

Maria Thonhaugen Raastad

Direkte fundamentering på berg

Anbefalinger for vurdering av tillatt såletrykk basert på numeriske analyser av samvirket mellom fundament og berggrunn

Masteroppgave i Tekniske geofag

Veileder: Roger Olsson

Juni 2020



Maria Thonhaugen Raastad

Direkte fundamentering på berg

Anbefalinger for vurdering av tillatt såletrykk basert på numeriske analyser av samvirket mellom fundament og berggrunn

Masteroppgave i Tekniske geofag
Veileder: Roger Olsson
Juni 2020

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



Kunnskap for en bedre verden



MASTEROPPGAVEN

Kandidatens navn: Maria Thonhaugen Raastad

Oppgavens tittel: DIREKTE FUNDAMENTERING PÅ BERG

English title: Spread foundations on bedrock

Utfyllende tekst: Oppgaven skal omfatte analyse av samvirket mellom fundament og berggrunn. Det skal innebære betraktninger rundt såle dimensjoner, sprekkeavstand, friksjonsforhold, m.m. Analysene skal utføres ved hjelp av programvaren RS2. Utførte analyser skal resultere i anbefalinger for hvordan beregninger i forbindelse med direkte fundamentering bør utføres. Anbefalingene skal gjennomgås for et brufundament.

Ansvarlig hovedveileder for oppgaven er Prof. II Roger Olsson,
Institutt for geovitenskap og petroleum.

Studieretning: Ingeniør- og miljøgeologi

Hovedprofil: Ingeniørgeologi og bergmekanikk

Tidsrom: 15.1.2020–10.6.2020

Roger Olsson, hovedveileder

Sammendrag

Direkte fundamentering på berg er et tema som er viet lite oppmerksomhet. Oppgaven er et bidrag i retningen av økt fokus og forbedret praksis. Det er gjort analyser av samvirket mellom fundament og berg for å utarbeide anbefalinger for vurdering av tillatt såletrykk. Et sikrere estimat for hvilke trykk som kan tillates på bergsålen kan være gunstig, både fra et økonomisk og miljømessig perspektiv. I norsk praksis settes vanligvis tillatt såletrykk til maksimalt 10 MPa for sterke bergmasser. Denne oppgaven ser på mulighetene for å tillate såletrykk høyere enn dette.

Arbeidet er basert på konklusjoner fra litteraturstudiet gjort i fordypningsprosjektet høsten 2019. Det består i hovedsak av tre deler: forslag til metode for beregning av tillatt såletrykk, numerisk analyse av fundamentbelastning og gjennomgang av metoden på prosjekt.

Forslaget til beregningsmetode anbefaler vurdering av aspekter som laster fra konstruksjonen, fundamentstørrelse, effektiv fundamentbredde, oppsprekking relativt til fundamentet, forskyvninger i bergmassen som funksjon av såletrykk, samt et sikkerhetsprinsipp. Numeriske analyser i *RS2* er gjort for å vise sammenhengen mellom fundamentbelastning og forskyvning i ulike bergmasser. Modelleringen er basert på å skille mellom bergmasse som kontinuum og diskontinuum. Analysene viste forventede resultater for kontinuum-modellene, mens diskontinuum-resultatene antyder behov for bedre analyser. På grunn av rimeligheten til kontinuum-resultatene, utgjør disse grunnlaget for beregning av tillatt såletrykk. En gjennomgang av forslaget til beregningsmetode ble utført på et av fundamentene til Hardangerbrua. Feltkartlegging gav indikasjoner på en sterk og lite oppsprukket bergmasse. Ved å anvende beregningsmetoden ble tillatt såletrykk vurdert til 30 MPa. Dette er klart høyere enn den dimensjonerende verdien benyttet under prosjektering som var satt til 10 MPa.

Metodens anvendelse har vist at det er mye usikkerhet knyttet til enkelte av punktene i vurderingen. Dette er forsøkt tatt hensyn til av et strengt sikkerhetsprinsipp. Nytteverdien av beregningsmetoden er illustrert av potensialet for økt tillatt såletrykk for sterke bergmasser som i tilfellet med Hardangerbrua. Samtidig ble det avdekket at nytten trolig er størst for vindturbiner, der såletrykket kan bli atskillig høyere enn for store brukonstruksjoner.

For å forbedre og utvide metoden, anbefales det å gjøre mer inngående analyser av forløpet mellom belastning og forskyvning i et DEM-program.

Abstract

Spread foundation on bedrock is a topic subjected to little attention. This thesis is a contribution to the course of increased awareness and improved practice. Analysis of the interaction between foundation and bedrock has been carried out to make recommendations for the assessment of allowable bearing pressure. A reasonable estimate for the pressure allowed onto the rock surface can be beneficial both in terms of economy and environmental issues. In Norwegian practice, the maximum allowable bearing pressure is normally defined as 10 MPa for strong rock masses. This thesis considers the potential for allowing even higher bearing pressures.

The research is based on conclusions from the literature study conducted during the fall semester 2019. Essentially, it can be divided into three main parts: a suggested method for calculating allowable bearing pressure, a numerical analysis of foundation loading and a review of the method on a project.

The suggested method recommends evaluating loads from the construction, foundation size, effective foundation width, jointing in relation to the foundation, displacements in the rock mass as a function of loading, and a concept of safety. Numerical analysis in *RS2* has been carried out to show the relationship between loading and displacement in different rock masses. During the modelling process rock mass was differentiated as continuum or discontinuum. The analysis showed expected results from the continuum models, but the discontinuum results indicate that better investigations are needed. Considering the rational continuum results, these are used as a basis for calculating allowable bearing pressure. A review of the suggested method was done, targeted on the foundation of Hardangerbrua. The field investigations indicated a strong and moderately jointed rock mass. Applying the method, resulted in 30 MPa as the allowable bearing pressure. This value is considerably higher than 10 MPa, as was used during the design phase of this bridge.

The application showed that uncertainties related to some of the steps of the method are quite significant. A strict concept of safety is considered to account for this. The benefits of the method are illustrated by the potential for increasing the allowable bearing pressure in strong rock masses, as proved in the Hardangerbrua example. However, it was also shown that wind turbines are more likely to benefit than bridges because of much higher acting pressures.

To improve and further extend the method, it is recommended to run a more comprehensive analysis of loading and rock mass displacement in a DEM program.

Forord

Dette er en masteroppgave normert til et semesters arbeid; forberedt og skrevet i løpet av våren 2020. Oppgaven markerer avslutningen på sivilingeniørutdanningen i tekniske geofag ved Institutt for geovitenskap og petroleum, NTNU. Arbeidet er til en viss grad en videreføring av prosjektoppgaven med samme navn, skrevet høsten 2019. Det skal likevel ikke være nødvendig å sette seg inn i prosjektoppgaven før en leser masteroppgaven.

Jeg ble introdusert for problemstillingen i denne oppgaven av min hovedveileder Roger Olsson tidlig i høstsemesteret 2019. Dette er noe han og medveileder Tore Valstad har interessert seg for en god stund allerede, så det har vært svært hjelpsomt å kunne rådføre seg med dem. Jeg vil også takke for hyggelige veiledningsmøter – både på kontor og hjemmekontor. Ikke minst, tusen takk for alle faglige tilbakemeldinger på arbeidet underveis.

Videre vil jeg gjerne rette en takk til Mahdi Shabanimashcool ved NGI som var til stor hjelp i forbindelse med modelleringen. Are Høien i Statens vegvesen fortjener også en takk for å skaffe til veie grunnlagsmateriale fra Hardangerbrua-prosjektet.

Det er ikke til å legge skjul på at omstendighetene denne våren har hatt sin betydning for både oppgaveskriving og studentlivet som sådant. Det ble plutselig veldig mange gode grunner til å reise hjem til Nannestad å skrive mesteparten av oppgaven der. Så tusen takk til familie og venner der hjemme for all støtte og ros. En spesiell takk til pappa for godt selskap på turen over til Hardanger.

Til slutt vil jeg takke mine medstudenter og gode venner for alt engasjement og samhold gjennom hele studietiden. Tusen takk for alle faglige samtaler og ikke så faglige avsporinger. Selv om tiden sammen på lesesal ble kortere enn vi hadde ønsket, var den gull verdt.

Maria Thonhaugen Raastad

Trondheim, juni 2020

Innholdsfortegnelse

1	Introduksjon	1
1.1	Bakgrunn	1
1.2	Målsetninger	3
1.3	Oppgavens omfang og begrensninger	3
2	Erfaringer fra prosjektoppgaven.....	7
2.1	Hensikt og bakgrunn.....	7
2.2	Gjennomgått litteratur.....	8
2.3	Resultater	9
2.4	Konklusjoner og anbefalinger for videre arbeid.....	12
3	Teori.....	13
3.1	Klassifisering av bergmasse	13
3.2	Generalisert Hoek-Brown bruddkriterium.....	16
3.3	Bergmassens deformasjonsegenskaper.....	18
3.4	Mekaniske egenskaper for diskontinuiteter	21
3.5	Endelig-element-metoden.....	23
4	Forslag til metode for beregning av tillatt såletrykk.....	27
4.1	Laster	27
4.2	Fundamentstørrelse.....	28
4.3	Bestemmelse av Spacing Ratio.....	29
4.4	Vurdering av eksentrisitet og effektiv sålebredde	35
4.5	Såletrykk og forskyvning.....	41
4.6	Sikkerhetsprinsipp	43
4.7	Oppsummering	46
5	Todimensjonal numerisk analyse av fundamentbelastning	47
5.1	Kontinuum-analyse.....	47
5.1.1	Modelloppsett.....	47
5.1.2	Inngangsparametere	48

5.1.3	Resultater.....	51
5.1.4	Kommentarer.....	59
5.2	Diskontinuum-analyse.....	61
5.2.1	Modelloppsett.....	61
5.2.2	Inngangsparametere.....	63
5.2.3	Resultater.....	64
5.2.4	Kommentarer.....	68
6	Gjennomgang av metode på prosjekt.....	71
6.1	Bakgrunn.....	71
6.2	Feltarbeid.....	72
6.2.1	Sprekkeorientering.....	74
6.2.2	Sprekkeavstand.....	76
6.2.3	Sprekkeruhetstall, <i>JRC</i>	77
6.2.4	Sprekkes styrke, <i>JCS</i>	78
6.2.5	Bergmasseklassifisering.....	81
6.2.6	Kommentarer.....	82
6.3	Vurdering av tillatt såletrykk.....	84
6.4	Kommentarer.....	88
7	Diskusjon.....	91
8	Konklusjon.....	97
9	Anbefalinger for videre arbeid.....	99
	Referanser.....	101
	Vedlegg.....	106
A	Tabeller fra prosjektoppgaven.....	106
B	Spacing Ratio (<i>SR</i>).....	109
C	Beregning av effektivt areal.....	114
D	Beregning av karakteristisk såletrykk.....	119

1 Introduksjon

1.1 Bakgrunn

For tunge konstruksjoner som belaster fundamentet med store laster både vertikalt og horisontalt, er direkte fundamentering på berget vanlig praksis. Ved direkte fundamentering støpes fundamentet i umiddelbar kontakt med rensket bergsåle, uten mellomliggende avrettingsmasser (se figur 1.1). Selv om berg ofte anses som en problemfri byggegrunn, kan det fra et ingeniørgeologisk perspektiv tenkes flere forhold som medfører redusert stabilitet. Dette gjelder spesielt når belastningen på berggrunnen blir veldig stor, slik som for fundamenter under bruer, betongdammer, vindturbiner og andre konstruksjoner med høy momentoverføring.

Dimensjonerende grunntrykk for berggrunnen settes ofte lavere enn dimensjonerende trykkfasthet i fundamentet. Til tross for dette, har berggrunnen som regel langt større trykkfasthet enn betongen. Ved fundamentering på sterke bergmasser vil det være mer rasjonelt å sette begrensningen på grunntrykket ut ifra fastheten i betongfundamentet. Det forutsetter at det kan dokumenteres at bergmassen har tilstrekkelig lastbærende kapasitet.

I norsk praksis settes tillatt såletrykk under fundamentet vanligvis til maksimalt 10 MPa for sterke bergmasser. Selv om dette er et høyt trykk i fundamenteringssammenheng, finnes tilfeller der grunntrykket kan overskride denne verdien. I tilfeller der lasten konsentreres over en liten del av fundamentet – for eksempel ved store horisontale laster på en vindturbin – kan grunntrykket bli høyere enn 10 MPa. Dette understreker igjen behovet for å kunne dokumentere at bergmassen har kapasitet til å tåle såletrykk også over denne verdien, uten at det oppstår uakseptabelt store forskyvninger.

En begrensning på 10 MPa betyr at fundamentets dimensjoner ikke kan optimaliseres med tanke på å utnytte styrken i en sterk bergmasse. Dette har betydning for både økonomi- og klimaregnskapet. Nasjonal Transportplan fastslår et mål om å redusere klimagassutslippene fra samferdselsutbygging med 40 % innen 2030. Et vesentlig bidrag kan ifølge en rapport fra Statens vegvesen gjøres ved å legge mer arbeid i dimensjonering (Søyland, 2018). CO₂-avtrykket kan for eksempel reduseres ved å begrense størrelsen på fundamentene. Dette vil medføre økt belastning på berget, og følgelig sette høyere krav til lastbærende kapasitet. Det vil derfor være svært gunstig å kunne benytte seg av styrken som allerede ligger latent i bergmassen.

1 Introduksjon

Bakgrunnen for denne masteroppgaven er derfor et ønske om økt oppmerksomhet rundt direkte fundamentering på berg. Større fokus og mer undersøkelser burde gjøre det mulig å finne mer presise fremgangsmåter og sikrere estimater for berggrunnens respons på overflatebelastninger.



Figur 1.1: Rensket bergsåle forut for etablering av fundament i forbindelse med utbygging av E18 Rugtvedt–Dørdal. Foto: Roger Olsson.

1.2 Målsetninger

Det overordnede formålet med oppgaven er å gjøre en analyse av samvirket mellom fundament og berggrunn, slik at det kan oppnås mer realistiske estimater for tillatt såletrykk. Et godt estimat forutsetter en metodikk som tar inn et nyansert spekter av betydningsfulle faktorer. Som en videreføring av litteraturstudiet utført i prosjektoppgaven, er målsetningene for masteroppgaven å:

- Utføre numeriske analyser i *RS2* (Rocscience, 2019) som undersøker betydningen av sprekkeavstand relativt til fundamendimensjoner, samt friksjonsforholdenes påvirkning på forskyvninger. Dette vil tilnærmes på to ulike måter: en betraktning av bergmassen som (1) kontinuum og (2) diskontinuum.
- Utarbeide et forslag til en grundig fremgangsmåte for vurdering av tillatt såletrykk. Metoden skal baseres på konklusjoner fra prosjektoppgaven, samt resultater fra de utførte numeriske analysene.
- Gjennomgå den foreslåtte metoden på et eksisterende fundament under Hardangerbrua. Hensikten med dette er å belyse eventuelle styrker og svakheter ved fremgangsmåten.

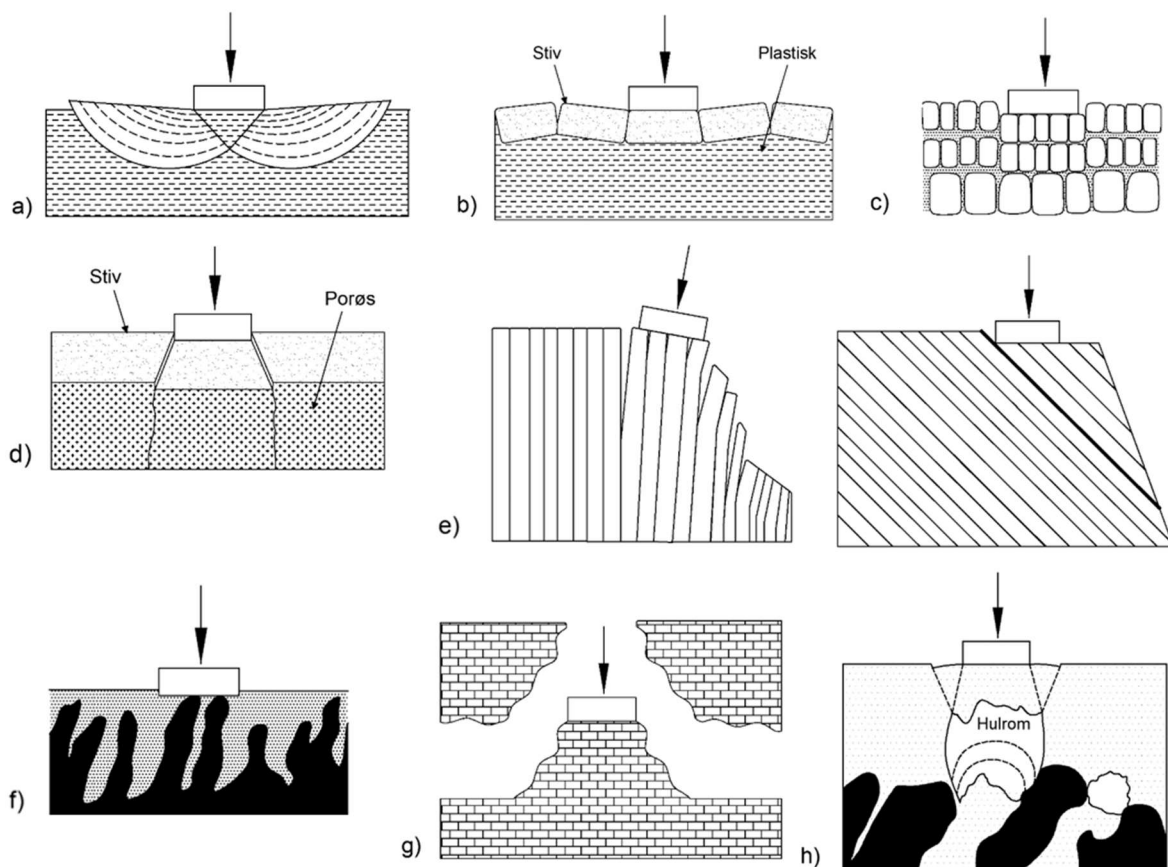
Utover dette vil det gjøres et forsøk på å trekke slutninger angående anvendbarhet. Enkelte begrensninger antydnet på forhånd og erfart underveis, vil presiseres for å gi anbefalinger for videre arbeid.

1.3 Oppgavens omfang og begrensninger

Det er utenfor denne oppgavens rekkevidde å forsøke å etablere fullstendige og gjennomprøvde retningslinjer for alle ingeniørgeologiske aspekter ved fundamentering på berg. Det understrekes derfor at oppgavens sammenfatninger og anbefalinger er tiltenkt som et bidrag i retningen av bedre utnyttelse av berg som byggegrunn. I det følgende vil synspunkter som er avgjørende for oppgavens omfang og begrensninger legges frem.

Fra et ingeniørgeologisk perspektiv er det opplagt at oppsprekingsgrad, sprekkeorientering, plassering i hellende terreng og eventuelle svake lag vil ha betydning for hvilke spenningspåkjenninger bergmassen vil tåle. For å begrense oppgavens omfang, tas det sikte på situasjoner der oppsprekking og til en viss grad sprekkeorientering er eneste avgjørende faktorer. Det vil si at stabilitetsproblematikk der det er fare for plutselig utglidning eller kollaps er utelukket. En sammenstilling av problemer som er utenfor oppgavens fokusområde og som krever spesiell geologisk vurdering er vist i figur 1.2. Disse omfatter som følger (CGS, 2006):

- (1) skjærbrudd med krummet bruddflate – mer vanlig å finne i løsmasser, men kan forekomme ved tungt belastede fundament på svært svake skiferbergarter (figur 1.2a)
- (2) skjærbrudd i svakt berg «gjemt» under tynt, kompetent lag – kan føre til bøyebrudd i øvre lag (figur 1.2b)
- (3) konsolidering i sterkt forvitret berg. Under fundamentet vil de uforvitrede delene av blokkene presses nedover på grunn av den lave skjærstyrken og kompressibiliteten til de leirefylte sprekkenes (figur 1.2c). Konsolidering kan også skje ved at uforvitrede pinakler går i brudd (figur 1.2f)
- (4) gjennomlokking og sammentrykking av porøst berg under stivt lag (figur 1.2d). Det porøse laget kan for eksempel være en kalkstein (kritt) eller leirstein
- (5) utglidning i skråning som følge av fundament plassert i eller i nærheten av skrent eller dalside (figur 1.2e)
- (6) innsynkning av overflaten på grunn av kollaps av hulrom. Disse kan være karstformasjoner dannet ved oppløsning av kalkbergarter eller gamle gruveganger (figur 1.2h og figur 1.2g)



Figur 1.2: Mekanismer for brudd i fundamenter på berg (modifisert etter CGS (2006)): a) Skjærbrudd i svakt berg som følger Prandtl-soner; b) skjærbrudd i svakt berg med overliggende stiv skorpe; c) kompresjon av sterkt forvitrede sprekker; d) kompresjon og gjennomlokking av porøst berg under stiv skorpe; e) utglidning i skråning som følge av belastning nær kanten; f) brudd i pinakler i dypforvitret berg; g) kollaps av grotte; og h) synkehull som følge av erosjon ned i hulrom.

Et annet problem som ikke er vist i figur 1.2 er problemstillingen med reaktive, pyrittholdige bergarter som alunskifer. Ved tilgang på vann og oksygen vil pyritten danne svovelsyre som reagerer med betongen og får den til å svulle og smuldre opp (Bryhni, 2019). Et lignende problem kan oppstå ved at bergmassen i seg selv har et svellepotensial og kan utsette fundamentet for svelletrykk. Det påpekes igjen at de nevnte problemene er utelukket fra denne oppgavens hovedfokus. Like fullt illustrerer punktene over viktigheten av geologiske detaljer for forståelsen av hvordan bergmassen vil reagere på belastning fra fundamentet.

Ved fundamentering på løsmasser er det utviklet en grundig forståelse av grunnens bæreevne. Det finnes flere åpenbare årsaker til dette. Blant annet er lavere styrke og større setningspotensial i løsmasser avgjørende i de aller fleste geotekniske utfordringer som involverer både løsmasser og berg. I tillegg vil løsmasser i større grad la seg representere som kontinuerlige materialer. Dermed er det lettere å predikere bruddutvikling gjennom beregningsmetoder som baseres på motstand mot skjærbrudd. Bergmassen er preget av diskontinuiteter og andre strukturer som gjør den både anisotrop og heterogen av natur. I mange tilfeller vil derfor utviklingen av en krum skjærsone være en lite sannsynlig bruddmekanisme. Følgelig vil det være lite hensiktsmessig å tilnærme seg problemstillingen som et bæreevneproblem slik det vanligvis behandles i løsmasser. Betegnelsen bæreevne vil derfor heller ikke brukes (unntatt i kapittel 2). I stedet vil kontaktrykket mellom fundament og berg omtales som «tillatt såletrykk». Begrepet «tillatt såletrykk» har i denne oppgaven følgende definisjon:

- Bergmassens maksimale gjennomsnittlige kontaktrykk mellom fundamentet og berget, tatt i betraktning både motstand mot brudd, tillatte setninger og eventuelle andre forhold ved anlegget som har betydning.

Med andre ord stilles både krav til sikkerhet mot brudd og at forskyvningene ikke overskrider det konstruksjonen kan tåle. Parameteren er derfor ansett som mer anvendbar i prosjektering enn en parameter som kun er basert på styrkebetraktninger.

Enhver fundamenteringssituasjon er naturlig nok et tredimensjonalt problem, men den numeriske modelleringen er i denne omgang gjort i 2D. Det kan derfor ikke utelukkes at eventuelle 3D-effekter er neglisjert. Selv om *RS2* gir muligheten til å inkludere vanntrykk, er modellene beregnet med drenerte betingelser. Dette er gjort av hensyn til oppgavens kompleksitet og tidsramme. I numeriske analyser vil det alltid være usikkerhet knyttet til inngangsparameterens representerbarhet. Det bemerkes derfor at det ikke er gjort noen

kalibrering eller etterprøving av resultatene som kan redusere denne usikkerheten. Grunnen til dette er at det ikke er kjennskap til utførte bergtrykksmålinger i forbindelse med fundamenter på berg i Norge.

2 Erfaringer fra prosjektoppgaven

Dette kapittelet vil gjengi de viktigste funnene fra fordypningsprosjektet *Direkte fundamentering på berg* (Raastad, 2019). Som en innledning, vil hensikten med prosjektoppgaven presenteres, etterfulgt av en kort beskrivelse av bakgrunnen for undersøkt litteratur. Deretter gis en oversikt over standarder og veiledere som er gjennomgått, samt ulike forskningsartikler som har vært relevante for prosjektoppgaven. Et sammendrag av diskusjoner og konklusjoner følger, og avslutningsvis gjengis anbefalingene for videre arbeid. Inneværende oppgave bygger på disse anbefalingene.

2.1 Hensikt og bakgrunn

Prosjektoppgaven *Direkte fundamentering på berg* (Raastad, 2019) hadde til hensikt å:

- Øke oppmerksomheten rundt problemstillinger tilknyttet tillatt såletrykk og lastbærende kapasitet for bergmasser ved direkte fundamentering
- Sammenligne norske og utenlandske retningslinjer som omhandler direkte fundamentering på berg
- Undersøke om det finnes gode beregningsmetoder som kan være hensiktsmessig å bruke i Norge, spesielt med tanke på harde bergmasser.
- Trekke slutninger vedrørende eksisterende praksis og beregningsmetodenes anvendbarhet
- Gi anbefalinger for videre arbeid som kan bidra i retningen av en forbedret praksis

Som bakgrunn for retningslinjene behandlet i fordypningsprosjektet, ligger en rekke beregningsmodeller for bæreevne i bergmasser. Disse spenner seg fra klassiske bæreevnebetragtninger med generelt skjærbrudd (Terzaghi, 1943) til teorier basert på at bergmassen samvirker som frittstående søyler (Bishnoi, 1968; Sowers, 1979). I tillegg finnes modeller som betrakter bæreevneproblemet gjennom samvirket mellom spenningssoner dannet under og til side for fundamentet (Carter og Kulhawy, 1988; Goodman, 1989; Wyllie, 1999). Det finnes også et tabellverk for tillatt såletrykk (Peck et al., 1974) som en del retningslinjer benytter. I denne tabellen gis en grense på 10 MPa for massive, harde bergarter. Kilden (Peck et al., 1974) refererer til lokale amerikanske byggeforskrifter som per i dag er utdatert.

2.2 Gjennomgått litteratur

Av retningslinjer vedrørende direkte fundamentering på berg som brukes i Norge er følgende gjennomgått:

- *Retningslinjer for betongdammer* (NVE, 2005)
- *Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering* (Standard Norge, 2016)
- *Håndbok N400: Bruprosjektering* (Statens vegvesen, 2015)
- *Teknisk regelverk* (Bane NOR, 2019)

Av utenlandske retningslinjer som er gjennomgått er:

- *BRO 94* (Vägverket, 1994)
- *Standard Specifications for Highway Bridges* (AASHTO, 2002)
- *Engineering and Design: Rock Foundations* (USACE, 1994)
- *Canadian Foundation Engineering Manual* (CGS, 2006)
- *Code of practice for foundations* (Hong Kong Buildings Department, 2017)
- *GB500007: Kode for prosjektering av bygningsfundament* (Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, 2002)
- *Handbook of geotechnical investigation and design tables* (Look, 2007)

Følgende forskningsartikler som omhandler fundamentering på berg er vurdert. Disse ble plukket ut på bakgrunn av funn som syntes viktige.

- *Ultimate bearing capacity of rock masses* (Serrano og Olalla, 1994)
- *Bearing capacity of shallow foundations in anisotropic non-Hoek-Brown rock masses* (Singh og Rao, 2005)
- *Ultimate bearing capacity of shallow foundations on jointed rock mass* (Bindlish et al., 2012)
- *Allowable bearing capacity of strip footings on jointed rock masses: a reliability-based approach* (Basha et al., 2015)
- *Lower bound solutions for bearing capacity of jointed rock* (Sutcliffe et al., 2004)
- *Limit analysis for bearing capacity of rock masses using the generalised Hoek-Brown criterion* (Merifield et al., 2006)
- *Bearing failure modes of rock foundations with consideration of joint spacing* (Imani et al., 2012)

2.3 Resultater

Gjennomgangen og sammenligningen av de norske og utenlandske retningslinjene viste at norske retningslinjer er betydelig mindre omfattende enn de som brukes i andre land. Grunnlaget for vurderingen ligger i hvor presise retningslinjene er i form av henvisning til metoder og i hvor stor grad estimering overlates til skjønnsvurderinger uten støtte fra tallverdier. I norsk praksis er det Eurokoden som gir mest utfyllende anvisninger. Likevel viser diagrammene i *Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering (del 1: Allmenne regler)* tillegg G (Standard Norge, 2016) at mange vanlige norske bergmasser begrenses av en øvre grense for bæreevne på 10 MPa. Et annet poeng er at Eurokoden anbefaler å bruke betongens trykkfasthet som antatt bæreevne for sterke bergarter av intakt karakter. Trykkfastheten i betong er typisk 35 MPa i store konstruksjoner. Det kan derfor stilles spørsmål ved nødvendigheten av å redusere bæreevnen ned til 10 MPa når betongens trykkfasthet er mye høyere. Grensen på 10 MPa for harde bergarter går igjen i flere av de utenlandske retningslinjene.

For å illustrere forskjellene på alle retningslinjenes metoder, ble det gjort en estimering av tillatt såletrykk for en sterk og en svak bergmasse ved hjelp av hver enkelt metode. Egenskapene til de to bergmassene er gitt i tabell 2.1. En sammenstilling av retningslinjenes estimater viste stor spredning, spesielt for den sterkeste bergmassen (se tabell 2.2). Sammenstillingen med henvisning til riktige formler og tabeller kan finnes i vedlegg A.

En tilsvarende sammenstilling ble også gjort for metodene presentert i bakgrunns materialet og forskningsartiklene (se tabell 2.3). Forskjellene som ble funnet var svært store, igjen spesielt for den sterke bergmassen. Sammenligning av tillatt såletrykk basert på retningslinjene med tillatt såletrykk basert på artiklene, viste bedre samsvar for den svake bergmassen.

Tabell 2.1: Egenskaper til bergmassene brukt i sammenligningen av metoder.

Parameter	Bergart	
	Granitt	Fyllitt
σ_{ci}	130 MPa	40 MPa
φ_i	35°	25°
γ	26,5 kN/m ³	28,5 kN/m ³
Sprekkeforhold	Uforvitrede, lukkede	Noe forvitret, litt fylling
Sprekkeavstand	0,5 m	0,1 m
<i>RMR</i>	70	50
<i>RQD</i>	75 %	35 %

2 Erfaringer fra prosjektoppgaven

Tabell 2.2: Sammenstilling av tillatt såletrykk for en sterk og en svak bergmasse bestemt ved hjelp av respektive standarder. Tall i parentes er estimater som legger til grunn at kun enkle undersøkelser er utført. Der flere verdier er gitt for samme utgiver, har utgiver presentert ulike estimeringsmetoder. Se vedlegg A for referanser til metoder.

Kode/Utgiver	Tillatt såletrykk [MPa]	
	Granitt	Fyllitt
EC7	10,0	5,0
BRO 94	10,0 (3,9)	2,0 (0,9)
AASHTO	7,7	3,4
	11,5	3,8
	19,9	2,2
USACE	7,7	0,82
	0,53	0,19
CGS	1,5	0,09
	31,2	4,0
Hong Kong Buildings Department	10,0	0,5–1,0
	GB50007	8,7–21,7
Look (2007)	10,0	2,5
	12,0–20,0	3,0–6,0
	15,6 (11,1)	2,4 (1,7)
	5,2 (3,7)	1,6 (1,1)
	2,6 (1,9)	0,8 (0,6)

Tabell 2.3: Sammenstilling av tillatt såletrykk for en sterk og en svak bergmasse bestemt ved hjelp av metoder fra litteraturfordypningen. Der flere verdier er gitt for samme kilde, har kilden presentert ulike estimeringsmetoder. Enkelte metoder inkluderer sprekeretninger. Disse er presisert i andre kolonne. Se vedlegg A for referanser til metoder.

Kilde	Tillatt såletrykk [MPa]		
	Granitt	Fyllitt	
Peck et al. (1974)	9,6	0,96	
	26	8	
Carter og Kulhawy (1988)	142	0,25	
Goodman (1989)	203	46	
Mehrotra (1992)	-	2,1	
Wyllie (1999)	3,4	0,29	
	18,5	1,84	
Serrano og Olalla (1996, 1998a,b)	246	13,5	
	49	1,2	
Singh og Rao (2005)	90°/0°	242	42
	60°/30°	168	1,9
Bindlish et al. (2012)	90°/0°	137	0,97
	60°/30°	165	9,5
Merifield et al. (2006)		334	6,0
Sutcliffe et al. (2004)	70°/20°	24	0,9
	90°/0°	128	6,3
Imani et al. (2012)	60°/30°	72–152	2,5–3,8

Stor variasjon førte til vanskeligheter med å utpeke én metode som best egnet til å estimere tillatt såletrykk for *både* sterke og svake bergmasser. Interessante aspekter ved hver metode som syntes viktige for estimeringen ble derfor oppsummert slik (Raastad, 2019):

- Å bruke Hoek-Brown kriteriet i beregningsmetoden synes bedre enn å bruke Mohr-Coulomb kriteriet. Ekvivalente Mohr-Coulomb-parametere bør brukes med forsiktighet
- Å innføre parameteren «Spacing Ratio of a Foundation» (fork.: *SR*) er en effektiv måte å håndtere skalaeffekten og gyldighetsområdet til Hoek-Brown-kriteriet. $SR > 30$ foreslås som en grense for homogen og isotrop bergmasse
- At et klassifiseringssystem inngår i bestemmelsen, bidrar til at flere viktige bergmasseegenskaper styrer den endelige verdien for tillatt såletrykk
- Terrengoverflatens helning, samt retningen fundamentet belastes, bør inkluderes

- Å inkludere ulike sprekkekarakteristikker i en «joint factor» J_f virker fornuftig i anisotrope bergmasser
- Deformasjonen under fundamentet kan synes å spille en større rolle for tillatt såletrykk enn motstanden mot skjærbrudd. Bestemmelse av bruddmekanisme er derfor viktig

2.4 Konklusjoner og anbefalinger for videre arbeid

På bakgrunn av drøftingen som ble gjort i prosjektoppgaven og oppsummert i det foregående, ble følgende konklusjoner trukket:

- Det behøves mer utfyllende retningslinjer for direkte fundamentering på berg i norsk praksis
- Grensen på 10 MPa som brukes for sterke bergmasser synes å være unødvendig konservativ, til tross for at flere internasjonale standarder er konsekvente med denne grensen
- Det er generelt større spredning i estimatene for tillatt såletrykk for sterke bergmasser sammenlignet med svake. Dette forsterker behovet for en bedre metode for beregning i sterke bergmasser
- Estimat for tillatt såletrykk i sterke bergmasser beregnet med metoder fra nyere litteratur viser svært dårlig samsvar med verdier brukt i praksis. Ingen av metodene synes å ha særlig stor nytteverdi for praktisk bruk
- Å beregne bæreevnen åpner for større mulighet til å utnytte de sterke bergmassenes bæreevne fremfor å bruke tilsynelatende konservative tabellverdier
- Metodene i litteraturen behandler viktige aspekter som har betydning for bæreevnen og bør inngå i en optimal analyse ved direkte fundamentering på berg

Målsetningene for denne oppgaven har sitt utspring fra forslag som ble gitt i prosjektoppgaven angående videre arbeid. Et forslag var blant annet å gjøre mer inngående studier av samvirket mellom fundament og berggrunn. Det ble anbefalt å inkludere betraktninger som sprekkeavstand vs. sålebredde, friksjonsforhold, samt forhold som eksentrisitet og effektivt såleareal. Det ble også foreslått å forsøke å utvikle en estimeringsmetode for tillatt såletrykk som: (1) benytter Hoek-Brown-kriteriet samt parameteren SR («Spacing Ratio»), (2) bruker et klassifiseringssystem i bestemmelsen av bergmasseegenskaper, (3) inkluderer sprekkekarakteristikker i en sprekkefaktor for anisotrope bergmasser, og (4) tar i betraktning deformasjonen under fundamentet. De nevnte undersøkelsene ble anbefalt utført ved hjelp av numeriske metoder.

3 Teori

I det følgende vil teori tilknyttet oppgaven gjennomgås. Det innebærer teoretiske betraktninger som er viktige for utviklingen av den foreslåtte metoden, samt de utførte numeriske analysene. Det vil først presenteres informasjon om bergmasseklassifisering. Deretter vil det gis en innføring i bergmassens styrke- og deformasjonsegenskaper. Videre omtales sprekkenes mekaniske egenskaper. Til slutt gjengis prinsipper og begrensninger i endelig-element-metoden som har betydning for gjennomføringen av analysene i *RS2*.

3.1 Klassifisering av bergmasse

Bergmasse kan karakteriseres ved å innhente både kvalitativ og kvantitativ data som gir beskrivelser og mål på geometri og mekaniske egenskaper. Inndeling av karakteristikkene i forskjellige klasser har til hensikt å gjøre innledende estimering av styrke- og deformasjonsegenskaper (ofte også sikringsomfang) effektivt. Det er utviklet mange klassifiseringssystemer. Av de mest kjente er blant annet «Rock Mass Rating» (*RMR*)-systemet, *Q*-systemet og «Rock Quality Designation» (*RQD*).

Et annet kjent system er *GSI*-systemet (eng.: «Geological Strength Index»). Det ble introdusert av Hoek (1994) og Hoek et al. (1995) for å overkomme manglene ved *RMR*-systemet i forbindelse med Hoek-Brown-kriteriet. Det var behov for et system som bedre håndterte svært dårlige bergmasser, og som var tuftet på ukompliserte geologiske observasjoner fremfor tall (Hoek, 2006). Det er et enkelt system som i utgangspunktet er basert på in situ visuell inspeksjon av bergmassens blokkstruktur og sprekkenes ruhet og forvitring. Systemet dekker derfor ikke alle faktorer som har betydning for bergmassens kvalitet (se tabell 3.1). Cai et al. (2004) har utarbeidet en mer kvantifisert tilnærming til bestemmelse av *GSI*. Tilnærmingen tar i bruk en faktor for sprekkeforhold (J_c) og fysiske mål på blokkstørrelser. Det henvises til artikkelen for bestemmelse av J_c . Det opprinnelige *GSI*-diagrammet, inkludert modifikasjonene foreslått av Cai et al. (2004), er vist i figur 3.1.

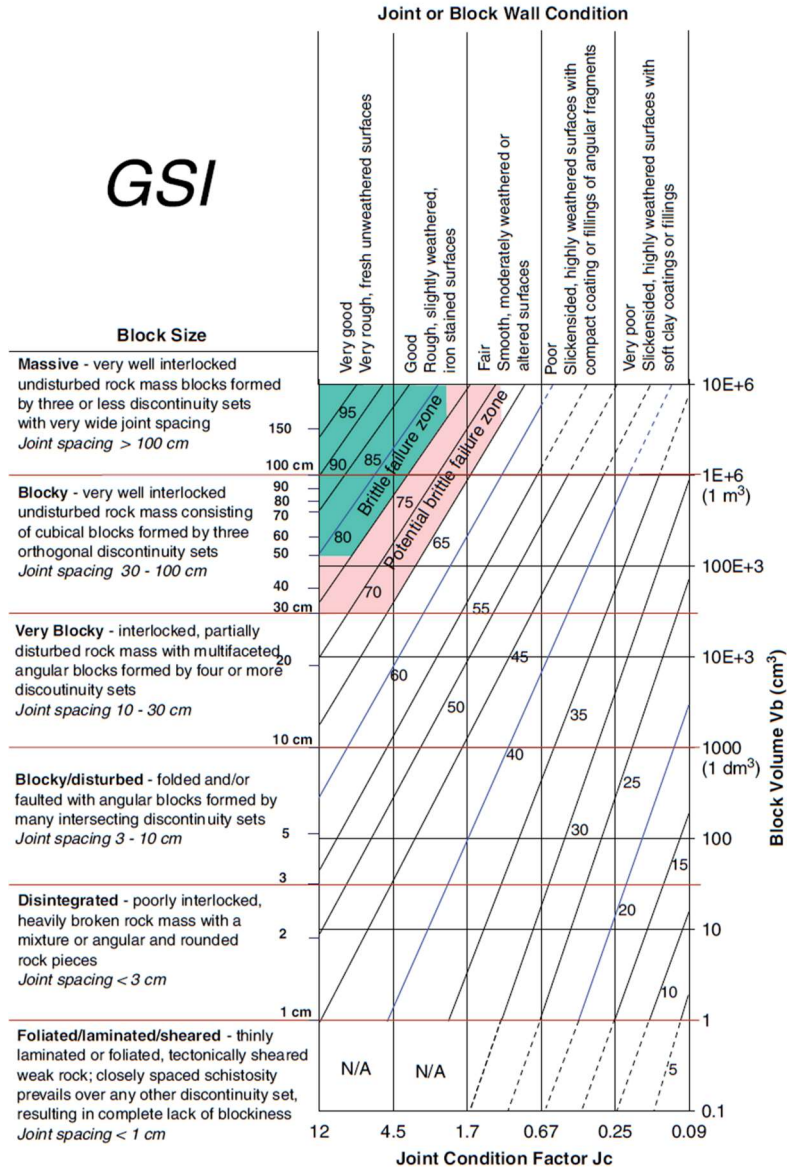
GSI-verdien brukes direkte i bestemmelsen av m_b , s og a i det generaliserte Hoek-Brown-kriteriet. Figur 3.1 gjelder for blokkige bergmasser, men det er også utarbeidet diagram for bergmasser bestående av flysch, molasse og ofiolitt.

Tabell 3.1: Viktige parametere for klassifisering og karakterisering av bergmasse til ingeniørgeologiske formål. Parametere i kursiv er viktige for bestemmelse av styrke- og deformasjonsegenskaper som input i numeriske analyser. Modifisert etter Cai et al. (2004).

Parametergruppe	Individuelle parametere	
Bergmassens iboende parametere	Intakt berg	<i>Styrken til intakt berg</i> <i>Deformasjonsmodulus</i>
	Sprekker	<i>Antall sprekkese</i> <i>Sprekkesetetthet</i> <i>Sprekkesforhold (ruhet, fylling)</i> <i>Sprekkestørrelse/lengde, utholdenhet</i> <i>Sprekkeorientering</i>
	Svakhetssoner	Bredde Orientering Materiale (modulus og styrke)
	Ytre parametere	In situ-spenninger Grunnvann
	Konstruksjonsparametere	Størrelse Form Konstruksjonsmetode Sprengningsskader

Som tabell 3.1 viser, er det mange faktorer som bør vurderes ved klassifisering av bergmasse til ulike formål. Det er som nevnt tydelig at *GSI*-systemet ikke dekker alle disse. Cai et al. (2004) hevder likevel at systemet kan defineres som universelt, basert på sammenhengen det benyttes i. Dette gjelder hvis det for eksempel skal benyttes i forbindelse med numerisk modellering. Forutsatt at svakhetssoner behandles separat, er de viktigste parameterne relatert til bestemmelse av styrke- og deformasjonsegenskaper som input i numeriske analyser markert i kursiv. Supplert med data på intakte materialeegenskaper, dekker *GSI*-systemet ifølge Cai et al. (2004) alle disse parameterne, og kan dermed defineres som et universelt bergmasseklassifiseringssystem.

Dette understreker viktigheten av å være klar over begrensningene til slike systemer. Selv om systemene omtales som universelle, vil de sjelden være tilstrekkelig dekkende for alle faktorer i alle situasjoner. Detaljerte designprosedyrer kan derfor ikke erstattes av å bruke klassifiseringssystemer. (Hoek, 2006)



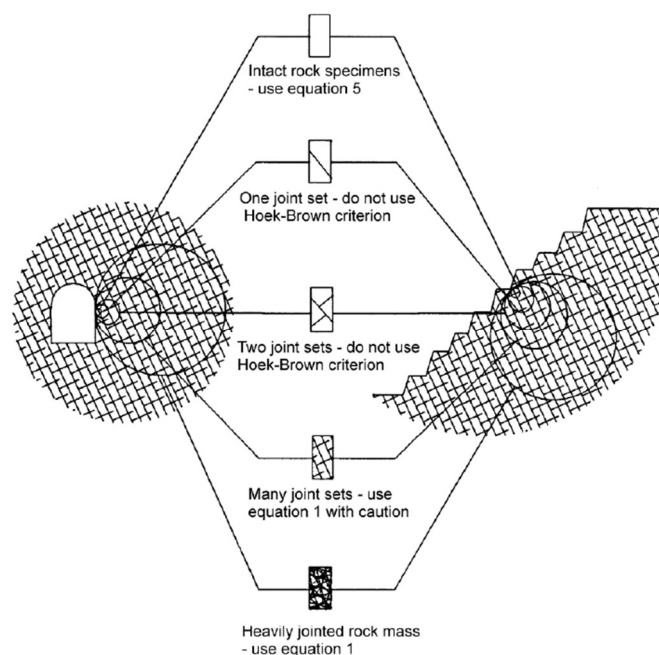
Figur 3.1: Estimering av GSI basert på geologiske beskrivelser og/eller tallfestede blokkstørrelser og J_c-verdier. Diagrammet gjelder blokkige bergmasser. Hentet fra Cai et al. (2007).

3.2 Generalisert Hoek-Brown bruddkriterium

Hoek-Brown-kriteriet er mye brukt i ingeniørgeologiske problemstillinger. Det er mye på grunn av kriteriets ikke-lineære karakter som er godt egnet til å beskrive bergmassens oppførsel over et vidt spekter av omslutningstrykk.

Opprinnelig ble bruddkriteriet utviklet for å estimere styrken i en bergmasse basert på enkle observasjoner i felt. Sentralt i oppbyggingen av kriteriet står antakelsen om at brudd kontrolleres av bevegelsen til individuelle blokker. Dermed utelukkes brudd i intakt berg. Sprekkemønsteret antas å være så «kaotisk» at bergmassen innehar isotrope egenskaper. (Hoek og Marinos, 2007)

Anbefalinger for bruk av kriteriet er vist i figur 3.2. Disse er basert på hvorvidt de nevnte antakelsene er gyldige. Det vises at skalaen bergmassen betraktes i, er av betydning. Dersom blokkene og den aktuelle konstruksjonen er av samme størrelsesorden, kan ikke kriteriet brukes. Det samme gjelder hvis *ett* sprekkesett er betydelig svakere enn de andre. (Hoek, 2006)



Figur 3.2: Her vises overgangen fra intakt til svært oppsprukket bergmasse med økende skala. Anvisninger for bruk av Hoek-Brown-kriteriet er også gitt. "Equation 1" tilsvarer formel [3.1] med varierende a og s , og "equation 5" tilsvarer formel [3.1] med $a = 0,5$ og $s = 1$. Etter Hoek (2006).

Det finnes flere versjoner av bruddkriteriet, men den gjeldende per i dag blir kalt det «generaliserte Hoek-Brown-kriteriet». Dette baserer seg blant annet på klassifiseringssystemet *GSI* omtalt i forrige kapittel. Kriteriet kan uttrykkes slik

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad [3.1]$$

der m_b , s og a er faktorer som avhenger av bergmassens egenskaper. σ_1' og σ_3' er største og minste effektive hovedspenning ved brudd. σ_{ci} tilsvarer nominelt sett enaksial trykkstyrke for intakt bergart, men bør bestemmes ved tilpasning av eksperimentelle data (Li, 2018). m_b , s og a bestemmes vanligvis ved hjelp av følgende likninger

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad [3.2]$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad [3.3]$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad [3.4]$$

der m_i er den tilpassede materialkonstanten for intakt berg. Tabell 3.2 viser hvordan denne konstanten typisk relateres til ulike bergartstyper. Parameteren D er inkludert for å ta hensyn til sprekker indusert av sprenging og spenningsavlastning. Den varierer fra 0 for uforstyrret in situ bergmasse til 1 for svært forstyrret bergmasse. (Hoek og Brown, 2019)

Til tross for bred anvendbarhet, er kriteriet begrenset av at det kun beskriver bergmassens styrke relatert til skjærbrudd. Strekkbrudd dekkes derfor ikke direkte, men problemet kan løses ved tilnærminger for avkutting av strekkstyrke (eng.: «tensile cut off»). Et estimat for strekkstyrken $|\sigma_t|$ basert på en slik avkutting er foreslått av Hoek og Martin (2014):

$$\frac{\sigma_{ci}}{|\sigma_t|} = 8,63 + 0,7m_i \quad [3.5]$$

der $\sigma_{ci}/|\sigma_t|$ er forholdet mellom den enaksiale trykkstyrken og strekkstyrken til en bergartsprøve. Sammenhengen er basert på data fra seks strekkbrudd-tester.

Tabell 3.2: Typiske verdier for materialkonstanten m_i (intakt berg) relatert til bergartstyper. Modifisert etter Li (2018).

Bergartstyper	
$m_i \approx 7$	Karbonatbergarter (dolomitt, kalkstein, marmor)
$m_i \approx 10$	Leirholdige bergarter (slamstein, siltstein, leirstein, leirskifer)
$m_i \approx 15$	Sandholdige bergarter (sandstein, kvartsitt)
$m_i \approx 17$	Finkornede størkningsbergarter (andesitt, doleritt, diabas, rhyolitt)
$m_i \approx 25$	Grovkornede størkningsbergarter (amfibolitt, gabbro, gneis, granitt, dioritt)

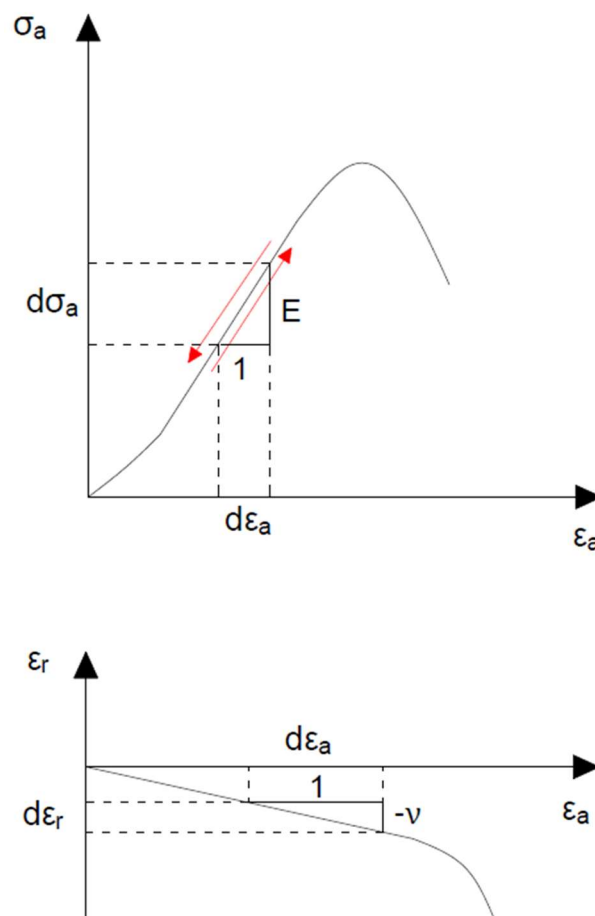
3.3 Bergmassens deformasjonsegenskaper

Når bergmassen utsettes for spenningsendringer, oppstår deformasjoner. Omfanget avhenger av bergmassens deformasjonsegenskaper og hvor mye spenningsfeltet endres. Det skilles mellom elastiske og plastiske egenskaper. Bergmassen viser elastisk oppførsel når deformasjonene kan reverseres dersom belastningen fjernes, se røde piler i figur 3.3. Sammenhengene mellom spenning og deformasjon kan i slike tilfeller beskrives av materialets E-modul og Poisson-tall, ν

$$E = \frac{d\sigma_a}{d\varepsilon_a} \quad [3.6]$$

$$\nu = -\frac{d\varepsilon_r}{d\varepsilon_a} \quad [3.7]$$

E angir motstand mot deformasjon. ν kalles også tverrkontraksjonstallet og beskriver utvidelsen vinkelrett på belastningsretningen. $d\sigma_a$, $d\varepsilon_a$ og $d\varepsilon_r$ er endringen i henholdsvis aksial spenning, aksial tøyning og radiell tøyning.



Figur 3.3: Øverst vises definisjonen av E-modul grafisk. Røde piler viser hvordan spenning og tøyning endres lineært for pålastning og avlastning (elastisk oppførsel). Nederst vises definisjonen av Poisson-tallet.

Det er utviklet en ligning for å estimere E-modulen til en bergmasse. På grunn av sprekker og forvitring, vil bergmassen ha mindre motstand mot deformasjon enn et prøvestykke av intakt bergartsmateriale. Hoek og Diederichs (2006) har funnet at denne reduksjonen kan tilnærmes ved hjelp av følgende uttrykk

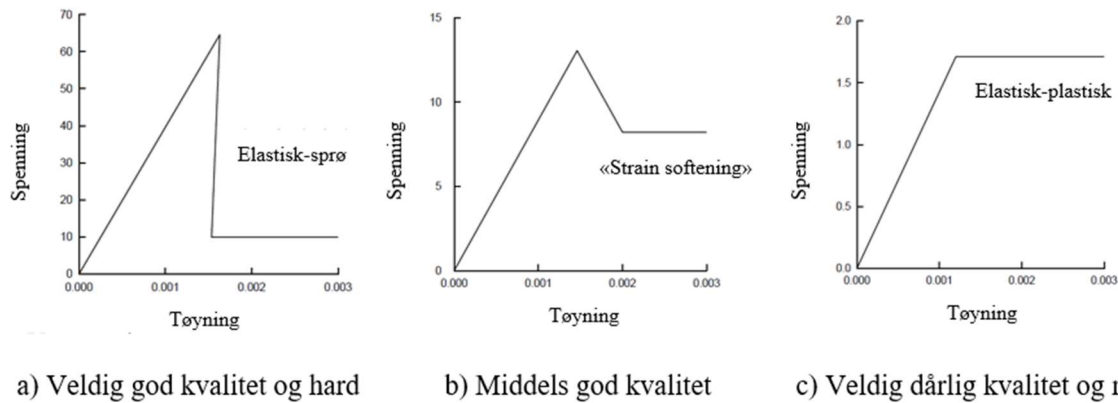
$$E_{rm} = E_i \left(0,02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right) \quad [3.8]$$

der E_{rm} og E_i er E-modulen til henholdsvis bergmasse og intakt berg. Resterende parametere er som tidligere definert. Ifølge Hoek og Diederichs (2006) påvirkes ikke styrken til intakt berg like mye som E-modulen dersom prøven er skadet. Det er derfor også utviklet et forholdstall MR (eng.: «Modulus Ratio») som gir et estimat på intakt E-modul

$$E_i = MR \cdot \sigma_{ci} \quad [3.9]$$

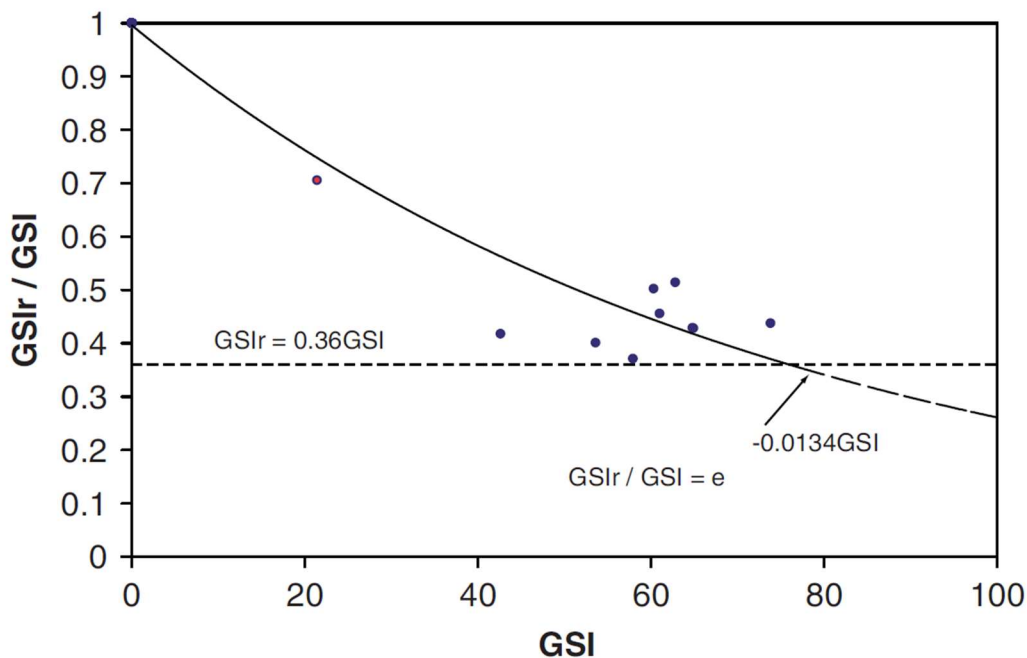
Dette kan være nyttig hvis det for eksempel er vanskelig å ta ut uforstyrrede prøver. Retningslinjer for valg av MR -verdi finnes i Hoek og Diederichs (2006).

Bergmassen viser plastisk oppførsel dersom den *ikke* går tilbake til sin opprinnelige form etter at belastningene er fjernet. Deformasjonene kan derfor sies å være permanente og irreversible. Ulike bergarter viser forskjellig grad av elastisk og plastisk deformasjon. Det helhetlige bildet på deformasjonsegenskapene vises best i et spenning-tøyningsdiagram (figur 3.4). Grafen til høyre viser en skisse av forløpet i et elastisk-perfekt-plastisk materiale. En slik kurve kan kjennetegne en bergmasse av svært lav kvalitet. Etter at maksimal lastbærende kapasitet er mobilisert (typisk lav verdi), fortsetter bergmassen å deformeres ved dette konstante, maksimale spenningsnivået. Til venstre vises spenning-tøyningsforløpet som er typisk for en hard og massiv bergmasse. Bergmassen deformeres elastisk inntil spenningsnivået tilsvarende maksimal styrke er oppnådd (typisk høy verdi). Sprøbrudd inntreffer, og spenningene reduseres øyeblikkelig til et nivå som er betydelig lavere enn den opprinnelige styrken. Kurven i midten karakteriserer en middels sterk bergmasse. I dette tilfellet reduseres spenningsnivået gradvis fra maksimal styrke ved bruddinitiering, til residual styrke ved stadig deformasjon. Denne oppførselen kalles «strain softening». I praksis vil slike spenning-tøyningskurver vise glattere overganger fra elastisk til plastisk deformasjon enn indikert i figuren.



Figur 3.4: Spenning-tøyningkurver for bergmasser av forskjellig kvalitet. Kurvene viser materialets oppførsel før og etter brudd. Modifisert etter Hoek (2006).

For å estimere postbrudd-oppførsel kan in situ GSI reduseres til en residualverdi, GSI_r , som bedre karakteriserer bergmassen etter brudd. Cai et al. (2007) har presentert et empirisk forhold mellom GSI_r/GSI og GSI som kan brukes til å finne den residuale GSI -verdien (se figur 3.5). Det bemerkes at programmer som *RS2* benytter de residuale inngangsparameterne umiddelbart etter brudd dersom spenningsendringene fortsetter. Det vil si at «strain softening» ikke tillates. Overgangen mellom deformasjonsegenskapene bestemt av GSI i prebrudd-tilstanden og GSI_r i postbrudd-tilstanden er derfor øyeblikkelig. Dette illustreres best av figur 3.4a.



Figur 3.5: Sammenheng mellom forholdet GSI_r/GSI og GSI . Russo et al. (1998) foreslo at GSI_r skulle settes til 36 % av in situ-verdi. Dette er vist som den stiplede linjen. Cai et al. (2007) fant at dette ville overestimere GSI_r for gode bergmasser ($GSI > 80$) og underestimere GSI_r for svake bergmasser ($GSI < 40$). Etter Cai et al. (2007).

3.4 Mekaniske egenskaper for diskontinuiteter

All bergmasse består av intakt bergartsmateriale og diskontinuiteter. Disse kan være sprekker, skjærsoner, foliasjon eller forkastninger. Nær overflaten vil lave spenninger gjøre at bergmassens oppførsel hovedsakelig styres av bevegelsene i blokksystemet skapt av disse diskontinuitetene. Rotasjon og glidning mellom blokkene bestemmes av diskontinuitetens mekaniske egenskaper og spenningsnivået.

Formålet med denne oppgaven gjør det mest relevant å referere til diskontinuiteter som sprekker. I realiteten har sprekker ulike deformasjonsegenskaper som blant annet styres av uregelmessigheter og styrken i sprekkeplanene. Når dette skal modelleres, benyttes en lineær sammenheng mellom spenning og deformasjon normalt på og parallelt med planet. Sprekkes normalstivhet K_n og skjærstivhet K_s må derfor representere de virkelige styrke- og friksjonsforholdene på en god måte. Den lineære sammenhengen er gitt slik av Bandis et al. (1983)

$$\sigma_n = K_n V_j \quad [3.10]$$

$$\tau = K_s d_h \quad [3.11]$$

der,

σ_n er normalspenning på sprekkeplanet

τ er skjærspenning langs sprekkeplanet

V_j er forskyvning normalt på sprekkeplanet

d_h er forskyvning parallelt sprekkeplanet

Barton og Choubey (1977) og Bandis et al. (1983) gir følgende ligninger for estimering av stivhetene K_s og K_n

$$K_s = \frac{100}{L} \sigma_n \tan[JRC \cdot \log(JCS/\sigma_n) + \varphi_r] \quad [3.12]$$

$$K_n = -7,15 + 1,75JRC + 0,02 \left(\frac{JCS}{a_j} \right) \quad [3.13]$$

$$a_j = \frac{JRC}{5} \left(0,2 \frac{\sigma_c}{JCS} - 0,1 \right) \quad [3.14]$$

der,

JRC er sprekkeruhetstallet («Joint Roughness Coefficient»)

JCS er sprekkes trykkstyrke («Joint wall Compressive Strength»)

φ_r er residual friksjonsvinkel

L er kontaktlengden mellom sprekkeplan (gjelder sprekker uten fylling)

Formel [3.14] kan brukes til å estimere in situ sprekkeåpningen a_j under egenvekt (i millimeter).

Sprekkene innehar også en skjærstyrke som avhenger av friksjonsforhold og normalspenning.

Barton og Bandis (1990) presenterer et velprøvd ikke-lineært styrkekriterium (formel [3.15])

$$\tau = \sigma_n \tan \left[JRC \cdot \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varphi_r \right] \quad [3.15]$$

$$\varphi_r = (\varphi_b - 20) + 20(r/R) \quad [3.16]$$

der,

φ_b er basis friksjonsvinkel som bestemmes ved tiltstest (beskrevet av Barton og Choubey, 1977)

r er Schmidt-hammer hardhetstall for våte, forvitrede sprekkeflater

R er Schmidt-hammer hardhetstall for tørre, uforvitrede, sagede flater

Formel [3.16] er foreslått av Barton og Choubey (1977) for å estimere den residuale friksjonsvinkelen ved hjelp av Schmidt-hammer.

Når sprekkeruhetstallet JRC skal bestemmes, finnes to ulike måter å gjøre dette i felt. Det kan gjøres ved å sammenligne ruheten på sprekkeflaten med standardprofiler som er karakteristiske for ulike JRC -verdier. Disse profilene ble publisert av Barton og Choubey (1977). Den andre måten å bestemme JRC er å måle ruhetsamplituden til sprekkeflaten direkte og bruke et diagram for estimering av JRC (Barton og Bandis, 1990). I kapittel 6.2.3 gjengis standardprofilene for bestemmelse av JRC i felt.

For estimering av sprekkeflatens trykkstyrke JCS kan en følge ISRM's metode (Aydin, 2009). Deere og Miller (1966) foreslo å bruke Schmidt-hammer og dens rekylverdi for å bestemme JCS . Diagrammet som kan brukes i praksis finnes i kapittel 6.2.4. En grundigere gjennomgang av bestemmelsen av JCS i henhold til Aydin (2009) er gitt i samme kapittel.

Både JRC og JCS er avhengig av hvor stor sprekkeflaten det måles på er. Omfattende testing og gjennomgang av litteratur resulterte i følgende korleksjon for JRC (Barton og Bandis, 1982)

$$JRC_n = JRC_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0,02JRC_0} \quad [3.17]$$

der JRC_0 og L_0 (lengde) henviser til verdiene målt på 100 mm prøvestykker (laboratorietesting), og JRC_n og L_n henviser til in situ blokkstørrelse.

Tilsvarende vil det være mer sannsynlig at det forekommer svakheter på større sprekkeplan, og JCS -verdien reduseres med økende skala på følgende måte (Barton og Bandis, 1982)

$$JCS_n = JCS_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0,03JRC_0} \quad [3.18]$$

der 0-notasjonen igjen henviser til 100 mm laboratorieprøver og n-notasjonen henviser til blokkstørrelsen in situ.

Det bemerkes at formlene [3.12]–[3.16] gjelder for sprekker uten sprekkefylling. Skjærstyrken kan reduseres betydelig hvis deler av sprekkeflatene, eller sprekkeflatene i sin helhet, ikke er i direkte kontakt med hverandre. Bruk av Barton-Bandis-kriteriet er derfor begrenset til sprekkeflater der det er bergkontakt langs hele lengden som betraktes.

Det finnes også begrensninger med tanke på gyldighetsområdet til Barton-Bandis-kriteriet. Slik kriteriet er definert, er formelen ugyldig for $\sigma_n = 0$ MPa. Kriteriet ble utviklet ved å se på tester utført med normalspenning fra 1,6 MPa og ned mot 0 MPa (Barton og Choubey, 1977). Ved lave normalspenninger kan den aktive friksjonsvinkelen $\varphi_a = \arctan(\tau / \sigma_n)$ overgå hva som er forsvarlig å anta i praksis. Derfor presiserte Barton og Choubey (1977) en nedre grense på $(JRC \cdot \log_{10}(JCS / \sigma_n) + \varphi_r) < 70^\circ$. Denne støttes av Hoek (2006), som også foreslår en øvre grense på $\sigma_n = JCS$. Grensen gis naturlig av at JRC bidrar med negativ friksjonsvinkel dersom σ_n er større enn JCS .

3.5 Endelig-element-metoden

I denne oppgaven benyttes programvaren *RS2*. Det er et numerisk modelleringsverktøy som bruker endelig-element-metoden («Finite Element Method», fork.: FEM). Verktøyet har mange bruksområder innen bergmekaniske og geotekniske problemstillinger. Flere forhold gjør at endelig-element-metoden har god anvendbarhet. Ifølge Hammah et al. (2007) er de viktigste grunnene at metoden kan: (1) behandle flere materialer i én modell; (2) enkelt tilfredsstillende ikke-lineær materialoppførsel; og (3) modellere komplekse grensebetingelser.

Det finnes likevel begrensninger knyttet til kvaliteten på resultatet av en FEM-analyse. Til tross for nevnte fordeler, vil det alltid kreves en viss forenkling av det virkelige problemet. Hvor nøyaktig inngangsparameterne gjenspeiler de faktiske forholdene er derfor avgjørende for

kvaliteten. For bergmekaniske analyser gjelder dette typisk styrke- og deformasjonsegenskaper, samt spenningsforhold i bergmassen in situ. Kvaliteten på analysen vil også avhenge av den numeriske nøyaktigheten. Ifølge Nordal (2018) avhenger den av størrelsen på modellen, tettheten til «mesh»-nettverket, grensebetingelser, samt valg av elementtype og konvergenzkriterium.

Teori og matematisk grunnlag for FEM er omfattende. Det henvises derfor til Pande et al. (1990) for detaljer. En forklaring av prinsippene bak beregningen anses å være tilstrekkelig for denne oppgaven. De neste avsnittene vil gi en kort innføring.

Et to- eller tredimensjonalt medium består av et uendelig antall punkter som alle har to eller tre frihetsgrader. Ved FEM-analyser løses dette problemet ved å dele opp området som modelleres i et endelig antall elementer. Elementene kan ha ulik størrelse og form, og utgjør til sammen et «mesh» (nettverk). Hvert element har punkter langs kantene kalt noder. Det er i disse nodene lastene kan påføres slik at elementene deformeres. Dette utdypes om litt.

En stivhetsmatrise er tilknyttet hvert element. Matrisen uttrykker koblingen mellom last og forflytning av nodene. Den er avhengig av gitt elementtype og deformasjonsegenskaper. Samles alle de lokale matrisene, genereres en global stivhetsmatrise. Den beregnes under følgende to betingelser: noder tilknyttet flere elementer kan aldri splittes (kontinuitet); kraftlikevekt skal være tilfredsstillt i alle noder.

For å oppnå kraftlikevekt, må en iterativ beregningsprosess gjennomføres. Den foregår slik: Inkrementell last påføres, og nodenes forskyvning beregnes. Videre bestemmes elementenes tøyning ut ifra forskyvningene. Youngs modulus og Poisson-tallet benyttes deretter til å beregne de interne spenningene i hvert element. Ved integrasjon omregnes spenningene til interne krefter som virker på nodene. Disse sammenlignes med de eksterne kreftene fra det påførte lasttrinnet. Det er gjennomgående snakk om inkrementelle størrelser. Beregningen gjentas inntil kraftlikevekt er oppnådd. Dette skjer ved at forskjellen mellom interne og eksterne krefter minker for hvert lasttrinn som påføres. Et konvergenzkriterium velges på forhånd for å bestemme når iterasjonsprosessen stoppes. Kriteriet definerer dermed hvor nærme resultatet ligger den ekte løsningen. (Rocscience, 2020a)

Før modellen kan påføres last, må grensebetingelser defineres. Det innebærer å etablere begrensninger for bevegelse ved modellens ytterkanter. For eksempel kan deformasjon tillates parallelt med kantene. En annen vanlig grensebetingelse er å ikke tillate deformasjon i det hele tatt. I bergmekaniske problemstillinger er det ofte nødvendig å gjenskape spenningsforholdene

in situ. En intern spenning kan påføres elementene enten som et ytre felt, som effekt av egenvekt, eller som en kombinasjon av disse. Kombinasjonen medfører at det låses fast en spenning i hvert element. Samtidig vil modellen synke sammen under vekten av alle elementene. Effektene utligner hverandre og gjør det mulig å modellere et materiale i likevekt. Det er også mulig å definere eksterne laster langs modellens kantlinjer. I en modell med plan tøyningstilstand virker slike laster som uendelige stripelaster. Når alle disse betingelsene er definert, er grunnlaget lagt for den iterative prosessen beskrevet over. (Rocscience, 2020b, c)

I *RS2* modelleres problemet i todimensjonale snitt. Dette er en forenkling som gjør beregningstiden mye kortere sammenlignet med tilsvarende detaljnivå i tre dimensjoner. Antakelsen om plan tøyningstilstand brukes i denne sammenhengen. Det antas at modellen er uendelig lang innover i planet, samt at forskyvningene i denne retningen er null. I en slik analyse beregnes derfor kun største og minste hovedspenning i planet, forskyvninger og tøyninger i planet og hovedspenningen normalt på planet. Ved modellering av hulrom i bergmassen (f.eks. tunneler) finnes det ifølge Rocscience (2020d) en nedre grense for antakelsen om plan tøyning. Dersom lengden ut av planet er kortere enn fem ganger største tverrsnittsdimensjon, vil spenningsendringer rundt hulrommets ender gjøre seg gjeldende.

Til tross for at FEM-modeller behandler materialet som et kontinuum, er det mulig å implementere sprekker. Det er utviklet spesielle grensesnittelementer som er representative for den diskontinuerlige oppførelsen som skapes av sprekker i en bergmasse. Elementene har ingen fysisk tykkelse, men modelleres likevel av fire noder. To og to noder har samme koordinater. Sprekkeelementene kan anta både elastisk og plastisk respons, og stivhetsmatrisen beregnes på samme måte som for de andre (vanlige) elementene. På grunn av FEM-modellens krav til kontinuitet, tillates ikke at blokker løsrives fra hverandre (Hammah et al., 2007).

4 Forslag til metode for beregning av tillatt såletrykk

Dette kapittelet inneholder beskrivelser av faktorer som bør inngå i en grundig vurdering av tillatt såletrykk ved direkte fundamentering på berg. Som nevnt innledningsvis, legges det til grunn at forhold som krever spesiell vurdering av stabilitet er utelukket. Utgangspunktet for metodens anvendelse er derfor vurdering av tilfeller der forskyvning under fundamentet kan føre til skader på konstruksjonen, eller der bedre utnyttelse av berggrunnen kan føre til besparelser. På bakgrunn av konklusjoner fra prosjektoppgaven og diskusjoner med veiledere, er følgende arbeidsgang og inngående faktorer skissert som en mulig fremgangsmåte for å bestemme tillatt såletrykk:

1. Identifisering av laster fra konstruksjonen
2. Avklaring av fundamentets størrelse
3. Vurdering av eksentrisitet og effektiv sålebredde
4. Bestemmelse av Spacing Ratio
5. Fastsetting av grense for såletrykk/forskyvning
6. Involvering av et sikkerhetsprinsipp (partialfaktor)

Hvert av punktene vil beskrives mer detaljert i påfølgende kapitler. Først presenteres punkt 1 og 2 ut ifra et prinsipielt perspektiv. Deretter, av hensyn til logisk oppbygging, vil punkt 4 utdypes, etterfulgt av punkt 3. Mest fokus rettes mot punkt 5. Dette vil derfor også behandles separat i kapittel 5. Her forklares kun konseptene bak tilnærmingen. Avslutningsvis gis en kort gjennomgang av partialfaktorer relatert til sikkerhetsprinsippet (punkt 6).

4.1 Laster

Bestemmelse av laster er viktig for kontroll av bruddgrensetilstanden og bruksgrensetilstanden. I bruddgrensetilstanden utføres kontroll av konstruksjonens kapasitet i forhold til brudd, og lastene skal fastsettes som karakteristiske laster. Videre bestemmes de dimensjonerende lastene ved at de karakteristiske verdiene multipliseres med en lastfaktor for den aktuelle anvendelsen. Bruksgrensetilstanden er en kontroll av at dimensjonerende lastvirkning ikke overskrider en dimensjonerende grenseverdi som er relevant for normal bruk av konstruksjonen. (Standard Norge, 2016)

Laster omtales ofte som påvirkninger og kan kategoriseres ut ifra variasjon over tid (Statens vegvesen, 2015):

- Permanente påvirkninger
- Variable påvirkninger
- Ulykkespåvirkninger

En påvirkning som er så godt som konstant over hele perioden som undersøkes, regnes som permanent. Dette kan være påvirkninger som konstruksjonens tyngde (egenvekt), tyngde av permanent ballast, vanntrykk fra midlere vannstand eller jordtrykk. Påvirkninger som er variable i tid, men stadig forekommende, kan være trafikklaster, fortøyningslaster eller naturlaster. Av naturlaster nevnes spesifikt vindlaster, snølaster, islaster, samt termiske og seismiske påvirkninger. Dersom konstruksjonen utsettes for laster som et resultat av et ulykkestilfelle eller unormale hendelser, kategoriseres lasten som en ulykkespåvirkning. Eksempler på slike laster er påkjøringslaster, laster som følge av brann og/eller eksplosjon og skred- og flomlaster. (Statens vegvesen, 2015)

De nevnte lastene vil påvirke konstruksjonen fra ulike retninger og i ulik avstand fra fundamentet. Den totale belastningen på fundamentet fra konstruksjonen vil kunne angis av en vertikal kraftkomponent, en horisontal kraftkomponent og en momentvirking. Når belastningen på bergsålen betraktes, kommer i tillegg tyngden av selve fundamentet og fundamenthøydens bidrag til momentarmen. Totalbelastningen er viktig for beregning av kraften *fra* bergsålen på fundamentet og dermed fundamentets effektive areal.

4.2 Fundamentstørrelse

Fundamentets dimensjoner har betydning for hvordan lastene fra konstruksjonen overføres til sålen. Et langt og bredt fundament vil fordele kreftene over et større areal, og dermed blir spenningspåkjenningene i bergmassen under mindre. I de neste kapitlene vil fundamentets bredde være en avgjørende faktor. Det er derfor viktig å ha kjennskap til denne størrelsen for å kunne følge fremgangsmåten for vurdering av tillatt såletrykk. Å kjenne til fundamentets høyde kan også være relevant med tanke på en eventuell økt momentvirking og bidrag til konstruksjonens tyngde. Fundamentets størrelse må med andre ord være avklart før en vurdering av samvirket med bergsålen kan gjøres.

4.3 Bestemmelse av Spacing Ratio

«Spacing Ratio» (fork.: SR) er en parameter foreslått av Serrano og Olalla (1996) i forbindelse med bruk av Hoek-Brown-kriteriet i fundamenteringssammenheng. Hoek-Brown-kriteriet er ifølge Hoek (2006) anbefalt å bruke kun på sterkt oppsprukne bergmasser og intakt berg. Grunnen er at datagrunnlaget som kriteriet er basert på kommer fra prøvestykker med homogene og isotrope egenskaper. Det anbefales at kriteriet ikke brukes dersom blokkene er av samme størrelse som konstruksjonen, eller dersom *ett* sprekkesett er betydelig svakere enn de andre. Forholdet mellom sprekkeavstand og konstruksjonsdimensjoner er derfor av stor betydning for kriteriets anvendbarhet. Parameteren SR er et mål på nettopp dette forholdet. SR relaterer fundamentbredde B , antall sprekkesett n , sprekkeavstand S_m i et bestemt sprekkesett (i) og frekvensen λ til hvert sprekkesett slik:

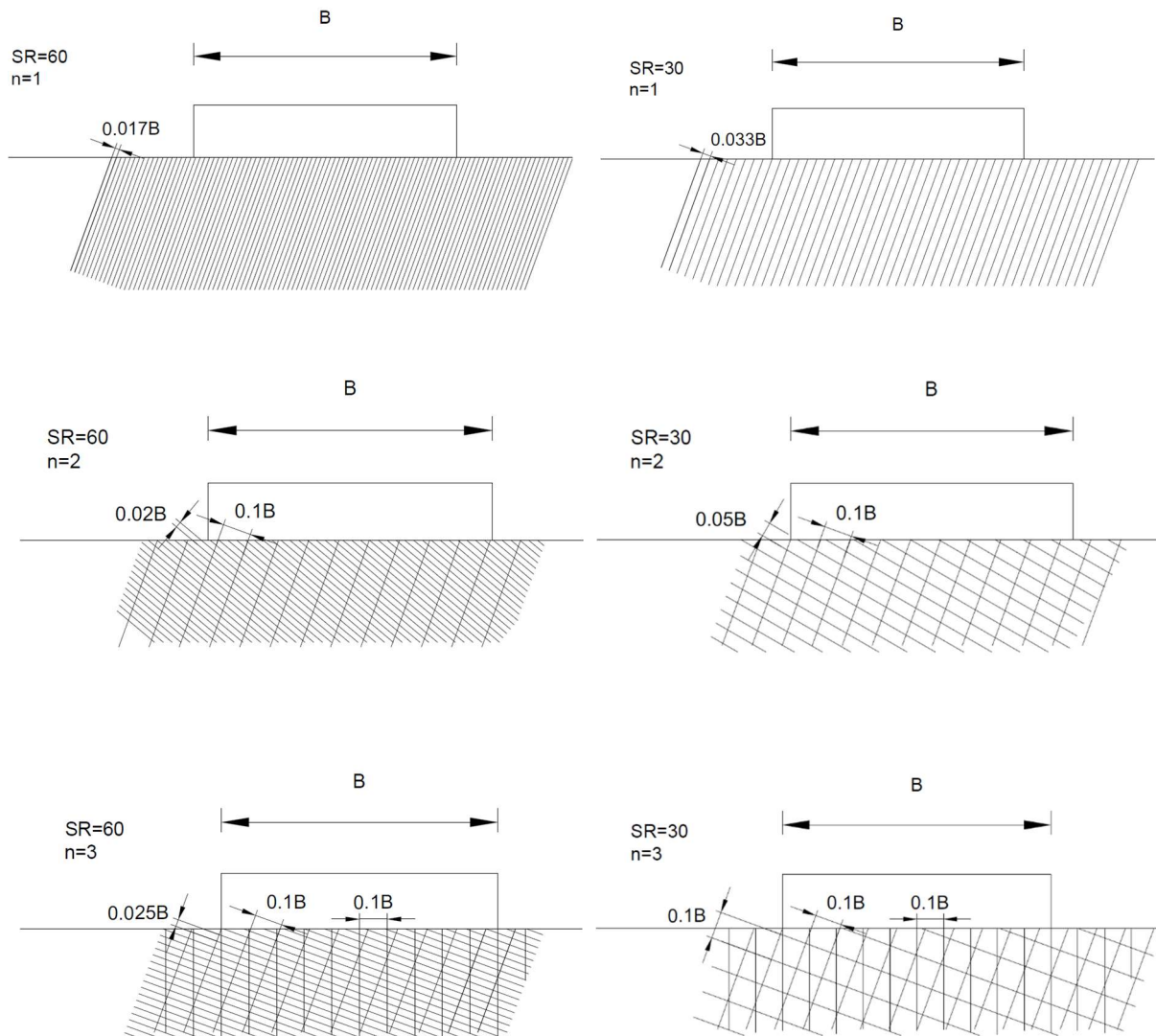
$$SR = B \sum_{i=1}^n \frac{1}{S_{mi}} = B \sum_{i=1}^n \lambda_i \quad [4.1]$$

Forfatterne foreslår $SR > 60$ som utgangspunkt for en konservativ grense for bruk av Hoek-Brown-kriteriet i fundamentering. Senere har Imani et al. (2012) gjort undersøkelser som tyder på at $SR > 30$ er en mer fornuftig grense. De nevnte tallverdiene gir liten intuitiv innsikt i hvilke sprekkeavstander og fundamentdimensjoner som faller innenfor grensene. Det er derfor gjort en undersøkelse av ulike kombinasjoner av fundamentbredder, sprekkeavstander og sprekkesett. Utvalgte kombinasjoner som resulterer i $SR = 60$ og $SR = 30$ er vist i tabell 4.1. For å illustrere forskjellen på disse SR -verdiene, er det tegnet dimensjonsløse fundament over bergmasse med sprekkegeometrien fra tabell 4.1. Det er kun tegnet bergmasser med ett til tre sprekkesett. Illustrasjonene er vist i figur 4.1. Figuren gir også en innsikt i størrelsen på blokkene i forhold til fundamentet.

Tabell 4.1: Sprekkeavstand i mm som funksjon av fundamentbredde B som gir $SR = 60$ og $SR = 30$. Tallene er gitt for antall sprekkesett n varierende fra ett til fire. For to til fire sprekkesett er det valgt ut en av mange sprekkeavstandskombinasjoner som gir nevnte SR -verdier. For enkelhets skyld, er to av sprekkeavstandene valgt å være like store ($S_{m3} = S_{m4}$) for tilfellet $n=4$.

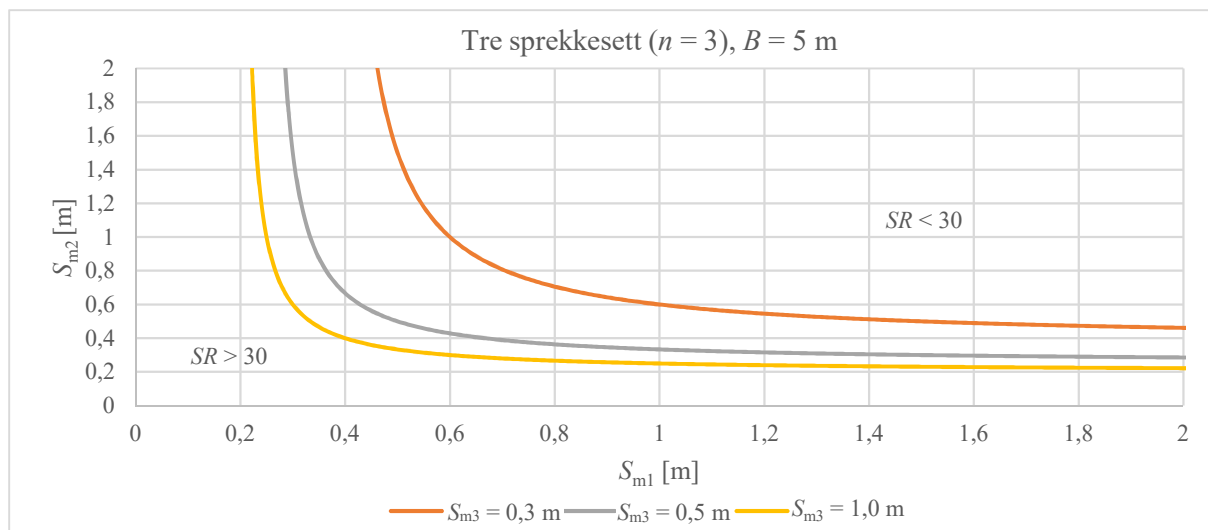
	$SR = 60$				$SR = 30$			
	$n = 1$	$n = 2$	$n = 3$	$n = 4$	$n = 1$	$n = 2$	$n = 3$	$n = 4$
S_{m1} [mm]	$17B$	$100B$	$100B$	$150B$	$33B$	$100B$	$100B$	$200B$
S_{m2} [mm]		$20B$	$25B$	$30B$		$50B$	$100B$	$200B$
$S_{m3} = S_{m4}$ [mm]			$100B$	$100B$			$100B$	$100B$

4 Forslag til metode for beregning av tillatt såletrykk



Figur 4.1: Illustrasjoner av bergmasser med sprekegeometri som gir $SR = 60$ og $SR = 30$. Sprekkesetenes fall er tilfeldig valgt og strøket er antatt vinkelrett på snittet.

På grunn av SR -parameterens matematiske definisjon, finnes det en mengde kombinasjoner av sprekeavstander som alle gir bestemte SR -verdier (unntatt for $n = 1$). Sammenhengen lar seg best representere grafisk. Det er derfor utarbeidet kurver for bestemte B -, n - og SR -verdier som viser de respektive S_m -kombinasjonene. Kurvene er også ment å kunne være et verktøy for anvendelse av SR -parameteren i praksis. Et eksempel med $B = 5$ m, $n = 3$ og $SR = 30$ er vist i figur 4.2. Flere kurver for B mellom 1 m til 12 m finnes i vedlegg B.



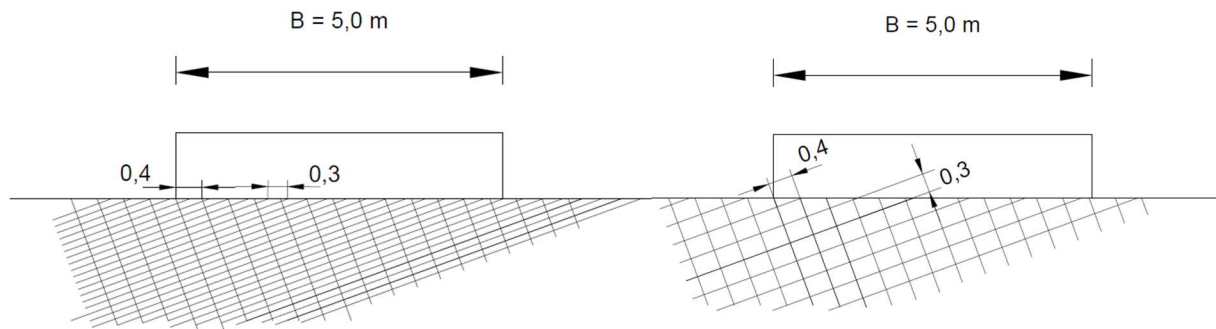
Figur 4.2: Kurver som viser alle kombinasjoner av sprekkeavstander S_m som gir $SR = 30$. Utvalgte sprekkeavstander for sprekkesett 3 er satt til 0,3, 0,5 og 1 m. Kurvene gjelder for fundamenter med bredde $B = 5$ m.

Dersom fundamentbredde er kjent og alle sprekkesett er målt, kan figurene enkelt brukes til å se om bergmassens SR -verdi ligger innenfor grensen. Tilfellet med $n = 4$ er noe problematisk fordi det innebærer 3D-overflatediagram som kan være vanskelig å lese. For å unngå dette, er to av sprekkeavstandene (S_{m3} og S_{m4}) antatt å være like. *RMR*-systemet (Bieniawski, 1989) definerer > 2 m sprekkeavstand som grensen for å gi høyeste «rating». Kurvene er derfor tegnet for sprekkeavstander opp til og med 2 m. Det vises av kurvene i figur 4.2 at SR -grensen nærmer seg en asymptote for hver sprekkeavstand. For fundamenter med bredde $B = 1$ m, er dette sprekkeavstander som er så små at det i praksis vil være snakk om grusmasser.

Et aspekt ved SR -parameteren som ikke er omtalt av Serrano og Olalla (1996) er sprekkesettens strøk og fall. Det er to ting som er av betydning når sprekkeavstandene skal måles:

- (1) Sprekkeavstanden vil variere avhengig av om den måles i horisontalplanet eller vinkelrett på sprekkeplanet (på grunn av fallet)
- (2) Sprekkeavstanden vil variere avhengig av om den måles langs fundamentets bredde eller vinkelrett på strøkretningen

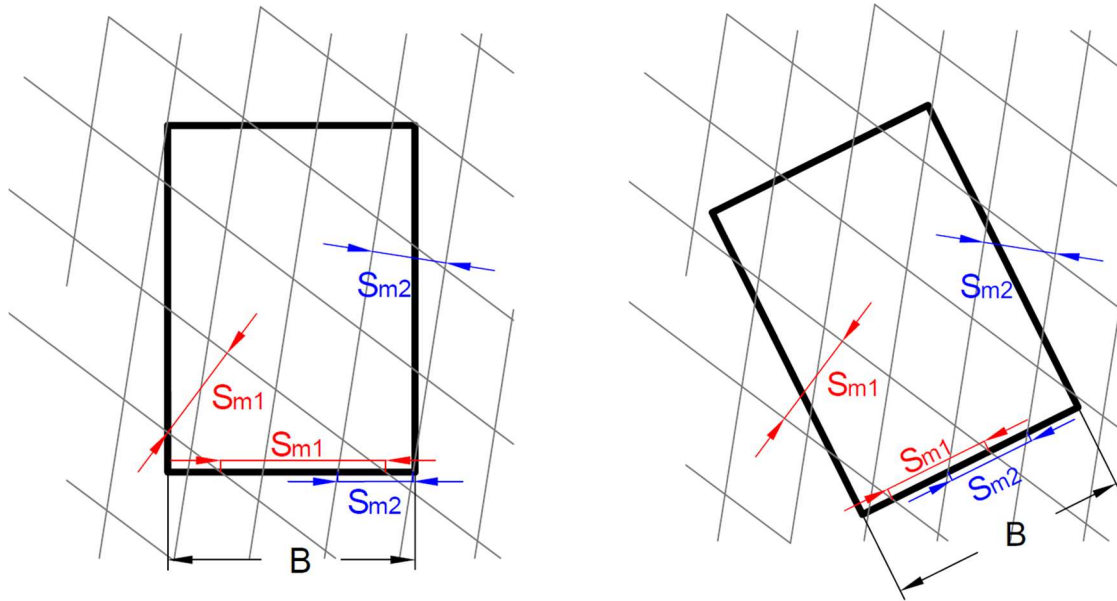
Figur 4.3 viser denne problemstillingen. Det er tydelig at selv om SR -verdien er den samme, kan størrelsen på blokkene under fundamentet være svært forskjellig avhengig av hvordan sprekkeavstanden er definert.



Figur 4.3: Fundament over oppsprukket bergmasse sett i profil. Illustrasjonen viser to ulike tilfeller som begge har $SR = 30$, men sprekkeavstanden er målt forskjellig. Til venstre er avstanden målt i horisontalplanet, mens den til høyre er målt vinkelrett på sprekkeplanet. Det vises hvordan dette er avgjørende for størrelsen på blokkene selv om SR -verdien er den samme.

Sett i lys av punkt (1), er det åpenbart at slakere fall gjør forskjellen større. Defineres avstanden som vinkelrett på sprekkeplanet, oppnås teoretisk størst blokker. En første vurdering vil derfor være at denne definisjonen er minst konservativ. Dette forutsetter på sin side at SR -verdien skal gjenspeile blokkstørrelsen. Serrano og Olalla (1996) nevner ingen ting i sin artikkel om antall blokker, men sier derimot at SR skal kvantifisere «"Small spacing" [...], in the sense that it depends on the foundation dimensions» (Serrano og Olalla, 1996, s. 328). Dette gir ikke grunnlag for å bekrefte at sprekkeavstanden skal defineres på verken den ene eller andre måten. I undersøkelsene gjort av Imani et al. (2012), som gransket SR -parameterens innvirkning på bergmassens oppførsel som diskontinuum, ble sprekkeavstanden målt vinkelrett på sprekkeplanene. Det ble heller ikke i denne artikkelen ført noen argumentasjon for hvorfor denne definisjonen ble valgt.

Tatt i betraktning punkt (2), kan det argumenteres for at sprekkeavstanden bør måles uavhengig av sprekkeorienteringen. Fundamentets plassering i forhold til sprekkeplanene vil ha stor betydning for hvilken tilsynelatende sprekkeavstand som måles langs bredden, se figur 4.4. Siden fundamentet påvirker bergmassen over en flate, er det lite som tilsier at en burde redusere informasjonen til å bare gjelde snittet langs B når en likevel har informasjon for hele flaten. Det kan i tillegg medføre unødvendig ekstra usikkerhet ettersom fundamentets orientering kan justeres underveis i et prosjekt.



Figur 4.4: Fundament sett ovenfra. Illustrasjonen viser hvordan sprekkeavstandene S_{m1} og S_{m2} målt langs bredden B endres avhengig av fundamentets orientering. Det vises også at sprekkeavstanden for samme sprekkesett kan være svært forskjellig avhengig av måleretning (se spesielt S_{m1} på illustrasjonen til venstre).

Argumentet med å bruke sprekkesettens «sanne» avstander kan også føres tilbake til punkt (1). Det vil i de fleste tilfeller være mulig å finne sprekkenes «sanne» romlige avstand. Ved å betrakte avstanden i horisontalplanet, kan det argumenteres for at en ikke tar nytte av all informasjonen som er tilgjengelig. På den annen side er det vanskelig å fysisk måle sprekkenes «sanne» avstand i dypet. Disse avstandene vil ofte være beregnet og dermed basert på antakelser. Å bruke sprekkenes horisontale avstand er derfor forbundet med mindre usikkerhet.

For å komme til en konklusjon angående definisjonen av sprekkeavstand, kan refleksjoner gjort av Hoek i *Practical Rock Engineering* (Hoek, 2006) være til hjelp. Under kapittelet *Influence of sample size* skriver han at når konstruksjonen er stor og blokkstørrelsen er liten i forhold, kan bergmassens oppførsel beskrives med Hoek-Brown-kriteriet. Siden han spesifikt skriver *blokkstørrelse*, er den mest logiske slutning at sprekkeavstanden burde defineres slik at blokkenes faktiske størrelse gjenspeiles. På bakgrunn av dette, blir anmodningen at sprekkeavstanden S_m brukt i uttrykket for SR måles vinkelrett på sprekkeflaten.

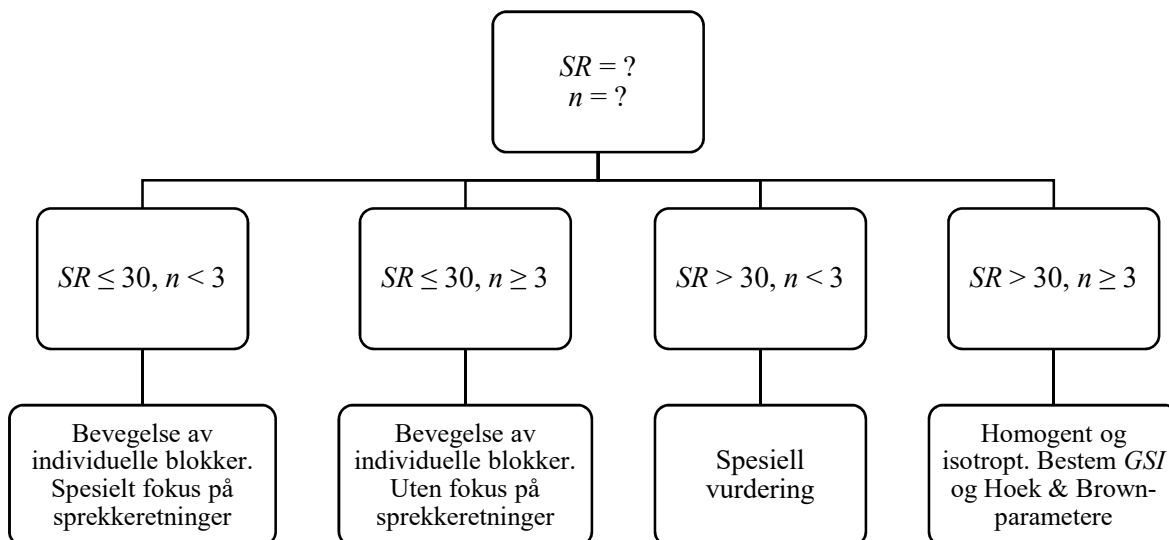
Et siste moment som må belyses i forbindelse med anvendelsen av SR -parameteren er antall sprekkesett. I uttrykket for SR er det ingen grenser for hvor mange sprekkesett som må være involvert. Dermed kan en tett oppsprukket bergmasse med kun ett sprekkesett oppnå høye SR -verdier på lik linje med en bergmasse med mange sprekkesett. Dette er problematisk fordi Hoek-Brown-kriteriet anbefales å bruke kun på bergmasser med flere enn to sprekkesett (Hoek, 2006; Hoek, 1983). Hoek (1983) skriver at det er grunn til å tro at bergmasser som inneholder

tre, fire og fem sprekkesett oppfører seg tilnærmet likt et homogent, isotropt medium. Ved å se på eksempelet i figur 4.1 med tilfellet $n = 1$, er det rimelig å anta at en slik bergmasse vil oppføre seg anisotrop. Dermed vil den heller ikke være egnet til å beskrives av Hoek-Brown-kriteriet. SR -parameteren burde derfor ikke være eneste bestemmende faktor for anvendelsen av Hoek-Brown-kriteriet. Kombinert med antall sprekkesett kan det gis mer fornuftige grenser.

Bestemmelse av SR og forslag til anvendelse av parameteren kan oppsummeres slik:

- Bruk med forsiktighet ved små fundamenter ($B = 0,5-1,0$ m) eller veldig liten sprekkeavstand
- Mål sprekkeavstand vinkelrett på sprekkeflaten
- Grensen $SR > 30$ (Imani et al., 2012) kombinert med $n \geq 3$ (Hoek, 2006) anbefales for bruk av Hoek-Brown-kriteriet

Figur 4.5 viser forslag til hvordan SR -parameteren kan benyttes. Det understrekes at det behøves mer inngående analyser av hvorvidt $SR > 30$ gir et godt nok skille for bruk av Hoek-Brown-kriteriet.



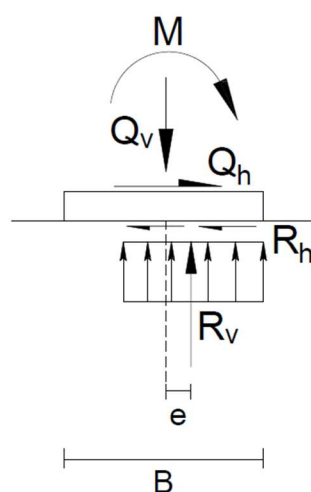
Figur 4.5: Forslag til bruk av SR -parameteren som veileder for videre estimering av såletrykk.

4.4 Vurdering av eksentrisitet og effektiv sålebredde

Høye konstruksjoner vil være utsatt for store horisontale krefter. Disse skaper en momentvirkning ved fundamentnivået som endrer spenningsfordelingen under fundamentet. Momentet må overføres til bergmassen ved at resultanten til normalspenningene mot fundamentet blir eksentrisk plassert. Distansen mellom resultanten og fundamentets akse kalles eksentrisitet og benevnes ofte som e (Wyllie, 1999).

Under effekten av momentoverføring i bare én retning, fremkommer uttrykket for eksentrisiteten e ved en enkel likevektsbetraktning (Emdal et al., 2016):

$$\begin{aligned}\sum F_y = 0 &\Rightarrow R_v = Q_v \\ \sum F_x = 0 &\Rightarrow R_h = Q_h \\ \sum M = 0 &\Rightarrow R_v \cdot e = M \\ &\Rightarrow e = \frac{M}{Q_v}\end{aligned}\quad [4.2]$$

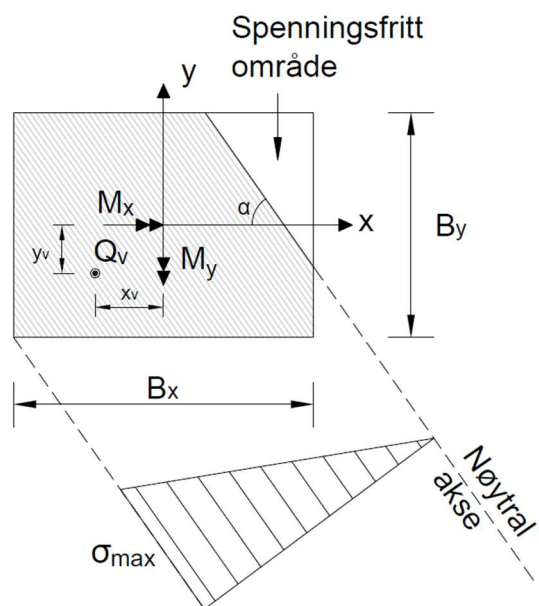


Figur 4.6: Fundament påvirket av enaksialt moment. Resultanten R_v er eksentrisk plassert i en avstand e fra midtlinja.

Så lenge det tilfredsstilles at $e < B/6$, vil hele fundamentet få kontakttrykkspenninger. Det maksimale og minimale trykket på kantene av fundamentet vil da, ifølge Wyllie (1999), være gitt av

$$q_{1,2} = \frac{Q_v}{BL} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \quad [4.3]$$

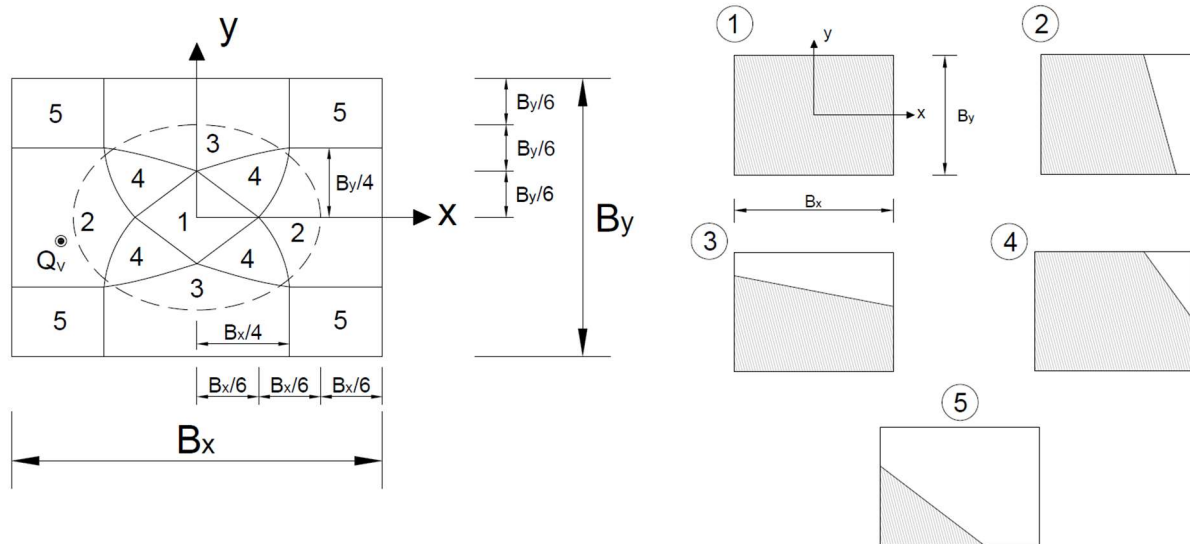
der L er lengden av fundamentet innover i planet på figur 4.6. Er derimot $e > B/6$, oppstår en sone av fundamentet som ikke får kontakttrykkspenninger. Fundamentet vil i praksis kun bære last over et effektivt areal som vil ha ulik form avhengig av belastningene. Det effektive arealets form og tilhørende kontakttrykk for rektangulære fundament vil utdypes i det følgende.



Figur 4.7: Spennings situasjon under fundament påvirket av biaksialt moment. Skravert område viser delen av fundamentet som er belastet, dvs. effektivt areal. Modifisert etter Özmen (2011).

I en artikkel av Özmen (2011) gis en detaljert beskrivelse av bestemmelsen av spenninger under fundament utsatt for biaksial bøyning. Biaksial bøyning innebærer at fundamentet har moment om to akser, slik som vist i figur 4.7. Momentet om x-aksen M_x og momentet om y-aksen M_y er her definert slik at det nedre venstre hjørnet utsettes for størst spenning. Det skraverte området viser hvor det oppstår kontaktrykk mellom fundament og bergmasse. Den vertikale lasten Q_v er lokalisert ved koordinatene (x_v, y_v) . Disse tilsvarer eksentrisiteten e i henholdsvis x- og y-retning og kan beregnes ved å bruke formel [4.2] med momentene M_y og M_x . Vinkelen mellom den

nøytrale aksens og x-aksen er i figur 4.7 betegnet som α . Den nøytrale aksens posisjon avhenger av både Q_v , M_x , M_y og fundamentets dimensjoner B_x og B_y . Aksens bestemmer formen og størrelsen på fundamentets effektive areal (det skraverte området). Özmen (2011) har utarbeidet en figur som viser sammenhengen mellom lokaliseringen av Q_v og formen på det effektive arealet, se figur 4.8. De fem gruppene kan kort karakteriseres som følger:



Figur 4.8: Sammenheng mellom plassering av vertikal last og form på effektivt (skravert) areal, representert ved gruppenummer. For området innenfor stiplell ellipse er effektivt areal større enn spenningsfritt areal. Modifisert etter Özmen (2011).

1. Lasten virker innenfor avstanden $B_{x,y}/6$ slik som omtalt over, og effektivt areal dekker derfor hele fundamentet. Hjørnespenningene kan beregnes med formel [4.4] i tabell 4.2
2. Lasten virker innenfor område 2 som medfører at både effektivt areal og spenningsfritt areal får trapesform. Den maksimale hjørnespenningen kan beregnes med formel [4.5] i tabell 4.2
3. Lasten virker innenfor område 3 og arealformen blir tilsvarende som for gruppe 2. Maksimal hjørnespenning kan også beregnes med samme formler, men aksene er motsatt (se formel [4.6])
4. Lasten virker innenfor område 4 som medfører at effektivt areal får femkantet form, mens spenningsfritt areal blir trekantet. Spenningsberegning kan til praktiske formål gjøres med den tilnærmede formelen [4.7]
5. Lasten virker innenfor område 5 som medfører et trekantet effektivt areal som er mindre enn det femkantede spenningsfrie arealet. Det finnes ikke tilgjengelige beregningsmetoder for spenningene i dette tilfellet

Tabell 4.2: Formler for beregning av spenning under fundament påvirket av biaksial bøyning. Formlene er tilknyttet grupper som karakteriseres av ulik form på effektivt areal. Gruppenummerering og karakteristika er vist i figur 4.8. Spenningsformelen for gruppe 1 beregner spenning for alle fire hjørner. For resterende grupper beregnes kun spenningen i hjørnet utsatt for maksimal spenning. Formlene er hentet fra Özmen (2011). Formel [4.4] er noe modifisert.

Gruppe	Formel for spenningsberegning
1	$\sigma = \frac{Q_v}{B_x B_y} \pm \frac{6M_x}{B_x B_y^2} \pm \frac{6M_y}{B_y B_x^2} \quad [4.4]$
2	$t_y = \frac{B_y}{12} \left(-\frac{B_y}{y_v} + \sqrt{\left(\frac{B_y}{y_v}\right)^2 - 12} \right) ; \quad \tan \alpha = \frac{3B_x + 2x_v}{2t_y - y_v}$ $\sigma_{\text{maks}} = \frac{12Q_v}{B_y \tan \alpha} \frac{B_y + 2t_y}{B_y^2 + 12t_y^2} \quad [4.5]$
3	$t_x = \frac{B_x}{12} \left(-\frac{B_x}{x_v} + \sqrt{\left(\frac{B_x}{x_v}\right)^2 - 12} \right) ; \quad \tan \alpha = \frac{3B_y + 2y_v}{2t_x - x_v}$ $\sigma_{\text{maks}} = \frac{12Q_v}{B_x \tan \alpha} \frac{B_x + 2t_x}{B_x^2 + 12t_x^2} \quad [4.6]$
4	$\varepsilon = \frac{ x_v }{B_x} + \frac{ y_v }{B_y}$ $\sigma_{\text{maks}} = \frac{\varepsilon Q_v}{B_x B_y} [12 - 3,9(6\varepsilon - 1)(1 - 2\varepsilon)(2,3 - 2\varepsilon)] \quad [4.7]$
5	Ingen spenningsformel

Den stiplede ellipsen i figur 4.8 er viktig fordi den viser grensen for «overeksentrisitet». Det betyr at dersom Q_v er lokalisert utenfor ellipsen, vil det effektive arealet være mindre enn det spenningsfrie arealet. En slik spennings situasjon er ifølge Özmen (2011) ikke tillatt i enkelte retningslinjer for fundamentdesign.

I Eurokode 7 står det at: «Det skal tas spesielle forholdsregler hvis eksentrisiteten til en last overskrider 1/3 av bredden av et rektangulært fundament og 0,6 av radien av et sirkulært fundament» (Standard Norge, 2016, s. 53). Dette innebærer at lasten virker innenfor område 1 i figur 4.8 og effektivt areal tilsvarer fundamentets dimensjoner. Likevel gis det ifølge Eurokoden ingen absolutte grenser for hva som er tillatt eksentrisitet. I mer spesifikke retningslinjer som *Håndbok N400 Bruprosjektering* (Statens vegvesen, 2015) og *Retningslinjer for betongdammer* (NVE, 2005) omtales også eksentrisitet. I henhold til *N400* skal følgende betingelse være oppfylt i bruksgrensetilstanden:

$$\sqrt{\left(\frac{e_x}{B_x/3}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{B_y/3}\right)^2} \leq 1 \quad [4.8]$$

der e_x og e_y betegner lasteksentrisitet i henholdsvis lengderetning (langs x-aksen) og tverretning (y-aksen) (jf. x_v og y_v i figur 4.7). Betingelsen innebærer i praksis at eksentrisiteten ikke kan overskride $B_{x,y}/3$. Dette tilsvarer den stiplede ellipsen i figur 4.8 som har største og minste akse lik 1/3 av fundamentets respektive lengder (Bellos og Bakas, 2016). Som figur 4.8 også viser, kan eksentrisiteten indikere spenningstilfellet i både gruppe 1, 2, 3 og 4. Ifølge *N400* kan det ved direkte fundamentering derfor tillates effektive areal mindre enn fundamentets dimensjoner. Retningslinjene for betongdammer (NVE, 2005) følger Eurokodens prinsipp, og stiller følgende krav for dimensjonerende lasttilfelle: «Kravet til veltestabilitet er ivaretatt når resultanten ligger innenfor tverrsnittets tredjedelspunkter, kjernetverrsnittet» (NVE, 2005, s. 9). For ulykkeslasttilfellet er derimot kravet til sikkerhet at resultantens minste avstand til nedstrøms kant er 1/6 av tverrsnittsbredden. Dette kravet kan sammenlignes med ellipsen i figur 4.8 (langs én akse).

I utenlandske koder finnes retningslinjer som i stor grad kan sammenlignes med de ovennevnte. USACE (1994) stiller krav til at resultanten virker innenfor den midtre 1/3 av fundamentet. Dette samsvarer med Eurokodens anbefalinger. Det samme kravet stilles av Japan Road Association (2012) for normaltilstanden, men utvides til å gjelde den midtre 2/3 for jordskjelvsituasjoner. CGS (2006) krever at resultanten virker innenfor en avstand fra senterlinjen lik 0,3 ganger fundamentets lengde i retningen til den eksentriske lasten. Dette kan

jamføres med Statens vegvesens betingelse (formel [4.8]) selv om CGSs krav er noe strengere. AASHTO (2002) har satt kravet til en tilsynelatende moderat verdi på 1/4 fra sentrum av fundamentet.

Det viser seg at retningslinjene ikke er samstemmige i tilnærmingen til eksentrisitet utover kjernetverrsnittet (midtre 1/3). Det kan derfor være hensiktsmessig å ha en estimeringsmetode for tillatt såletrykk som også tar hensyn til fundamentets effektive areal. Til dette kan de presenterte figurene (figur 4.7 og 4.8) og formlene i tabell 4.2 fra Özmen (2011) være nyttige. I den samme artikkelen er det også utarbeidet en detaljert fremgangsmåte for å bestemme spenningsfordelingen under et rektangulært fundament, samt beliggenheten til den nøytrale aksens. Spenningsformlene for σ_{maks} i tabell 4.2 kan synes å være tilstrekkelige til praktiske formål. Derimot kan en realistisk bestemmelse av form og dimensjoner på fundamentets effektive areal, være tjenlig i forbindelse med SR -parameteren. Beregningsgangen inkluderer mange formler, og løsningen finnes ved iterasjon. Prosessen er tidkrevende dersom den gjøres for hånd, men implementeres formlene i et regneark, finnes løsningen raskt etter noen få iterasjoner. Formlene og figurene som illustrerer geometrien finnes i vedlegg C. Det vil være til stor hjelp å se på figurene ved gjennomlesning av fremgangsmåten som presenteres i det følgende:

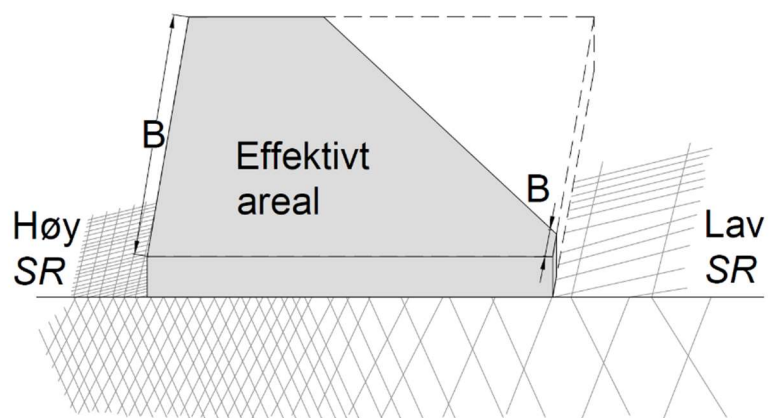
Hovedvariablene A og C som beskriver skjæringslinjen mellom fundamentet og den nøytrale aksens (se figur C.1 i vedlegg C) er i utgangspunktet ukjente. Det er disse som skal finnes ved iterasjon. Noen viktige inngangsparametere må først være på plass:

- (1) Beregningen krever at størrelsene B_x , B_y , M_x , M_y og Q_v er kjent. Dermed kan eksentrisitetene x_v og y_v (se figur 4.7) finnes med formel [4.2]. Vær oppmerksom på fortegnstegnene (x_v og y_v i figur 4.7 vil dette tilfellet ha negativt fortegn).
- (2) Bruk figur 4.8 til å bestemme om resultanten er lokalisert innenfor område 1. I så fall er effektivt areal lik hele fundamentarealet, og beregningen kan avsluttes. Ligger resultanten utenfor, fortsettes prosessen.
- (3) Beregn spenningen ved alle hjørnene med formel [4.4]. Det er igjen viktig med fortegnet på momentene. En første tilnærming til A og C gjøres ved å finne avstandene til der hjørnespenningene langs x- og y-aksens er null.
- (4) Riktig form på det effektive arealet (gruppe 2, 3, osv.) kan finnes ved å bruke figur 4.8 som i punkt (2) eller ved å studere betingelsene i tabell C.1 med valgte A og C .
- (5) Dimensjonene til de ulike delene av det effektive arealet beregnes i henhold til riktig gruppe ved hjelp av formlene gitt i tabell C.2.

- (6) Karakteristikkene til de samme delene beregnes ved hjelp av formlene i tabell C.3.
- (7) Karakteristikkene til det effektive arealet som helhet beregnes med formlene [C.1]–[C.6], samt tabell C.4. Vær oppmerksom på at formlene i tabell C.4 gir absoluttverdier. Det må derfor påsees at verdiene får riktig fortegn i henhold til koordinatsystemet vist i figur C.2.
- (8) Hjelpevariabler og nye verdier for A og C beregnes med formlene [C.7]–[C.11].
- (9) Dersom de nye verdiene for A og C ikke er tilstrekkelig nære de forrige verdiene, gjentas steg (4)–(8).
- (10) Når de nye verdiene for A og C er beregnet til ønsket presisjon, kan det effektive arealet bestemmes ved å se på fundamentarealet som avgrenses av diagonalen fra A til C (den nøytrale aksen).

En av fordelene med å bestemme form og dimensjoner på fundamentets effektive areal er at det gir mulighet for en grundigere vurdering av SR . Sprekkeavstanden kan med dette relateres til effektiv bredde. I mange tilfeller vil sannsynligvis forskjellen mellom faktisk og effektiv bredde være såpass liten at betydningen for SR -parameteren ikke er så stor. Likevel vil en nøyaktig bestemmelse av effektive dimensjoner være viktig for å skaffe en helhetlig oversikt over samvirket mellom fundament og berggrunn. For eksempel kan belastningssituasjonen i enkelte tilfeller være slik som i figur 4.9. Eksempelen viser at den ene delen av fundamentet vil belaste berggrunn som er tydelig kontrollert av bevegelsen til individuelle blokker (lav SR). Resten av berggrunnen vil ha blokkstørrelser som relativt til fundamentets øvrige dimensjoner gjør at den kan betraktes som et kontinuum (høy SR). Slike tilfeller kan være viktig å være oppmerksom på for å gjøre alle nødvendige vurderinger i en grundig analyse av tillatt såletrykk.

En tilnærming til hvordan effektive dimensjoner overføres til uttrykket for SR kan gjøres på flere måter. På bakgrunn av skjønsmessige vurderinger burde bredden B erstattes av en effektiv bredde B_{eff} som reflekterer størrelsen på det effektive arealet. Samtidig burde lengste effektive lengde være bestemmende, slik at

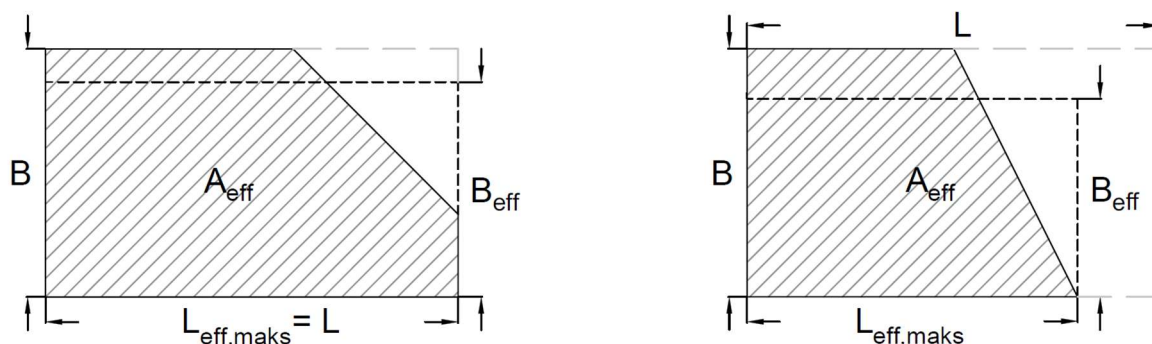


Figur 4.9: Eksempel på situasjon der formen på fundamentets effektive areal har stor betydning for SR -parameteren. I nedre høyre hjørne vil sprekkeavstand og belastet bredde være av omtrent samme størrelse. Bergmassen kan her tenkes å oppføre seg som et sprekkekontrollert medium. Langs venstre kant kan derimot bergmassen betraktes som et homogent og isotropt medium.

ikke resulterende effektiv bredde blir lengre enn sann bredde. Følgende formel gis derfor som et forslag:

$$B_{\text{eff}} = \frac{A_{\text{eff}}}{L_{\text{eff,maks}}} \quad [4.9]$$

der B_{eff} er definert i samme retning som B , og L og $L_{\text{eff,maks}}$ alltid er definert langs fundamentets lengste akse, slik som vist i figur 4.10.



Figur 4.10: Sammenheng mellom effektivt areal A_{eff} , fundamentets dimensjoner B og L , og effektiv bredde B_{eff} som kan erstatte B i uttrykket for SR. $L_{\text{eff,maks}}$ utgjøres av det effektive arealets lengste kant i lengderetningen.

4.5 Såletrykk og forskyvning

Erfaringer fra prosjektoppgaven antyder at det er vanskelig å gi pålitelige estimater for tillatt såletrykk basert på bæreevnebetraktninger. Det ble også konkludert at deformasjonen under fundamentet er viktigere enn motstanden mot skjærbrudd når det stilles bruksgrensekra. Hovedkonseptet i metoden som foreslås her er derfor å kunne gi et estimat på hvilke såletrykk som gir en bestemt mengde forskyvning.

I retningslinjene gjennomgått i prosjektoppgaven oppgis flere grenser hva som kan tillates av forskyvninger under et fundament. CGS (2006) forutsetter at forskyvningene skal være mindre enn 25 mm. Av Hong Kong Buildings Department (2017) settes det krav til at forskyvningene ikke overstiger 30 mm. *Håndbok N400 Bruprosjektering* (Statens vegvesen, 2015) presiserer at overbygning skal tåle setningsdifferanser på inntil 50 mm. Fra et konservativt synspunkt betyr dette en grense for tillatt forskyvning på 50 mm. Grenseverdien er i overensstemmelse med *Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering (del 1: Allmenne regler)* informativt tillegg H for normale konstruksjoner med enkeltfundamenter (Standard Norge, 2016). I tillegg G, som behandler antatt bæreevne for kvadratiske fundamenter på berg, forutsettes det at

konstruksjonen tåler forskyvning tilsvarende 0,5 % av fundamentbredden. En slik innstramming av grenseverdien for mindre fundamenter synes fornuftig. Såletrykk ved grensen $s_{maks} < 0,005B$ vil derfor undersøkes nærmere. Definisjonen av s_{maks} er hentet fra Standard Norge (2016) tillegg H og omfatter begrepet setning. Begrepet forskyvning er foretrukket i denne oppgaven, men hentyder altså samme vertikale bevegelse som setningsbegrepet.

Numeriske analyser i RS2 vil brukes som verktøy for å fastsette grenser for karakteristisk såletrykk og forskyvning. Begrepet *karakteristisk* brukes for å understreke at såletrykket ikke er underlagt et sikkerhetsprinsipp. Målet er at analysene skal generere kurver for forløpet mellom fundamentbelastning og forskyvninger i bergmassen. Som drøftet i kapittel 4.3, må det skilles mellom bergmasse som et kontinuum og bergmasse som et diskontinuum.

En hovedhypotese er at bergmasse med høyere oppsprekkingsgrad vil vise større forskyvninger ved lavere såletrykk enn bergmasse med lav oppsprekkingsgrad. Hypotesen kan begrunnes med at deformasjonen hovedsakelig skyldes sammentrykking av sprekker og utkiling av blokker i overflaten. Flere involverte sprekker gir dermed større frihet til bevegelse. Forutsetningen er at bergmassen må være tilstrekkelig innspent slik at utglidinger mot overflater *til side* for fundamentet ikke kan forekomme. Hypotesen medfører at et kontinuum burde gi større forskyvninger enn et diskontinuum ved samme belastningsnivå. Dette vil undersøkes i de numeriske analysene.

Det ble foreslått i prosjektoppgaven at sprekkekarakteristikker inkluderes for anisotrope bergmasser. Grensene som til slutt settes for tillatt såletrykk og forskyvning bør derfor være nyansert med tanke på sprekkeparametere. Dette gjelder hovedsakelig diskontinuum, siden Hoek-Brown-parameterne (som er avgjørende i kontinuum) i større grad kan formidle sprekkeforhold. Det nevnes at for å gi et fullgodt estimat på forskyvninger i anisotrope bergmasser, burde sprekkeretninger også inkluderes. Det antas at sprekkeretningene vil ha størst betydning når det finnes ett eller to sprekkesett. Nærmere undersøkelser av dette bør gjennomføres.

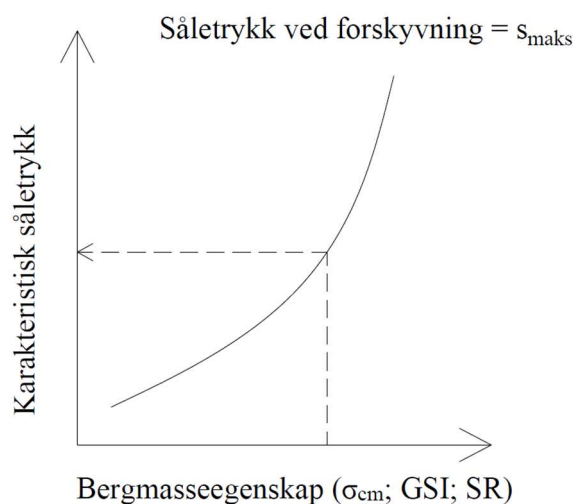
I forbindelse med kontinuum-analysen kan det være interessant å se på konseptet «global strength» (σ_{cm}). Det er ifølge Hoek (2005) en bergmasses styrke som kan sies å representere et gjennomsnitt for et gitt spenningsintervall. Verdien er assosiert med Mohr-Coulomb-bruddlinjen som tilnærmer den ikke-lineære Hoek-Brown-bruddlinjen (Hoek et al., 2002). Hoek påpeker at verdien er ment som et hjelpemiddel i situasjoner der det ikke er nødvendig å ha kontroll på bruddutviklingen i detalj. Uttrykket for σ_{cm} inkluderer σ_{ci} og Hoek-Brown-

parameterne m_b , s og a . Dette gjør verdien bedre egnet til å skille ulike bergmasser enn for eksempel GSI -verdier eller σ_{ci} -verdier alene. Siden verdien er betegnet som en «styrke», vil det være interessant å observere størrelsen på forskyvningene ved belastning lik σ_{cm} . En annen innfallsvinkel kan være om σ_{cm} -verdien kan sees i sammenheng med et tydelig brudd. Følgende to hypoteser vil derfor undersøkes: (1) Bergmassens «global strength» tilsvarer spenningsnivået der deformasjonen endrer karakter fra elastisk til plastisk; (2) «global strength»-verdien gir et fornuftig mål på karakteristisk såletrykk. Et bredt spekter av σ_{cm} -verdier bør inngå i analysen.

Oppsummert er konseptene som tas med i den numeriske analysen følgende:

- Såletrykk ved forskyvning tilsvarende 0,5 % av fundamentbredden undersøkes
- Bergmassen analyseres separat som diskontinuum og kontinuum
- Sprekkeforhold og sprekkeretninger behandles i diskontinuum
- «Global strength» brukes som utgangspunkt i kontinuum

Det er ønskelig at resultatene fra den numeriske analysen gir utgangspunkt for beregning av karakteristisk såletrykk etter skissen vist i figur 4.11.



Figur 4.11: Skisse av ønsket beregningsgang i vurderingen av såletrykk (karakteristisk). Eksemplene på bergmasseegenskaper er gitt som forslag.

4.6 Sikkerhetsprinsipp

Sikkerhetsprinsippet følger prinsippene angitt i Eurokoden. Grensetilstander betraktes ved beregninger eller – dersom pålitelige beregningsmodeller ikke finnes – ved hjelp av andre metoder. Disse innbefatter konstruktive tiltak, modelltesting og prøvebelastning eller observasjonsmetoden. For fundamentering på berg, vil i praksis kun beregninger eller konstruktive tiltak være aktuelle metoder. Et eksempel på bruk av konstruktive tiltak er å

anvende tabellverdier, men i denne oppgaven anbefales bruk av beregninger for dimensjonering av tillatt såletrykk.

Et av prinsippene i geoteknisk prosjektering ved beregning er at beregningen skal være nøyaktig eller på den sikre siden. Det oppgis i *Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering (del 1: Allmenne regler)* (Standard Norge, 2016) at dersom deformasjonsvurderinger definerer en grensetilstand, bør disse deformasjonsberegningene være underlagt en modifisering. Denne modifiseringen skal sikre at den dimensjonerende beregningen er på den sikre siden. Det oppgis videre at en modellfaktor som tar hensyn til uvissheten i beregningsresultatene og eventuelle systematiske feil tilknyttet beregningsmetoden, kan brukes til modifisering.

Eurokoden har ingen anbefalinger for slike modellfaktorer for berg. Dersom en tar til følge retningslinjene for beregning av dimensjonerende bæreevne i løsmasser, angis følgende partialfaktorer ($\gamma_{R,v}$) for grunnens motstand (R) for sålefundamentering (tabell 4.3):

Tabell 4.3: Partialfaktorer for motstand for sålefundamentering. Hentet fra normativt tillegg A, tabell A.5. Modifisert etter Standard Norge (2016).

Motstand	Symbol	Sett		
		R1	R2	R3
Bæreevne	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0

Faktorene skal i prinsipp brukes for påvisning av grensetilstander for konstruksjoner (STR) eller geotekniske grensetilstander (GEO). Disse grensetilstandene innebærer:

- «Intern svikt eller for stor deformasjon i konstruksjon eller bærende deler, medregnet f.eks. fundamenter, (...), der konstruksjonsmaterialenes fasthet gir et betydelig bidrag til motstanden (STR);
- Svikt eller for stor deformasjon i grunnen, der fastheten av jord eller berg gir et betydelig bidrag til motstanden (GEO);» (Standard Norge, 2016, s. 24)

Definisjonene omfatter bruddgrensetilstander. Det kan likevel argumenteres for at definisjonene er dekkende for en bruksgrensetilstand med krav til grenseverdier for fundamentbevegelser. Under forutsetningen at en modellfaktor skal ta hensyn til uvissheten i beregningsresultatene, synes verdiene i tabell 4.3 å være noe lave. Dette er en vurdering basert på at: (1) det kan forventes større usikkerheter knyttet til bevegelser i bergmasser sammenlignet med løsmasser; og (2) det kan forventes usikkerhet knyttet til det store spennet av bergmasseegenskaper som inngår i den numeriske beregningen. Det oppgis at strengere verdier

enn de gitt i tabell 4.3 bør benyttes ved «unormal risiko eller ved uvanlige eller eksepsjonelt vanskelige grunn- eller belastningsforhold» (Standard Norge, 2016, s. 24). Tatt i betraktning den økte usikkerheten i bergmassevurderinger, kan fundamentering på berg innebære en form for unormal risiko. Det foreslås derfor å øke partialfaktoren, slik som vist i tabell 4.4.

Dimensjonerende verdi R_d for tillatt såletrykk (her betegnet som en motstand R) kan dermed bestemmes slik

$$R_d = R_k / \gamma_{R,v} \quad [4.10]$$

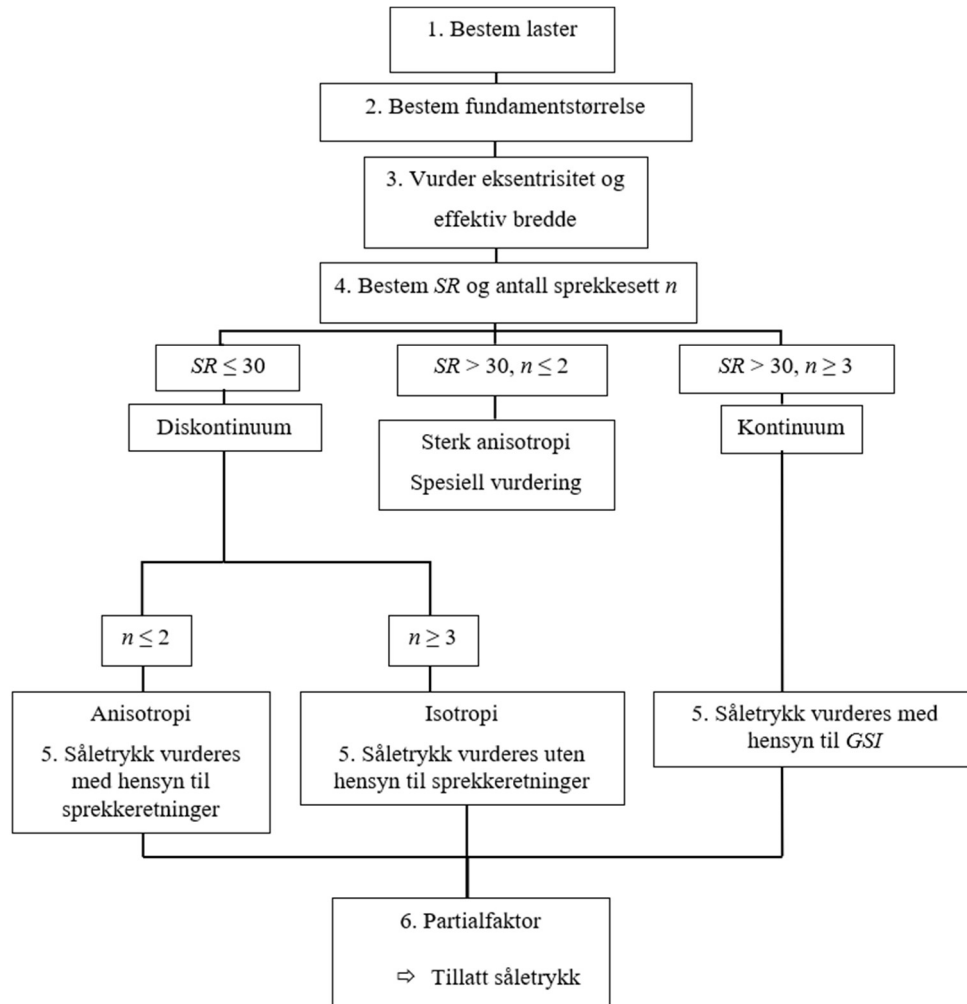
der R_k er karakteristisk såletrykk og $\gamma_{R,v}$ er en modellfaktor som finnes i tabell 4.4. Det anbefales å bruke dimensjoneringsmetode 2 (Standard Norge, 2016) der partialfaktor benyttes på grunnens motstand, jf. sett $R2$.

Tabell 4.4: Anbefalte partialfaktorer for bruk på karakteristiske verdier for såletrykk funnet ved hjelp av foreslått metode. Dimensjoneringsmetode 2 (sett $R2$) bør benyttes.

Motstand	Symbol	Sett		
		$R1$	$R2$	$R3$
Såletrykk	$\gamma_{R,v}$	1,0	2,0	1,0

4.7 Oppsummering

Basert på diskusjonene rundt hvert av punktene på listen presentert innledningsvis, foreslås følgende flytskjema for vurdering av tillatt såletrykk:



Figur 4.12: Flytskjema for vurdering av tillatt såletrykk

Det presiseres at grunnlag for vurdering av såletrykk i punkt 5 ennå ikke er presentert. Grunnlaget behandles i neste kapittel. Se derfor delkapittel 5.1.4 og vedlegg D for kurver for beregning av såletrykk (karakteristisk, R_k). Tillatt såletrykk (dimensjonerende, R_d) oppnås først når såletrykket i punkt 5 begrenses av en partialfaktor (punkt 6). Et eksempel på hvordan metoden kan gjennomføres fra punkt 1 til 6 er gitt i kapittel 6.3.

5 Todimensjonal numerisk analyse av fundamentbelastning

I dette kapittelet presenteres analyser der bergmassen er representert ved en kontinuum-modell og en diskontinuum-modell. Først beskrives kontinuum-analysen, og de viktigste resultatene vises. Kontinuum-analysen har til hensikt å bidra til et grundigere estimat for tillatt såletrykk i bergmasser med homogene og isotrope egenskaper (se punkt 5 til høyre i figur 4.12). I utgangspunktet er diskontinuum-analysen tenkt å bidra til å forbedre estimater for bergmasser der oppførselen styres av bevegelsen til individuelle blokker (se punkt 5 til venstre og i midten i figur 4.12). På grunn av oppgavens begrensede omfang, er det ikke utført beregninger med $SR \geq 30$ eller variasjon i sprekkeretninger. Diskontinuum-analysen er derfor kun brukt til sammenligning med kontinuum-analysen i denne omgang. Beskrivelse av diskontinuum-modellen og resultatene fra denne sammenligningen presenteres i delkapittel 5.2.

5.1 Kontinuum-analyse

Analysen er satt opp slik at den skal vise bergmassens respons på økende fundamentbelastning. Det undersøkes hvor mye forskyvning som kan forventes ved belastning like stor som «global strength»-verdien i gitte bergmasser. Det undersøkes også hvor stor denne forskyvningen er i forhold til bruksgrenseverdien $s_{\max} < 0,005B$.

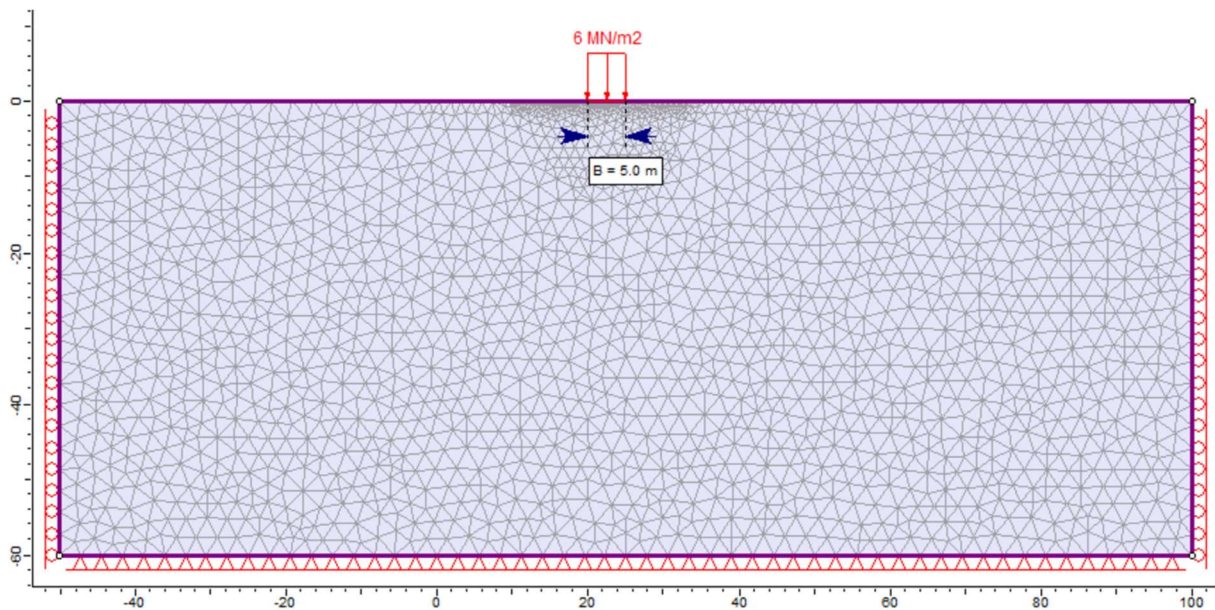
I de følgende underkapitler vil oppsettet av modellen beskrives og det gjøres rede for valg av inngangsparametere. Deretter presenteres resultatene i form av kurver som viser last mot forskyvning. Til slutt kommenteres de viktigste observasjonene fra analysen i sin helhet.

5.1.1 Modelloppsett

Modellen er definert med en bredde på 150 m og en dybde på 60 m. Målene er antatt å være tilstrekkelig for å neglisjere randeffekter. Langs de vertikale ytterkantene tillates kun bevegelse parallelt grensen. Bunnen er fastlåst i begge retninger, mens toppen er en fri overflate. Belastningen fra et tenkt fundament er plassert i midten av modellens frie overflate. Fundamentlasten virker som en stripelast over en bredde på 5 m. Figur 5.1 viser modellens geometri og randbetingelser. Elementtettheten er økt i nærheten av fundamentet slik at elementstørrelsen er ca. 0,5 m.

For å analysere utviklingen av forskyvning med økende belastning, er modellen oppdelt i trinn («stages»). Det er benyttet elleve trinn med ulik belastning. Første trinn er uten belastning. Fra og med andre trinn påføres last skalert med en faktor som øker for hvert trinn. På grunn av

forskjellige materialegenskaper (se neste underkapittel), er faktoren variert for å dekke belastningsomfanget som gir både elastisk og plastisk deformasjon.



Figur 5.1: Modelloppsett for kontinuum-analysen. Størrelsen på lasten er vilkårlig valgt for å vise plassering.

5.1.2 Inngangsparametere

Materialegenskaper

Det er ønskelig å undersøke bergmasser med «global strength»-verdier (σ_{cm}) i et vidt spekter (jf. diskusjonen i kapittel 4.5). Ved å ta utgangspunkt i å undersøke σ_{cm} -verdier i området 2–120 MPa, kan bergmasser med stor variasjon innen intakte bergartsegenskaper og GSI -verdier inkluderes. Utvalgte bergarter er hentet fra *V220* (Statens vegvesen, 2018) og vises i første kolonne i tabell 5.1. Verdiene for intakt enaksial trykkstyrke for berget er hentet fra Sintefs database (Høien et al., 2019). Det samme gjelder verdiene for intakt E-modul. Verdiene er avlesninger av gjennomsnittsverdier slik de fremkommer av figur 4 og figur 5 i Høien et al. (2019). Rocscience (2019) har en egen tabell for veiledende verdier for den intakte materialkoeffisienten m_i . Kolonne fire (tabell 5.1) viser verdiene som gjelder for de respektive bergartene i henhold til Rocscience' tabell. Verdiene for σ_t er beregnet med formel [3.5] (se kapittel 3.2).

Tabell 5.1: Intakte materialegenskaper for bergartene undersøkt i kontinuum-analysen.

Bergart	σ_{ci} [MPa]	E_i [GPa]	m_i	$ \sigma_t $
Granitt	180	45	32	5,8
Gneis	120	40	28	4,25
Sandstein	140	20	17	6,82
Kalkstein	70	70	12	4,11
Fyllitt	30	25	7	2,22
Leirskifer (Svartskifer)	50	30	6	3,9

Tabell 5.1 viser verdiene som er brukt for de intakte egenskapene til de ulike bergartene i denne analysen. I tillegg til disse er Poisson-tallet ν satt til 0,25. Tyngdetetthet γ er lik 0,027 kg/m³. Forstyrrelsesfaktoren D og dilasjonsparameteren er satt til 0. Dette gjelder alle bergartsmaterialene. Fordi det er ønskelig å se på de totale vertikale deformasjonene, er det nødvendig å la bergmassen plastifisere. Det er derfor valgt å bruke en plastisk materialtype. Vanntrykk og andre forhold som avhenger av vann er ikke inkludert. Nevnte uendrede inngangsparametere er oppsummert i tabell 5.2.

Tabell 5.2: Materialegenskaper som like for alle bergartene gjennom hele analysen.

Parameter	Verdi
Materialtype	Plastisk
D	0
Dilasjonsparameter	0
ν	0,25
γ	0,027 kg/m ³

Valg av GSI -verdier er bestemmende for hvilke σ_{cm} -verdier som undersøkes. Stor variasjon i GSI gir mulighet for bred utnyttelse av resultatene. Brukes $GSI = 85, 70, 60, 45$ og 30 i kombinasjon med de seks ulike bergartenes intakte egenskaper, oppnås σ_{cm} -verdiene gitt i tabell 5.3. Tabellen viser at verdiene fordeles i intervallet 2–120 MPa som er ønsket undersøkt.

5 Todimensjonal numerisk analyse av fundamentbelastning

Tabell 5.3: Beregnede σ_{cm} -verdier («global strength») for bergartene gitt $GSI = 85, 70, 60, 45$ og 30 . Beregningene er gjort ved hjelp av RocData (Rocscience, 2017).

<i>GSI</i>	σ_{cm} [MPa]				
	85	70	60	45	30
Granitt	118	82,8	67,4	50,0	36,0
Gneis	75,0	52,0	42,2	31,2	22,4
Sandstein	74,0	48,7	38,9	28,4	20,2
Kalkstein	33,6	21,1	16,6	12,0	8,4
Fyllitt	12,9	7,4	5,6	3,9	2,7
Leirskifer (Svartskifer)	21,1	11,8	8,8	6,1	4,2

Residuale *GSI*-verdier er bestemt ut ifra sammenhengen foreslått av Cai et al. (2007). Se kapittel 3.3 for nærmere beskrivelse av den empiriske formelen for GSI_r . I analysen brukes *GSI*- og GSI_r -verdiene som er listet i tabell 5.4. Seks ulike bergarter kombinert med fem forskjellige *GSI*-verdier, gjør at det for denne analysen er definert til sammen 30 materialmodeller.

Tabell 5.4: *GSI*-verdier og respektive GSI_r -verdier brukt i kontinuum-analysen.

<i>GSI</i>	GSI_r
85	27
70	27
60	27
45	25
30	20

Spenningsfeltets egenskaper

For at analysen skal være så generell som mulig, er det valgt in situ spenningsforhold som simulerer en bergmasse uten tektoniske eller topografiske påvirkninger. Ved en plan, fri overflate vil bergmassen forsøke å synke sammen under egen vekt. Siden bergmassen ikke er fri til å utvide seg sidelengs, induseres et hviletrykk på omkringliggende bergmasse. For gitt ν , vil dette trykket sideveis være ca. 0,3 ganger overlagingstrykket. Likevekstilstanden kan etterlignes ved å velge «Field stress and Body force». Det er dermed mulig å legge til et ytre spenningsfelt («Field stress») som motvirker innsynkningen. Tabell 5.5 viser inngangsparameterne som definerer det ytre spenningsfeltet.

Tabell 5.5: Inngangsparametere for det ytre spenningsfeltet.

Parameter	Verdi
Type ytre felt	Gravitasjon
σ_h/σ_v (i planet)	0,3
σ_h/σ_v (ut av planet)	0,3

5.1.3 Resultater

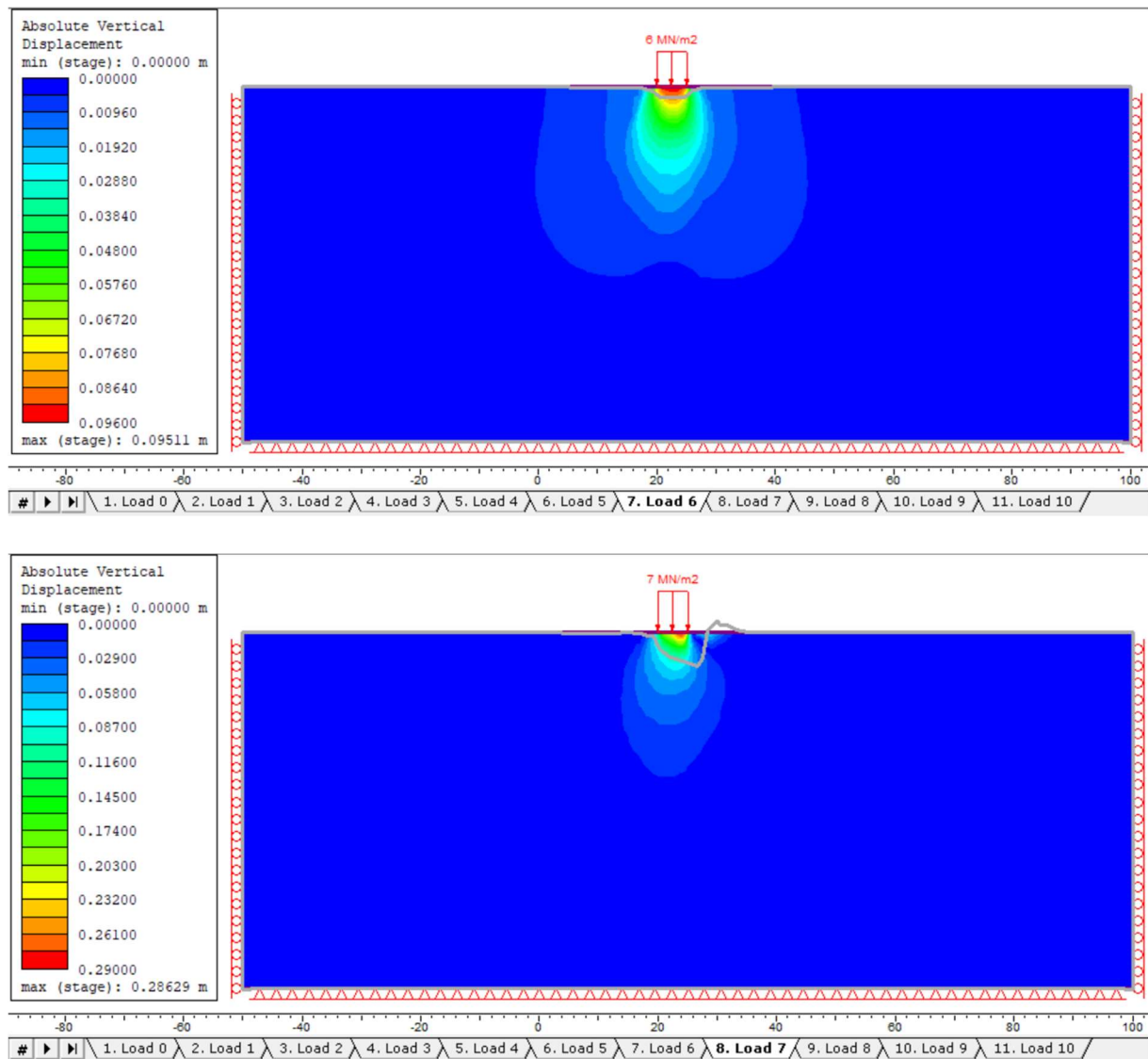
Resultatene fra de 30 materialmodellene vises på de neste sidene i dette kapittelet. Det er stor likhet mellom mange av modellenes konturplott. Derfor er det lite hensiktsmessig å vise alle. Et eksempel er plukket ut for å illustrere overgangen fra liten til betydelig plastifisering (se figur 5.2). Resultatene vises i form av kurver for vertikal forskyvning mot påført fundamentbelastning. Forskyvningen er målt i et punkt rett under overflaten som ligger langs fundamentets midtlinje. Der graden av plastifisering er så stor at konvergenzkriteriet ikke lenger oppfylles, gir beregningene svært store forskyvninger ($> 1,0$ m). For de høyeste *GSI*-verdiene kommer dette til uttrykk som knekkpunkter på kurvene. Lavere *GSI*-verdier viser gradvis økende plastisk oppførsel. Figur 5.3–5.8 er tatt med for å gi en informativ oversikt over det totale forløpet mellom last og forskyvning. På grunn av de store forskyvningene, er forskyvningsaksen (*x*-aksen) kuttet ved 1,0 m for de sterke bergartene og 0,1 m for de svake bergartene. Det presiseres at det likevel finnes datapunkter lenger ut på denne aksen dersom linjen ikke stopper innenfor diagramområdet. Disse punktene representerer siste beregnede lasttrinn.

For sammenligning med σ_{cm} -verdier, er det mer hensiktsmessig å se på forskyvningene innenfor et mindre intervall. Last-forskyvningskurvene er derfor tegnet innenfor hhv. 0–0,2 m og 0–0,03 m for de sterke og svake bergartene. Enkelte modeller er supplert med flere beregninger for å øke antall datapunkter i disse intervallene. Kurvene vises i figur 5.9–5.14. I disse figurene er også bergmassenes respektive σ_{cm} -verdi lagt inn. Størrelsen på forskyvningen i skjæringspunktet mellom last-forskyvningskurven og σ_{cm} -linjen er indikert med piler. I hovedsak er skjæringspunktene konsistente med at økende *GSI* gir mindre forskyvning. For modellene fyllitt og leirskifer er det en brist i denne logikken. Forskyvningen ved skjæringspunktet for *GSI* = 85 er i disse tilfellene større enn for *GSI* = 70 og *GSI* = 60. Det observeres også at enkelte skjæringspunkt for de sterke bergartene gir svært store forskyvninger (opptil 0,2 m).

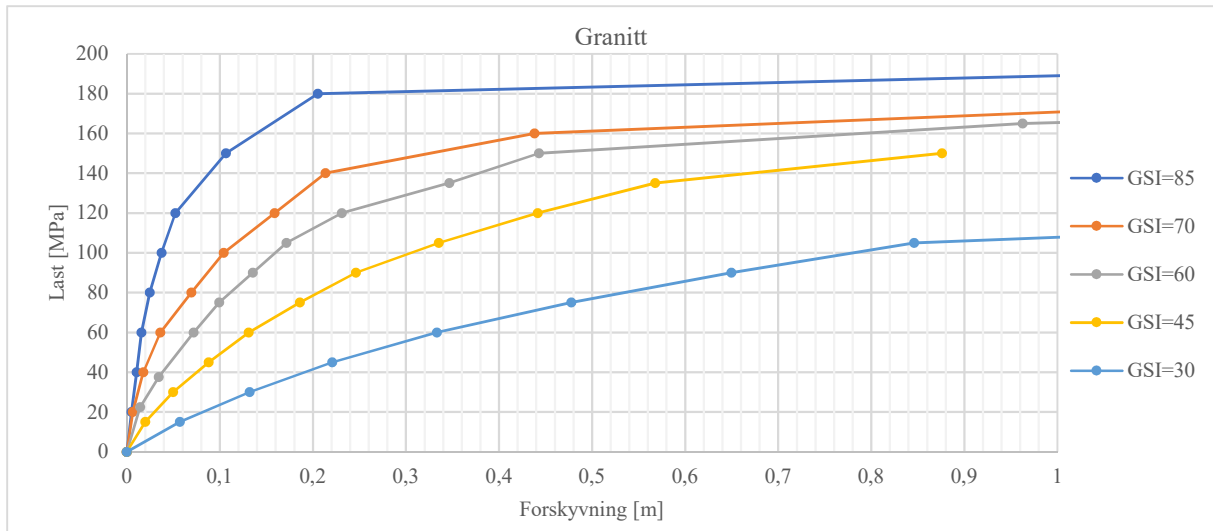
En tilsvarende fremstilling er laget for grenseverdien $s_{maks} < 0,005B$. I tilfellet med $B = 5$ m gir kravet at forskyvningen må være mindre enn 0,025 m. Grensen er representert ved den røde stiplede linjen i figur 5.15–5.20. Skjæringspunktet mellom linjen og last-forskyvningskurvene er avtegnet på *y*-aksen for å vise den stipulerte lasten. Figurene viser som forventet at høyere *GSI* gir høyere last. Sammenhengen er konsekvent, uavhengig av bergart. Likevel skiller modellene fyllitt og leirskifer seg ut ved at det er betydelig høyere last for skjæringspunktet

5 Todimensjonal numerisk analyse av fundamentbelastning

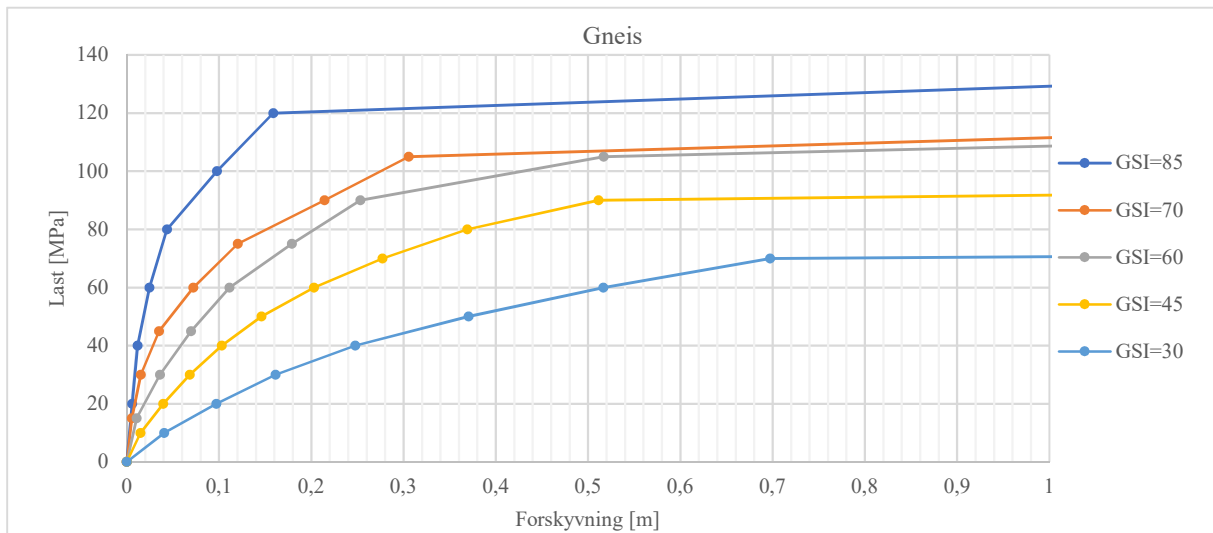
med $GSI = 85$ sammenlignet med $GSI = 70$. Det bemerkes også at i disse modellene krysses den stiplede røde linje og « $GSI=85$ »-kurvene i området med perfekt plastisk deformasjon.



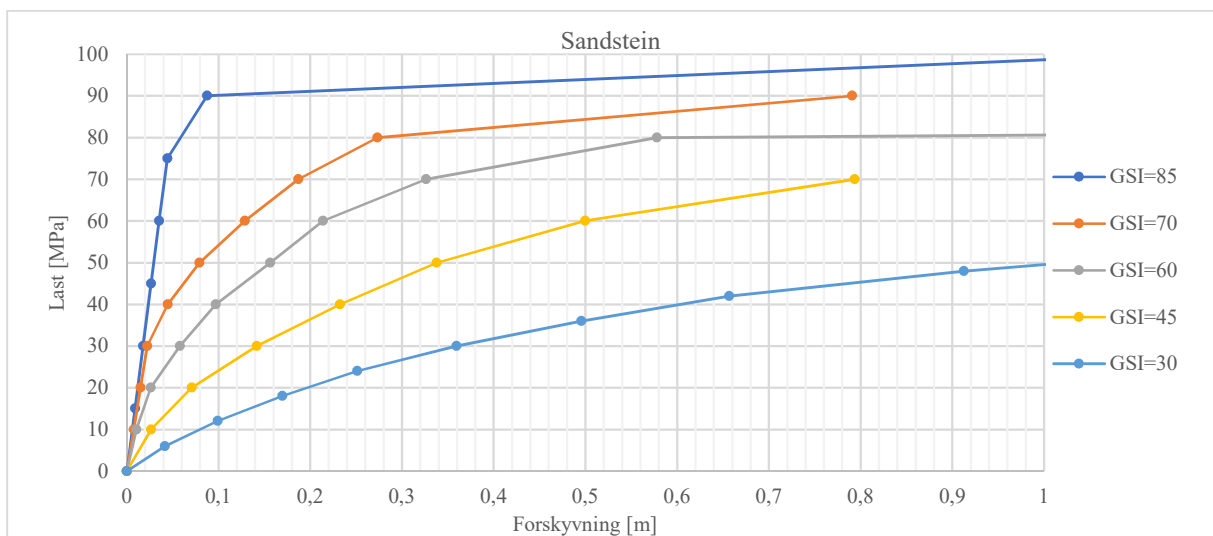
Figur 5.2: Forskyvning før (øverst) og etter (nederst) betydelig plastifisering. Grå linje viser deformert overflate med en skaleringsfaktor på 20. Det observeres stor økning i forskyvning mellom belastning lik 6 MPa og 7 MPa. Eksempelet er hentet fra modellen «fyllitt $GSI=30$ ».



Figur 5.3: Beregnet forskyvning ved økende last i granitt med ulik GSI.

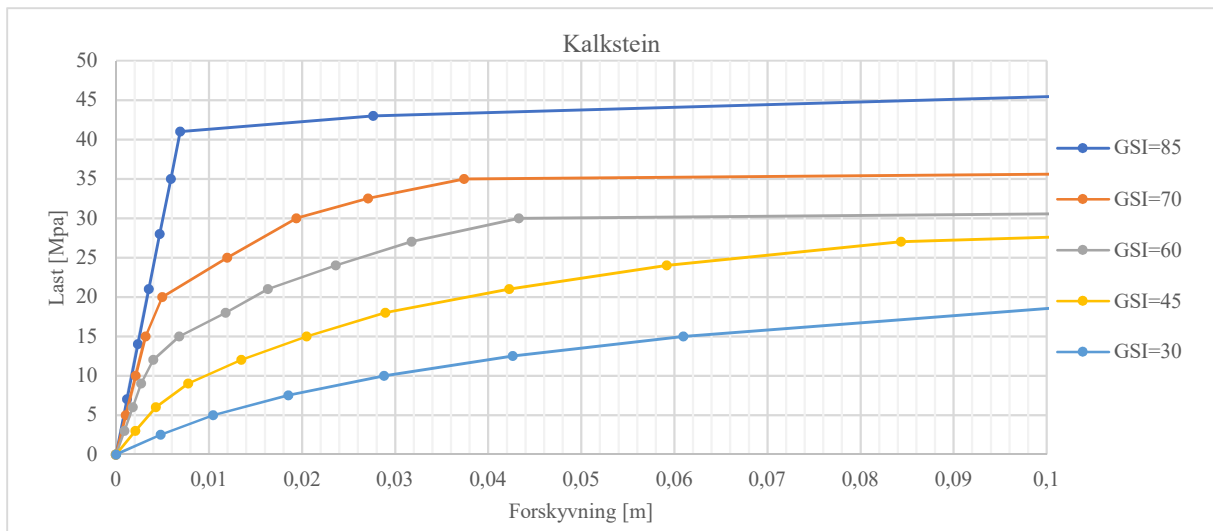


Figur 5.4: Beregnet forskyvning ved økende last i gneis med ulik GSI.

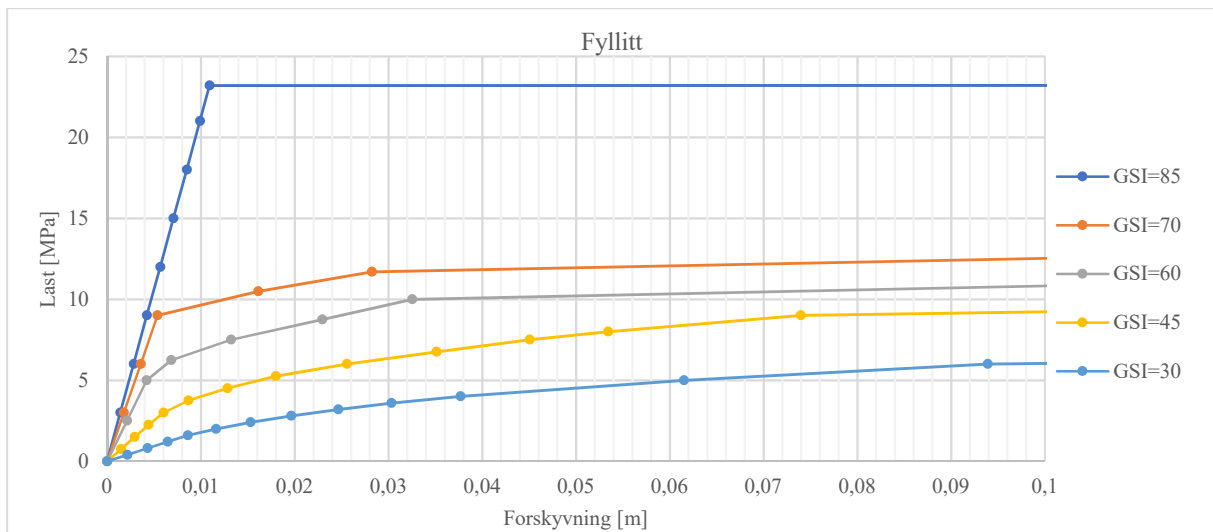


Figur 5.5: Beregnet forskyvning ved økende last i sandstein med ulik GSI.

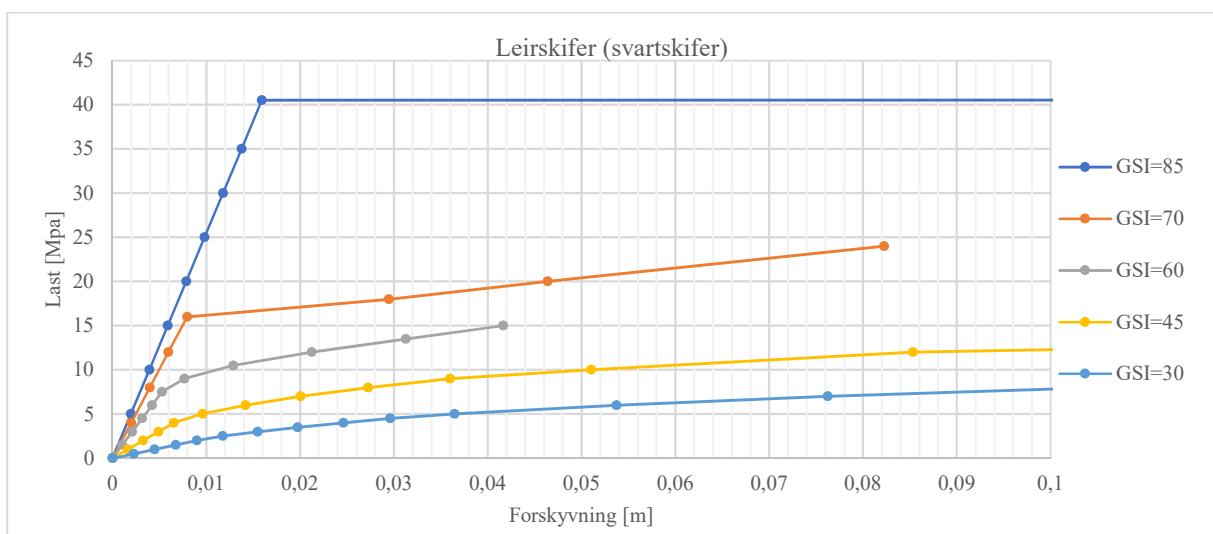
5 Todimensjonal numerisk analyse av fundamentbelastning



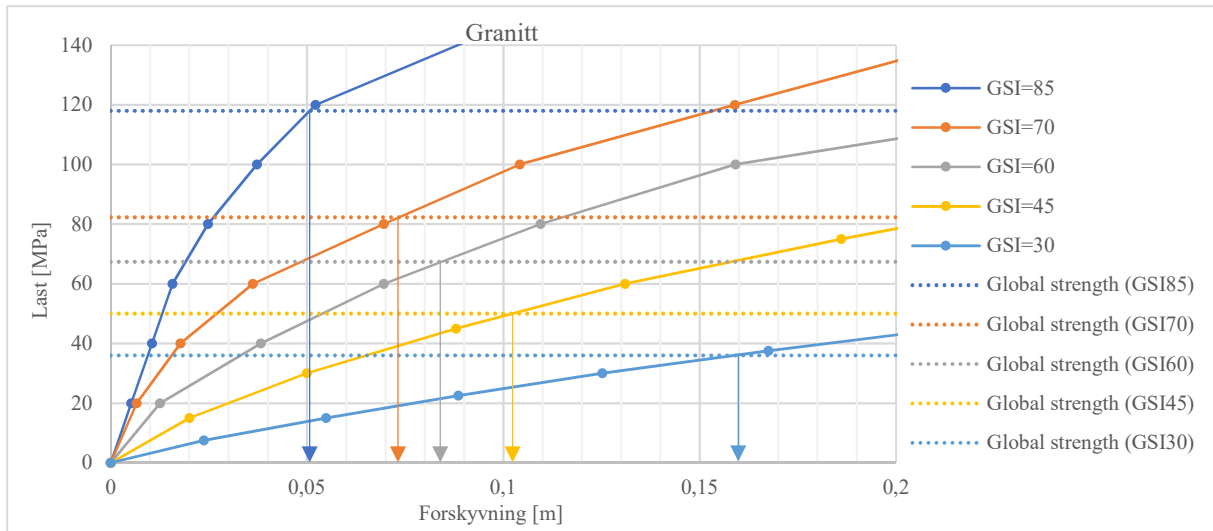
Figur 5.6: Beregnet forskyvning ved økende last i kalkstein med ulike GSI. Merk at forskyvningsaksen her går til 0,1 m.



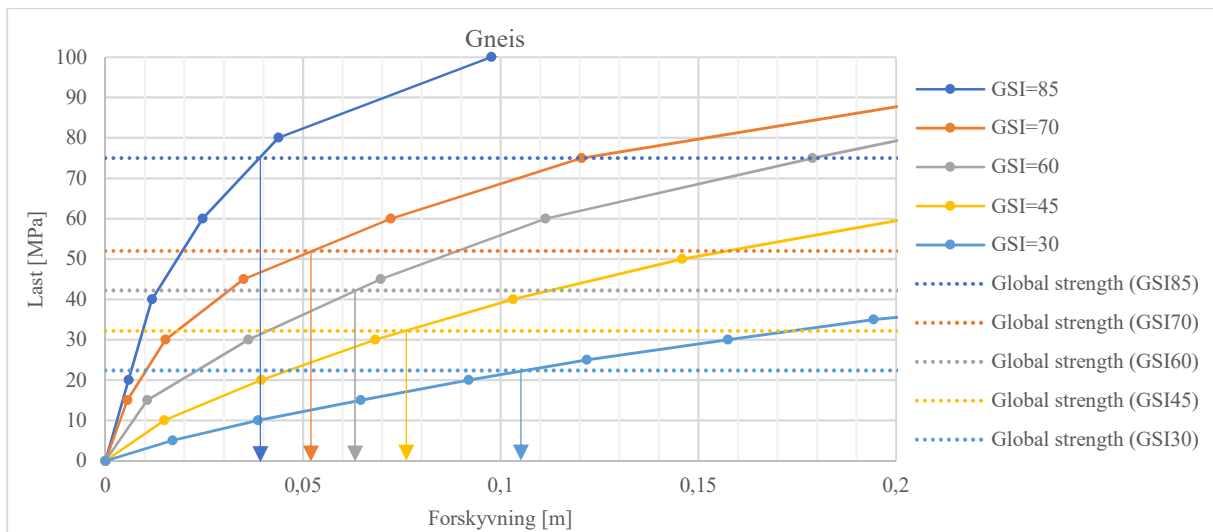
Figur 5.7: Beregnet forskyvning ved økende last i fyllitt med ulike GSI. Merk at forskyvningsaksen her går til 0,1 m.



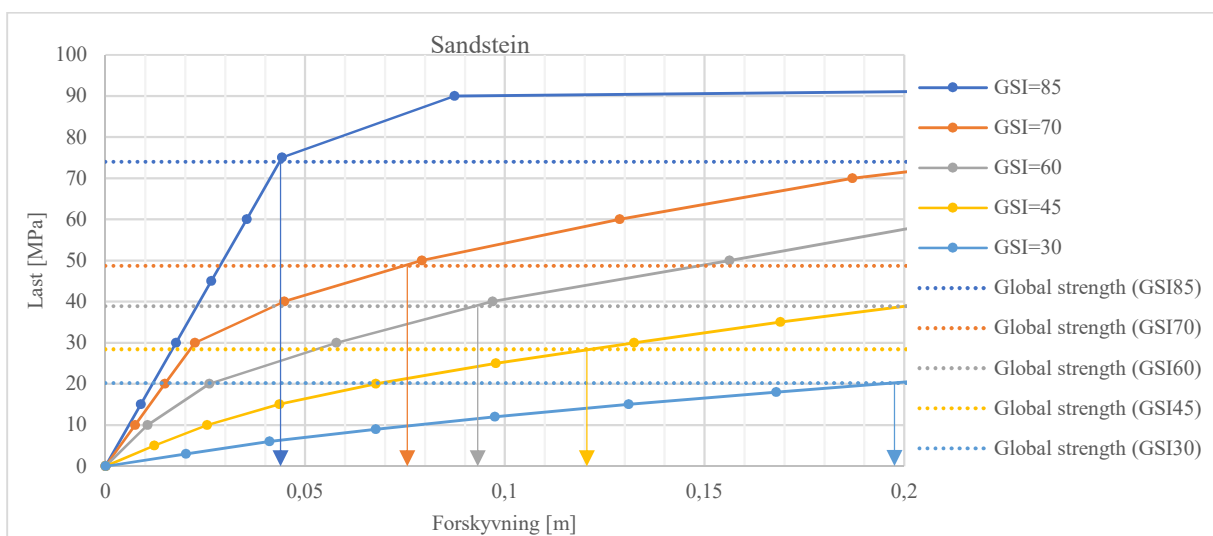
Figur 5.8: Beregnet forskyvning ved økende last i leirskifer med ulike GSI. Merk at forskyvningsaksen her går til 0,1 m.



Figur 5.9: Skjæringspunkter mellom beregnet last-forskyvningskurver og σ_{cm} -verdi for tilsvarende GSI, i granitt.

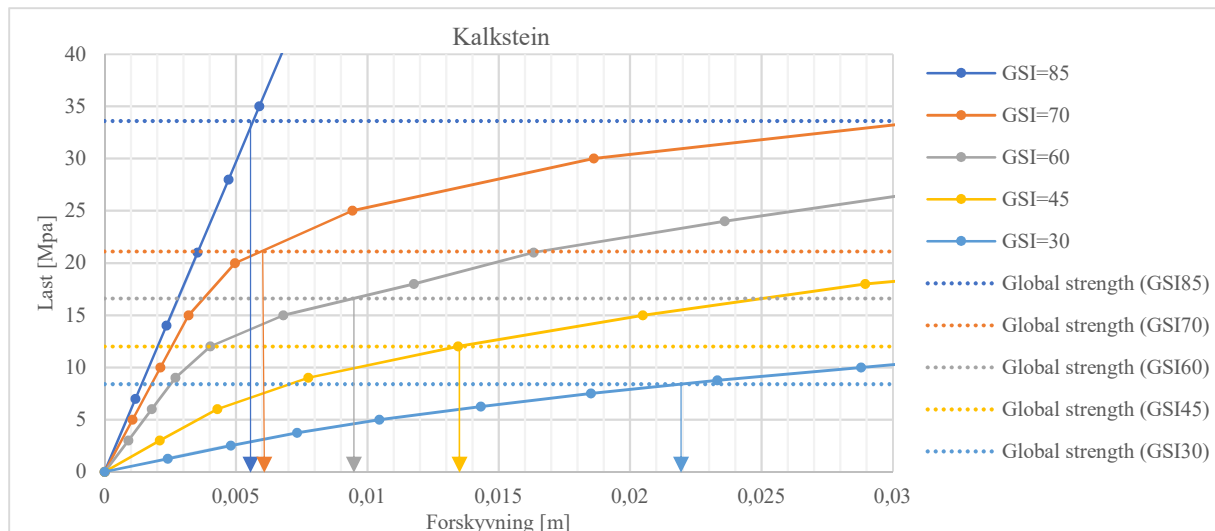


Figur 5.10: Skjæringspunkter mellom beregnet last-forskyvningskurver og σ_{cm} -verdi for tilsvarende GSI, i gneis.

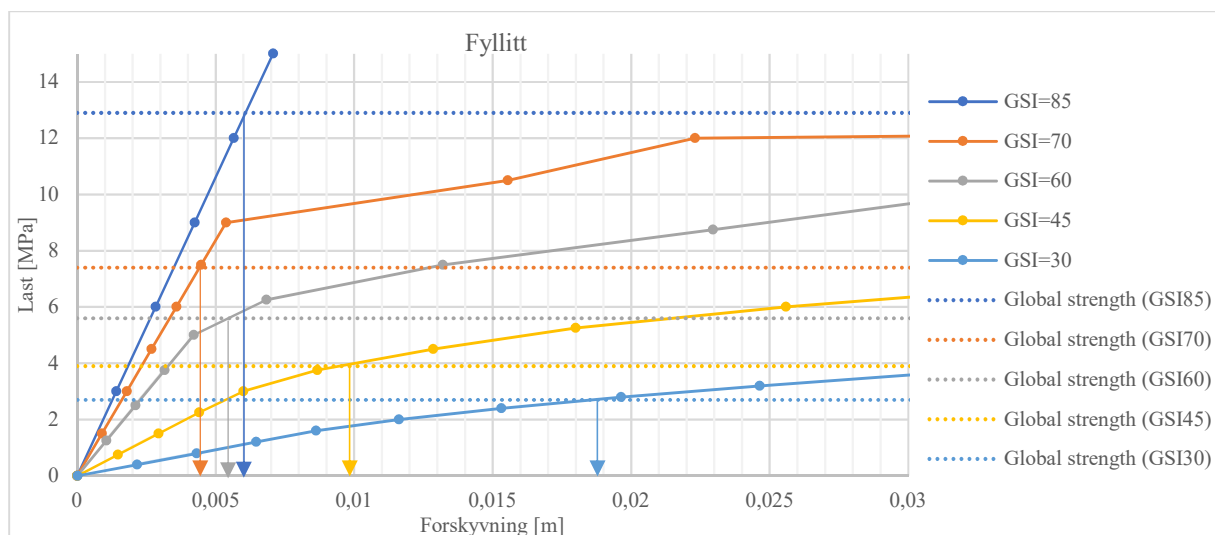


Figur 5.11: Skjæringspunkter mellom beregnet last-forskyvningskurver og σ_{cm} -verdi for tilsvarende GSI, i sandstein.

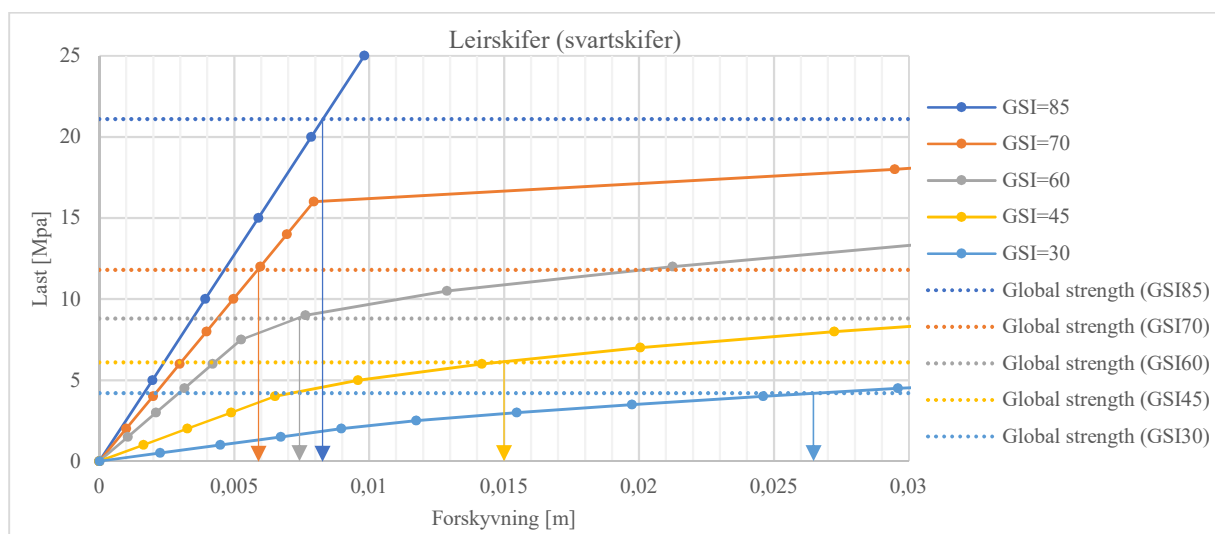
5 Todimensjonal numerisk analyse av fundamentbelastning



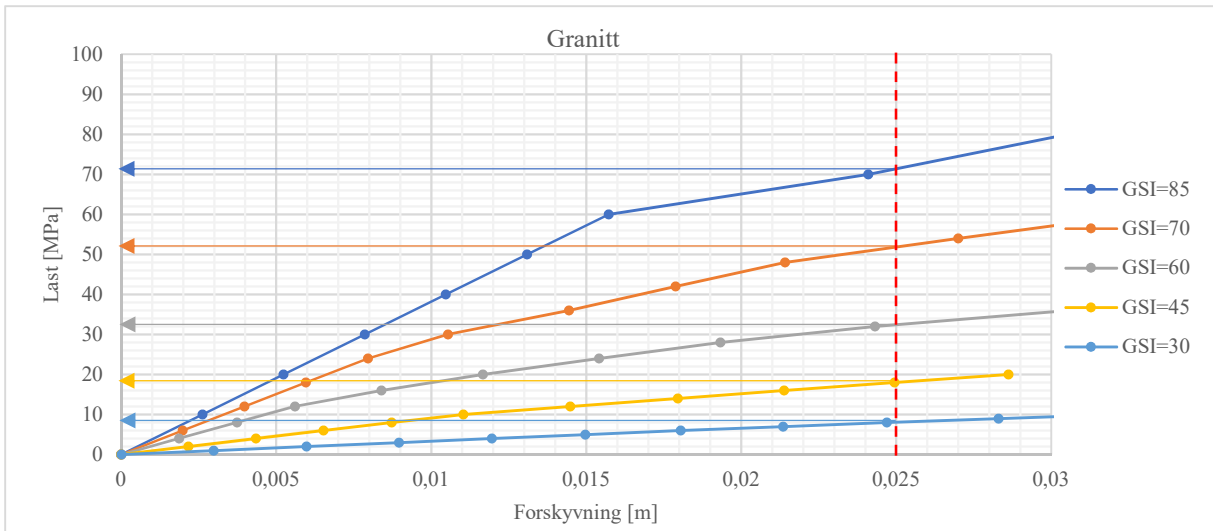
Figur 5.12: Skjæringspunkter mellom beregnet last-forskyvningskurver og σ_{cm} -verdi for tilsvarende GSI, i kalkstein.



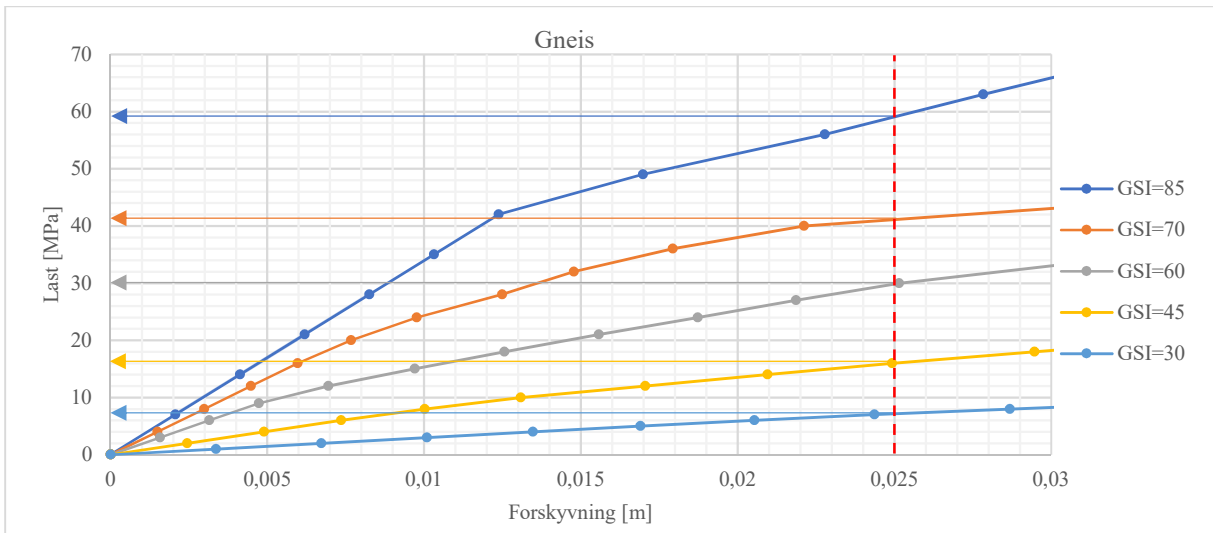
Figur 5.13: Skjæringspunkter mellom beregnet last-forskyvningskurver og σ_{cm} -verdi for tilsvarende GSI, i fyllitt.



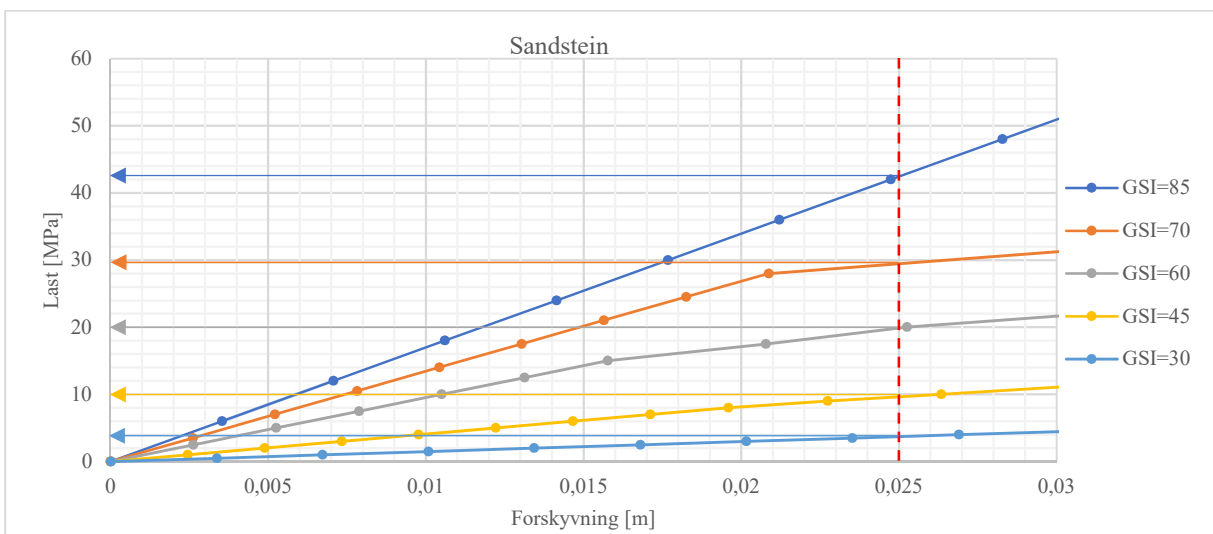
Figur 5.14: Skjæringspunkter mellom beregnet last-forskyvningskurver og σ_{cm} -verdi for tilsvarende GSI, i leirskifer.



Figur 5.15: Belastning som gir beregnet forskyvning lik 25 mm for ulike GSI i granitt.

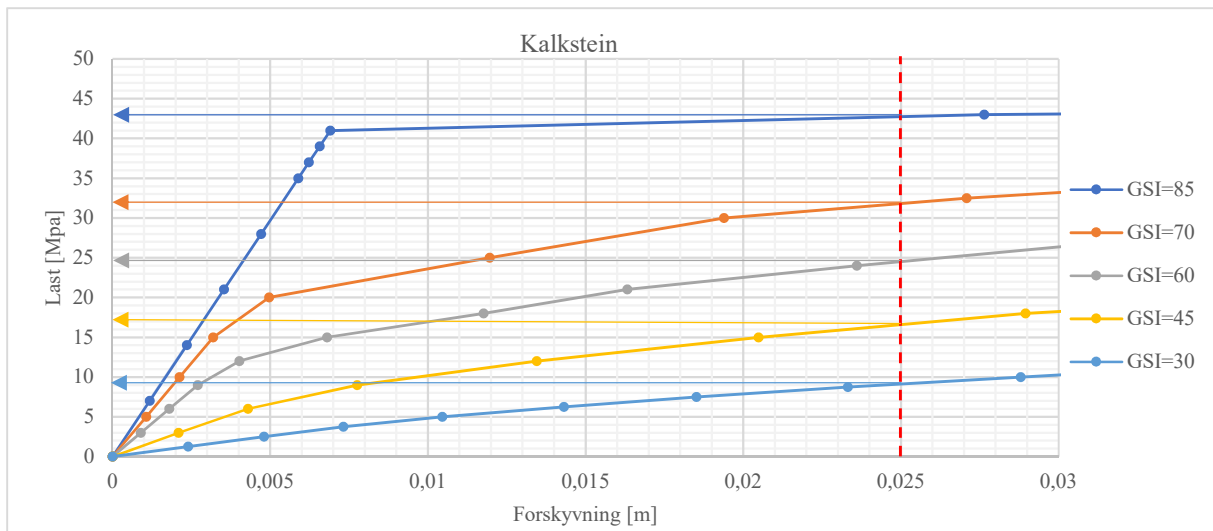


Figur 5.16: Belastning som gir beregnet forskyvning lik 25 mm for ulike GSI i gneis.

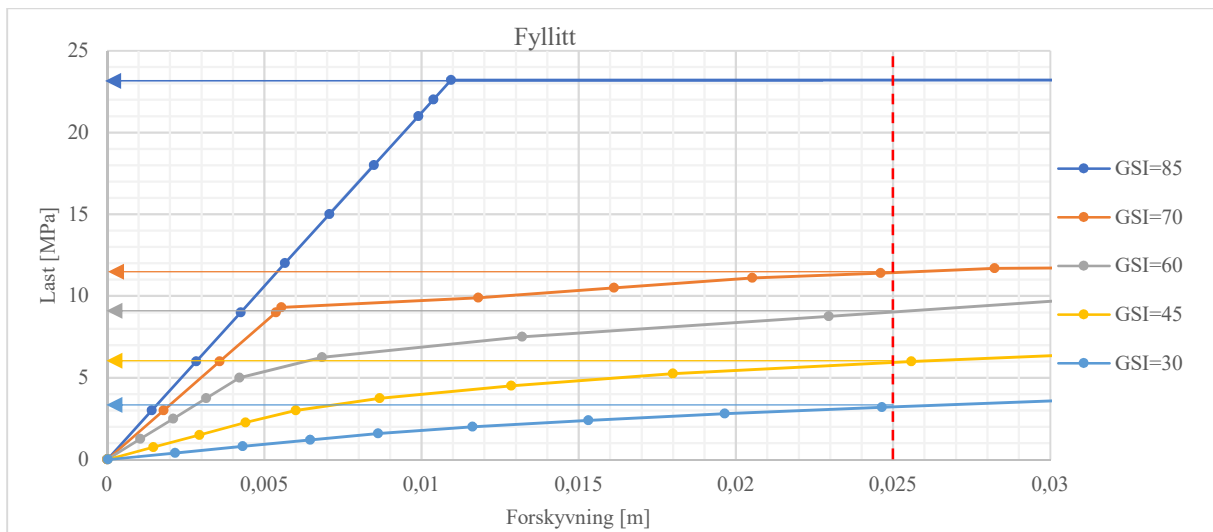


Figur 5.17: Belastning som gir beregnet forskyvning lik 25 mm for ulike GSI i sandstein.

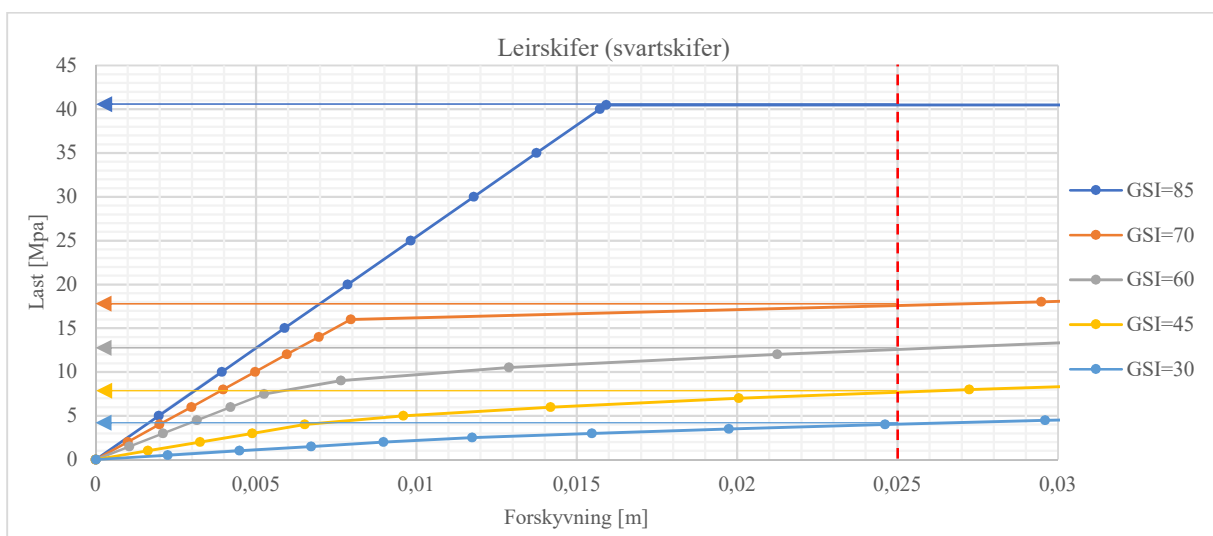
5 Todimensjonal numerisk analyse av fundamentbelastning



Figur 5.18: Belastning som gir beregnet forskyvning lik 25 mm for ulike GSI i kalkstein.



Figur 5.19: Belastning som gir beregnet forskyvning lik 25 mm for ulike GSI i fyllitt.



Figur 5.20: Belastning som gir beregnet forskyvning lik 25 mm for ulike GSI i leirskifer.

5.1.4 Kommentarer

Figur 5.3–5.8 viser i stor grad forventede sammenhenger. Økende forskyvninger ved lavere GSI -verdi stemmer med hypotesen om at forskyvningene avhenger av oppsprekkingsgrad. For de svake bergartene fyllitt og leirskifer, observeres tilsynelatende svært annerledes oppførsel ved $GSI = 85$. Det kan se ut som at økningen i kapasitet er et resultat av vedvarende elastisk respons. Denne effekten antas å ikke være representativ for virkelige forhold, sett i sammenheng med bergartenes svake karakter. Det gjøres ingen forsøk på å tolke en spesifikk bruddlast i noen av figurene. Enkelte kurver viser en brå overgang fra elastisk til plastisk oppførsel, men for de fleste kurvene har betydelig forskyvninger funnet sted før lasten kan sies å ha nådd et konstant nivå. Det har liten hensikt å betegne dette som en styrke eller kapasitet, fordi bergmassen i praksis vil være ustabil.

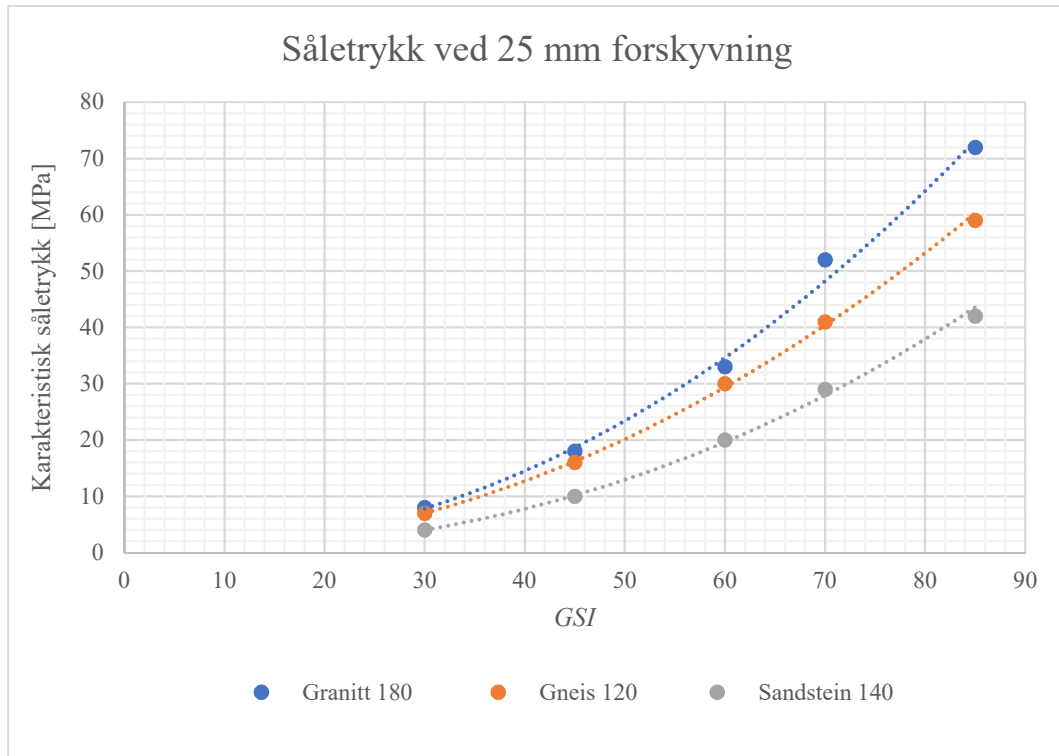
Hypotesen om at «global strength» tilsvarer spenningsnivået der responsen går fra elastisk til plastisk, kan avkreftes. Grunnen er både problemene som beskrevet over, men også at verdien ikke sammenfaller med «knekkpunktet» på kurvene der dette faktisk forekommer. Den andre hypotesen om at «global strength» gir et fornuftig mål på karakteristisk såletrykk, kan også avkreftes. For de sterke bergartene, gir såletrykk tilsvarende σ_{cm} -verdien forskyvninger opp mot 20 cm. Selv etter at en partialfaktor på 2,0 er lagt til, vil forskyvningene bli større enn grensen på 0,5 % av fundamentbredden. For de svake bergartene er forskyvningene innenfor grensen, men det observeres en mangel på konformitet i forholdet mellom σ_{cm} og forskyvning. Problemet oppstår for fyllitt og leirskifer med $GSI = 85$. Dette gir enda større grunn til usikkerhet rundt disse kurvene.

Såletrykkene som gir forskyvning lik 0,5 % av bredden varierer fra 4–72 MPa. Dette illustrerer både kapasitetspotensialet og viktigheten av å skille mellom bergmasser med ulike egenskaper. Det observeres at for de svake bergartene oppstår 25 mm forskyvning innenfor den plastiske delen av kurven. Dette betyr likevel at dersom det brukes en partialfaktor på 2,0, vil såletrykket være innenfor den tilnærmet elastiske delen av kurven. Det betyr også at den korresponderende forskyvningen vil bli mer enn halvert.

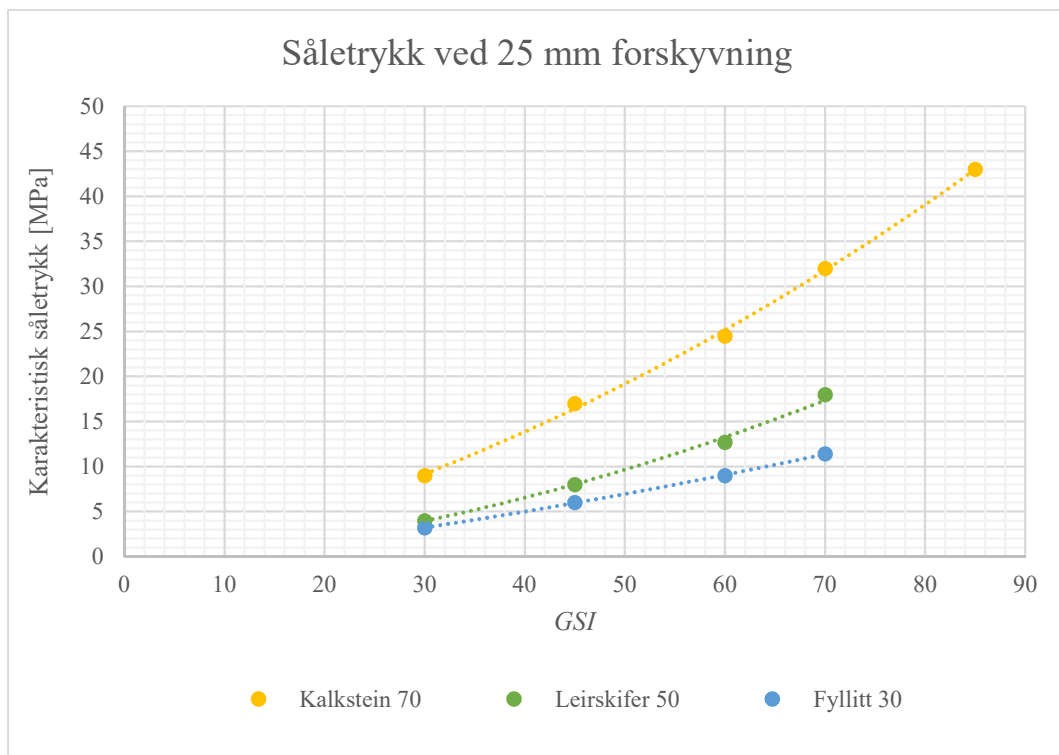
Såletrykkene som gir 25 mm forskyvning er plottet for de undersøkte GSI -verdiene i figur 5.21 og 5.22. En tilpasningslinje er lagt til for å estimere andre GSI -verdier. Såletrykket har fått betegnelsen *karakteristisk* for å understreke at en partialfaktor behøves for å finne tillatt såletrykk. Av hensyn til usikkerheten rundt kurvene for fyllitt og leirskifer med $GSI = 85$, er disse punktene ikke tatt med i diagrammene. Kurvene bør kun brukes innenfor området med datapunkter. Det presiseres at 25 mm forskyvning tilsvarer 0,5 % av en fundamentbredde på 5

5 Todimensjonal numerisk analyse av fundamentbelastning

m. I vedlegg D finnes også diagrammer for fundamentbredder på 1, 3, 8, 10 og 12 m (5, 15, 40, 50 og 60 mm forskyvning).



Figur 5.21: Såletrykk som tilsvarer 25 mm beregnet forskyvning i bergmasser med sterke bergarter: granitt ($\sigma_{ci} = 180$ MPa), gneis ($\sigma_{ci} = 120$ MPa), sandstein ($\sigma_{ci} = 140$ MPa).



Figur 5.22: Såletrykk som tilsvarer 25 mm beregnet forskyvning i bergmasser med svake bergarter: kalkstein ($\sigma_{ci} = 70$ MPa), leirskifer ($\sigma_{ci} = 50$ MPa), fyllitt ($\sigma_{ci} = 30$ MPa).

5.2 Diskontinuum-analyse

Analysen har til hensikt å vise hvordan en bergmasse med sprekker av ulik karakter reagerer på økende belastning. Variasjon i parameteren SR og antall sprekkesett brukes for å modellere bergmasser med forskjellig oppsprekkingsgrad og anisotropi. I tillegg undersøkes påvirkningen av sprekkenes styrke- og deformasjonsegenskaper. Hovedfokus ligger på å sammenligne forskyvningene beregnet med diskontinuum-modellene og kontinuum-modellene. Det kan dermed gjøres vurderinger av diskontinuum-resultatene rimelighet. Dette har betydning for hvorvidt analysen er egnet til å indikere hvordan SR og antall sprekkesett er relatert til homogenitet og isotropi.

I de følgende underkapitler vil oppsettet av modellen beskrives og det gjøres rede for valg av inngangsparametere. Deretter presenteres resultatene i form av last-forskyvningskurver. Disse sees i sammenheng med utvalgte kurver fra kontinuum-analysen. Til slutt kommenteres de viktigste observasjonene fra sammenligningen.

5.2.1 Modelloppsett

Det er benyttet «joint network» for å modellere sprekkeene. Denne formen for sprekkemodell innebærer at sprekkeene kan defineres med en forutbestemt plassering, avstand og utholdenhet. Dette er avgjørende for å oppnå ønskede SR -verdier. I tabell 5.6 oppsummeres sprekkeavstandene som er brukt for å modellere $SR = 3, 5, 10$ og 20 . Antall sprekkesett har også betydning for sprekkeavstand (ref. formel [4.1]). Det er derfor laget modeller med ett, to og tre sprekkesett. For enkelhets skyld er sprekkeavstanden den samme i sprekkesett 1, 2 og 3. Sprekkesettens fallvinkler er valgt slik at det kan antas at skjær- og normalstivhet har nokså lik påvirkning. Det er også forsøkt å gjøre blokkene tilnærmet kubiske og homogene i størrelsen, samtidig som at det finnes en viss «tilfeldighet» i sprekke mønsteret. Tabell 5.7 viser sprekkesettens fallvinkler. Det presiseres at sprekkeene er satt til å være åpne i begge ender. Dette er for å tillate relativ bevegelse mellom ende-nodene. For øvrig er modellgeometrien tilsvarende som i kontinuum-analysen (se kapittel 5.1.1). Trinnvis belastning er også benyttet her.

En utfordring med denne måten å modellere sprekker, er at det fort blir store antall elementer i meshet. Dette er et økende problem når sprekkeavstanden blir stadig mindre (se beskrivelse av sprekkeelementer i kapittel 3.5). På grunn av lang beregningstid når antall elementer overstiger 100 000, er modellene begrenset til lave SR -verdier (mindre sprekkeavstand).

5 Todimensjonal numerisk analyse av fundamentbelastning

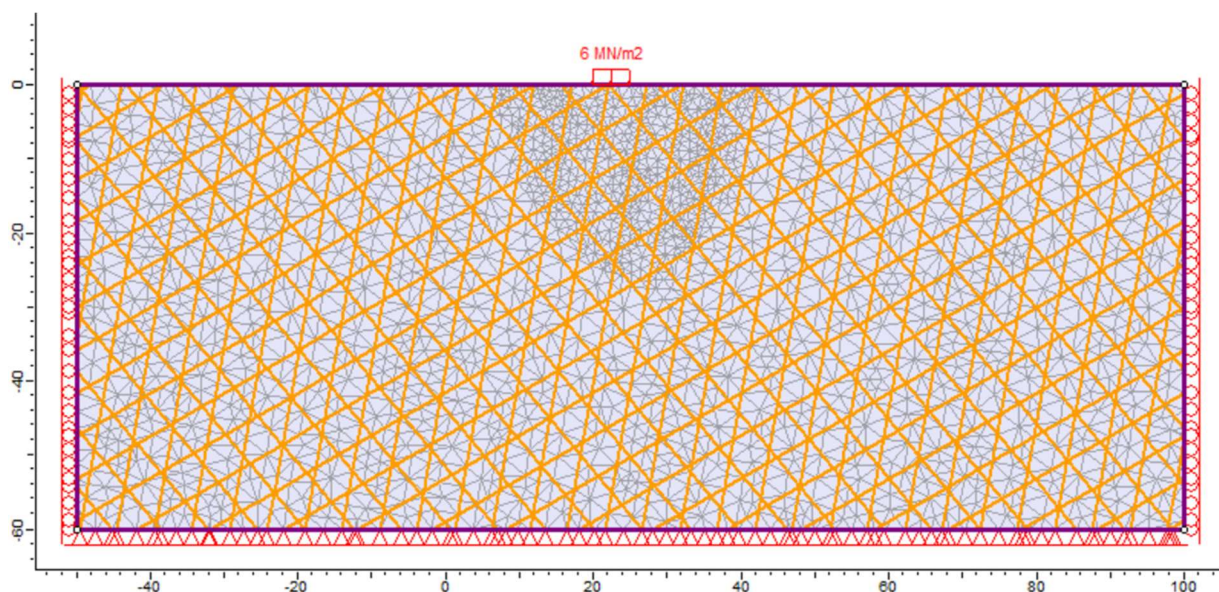
Det er ønskelig å bruke et elementantall lignende det som er brukt i kontinuum-analysen. Et eksempel som viser sprekkegeometri og ønsket elementtetthet er vist i figur 5.23 ($SR = 3$, tre sprekkesett). Det bemerkes at modellene med $SR = 20$, samt $SR = 10$ (tre sprekkesett) har høyere elementtetthet enn dette.

Tabell 5.6: Sprekkeavstandene som representerer ulike SR-verdier undersøkt i diskontinuum-modellene.

Sprekkeavstand [m]			
	$n = 1$	$n = 2$	$n = 3$
$SR = 3$	1,5	3,3	5,0
$SR = 5$	1,0	2,0	3,0
$SR = 10$	0,5	1,0	1,5
$SR = 20$	0,25	0,5	-

Tabell 5.7: Sprekkesettene fallvinkler. Vinklene er definert fra horisontalen med positiv dreieretning mot klokka.

	Sprekkesett 1	Sprekkesett 2	Sprekkesett 3
Fallvinkler	-50°	30°	80°



Figur 5.23: Oppsett for en utvalgt modell brukt i diskontinuum-analysen. $SR = 3$, hvilket tilsvarer sprekkeavstand på 5,0 m. Elementtetthet er tilnærmet lik som i kontinuum-analysen. Størrelsen på lasten er vilkårlig valgt for å vise plassering.

Totalt er det laget elleve modeller med ulik sprekkegeometri:

- Fire modeller med sprekkesett 1 ($n = 1$, $SR = 3, 5, 10, 20$)
- Fire modeller med sprekkesett 1 og 2 ($n = 2$, $SR = 3, 5, 10, 20$)
- Tre modeller med sprekkesett 1, 2 og 3 ($n = 3$, $SR = 3, 5, 10$)

5.2.2 Inngangsparametere

Materiallegenskaper

Modellene skal gjenspeile en bergmasse der oppførselen i størst mulig grad styres av bevegelsen av individuelle blokker. Bergartsmaterialet gis derfor intakte styrke- og deformasjonsegenskaper ($GSI = 100$). Materialtypen settes likevel til plastisk for å tillate brudd. Egenskapene for øvrig er valgt slik at de representerer en sterk bergart. Residualparametere er satt tilsvarende de intakte. Dette er for at styrken til bergmassen som helhet skal påvirkes minst mulig av eventuelle brudd og omfordeling av spenninger i de intakte blokkene. Tabell 5.8 gir en oversikt over styrke- og deformasjonsegenskapene gitt til bergartsmaterialet.

Tabell 5.8: Egenskaper for bergartsmaterialet benyttet i diskontinuum-analysen.

Parameter	Verdi
σ_{ci}	150 MPa
GSI	100
m_i	25
E_i	20 GPa
ν	0,25
Materialtype	Plastisk

Det er ønskelig å definere to ulike sprekke-materialmodeller. Sprekkes mekaniske egenskaper er valgt slik at de skal karakterisere gode og dårlige sprekkeforhold. Sprekkene er underlagt Barton-Bandis-kriteriet, og det forutsettes en residual styrke gitt av φ_r . JCS -, JRC - og φ_r -verdiene listet i tabell 5.9 er antatt å være representative for hhv. gode og dårlige sprekkeforhold (jf. høy og lav stivhet) gitt bergartsmaterialet beskrevet over. For å gjøre sammenligningen med kontinuum-analysen lettere, er det også gjort et overslag for faktoren for sprekkeforhold J_c («joint condition factor») omtalt i kapittel 3.1. Sprekkes normal- og skjærstivheter, K_n og K_s , er estimert ved hjelp av formel [3.12]–[3.14] (se kapittel 3.4).

Skjærstivheten avhenger av både normalspenningen på sprekken og kontaktlengden mellom motstøtende blokker. Normalspenningen på sprekkeplanet endres av størrelsen på lasten, samt avstanden mellom sprekkeplanet og området som belastes. Av hensyn til best gjengivelse av forholdene rett under fundamentet, er skjærstivheten beregnet med normalspenning lik 50 % av lasten ved siste lasttrinn. Kontaktlengden er antatt å være maksimalt 2,0 m for modellene med ett sprekkesett. For modellene med to og tre sprekkesett er kontaktlengden antatt definert av kryssende sprekkesett. Ulik last i siste lasttrinn, samt forskjellige sprekkeavstander, medfører

derfor variasjon i benyttet skjærstivhet (se tabell 5.9). Generelt er skjærstivheten større i modellene med høyere SR .

Tabell 5.9: Oversikt over verdier som er brukt i sprekke-materialmodellene «høy stivhet» og «lav stivhet». K_n og K_s er beregnet ved hjelp av formlene presentert i kapittel 3.4. K_s varierer med hvilken last som er satt i siste lasttrinn, samt SR . J_c er estimert ut ifra retningslinjene presentert av Cai et al. (2004).

Sprekkeparametere	Sprekkesmaterialmodell	
	Høy stivhet	Lav stivhet
JCS	150 MPa	60 MPa
JRC	10	2
φ_r	30	23
K_n (beregnet)	25 000 MPa/m	3 850 MPa/m
K_s (beregnet)	1 500–8 000 MPa/m	700–3 000 MPa/m
J_c (estimert)	$\approx 4,5$	$\approx 0,25$

Spenningsfeltets egenskaper

In situ bergspenninger er identiske med de som er antatt i kontinuum-analysen. Det er derfor brukt både et gravitativt ytre spenningsfelt og spenninger induisert av egenvekt. Forholdet mellom horisontal- og vertikalspenning i det ytre feltet er satt til 0,3.

5.2.3 Resultater

Totalt er det produsert resultater fra 19 ulike modeller. Dette innebærer at hver av de elleve geometriske oppsettene er beregnet to ganger: én gang med sprekke-materialmodellen *høy stivhet* og én gang med sprekke-materialmodellen *lav stivhet*. Unntakene er modellene med $SR = 20$, samt $SR = 10$ (tre sprekkesett), som kun er beregnet med *høy stivhet*. Årsaken er svært lang beregningstid ved bruk av *lav stivhet*. Resultatene vises i figur 5.24–5.26 i form av last-forskyvningskurver. Figurene er sortert etter antall sprekkesett. Forskyvningen er målt i det punktet rett under fundamentet som viser størst forskyvning. Datapunktet har i alle tilfeller ligget innenfor én meter til høyre for fundamentets midtlinje. På grunn av de store forskyvningene, er forskyvningsaksen (x-aksen) kuttet ved 1,0 m. Det presiseres at det likevel finnes datapunkter lenger ut på denne aksen dersom linjen ikke stopper innenfor diagramområdet. Disse punktene representerer siste beregnede lasttrinn. For kurvene med færre enn ti punkter, er konvergenzkriteriet ikke oppnådd. Det observeres at mange av kurvene følger et tilnærmet lineært forløp gjennom alle lasttrinnene. Generelt er det stor økning i forskyvning idet et ekstra sprekkesett legges til, på tross av at sprekkelavstanden er den samme. Merk at endring fra høy til lav stivhet bidrar mer til forskyvning enn økning av SR .

For sammenligning med resultatene fra kontinuum-analysen, er *GSI*-diagrammet foreslått av Cai et al. (2004) benyttet (se figur 3.1). Diagrammet gir en sammenheng mellom *GSI*-verdier, blokkstørrelser og sprekkeforhold. Legges disse blokkstørrelsene til grunn, er det en viss overlapp mellom sprekkeavstander brukt i diskontinuum-analysen og *GSI*-verdier brukt i kontinuum-analysen. Det er tidligere foreslått en grense for homogenitet og isotropi ved $SR > 30$, $n \geq 3$. Ifølge uttrykket for *SR*, tilsvarer dette sprekkeavstander på 0,5 m for fundamentbredde 5,0 m. Ved gode sprekkeforhold ($J_c \approx 4,5$) viser diagrammet at $GSI \approx 70$ for denne sprekkeavstanden. Siden det kun er gjort beregninger for $SR \leq 10$ (tre sprekkesett), kan ikke samsvaret undersøkes eksplisitt. Det gjøres derfor noen antakelser:

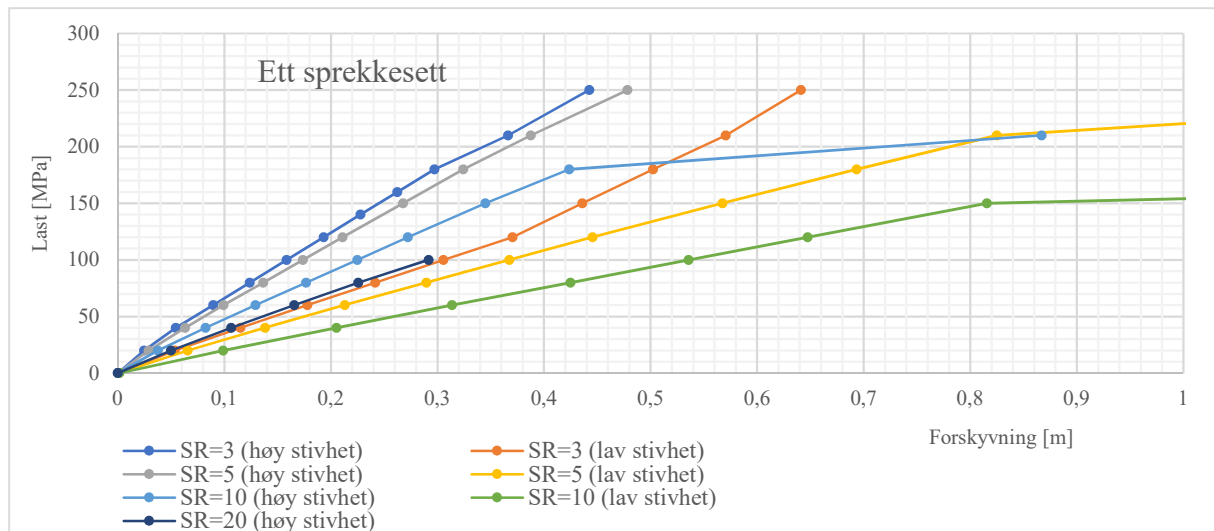
- Blokkstørrelsene ved $SR = 10$ antas tilstrekkelig små for sammenligning med kontinuum-materiale
- Et tenkt sprekkesett parallelt med planet i modellene muliggjør sammenligning med « $n = 2$ »-modellene

Antakelsenes betydning for sammenligningsresultatet vil drøftes i neste underkapittel. Tabell 5.10 viser modellene som i lys av antakelsene og *GSI*-diagrammet har felles sammenligningsgrunnlag. Last-forskyvningskurvene for kontinuum-modellen med sandstein er valgt til sammenligning. Sandsteinens intakte bergartsparametere er omtrent de samme som i diskontinuum-analysen ($E_i = 20$ GPa, $\sigma_{ci} = 140$ MPa). Figur 5.27–5.30 viser samsvaret mellom modellene med felles sammenligningsgrunnlag. Ved avlesning av last ved for eksempel 0,025 m forskyvning er avvikene mellom 7,5–38 MPa. Det er også valgt å inkludere en kontinuum-modell som viser godt samsvar.

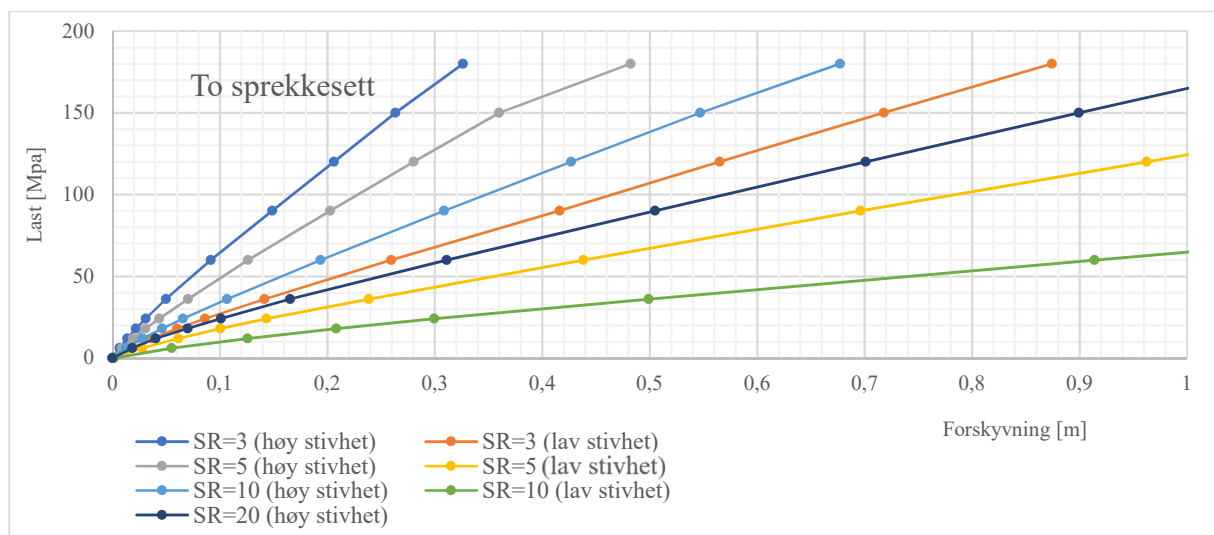
Tabell 5.10: Sammenligningsgrunnlag for diskontinuum- og kontinuum-analysen.

GSI	Sprekkeavstand	Stivhet	Diskontinuum-modell	Kontinuum-modell
85	1,5 m	Høy	n=3, SR=10, høy stivhet	Sandstein GSI85
75	1,0 m	Høy	n=2, SR=10, høy stivhet	Sandstein GSI85 Sandstein GSI70
70	0,5 m	Høy	n=2, SR=20, høy stivhet	Sandstein GSI70
45	1,0 m	Lav	n=2, SR=10, lav stivhet	Sandstein GSI45

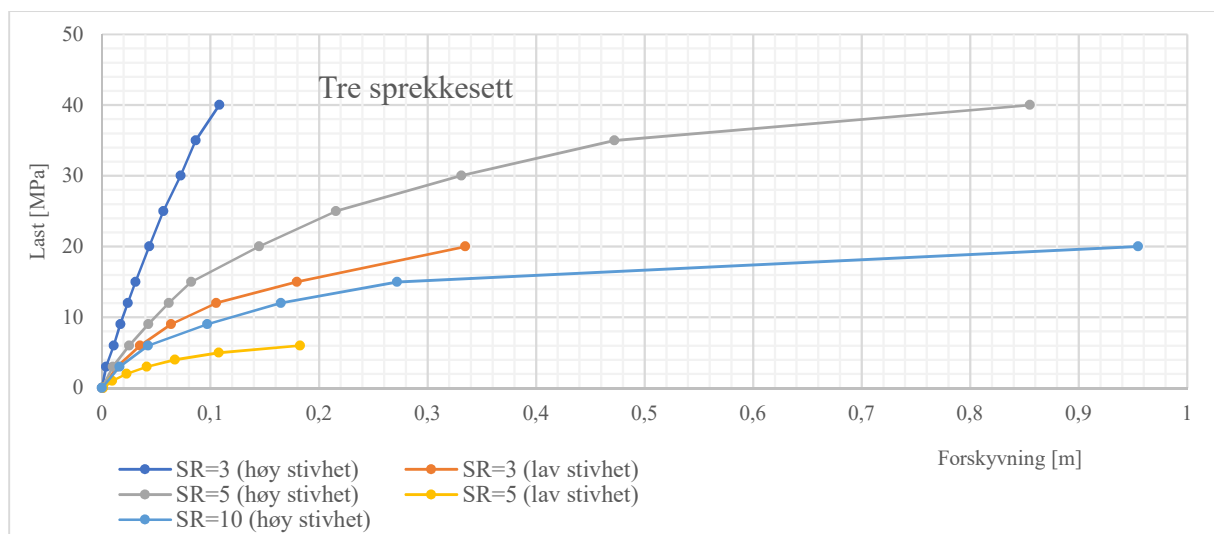
5 Todimensjonal numerisk analyse av fundamentbelastning



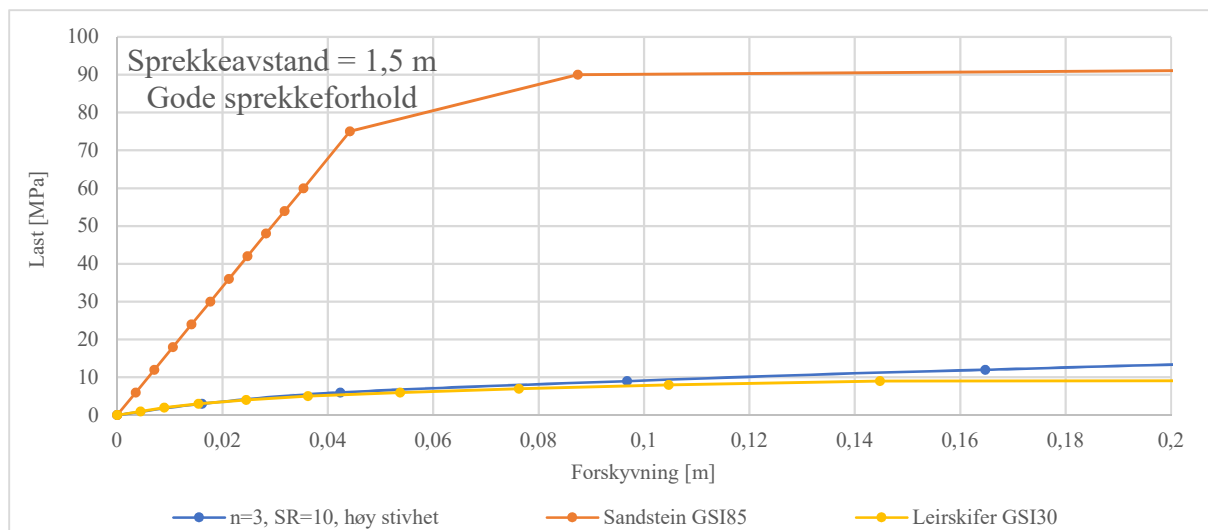
Figur 5.24: Beregnet forskyvning ved økende last for diskontinuum-modeller med ett sprekkeseett.



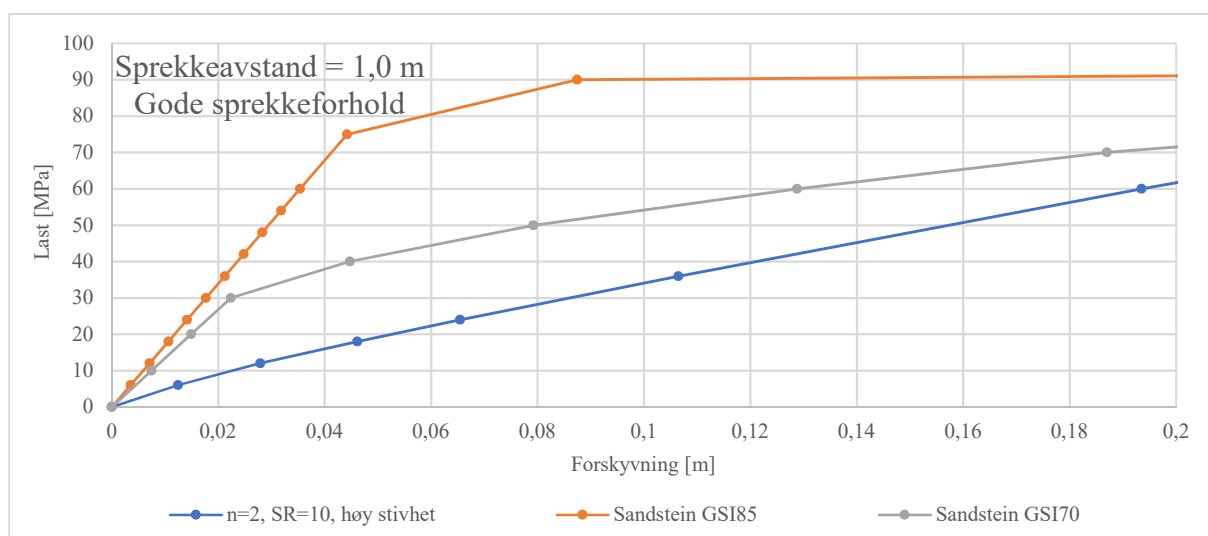
Figur 5.25: Beregnet forskyvning ved økende last for diskontinuum-modeller med to sprekkeseett.



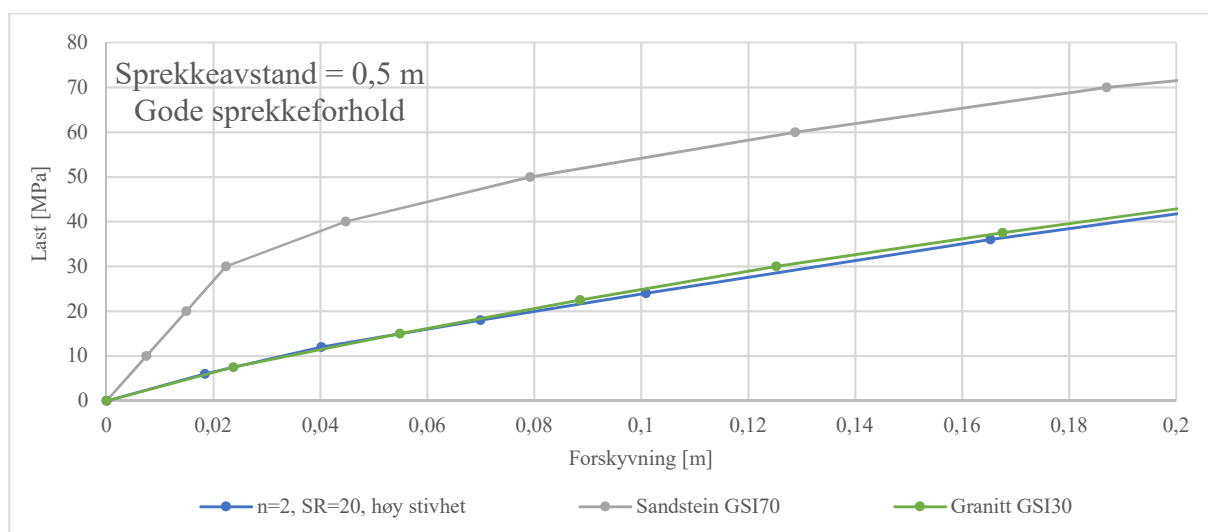
Figur 5.26: Beregnet forskyvning ved økende last for diskontinuum-modeller med tre sprekkeseett.



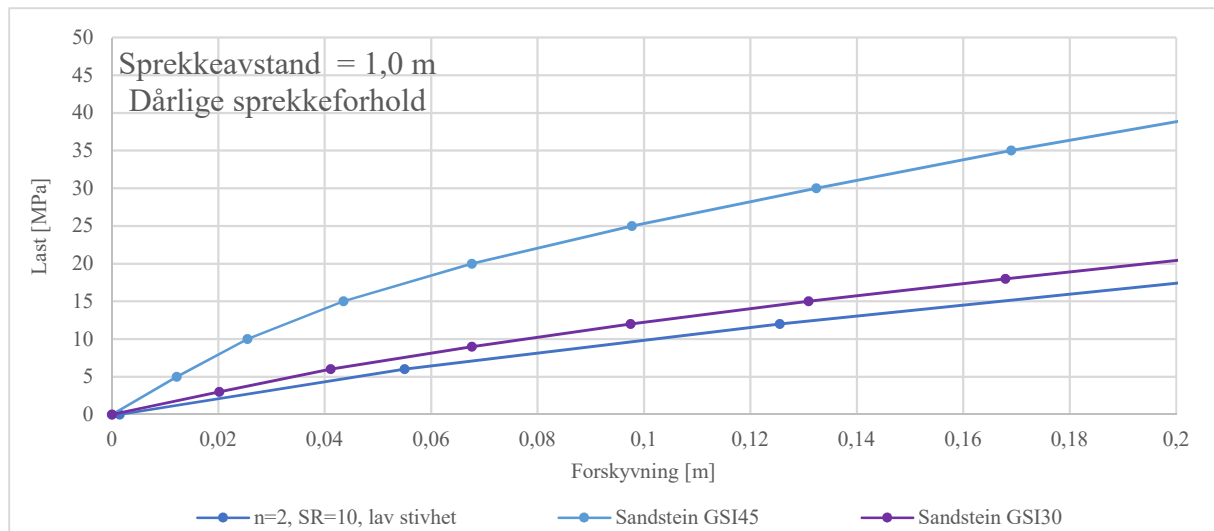
Figur 5.27: Sammenligning av kontinuum og diskontinuum med samsvarende sprekkeavstand lik 1,5 m. Merk at GSI=30 ikke tilsvarer sprekkeavstand 1,5 m eller gode sprekkeforhold, men kurven inkluderes fordi den samsvarer med diskontinuum.



Figur 5.28: Sammenligning av kontinuum og diskontinuum med samsvarende sprekkeavstand lik 1,0 m.



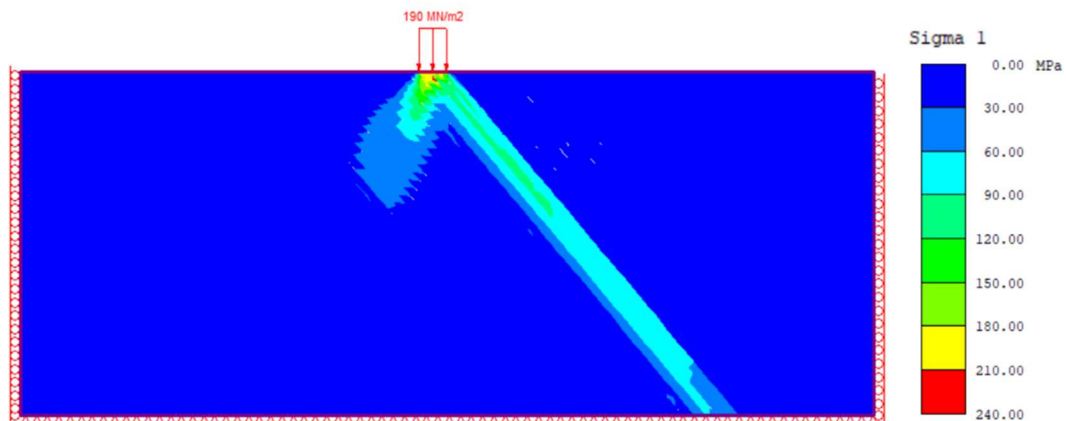
Figur 5.29: Sammenligning av kontinuum og diskontinuum med samsvarende sprekkeavstand lik 0,5 m. Merk at GSI=30 ikke tilsvarer sprekkeavstand 0,5 m eller gode sprekkeforhold, men kurven er inkludert fordi den viser godt samsvar med diskontinuum.



Figur 5.30: Sammenligning av kontinuum og diskontinuum med samsvarende sprekkeavstand lik 1,0 m. Merk at GSI=30 ikke tilsvarer sprekkeavstand 1,0 m, men kurven er inkludert fordi den viser godt samsvar med diskontinuum.

5.2.4 Kommentarer

Figur 5.24–5.26 viser enkelte forventede sammenhenger: økende SR gir økende forskyvning, og lav stivhet gir større forskyvning enn høy stivhet. At stivheten tilsynelatende har større betydning enn SR er noe oppsiktsvekkende. Samtidig er det ikke helt uforventet at sprekkeforhold har stor innflytelse på forskyvning. Det vises også sammenhenger som er mer betenkelige. For det første er det store forskjeller i forskyvningen ved økning i antall sprekkesett. Det mistenkelige med dette er at antall sprekkesett ser ut til å ha mye større betydning enn sprekkeavstanden. For eksempel kan det observeres en syvdobling av forskyvningen ved økning fra to til tre sprekkesett. Samtidig gir økning i SR endringer omkring en faktor på 2. For det andre vises en tilnærmet lineær oppførsel for mange av kurvene for ett og to sprekkesett. Dette gjelder til tross for at belastningen langt overskrider bergartsmaterialets styrke. En mulig forklaring på dette kan være at det dannes «pilarer» avgrenset av sprekkesett



Figur 5.31: Konturplott av diskontinuum-modell med ett sprekkesett som viser fordeling av største hovedspenning ($\text{Sigma } 1$). Spenningen konsentreres slik at bergmassen belastes i en pilarformasjon som når bunnen av modellen.

1 som ved store belastninger trykkes sammen mot modellbunnen (se figur 5.31). Grunnen til at dette ikke observeres for tre sprekkesett kan være større evne til å fordele spenningene langs flere sprekkoplan.

Sammenligningen med kontinuum-modellene viser først og fremst svært dårlig samsvar. Den gir også flere grunner til å sette spørsmålstegn ved resultatene fra diskontinuum-analysen. Den grunnleggende hypotesen er at større oppsprekkingsgrad gir større forskyvninger. Dette innebærer at de fleste diskontinuum-modellene burde vise mindre forskyvning enn kontinuum-modellene. Sammenligningen indikerer likevel det motsatte.

Antakelsene som ble gjort forut for sammenligningen (se s. 65), bidrar til å redusere forskjellene mellom analysene. Dette kan begrunnes med følgende observasjoner: (1) lavere SR gir mindre forskyvninger; (2) to sprekkesett gir mindre forskyvninger enn tre sprekkesett. Følgelig vil antakelsen om å bruke $SR \geq 10, n \geq 2$ i stedet for $SR \geq 30, n \geq 3$ som kriterium for sammenligning medføre *mindre* forskjeller. I seg selv er det tvilsomt om $SR = 10, n = 2$ kan forsvares som et kontinuum (ca. 5 blokker per fundamentbredde). Dette styrker påstanden om at diskontinuum-resultatene virker urimelige.

Figur 5.27, 5.29 og 5.30 viser at kurvene sammenfaller bedre med kontinuum-modeller med lav GSI . Det vil si både lavere stivhet og mye mindre sprekkavstander. Fordi sammenligningen inkluderer både relativ (SR) og absolutt (GSI) sprekkavstand, kan noe av mangelen på samsvar skyldes valg av fundamentbredde. Tas sammenligningen med modellen «sandstein $GSI30$ » i figur 5.30 som eksempel, burde sprekkavstanden i diskontinuum-modellen være mellom 1–20 cm (ref. GSI -diagram). For $SR = 10$ tilsvarer dette fundamentbredder fra 5–100 cm. Dette representerer på ingen måte vanlige fundamenteringssituasjoner og gir fortsatt grunn til skepsis. For det første må en begrense resultatene til kun å være gyldige for fundamentbredder mindre enn 1 m. For det andre vil resultatene bare kunne brukes i tilfeller med dårlige sprekkeforhold. I praksis vil laster som er forsvarlig å sette på slike fundament være langt mindre de som er undersøkt her. Dermed vil resultatene uansett ikke ha noen nytteverdi.

Det rettes til slutt en kommentar mot betydningen av sprekkeforhold. Som nevnt, synes sprekkeforholdene å ha større betydning enn sprekkavstanden. I følge GSI -diagrammet, vil GSI endres like mye ved å gå fra 1 m³ til 1 cm³ blokkvolum, som å gå fra gode til dårlige sprekkeforhold. Dette understreker viktigheten av valg av sprekkeparameterverdier i en slik analyse. Det er størst usikkerhet knyttet til stivhetsparameterne K_n og K_s . I likhet med skjærstivheten, vil trolig normalstivheten også avhenge av spenningsnivået. Dette er derimot

ikke tatt hensyn til i formelen (ref. formel [3.13]). Noe av grunnen til at analysen viser så store forskyvninger, kan derfor være *for* lave stivhetsverdier.

Sett under ett, gir sammenligningen – og diskontinuum-resultatene i seg selv – liten grunn til å tro at resultatene er pålitelige. Analysen er dermed heller ikke egnet til å indikere hvordan *SR* og antall sprekkesett er relatert til homogenitet og isotropi.

6 Gjennomgang av metode på prosjekt

Det er utført en vurdering av tillatt såletrykk for et av fundamentene under Hardangerbrua. Formålet med dette er å belyse styrker og svakheter ved retningslinjene foreslått i kapittel 4. Sammenligning med vurderinger gjort under prosjektering har til hensikt å gi en indikasjon på retningslinjenes anvendbarhet og nytteverdi. Vurderingen er gjort på bakgrunn av egne feltkartleggingsdata, supplert med data fra en rapport av NGI (Kveldsvik et al., 1995). Det utførte feltarbeidet omfatter kartlegging av sprekkeavstand og -orientering, skjærstyrkeparametere og bergmasseklassifisering i henhold til *GSI*-systemet. I det følgende gis først en kort innføring i Hardangerbrua-prosjektet og tidligere utførte geologiske vurderinger. Deretter presenteres feltkartleggingen gjort i forbindelse med denne oppgaven, og det gjøres en vurdering av kartleggingsresultatenes representerbarhet. Avslutningsvis anvendes metoden foreslått i kapittel 4 med data fra kartleggingen. Ulike aspekter ved vurderingen og resulterende tillatt såletrykk kommenteres til slutt.

6.1 Bakgrunn

Hardangerbrua er i dag Norges lengste hengebru. Med en total lengde på 1380 m fører den rv. 13 over Hardangerfjorden mellom Bu i sør og Vallavik i nord. Brua er spent mellom to 200 m høye brutårn og forankret i fjellhaller på begge sider av fjorden. Byggingen av brua startet våren 2009 og anlegget var klart til åpning sommeren 2013. Totalt ble det brukt 22 400 m³ betong, hvorav 3 600 m³ ble brukt i de fire tårnfundamentene. Byggingen av tårnene utgjorde dermed den tredje største kostnaden (etter kabler og stålkasser). (Statens vegvesen, 2020a,b,c)

I forbindelse med planlegging av brua, ble det utarbeidet en ingeniørgeologisk rapport av NGI på oppdrag fra Statens vegvesen. Rapporten (Kveldsvik et al., 1995) omfatter kartleggingsdata fra feltundersøkelser og bor-



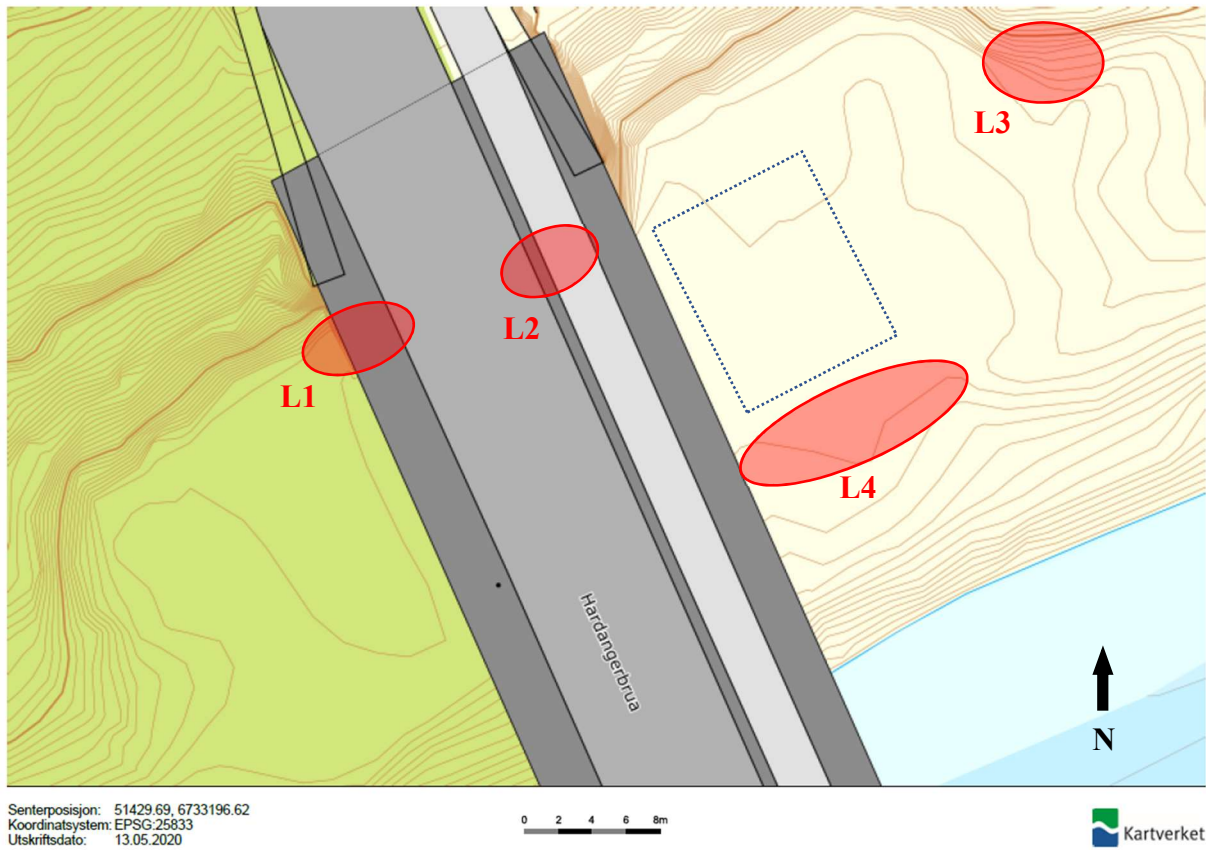
Figur 6.1: Hardangerbrua sett fra Tjoflotvegen i Vallavik.

kjerneanalyser fra laboratorium. Den inneholder også beregninger for fundamenteringen av tårnene og forankringen av bærekablene, samt skredfarevurderinger. Kartleggingen og analysene viste at berggrunnen på begge sider av fjorden består av gneiser og til dels granitter. På Vallavik-siden ble det presisert bergartstyper som biotitt-hornblende-gneis, granodiorittisk gneis, granittisk gneis og lys granitt. Sprekker registrert i dagen viste at det i hovedsak opptrer tre sprekkesett. To sett med strøk i spiss vinkel til bruaksen og ett sett orientert tilnærmet vinkelrett på bruaksen. Alle sett viste steilt fall. Det ble også registrert foliasjonsparallelle sprekker med slakt fall. De fleste sprekkene var bølgete og ru.

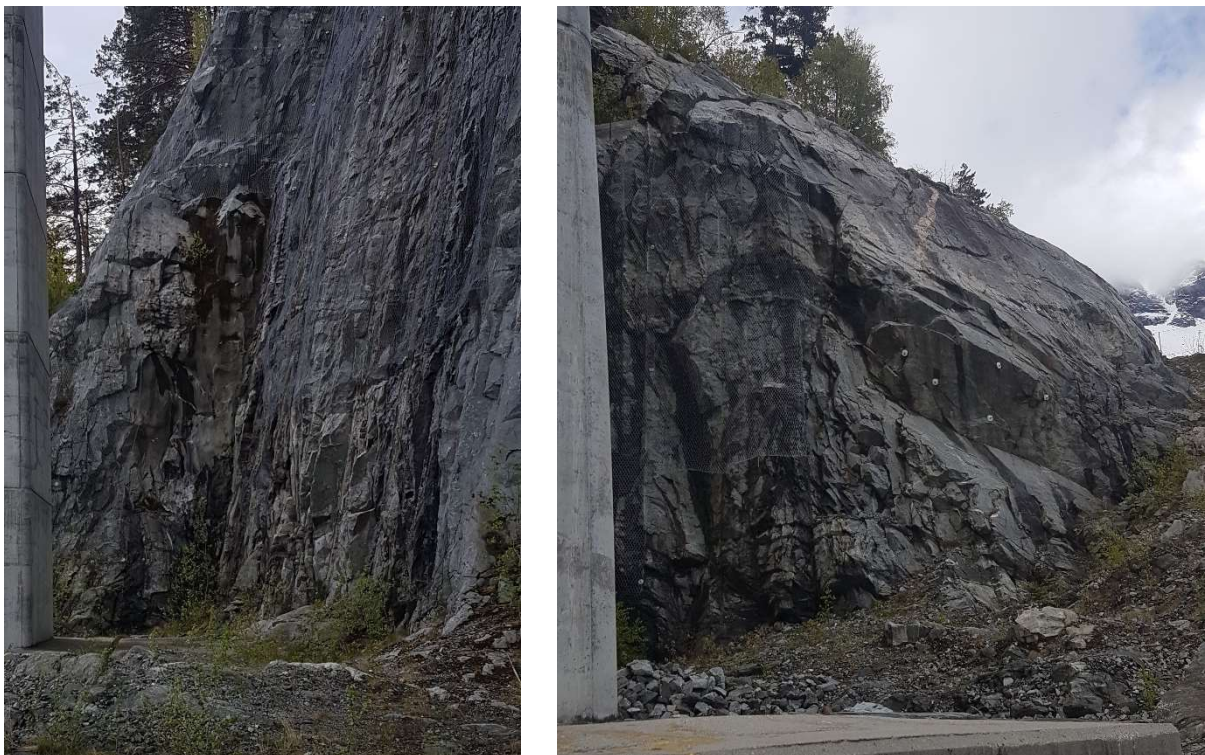
I vurderingen av bæreevne for tårnfundamentene bemerkes at skjærstyrken og stabiliteten langs eksisterende sprekker er avgjørende. Dette er på grunn av svært steile skråninger under vann på utsiden av fundamentområdet. Det ble ansett usannsynlig at brudd i intakt berg var aktuelt. Videre analyse av bæreevnen ble derfor behandlet som et stabilitetsproblem, og det ble ikke gitt grenser for tillatt såletrykk i denne rapporten.

6.2 Feltarbeid

Den 14. mai 2020 ble det gjennomført en ingeniørgeologisk kartlegging av området rundt Hardangerbruas nordlige tårnfundamenter (på Vallavik-siden). Fundamentområdet er begrenset av en høy skjæring i nord (ca. 40 m) vinkelrett på bruaksen, en noe lavere skjæring parallelt bruaksen i vest, en naturlig skråning i øst og en bratt skrent ut mot fjorden i sør. På den sprengte sålen er det støpt to fundamenter (ca. 10 x 12 m) med ca. 15 m mellomrom. Brutårnets østre fundament har vært i fokus under arbeidet. Det har ikke lyktes å finne tegninger og kart med fundamentenes presise plassering. En skisse basert på feltkartleggingen er vist i figur 6.2. Her er lokalitetene for utførte sprekkemålinger også indikert. Masser av både storstein og grus er etter etablering av fundamentene lagt over den sprengte sålen. Dermed var store deler av sålen ikke lenger observerbar. Kartleggingen er derfor begrenset til to utvalgte lokaliteter der blottet såle tilstøter sprengt skjæring (L1 og L2), en lokalitet der skjæring krysser naturlig skråning (L3) og en naturlig blottet knaus (L4). Bilder av lokalitetene er vist i figur 6.3–6.4.



Figur 6.2: Oversiktskart med fundamentets omtrentlige plassering (stiplet linje) og lokaliteter L1–L4 for utførte sprekkemålinger. Kartet er generert fra norgeskart.no.



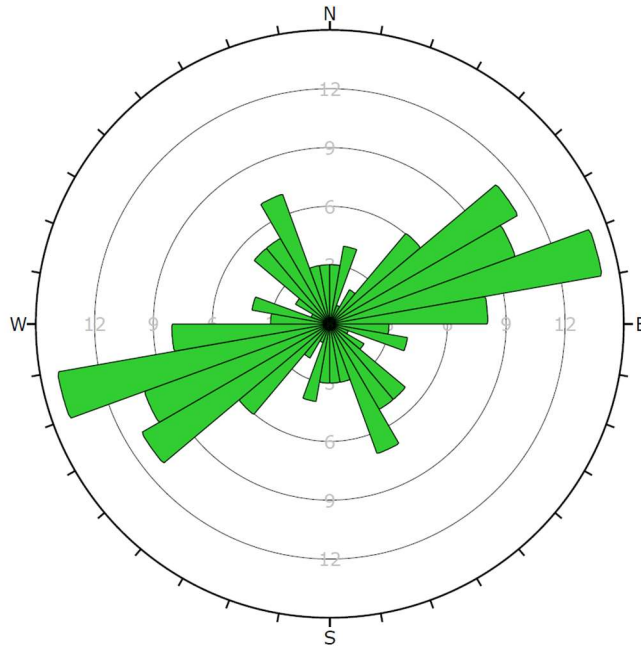
Figur 6.3: Bilder av lokalitetene. Til venstre: Lokalitet L1 og L2. Til høyre: Lokalitet L3.



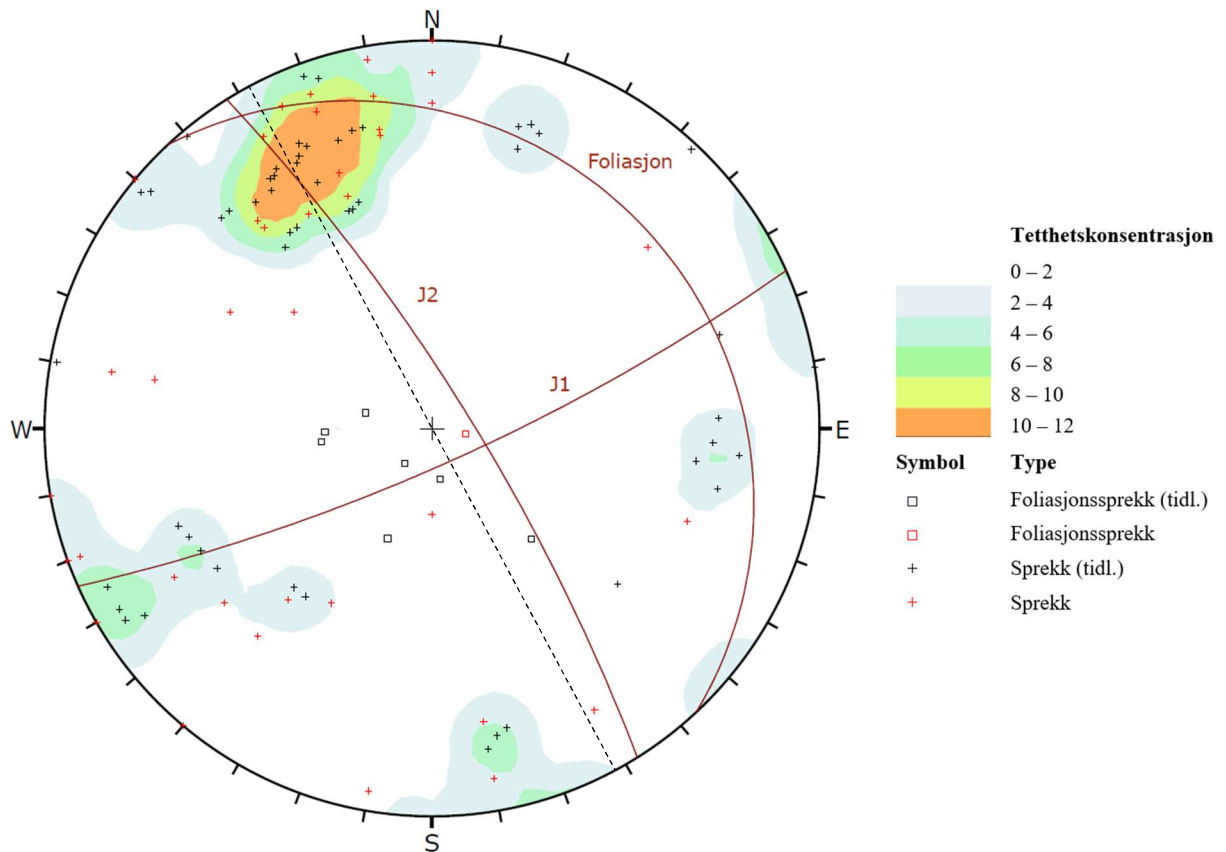
Figur 6.4: Bilder av lokalitet L4. Til venstre: Blotning sett mot øst. Til høyre: Blotning sett mot vest.

6.2.1 Sprekkeorientering

Orienteringen til sprekkeene kartlegges for å gi et statistisk estimat på antall sprekkesett. Sprekkenes fall er også avgjørende for den sanne sprekkeavstanden (se diskusjon i kapittel 4.3). Det er utført målinger av til sammen 41 sprekker, hvorav 9 er målt ved L1, 10 ved L2, 12 ved L3 og 10 ved L4. På grunn av samsvarende orienteringer, er målingene presentert i samme sprekkerose (se figur 6.5). For å øke det statistiske grunnlaget, er det supplert med sprekkeregistreringer fra NGIs rapport (Kveldsvik et al., 1995). Polene til disse registreringene er vist i svart på figur 6.6. Røde poler representerer data fra kartlegging utført 14. mai 2020. Det fremkommer to tydelige sprekkesett, J1 og J2, samt ett sett med foliasjonsparallelle sprekker. Både J1 og J2 viser steilt fall (70° – 90°) med noe alternerende retning. Fallet på foliasjonssprekkene er slakere (10° – 30°) og i en nordøstlig retning.



Figur 6.5: Sprekkerose med alle registrerte sprekeorientering fra tidligere utført kartlegging og kartlegging utført av undertegnede for området ved Hardangerbruas nordlige fundamenter. Antall målinger = 101.



Figur 6.6: Stereoplott (equal area) med alle registrerte sprekeorientering fra tidligere utført kartlegging (svarte symboler) og kartlegging utført av undertegnede (røde symboler) for området ved Hardangerbruas nordlige fundamenter. Plottet viser poler for sprekeplan, konturplott og estimert orientering av sprekesettene J1, J2 og foliasjonen. Stiplet linje viser omtrentlig orientering av bruksen.

6.2.2 Sprekkeavstand

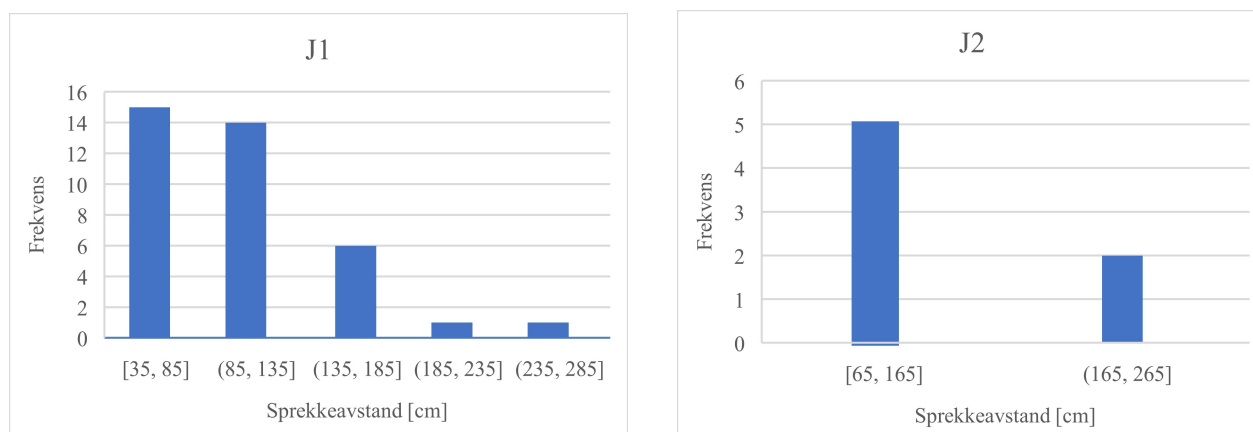
Sprekkeavstander er nødvendig å måle for å bestemme *SR*-verdien. Avstandene er målt vinkelrett til nærmeste sprekkeflate med tilnærmet samme orientering. Til sammen 44 sprekkeavstander er målt, hvorav 14 ved L1, 9 ved L2, 7 ved L3 og 14 ved L4. Avstandene er målt i horisontalplanet. På grunn av sprekkesettens steile fall, er det derfor antatt at den målte sprekkeavstanden tilsvarer den sanne sprekkeavstanden. Generelt stor sprekkeavstand og begrenset størrelse på områder av utildekket bergmasse i sålen, gjorde avstandsmåling av J2 og foliasjonssprekker underrepresentert. Av tabell 6.1 er det tydelig at sprekkeavstandene i J1 er ca. 1 m langs alle sidene av fundamentet. Tabell 6.2 viser at sprekkeavstanden i J2 er ca. 1,2 m, men målinger er bare gjort ved lokalitet L1 og L2. Det antas at avstandene ved L3 og L4 (fjordsiden) er lenger enn 2 m da stedvis overdekkende masser gjorde det vanskelig å måle mellom parallelle sprekker. Det ble ikke gjort målinger mellom foliasjonssprekker siden kun én sprekkeflate ble identifisert som dette i felt. Figur 6.7 viser fordelingen av sprekkeavstandsmålingene sortert etter sprekkesett J1 og J2.

Tabell 6.1: Gjennomsnittlig sprekkeavstand for sprekkesett J1 sortert etter lokalitet for målingene.

J1	L1	L2	L3	L4
Gjennomsnittlig sprekkeavstand [m]	0,94	0,89	1,06	0,98

Tabell 6.2: Gjennomsnittlig sprekkeavstand for sprekkesett J2 basert på målinger fra lokalitet L1 og L2.

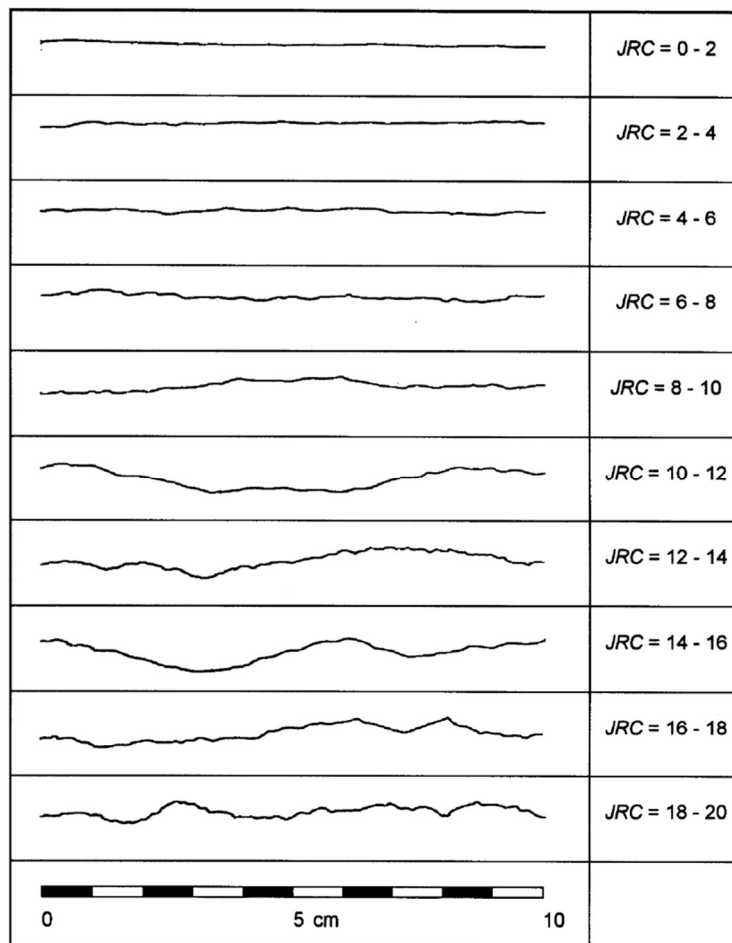
J2	L1 og L2
Gjennomsnittlig sprekkeavstand [m]	1,16



Figur 6.7: Fordeling av sprekkeavstander (i cm) målt i de ulike sprekkesettene J1 og J2. Målingene for J2 representerer kun lokalitet L1 og L2.

6.2.3 Sprekkeruhetstall, *JRC*

JRC er en viktig parameter med tanke på bestemmelse av sprekkenes skjærstyrke og stivheter. Det er derfor nødvendig å ha representative *JRC*-verdier dersom bergmassen skulle kategoriseres som diskontinuum (i henhold til foreslåtte retningslinjer). Det finnes ulike måter å estimere denne indeksen. Denne gangen er målingene gjort med en profilmåler som presses inntil valgte sprekkeflater. Det 10 cm lange ruhetsprofilen er deretter sammenlignet med profiler presentert av Barton og Choubey (1977) etter beste skjønn. Profilene representative for ulike *JRC*-verdier er vist i figur 6.8. Ruheten er målt i fire retninger langs sprekkeflaten: i strøkretning, i fallretning og 45° til høyre og venstre for fallretning. Målingene er gjort på to sprekkeflater tilhørende J1 og J2 ved hver lokalitet L1–L4. Ved L4 er det også foretatt en ruhetsmåling på foliasjonssprekkeplanet. Tabell 6.3 viser hvordan sprekkeruheten varierer med sprekkesett og lokalitet. *JRC*-verdiene er gitt som gjennomsnittet av de fire retningsmålingene, da ingen av retningene viste seg som betydelig avvikende fra de andre. En oversikt over samtlige målinger sortert etter sprekkesett er gitt i figur 6.9.

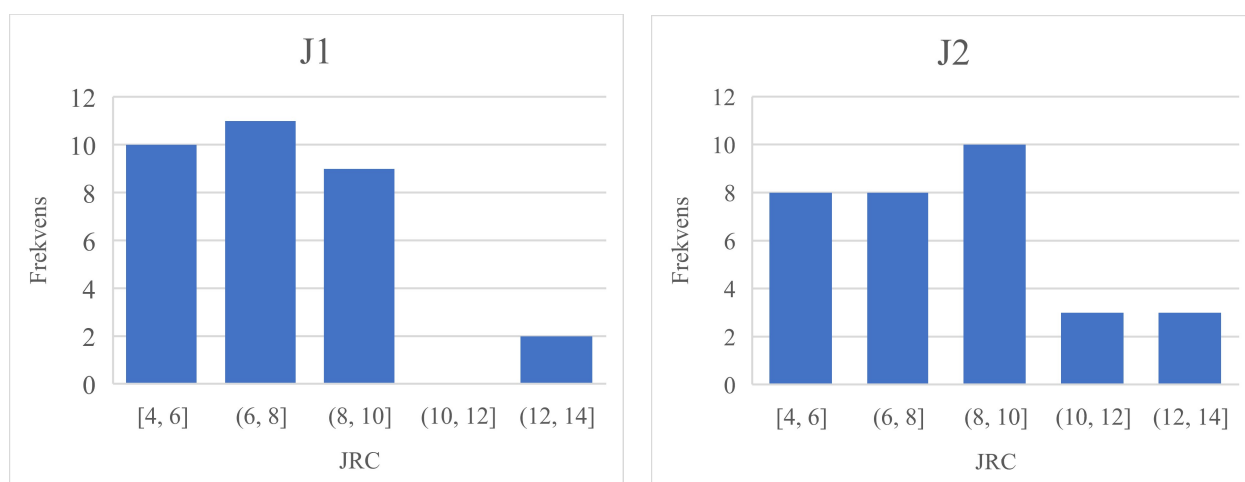


Figur 6.8: Ruhetsprofiler og korresponderende *JRC*-verdier. Basert på Barton og Choubey (1977); hentet fra Hoek (2006).

6 Gjennomgang av metode på prosjekt

Tabell 6.3: Gjennomsnittlig JRC-verdi for de ulike sprekkesettene J1 og J2, samt foliasjonssprekkesettet, varierende med lokalitet L1–L4. Gjennomsnittsverdiene er beregnet fra målinger i fire ulike retninger. To sprekkeflater er målt ved hver lokalitet. De to nederste radene indikerer gjennomsnitt og variasjonsbredde for området sett under ett. Alle verdier er avrundet til nærmeste heltall.

Lokalitet	Sprekkesett				
	J1		J2		Foliasjonssprekk
L1	8	6	11	9	
L2	7	6	8	5	
L3	5	8	6	6	
L4	11	7	8	10	7
Gjennomsnitt	7		8		7
Variasjonsbredde	8		8		4



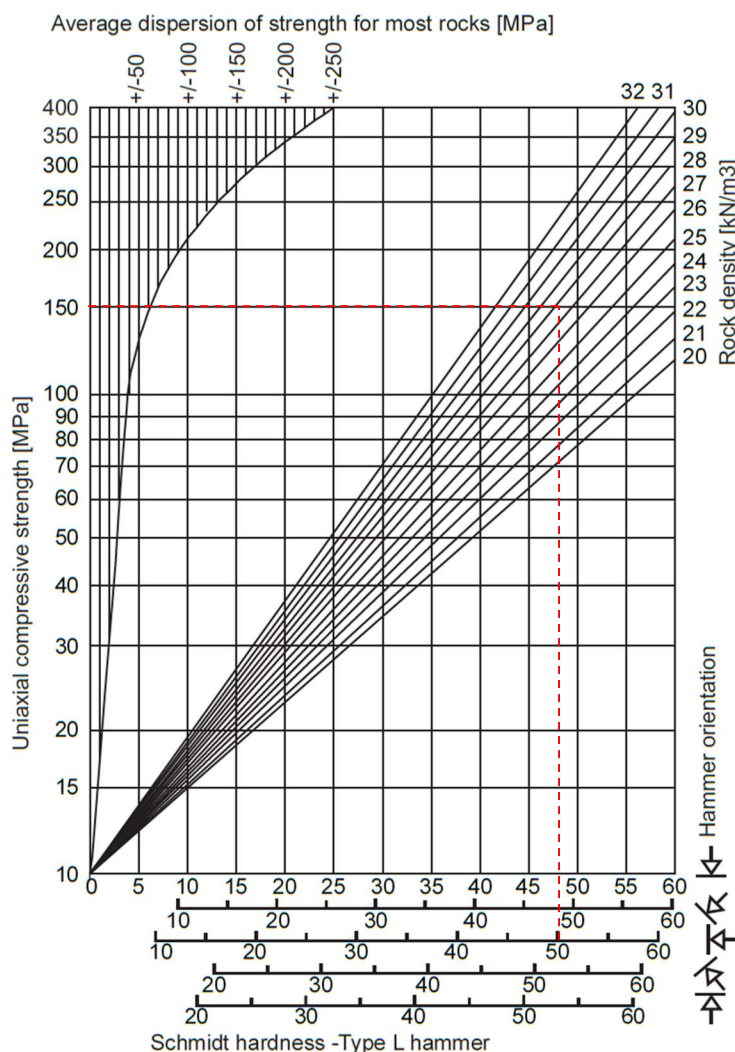
Figur 6.9: Fordeling av JRC-verdier for de ulike sprekkesettene J1 og J2.

6.2.4 Sprekkenes styrke, JCS

I likhet med ruhetstallet er sprekkens styrke JCS en nødvendig parameter ved kategorisering av bergmassen som diskontinuum. En Schmidt-hammer er benyttet til estimering av JCS -verdier. Ifølge Barton og Choubey (1977), kan diagrammet i figur 6.10 brukes til å fastsette JCS basert på Schmidt-tallet r og bergartens tyngdetetthet γ . Schmidt-tallet er bestemt etter anbefalinger fra Barton og Choubey (1977) og Aydin (2009). Alle målingene er antatt å representere fuktige, forvitrede sprekkeflater og er derfor betegnet med r (liten bokstav). Likevel må det bemerkes at de målte sprekkeflatene i hovedsak hverken var synlig våte eller bar preg av forvitring. Til tross for dette, er det ikke gjort noe forsøk på å bestemme R -verdier (intakt, uforvitret berg). Det ble utført 20 målinger pr. sprekkeflate (i henhold til Aydin, 2009).

Målingene ble gjort på en sprekkeflate representerbar for hvert sprekkesett ved alle lokaliteter. Totalt ble det målt 200 Schmidt-tall. Hver måling ble gjort vinkelrett på sprekkeflaten og kategorisert etter følgende hammerorienteringer: vertikal nedover, 45° nedover, horisontal, 45° oppover og vertikal oppover (se figur 6.10).

For behandling av Schmidt-tallene i etterkant, er alle målingene omregnet til horisontal hammerorientering (etter metode fra Basu og Aydin, 2004). Det er beregnet et gjennomsnitt av registreringene på hvert sprekkesett for hver lokalitet. Det er videre beregnet et gjennomsnitt for hvert sprekkesett som gjelder for hele fundamentområdet (se tabell 6.4). Figur 6.11 viser fordelingen av samtlige Schmidt-tall sortert etter sprekkesett. I diagrammet i figur 6.10 er det tegnet inn linjer for endelig bestemmelse av JCS . Tyngdetettheten $\gamma = 28 \text{ kN/m}^3$ er antatt ut ifra kjerneprøvedata fra NGIs rapport (Kveldsvik et al., 1995). JCS -verdien antas å være representativ for alle sprekkesett.

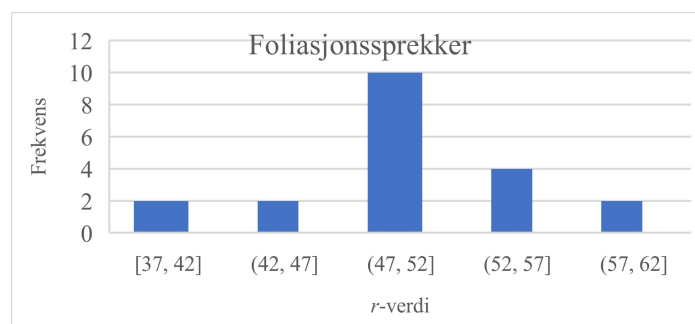
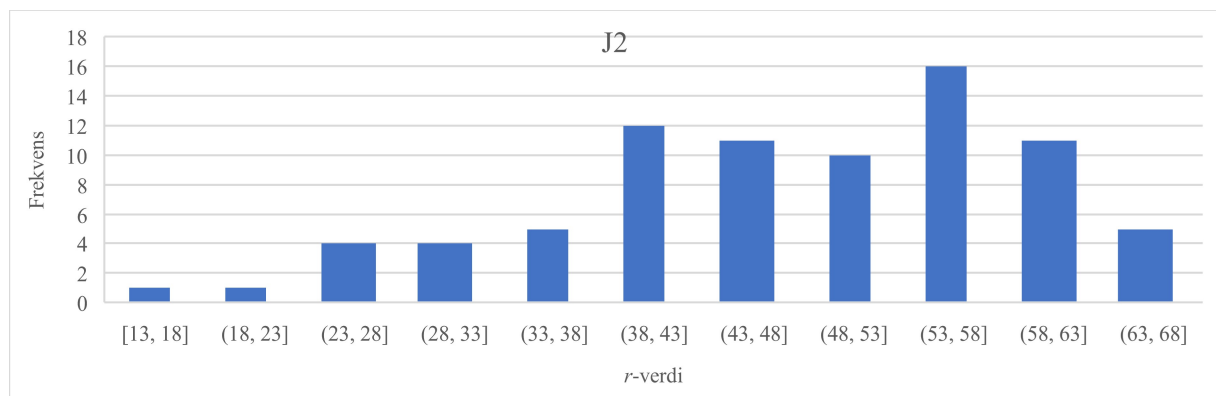
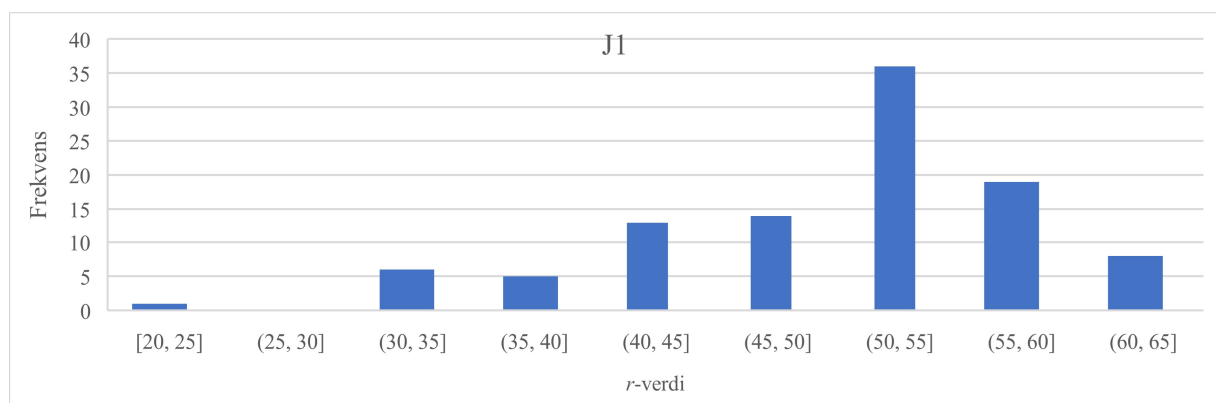


Figur 6.10: Diagram for korrelasjonen mellom Schmidt-tall, tyngdetetthet og enaksial trykkstyrke for sprekkeflater. Basert på Barton og Choubey (1977); hentet fra Hoek (2006). Rød linje viser estimert JCS-verdi.

6 Gjennomgang av metode på prosjekt

Tabell 6.4: Gjennomsnittlig Schmidt-tall (τ -verdi) for sprekkeflatene tilhørende sprekkesett J1 og J2, samt foliasjonssprekkesettet, varierende fra lokalitet L1–L4. De to nederste radene indikerer gjennomsnitt og variasjonsbredde for området sett under ett.

Lokalitet	Sprekkesett		
	J1	J2	Foliasjonssprekk
L1	49	55	
L2	52	57	
L3	58	38	
L4	45	43	50
Gjennomsnitt	51	48	50
Variasjonsbredde	44	53	21



Figur 6.11: Fordeling av Schmidt-tall (τ -verdi) for de ulike sprekkesettene J1 og J2, samt den målte foliasjonssprekken. Korrigert til horisontal hammerorientering.

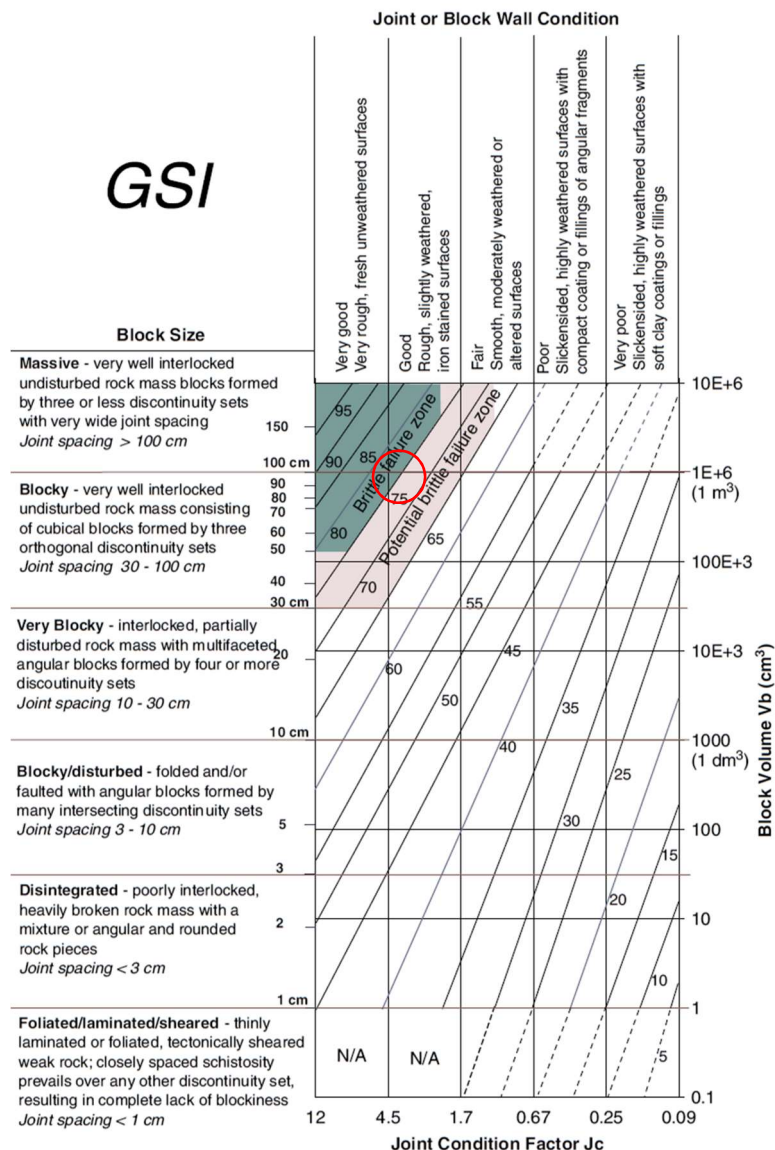
6.2.5 Bergmasseklassifisering

På grunn av metodens direkte bruk av *GSI*-verdier, er det valgt å gjøre klassifisering av bergmassen kun med *GSI*-systemet. Verdiene er bestemt ved visuell inspeksjon av sprekkeflatenes beskaffenhet og etter føringer for blokkstørrelse foreslått av Cai et al. (2004). Vurderinger er gjort ved hver lokalitet, men lite variasjon i observasjonene har medført at *GSI*-verdien antas å representere hele fundamentområdet. Den samlede vurderingen er anvist av sirkelen i figur 6.13. En kort beskrivelse av observerte forhold gis i det følgende:

Ved L1 og L2 observeres plane og ru sprekkeflater med en svært kornete tekstur. Det er lite tegn til forvitring, og sprekkeflatenes syns å være helt lukkede. Blokkstørrelsen antas å være ca. 1 m³, men enkelte korte stikk med tilfeldig orientering danner mindre blokker. Ved L3 er sprekkeflatene hakkete og mangler den kornete teksturen. På enkelte sprekker forekommer noe fast mineralbelegg (< 1 mm). Blokkstørrelsen her er vanskelig å bedømme fordi bergmassen synes svært massiv i snittet vinkelrett på bruaksen, men er tydelig mer oppsprukket i snittet parallelt bruaksen. Ved L4 observeres bølgete og ru sprekkeflater, samt blokkstørrelser varierende fra ca. 1/3 til 1 m³. Også her er sprekkeflatenes lite omvandlet, men stedvis er det spor av overflateoksidasjon.



Figur 6.12: Til venstre: Sprekkeavstand observert ved L4. Tommestokk er 1 m. Blokken er sprengt i front (se borpiper). Til høyre: Plan sprekkeflate ved L2. Her vises også bergartens grovkornete tekstur.



Figur 6.13: Bestemmelse av GSI-verdi for fundamentområdet i sin helhet. Resulterende GSI-intervall er indikert med rød sirkel. Diagrammet er hentet fra Cai et al. (2007).

6.2.6 Kommentarer

Sprekkeorienteringene registrert under kartleggingen sammenfaller relativt godt med målingene fra den tidligere undersøkelsen. Tidligere undersøkelser (Kveldsvik et al., 1995) vurderer antall sprekkesett til fire, inkludert foliasjonsparallelle sprekker. Det anses likevel holdbart å konkludere med tre sprekkesett, siden to av settene tilsynelatende har strøk innenfor 30° fra hverandre.

Sprekkeavstanden i sprekkesett J1 antas å være et nokså representativt estimat med tanke på antall målinger. Settets strøkretning gjør at sprekkavstanden trolig kan antas lik langs alle sider av fundamentet. Sprekkesett J2 har et mer begrenset statistisk grunnlag. Anslaget på sprekkavstanden i J2 ved lokalitet L3 og L4 er basert på størrelsen på blotningene i disse

områdene. Minste blotning var omtrent tre meter bred. Sprekkeavstand lik 2,0 m er derfor å betrakte som et moderat konservativt estimat. Strøkretningen gjør at sprekkeavstanden ved L1, L2 og L3 trolig vil være representativ for forholdene til side for fundamentets vestre og østre langside. Følgelig antas sprekkeavstandene ved L4 å være gjeldende for forholdene under selve fundamentet. Siden det ikke er målt noen avstander i det foliasjonsparallele sprekkesettet i felt, er det sett til NGIs rapport (Kveldsvik et al., 1995). Kjerneloggingen viste at foliasjonssprekkene, samt J1, var dominerende og opptrådte med en frekvens på 1–5 sprekker per meter. Et estimat for avstanden mellom foliasjonssprekkene på ca. 0,5 m vurderes derfor som en rimelig gjennomsnittsverdi.

Det vises noe variasjon i *JRC*-verdiene både innenfor samme sprekkesett og mellom de fire lokalitetene. Gjennomsnittsverdiene vurderes likevel å være innenfor rimelige usikkerhetsmarginer. Verdiene sammenfaller med Barton og Choubey (1977) tilbakeregnete *JRC*-verdier for sprekker i granitter og gneiser som er ru og plane/bølgete. Dette er også den generelle oppfatningen av sprekkenes ruhet basert på observasjon.

JCS-verdien tyder på sterke og relativt uforvitrede sprekker. Det ble observert lite eller ingen sprekke materialer på sprekkenes der Schmidt-tallene ble målt. Utover dette var sprekkenes også tørre ved måling. Det antas derfor at *r*-verdiene ligger i nærheten av bergets intakte og uforvitrede *R*-verdi. Følgelig kan *JCS*-verdien også gi indikasjoner på et konservativt estimat for bergartens intakte enaksiale trykkstyrke. *r/R*-forholdet kan også brukes til å anslå en residual friksjonsvinkel φ_r på sprekkenes. Når $r \approx R$, vil φ_r nærme seg basis friksjonsvinkel φ_b (formel [3.16]) som kan bestemmes ved en tilttest. Slike tester er ikke utført i dette feltarbeidet, men NGIs rapport (Kveldsvik et al., 1995) oppgir φ_b -verdier fra 22,7°–31,7° med et gjennomsnitt på 29,5°. φ_r antas noe lavere og anslås derfor til ca. 28°.

Det kan observeres en venstreskjev fordeling av *JCS*-verdiene. Barton og Choubey (1977) forklarer at dette forårsakes av målefeil, små svakheter og ujevnheter på sprekkenes. Faktorene gjør det mer sannsynlig med unaturlig lave verdier, mens det er få faktorer som øker sannsynligheter for unaturlig høye verdier. De anbefaler derfor at de 50 % laveste målingene for hver sprekkeflate forkastes. Dette er imidlertid motstridende med anbefalingene fra Aydin (2009) som mener at alle målingene skal inkluderes. Argumentet er at de lave verdiene bidrar til en bedre representasjon av sprekkenes naturlige variasjon i styrke. I dette tilfellet er det valgt å beholde alle verdiene. Bakgrunnen for dette er at fjerningen av de 50 % laveste verdiene førte til høyreskjev fordeling, og følgelig en mulig overvurdering av *JCS*-verdien.

På spørsmålet om ulike JCS -verdier burde tilknyttes hvert sprekkesett eller lokalitet, er det gjort en vurdering av datagrunnlaget. Det er kun utført målinger på én sprekkeflate i hvert sprekkesett ved hver lokalitet. Dette gir ikke tilstrekkelig statistisk grunnlag til å gjøre vurderinger uten betydelige usikkerheter. På grunn av den store variasjonen i r -verdier og feilmarginen som må medregnes fra γ -verdien, er usikkerheten knyttet til bestemmelse av JCS uansett stor. Det er derfor lite hensiktsmessig å sette ulike JCS -verdier basert på sprekkesett eller lokalitet når forskjellene ikke ville utgjort mer enn 20–30 MPa.

Skalaeffekter forventes å være knyttet til parameterne JRC og JCS (se kapittel 3.4). Målingene av Schmidt-tall ble gjort på sprekkeflater av varierende størrelse større enn labskala (100 mm). Det finnes samtidig en naturlig variasjon i blokkstørrelsen som JCS -verdien skal representere. Det vurderes derfor slik at en nedskalering av JCS ikke er nødvendig. JRC -verdien ble målt på 100 mm-skala. I henhold til formel [3.17] vil $JRC_0 = 7$ reduseres til $JRC_n \approx 5$ for sprekkeflater med lengde ca. 0,5–1,5 m. Siden verdien er innenfor variasjonsområdet til JRC observert i felt, er usikkerhetene likevel så store at denne reduksjonen har liten hensikt.

Kartlagt GSI -verdi stemmer godt overens med ruheten registrert med profilmåler i forbindelse med bestemmelse av JRC . Dette bekrefter rimeligheten av estimatet for både GSI og JRC . Observerbar blokkstørrelse synes å være avhengig av blotningens retning. Det overordnede inntrykket er likevel en grovblokkig bergmasse. En mellomting mellom en massivt og blokkig berg antas derfor å beskrive denne bergmassen best.

6.3 Vurdering av tillatt såletrykk

Herunder vil retningslinjene i den foreslåtte metoden gjennomgås ved bruk av innsamlet data og informasjon fra Statens vegvesen (2011). Informasjon angående dimensjoner, laster og momenter er hentet fra kapittelet om fundamentstabilitet (kapittel 4.11.21) i denne rapporten.

Den foreslåtte fremgangsmåten for vurdering av tillatt såletrykk beskrevet i kapittel 4 er som følger:

1. Identifiser laster fra konstruksjonen
2. Avklar fundamentets størrelse
3. Vurder eksentrisitet og effektiv bredde
4. Bestem SR og antall sprekkesett
5. Bestem såletrykk ved grense for forskyvning
6. Bestem tillatt såletrykk ved hjelp av partialfaktor

Hvert punkt vil behandles enkeltvis i det følgende:

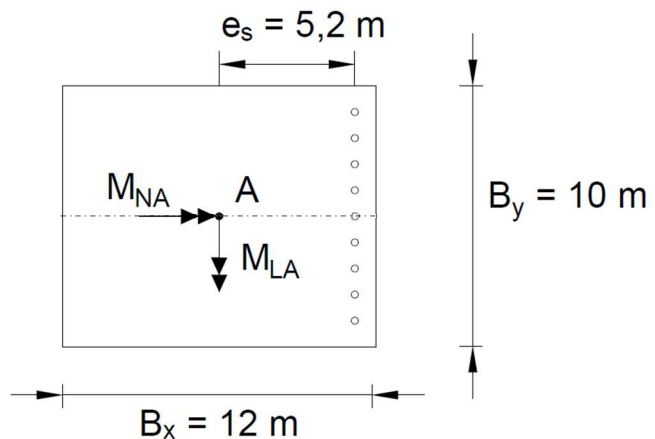
1. I rapporten (Statens vegvesen, 2011) fremgår flere laster og momenter som svarer til ulike kombinasjoner av krefter, lastfaktorsett og byggefaser. Lastene som vil brukes i denne beregningen er hentet fra situasjonen som gjelder bygging av tårnets spiss (siste byggefase) med $\gamma_G = 1,0$ (lastfaktor egenvekt) og $\gamma_V = 1,6$ (lastfaktor vind). Lastene gjelder fundamentet under tårnbeinet på lo side, og er omregnet til et punkt A sentrisk plassert i fundamentets underkant. Kraftene fra 9 fjellstag på strekksiden er inkludert. Dette resulterer i følgende laster og momenter (tabell 6.5):

Tabell 6.5: Krefter på fundamentet på lo side utsatt for skrå vind i siste byggefase. Virkningen av fjellstag er inkludert. Hentet fra Statens vegvesen (2011).

	N_A	M_{LA}	M_{NA}
Krefter pr. tårnbein [kN], [kNm]	87 327	428 503	79 298

der N_A er normalkraften fra egenvekten av tårnbein og fundament, M_{LA} er momentet om punkt A i fundamentets lengdesnitt og M_{NA} er momentet om punkt A i fundamentets breddesnitt.

2. Figur 6.14 viser fundamentets dimensjoner og momentvirkningene sett ovenfra slik de er gitt i rapporten (Statens vegvesen, 2011). Plasseringen av fjellstag er også indikert.



Figur 6.14: Fundamentdimensjoner og momentretninger brukt i beregningen. e_s angir plasseringen av fjellstag. Stiplet linje indikerer retningen til bruaksen.

3. Eksentrisitet og effektiv bredde behandles ved hjelp av fremgangsmåte beskrevet i kapittel 4.4. Momentene presentert i tabell 6.5 danner utgangspunkt for beregningen, sammen med fundamentdimensjonene vist i figur 6.14. Eksentrisiteten i fundamentets lengderetning e_x og bredderetning e_y beregnes med formel [4.2] og gir følgende verdier:

$$e_x = \frac{M_{LA}}{N_A} = 4,91 \text{ m}$$

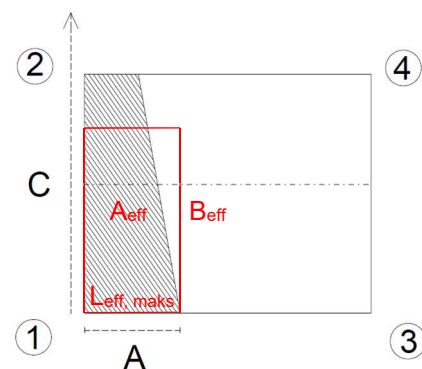
$$e_y = \frac{M_{NA}}{N_A} = 0,91 \text{ m}$$

Resultanten virker utenfor område 1 i figur 4.8. Dette medfører at effektivt areal er mindre enn fundamentets faktiske areal. Beregning av det effektive arealets dimensjoner gjøres ved å beregne spenningene ved fundamentets hjørner, for deretter å finne avstanden fra hjørne 1 til der spenningene er ca. null (se figur 6.15 og figur C.1). Første tilnærming til disse avstandene er vist i første rad i tabell 6.6. Resten av tabellen viser resultatene fra den iterative prosessen beskrevet i punkt (4)–(8) i kapittel 4.4. Prosessen er implementert i Excel. Beregningen resulterer i det skraverte arealet i figur 6.15. Størrelsen på arealet A_{eff} er 31,25 m². For beregning av effektiv bredde B_{eff} følges retningslinjene gitt i kapittel 4.4. Det effektive arealets lengste side i fundamentets lengderetning $L_{\text{eff, maks}}$ er 4,0 m. Formel [4.9] gir dermed at

$$B_{\text{eff}} = \frac{A_{\text{eff}}}{L_{\text{eff, maks}}} = 7,8 \text{ m}$$

Tabell 6.6: Resultat av iterasjonsprosessen for beregning av dimensjoner på effektivt areal. A og C svarer til lengdene indikert på figur 6.15.

	A	C
Første tilnærming	9,78 m	36,69 m
1. iterasjon	7,47 m	26,66 m
2. iterasjon	5,76 m	23,98 m
3. iterasjon	4,68 m	23,12 m
4. iterasjon	4,15 m	22,90 m
5. iterasjon	4,00 m	22,87 m

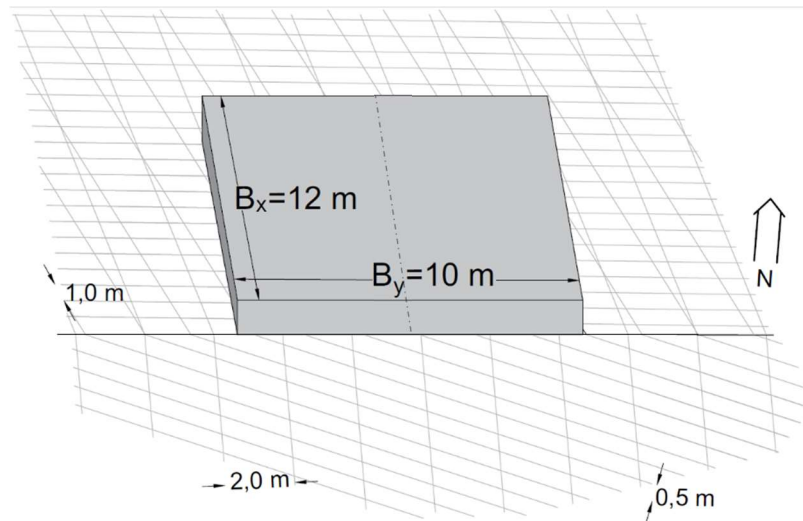


Figur 6.15: Beregnet effektivt areal er skravert. A og C er avstandene fra hjørnet med høyest spenning (1) til overgang fra trykk- til strekkspenning i retningene indikert. Avstanden C går utover størrelsen på figuren. Røde markeringer viser areal og lengde brukt til å beregne effektiv bredde B_{eff} . Stiplet linje indikerer retningen til bruaksen.

4. Bestemmelse av *SR* involverer data fra feltkartleggingen. Det ble funnet tre sprekkesett (inkludert foliasjonssprekkesettet). Videre ble det beskrevet i kapittel 4.3 at det bør tilstrebtes å bruke sann sprekkeavstand ved bestemmelse av *SR*. På bakgrunn av resultater og vurderinger gjort i kapittel 6.2, sammenstilles sprekkeavstandene som vist i tabell 6.7. Det er ansett som tilstrekkelig å bestemme én *SR*-verdi for fundamentet som helhet. Figur 6.16 viser en skisse av oppsprekkingen slik den antas under og rundt fundamentet.

Tabell 6.7: Oversikt over sprekkeavstander i sprekkesettene som er representative for fundamentet i sin helhet. Vurderinger angående sprekkeorientering og målingenes lokalitet i forhold til fundamentplassering ligger til grunn.

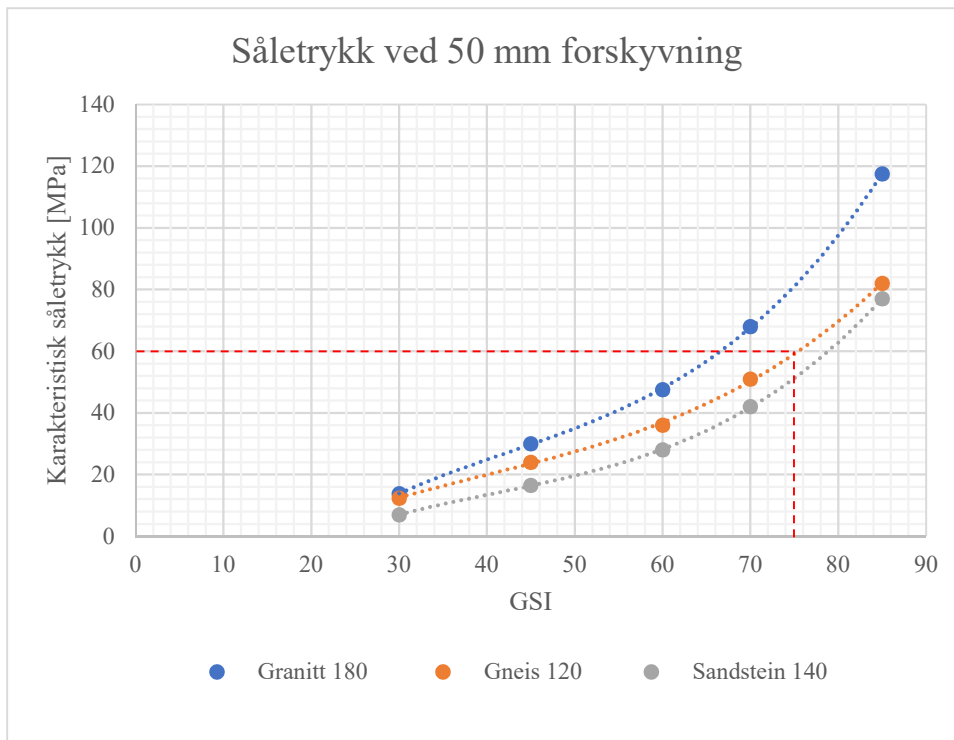
Sprekkesett	Sprekkeavstand
J1	1,0 m
J2	2,0 m
Foliasjon	0,5 m



Figur 6.16: Skisse som viser gjennomsnittlig oppsprekking rundt og under fundamentet. Fundamentets faktiske høyde er ikke gjengitt. Stiplet linje indikerer retningen til bruksen.

Ved hjelp av formel [4.1] er SR -verdien langs fundamentets effektive bredde ($B_{\text{eff}} \approx 8\text{ m}$) beregnet til $SR = 28$. Flytskjemaet i figur 4.12 indikerer at bergmassen i utgangspunktet kan kategoriseres som diskontinuum. På grunn av usikkerhet rundt grensen $SR \leq 30$ og de noe tvilsomme resultatene fra diskontinuum-analysen, vil vurderingen videre baseres på at bergmassen kategoriseres som kontinuum. En kort kommentar angående bergmassen som diskontinuum vil gis i neste underkapittel.

5. Ved behandling av bergmassen som et kontinuum, er GSI -verdien, bergartstype, samt bergartens intakte egenskaper avgjørende for tillatt såletrykk (i henhold til foreslåtte retningslinjer). Bergartstypen er bestemt på bakgrunn av tidligere kartlegging (Kveldsvik et al., 1995). Her ble det funnet at bergarten er en gneis med varierende mineralsk komposisjon. Videre antas egenskaper som σ_{ci} , intakt E-modul og materialkoeffisient m_i å være overensstemmende med verdiene brukt for gneis i den numeriske modelleringen. $\sigma_{ci} = 120\text{ MPa}$ er trolig en undervurdering av styrken, siden JCS er estimert til ca. 150 MPa . Den samlede GSI -verdien for hele såleområdet er vurdert til $70\text{--}80$. $GSI = 75$ brukes derfor som en representativ middelvei. Korteste fundamentdimensjon er 10 m , hvilket medfører at grensen for $0,5\%$ forskyvning tilsvarer 50 mm . Fra kontinuum-analysen i kapittel 5.1 ble det utarbeidet kurver for såletrykk som gir en bestemt mengde forskyvning (se figur 5.21). Såletrykket (med betegnelsen karakteristisk) kan fastsettes ved hjelp av disse kurvene når bergartstype, GSI og grense for tillatt forskyvning er kjent. Figur 6.17 viser hvordan karakteristisk såletrykk i dette tilfellet er bestemt til å være 60 MPa .



Figur 6.17: Bestemmelse av karakteristisk såletrykk som gir 50 mm forskyvning. Tallet bak bergarten angir enaksial trykkstyrke σ_{ci} i MPa. Kurvene er generert på samme måte som i figur 5.21, og figuren finnes også i vedlegg D.

6. Jamfør diskusjonen i kapittel 4.6 er partialfaktoren $\gamma_{R,v}$ satt til 2,0. Måten såletrykket bestemmes gjør at verdien er å anse som en karakteristisk motstand, R_k . Følgelig vil dimensjonerende såletrykk (tillatt såletrykk), R_d , fastsettes slik:

$$R_d = R_k / \gamma_{R,v} = 60 / 2 = \underline{30 \text{ MPa}}$$

6.4 Kommentarer

Estimerte gjennomsnittlige sprekkeavstander og effektiv bredde gav i dette tilfellet en SR -verdi nær grensen mellom kontinuum og diskontinuum som foreslås av metoden. Dersom faktisk fundamentbredde hadde vært brukt i beregning av SR , ville bergmassen kategorisert som kontinuum. Dette eksemplet egner seg derfor godt til å illustrere at modelleringen av bergmassen som diskontinuum i kapittel 5.2 trenger forbedring: Kartlagte JRC - og JCS -verdier, samt estimert φ_r gir stivheter K_n og K_s som kategoriseres som høy stivhet. Figur 5.26 gir ingen last-forskyvningskurve for $SR = 28$, men det kan antas at en slik kurve ville ligget godt under $SR = 10$. Sistnevnte kurve viser at en last på 6 MPa gir en forskyvning på 50 mm. Det synes unaturlig at en slik last skal gi så stor forskyvning i bergmasse som i felt beskrives som grovblokkig og lite oppsprukket. Tillegges denne lasten (6 MPa) en partialfaktor på 2,0 (slik metoden foreslår), oppnås et tillatt såletrykk på 3 MPa. Dette er en reduksjon med en faktor på

10 sammenlignet med det tillatte såletrykket funnet ved betrakte bergmassen som kontinuum. Eksempelet viser igjen hvordan diskontinuum-resultatene synes å gi altfor store forskyvninger.

Det har vist seg at sprekkeavstand kan være vanskelig å bestemme. Dette gjelder særlig hvis begrensede blotninger gjør det vanskelig å ta tilstrekkelig antall målinger for alle sprekkesett. Ved store fundamenter vil det i tillegg forventes stor variasjon ved sammenstilling av sprekkeavstander målt rundt forskjellige sider av fundamentet. Det er derfor en del usikkerhet knyttet til gjennomsnittsverdiene som tas med videre i bestemmelsen av SR . Følgelig vurderes det som gunstig at de anbefalte retningslinjene ikke stiller krav til at SR -verdien bestemmes med spesielt høy nøyaktighet. Videre påvirkes SR mer av sprekkeavstandene når flere sprekkesett er involvert og sprekkeavstandene er små. Dette aspektet kan også anses som ivaretatt siden SR har større betydning for diskontinuum enn kontinuum. I diskontinuum er sprekkeavstanden i utgangspunktet større og antall sprekkesett færre, og følgelig vil SR være mindre sensitiv til sprekkeavstanden og dens usikkerhet.

Som eksempelet over viser, er fundamentets bredde også en betydningsfull faktor. Retningslinjene baseres på å bruke effektiv bredde. Gjennomgangen på en så stor bru som Hardangerbrua har avdekket et par punkter som bør kommenteres: (1) Det har stor betydning for effektivt areal hvilken eller hvilke kombinasjoner av lastfaktorer og grensetilstander som betraktes. Det er også avgjørende om fundamentet ligger i le- eller lo-side for vinden. Når det effektive arealet blir så lite som i dette tilfellet, blir spørsmålet om det er riktig å sette effektiv bredde slik metoden foreslår. Brukes i stedet effektiv bredde langs fundamentets langside (4,0 m) vil SR reduseres og resulterende tillatt såletrykk vil forventes å kunne settes høyere. Det vil derfor være mer på den sikre siden å bruke effektiv bredde slik metoden foreslår. Dette gir ved første øyekast grunnlaget for et paradoks: mindre eksentrisitet gir større effektivt areal og en effektiv bredde som nærmer seg faktisk fundamentbredde – men, samtidig gir større effektiv bredde høyere SR -verdi som indikerer lavere styrke. Denne ulogiske sammenhengen kan virke mer fornuftig sett i kontekst med punkt (2): effektivt areal har stor betydning for opptredende kontaktrykk mellom fundament og berggrunn. Større effektivt areal vil gi lavere kontaktrykk og vice versa. Forholdet mellom opptredende kontaktrykk og tillatt såletrykk («styrke») er i prinsippet det som undersøkes av den foreslåtte metoden, men det er valgt ut kun én belastningssituasjon (les: én variant av effektivt areal). En forbedring av metoden vil derfor være at det må undersøkes *flere* belastningssituasjoner. Dermed kan det avdekkes hvilken kombinasjon av effektivt areal og resulterende tillatt såletrykk som gir minst margin i forhold til opptredende kontaktrykk.

I dette eksempelet ble tillatt såletrykk estimert til 30 MPa. Beregnet effektivt areal og normalkraft fra tabell 6.5 gir at kontaktrykket ikke blir større enn 2,8 MPa. Vurderinger angående tillatt såletrykk fra Statens vegvesen (2011) er basert på en snittverdi for bergmassens enaksiale trykkstyrke σ_{cm} estimert til 14 MPa. Verdien stammer fra bergmasseklassifisering av borkjerner fra forankringsområdet. Det er ikke oppgitt hvilket klassifiseringssystem som er benyttet. En sammenligning av de to vurderingene er derfor vanskelig. Rapporten konkluderer med en dimensjonerende fasthet for bergmassen i bruddtilstanden på 10 MPa. Opptredende kontaktrykk er også godt under denne verdien. Eksempelet antyder at nødvendigheten av å kunne sette tillatt såletrykk over 10 MPa kan være begrenset. Samtidig viser det potensialet som ligger i å redusere fundamentets dimensjoner. Grundigere diskusjon av disse poengene føres i kapittel 7.

Som en avsluttende bemerkning er det viktig å understreke at denne vurderingen kun har til hensikt å vise anvendbarheten for store konstruksjoner dersom stabilitetsproblemer *ikke* foreligger. I realiteten ville det på grunn av nærheten til en svært bratt skråning være fornuftig å gjøre en stabilitetsvurdering i tillegg til denne vurderingen av tillatt såletrykk. En slik stabilitetsvurdering ville trolig medført at det likevel ikke ville vært akseptabelt å sette tillatt såletrykk til 30 MPa i dette tilfellet.

7 Diskusjon

Målsetningene for denne oppgaven var å gjøre analyser av samvirket mellom fundament og berg for å ha grunnlag til å foreslå en metode for vurdering av tillatt såletrykk. Arbeidet har til en viss grad lyktes, men det har også avdekket en del problemer og begrensninger. Dette kapittelet vil drøfte usikkerhetene rundt disse. Først diskuteres de utførte numeriske analysene, deretter aspekter ved forslaget til metode, før det avslutningsvis føres en diskusjon om anvendbarhet og nytteverdi.

Utførte numeriske analyser

Resultatene fra kontinuum-analysen viste at det var relativt god spredning av last-forskyvningskurvene. Dette kan tyde på at analysen dekket et stort spekter av bergmassegenskaper. Det er gunstig for å øke nytteverdien av resultatene. Men spredningen antyder også viktigheten av at egenskapene brukt i modelleringen stemmer overens med egenskapene i den faktiske bergmassen. En svakhet ved modelleringen kan derfor være at egenskapene som er brukt ikke er nyansert nok. Det ble for eksempel bare brukt én typisk σ_{ci} -verdi for hver bergart. I realiteten er variasjonen ofte stor, og det kunne derfor vært aktuelt å analysere en større variasjon innen styrkeverdier. Et annet poeng er at ved belastninger mye mindre enn bergartens styrke, vil bergmassens E-modul (ref. formel [3.8]) være avgjørende for deformasjonen. Det kunne derfor vært hensiktsmessig å skille resultatene på bakgrunn av stor variasjon i E_{tm} , i stedet for utvalgte bergarter med typiske styrkeverdier. Likevel må det nevnes at E-modul ofte er vanskeligere å bestemme presist, sammenlignet med σ_{ci} . Dersom E_i (og dermed E_{tm}) må bestemmes ved hjelp av σ_{ci} , vil det uansett være mye usikkerhet knyttet til representerbarhet for den aktuelle bergmassen. Det viktigste er derfor å være oppmerksom på at last-forskyvningskurvene også avhenger av E-modul, slik at dette tas i betraktning når kontinuum-resultatene brukes.

Hovedgrunnen til at det ikke har lyktes å oppnå alle målsetningene slik som ønsket, er at gjennomføringen av diskontinuum-analysen viste seg å være vanskelig. Problemene angående sprekkeavstand og meshtetthet lot seg ikke løse i RS2 innen oppgavens tidsramme. Selv om programmet gir muligheter til å manuelt tilpasse meshet i stor grad, begrenses tilpasningene av måten sprekkeelementene er definert. Meshet genereres av å danne elementer mellom noder, og kan derfor ikke utelate enkelte noder i sprekken for å lage et jevnt mesh som i et kontinuum-analysen. Problemet med svært små og svært mange elementer oppstår når sprekkeavstanden blir mindre enn ca. 1/20 av fundamentbredden. Dette er uheldig når det var ønskelig å undersøke

bergmassens oppførsel over den foreslåtte grensen $SR > 30$. Problemet kan heller ikke løses ved å se på bredere fundamenter, da SR er definert relativt til bredden og dermed er dimensjonsløs. Resonnementet kan tyde på at FEM-programmer ikke er et egnet verktøy for sprekkemodeller som skal gjenspeile ønsket oppsprekkingsgrad.

I tillegg til nevnte begrensninger, indikerte resultatene fra de utførte analysene flere problemer. Disse er knyttet til at beregnede forskyvninger var større enn forventet for bergmasser med få sprekker. Resultatene viste at stivhetsverdiene påvirket mengden forskyvning mye. Det er derfor nærliggende å anta at K_n - og K_s -verdiene som ble brukt i modellene ikke var representative for oppførselen til en bergmasse under belastning fra et fundament. Det er vanskelig å samle alle sprekkenes egenskaper – både mekaniske og geometriske – i to parametere som skal karakterisere hele bergmassen. I tillegg avhenger formelen for beregning av K_s av normalspenningen på sprekkeflaten. Spenningen vil fordeles ujevnt i ulike retninger og dessuten avhenge av sprekkeretninger. Dette gjør utfordringen med å sette en representativ verdi ekstra vanskelig, og bidrar til større usikkerhet i resultatene. Formelen brukt for å beregne K_n avhenger ikke av spenningsnivået, noe som virker lite reelt. Høy spenning normalt på en sprekkeflate vil medføre nedknusning av ujevnheter på lignende måte som høy skjærspenning. Denne manglende muligheten til å justere normalstivheten med spenningsnivået, kan være en av grunnene til at forskyvningene ble større enn forventet. Det settes et lite utropstegn ved den tilsynelatende sensitiviteten for parameterne K_n og K_s . Til tross for relativt liten variasjon i parameterne, ble det likevel observert store forskjeller mellom resultatene for høy og lav stivhet. Betydningen av parameterne bør derfor undersøkes isolert, og en bør være forsiktig med å anta verdier uten grundige vurderinger.

Sammenligningen mellom diskontinuum- og kontinuum-analysen viste at det er problematisk å forsøke å relatere SR , stivhet og GSI . I utgangspunktet er det begreper som totalt sett omfatter sprekkefriksjonsforhold og sprekkeavstander. På grunn av problemene rundt riktig valg av stivheter, viste det seg også vanskelig å bestemme hvilke ruhetsforhold i GSI -diagrammet stivhetene tilsvarer. I tillegg er sprekkeavstanden i SR som nevnt et relativt begrep, mens det i GSI -diagrammet er forsøkt angitt med absolutte avstander. Dette innebærer at forsøket på sammenligning også inkluderer usikkerhetene rundt kvantifiseringen av GSI -diagrammet. GSI -systemet er i utgangspunktet basert på visuelle observasjoner av bergmassens blokkstruktur (og forhold på sprekkeoverflater) og det kan derfor forventes en del usikkerhet knyttet til korrelasjonen mellom konkret sprekkeavstand og oppfattelsen av strukturbegrepet.

Aspekter ved forslag til metode

Det ble forsøkt å inkludere alle punkter fra prosjektoppgavens anbefalinger under oppbyggingen av metoden. Retningslinjene omfatter derfor bruk av Hoek-Brown-kriteriet, innføring av begrepet «Spacing Ratio» (SR), klassifisering i henhold til et bergmasseklassifiseringssystem, vurdering av sprekkekarakteristikk og betraktninger av deformasjoner under fundamentet. Nevnte aspekter er imidlertid implementert med vekslende hell. Hoek-Brown-kriteriet er benyttet i materialmodellen i alle de numeriske analysene, og dette punktet kan derfor sies å være tilstrekkelig dekket. Det samme gjelder punktet om deformasjoner. Innføringen av SR viste seg å være vanskelig å oppfylle i samme omfang som ønsket. Grunnene til dette er allerede diskutert (jf. avsnitt *Utførte numeriske analyser*). Implementeringen av et klassifiseringssystem for bergmasseegenskaper ble delvis begrenset av å velge GSI -systemet. Valget falt på dette systemet for å gjøre bestemmelsen av Hoek-Brown-parameterne lettere. Parameterne har stor betydning i kontinuum-analysen fordi det er nettopp disse parameterne som formidler bergmassens egenskaper. I diskontinuum-analysen ble det derimot antatt at *sprekkenettverket* var avgjørende for bergmassens egenskaper. Følgelig ble $GSI = 100$ satt i alle modellene. Behovet for å fastslå en GSI -verdi ble dermed begrenset til bergmassene som kategoriserer som kontinuum. Det nevnes at det likevel kunne være hensiktsmessig å klassifisere bergmassene i kategorien diskontinuum etter et annet system, for eksempel RMR . På den måten kan faktorer som vannforhold, sprekkeåpning- og utholdenhet også inkluderes. Bergmasseklassifisering av diskontinuum-materialet blir eventuelt først aktuelt når problemene med diskontinuum-analysen er løst.

Til slutt noen kommentarer angående metodens håndtering av sprekkekarakteristikk: For det første er det igjen et skille mellom kontinuum og diskontinuum. I kontinuum-kategorien er sprekkekaraktistikkene inkludert i mindre grad enn det som var ønsket i utgangspunktet. Det er kun GSI -vurderingen som gir indikasjoner på sprekkeegenskapene i dette tilfellet. Likevel kan det argumenteres for at mange viktige sprekkeegenskaper implisitt beskrives i en slik vurdering (jf. kapittel 3.1). I diskontinuum-kategorien er K_n og K_s brukt som indikatorer på sprekkekaraktistikk. Disse er beregnet fra de mer målbare egenskapene JRC , JCS og φ_r , og burde derfor i teorien være passende formidlere av sprekkeegenskaper. Som diskutert tidligere, kan det tyde på at K_n og K_s ikke ble brukt på riktig måte. Dermed kan det konkluderes at sprekkekaraktistikkene bare er delvis tilfredsstillende inkludert i metoden.

Anvendelse

Etter å ha anvendt metoden på et reelt eksempel, ble det klart at enkelte punkter i metoden innebærer mye usikkerhet. Det viste seg vanskelig å bestemme sprekkeavstander i de ulike sprekkesettene. Avstandene var varierende, slik at det ble mye usikkerhet knyttet til å anslå en gjennomsnittlig blokkstørrelse som var representativ for hele fundamentområdet. Dette er et problem som kan forventes i flere tilfeller med store fundamenter. Usikkerhetene videreføres til SR -verdien – derfor bør en ikke forsøke å bestemme denne med uforholdsmessig stor nøyaktighet. Et annet usikkerhetsmoment som ble nevnt tidligere, er knyttet til de bestemmende bergmasseegenskapene σ_{ci} og GSI . Hvilken GSI -verdi som brukes har relativt stor betydning for resulterende tillatt såletrykk. GSI -verdien kan variere mye innenfor et og samme fundamentområde slik at valg av «riktig» GSI -verdi kan være utfordrende. Å gi noen generelle retningslinjer for dette valget kan få uheldige følger. Derfor anbefales det å bruke skjønn, og å se lokalitetene for bestemmelsen av GSI i sammenheng med fundamentplassering og sprekkeorientering. σ_{ci} er også en parameter som potensielt kan variere mye; både mellom ulike bergarter, men også innen samme bergartstype. Dette kan være problematisk med tanke på hvordan beregningen av karakteristisk såletrykk er lagt opp. Det bestemmes en bergartstype som er assosiert med en bestemt σ_{ci} typisk for denne bergarten. Som i eksempelet i denne oppgaven, er ikke σ_{ci} nødvendigvis kjent. Da er det mest naturlig å anta σ_{ci} -verdien assosiert med bergarten i diagrammene for karakteristisk såletrykk (jf. figurene i vedlegg C). For eksempel 180 MPa dersom bergarten er en granitt. Det er likevel ikke uvanlig at en granitt kan ha $\sigma_{ci} = 120$ MPa, som er den typiske styrken assosiert med gneis i denne metoden. I et slikt tilfelle kunne det vært mer fornuftig å bestemme tillatt såletrykk ved hjelp av kurven for gneis 120 MPa, selv om bergarten er en granitt. Det er derfor fare for en overvurdering av tillatt såletrykk hvis kurven for granitt brukes blindt. Det er imidlertid vanskelig å vite hvilken kurve som blir mest riktig å velge, fordi det er flere egenskaper enn styrken som spiller inn på forskyvningen (spesielt E-modul).

Uten at det ble erfart under selve anvendelsen av metoden, må det nevnes at det også er knyttet mye usikkerhet til behandlingen av bergmasser ved hjelp av numeriske verktøy. Det er mulig å oppnå resultater med høy presisjon, men likevel lav nøyaktighet, når det ikke finnes muligheter til å etterprøve og kalibrere resultatene med reelle målinger. På tross av dette, kan en ikke neglisjere nytten av å kunne gjøre numerisk modellering. Bergmasser er komplekse materialer som er nødt til å underordnes visse forenklinger. Det vil alltid finnes et vippepunkt der metodikken for bergmasseberegninger blir unødvendig omfattende eller komplisert uten at

gevinsten i redusert usikkerhet blir særlig stor. Denne betraktningen, samt ovennevnte usikkerheter, er grunnen til at det er valgt å legge inn en solid sikkerhetsmargin fremfor å forsøke å redusere usikkerhetene ytterligere. Sikkerhetsprinsippet innebærer en partialfaktor (modellfaktor) på 2,0, hvilket er et konservativt valg sammenlignet med andre partialfaktorer gitt i Eurokode 7. Det kan diskuteres om det er et *for* konservativt valg, men som et første forslag synes det fornuftig. Det anbefales at det gjøres forsøk på å redusere usikkerhetene gjennom forbedring av metoden eller de numeriske analysene, før en eventuell lavere partialfaktor benyttes.

Nytteverdi

Gjennomgang av metoden på prosjekt resulterte i en verdi for tillatt såletrykk (30 MPa) som var mye høyere enn verdien som ble satt i den faktiske prosjekteringen (10 MPa). Dette til tross for at metoden inkluderer et relativt strengt sikkerhetsprinsipp. Det tydeliggjør potensialet for bedre utnyttelse i lignende tilfeller med sterke bergmasser. Likevel åpenbares en del faktorer som kan virke begrensende for nytteverdien. Når det gjelder type konstruksjon som skal fundamenteres, har hengebruer tilsynelatende lite utbytte av høyere verdier for tillatt såletrykk. Det er flere grunner til dette. For det første at grunntrykket uansett ikke blir så høyt at det nærmer seg 10 MPa – selv ikke for en bru av Hardangerbruas størrelse. En av fordelene med å tillate høyere såletrykk er potensialet for å redusere fundamentdimensjonene. Denne muligheten begrenses – trolig for de fleste hengebruer – av hensynet til eksentrisitet. Lastresultanten må virke innenfor en viss avstand fra fundamentets senter. Reduseres fundamentbredden, tillates også mindre eksentrisitet. Dette kan kompenseres med forankringsstag på strekksiden, men resultatet av et slikt kompromiss er ikke nødvendigvis kostnadsbesparelser. For det andre vil forskjellen mellom forskyvning under de to beina til et brutårn mest sannsynlig være en begrensende faktor. Som i Hardangerbruas tilfelle, kan det lite trolig aksepteres et tillatt såletrykk som i verste fall medfører 50 mm forskyvning under det ene beinet. Det finnes ingen garanti for at den samme forskyvningen samtidig vil finne sted under det andre beinet, og konsekvensen kan bli setningsskader i brutårnet. Allikevel må det understrekes at det ikke er mulig å diskutere nytteverdien for *alle* brukonstruksjoner basert på vurderinger gjort for ett tilfelle. Fordelen med metoden er derfor først og fremst *muligheten* til å gjøre teknisk-økonomiske tilpasninger i fremtidige bruprosjekter.

Vindturbiner er antakelig en type konstruksjon som vil kunne dra større nytte av å bruke metoden. Det er kjennskap til eksempler med grunntrykk opp mot 15 MPa, og det må kunne vises at slike belastninger er akseptable. I tillegg står konstruksjonen kun på ett fundament, slik

at begrensninger relatert til differensiell forskyvning ikke er avgjørende. Andre begrensninger kan likevel være tilstede. Det ville derfor vært interessant å se metoden anvendt på et vindkraftprosjekt.

For å avslutte diskusjonen rundt nytteverdi, nevnes til slutt en direkte konsekvens av metodens anbefalinger. Metoden foreslår å skille mellom kontinuum og diskontinuum basert på grensen $SR > 30$ og $n \geq 3$. På grunn av resultatene fra de numeriske analysene, er metoden i utgangspunktet begrenset til å brukes på bergmasser i kategorien kontinuum (dvs. $SR > 30$ og $n \geq 3$). Dette kan snevre inn nytteverdien ganske mye, spesielt med tanke på bergmasse med liten oppsprekkingsgrad. Mindre fundamenter eller fundamenter med mindre effektiv bredde vil i mange slike tilfeller kategoriseres som diskontinuum og dermed havne utenfor metodens anbefalinger. På grunn av tettere oppsprekking, kan det argumenteres for at en verdi for tillatt såletrykk basert på resultater fra kontinuum-analysen tilsvarer et konservativt estimat for mindre oppsprukne bergmasser i diskontinuum-kategorien. Dette er imidlertid kun en hypotese. Det understreker igjen behovet for grundigere diskontinuum-analyser og nærmere undersøkelser av overgangen fra diskontinuum til kontinuum.

8 Konklusjon

Arbeidet med oppgaven har bestått i å vurdere viktige aspekter ved direkte fundamentering på berg. Oppgaven inneholder teoretiske betraktninger, numeriske analyser, feltundersøkelser og kvalitative vurderinger rettet mot en forbedret fundamenteringspraksis. Resultatene kan sammenfattes slik:

Det er utarbeidet et forslag til en metode for vurdering av tillatt såletrykk. Metoden skiller mellom bergmasse som kan karakteriseres som kontinuum og diskontinuum. Det tas hensyn til bergmassens oppsprekingsgrad, det intakte bergets styrke, sprekkenes friksjonsforhold, samt disse faktorenes betydning for forskyvninger under fundamentet.

Metoden foreslår at følgende aspekter bør inngå i vurderingen av tillatt såletrykk: laster fra konstruksjonen, fundamentstørrelse, eksentrisitet og effektiv bredde, «Spacing Ratio» SR og antall sprekkesett, forskyvninger i bergmassen som funksjon av såletrykk, og et sikkerhetsprinsipp i form av en partialfaktor.

Numerisk modellering gav kurver som viser sammenhengen mellom fundamentbelastning og forskyvning i ulike bergmasser. Kurvene danner grunnlaget for vurdering av tillatt såletrykk. Analysens konklusjon er at resultatene synes pålitelige for kontinuum-modellene, mens diskontinuum-modellene krever forbedring.

Det anbefales at metodens anvendelse, slik den foreligger nå, er begrenset til bergmasser som kan karakteriseres som kontinuum. Grensen for dette foreslås til $SR > 30$, samt at bergmassen inneholder tre eller flere sprekkesett. Det understrekes at grensen bør undersøkes nærmere.

Gjennomgang av metoden ved eksisterende brufundament viste at tillatt såletrykk ble vurdert høyere enn tidligere. Dette illustrerer potensialet for bedre utnyttelse av sterk berggrunn. Samtidig viste gjennomgangen at nytten av høyere tillatt såletrykk kan være begrenset av lave laster og stor eksentrisitet.

Metoden bør forbedres med grundigere numeriske analyser av diskontinuum-modeller, samt flere betraktninger angående sammenhengen mellom eksentrisitet, effektiv bredde og tillatt såletrykk. I tillegg bør forslaget til partialfaktor vurderes av hensyn til usikkerhet knyttet til den numeriske modelleringen og valg av bergmasseparametere.

Mest betydelig er begrensingen relatert til skråningsstabilitet. Metoden gir ikke grunnlag for vurdering av plutselige utglidninger i hellende terreng og bør forbeholdes flate eller tilnærmet flate lokaliteter.

9 Anbefalinger for videre arbeid

Det ble innledningsvis nevnt noen begrensninger som gikk ut på å snevre inn oppgavens omfang. Underveis i arbeidet ble også nye begrensninger avdekket. Videre arbeid bør dreie seg om å utbedre analysene slik at disse begrensningene omgås. Det bør også gjøres nye undersøkelser som tar i betraktning faktorer som er valgt bort i denne omgang. Forslag til utført arbeid som gjelder numerisk modellering er:

- Gjør inngående analyser av last og forskyvning i et DEM-program som for eksempel *UDEC*. Sprekkeavstand/blokkstørrelse i forhold til fundamentbredde bør være en av hovedvariablene – bruk gjerne *SR*.
- Undersøk om grensen $SR > 30$, $n \geq 3$ er avgjørende for homogene og isotrope bergmasseegenskaper. Juster eventuelt grensen etter hva resultatene viser.
- Undersøk betydningen av ulike sprekkeretninger og/eller ulik sprekkeavstand i forskjellige sprekkesett.
- Gjør en analyse av et bredere spekter av sprekkestivheter og styrkeforhold.
- Undersøk om vannforholdene i bergmassen gir utslag for beregnet forskyvning.

Forslag til videre arbeid utover numeriske analyser:

- Gjør analyser med ulike lastkombinasjoner og undersøk betydningen dette har for effektivt areal, effektiv bredde og resulterende tillatt såletrykk.
- Utfør statistiske analyser for partialfaktoren som er foreslått for å bestemme tillatt såletrykk. Denne bør reflektere usikkerhetene i den foreslåtte metoden på en helhetlig måte.

Anbefalingene er gitt med et ønske om at den foreslåtte metoden forbedres, og slik at det ved fremtidig prosjektering kan gjøres tilfredsstillende vurderinger av tillatt såletrykk med en fornuftig sikkerhetsmargin.

Referanser

- American Association of State Highway and Transportation Officials [AASHTO] (2002) *Standard Specifications for Highway Bridges*. 17. utg. Washington, D.C.
- Aydin, A. (2009) ISRM Suggested method for determination of the Schmidt hammer rebound hardness: Revised version, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 46, s. 627–634. doi: 10.1016/j.ijrmms.2008.01.020
- Bandis, S. C., Lumsden, A. C. og Barton, N. R. (1983) Fundamentals of Rock Joint Deformation, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 20(6), s. 249–268. doi: 10.1016/0148-9062(83)90595-8
- Bane NOR (2019) *Teknisk regelverk*. Tilgjengelig fra: https://trv.banenor.no/wiki/Bruer_og_konstruksjoner/Prosjektering_og_bygging/Fundamentering#Fundament_p.C3.A5_fjell (Hentet: 14.09.2019).
- Barton, N. og Choubey, V. (1977) The shear strength of rock joints in theory and practice, *Journal of the International Society of Rock Mechanics / Felsmekanik / Mécanique des roches*, 10, s. 1–54. doi: 10.1007/bf01261801
- Barton, N. og Bandis, S. (1982) Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock. *Proceedings 23rd Symposium on Rock Mechanics*. University of California, Berkeley, 25.–27. august, 1982. New York: AIME, s. 739–760.
- Barton, N. og Bandis, S. (1990) Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice, i Barton, N. og Stephansson, O. (red.) *Proceedings of the International Symposium on Rock Joints*. Loen, Norge, 4.–6. juni, 1990. 1. utg. Boca Raton: CRC Press, s. 603–610.
- Basha, B. M., Chandrakanth, K. og Moghal, A. A. (2015) Allowable Bearing Capacity of Strip Footings on Jointed Rock Masses: A Reliability Based Approach, *IFCEE 2015*. San Antonio, Texas. Geotechnical Special Publication. doi: 10.1061/9780784479087.001
- Basu, A. og Aydin, A. (2004) A method for normalization of Schmidt hammer rebound values, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 41, s. 1211–1214. doi: 10.1016/j.ijrmms.2004.05.001
- Bellos, J. og Bakas, N. (2016) High computational efficiency through generic analytical formulation for linear soil pressure distribution of rigid spread rectangular footings, *VII European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering*. Kreta, Hellas, 5.–10. juni, 2016. s. 3045–3064. doi: 10.7712/100016.2015.5100
- Bieniawski, Z. T. (1989) *Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering*. New York: Wiley.
- Bindlish, A., Singh, M. og Samadhiya, N. K. (2012) Ultimate Bearing Capacity of Shallow Foundations on Jointed Rock Mass, *Indian Geotechnical Journal*, 42(3), s. 169–178. doi: 10.1007/s40098-012-0011-9
- Bishnoi, B. L. (1968) *Bearing capacity of a Closely Jointed Rock*. Ph.D. Dissertation. Geogia Institute of Technology.

- Bryhni, I. (2019) Alunskifer, *Store norske leksikon*. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/alunskifer> (Hentet: 24.10.2019).
- Cai, M., Kaiser, P. K., Uno, H., Tasaka, Y. og Minami, M. (2004) Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 41, s. 3–19. doi: 10.1016/S1365-1609(03)00025-X
- Cai, M., Kaiser, P. K., Tasaka, Y. og Minami, M. (2007) Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 44, s. 247–265. doi: 10.1016/j.ijrmms.2006.07.005
- Canadian Geotechnical Society [CGS] (2006) *Canadian Foundation Engineering Manual*. 4. utg. Tilgjengelig fra: <http://www.novahgk.com/wp-content/uploads/2017/07/Canadian-Foundation-Engineering-Manual.pdf> (Hentet: 15.09.2019).
- Carter, J. P. og Kulhawy, F. H. (1988) *Analysis and design of drilled shaft foundations socketed into rock*. (Report EL-5918). Palo Alto: Electric Power Research Institute.
- Deere, D. U. og Miller, R. P. (1966) *Engineering classification and index properties for intact rock*. (Report AFNL-TR-65-116). New Mexico: Air Force Weapons Laboratory. Tilgjengelig fra <https://apps.dtic.mil/dtic/tr/fulltext/u2/646610.pdf> (Hentet 14.04.2020).
- Emdal, A., Grande, L., Nordal, S., Eiksund, G. og Grimstad, G. (2016) *TBA 4105 Geoteknikk, beregningsmetoder*. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Goodman, R. E. (1989) *Introduction to Rock Mechanics*. 2. utg. New York: Wiley.
- Hammah, R.E., Yacoub, T., Corkum, B., Wibowo, F. og Curran, J. H. (2007) Analysis of Blocky Rock Slopes with Finite Element Shear Strength Reduction Analysis, *Ist Canada - U.S. Rock Mechanics Symposium*. Vancouver, Canada, 27.–31. Mai, 2007. American Rock Mechanics Association
- Hoek, E. (1983) Strength of jointed rock masses, *Géotechnique*, 33(3), s. 187–223. doi: 10.1680/geot.1983.33.3.187
- Hoek, E. (1994) Strength of rock and rock masses, *ISRM News Journal*, 2(2), s. 4–16.
- Hoek, E., Kaiser, P. K. og Bawden, W. F. (1995) *Support of underground excavations in hard rock*. Rotterdam: Balkema.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C. T. og Corkum, B. (2002) Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition, i Bawden, H. R. W., Curran, J. og Telsenicki, M. (red.) *Proc. NARMS-TAC Conference*. Toronto, 2002, s. 267–273
- Hoek, E. (2005) Uniaxial compressive strength versus Global strength in the Hoek-Brown criterion. Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/assets/resources/learning/papers/Uniaxial-Compressive-Strength-Versus-Global-Strength-in-the-Hoek-Brown-Criterion.pdf> (Hentet: 24.03.2020)
- Hoek, E. (2006) *Practical Rock Engineering*. Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/assets/resources/learning/hoek/Practical-Rock-Engineering-Full-Text.pdf> (Hentet: 30.06.2019).

- Hoek, E. og Diederichs, M. S. (2006) Empirical estimation of rock mass modulus, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 43, s. 203–215. doi: 10.1016/j.ijrmms.2005.06.005
- Hoek, E. og Marinos, P. (2007) A brief history of the development of the Hoek-Brown failure criterion, *Soils and Rocks*, No. 2. Tilgjengelig fra: <https://www.roscience.com/assets/resources/learning/hoek/2007-The-Development-of-the-Hoek-Brown-Failure-Criterion.pdf> (Hentet: 17.10.2019).
- Hoek, E. og Martin, C. D. (2014) Fracture initiation and propagation in intact rock – A review, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 6, s. 287–300. doi: 10.1016/j.jrmge.2014.06.001
- Hoek, E. og Brown, E.T. (2019) The Hoek-Brown failure criterion and GSI – 2018 edition, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11, s. 445–463. doi: 10.1016/j.jrmge.2018.08.001
- Hong Kong Buildings Department. (2017) *Code of Practice for Foundations*. Tilgjengelig fra: <https://www.bd.gov.hk/doc/en/resources/codes-and-references/code-and-design-manuals/FoundationCode2017.pdf> (Hentet: 17.10.2019).
- Høien, A. H., Nilsen, B. og Olsson, R. (2019) Main aspects of deformation and rock support in Norwegian road tunnels, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 86, s. 262–278. doi: 10.1016/j.tust.2019.01.02
- Imani, M., Fahimifar, A. og Sharifzadeh, M. (2012) Bearing failure modes of rock foundations with consideration of joint spacing, *Scientia Iranica*, 19(6), s. 1411–1421. doi: 10.1016/j.scient.2012.10.007
- Japan Road Association. (2012) *Specifications for highway bridges Part IV Substructures*. Tilgjengelig fra: <http://www.road.or.jp/english/publication/index.html> (Hentet: 15.10.2019)
- Kveldsvik, V., Sandersen, F. og Valstad, T. (1995) *Hardangerbrua: Fundamentering, forankring og sikring*. (NGI-rapport 876026-2). Oslo: NGI.
- Li, C. C. (2018) *TGB 4210 Rock Mechanics*. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Look, B. G. (2007) *Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables*. London: Taylor & Francis.
- Mehrotra, V. K. (1992) *Estimation of Engineering Parameters of Rock Mass*. Ph D. thesis. University of Roorkee.
- Merifield, R. S., Lyamin, A. V. og Sloan, S. W. (2006) Limit analysis solutions for the bearing capacity of rock masses using the generalised Hoek–Brown criterion, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 43, s. 920–937. doi: 10.1016/j.ijrmms.2006.02.001
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People’s Republic of China (2002) *GB50007: Kode for prosjektering av bygningsfundament*.
- Nordal, S. (2018) *TBA 4116 Geotechnical Engineering, advanced course*. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.

- Norges vassdrags- og energidirektorat [NVE] (2005) *Retningslinjer for betongdammer*. Tilgjengelig fra: http://publikasjoner.nve.no/retningslinjer/2005/retningslinjer2005_01.pdf (Hentet: 15.09.2019).
- Pande, G. N., Beer, G. og Williams, J. R. (1990) *Numerical Methods in Rock Mechanics*. Chichester, England: John Wiley & Sons Ltd.
- Peck, R. P., Hanson, W. E. og Thornburn, T. H. (1974) *Foundation Engineering*. 2. utg. New York: Wiley.
- Rocscience (2017). *RocData v.5.009*. Toronto: Rocscience Inc.
- Rocscience (2019). *RS2 2019*. Toronto: Rocscience Inc.
- Rocscience (2020a) *Convergence Criteria*. Tilgjengelig fra: https://www.rocscience.com/help/rs2/pdf_files/theory/Convergence_Criteria.pdf (Hentet: 01.03.2020).
- Rocscience (2020b) *Distributed Load Overview*. Tilgjengelig fra: https://www.rocscience.com/help/rs2/phase2_model/Distributed_Loads_Overview.htm (Hentet: 01.03.2020).
- Rocscience (2020c) *Initial Element Loading*. Tilgjengelig fra: https://www.rocscience.com/help/rs2/phase2_model/Initial_Element>Loading.htm (Hentet: 01.03.2020).
- Rocscience (2020d) *Plane Strain Analysis*. Tilgjengelig fra: https://www.rocscience.com/help/rs2/phase2_model/Plane_Strain_Analysis.htm (Hentet: 01.03.2020).
- Russo, G., Kalamaras, G. S og Grasso, P. (1998) A discussion on the concepts of geomechanical classes, behavior categories and technical classes for an underground Project, *Gallerie e Grandi Opere in Sottterraneo*, 54, s. 40–51.
- Raastad, M. T. (2019) *Direkte fundamentering på berg*. Prosjektoppgave. Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet – Institutt for geovitenskap og petroleum. Trondheim.
- Serrano, A. og Olalla, C. (1994) Ultimate bearing capacity of rock masses, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts*, 31(2), s. 93-106. doi: 10.1016/0148-9062(94)92799-5
- Serrano, A. og Olalla, C. (1996) Allowable bearing capacity of rock foundations using a non-linear failure criterium, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts*, 33(4), s. 327-345. doi: 10.1016/0148-9062(95)00081-X
- Serrano, A. og Olalla, C. (1998a) Ultimate bearing capacity of an anisotropic discontinuous rock mass - Part I: Basic modes of failure, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 35(3), s. 301-324. doi: 10.1016/S0148-9062(97)00337-9
- Serrano, A. og Olalla, C. (1998b) Ultimate bearing capacity of an anisotropic discontinuous rock mass - Part II: Determination procedure, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 35(3), s. 325-348. doi: 10.1016/S0148-9062(97)00338-0

- Singh, M. og Rao, S. K. (2005) Bearing Capacity of Shallow Foundations in Anisotropic Non-Hoek–Brown Rock Masses, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(8). doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:8(1014)
- Sowers, F. (1979) *Introductory Soil Mechanics and Foundations: Geotechnical Engineering*. 4. utg. New York: MacMillan.
- Standard Norge (2016) *NS-EN 1997 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=424316> (Hentet: 14.09.2019).
- Statens vegvesen. (2011) *Hardangerbrua – Beregninger*. Oslo: Statens vegvesen.
- Statens vegvesen. (2015) *Håndbok N400: Bruprosjektering*. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/attachment/865860/binary/1030718> (Hentet: 16.09.2019).
- Statens vegvesen (2020a) *Informasjonsbrosjyre Hardangerbrua*. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/attachment/219596/binary/418198?fast_title=Informasjonsbrosjyre+Hardangerbrua.pdf (Hentet: 19.05.2020).
- Statens vegvesen (2020b) *Rv. 13 Hardangerbrua*. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/Hardangerbrua> (Hentet: 19.05.2020).
- Statens vegvesen (2020c) *Teknisk brosjyre Hardangerbrua*. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/attachment/113344/binary/206607?fast_title=Teknisk+brosjyre+Hardangerbrua%2C+bokm%C3%A5l+%28pdf%29 (Hentet: 19.05.2020).
- Sutcliffe, D. J., Yu, H. S. og Sloan, S. W. (2004) Lower bound solutions for bearing capacity of jointed rock, *Computers and Geotechnics*, 31(1), s. 23–36. doi: 10.1016/j.compgeo.2003.11.001
- Søyland, K. (2018) *Bærekraftige betongkonstruksjoner*. (Statens vegvesens rapporter nr. 428). Oslo: Statens vegvesen. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/fag/publikasjoner/Publikasjoner/Statens+vegvesens+rapporter/_attachment/2151969 (Hentet: 28.11.2019).
- Terzaghi, K. (1943) *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, Inc.
- U.S. Army Corps of Engineers [USACE] (1994) *Engineering and Design: Rock Foundations*. (Engineer Manual 1110-1-2908). Tilgjengelig fra: https://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM_1110-1-2908.pdf (Hentet: 15.09.2019).
- Vägverket. (1994) *Allmän teknisk beskrivning för broar: BRO 94 – 3 Grundläggning*. (Publ 1994:3). Tilgjengelig fra: https://trafikverket.ineko.se/Files/sv-SE/11030/RelatedFiles/1994_3_bro_94_del_3_grundlaggning.pdf (Hentet: 10.09.2019).
- Wyllie, D.C. (1999) *Foundations on Rock*. 2. utg. London & New York: E & FN SPON.
- Özmen, G. (2011) Determination of base stresses in rectangular footings under biaxial bending, *Teknik Dergi*, 22(4), s. 5659–5674.

Vedlegg

A Tabeller fra prosjektoppgaven

I dette vedlegget presenteres beregnede tillatt såletrykk med henvisning til referansen og grunnlaget som er brukt i beregningen. Materialet stammer fra prosjektoppgaven, men kapitlene, figurene, tabellene og formlene gitt i kolonnen «Grunnlag» henviser til referansen (ikke prosjektoppgaven).

Tabell A.1: Sammenstilling av tillatt såletrykk for en sterk bergmasse bestemt ved hjelp av respektive standarder. Tall i parentes er estimater som legger til grunn at kun enkle undersøkelser er utført.

Land	Kode/Utgiver	Referanse	Grunnlag	Tillatt såletrykk [MPa]
Norge	EC7	Standard Norge (2016)	Figur G.1	10,0
Sverige	BRO 94	Vägverket (1994)	Kap. 32.214	10,0 (3,9)
USA	AASHTO	AASHTO (2002)	Tabell 4.11.4.1.4-1	7,7
			Figur 4.4.8.1.1A	11,5
			Formel 4.4.8.1.2-1	19,9
	USACE	USACE (1994)	Formel 6-4	7,7 [skjær]
			Formel 6-3	0,53 [uten kohesjon]
Canada	CGS	CGS (2006)	Formel 6-5	1,5 [kompresjon]
			Formel (9.1)	31,2
			Tabell 9.3	10,0
Hong Kong		Hong Kong Buildings Department (2017)	Tabell 2.1	10,0
Kina	GB50007	Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China (2002)	Formel (5.2.6)	8,7–21,7 (*)
			Tabell 6.14	10,0
			Tabell 22.1	12,0–20,0
	Look (2007)	Look (2007)	Tabell 22.4	15,6 (11,1) [kompresjon]
			Tabell 22.10	5,2 (3,7) [bøyning] 2,6 (1,9) [gjennomlokking]

(*) Antatt sikkerhetsfaktor = 3,0

Tabell A.2: Sammenstilling av tillatt såletrykk for en svak bergmasse bestemt ved hjelp av respektive standarder. Tall i parentes er estimater som legger til grunn at kun enkle undersøkelser er utført..

Land	Kode/Utgever	Referanse	Metode	Tillatt såletrykk [MPa]
Norge	EC7	Standard Norge (2016)	Figur G.1	5,0
Sverige	BRO 94	Vägverket (1994)	Kap. 32.214	2,0 (0,9)
USA	AASHTO	AASHTO (2002)	Tabell 4.11.4.1.4-1	3,4
			Figur 4.4.8.1.1A	3,8
	USACE	USACE (1994)	Formel 4.4.8.1.2-1	2,2
			Formel 6-4	0,82 [skjær]
Canada	CGS	CGS (2006)	Formel 6-3	0,19 [uten kohesjon]
			Formel 6-5	0,09 [kompresjon]
			Formel (9.1)	4,0 (*)
Hong Kong		Hong Kong Buildings Department (2017)	Tabell 9.3	0,5–1,0
Kina	GB50007	Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China (2002)	Tabell 2.1	3,0
			Formel (5.2.6)	1,3–2,7 (**)
			Tabell 6.14	2,5
			Tabell 22.1	3,0–6,0
			Look (2007)	Look (2007)
		Tabell 22.10	1,6 (1,1) [bøyning]	
				0,8 (0,6) [gjennomlokking]

(*) Valgt sprekkeavstand er egentlig for tett til at formelen kan brukes

(**) Antatt sikkerhetsfaktor = 3,0

Vedlegg A

Tabell A.3: Sammenstilling av tillatt såletrykk for sterk og svak bergmasse beregnet med metoder presentert i litteraturfordypningen i prosjektoppgaven. SF = sikkerhetsfaktor.

Utgiver	Grunnlag	Tillatt såletrykk [MPa] ^(a)	
		Granitt	Fyllitt
Peck et al. (1974)	Tabell 22.1 (A)	9,6	0,96
	Tabell 22.1 (C)	26	8
Carter og Kulhawy (1988)	Formel (3-6)	142	0,25
Goodman (1989)	Formel (9.6)	203	46
Mehrotra (1992)	Figur 5.45	-	2,1
Wyllie (1992) ^(b)	Formel (5.10)	3,4	0,29
Serrano og Olalla (1996)	Formel (21) (SF iht. metode)	18,5 ^(d)	1,84
Serrano og Olalla (1996)	Formel (21) (SF = 3)	246 ^(d)	13,5
Serrano og Olalla (1998a,b)	SF=3, anisotropi: 0°	49 ^(d)	1,2
Singh og Rao (2005)	Figur 11 (90°/0°) ^(c)	242	42
Singh og Rao (2005)	Figur 11 (60°/30°) ^(c)	168	1,9
Bindlish et al. (2012)	(90°/0°) ^(c)	137	0,97
Bindlish et al. (2012)	(60°/30°) ^(c)	165	9,5
Merifield et al. (2006)	Formel 17	334	6,0
Sutcliffe et al. (2004)	(70°/20°) ^(b, c)	24	0,9
Sutcliffe et al. (2004)	(90°/0°) ^(b, c)	128	6,3
Imani et al. (2012)	(60°/30°) ^(b, c)	72–152 ^(d, e)	2,5–3,8 ^(e)

^(a) Sikkerhetsfaktor = 3,0 der metoden ikke angir annet.

^(b) Kohesjon er beregnet ved hjelp av formel (6-7a) og (6-7b) i USACE (1994).

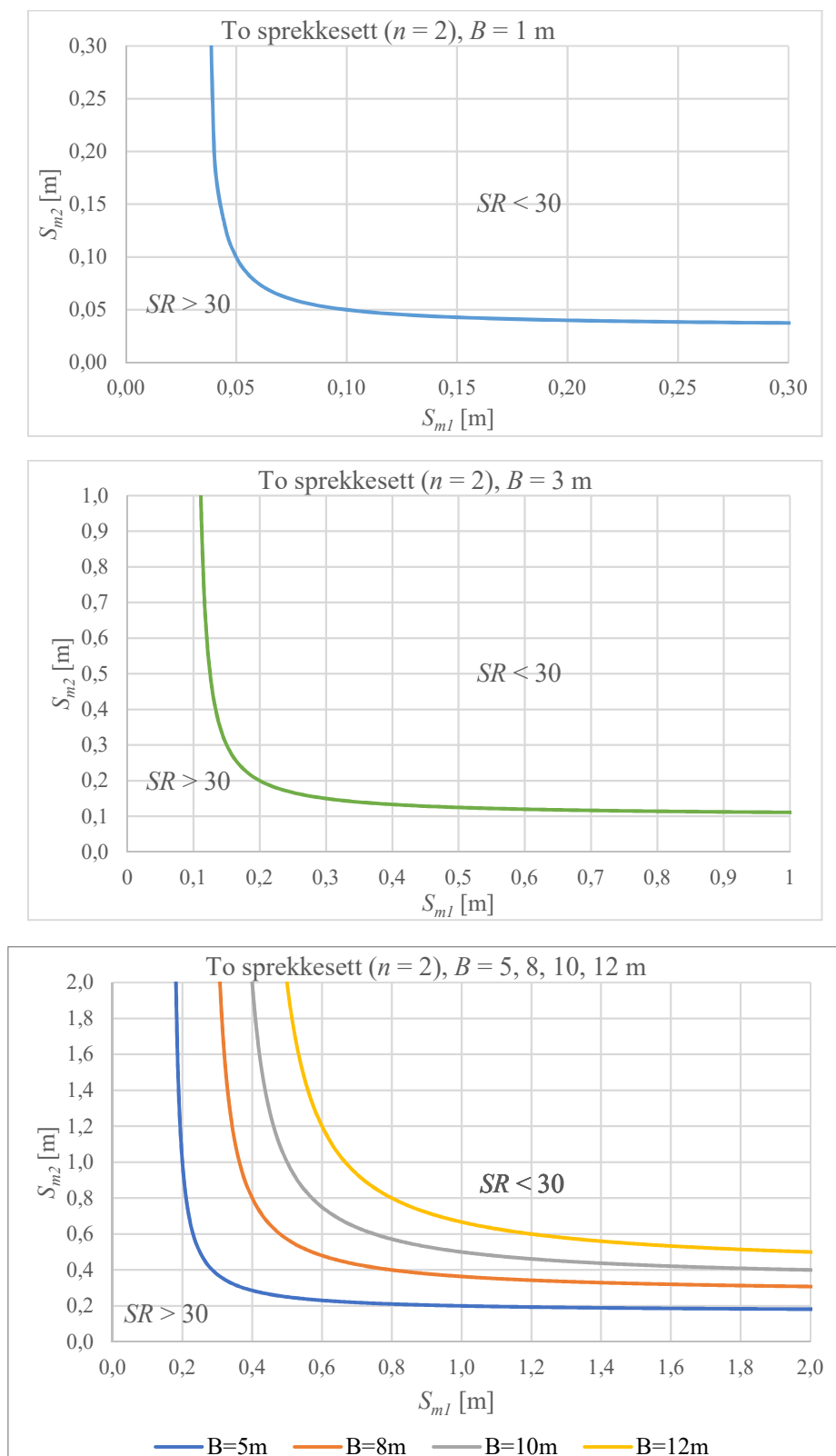
^(c) Sprekkefriksjonsvinkel for fyllitt = 16°, for granitt = 35°.

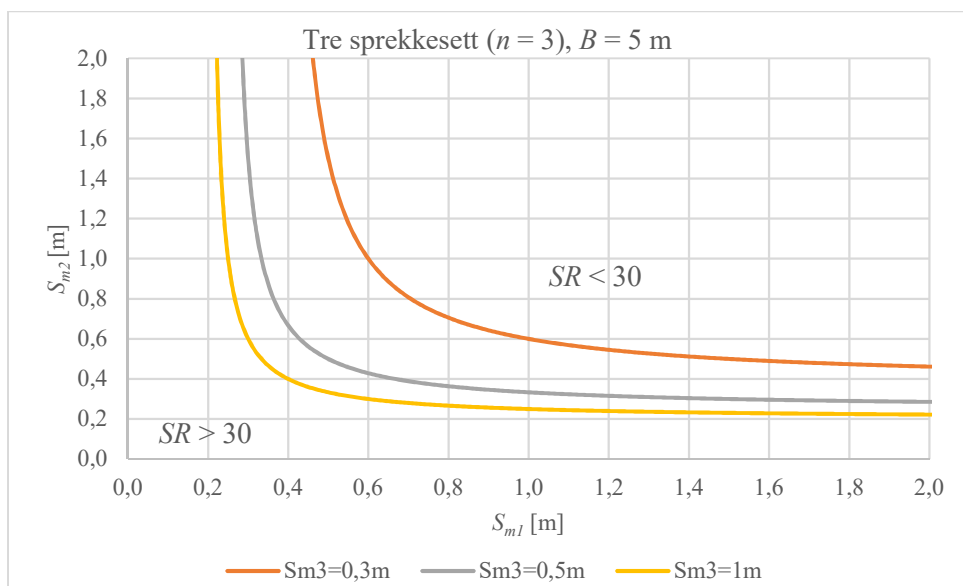
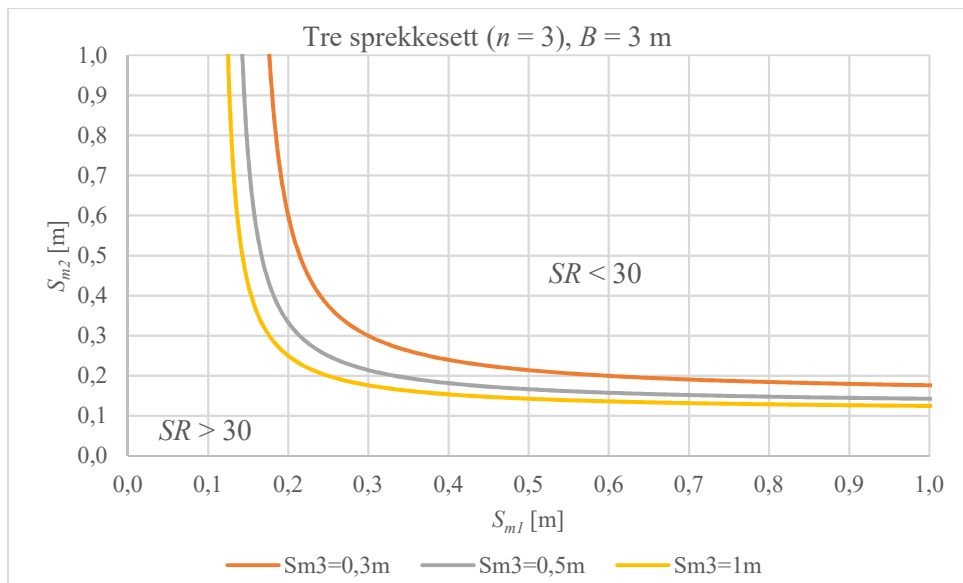
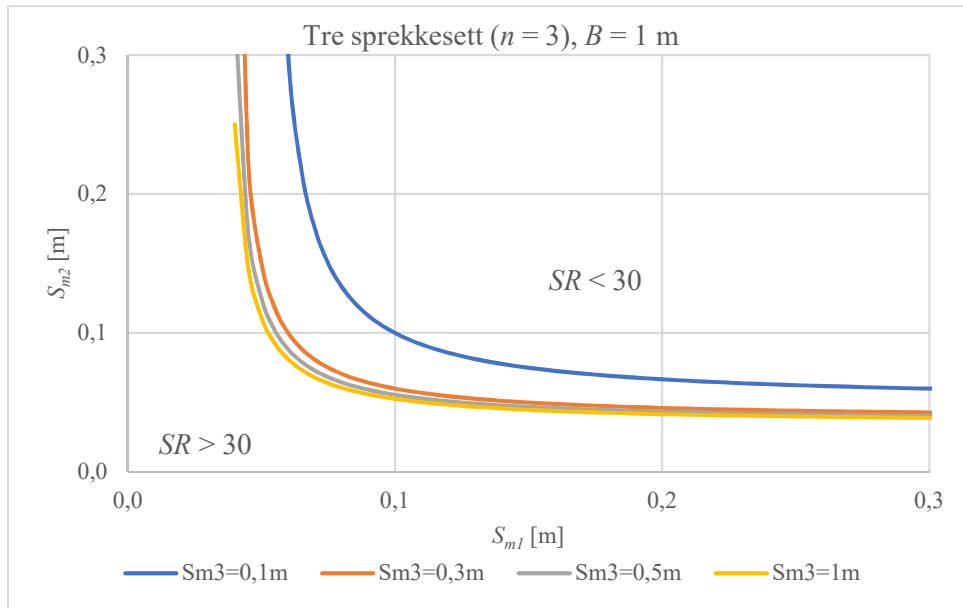
^(d) Sprekkeavstand større enn anbefalt for metoden.

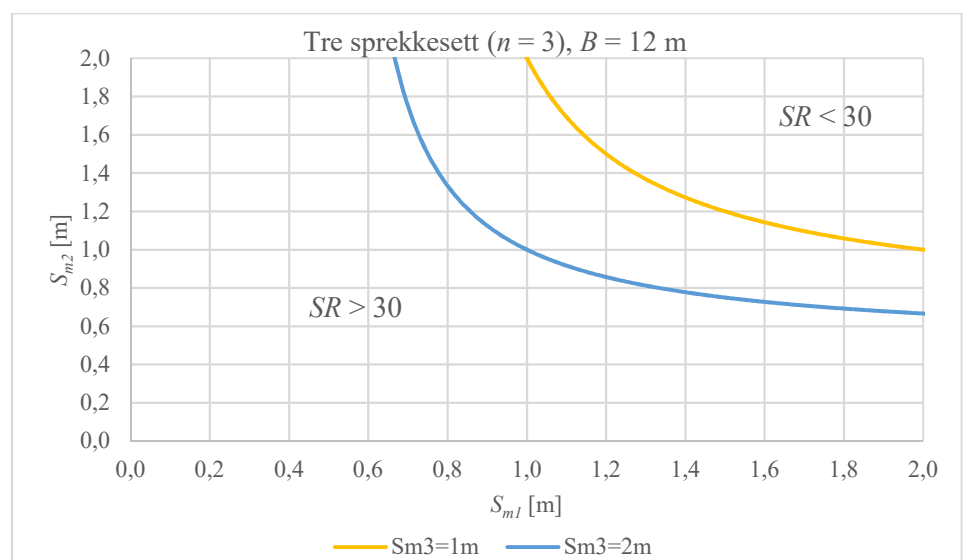
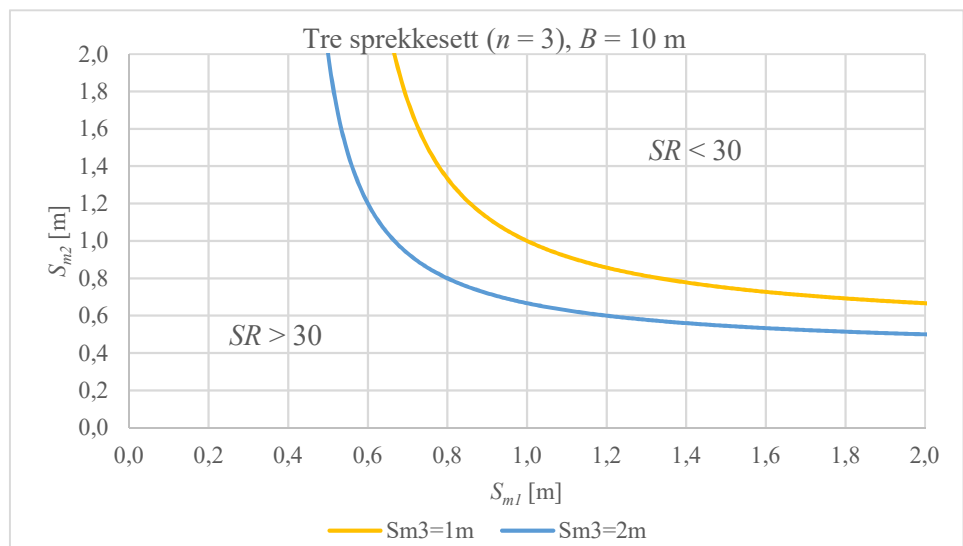
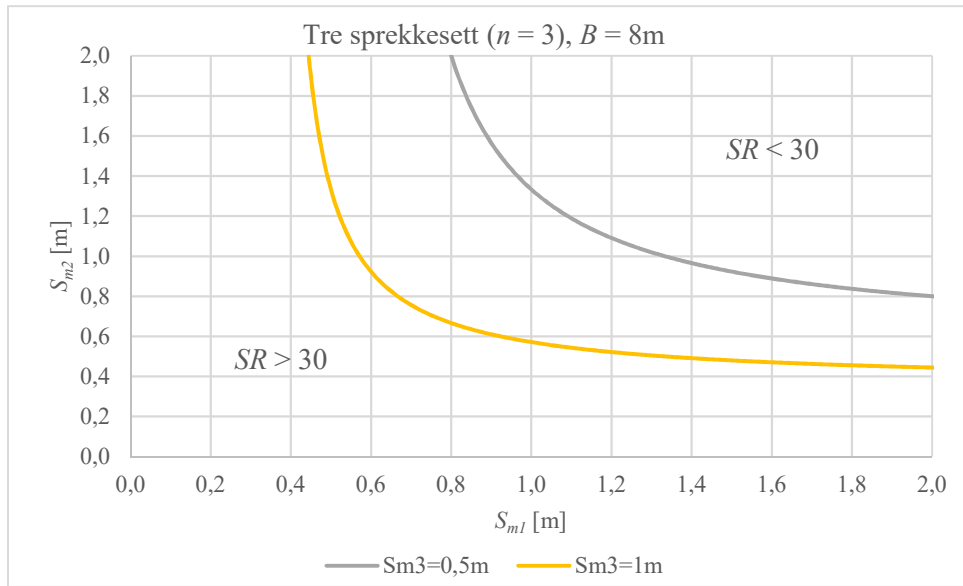
^(e) Intervall for å dekke området med riktig friksjonsvinkler.

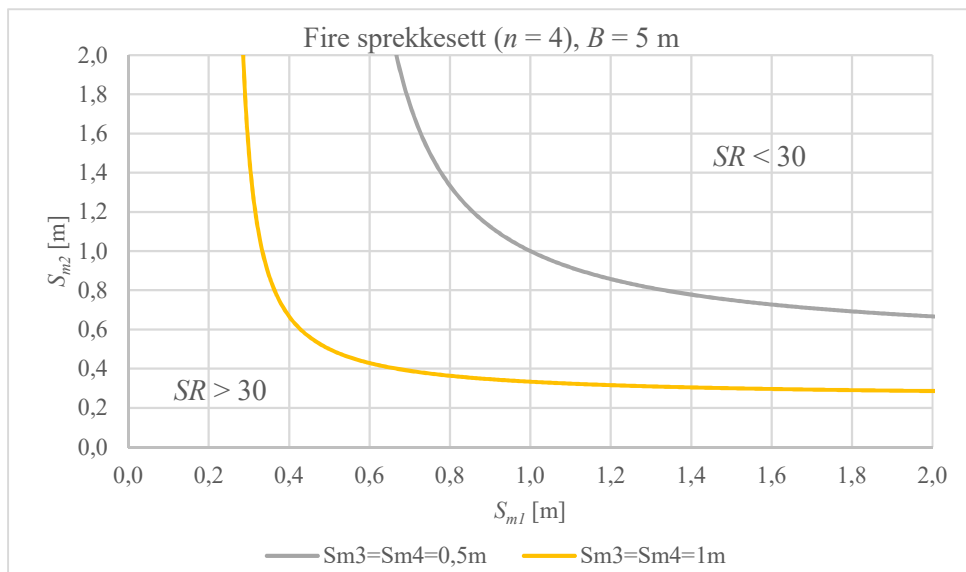
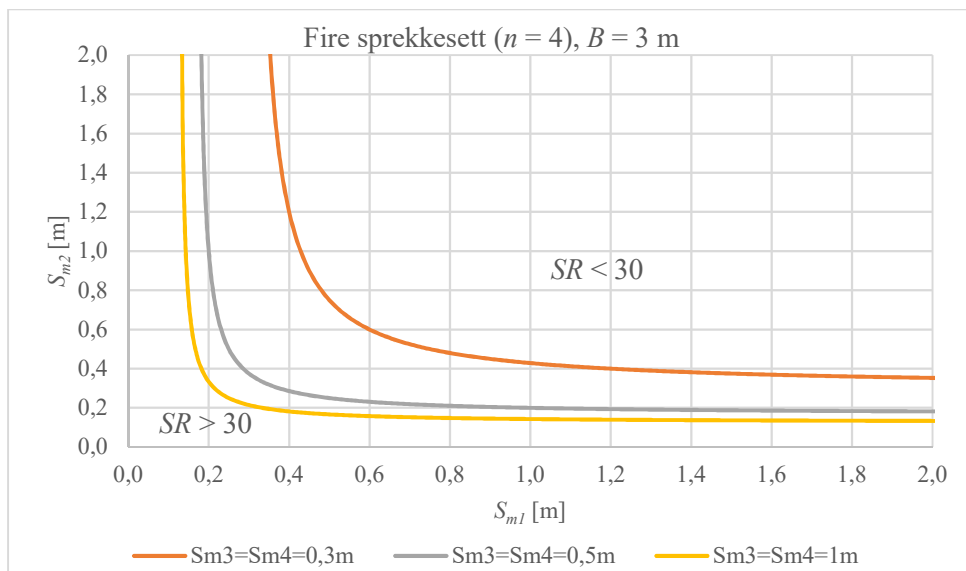
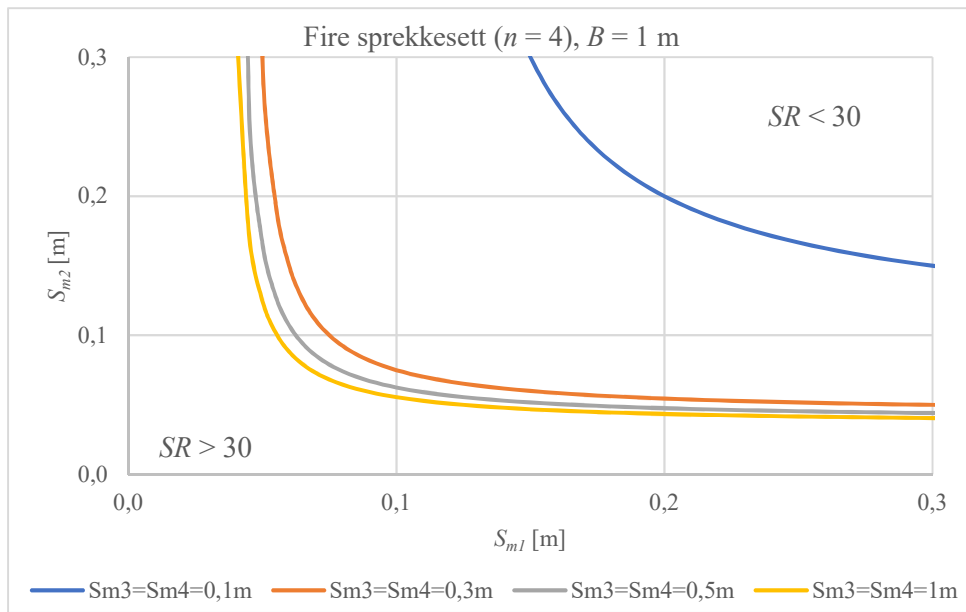
B Spacing Ratio (SR)

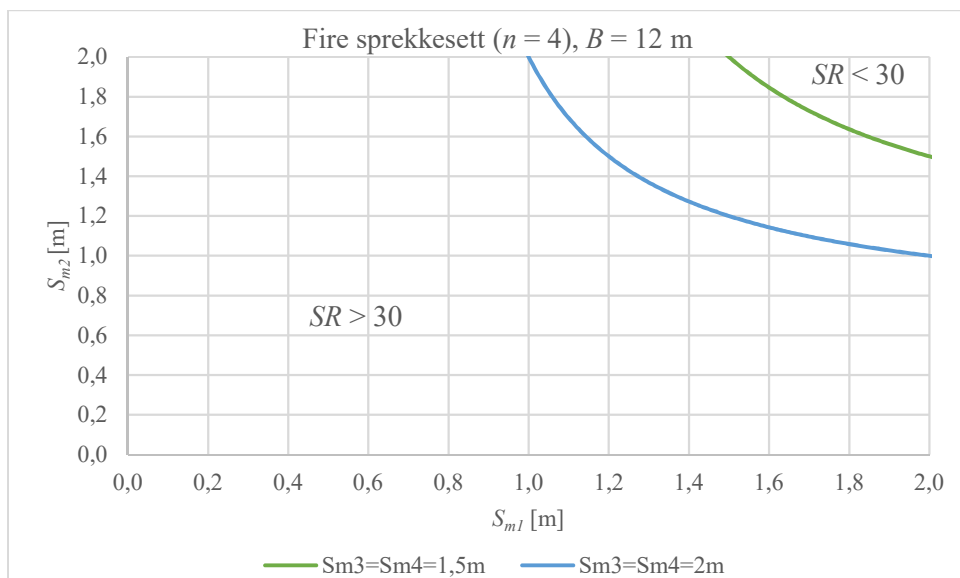
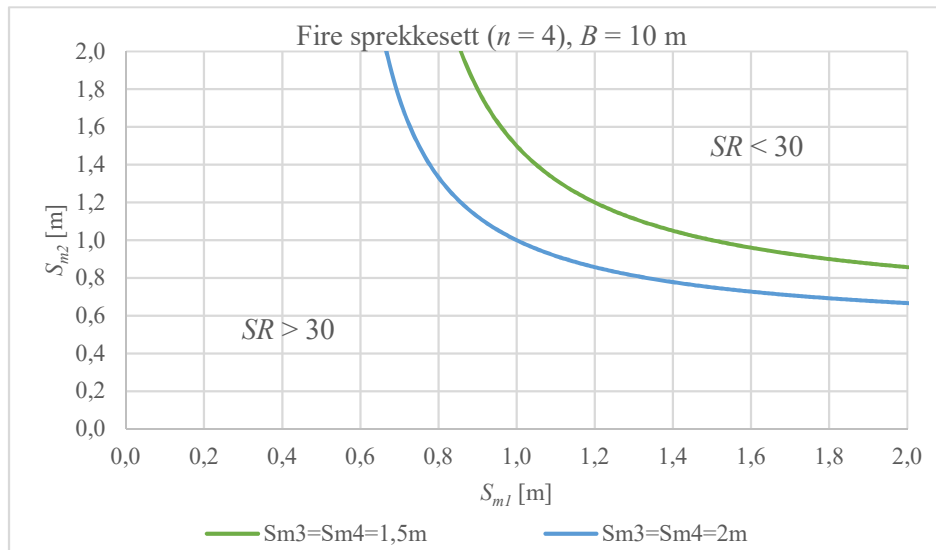
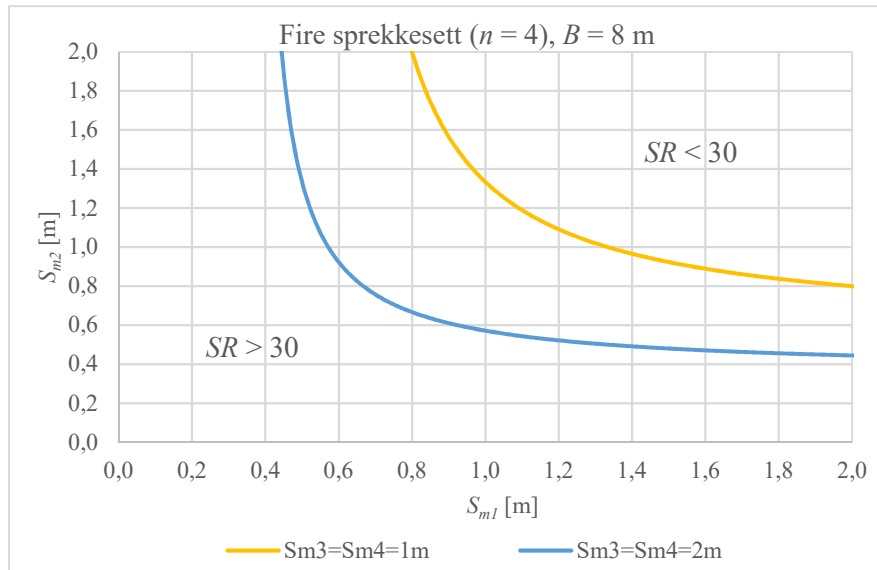
I dette vedlegget vises diagrammer som presenterer alle kombinasjoner av sprekkeavstander S_m som gir $SR = 30$. Diagrammene er gitt for antall sprekkesett $n = 2, 3$ og 4 . Utvalgte sprekkeavstander for sprekkesett 3 og 4 er satt til 0,3, 0,5, 1 og 2 m. Kurvene gjelder for fundamenter med bredde $B = 1, 3, 5, 8, 10$ og 12 m.





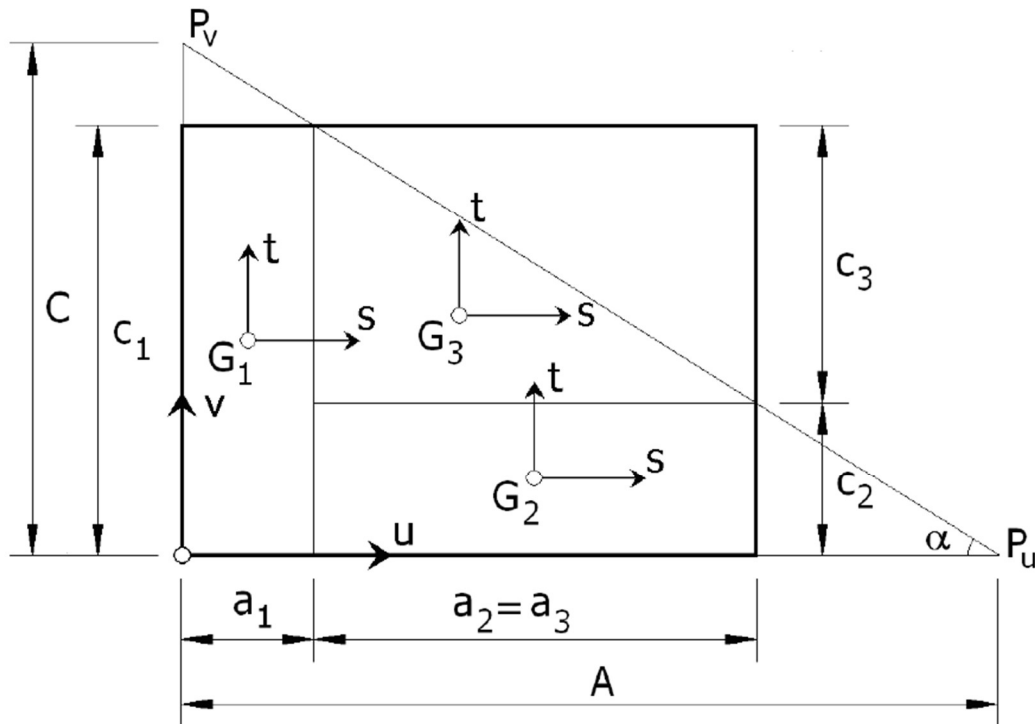






C Beregning av effektivt areal

I dette vedlegget presenteres figurer og tabeller til hjelp for beregning av effektivt areal. Fremgangsmåten er beskrevet i kapittel 4.4 *Vurdering av eksentrisitet og effektiv sålebredde*.



Figur C.1: Belastningssonenes dimensjoner

Tabell C.1: Vilkår for belastningssoner relatert til typenr. (gruppennr.)

Type	Vilkår
1	$A > B_x$ & $C > B_y$ & $\frac{B_x}{A} + \frac{B_y}{C} < 1$
2	$A < B_x$ & $C > B_y$
3	$A > B_x$ & $C < B_y$
4	$A > B_x$ & $C > B_y$ & $\frac{B_x}{A} + \frac{B_y}{C} > 1$
5	$A < B_x$ & $C < B_y$

Tabell C.2: Dimensjonene til belastningssonene relatert til typenr. (gruppenr.), indikert i tabell C.1.

Type	a_1	c_1	a_2	c_2	a_3	c_3
1	B_x	B_y	0	0	0	0
2	$(C-B_y)/\text{tg}\alpha$	B_y	0	0	$A-a_1$	B_y
3	0	0	B_x	$(A-B_x) \text{tg}\alpha$	B_x	$C-c_2$
4	$(C-B_y)/\text{tg}\alpha$	B_y	B_x-a_1	$(A-B_x) \text{tg}\alpha$	B_x-a_1	c_2
5	0	0	0	0	A	C

Tabell C.3: Karakteristikker for de ulike belastningssonene.

	Rektangulær sone (1)	Rektangulær sone (2)	Triangulær sone (3)
u_g	$\frac{1}{2}a_1$	$a_1 + \frac{1}{2}a_2$	$a_1 + \frac{1}{3}a_3$
v_g	$\frac{1}{2}c_1$	$\frac{1}{2}c_2$	$c_2 + \frac{1}{3}c_3$
F	a_1c_1	a_2c_2	$\frac{1}{2}a_3c_3$
I_s	$\frac{a_1c_1^3}{12}$	$\frac{a_2c_2^3}{12}$	$\frac{a_3c_3^3}{36}$
I_t	$\frac{a_1^3c_1}{12}$	$\frac{a_2^3c_2}{12}$	$\frac{a_3^3c_3}{36}$
I_{st}	0	0	$-\frac{a_3^2c_3^2}{72}$

Tabell C.4: Formler for beregning av avstander til de ulike belastningssonenes tyngdepunkt.

	Rektangulær sone (1)	Rektangulær sone (2)	Triangulær sone (3)
e	$\frac{a_1}{2} - u_g$	$\left(a_1 + \frac{a_2}{2}\right) - u_g$	$\left(a_1 + \frac{a_2}{3}\right) - u_g$
f	$\frac{c_1}{2} - v_g$	$v_g - \frac{c_2}{2}$	$\left(c_2 + \frac{c_3}{3}\right) - v_g$

$$F = \sum_{i=1}^3 F_i \quad [C.1]$$

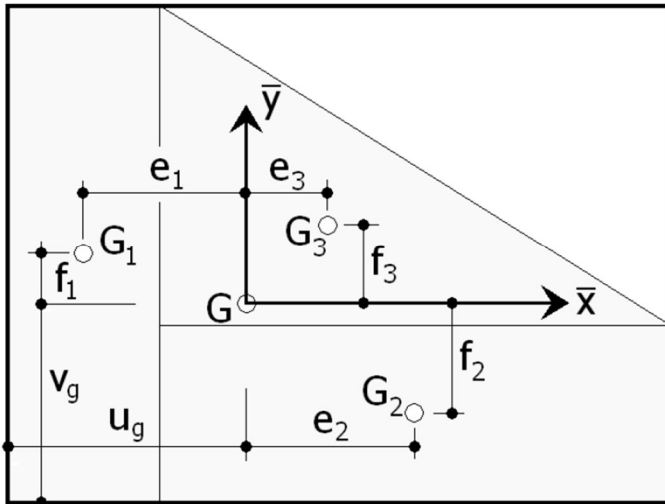
$$u_g = \frac{\sum_{i=1}^3 u_{g,i} F_i}{F} \quad [C.2]$$

$$v_g = \frac{\sum_{i=1}^3 v_{g,i} F_i}{F} \quad [C.3]$$

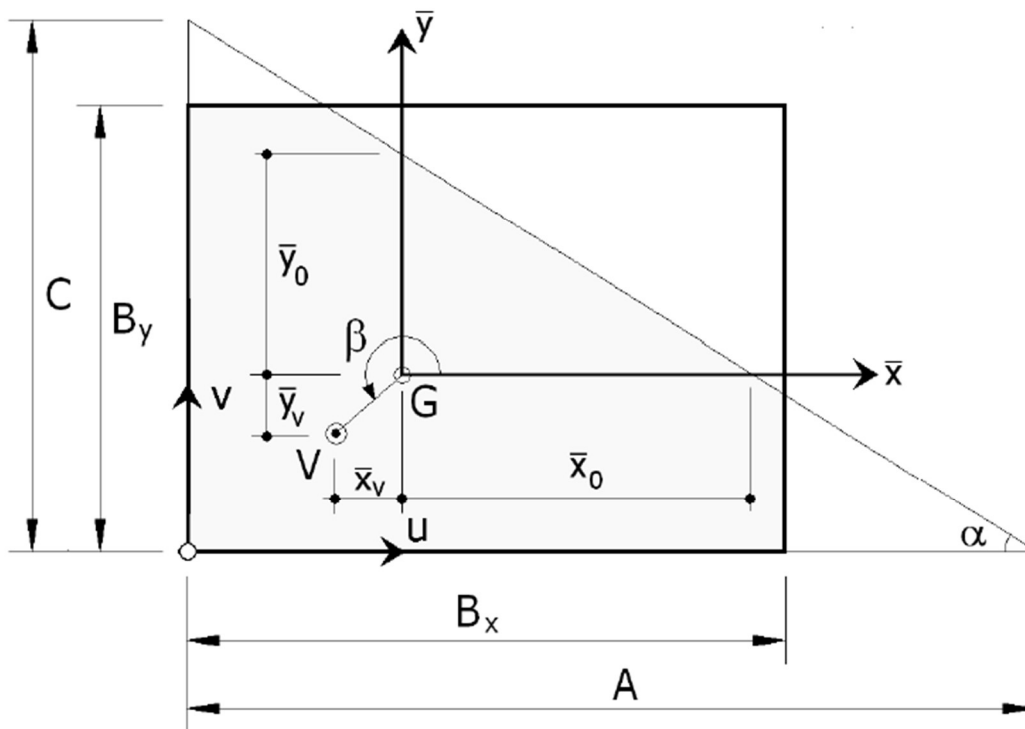
$$I_x = \sum_{i=1}^3 I_{s,i} + \sum_{i=1}^3 F_i f_i^2 \quad [C.4]$$

$$I_y = \sum_{i=1}^3 I_{t,i} + \sum_{i=1}^3 F_i e_i^2 \quad [C.5]$$

$$I_{xy} = \sum_{i=1}^3 I_{st,i} + \sum_{i=1}^3 F_i e_i f_i \quad [C.6]$$



Figur C.2: Avstander til de ulike belastningssonenes tyngdepunkt.



Figur C.3: Hjelpevariabler for spenningsberegning.

$$\bar{x}_v = x_v + \frac{B_x}{2} - u_g \quad ; \quad \bar{y}_v = y_v + \frac{B_y}{2} - v_g, \quad [C.7]$$

$$\text{tg}\beta = \frac{\bar{y}_v}{\bar{x}_v} \quad [C.8]$$

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{I_x - I_{xy} \operatorname{tg}\beta}{I_y \operatorname{tg}\beta - I_{xy}}, \quad [\text{C.9}]$$

$$\bar{x}_0 = -\frac{I_y + I_{xy} / \operatorname{tg}\alpha}{\bar{x}_v F} \quad ; \quad \bar{y}_0 = \bar{x}_0 \operatorname{tg}\alpha, \quad [\text{C.10}]$$

$$A = u_g + \bar{x}_0 + y_g / \operatorname{tg}\alpha \quad ; \quad C = y_g + \bar{y}_0 + u_g \operatorname{tg}\alpha, \quad [\text{C.11}]$$

D Beregning av karakteristisk såletrykk

I dette vedlegget vises diagrammer for beregning av såletrykk ved bruksgrenseverdien s_{maks} 5, 15, 25, 40, 50 og 60 mm. Kurvene representerer bergartene granitt, gneis, sandstein, kalkstein, leirskifer og fyllitt. Tallet bak bergartsnavnene henviser til enaksial trykkstyrke for det intakte berget i MPa. Betegnelsen *karakteristisk* henviser til at verdien må tillegges en partialfaktor for å finne *tillatt* såletrykk (dimensjonerende såletrykk).

