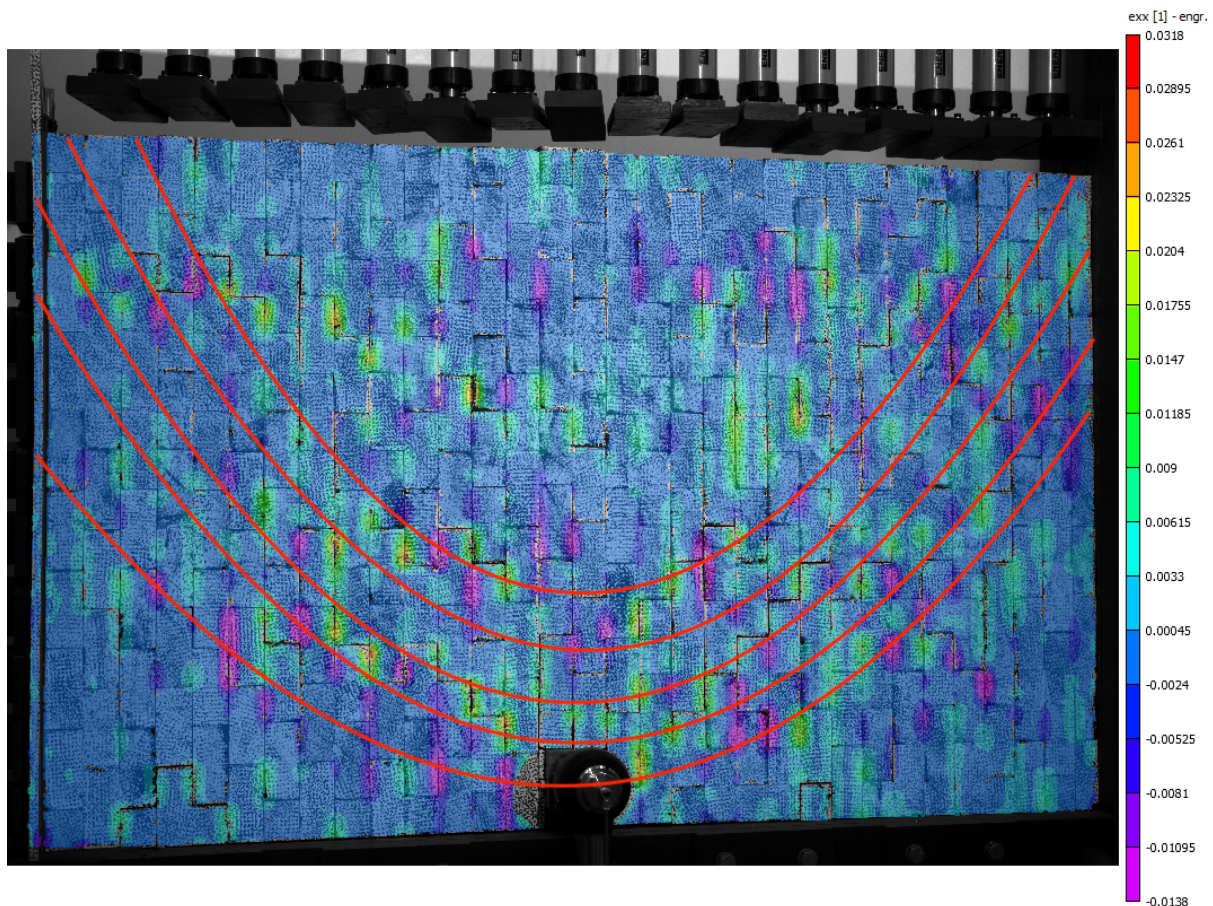
Figur 4.12a: Tolkning av lastbærende spenningsbuer vist i rødt for blokkmønster 1.

Figur 4.12b viser tolkningen av lastbærende spenningsbuer i blokkmønster 2. Ut i fra plottet som viser horisontal tøyning er det identifisert seks spenningsbuer som er lokalisert fra ankerblokka til øvre del av midten. Desto lengre opp i vegg, desto vanskeligere ble det å identifisere spenningsbuene. I likhet med blokkmønster 2 er kurven til buene åpen og buene har god avstand mellom hverandre.



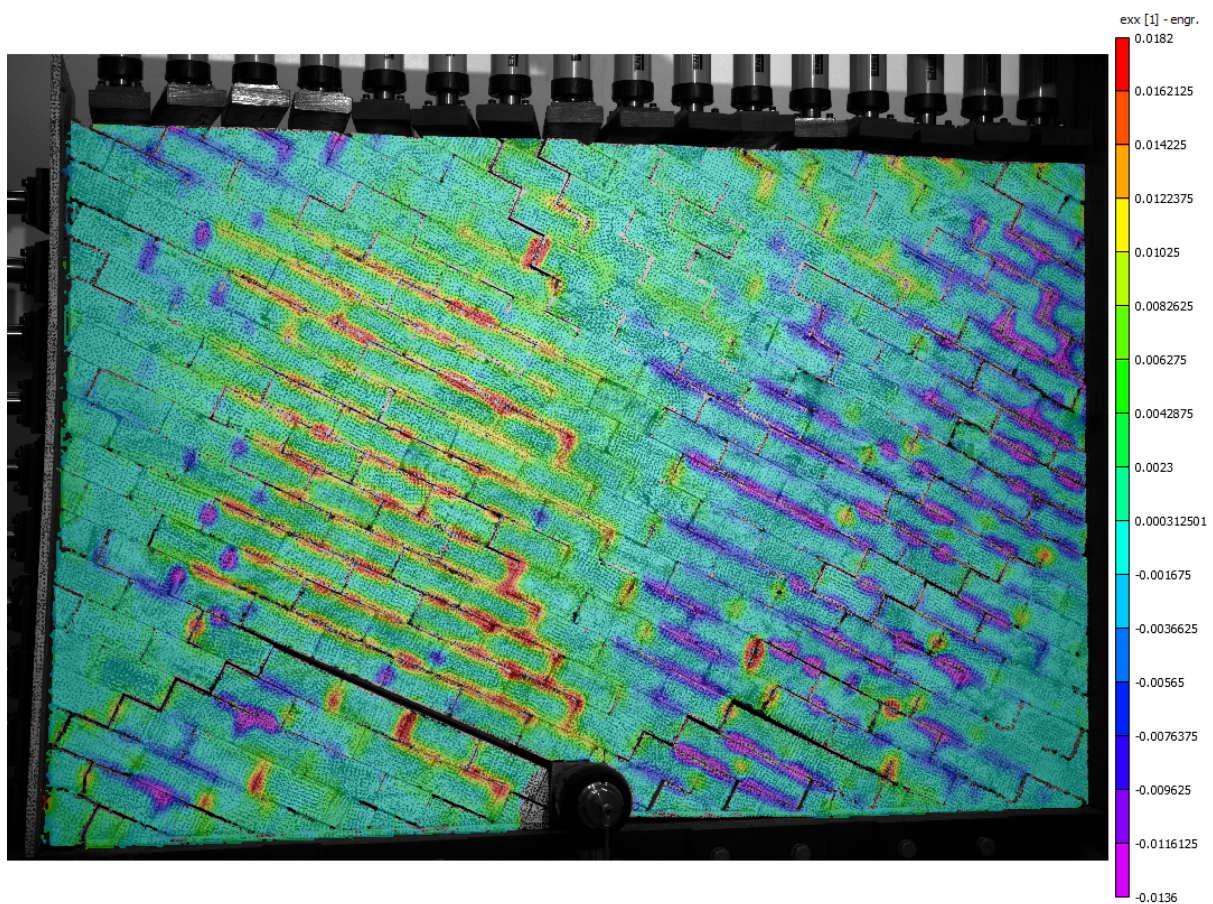
Figur 4.12b: Tolkning av lastbærende spenningsbuer vist i rødt for blokkmønster 2.

Figur 4.12c viser tolkningen av lastbærende spenningsbuer i blokkmønster 3. Ut i fra plottet som viser horisontal tøyning er det kun identifisert fem spenningsbuer som er lokalisert fra bunnen til midten av veggen. Kurven til buene er relativt smal i forhold til buene i blokkmønster 1 og 2. Det indikerer lite av spenningen overføres til sidene. I stedet overføres de mer vertikalt. I tillegg har spenningsbuene mindre avstand mellom hverandre.



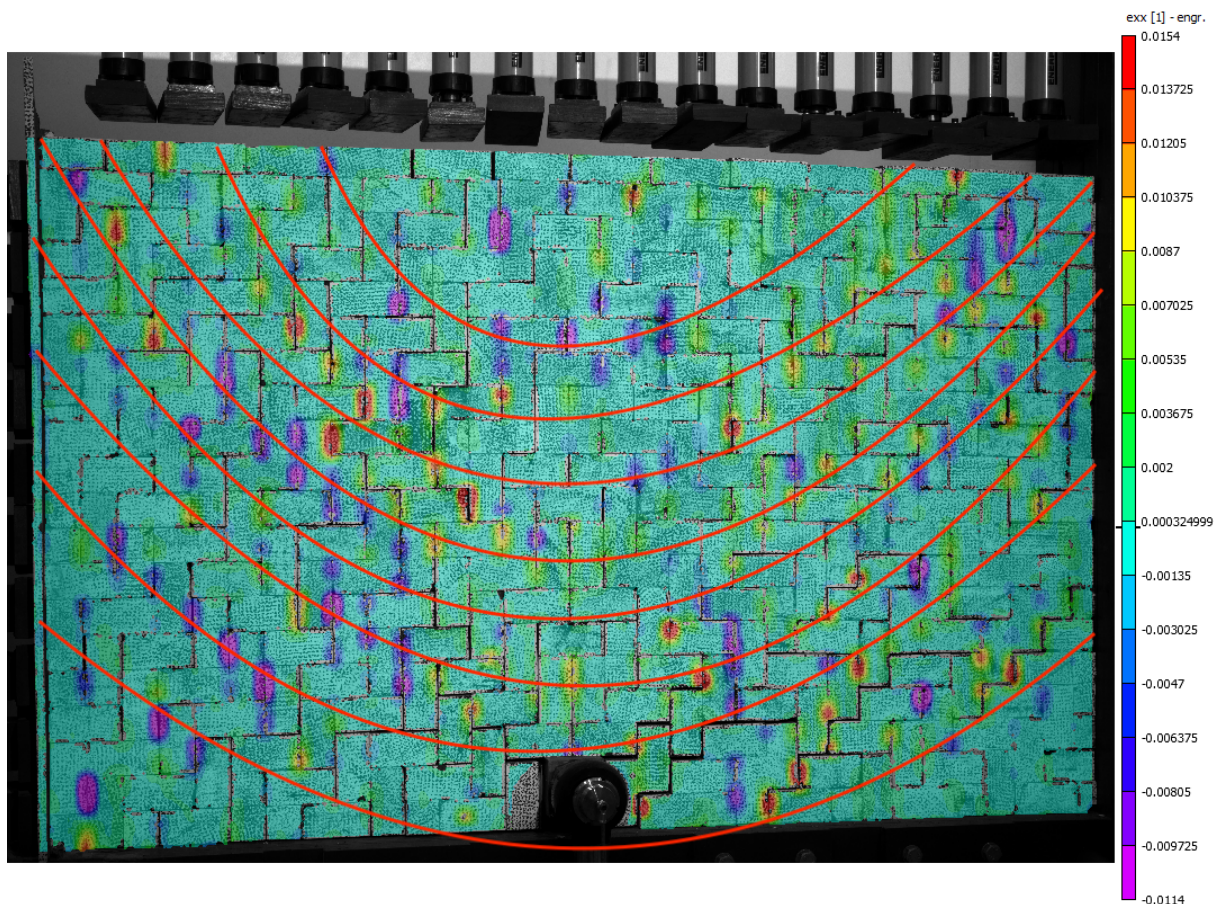
Figur 4.12c: Tolkning av lastbærende spenningsbuer vist i rødt for blokkmønster 3.

Figur 4.12d viser plottet av tøyning i x-retning (horisontaltøyning) for blokkmønster 4. Som nevnt tidligere ble ikke det identifisert lastbærende spenningsbuer på grunn av helningen til sprekkemønsteret som gjorde det umulig med framgangsmåten som er brukt på de andre blokkmønstrene. Plottet av de horisontale tøyningene viser at sprekken åpner seg (rød/gul) på venstre side av veggen, foruten noen få vertikale sprekker som blir komprimert (lilla). Rett over ankerblokka er det ingen til veldig lite tøyning. På høyre side er blir sprekken hovedsaklig komprimert, foruten noen få vertikale sprekker som åpner seg.



Figur 4.12d: Horizontal tøyning for blokkmønster 4.

Figur 4.12e viser en tolkning av lastbærende spenningsbuer i blokkmønster 5. Ut i fra plottet som viser horizontal tøyning er det identifisert åtte spenningsbuer som er lokalisert fra bunnen til toppen av veggen. Kurven til buene er smalere enn blokkmønster 1 og 2, men mer åpen enn blokkmønster 3. Dette indikerer at de overfører større deler av spenningen vertikalt, i likhet med blokkmønster 3. Buene har relativt god avstand mellom hverandre og er lik blokkmønster 1 og 2 på dette.



Figur 4.12e: *Tolkning av lastbærende spenningsbuer vist i rødt for blokkmønster 5.*

Likt for alle tolkningene av lastbærende spenningsbuer, utført for denne oppgaven, er at alle spenningsbuene hos alle blokkmønstrene strekker seg over flere lag i blokkmodellveggen, i motsetning til det som ble observert i analysen på mini test riggen. Det ble identifisert en spenningsbue for hvert lag i blokkmodellveggen som ble testet da. Alle buene er litt skråstilt mot venstre som antageligvis skyldes vinkelen bildet er tatt fra. Det er samme grunn som gjorde at det ble valgt å runde opp bruddvinkelen til nærmeste 5° . Det som også var likt for alle er at buene ble vanskeligere å identifisere i øvre del av veggen, spesielt for blokkmønster 2 og 3. Det resulterte i at den øverste spenningsbuene for disse to, ble identifisert i midten av veggen. For blokkmønster 1 og 5 ble det identifisert lastbærende spenningsbuer så og si helt i toppen av veggen.

Analysen av lastbærende spenningsbuer på mini riggen ble bekreftet ved at en numerisk modell viste samme plassering. Plasseringene av spenningsbuene i dette prosjektet er ikke blitt bekreftet på noen måter, og er kun basert på tolkninger fra plottet med horisontal tøyning. I denne oppgaven blir det ikke videre analyse av spenningsbuer, i og med at dette burde samkjøres med numerisk modellering som kan bekrefte tolkningene.

4.3 Resultater fra feltforsøkene

Hensiktet med del 2 av feltforsøket var, som nevnt tidligere, å studere og kartlegge bruddet til bergmassen. Figur 4.13 viser resultatet av en opptrekkstest, før og etter rensk av bruddmaterialet.



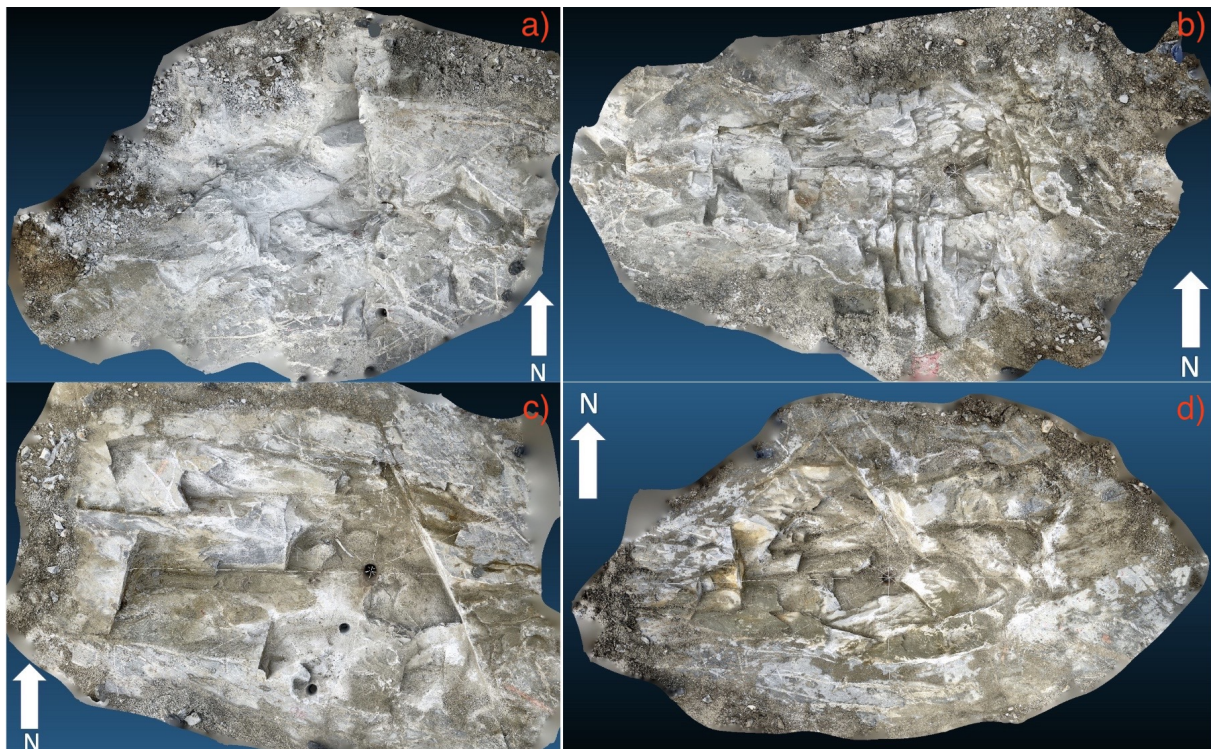
Figur 4.13: Bilder før og etter rensk av bruddmaterialet. Bildet til venstre viser bruddkrateret til anker A1m og bildet til høyre er av bruddkrateret til B1.5m

Bildet av bruddet til A1m før rydding av bruddmaterialet, viser et lite område i bergoverflaten som er blitt hevet og som er oppsprekket. Bildet etter ryddingen av B1.5m viser et bruddkrater med en dybde på omtrent 80 cm fra borhullet. Krateret til bruddet minner om en konisk form som er noe usymmetrisk hvor den ene aksene er lengre enn de andre. Det kommer trolig av vekten til bjelken som stoppet eller ledet bruddet i den ene retningen. Dette gjelder for alle bruddkraterene som vist i Figur 4.14, hvor kraterene er visualisert i CloudCompare programmet fra punktskydataen fra LiDAR skanningen.

Det observerte tre markante sett med bruddflater som var forvitret med ulike orienteringer i alle bruddkraterene. Disse ble tolket å være tre tydelige sprekkersett som var i bergmassen opprinnelig. To av de tre sprekkesettene lagde en kile som tydelig vises til høyre i Figur 4.13. Alle bruddene så ut til å følge sprekkesettene i stor grad, i og med at sprekken ble observert i alle kraterene, hvor de avviker fra den koniske formen. Strøk og fall til sprekkesettene som ble observert var:

1. N172E/70E
2. N64E/54S
3. N82E/30N

CloudCompare gjorde analysering prosessen enklere ved å kunne visualisere og analysere bruddkraterene i ettetid av feltforsøket. Ut i fra programmet ble blant annet bruddformen og -vinklene, samt dybden til krateret kjent. Disse i tillegg til maks belastning for hvert anker er vist i Tabell 4.7.



Figur 4.14: De fire bruddkraterene fra de fire opptrekkstestene, a) A1.5m, b) A1m, c) B1.5m, d) B1m, som er analysert og visualisert av CloudCompare ut i fra punktskydata fra Lidar skanning.

Tabell 4.7: Resultater fra opptrekkforsøk i felt

	Opptrekkstest			
	A1m	A1,5m	B1m	B1,5m
Bruddvinkel	127°	142°	131°	129°
Maks belast.	2462 kN	2423 kN	2310 kN	1946 kN
Dybden til bruddkrateret	0.61 m	0.59 m	0.73 m	0.86 m

Tabellen viser at bruddvinklene varierer fra 127° - 142°, mens den maksimale belastningen varierer fra 1946 kN - 2462 kN. Resultatene fra opptrekkstestene ser ut til å variere veldig. Det er blant annet verdt å legge merke til at det er A1m som har minste bruddvinkel, men som også har størst verdi for maks belastning. I tillegg viser det dypeste kjeglebruddet minst kapasitet mot brudd i bergmassen, noe som motsier det logiske. Grunnen til at bruddet med minste bruddvinkel viser størst kapasitet og at det dypeste bruddet viser minst kapasitet, skyldes antageligvis bergmassens forhold og lokale variasjoner i forvitring og oppsprekningsgrad.

5 Diskusjon - Sammenligning av ROCARC tester, feltundersøkelser og teori

Formålet til laboratorie- og felttestene som ble utført i denne masteroppgaven var å utvikle en bedre forståelse om hvordan lasten fra et fjellanker påvirker en lagdelt og oppsprukket bergmasse, og hvordan en slik bergmasse ville gått i brudd. I seksjonene under blir blant annet resultatene og analysene om hvordan spenningene overføres og fordeles i bergmassen ved vertikal forskyvning og induserte spenningsbuer og hvordan dette påvirker kapasiteten til bergmassen mot bruddtype (D). I tillegg blir det diskutert hvordan bruddet oppstår og utvikler seg, samt noen sammenligninger av tilnærminger som blir brukt i dagens praksis med resultatene fra lab- og feltforsøkene.

5.1 Testene som ikke ble utført til brudd

Resultatene til testene som ikke gikk i brudd viste at kapasiteten til blokkmodell-veggen økte med høyden til veggen og økte med høyere sidetrykk som var som forventet fra litteraturen. Det som ikke var like forventet var at orienteringen til spenningene i forhold til sprekke-mønsteret påvirket kapasiteten i så stor grad. Det kan en se ved å sammenligne blokkmønster 2 og 3. Kapasiteten til blokkmønster 2, hvor de kontinuerlige sprekke-ene gikk horisontalt, ble mest påvirket av endringer i forankringsdyp (vertikalspenning). Blokkmønster 3, hvor de kontinuerlige sprekke-ene gikk vertikalt, ble mest påvirket av endringer i sidetrykk (horisontalspenning). Grunnen til dette er antageligvis, som tidligere nevnt, at de kontinuerlige sprekke-ene gir en større friksjonsflate mellom blokkene som igjen resulterte i økt skjærstyrke i blokkmodell-veggen.

Når det gjaldt vertikale forskyvninger var det naturlig at de sentrale delene i blokkmodell-veggen viste størst forskyvning, i og med at ankerblokka var plassert i midten og ofte gikk fra ankerblokka og til toppen. Forskyvningen minket med avstand fra denne sonen i midten med størst forskyvning. Det viste seg at de vertikale forskyvningene utviklet seg mer i bredden med økt horisontalspenning. Det resulterte i at større deler av veggen ble forskjøvet, men også at sonen med de største forskyvningene ble mer konsentrert i et mindre område rundt ankerblokka. Det motsatte gjaldt med økt forankringsdyp, hvor forskyvningen utviklet seg i høyden som resulterte i en veldig smal sone med de største forskyvningene over ankerblokka.

Det at den vertikale forskyvningen utvikler seg i et smalere område gir mening om man ser for seg en situasjon uten horisontale spenninger. Da er det ingen friksjon mellom blokkene som kan overføre den vertikale spenningen fra ankerblokka ut mot sidene. Det er kun sprekke-mønsteret som kontrollerer hvor stor del som blir forskjøvet, og det er avhengig av hvor stor grad det oppstår sammenlåsning. Om en ser på analysen av blokkmønster 3 uten sidetrykk i Figur 4.3a og 4.3c, er det kun kolonnene med blokker som ligger rett over ankerblokka som er forskjøvet. Det er på grunn av at de vertikale sprekke-ene er kontinuerlig og det er ingen form for sammenlåsning når ankerblokka påfører vertikale spenninger. Sammenligner man dette med analysen av blokkmønster 2 uten sidetrykk i Figur 4.2a og 4.2c, er det et mye større område som er forskjøvet. Det er på grunn av at de vertikale sprekke-ene ikke er kontinuerlig og det oppstår en form for sammenlåsning som resulterer i at et større område blir forskjøvet.

Det at den vertikale forskyvningen utvikler seg i bredden ved økt horisontalspenning gir

også mening ved at spenningen presser blokkene sammen slik at det oppstår friksjon mellom blokkene i det veggen blir utsatt for vertikale belastninger fra ankerblokka. Gjennom friksjon overføres spenningene mellom blokkene horisontalt og ut mot sidene, som resulterer i at større deler av veggen blir forskjøvet.

Utviklingen av den vertikale forskyvningen til blokkmønster 4 var ulikt de andre blokkmønstrene. Sonen med de største forskyvningene utstrakte seg fra bunnen og opp i de sentrale delene av veggen både ved økt horisontalspenning og forankringsdyp. Den så derimot ut til å endre orientering ved økt horisontalspenning og forankringsdyp. Dersom en økte horisontalspenningen dreide sonen og fikk en helning mot høyre. Det resulterte i at sonen med størst vertikal forskyvning stod normalt på de kontinuerlige sprekkene som hadde en helning på 25° . Da forankringsdypet økte så sonen ut til å helle mer i motsatt retning.

Det ble tidligere nevnt i Seksjon 2.2.4 at generelt er bergmasser med diskontinuiteter orientert normalt på forankringsaksen mest ønskelig, og minst ønskelig er diskontinuiteter orientert parallelt med ankeret (Hobst og Zajíc, 1983). Mest sannsynlig er det da ikke tatt hensyn til spenningsforholdet i bergmassen. Ut i fra resultatene var det blokkmønster 3, som hadde kontinuerlige sprekker parallelt med forankringen, med 1 MPa i in-situ horisontalspenning som viste minst forskyvning av alle testene som ble analysert. Dette tyder på at orienteringen til sprekke-mønsteret i forhold til spenningene i bergmassen kan ha store påvirkninger når det kommer til kapasiteten mot opptreksbrudd. Det mest ønskelige for å oppnå størst kapasitet mot opptrekk i dette prosjektet var, høye spenninger stod normalt på de kontinuerlige sprekkene.

5.2 Bruddtestene

Ut i fra resultatene til bruddtestene viste det seg at blokkmønster 3 og 5 var sprekke-mønstrene med størst kapasitet mot opptreksbrudd i bergmassen. Det er viktig å understreke at dette gjelder for omstendighetene som bruddtestene ble utført i, som var med høyde på 0,9 m og sidetrykk på 0,5 MPa. Med tanke på hva som er diskutert i seksjonen over om hvordan de forskjellige blokkmønstrene blir påvirket av høyden og sidetrykket, er det naturlig at blokkmønster 3 og 5 viser størst kapasitet. Dersom bruddtestene ble utført med lavere sidetrykk eller større forankringsdyp ville mest sannsynlig blokkmønster 2 og 4 vist størst kapasitet mot opptreksbrudd.

Bruddlegemet til blokkmønstrene viste seg å ha en konisk form som de fleste teoriene antar ved dimensjonering. Det viste seg derimot at bruddvinklene til bruddlegemet ble målt til å være mellom 90° og 135° . Det vil si at alle bruddvinkelen var 90° eller høyere. Dette avviker fra flere tilnærminger som blir brukt i dagens praksis hvor bruddvinkelen ofte blir antatt å være 60° eller 90° , avhengig forholdene til bergmassen (Littlejohn og Bruce, 1977; Hobst og Zajíc, 1983; Littlejohn, 1993).

Bruddvinkelen varierte avhengig orienteringen til sprekke-mønsteret, på grunn av at bruddet så ut til å følge sprekkene. Dette er veldig tydelig om en ser på bruddet til blokkmønster 4 som er vist i Figur 4.8d hvor hele bruddlegemet er løftet rett opp. Det er ikke like tydelig i bruddtestene på de andre blokkmønstrene, men dette skyldes trolig at blokkmønster 4 ble utført med lavere sidetrykk og slik at det var lettere for bruddet å følge sprekke-mønsteret. Ved høyere horisontalspenningen og større forankringsdyp er det naturlig å anta at bruddet ikke følger sprekke-mønstrene i like stor grad på grunn av økt skjærspenning. Det vil

antageligvis resultere større spenningskonsentrasjoner i blokkene som vil føre til brudd i blokkene, slik at bruddlegemet følger bruddene i blokkene.

Det at bruddformen eller bruddvinkelen blir påvirket av sprekkemønsteret er ikke en ny antagelse. Wyllie (1999) antok dette og illustrerte det i Figur 2.6 som stemmer veldig bra med resultatene fra denne oppgaven. Det han ikke nevner er at formen også antageligvis er avhengig spenningsforholdene i bergmassen. Det er naturlig å anta at det som ble diskutert for vertikale forskyvninger også gjelder for bruddformen til bruddlegemet. I så fall vil bruddformen med vertikale diskontinuiteter bli veldig smal med lave horisontalspenninger, og veldig bred med høyere horisontale spenninger.

5.3 Brudd, horisontalspenning, lastbærende spenningsbuer og kapasitet

Plottet for gjennomsnittlig horisontalspenninger viser tydelig i Figur 4.9 at det er blokkmønster 2 som overfører mest av spenningene ut mot sidene, etterfulgt av blokkmønster 1. Etter disse er det blokkmønster 5 som overfører litt mindre spenninger til sidene enn blokkmønster 1, og til slutt blokkmønster 3, om man ser bort i fra blokkmønster 4 som ble utført med mindre horisontalspenning enn resten.

Lastbærende spenningsbuer ble, i følge tolkningene, identifisert og lokalisert i nesten alle blokkmønstrene foruten om blokkmønster 4. Grunnen til at det ikke ble identifisert spenningsbuer i blokkmønster 4 var på grunn av at plottet hvor tolkningene av spenningsbuene ble analysert, viste tøyning i horisontal retning. Da når sprekkene er skråstilt ble det vanskelig for DIC målingene å plote horisontalt tøyninger i sprekke. For de andre blokkmønstrene viste det seg at spenningsbuene strekker seg over flere lag i blokkmodellveggen, i motsetning til testene med mini test riggen, hvor det ble identifisert en lastbærende spenningsbue for alle lagene (Aasbø, 2021; Grindheim mfl., 2022). Spenningsbuene ved mini test riggen var slakere enn buene i testene i denne oppgaven. Det kan skyldes at mini test riggen påførte mindre horisontalspenninger på testmaterialet og at blokkmodellveggen var mindre (Aasbø, 2021; Grindheim mfl., 2022).

Analysen av de lastbærende spenningsbuene viste at blokkmønster 1 og 2 har slakere buer enn blokkmønster 3 og 5. Det tyder på at blokkmønster 1 og 2 overfører spenningene mer direkte til sidekantene i blokkmodellveggen. Antageligvis er det derfor det ble målt størst gjennomsnittlig horisontalspenninger, som vist i Figur 4.9, hos disse testene. Blokkmønster 3 og 5 har de smaleste buene, og overfører spenningene mer oppover enn de andre blokkmønstrene. Det er muligens derfor blokkmønster 3 og 5 viser horisontalspenning ved en høyde på omtrent 100 cm (stempel 9) som vist i Figur 4.10, og at målingene til blokkmønster 5 og spesielt blokkmønster 3, hvor spenningsbuene hadde de bratteste kurvene, var så lave for gjennomsnittlig horisontalspenning, som vist i Figur 4.9.

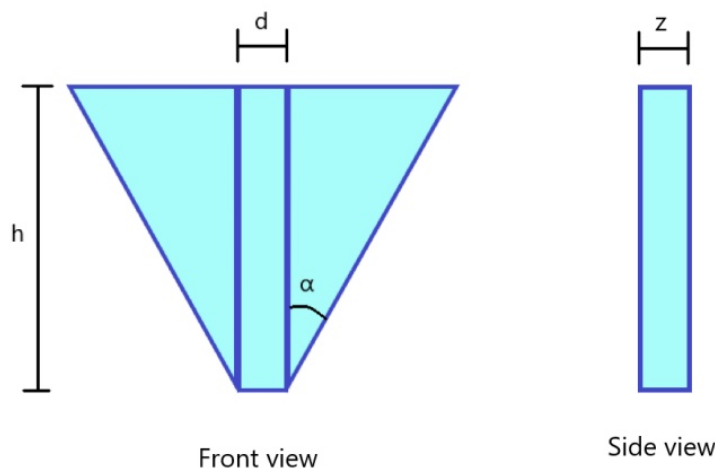
Det er naturlig å anta at horisontalspenningen er størst der spenningsbuene treffer sideveggene og at dette i kombinasjon med hvor bruddlegemet oppstår er grunnen til de store variasjonene til horisontalspenning ved ulike høyder. Om dette stemmer er kapasiteten mot opptreksbrudd i den simulerte bergmassen, avhengig hvordan de lastbærende spenningsbuene induseres i bergmassen som igjen er avhengig i hvordan sprekkemønsteret og hvordan et eventuelt brudd oppstår i bergmassen.

5.4 Sammenligning av resultat med ulike tilnæringer for å estimere kapasiteten

En grundig sammenligning mellom resultatene fra lab- og felttestene med de ulike tilnærmingene for dimensjonering mot opptreksbrudd i bergmassen (bruddtype D) er utenfor dette prosjektets omfang. En grov sammenligning basert på vekten av massen til kjeglebruddet og basert på fastheten mot skjærbrudd, kan derimot vise seg å være interessant. Beregning av kapasiteten basert på vekten av massen til det koniske bruddlegemet, Q_{konus} kan bli utført ved hjelp av Ligning 5.1 (Aasbø, 2021; Grindheim mfl., 2022).

$$Q_{konus} = (h^2 \cdot \tan(\alpha) + d \cdot h) \cdot z \cdot \gamma \quad (5.1)$$

Hvor h er høyden til bruddlegemet, α er bruddvinkelen, d er bredden til ankerblokka, z er bredden til bruddlegemet og γ er massetettheten til testmaterialet. Figur 5.1 viser en illustrasjon av dimensjonene ved en slik beregning.



Figur 5.1: Illustrasjon av dimensjonene til et hypotetisk kjegleformet opptreksbrudd av en bergmasse (Aasbø, 2021; Grindheim mfl., 2022).

Verdiene som ble brukt i testene var, $h = 0,9$ m, $\alpha = 45^\circ - 70^\circ$, $d = 0,1$ m, $z = 0,19$ m og $\gamma = 22,3$ kN/m³. For testene med bruddvinkel på 45° (blokkmønster 3 og 5), 50° (blokkmønster 1 og 2), og 70° (blokkmønster 4) er den estimerte kapasiteten på henholdsvis 3,81 kN, 4,47 kN og 9,80 kN. Kapasitetene som ble målt under labforsøkene var på henholdsvis 29,7 kN, 33,9 kN, 75,2 kN, 19,4 kN og 74,5 kN. Det tyder på at vekten av det overliggende materialet ikke er den eneste faktoren som forårsaker motstand mot brudd, og at slike tilnæringer gir svært konservative resultater.

Estimert kapasitet for felttestene hvor volumet til kjeglebruddet var regnet ut i Cloud-Compare programmet på forhånd, kan bli regnet ut ved hjelp av Ligning 5.2.

$$Q_{konus} = V_{konus} \cdot \gamma \quad (5.2)$$

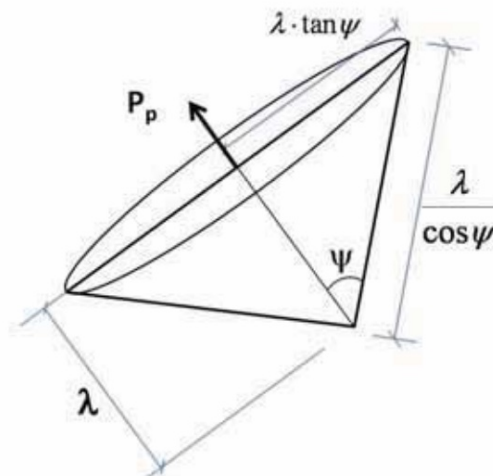
hvor V_{konus} er volumet til kjeglebruddet ved opptreksbrudd A1m, A1.5m, B1m og B1.5m,

og γ er tyngdetettheten til Tromsdalenkalk. Verdiene til opptrekkstestene var, $\gamma = 26,6 \text{ kN/m}^3$ og V_{konus} , A1m = $2,28 \text{ m}^3$, A1.5m = $3,55 \text{ m}^3$, B1m = $2,27 \text{ m}^3$ og B1.5m = $3,66 \text{ m}^3$. Det ga følgende estimert kapasitet mot bruddtype (D) på henholdsvis 60,6 kN, 94,4 kN, 60,4 kN og 97,4 kN. Kapasitetene som ble målt under felttestene var på henholdsvis 2462 kN, 2423 kN, 2310 kN og 1946 kN. Det tyder igjen på at vekten av det overliggende materialet ikke er den eneste faktoren som forårsaker motstand mot brudd.

Det kan også være av interesse å sammenligne målt kapasitet med beregnet kapasitet ved bruk av tilnærmingen som benyttes i Norge i dag. Denne tilnærmingen baserer seg på fastheten mot skjærbrudd i berget, og tar ikke hensyn til tyngdetettheten til bruddkjeglen eller eventuelle overliggende løsmasser. Den estimerte kapasiteten kan da bli regnet ut ved å snu om på ligningen gitt i Statens Vegvesen (2022), som vist i Ligning 5.3.

$$\lambda = \sqrt{\frac{\gamma_M \cdot P_p \cdot \cos \psi}{\tau_k \cdot \pi \cdot \tan \psi}} \Rightarrow P_p = \frac{\tau_k \cdot \pi \cdot \tan(\psi) \cdot \lambda^2}{\gamma_M \cdot \cos(\psi)} = \frac{\tau_k \cdot A_{bruddlegemet}}{\gamma_M} \quad (5.3)$$

hvor P_p = prøvelast per anker (kN), τ_k = heftfasthet på bruddplan (kPa), ψ = bruddvinkel, λ = borelengde i berg (høyden til blokkmodell-veggen - høyden til ankerblokka)(m), γ_M = materialfaktor/ sikkerhetsfaktor (varierer med bergmassens kvalitet, anbefales å benytte 3 i de fleste tilfeller). Figur 5.2 viser en illustrasjon av dimensjonene ved en slik beregning.



Figur 5.2: Illustrasjon av dimensjonene til et hypotetisk kjegleformet bruddlegemet (Statens Vegvesen, 2018).

Verdien for τ_k og ψ ble satt til 75 kPa og 35° for labforsøkene ut i fra Tabell 2.1. Den er på bakgrunn av antall sprekksett og bergmassens (testmaterialets) trykkfasthet. γ_M ble satt til anbefalt verdi på 1 for å estimere maks kapasitet og λ ble målt å være 0,8 m (0,9 m - 0,1 m). Den estimerte kapasiteten til blokkmønstrene ble da beregnet til 27.8 kN. Igjen, så var kapasitetene som ble målt under labforsøkene på henholdsvis 29,7 kN, 33,9 kN, 75,2 kN, 19,4 kN og 74,5 kN. Beregnet kapasitet for labforsøkene viser seg å være nesten helt korrekt ved blokkmønster 1. For de andre blokkmønstrene er det et større avvik.

For felttestene ble verdien til τ_k og ψ ble satt til 50 kPa og 30° i fra Tabell 2.1, på bakgrunn av oppsprekningsgrad med tre tydelige sprekksett og trykkfasthet til bergmassen. Verdiene for γ_M ble satt til å være 1 for å estimere maks kapasitet og λ var 0,9 m for test

A1m og B1m, samt 1,4 m for test A1.5m og B1.5m. Den estimerte kapasiteten basert på heftfastheten mot skjærbrudd i bergmassen er på henholdsvis 84,8 kN for A1m og B1m, og 205,3 kN for A1.5m og B1.5m. Kapasitetene som ble målt under felttestene var på henholdsvis 2462 kN, 2423 kN, 2310 kN og 1946 kN.

Resultatene fra beregningene for den estimerte kapasiteten basert på heftfastheten mot skjærbrudd tyder på at også denne tilnærmingen gir et konservativt resultat og at dette heller ikke er den eneste faktoren som forårsaker motstand mot brudd. Det at denne tilnærmingen er nærmere resultatene fra forsøkene enn tilnærmingen kun basert på vekten til kjeglebruddet, er det ingen tvil om. Dette gjelder spesielt for den estimerte kapasiteten til labforsøkene.

5.5 Sammenligning av resultat fra lab- og feltforsøkene

Ut i fra resultatene fra feltforsøket kan en se at lokale variasjoner i bergmassen har stor påvirkning på kapasiteten mot bruddtype (D). Dersom en sammenligner resultatene fra feltforsøket og labforsøkene er det ved første øyekast, få likheter. Bruddvinklene i feltforsøket varierte fra 127° - 142° med en gjennomsnittlig bruddvinkel på 132°. Bruddvinklene fra labforsøkene varierte fra 90° - 135° med en gjennomsnittlig bruddvinkel på 103°. Det er et avvik på 29°. Grunnen til dette kan skyldes flere faktorer. Det kan blant annet skyldes at sprekke mønsteret i bergmassen ved feltforsøket innholdt et skråstilt sprekke mønster, i og med at den gjennomsnittlige bruddvinkelen var på 132° som er veldig likt bruddvinkelen til blokk mønster 4. En annen faktor som underbygger denne antagelsen er kilen som ble observert i bruddkrateret til B1.5m i Figur 4.13.

En annen mulig grunn er forskjellen i oppsprekningsgrad, hvor labforsøkene ble testet på en blokkmodell med tette sprekker og feltforsøket ble testet i en bergmasse hvor sprekke-ene var mindre tett. Det er også mulig at deler av bruddet gikk delvis gjennom intakt berg. Uansett grunnen til de store forskjellene mellom de gjennomsnittlige bruddvinklene fra lab- og felttestene, er det interessant å se at både resultatene fra labforsøkene og feltforsøket viser større gjennomsnittlig bruddvinkel enn det høyeste som antas ved beregning for dimensjonering i de fleste tilnærmingene.

Det samme gjelder for resultatene for maks belastning. For testene som ble utført i felt varierte den maksimale belastningen fra 1946 kN - 2462 kN. For labforsøkene varierte denne fra 19,4 kN - 75,2 kN. Dette skyldes trolig også forskjeller i grad av oppsprekning og at feltforsøket var i 3D og labforsøket var i 2D. I tillegg ble det målt høyere trykk- og strekkfasthet i kalksteinen fra feltforsøket enn ved testmaterialet fra labforsøkene, da disse ble testet ved ingeniørgeologisk laboratoriet. Mest sannsynlig skyldes de store forskjellene ved maks belastning en kombinasjon av disse faktorene.

Det som derimot er likt for forsøkene i laboratoriet og i felt er at det i begge tilfeller ser ut til at bruddet følger sprekke-ene. Under feltforsøket ble dette også observert ved at de tydelige bruddflatene fra sprekkesettene, som er nevnt i Seksjon 4.3, som ble kartlagt. I labforsøkene var tydelig at bruddet fulgte sprekke-ene for alle blokk mønstrene. Dette tyder igjen på at sprekke mønsteret og orienteringene, samt oppsprekningsgraden til bergmassen er en faktor som spiller en rolle når det kommer til kapasiteten til bergmassen mot brudd.

6 Konklusjon

Det ble utført over 100 tester på fem ulike blokkmodeller med ulike sprekkemønstre. Testene ble utført av NTNUs bergmekaniske og todimensjonale rigg for å undersøke hvordan bergmassen responderer på belastninger fra forankringer. Testresultatene viste seg at sprekkemønsteret og hvordan spenningsforholdene i bergmassen er orientert til sprekkene påvirker kapasiteten mot opptreksbrudd i stor grad. I tillegg påvirker det hvordan lastbærende spenningsbuer induseres i bergmassen, den vertikale forskyvningen, samt geometrien til bruddlegemet.

Kapasiteten til den simulerte bergmassen økte med høyere horisontalspenninger, og vertikalspenninger (forankringsdyp), som var forventet fra litteraturen. I likhet med kapasiteten, viste det seg også at den vertikale forskyvningen i de forskjellige blokkmønstrene ble påvirket av horisontalspenning og forankringsdyp. Økt horisontalspenning resulterte i at et større område ble forskjøvet, og forskyvningen utviklet seg mer i bredden. Større forankringsdyp resulterte i det motsatte, et smalere område som ble forskjøvet, hvor de største forskyvningene ble konsentrert i høyden.

Formen til bruddlegemene var koniske og fulgte sprekkemønsteret i alle tilfeller ved lab- og feltforsøkene. Bruddvinkelen varierte fra 90° - 135° i labforsøkene med en gjennomsnittlig bruddvinkel på 103° og fra feltforsøket varierte bruddvinklene fra 127° - 142° med en gjennomsnittlig bruddvinkel på 132° . Dette viser et stort avvik fra mange tilnærminger for dimensjonering som antar en bruddvinkel på 60° eller 90° .

Spenningsbuer ble identifisert i alle blokkmønstrene foruten om blokkmønster 4 som inneholdt et sprekkemønster med 25° helning. De ble indusert på grunn av rotasjoner i blokkene som overfører lasten fra ankerblokka og ut mot sidene gjennom kompresjonsspenning i kontaktsoner. Ut i fra tolkninger ble spenningsbuene også påvirket av orienteringen til sprekkemønsteret i blokkmodellene.

Testene viste også at den målte kapasiteten er betydelig høyere enn tilnærmingen som baserer seg på kun vekten til kjeglebruddet. Det tyder på at tilnærmingen som blir benyttet av flere land i dagens praksis gir et svært konservativt resultat når det gjelder kapasitet mot bruddtype (D). Tilnærmingen som baserer seg på heftfastheten mot skjærbrudd i bergmassen som blant annet brukes av Statens Vegvesen, 2018 i Norge, viser seg å stemme bedre overens med resultatene fra lab- og feltforsøkene, men at også denne gir et konservativt resultat.

7 anbefalinger til videre arbeid

Først og fremst burde resultatene fra dette prosjektet samkjøres med numeriske modeller for å se om resultatene og analysene kan bekreftes av disse. Dette gjelder for både lab- og feltforsøkene.

Resultatene og konklusjonene fra labforsøkene er kun gyldige innenfor testmaterialene som ble benyttet i denne oppgaven. Det kan derfor være hensiktsmessig å få analysert forsøkene med samme prosedyre for en ekte bergmasse. Da kan det også være av interesse se hvordan den koniske bruddformen kontrollerer bruddmekanismen for dypere forankringer som er undersøkt lite, i følge Weerasinghe og Adams (1997) og Brown (2015).

Til slutt kan det anbefales å undersøke om og eventuelt hvordan de lastbærende spenningsbuene blir påvirket av endringer i horisontalspenninger og forankringsdyp. Dette kan bli testet i fysiske modeller og/ eller testes i numeriske modeller. Det anbefales også å undersøke tilnærming for dimensjonering mot opptrekksbrudd i bergmassen som tar hensyn til sprekkemønster og spenningsforhold, samt orienteringene disse har til hverandre.

Referanser

- Asak. (2023). Asak Hagemur. Hentet 22. februar 2023, fra <https://www.asak.no/Produkter/Mur-og-Blokk/Asak-Hagemur>
- Bergh-Christensen, J. (2010). Dimensjonering av Strekkforankringer i Berg. Diskusjonsgrunnlag.
- Bieniawski, Z. T., & Bernede, M. J. (1979). Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials: Part 1. Suggested method for determining deformability of rock materials in uniaxial compression. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 16(2), 138–140. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(79\)91451-7](https://doi.org/10.1016/0148-9062(79)91451-7)
- British Standard. (1989). *BS 8081:1989 Code of practice for ground anchorages*. British Standards Institution. Hentet 9. mars 2023, fra <https://www.thenbs.com/PublicationIndex/documents/details?Pub=BSI&DocID=70313>
- Brown, E. (2015). Rock engineering design of post-tensioned anchors for dams - A review. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 7(1), 1–13. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2014.08.001>
- Bruce, D. A. (1997). The Stabilization of Concrete Dams by Post-tensioned Rock Anchors: The State of American Practice. *Ground Anchorages and Anchored Structures: Proceedings of the International Conference*, 508–521.
- Bruce, D. A. (2005). Evolution of Rock Anchor Practice Over Three Decades. *Ohio River Valley Soils Seminar XXXV*, 9.
- CloudCompare. (2023). CloudCompare Home. Hentet 5. mai 2023, fra <https://www.danielgm.net/cc/>
- Correlated Solutions Inc. (2022a). Principle of Digital Image Correlation. <https://www.correlatedsolutions.com/digital-image-correlation/>
- Correlated Solutions Inc. (2022b). VIC-3D Testing Guide. <https://www.correlatedsolutions.com/vic-3d/>
- Dados, A. (1984). Design of Anchors in Horizontally Jointed Rocks. *Journal of Geotechnical Engineering*, 110(11), 1637–1647. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1984\)110:11\(1637\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1984)110:11(1637))
- Ding, X., Niu, X., Pei, Q., Huang, S., Zhang, Y., & Zhang, C. (2019). Stability of large underground caverns excavated in layered rock masses with steep dip angles: a case study. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 78(7), 5101–5133. <https://doi.org/10.1007/s10064-018-01440-8>
- Franzefoss Minerals. (2023). Tromsdalen er et produksjonsanlegg for Verdalskalk. Hentet 5. mai 2023, fra <https://kalk.no/selskap-og-anlegg/verdalskalk/tromsdalen/>
- Grindheim, B., Li, C. C., & Høien, A. H. (2023). Full-scale pullout tests of rock anchors in a limestone quarry focusing on bond failure at the anchor-grout and grout-rock interfaces. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2023.04.002>
- Grindheim, B., Aasbø, K. S., Høien, A. H., & Li, C. C. (2022). Small Block Model Tests for the Behaviour of a Blocky Rock Mass Under a Concentrated Rock Anchor Load. *Geotechnical and Geological Engineering*, 40, 5813–5830. <https://doi.org/10.1007/s10706-022-02251-1>
- Haberfield, C., & Baycan, S. (1997). Field Performance of the Grout/Rock Interface in Anchors. *Ground Anchorages and Anchored Structures: Proceedings of the International Conference*, 45–54.

- Hobst, L., & Zajíc, J. (1983). *Anchoring in Rock and Soil* (2nd completely rev. ed., Bd. 33). Elsevier Scientific Publishing Company.
- Isi-sys. (2023). Digital Image Correlation: Vic-Software. Hentet 16. april 2023, fra <https://www.isi-sys.com/>
- Ismael, N. (1982). Design of shallow rock-anchored foundations. *Canadian geotechnical journal*, 19(4), 46–3471.
- Ismael, N., Radhakrishna, H., & Klym, T. (1979). Uplift Capacity of Rock Anchor Groups. *IEEE Transactions on Power Apparatus and Systems*, 98(5), 1653–1658. <https://doi.org/10.1109/TPAS.1979.319483>
- ISRM. (1978). Suggested Methods for Determining Tensile Strength of Rock Materials Part 2: Suggested Method for determining indirect tensile strength by the Brazil Test. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 15(3), 99–103. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(78\)90003-7](https://doi.org/10.1016/0148-9062(78)90003-7)
- Ivanović, A., & Neilson, R. D. (2009). Modelling of debonding along the fixed anchor length. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46(4), 699–707. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2008.09.008>
- Kim, H.-K., & Cho, N. J. (2012). A Design Method to Incur Ductile Failure of Rock Anchors Subjected to Tensile Loads. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 17, 2737–2746. Hentet 14. februar 2023, fra <https://www.scribd.com/document/467851624/A-Design-Method-to-Incur-Ductile-Failure-of-Rock-Anchors#>
- Koca, M., Kincal, C., Arslan, A., & Yilmaz, H. (2011). Anchor application in Karatepe andesite rock slope, Izmir - Türkiye. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 48(2), 245–258. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2010.11.006>
- Li, C. C. (2017). *Rockbolting - Principles and Applications*. Elsevier.
- Littlejohn, G. S. (1993). Overview of Rock Anchorages. I J. A. Hudson (Red.), *Excavation, Support and Monitoring* (s. 413–450). Pergamon. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-042067-7.50022-2>
- Littlejohn, G. S., & Bruce, D. A. (1977). *Rock anchors - State of the Art*. Foundation publications LTD.
- NFF. (2020). Bergbolting - Håndbok nr.11. Hentet 12. januar 2023, fra <https://nff.no/publikasjoner/handboker/>
- Nilssen, B., Lindstrøm, M., Mathiesen, T. K., Holmøy, K. H., Olsson, R., & Palmstrøm, A. (2011). *Veileder for Bruk av Eurkode 7 til Bergteknisk Prosjektering*. Norsk Bergmekanikkgruppe. Hentet 14. februar 2023, fra <https://bergmekanikk.no/wp-content/uploads/2014/02/Veiledning-Eurokode-7-Versjon-1-november-2011.pdf>
- Panton, B., Elmo, D., Stead, D., & Schlotfeldt, P. (2015). A discrete fracture network approach for the design of rock foundation anchorage. *Mining Technology*, 124(3), 150–162. <https://doi.org/10.1179/1743286315Y.0000000014>
- Park, J., Qiu, T., & Kim, Y. (2013). Field and Laboratory Investigation of Pullout Resistance of Steel Anchors in Rock. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(2), 2219–2224. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000953](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000953)
- Pease, K. A., & Kulhawy, F. H. (1984). *Load Transfer Mechanisms in Rock Sockets and Anchors*. Palo Alto: Electric Power Research Institute. Hentet 20. februar 2023, fra https://www.geoengineer.org/storage/publication/20663/publication_file/2750/EL-3777.pdf
- Ponomarev, A. A., Zerkal, O. V., & Samarin, E. N. (2017). Protection of the Transport Infrastructure from Influence of Landslides by Suspension Grouting — Elsevier

- Enhanced Reader. *Procedia Engineering*, 189, 880–885. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.05.137>
- Simscale. (2023). What Is FEA — Finite Element Analysis? Documentation. Hentet 13. mars 2023, fra <https://www.simscale.com/docs/simwiki/fea-finite-element-analysis/what-is-fea-finite-element-analysis/>
- Standard Norge. (1997). Eurokode 7 - Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne Regler. Statens Vegvesen. (2018). *Håndbok V220 Geoteknikk i Vegbygging*. Vegdirektoratet. Hentet 9. februar 2023, fra https://fileservers.motocross.io/trafikksiden/HB_V220_Geoteknikk_vegbygging_2018.pdf
- Statens Vegvesen. (2022). *Håndbok V220 Geoteknikk i Vegbygging*. Vegdirektoratet. Hentet 9. februar 2023, fra <https://www.vegvesen.no/globalassets/fag/handboker/v220-2022.pdf>
- TE Connectivity. (2023). Basics of the Linear Variable Differential Transformer (LVDT). Hentet 13. mars 2023, fra <https://www.te.com/usa-en/products/sensors/position-sensors/intersection/lvdt-tutorial.html>
- U.S Army Corps of Engineers. (1994). Rock Foundations. Department of the Army. Hentet 9. mars 2023, fra https://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM_1110-1-2908.pdf
- Weerasinghe, R. B., & Adams, D. (1997). A Technical Review of Rock Anchorage Practice 1976 – 1996. *Ground Anchorages and Anchored Structures: Proceedings of the International Conference*, 481–491. <https://doi.org/doi:10.1680/gaaas.26070.0050>
- Wyllie, D. C. (1999). *Foundations on rock* (Second edition). E. & F. N. Spon.
- Xanthakos, P. P. (1991). *Ground Anchors and Anchored Structures*. Wiley Interscience, John Wiley & Sons, Inc.
- Aasbø, K. S. (2021). Laboratory tests and numerical modeling of block models for evaluation of rock mass behaviour when subject to an anchoring load.

