

Forankring av brofundament ved bruk av gyste fjellstag for opptak av statiske og sykliske laster

Egil Andreas Behrens

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2016

Hovedveileder: Gudmund Reidar Eiksund, BAT

Medveileder: Joar Tistel, BAT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for bygg, anlegg og transport

Forord

Den foreliggende rapporten er min masteroppgave innen Geoteknikk på sivilingeniørstudiet Bygg- og miljøteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskaplige universitet (NTNU). Tema-valget er et resultat av min interesse for veibygging og veirelaterte konstruksjoner kombinert med behovet for undersøkelser på området og mine analytiske evner samt interesse for praktisk gjennomføring.

Jeg vil spesielt takke doktorgradsstipendiat Joar Tistel (ved Faggruppe Geoteknikk) for god veiledning og oppfølging når jeg har hatt behov, for godt samarbeid i forbindelse med planlegging og gjennomføring av laboratorieforsøk samt for hans tillit og gode humør. Likeså vil jeg takke overingeniør Gunnar Vistnes for tett samarbeid og hjelp til hullboring, støping og testing av stag i laboratoriet, tidvis på kort varsel.

Ansatte ved BAT-verkstedet og avdelingsingeniør Per Asbjørn Østensen var svært hjelpelige underveis med henholdsvis tilvirkning av stativ for måleutstyr og tilkobling av målere og programmering for målingsregistrering og styring av forsøket.

Sjeforsker Eivind Grøv ved Sintef Byggforsk og professorene Bjørn Nilsen og Charlie Li ved Institutt for Geologi og bergteknikk, NTNU skal ha ros for å ha tipset meg om bolteriggen ved NTNU Bergteknikk / Sintef Byggforsk og for å sette meg i kontakt med labmiljøet ved bolteriggen da jeg tok kontakt.

Til tross for velvillighet i alle ledd, tok anskaffelser, montering og klargjøring av utstyr lang tid (se diagram i vedlegg 9.10), tildels på grunn av misforståelser mellom leverandører og de forskjellige ansatte ved NTNU. Derfor ble det en stor utfordring å rekke de planlagte undersøkelsene. Jeg er derfor veldig glad for at jeg mot slutten av perioden rakk å gjøre noen forsøk og fikk gjort klart utstyr til resten av forsøkene jeg har planlagt.

Trondheim, 9. juni 2016

Egil A. Behrens

Sammendrag

I løpet av de siste årene er idéen om en fergefri kystriksvei fra Kristiansand via Bergen til Trondheim blitt en viktig politisk sak for mange av partiene på Stortinget, og Statens vegvesen har satt i gang mange tekniske undersøkelser i samarbeid med rådgivningsfirmaer for å finne løsninger for broer og tunneler som skal erstatte fergesamband.

For flere av de aktuelle brotypene, vil fundamentering og forankring i fjell, stedvis under dypt vann, være en sentral konstruksjonskomponent. Broene vil være påkjent av naturlaster som vind-, bølge- og strømkrefter i tillegg til trafikklast. Alle disse vil variere syklisk med forskjellig amplitude og frekvens flere hundretusen ganger i løpet av levetiden. Disse sykliske lastene må tas opp av forankringene, og på grunn av broenes dimensjoner, vil kreftene bli større enn på eksisterende broer.

Etter en grundig litteraturstudie viste det seg at syklisk belastning av støpte forankringer i fjell er lite undersøkt, selv om de publiserte studiene viser at kapasiteten kan brytes ned progressivt når lasten sykles opp til nivåer på omtrent halvparten av den statiske kapasiteten.

Da jeg etter en måned hadde studert mye litteratur, gikk jeg i gang med et forsøksoppsett der jeg støpte høyfaste stålstag med 18 mm diameter inn i borede 50 mm diameter hull i en betongblokk på en kubikkmeter (1 m x 1 m x 1 m), samtidig som jeg fortsatte litteraturstudiet og gikk dypere inn på den litteraturen som er mest relevant for forsøksoppsett og teoretisk lastoptak av statiske og sykliske laster på støpte fjellstag. Betongblokkene var støpt flere måneder tidligere. Mitt forsøksoppsett repeterer og utvider et tidligere utført forsøksprogram av Brahim Benmokrane (Benmokrane et al. (1995)).

Avhengig av stag- og hullgeometrien, kan bruddet skje enten i en av heftsonene, i selve staget eller i betongen (fjellet) rundt. Stagene ble støpt med en geometri slik at bruddene skulle gå mellom stag og mørtel.

Etter minst 28 døgn herding av støpemørtelen ble noen stag testet ved statisk, tøyingsstyrt uttrekk, mens andre ble testet laststyrt syklisk. Til alle testene brukte jeg en hul hydrauliskylinder plassert på et stativ som hvilte på betongblokken et stykke ut fra støpehullet.

Staget gikk gjennom senterhullet i sylindren og ble festet ved hjelp av mutter og skiver på stagets grove gjenger. Hovedformålet var å studere eventuell nedbrytning av heftsonen mellom stag og mørtel ved syklisk last. Betongblokken simulerte fjellet, og staget kan for eksempel være en nedskalert forankring av strekklast fra bro.

Under forsøkene ble stagets aksielle forskyvning relativt til betongblokken målt ved hjelp av LVDT-er festet til staget. Lasten på staget ble målt med både ringformet lastcelle og trykkmåler ved tilførselsslagen på hydraulikkanlegget. Målerne hadde tidvis veldig godt samsvar og tidvis var det store avvik. Dette gjorde testresultatene usikre. Prøvestykker av mørtelblandingene ble testet i presse for bestemmelse av bøyestrek- og trykkfasthet, inkludert etterfølgende sammenligning med oppgitte egenskaper i datablad. Slik kunne jeg ha en viss kontroll på mørtelens kvalitet.

De oppnådde kapasitetene, både statisk og syklisk, var relativt sett i samme størrelsesorden som i Benmokranes undersøkelse, i noen tilfeller litt mindre. Ut fra de tre sykliske forsøkene, var det stor kapasitetsforskjell for stag som var støpt med samme geometri og mørtelblanding. Årsaken til variasjonene er mest sannsynlig litt varierende kompaktering av mørtelen, unøyaktige måleverdier for lasten og ikke minst stor innflytelse av ujevnheter i hullene nær toppen, siden stagene jeg testet hadde kort støpt lengde. Det ene staget gikk til brudd for last opp til 60 % av statisk kapasitet etter bare 150 sykluser, som sammenlignet med tidligere studier er lavt. Det sterkeste staget hadde en klart større kapasitet enn ventet og tålte flere tusen sykluser til en høyere last enn den statiske kapasiteten til tilsvarende stag. Det tredje staget tålte flere tusen sykluser på lavere lasttrinn før det gikk til brudd etter omtrent 1000 sykluser opp til 70 % av statisk kapasitet av tilsvarende stag, i godt samsvar med Benmokranes resultater.

Mange flere stag ble støpt og gjort klare for testing, og resultatene fra disse kan være avgjørende for hvilke konklusjoner man kan trekke. Ikke minst kan resultatene få redusert usikkerhet etter at noen av svakhetene ved forsøksoppsettet og instrumenteringen nå er avdekket og utbedret for fremtidige forsøk. En naturlig videreføring av arbeidet vil være å teste stag med større gyst lengde, slik at svakheter nær toppen av hullet vil få mindre betydning. I tillegg vil det være interessant å teste med forskjellige bindemidler for å finne hvordan kapasiteten avhenger av bindemiddeltypen og -sammensetningen.

Summary

During the last years, the idea of having a ferry free highway along the westcoast of Norway has become an important political matter to many of the parties at the Parliament of Norway. The National Public Roads Administration (Statens vegvesen) has initiated several studies together with consulting companies to find solutions to technical concerns regarding bridges and tunnels substituting the ferries crossing the wide and deep fjords.

To many of the actual bridge types, anchorages and foundations in rock, in some cases below sea level, will be a central structural component. The bridges will be subjected to loading environmental loads such as wind, waves and current, as well as traffic loading. All of these loads will be varying cyclically with different characteristics (load period and amplitude) during the lifetime. The cyclic loads must be carried by the foundations of the bridges, and they will be larger than for existing bridges due to the increased span of the bridges compared to existing ones in Norway and abroad.

After having completed a thorough literature study, it seemed like there have been few investigations regarding grouted anchors in rock subjected to cyclic loading, although the published studies show that the capacity of grouted rock anchors can be progressively degraded when cycling to around half the static capacity or more.

I started planning an experimental setup on grouted rock anchors after approximately one month of literature study on the topic. While continuing the literature study by looking deeper into the literature about experimental research work and theoretical load distributions along grouted anchors, I grouted 18 mm diameter high-strength steel bars into pre-drilled 50 mm diameter holes in a block of concrete of one cubic meter (1 m x 1 m x 1 m) cast several months before. My experimental setup repeats and extends the setup of Brahim Benmokrane (Benmokrane et al. (1995)).

Depending on the geometry and proportions of the steel bar and hole, fracture can happen in either of the two interfaces, in the steel itself or in the surrounding rock or concrete. The steel bars were cast with a geometry such that the failure was supposed to happen at the interface between bar and grout.

After at least 28 days curing of the grout, some bars were tested statically in a strain controlled pullout, whereas others were tested cyclically in a load controlled pullout. In all of the tests I used a hollow hydraulic cylinder placed on a support carrying the load to the concrete block a little aside from the hole. The bar went through the center hole of the cylinder and was fastened with aid of plates and nuts to the coarse threads of the bar. The main objective was to investigate possible degradation of the grout at the interface between grout and bar during cyclic loading. The concrete block simulated the rock, whereas the bar for example may represent a small scale tension anchor for a bridge.

During the tests, the axial displacement of the bar relative to the concrete block was measured using two LVDTs fastened to the bar. The tensile load applied to the bar was measured using an annular load cell as well as a pressure sensor connected to the hydraulic hose supplying pressure to the cylinder. Sometimes the measurements were in very well agreement, while sometimes they were quite different. This made the results uncertain. Test prisms of the grout batches were tested in tension and compression to determine the actual strength obtained and comparing it to given data from the manufacturer.

The capacities obtained from both the static and cyclic pullout testing were in the same order of magnitude as in Benmokrane's tests, sometimes a little lower. From the three cyclic tests, it can be observed large differences in capacity even though the bars were cast with the same batch of grout and the same length. The reasons for the differences are most probably small variations in the compacting of the grout during casting, uncertain load measurements and large influence of unevenness in the holes near the top as these bars had a short embedded length. One of the bars failed at a load cycling after only 150 cycles up to 60 % of static capacity, which is small compared to published test results. The strongest of the three bars demonstrated a capacity much larger than predicted as it survived thousands of cycles to a load larger than the static capacity of other bars with the same embedment length. The third of the bars survived some thousands of cycles at lower load levels before it failed after approximately 1000 cycles up to 70 % of the static capacity of corresponding bars. This last finding is in well agreement with Benmokrane's results.

An additional number of bars were prepared for testing, and the results from these tests might determine more accurate conclusions. Especially the uncertainty of the results should drop as some of the uncertainties of the test setup and the instrumentation now are uncovered and improved for future tests. An appropriate continuation of the work could be to test the bars already prepared, where the embedded length is larger, such that the weak zone near the top of the hole will be of less significance. In addition, it could be interesting to do tests using different grout compositions to see what influence different compositions make on the grout strength.

Innhold

1	Innledning	3
2	Metode	5
3	Teoretisk grunnlag	7
3.1	Aktuell statisk og dynamisk last	7
3.2	Hvorfor forankre ved å gyse?	7
3.3	Bruddmekanismer	9
3.3.1	Stagbrudd	10
3.3.2	Skjærbrudd mellom stag og boltemørtel	11
3.3.3	Skjærbrudd mellom boltemørtel og fjell	11
3.3.4	Konusbrudd i fjellet	12
3.4	Analytiske modeller for heft stag-boltemørtel	13
3.5	Numerisk modell for heft stag-boltemørtel	19
3.6	Bidrag til heft	20
3.7	Bindemiddeltyper	21
3.7.1	Sementbasert	22
3.7.2	Resinbasert	22
3.8	Viktige egenskaper og parametre ved sementbasert bindemiddel	23
3.9	Undervannsgysing	25
3.10	Stagtyper	26
3.10.1	Stag av stål	26
3.10.2	Stag av karbonfiberarmert polymer (CFRP)	27
3.11	Stagets stivhet	27
3.12	Forhold mellom borhulldiameter og stagdiameter	29
3.13	Spesielt med syklisk last / utmatting	29
3.13.1	Historie	29

3.13.2	Utmatningsmekanismen og viktige faktorer for utmatting	30
3.13.3	Enveis- og toveissykling	31
3.13.4	Utmatningsbrudd i sementbaserte materialer	31
3.13.5	Andre effekter av syklisk last	35
3.14	Forspenning: Fordeler og ulemper	36
3.15	Tidligere forsøk	37
3.15.1	Stag påkjent av statisk strekklast	37
3.15.2	Stag med syklisk strekklast	37
3.16	Videre undersøkelser	39
4	Egne undersøkelser	41
4.1	Planlegging av forsøksoppsettet	41
4.1.1	Formålet med forsøkene	41
4.1.2	Lokaler og fasiliteter	42
4.1.3	Leveranser	42
4.1.4	Rekkefølge på testene	44
4.1.5	Herdetid	44
4.2	Forsøksoppstillingen	45
4.2.1	Prioriteringer	45
4.2.2	Modifisering av hydraulikkanlegget og dets virkemåte	45
4.2.3	Valgte gyselengder	46
4.2.4	Materialparametre	47
4.2.5	Boring av hull	48
4.2.6	Støping i hull	51
4.2.7	Instrumentering	55
4.2.8	Andre forhold / detaljer	58
4.3	Statiske uttrekkstester	59
4.4	Sykliske uttrekkstester	63
4.5	Kalibrering av trykkmåler og lastcelle	64
4.6	Trykktester av boltemørtel	65
4.7	Elementmetodesimulering	66
5	Resultater	69
5.1	Statiske tester	69
5.2	Sykliske tester	82
5.3	Resultater fra prøving av mørtelprismer	96
5.4	Resultater fra numerisk elementmetodesimulering	100

6	Diskusjon	103
6.1	Diskusjon rundt statiske testresultater	103
6.2	Diskusjon rundt sykliske testresultater	108
6.3	Generell diskusjon rundt uttrekkstestene	109
6.4	Diskusjon rundt resultater fra testing av mørtelprismer	110
7	Konklusjon	111
8	Videre arbeid	113
8.1	Praktiske tips til fremtidige forsøk	114
9	Vedlegg	121
9.1	Vedlegg 1 - Løsning av differensialligning i elastisk område	121
9.2	Vedlegg 2 - Regneark for estimering av passende gyselengder	124
9.3	Vedlegg 3 - Regneark for beregning av krefter i stag etter Ren et al. (2010)	126
9.4	Vedlegg 4 - Testprogram og syklingsdetaljer	127
9.5	Vedlegg 5 - Utmattings frekvensavhengighet etter Hsu og Zhang	129
9.6	Vedlegg 6 - Testresultater fra mørtelprøving	132
9.7	Vedlegg 7 - Betjening av LabView-programmet for testing	133
9.8	Vedlegg 8 - Liste over navn og typebetegnelse på utstyr	133
9.9	Vedlegg 9 - Kontaktpersoner	135
9.10	Vedlegg 10 - Datablad for boltemørtelen: Mapei Nonset 50	135
9.11	Vedlegg 11 - Datablad for forskyvningsmålerne (LVDT-ene)	138
9.12	Vedlegg 12 - Datablad for omformerboksen	143
9.13	Vedlegg 13 - Tidslinje for forsøkene	143
9.14	Vedlegg 14 - Diverse bilder fra forsøksoppstillingen	145

Figurer

3.1	Skisse av en typisk rørbro med strekkforankring til havbunnen. Ikke alle strekkstagene er tegnet inn. Den gyste delen av strekkstaget er fremhevet med turkis sirkel.	8
3.2	Skisse av hengebro med hovedkabel strekkforankret i fjell. Den gyste delen av strekkstaget er fremhevet med turkis sirkel.	8
3.3	Gysing av fjellstag på havbunnen fra lekter.	9
3.4	Bruddmekanismer for gyste fjellstag. a) stagbrudd, b) skjærbrudd stagsbolttemørtel, c) skjærbrudd bolttemørtel-fjell, d) konusbrudd i fjellet. Figur kopiert fra Brown (2015).	10
3.5	Tri-lineær heft-slipp-modell, kopiert fra Ren et al. (2010).	14
3.6	Heft-slipp-modell med tredjegradskurve i første fase, kopiert fra Pochanart and Harmon (1989).	15
3.7	Infinitesimalt stykke av strekkpåkjent, gyst fjellstag. Utgangspunkt for differensialligning.	16
3.8	Prinsipp for kraftoverføring for de tre heftbidragene, a) adhesjon, b) mekanisk blokkering og c) friksjon. Kopiert fra ACI (1991).	20
3.9	Trykk- og heftfastheter for forskjellige bindemidler. Kopiert fra Ballivy et al. (1986). R = resin, C = sementmørtel. Refererer til figur 3.10. Trykkfasthet er listet i kolonne 2, mens heftfasthet er listet i kolonne 7 (nest lengst til høyre), og forholdet heftfasthet / trykkfasthet lengst til høyre. . .	23
3.10	Dosering av tilsetningsstoffer i de forskjellige sementbaserte bindemidlene i undersøkelsene til Ballivy. Kopiert fra Ballivy et al. (1986). Fumée de silice = silikastøv, Sable d'Ottawa = Ottawasand, Poudre d'aluminium = aluminiumpulver, Superplastifiant = vannreducerende / superplastiserende stoff.	24

3.11	Sammenheng mellom heftfasthet og E-modul for mørtler. Kopiert fra Kılıc et al. (2002).	28
3.12	Utmatningslevetiden N som funksjon av den sykliske utnyttelsesgraden S_{max}/f_c for syklingsfrekvens lik 1 Hz.	33
3.13	Utmatningslevetiden N som funksjon av syklingsfrekvensen f for syklisk utnyttelsesgrad lik 0,8 (80 %).	34
3.14	Illustrasjon av casing og gysing av fjellstag på havbunnen fra lekter. . . .	36
4.1	Forenklet koblingsskjema for hydraulikkanlegget.	43
4.2	Bilde av borhammeren som støttes av et trykkluftben mot en annen betongblokk. Foto: Undertegnede.	49
4.3	Bilde av borhammeren og stativet under boring. Foto: Undertegnede. . . .	50
4.4	Skisse av et skjevt hull der skjevheten tas opp i staget.	50
4.5	Plassering av stag, betongblokk 1.	52
4.6	Plassering av stag, betongblokk 2.	53
4.7	Aluminiumsprofilen som fester LVDT-ene til staget. Pidestallen oppå kun stålplaten i bakgrunnen. Foto: Undertegnede.	57
4.8	Skjematisk illustrasjon av den valgte instrumenteringen.	58
4.9	Fastsurring av stag og hydraulikksylinder under testing.	61
4.10	Plassering av skjerming og øvrig utstyr under statisk testing.	62
4.11	Bøyestrekktesting av mørtelprisme.	65
4.12	Trykkbrudd i halvdel av mørtelprisme.	66
5.1	Last-forskyvningskurve for statisk testede 150 mm stag.	70
5.2	Stag ST150-1 etter utrivning. Bruddet gikk som ønsket.	71
5.3	Forskyvningshastigheten under statisk testing av 150 mm stag.	72
5.4	Målte forskyvninger mot tid for statisk testing av 150 mm stag.	73
5.5	Stor mørtelkonus etter brudd, stag ST150-1.	74
5.6	Borhullet til stag ST150-1 etter at mørtelkonus og stag er fjernet.	74
5.7	Last-forskyvningskurve for statisk testede 250 mm stag.	75
5.8	Forskyvningshastigheten under statisk testing av 250 mm stag.	76
5.9	Målte forskyvninger mot tid for statisk testing av 250 mm stag.	77
5.10	Skjærspenningsfordeling langs 250 mm - stag, beregnet med MatLab-program.	78
5.11	Aksiell forskyvning langs 250 mm - stag, beregnet med MatLab-program.	79
5.12	Aksialkraftfordeling langs 250 mm - stag, beregnet med MatLab-program.	79
5.13	Slippfunksjonen $\delta(x)$ med og uten korreksjon.	81

5.14	Last mot tid - kurve for stag SF150-4.	84
5.15	Forskyvning mot tid - kurve for stag SF150-4.	85
5.16	Liten versus stor pumpe.	87
5.17	Last mot tid - kurve for stag SF150-6.	88
5.18	Forskyvning mot tid - kurve for stag SF150-6.	88
5.19	Kalibreringskurve for lastcellen.	90
5.20	Kalibreringskurve for trykkmåleren.	91
5.21	Last mot tid - kurve for stag SF150-7.	93
5.22	Forskyvning mot tid - kurve for stag SF150-7.	94
5.23	Last-forskyvningskurver for syklisk belastede stag etter brudd.	95
5.24	Enkeltresultater for 28-døgns trykkfasthet.	96
5.25	Enkeltresultater for 28-døgns bøyestrekfasthet.	97
5.26	Gjennomsnittlig 28-døgns trykkfasthet for de fire mørtelblandingene.	97
5.27	Gjennomsnittlig 28-døgns bøyestrekfasthet for de fire mørtelblandingene.	98
5.28	Trykk- og bøyestrekfasthet for mørtel 15.3. etter 28 og 56 døgn herding.	99
5.29	Bruddformen fra Plaxis-elementmetodesimuleringen.	101
9.1	Estimering av passende gyselengde etter Benmokranes resultater (Benmokrane et al. (1995)).	124
9.2	Estimering av passende gyselengde etter Kristjánssons resultater (Kristjánsson (2014)).	125
9.3	Regneark for beregning av krefter i stag etter Ren et al. (2010).	126
9.4	Testprogram, etter underveisrevisjon.	127
9.5	Testprogram med full oversikt over de utførte testene.	128
9.6	Skissering av syklingprogram, før siste revisjon.	129
9.7	Tabellverdier for utmattingslevetid avhengig av utnyttelsesgrad og lastfrekvens etter Hsu (Hsu) og Zhang (Zhang et al. (1996)).	130
9.8	Figurer for utmattingslevetid avhengig av lastfrekvens etter Hsu (Hsu) og Zhang (Zhang et al. (1996)).	131
9.9	Tabellerte testresultater fra mørtelprøvingen.	132
9.10	Tidslinje med viktigste hendelser i forbindelse med forsøkene.	144
9.11	Mutterstrammeren med Z-skruer, muttere og LVDT-holder.	145
9.12	Mørtelmiksing, husk avtrekk under tilsetning av tørrmørtel.	146
9.13	Prismer, støpt og herdet i ett døgn før merking. Klart for avforming.	147
9.14	Hullfylling. Klart for å sette inn stag.	148
9.15	Prismepressen ved Institutt for Konstruksjonsteknikk.	148
9.16	Borhammeren.	149

9.17 Skrumatermagasinet fylt med mørtel.	149
--	-----

Kapittel 1

Innledning

I forbindelse med prosjektet ”Fergefri E39” - en helt fergefri kystriksvei fra Kristiansand via Bergen til Trondheim - kan det bli aktuelt å bygge hengebroer med lange spenn eller rørbroer med vertikale strekkstag til fjordbunnen for å krysse de bredeste fjordene som i dag krysses med ferge. For å ta opp de store strekkraftene i bærekablene er det ønskelig å bruke gyste fjellstag for å spare kostnader. Ved bruk av gyste fjellstag i stedet for endeforankrede fjellstag med tilkomst bakfra eller store motvekter på havbunnen, kan henholdsvis kostnadene til bygging av tilkomst/tunneler eller materialkostnader til store motvekter reduseres, slik at prosjektet blir lettere gjennomførbart.

Det er tidligere gjort mange undersøkelser av diverse typer gyste fjellstags statiske strekkapasitet. Fjellstagenes kapasitet mot utmattingslast overlager en statisk last er imidlertid lite undersøkt. Jeg har valgt å fokusere på dette i min masteroppgave da sykliske laster som vind og trafikk vil være betydelige på broer i Fergefri E39 - prosjektet og for andre tilsvarende konstruksjoner.

Målet med studien er først å klarlegge hvilke undersøkelser som er gjort tidligere og hva disse har vist, før jeg tar for meg hvordan supplerende og videre forsøk kan gjøres, og hvordan jeg har planlagt og gjort slike forsøk.

I kapittel 3, Teoretisk grunnlag, tar jeg for meg teori om lastopptak for gyste fjellstag, viktige egenskaper for konstruksjonsdelene til en forankring med gyste fjellstag og spesielle faktorer når lasten varierer syklisk. Kapittel 4, Egne undersøkelser, beskriver planleggingen for forsøksoppsettet og forsøkene jeg har gjort, mens resultatene fra forsøkene er gitt i kapittel 5, Resultater. I diskusjonskapittelet, kapittel 6, diskuterer jeg resultatene i lys av teorien gjennomgått i kapittel 3. Til slutt følger konklusjoner, tips til videre arbeid og diverse vedlegg som hjelp til forståelse av teori og for enkelt å kunne gjenta eller videreføre forsøkene.

Kapittel 2

Metode

Denne rapporten oppsummerer en kombinasjon av litteraturstudium og laboratorieforsøk. Jeg har tilstrebet mest mulig kvantitative vurderinger og konsentrert meg om beregninger og analytiske modeller. Alle beregningsmetoder er vurdert mot andre metoder der det er flere, og resultatene er også sammenholdt med faglig skjønn.

Mesteparten av stoffet som beskrives, er logisk begrunnet ved utledninger av fysiske sammenhenger. Empiri er involvert ved sammenligning med andre kjente forsøk og ved tolkningen av egne forsøk.

Til innhenting av informasjon har jeg i hovedsak brukt søkemotoren Google Scholar. Med søkefraser som ”resin grouted rock bolts cyclic loading”, ”fatigue loading on grouted tension anchors” og ”tension anchors grouted in rock fatigue loading” fant jeg mange vitenskaplige artikler. Jeg så nærmere på de av artiklene som var tilgjengelige via NTNUs nettverk. Mange av disse var interessante. Å bruke engelske fraser og søkeord var et bevisst valg for å få tilstrekkelig med treff innen fagområdet og tilgang til ekspertkunnskap fra land med mye erfaring innen fjellankere. I de tilfeller der jeg ikke klarte å finne god litteratur på egen hånd, spurte jeg min veileder Joar Tistel om råd. Han anbefalte å sjekke referansene i de mest aktuelle artiklene og dette gav ofte gode resultater. Kombinasjonen av de nevnte metodene gav tilstrekkelig litteratur fra de fagområdene jeg anså relevante.

Ved søking med Google Scholar og ”vanlig” Google valgte jeg først å se på de treffene som inneholdt de viktigste søkeordene, og som det var lett å få tilgang til (via NTNUs nettverk). Ved søk for eksempel på ”fatigue loading on grouted tension anchors” er jeg ute etter informasjon om utmattingslast på gyste fjellstag, og da er gjerne ”grouted tension anchors” den viktigste delen av søkefrasen. Generell info om utmatting er ikke interessant i dette tilfellet, mens generell info om gyste fjellstag kan sette en på sporet av det en er ute

etter.

Kapittel 3

Teoretisk grunnlag

3.1 Aktuell statisk og dynamisk last

Flere private firmaer har fått i oppdrag å undersøke forskjellige brotyper og konsepter for noen av de aktuelle fjordkrysningene. Også Institutt for Konstruksjonsteknikk ved NTNU gjør undersøkelser og forsker mye på dynamisk oppførsel av lange broer.

Min veileder og jeg har tatt kontakt med Institutt for Konstruksjonsteknikk og spurt etter grove anslag for hvor store krefter man kan regne med å få på fundamentene til forskjellige aktuelle broer og særlig hvor store de sykliske variasjonene vil være i forhold til de statiske lastene.

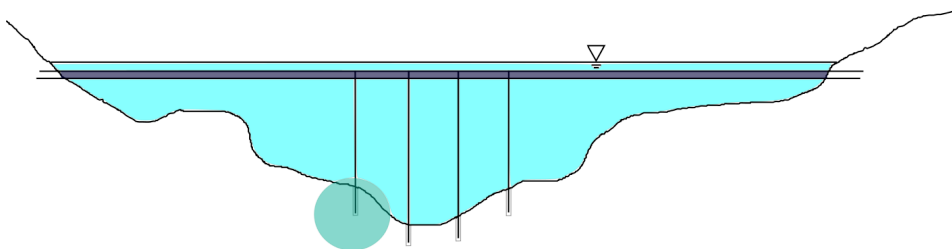
Det viser seg imidlertid at krefter på fundamenter foreløpig ikke er kjent.

For neddykket rørbro vil trafikklast og strømningskrefter gi syklisk variasjon, mens en hengebrokabel vil få tilsvarende bidrag fra trafikklast og vindlast. Intuitivt kan det virke som om en rørbroforankring (figur 3.1) vil ha større forhold mellom syklisk og statisk last enn en hengebrokabelforankring (figur 3.2).

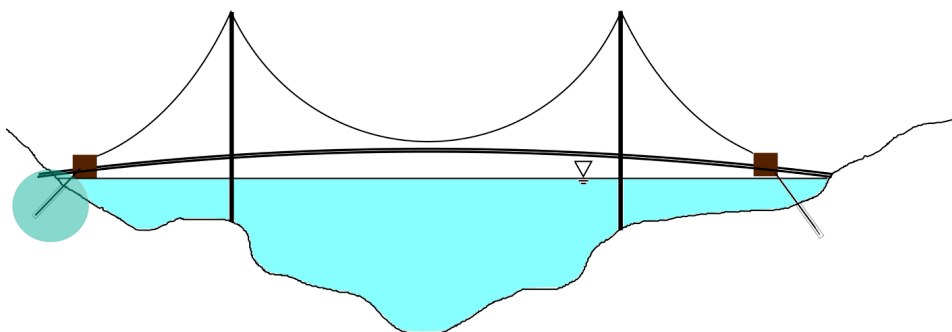
Selv om det er usikkert hvor stor den sykliske variasjonen vil være i forhold til den statiske strekklasten og hvor store krefter som ønskes tatt opp per fundament, er det ingen tvil om at lasten vi variere i mange sykluser i broens levetid. Undersøkelser av forankringers utmatningskapasitet og hvilke faktorer som har størst innvirkning på den er derfor aktuelt.

3.2 Hvorfor forankre ved å gyse?

Forankringene skal brukes ved kryssing av fjorder som er både dype og brede. En vanlig endeforankring i fjell krever tilkomst inne i fjellet. Dette blir kostbart ved brede og dype



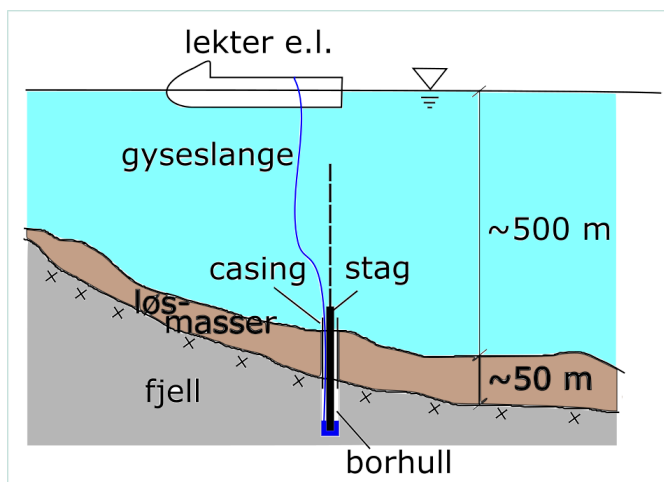
Figur 3.1: Skisse av en typisk rørbrø med strekkforankring til havbunnen. Ikke alle strekkstagene er tegnet inn. Den gyste delen av strekkstaget er fremhevet med turkis sirkel.



Figur 3.2: Skisse av hengebrø med hovedkabel strekkforankret i fjell. Den gyste delen av strekkstaget er fremhevet med turkis sirkel.

fjorder. For en stagforankret rørbrø vil det for eksempel være forankringer anslagsvis hver 150. horisontale meter langs rørbrøen. Det innebærer at det må bygges en forenklet undersjøisk tunnel forbi alle endeforankringene.

En løsning der ankrene i sin helhet kan monteres fra havsiden vil være kostnads- og tidsbesparende. Ankere kan gyses fra havsiden ved hjelp av båt eller lekter og gyseslange, som illustrert i figur 3.14. Gysing av ankere vil dessuten bidra til korrosjonsbeskyttelse av eventuelle korrosjonsutsatte stag (metalliske) og vil gi sterkere fjell dersom det benyttes høyt trykk under gysingen slik at sprekker i fjellet tettes av mørtelen.



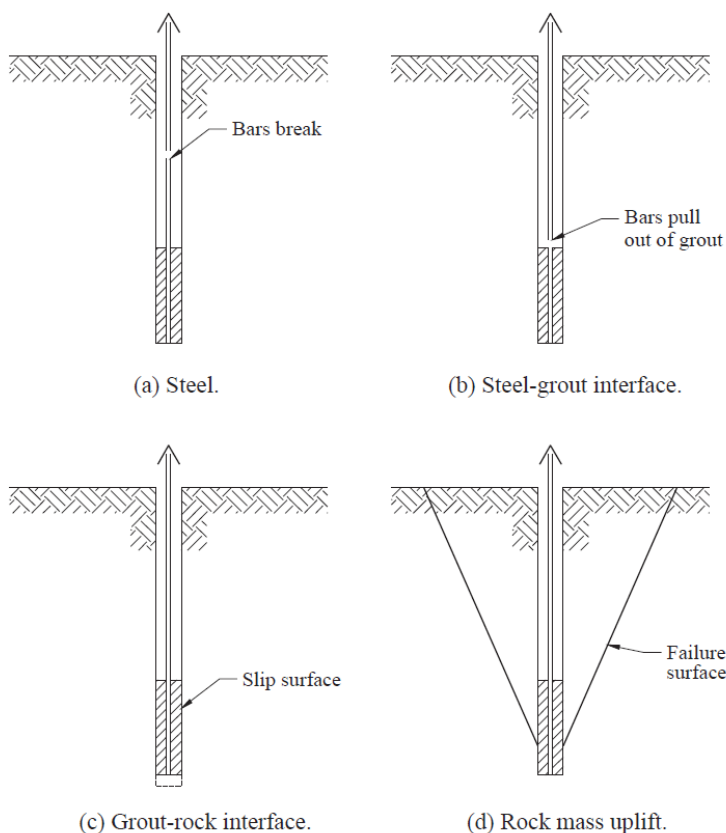
Figur 3.3: Gysing av fjellstagg på havbunnen fra lekter.

Gysing av korrosjonsutsatte stagg, slik som stagg av stål, vil gi korrosjonsbeskyttelse siden gysemassen beskytter staget mot luft og vann. Ved bruk av korrosjonsutsatte stagg i saltvann er dette en gunstig bieffekt.

Mekaniske ankere, det vil si ankere med en mekanisme i den indre enden som kiler seg fast eller ekspanderer mot fjellet, fungerer dårlig hvis fjellet er svakt, ifølge Wyllie (1992). Svakhetssoner i fjellet der ekspansjonsmekanismen er plassert (ved stagets indre ende) vil begrense kapasiteten dramatisk. Særlig viktig er det at fjellet har høy trykkstyrke slik at det kan holde imot for ankerets ekspansjon. Mekaniske ankere har vanligvis mindre enn halvparten av den statiske kapasiteten av gyste ankere med samme lengde (Luo (1999) side 47). I denne studien var mekaniske ankere sammenlignet med gyste ankere med resinbasert gysemiddel. Sementbasert gysemiddel kan gi enda høyere kapasitet, som i Ballivy et al. (1986) (fransk), der sementbasert bindemiddel med varierende tilsetningsstoffer sammenlignes med resinbasert bindemiddel.

3.3 Bruddmekanismer

For gyste fjellstagg er det fire aktuelle bruddmekanismer. Hvilken av mekanismene som gir lavest kapasitet avhenger av stagets og borhullets geometri og styrken av fjellet, boltemørtelelen og selve staget. De fire forskjellige bruddmekanismene er vist i figur 3.4 og beskrevet under.



Figur 3.4: Bruddmekanismer for gyste fjellstag. a) stagbrudd, b) skjærbrudd stag-boltemørtel, c) skjærbrudd boltemørtel-fjell, d) konusbrudd i fjellet. Figur kopiert fra Brown (2015).

3.3.1 Stagbrudd

Brudd i selve staget oppstår hvis lasten på staget overstiger stagverrsnittets kapasitet. Stagverrsnittets kapasitet for strekklast er lik tverrsnittsarealet ganger stagets strekkfasthet. Høyfaste stag, det vil si stag med høy strekkfasthet, har høy tverrsnittskapasitet i forhold til tverrsnittsarealet. Tverrsnittskapasiteten benevnes alternativt som stagets indre kapasitet, strekkbruddkapasiteten eller stagkapasiteten.

Stålstag vil få store plastiske tøyninger før stagbrudd på grunn av at bruddstyrken er høyere enn flytestyrken samtidig som materialet går til brudd først ved stor tøyning. Dette er særlig tydelig for lavfaste stål, men gjelder også for mer høyfaste stål.

Et slikt duktilt brudd med store tøyninger og deformasjoner er et langsomt brudd og er

normalt å foretrekke fremfor plutselig brudd i boltemørtel eller fjell. Det er derfor vanlig praksis å underdimensjonere selve staget slik at dette er det svakeste punkt, og man sikrer et duktilt brudd. Eksempler på slik praksis er Statens vegvesens håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging (Statens vegvesen (2010)), som anvendes ved dimensjonering av broforankringer i Norge.

Underdimensjoneringen skjer ved å la staget ha lite tverrsnittsareal i forhold til heftareal, det vil si stag med stor gyselengde og liten diameter.

3.3.2 Skjærbrudd mellom stag og boltemørtel

Brudd mellom stag og boltemørtel oppstår når skjærkapasiteten mellom disse overskrides. Dette er typisk tilfelle for stag forankret i sterkt, stivt og relativt homogent fjell som gir boltemørtelen god radiell innspenning (Ballivy et al. (1986) (fransk)). Mørtelens dilatans, det vil si volumutvidelse under skjærbelastning, har også stor innvirkning på denne kapasiteten.

Ettersom fjell brukt til forankring og opptak av store krefter i Norge hovedsakelig er av god kvalitet, har studien hovedfokus på nettopp denne bruddmekanismen.

For stag av liten diameter vil overflatearealet som gir heftkapasitet og motstand mot denne bruddformen være stort i forhold til stagets kapasitet som er proporsjonal med stagets tverrsnittsareal, og brudd vil skje i selve staget. Når stagets diameter økes, øker stagets kapasitet kvadratisk mens skjærkapasiteten i heftsonen øker lineært. Derfor er denne bruddformen særlig aktuell for stag av stor diameter og med en tykk annulus av boltemørtel mot omkringliggende sterkt fjell.

Jo mer dilatant boltemørtelen er ved forskyvning, desto større friksjonskrefter oppstår og kapasiteten øker.

3.3.3 Skjærbrudd mellom boltemørtel og fjell

Ved svakt fjell vil bruddet gjerne skje i overgangen mellom boltemørtel og fjell eller i fjellet rett utenfor overgangen. Det siste vil være tilfelle dersom fjellets skjærstyrke parallelt med staget er mindre enn boltemørtelens skjærstyrke.

Ifølge Hanna (1982) blir det spenningsendringer i fjellet ved boring av hull og også ved gysing. Dermed er det vanskelig å bestemme generelle skjærstyrkeverdier i denne overgangssonen.

Jo stivere staget er i forhold til fjellet, desto jevnere blir skjærspenningsfordelingen langs stagets lengde og problemet med degradering reduseres (Brown (2015)).

Videre refererer Hanna (1982) at denne overgangssonen vanligvis er mest kritisk.

Hanna ser da generelt på både jord- og fjellstag, noe som stemmer bra med forutsetningen om svakt fjell / fjell med lav skjærstyrke.

Brown (2015) bekrefter at overgangssonen mellom mørtel og fjell ofte er mest kritisk. Ellers forteller han at en gjennomsnittlig skjærstyrke mellom boltemørtel og fjell ofte regnes som 10 % av fjellets enaksielle trykkstyrke med en øvre begrensning på 4,2 MPa. Når mørtelen er svakere enn fjellet kan den gjennomsnittlige skjærstyrken estimeres tilsvarende ut fra trykkstyrken til mørtelen. Disse dimensjoneringsreglene er basert på tidligere forsøksresultater og erfaring.

3.3.4 Konusbrudd i fjellet

Brudd kan også skje i boltens omkringliggende fjell. Normalt er fjellet svært anisotrop på grunn av at dominerende sprekkeretninger og egenskapene kan variere over kort avstand. Beregningsmodeller for kapasiteten av fjellet er derfor unøyaktige. Dette kompenseres ved en større grad av konservatisme.

Ut fra forsøksresultater er det generelt akseptert å anta et kjegleformet brudd i fjellet omkring staget. Imidlertid finnes det ulik praksis når det gjelder kjeglens form og plassering.

Brown (2015) gir et sammendrag og drøfting av praksis på feltet. Avhengig av fjellets oppsprekningsgrad velges en toppvinkel i kjeglen som brukes i beregningene. Enkelte regelverk neglisjerer skjærstyrken langs kjegleoverflaten og utnytter kun bidraget fra vekten av fjellkjeglen, mens annet regelverk estimerer skjærstyrken og neglisjerer gjerne fjellkjeglens gravitasjonsbidrag (vekt).

Det er også variasjoner i plasseringen av kjeglens toppunkt. Noen modeller antar toppunkt i stagets innerste ende, mens modeller i annet regelverk antar at toppunktet er omtrent midt i gyselengden.

Brown (2015) konkluderer at brudd i fjellet er den mest omstridte bruddformen, der beregningsmodellene er svært unøyaktige og derfor også konservative i mange tilfeller. Brown anbefaler at kapasiteten i større grad baseres på uttrekkstester i felt og at slike tester gjøres mer regelmessig for å beregne en mer virkelighetsnær kapasitet.

Ved store forankringer er det vanlig å dele lasten på mange stag i et tett mønster. I slike tilfeller må det kontrolleres om bruddkjeglene fra nabostag overlapper hverandre. Dersom de overlapper, må den totale kapasiteten beregnes ut fra kapasiteten for bruddformen til hele staggruppen.

Fremgangsmåte og utledning for beregning av fjellets kapasitet etter Statens vegvesens regelverk i Statens vegvesen (2010) er vist i Behrens (2015). I Statens vegvesens regelverk antas at kjeglens toppunkt er i stagets ende og motstanden beregnes ut fra en dimensjone-

rende gjennomsnittlig skjærstyrke langs bruddflaten.

Hanna (1982) side 177-181 diskuterer også konusbrudd i fjellet med en del praktiske tips og triks. Hanna bekrefter Browns konklusjon om store variasjoner i regelverket for valg av kritisk konusform og -plassering i forhold til staget.

3.4 Analytiske modeller for heft stag-boltemørtel

Flere artikkelforfattere har utledet analytiske fordelinger og foreslått tilnæringer for skjærspenningsfordeling i heftsonen mellom stag og boltemørtel. Det er også gjort tøyningmålinger langs stag under uttrekk for å bekrefte teoriene.

Ut fra forsøk har det vist seg å være en klar sammenheng mellom lokal heft, det vil si skjærkraft lokalt i overgangssonen, og slipp eller forskyvning lokalt i sonen. Sammenhengen kan med god tilnærming beskrives som en trilineær kurve, med tre rette linjestykker avhengig av slippets størrelse (Benmokrane et al., Verderame et al. (2009), Ren et al. (2010), Martín et al. (2011), Martín et al. (2013), Ivanović and Neilson (2009)). Figurer i Martín et al. (2011) viser at den trilineære modellen passer meget godt med forsøksresultater.

Ivanović and Neilson (2009) fokuserte på å modellere nedbrytning av heft ved statisk og dynamisk last. Deres dynamiske modell og Ivanovics doktorgradsavhandling, kalt "The lumped parameter model" (Ivanovic (2001)), ble modifisert på tre ulike måter for å modellere ikke-lineær sammenheng mellom heft og slipp. Den ene av disse modifiseringene var en firelineær kurve tilsvarende en trilineær kurve pluss et flatt platå med maksimal heft mellom første og andre rette linje. Denne modellen stemte godt overens med empiriske resultater i laboratorie og felt.

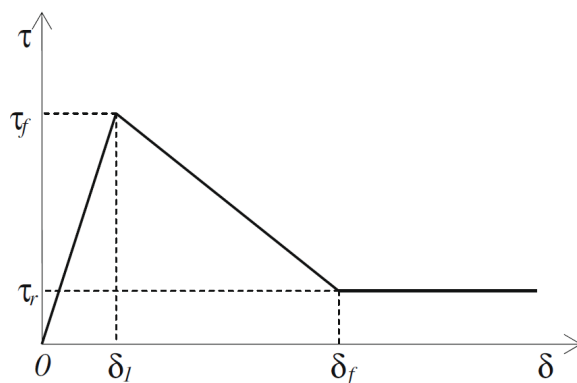
Under følger en beskrivelse av den trilineære modellen brukt i de ovennevnte kildene, deriblant Ren et al. (2010).

For små laster oppfører både mørtelen og staget seg tilnærmet lineært elastisk. Det vil da være en entydig lineær sammenheng mellom slippet mellom stag og mørtel og skjærspenningen i denne sonen. Stigningstallet er positivt og uttrykker stivheten av overgangssonen.

I det skjærspenningen i det mest påkjente punktet når mørtelens skjærkapasitet, τ_f og samhørende slipp δ_1 , starter en nedbrytning av mørtelen. Forsøkene viser da at når slippet i punktet øker ytterligere, minker skjærspenningen tilnærmet lineært.

Når slippet overgår en kritisk verdi δ_f , minker ikke lenger skjærspenningen. For større slipp er skjærspenningen konstant lik τ_r . Denne skjærspenningen tilsvarer friksjonen etter at all kjemisk binding og mekanisk blokkering mot stagets ruhet er brutt.

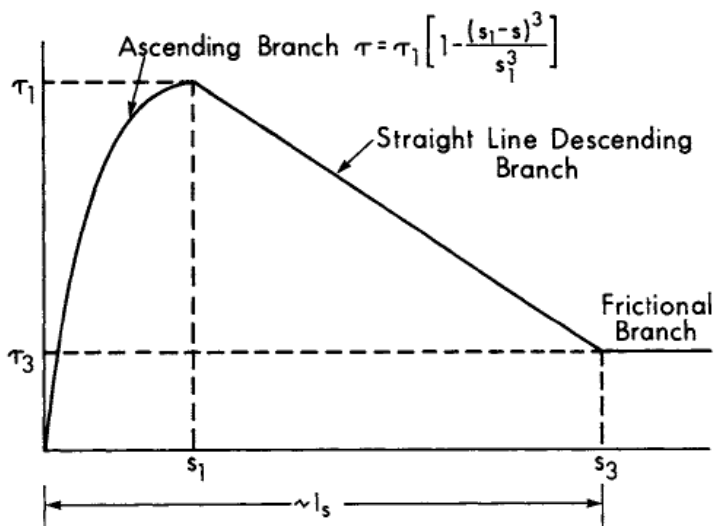
Fordi denne trilineære modellen passer godt med mange forskjellige forsøksresultat, kan forklares ut fra kjente mekanismer og samtidig er rimelig enkel, blir den ofte brukt som utgangspunkt for analytiske løsninger for heften i overgangssonen mellom stag og mørtel (samt mellom mørtel og fjell dersom dette er kritisk sone).



Figur 3.5: Tri-lineær heft-slipp-modell, kopiert fra Ren et al. (2010).

Pochanart and Harmon (1989) foreslår en mer virkelighetsnær, men mer kompleks modell enn den trilineære modellen. Forskjellen er at den første av de tre delene ikke er lineær, men en tredjegradskurve som vist i figur 3.6.

Kompleksiteten øker betydelig og den forbedrede beskrivelsen av virkeligheten gjør seg kun gjeldende i det elastiske området. Normalt belastes stag såpass kraftig at mørtelens skjærkapasitet overskrides i det mest påkjente området og kun den minst belastede delen av staget/mørtelen er i det elastiske området. Den mer komplekse modellen gir dermed liten endring i den totale kapasiteten og er derfor mindre brukt enn den enklere modellen.



Figur 3.6: Heft-slipp-modell med tredjegradskurve i første fase, kopiert fra Pochanart and Harmon (1989).

Verderame et al. (2009) diskuterer flere foreslåtte modeller, blant annet den trilineære modellen. Modellene har fordeler og ulemper, og det virker som om den trilineære modellen er et godt kompromiss mellom enkelhet og rimelig beskrivelse av virkeligheten.

Artikkelen Ren et al. (2010) er blant artiklene om analytisk heftfordeling som baserer seg på den trilineære modellen for heft-slipp. I tillegg forenkles forskyvningsfordelingen mellom fjell og stag slik at all forskyvning av staget skjer i heftsonen. Martín et al. (2011), side 3 baserer seg også på og rettferdiggjør denne forenklingen med at stagets aksialforskyvning er svært liten og dermed utgjør skjærtøyningen i mørtelen et mye mindre bidrag enn det slippet som vil oppstå for sannsynlige lastverdier.

En annen artikkel, som kun tar for seg det elastiske området for heftsonen, Farmer, antar derimot en konstant skjærvinkel avhengig av annulustykkelsen og at all forskyvning er på grunn av denne skjærtøyningen og intet slipp. Dette gjør at de to artikkelforfatterne får litt forskjellige resultat i det elastiske området selv om de har samme differensialligning som utgangspunkt. Den siste artikkelen tar ikke for seg hva som skjer når skjærstyrken til mørtelen overskrides i det mest belastede snittet og er derfor lite aktuell å diskutere nærmere.

For å undersøke hvor stor feil som oppstår ved å neglisjere skjærtøyningen i mørtelen slik Ren et al. (2010) gjør, har jeg kombinert uttrykket for sammenhengen mellom skjærspenning og skjærtøyning fra Farmer med uttrykkene i Ren et al. (2010). Jeg uttrykker den totale stagforskyvningen som summen av skjærtøyning i mørtelen og slipp i overgangsso-

nen:

$$u_b = \delta + u_\gamma \quad (3.1)$$

, der u_b er stagets forskyvning i forhold til omkringliggende fjell, δ er slippet i overgangssonen og u_γ er skjærforskyvningen i mørtelen.

Videre uttrykker jeg forskyvningen u_γ ut fra mobilisert skjærspenning (i heftsonen). For tykke annuluser, det vil si der fjellhullets diameter er minst den dobbelte av stagdiameteren, er forskyvningen ut fra Farmer:

$$u_\gamma = \frac{r_b * \ln(r_g/r_b)}{G_g} * \tau_x \quad (3.2)$$

Her uttrykker jeg forskyvningen som funksjon av skjærspenning, ikke motsatt som Farmer gjør. Som i Ren et al. (2010), uttrykker jeg her skjærspenningen τ_x ved den trilineære modellen: $\tau_x = \tau(\delta)$

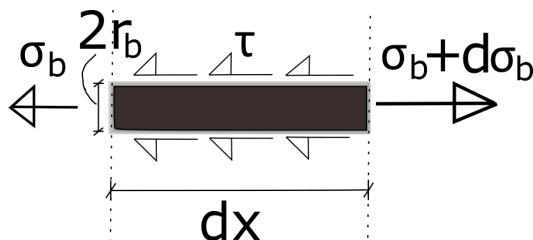
I det elastiske området er da $\tau_x = \frac{\tau_f}{\delta_1} * \delta$ og jeg får

$$u_\gamma = \frac{r_b * \ln(r_g/r_b)}{G_g} * \frac{\tau_f}{\delta_1} * \delta \quad (3.3)$$

Dermed er

$$u_b = \delta + u_\gamma = \delta + \frac{r_b * \ln(r_g/r_b)}{G_g} * \frac{\tau_f}{\delta_1} * \delta = \left(1 + \frac{r_b * \ln(r_g/r_b) * \tau_f}{G_g * \delta_1}\right) * \delta \quad (3.4)$$

Uttrykket i parentesen over (i ligning 3.4) er en konstant for en gitt staggeometri. Uttrykket går inn som et korreksjonsledd for skjærtøyning siden uttrykket er lik 1 når skjærtøyningen neglisjeres.



Figur 3.7: Infinitesimalt stykke av strekkpåkjent, gyst fjellstag. Utgangspunkt for differensialligning.

Figur 3.7 viser et infinitesimalt stykke av et fjellstag med tilhørende infinitesimale krefter som virker. Kraftlikevekt i stagets lengderetning gir:

Tverrsnittsareal * aksialspenning = overflate * skjærspenning

$$\pi * r_b^2 * d\sigma_b = 2 * \pi * r_b * \tau * dx \quad (3.5)$$

$$\frac{d\sigma_b}{dx} = \frac{2\pi * r_b * \tau}{\pi * r_b^2} = \frac{2}{r_b} * \tau \quad (3.6)$$

Ved å anta at staget oppfører seg lineært elastisk, slik stålstag under flytegrensen gjør, har vi etter Hookes lov:

$$\sigma_b = E_b * \frac{du_b}{dx} \quad (3.7)$$

, der $u_b = u_b(x)$ er stagets aksielle forskyvning, som gir

$$\frac{d\sigma_b}{dx} = E_b * \frac{d^2u_b}{dx^2} \quad (3.8)$$

Setter de to uttrykkene (3.6 og 3.8) for $\frac{d\sigma_b}{dx}$ lik hverandre og får

$$\frac{d^2u_b}{dx^2} = \frac{2 * \tau}{E_b * r_b} \quad (3.9)$$

Ligning 3.9 er den typiske differensialligningen for gyste fjellstag. Videre gjør litteraturen forskjellige tilnærminger for hvordan stagets forskyvning fordeler seg på slipp og skjærtøyning i annulusen av boltemørtel, som nevnt over.

Ren et al. (2010) tilnærmer virkeligheten ved å anta at all deformasjon i boltemørtelen er konsentrert som et slipp langs grenseflaten mellom boltemørtel og stag. Dermed er slippet lik aksialforskyvningen av bolten, $u(x)$. Inspirert av Farmer har jeg kommet frem til et uttrykk som også hensyntar skjærtøyninger i mørtelen, se over. Under løser jeg differensialligningen både med og uten hensyn til skjærdeformasjonen i mørtelen og sammenligner uttrykkene for det elastiske området. Sammenligningen vil vise om korreksjonen for skjærdeformasjoner er av betydning.

I det elastiske området er skjærspenningen ut fra den trilineære modellen:

$$\tau(\delta) = \frac{\tau_f}{\delta_1} * \delta \quad (3.10)$$

slik at differensialligning 3.9 i stedet kan uttrykkes som

$$\frac{d^2u_b}{dx^2} = \frac{2 * \tau_f}{E_b * r_b * \delta_1} * \delta \quad (3.11)$$

Med $u_b = \delta$, det vil si ved å neglisjere skjærtøyningen slik som i Ren et al. (2010), fås:

$$\frac{d^2\delta}{dx^2} - \frac{2 * \tau_f}{E_b * r_b * \delta_1} * \delta = 0 \quad (3.12)$$

, der koeffisienten $\frac{2 * \tau_f}{E_b * r_b * \delta_1}$ kalles λ_1^2 .

Ved å løse differensialligningen med randbetingelser som vist i Vedlegg 9.1, fås:

$$\delta(x) = \frac{\delta_1 \lambda_1 P \cosh(\lambda_1 x)}{2\pi r_b \tau_f \sinh(\lambda_1 L)} \quad (3.13)$$

slik som i Ren et al. (2010).

Med $u_b = \delta + u_\gamma$ i henhold til korreksjonen for skjærtøyning (ligning 3.1), fås i stedet (ligning 3.4 gjengitt som ligning 3.14):

$$u_b = \left(1 + \frac{r_b * \ln(r_g/r_b) * \tau_f}{G_g * \delta_1}\right) * \delta \quad (3.14)$$

som ved derivasjon med hensyn på aksialkoordinaten x gir

$$\frac{du_b}{dx} = \left(1 + \frac{r_b * \ln(r_g/r_b) * \tau_f}{G_g * \delta_1}\right) * \frac{d\delta}{dx} \quad (3.15)$$

og

$$\frac{d^2u_b}{dx^2} = \left(1 + \frac{r_b * \ln(r_g/r_b) * \tau_f}{G_g * \delta_1}\right) * \frac{d^2\delta}{dx^2} \quad (3.16)$$

Differensialligning 3.9 blir da

$$\frac{d^2\delta}{dx^2} - \frac{2 * \tau_f}{E_b * r_b * \delta_1 * \left(1 + \frac{r_b * \ln(r_g/r_b) * \tau_f}{G_g * \delta_1}\right)} * \delta = 0 \quad (3.17)$$

Vi ser at korreksjonsleddet kommer direkte inn i nevneren i koeffisienten foran δ i differensialligning 3.17. Koeffisienten er uavhengig av x og differensialligningen løses på samme måte som før. Eneste forskjell er at koeffisientens verdi er endret.

Løsningsfunksjonen blir (vedlegg 9.1):

$$\delta(x) = \frac{\delta_1 \lambda_1 P * \cosh\left(\frac{\lambda_1}{\sqrt{1 + \frac{r_b \ln(r_g/r_b) * \tau_f}{G_g \delta_1}}} x\right)}{2\pi r_b \tau_f \sqrt{\left(1 + \frac{r_b \ln(r_g/r_b) * \tau_f}{G_g \delta_1}\right)} * \sinh\left(\frac{\lambda_1}{\sqrt{1 + \frac{r_b \ln(r_g/r_b) * \tau_f}{G_g \delta_1}}} L\right)} \quad (3.18)$$

Vi ser at løsningsfunksjonen har samme form med korreksjon som uten (ligning 3.18 versus ligning 3.13). Forskjellen er at løsningsfunksjonen deles på kvadratroten av korreksjonsleddet, samt at korreksjonsleddet kommer inn og skalerer de hyperbolske funk-

sjonene \cosh og \sinh . Korreksjonsleddet er alltid større enn 1 slik at slippet $\delta(x)$ generelt blir mindre med korreksjonen enn uten, men på grunn av skaleringen i de hyperbolske funksjonene vil formen på slippkurven $\delta(x)$ endre seg.

3.5 Numerisk modell for heft stag-boltemørtel

Som et alternativ til, eller i tillegg til en analytisk beregning av slipp og skjærspenning langs et gyst stag, kan disse modelleres og beregnes numerisk. Ma et al. (2016) har utviklet en enkel numerisk modell som implementerer den trilineære modellen og beregner forskyvningen av staget.

Ma et al. (2016) forutsetter som Ren et al. (2010) at staget oppfører seg lineærelastisk. Den trilineære modellen er uttrykt slik Benmokrane et al. uttrykte den, og stagforskyvningen er uttrykt som en annenordens differensialligning i stagets aksialforskyvning $u_b(x)$.

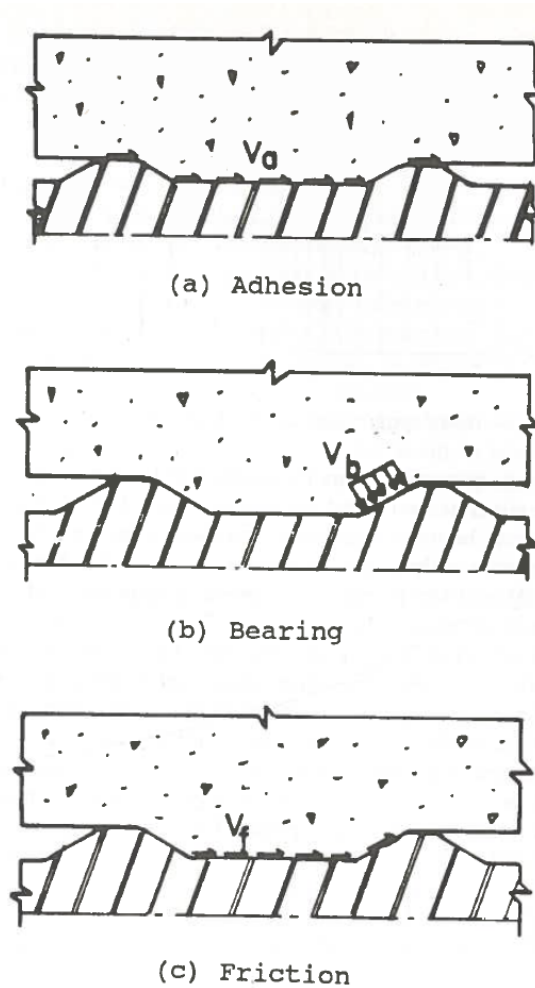
For å kunne løse differensialligningen på en enkel numerisk måte, tilnærmes forskyvningsfunksjonen $u_b(x)$ til å ha konstant annenderivert. Dette medfører at forskyvningsfunksjonen er et polynom i koordinaten x opp til annen orden. Fra den analytiske løsningen vet vi at $u_b(x) = \delta(x)$ er en hyperbolsk funksjon. Den numeriske metoden konvergerer derfor ikke mot eksakt løsning selv for svært små steglengder i den numeriske iterasjonen.

Staget deles inn i n noder. Forskyvningene beregnes i hver node ut fra en antatt forskyvning i den første noden som er ved stagets indre ende. Mobilisert skjærspenning beregnes fra den trilineære modellen ut fra forskyvningen (slippet) i forrige node. Slik itererer metoden for hver node inntil ytterste node (nr. n) er nådd. Metoden har nå gitt et ligningssett av n ligninger med n ukjente forskyvninger $u_{b,i}$, $i = 1, 2, \dots, n$.

Min biveileder, Joar Tistel, har implementert den numeriske metoden i programmet MatLab (Tistel (2016)). Programmet plotter kurver som viser fordelingen av forskyvning, skjærspenning og aksialkraft i staget. Kurvene kan lett sammenlignes med kurvene som ligningene i Ren et al. (2010) gir. For stag med vesentlig kortere gyselengde enn den effektive forankringslengden i elastisk stadium, typisk for gyselengder kortere enn fire ganger stagdiameteren, vil skjærspenningsfordelingen bli tilnærmet uniform ved brudd (Benmokrane et al.). Parametrene til den trilineære modellen kan derfor bestemmes fra last-forskyvningskurven til korte stag, for så å bli brukt som inngangsparametre for numerisk beregning i MatLab.

3.6 Bidrag til heft

I gyste fjellsteg oppnås heft fra tre fysiske bidrag: adhesjon, mekanisk blokkering og friksjon. Virkemåten til de tre i form av skjær- og trykkspenninger som oppstår er illustrert i figur 3.8.



Figur 3.8: Prinsipp for kraftoverføring for de tre heftbidragene, a) adhesjon, b) mekanisk blokkering og c) friksjon. Kopiert fra ACI (1991).

Før opprissing i heftsonen er adhesjon den viktigste komponenten til heftkapasiteten. Adhesjonskapasiteten er den kjemiske heften, uavhengig av formen på stagers overflate. Adhesjonen tapes allerede ved svært små slipp, i størrelsesorden 0,1 mm (Ballivy et al.

(1986)).

Avhengig av stagets overflate vil det oppstå mekanisk blokkering mot utrivning av staget. For et glatt stag helt uten kammer og med helt jevn diameter vil det ikke være noen mekanisk motstand mot utrivning av staget. For kamstål, derimot, vil gysemiddelet mellom kammene sette opp trykkrefter mot kammene (V_b i figur 3.8). Dette vil motvirke utrivning helt til gysemiddelet knuses eller brytes ned på annen måte.

I tillegg til kjemisk binding (adhesjon) og mekanisk blokkering, vil det være friksjonskrefter mellom stag og gysemasse. Friksjonsbidraget til heften er til stede både før bevegelse og under bevegelse av staget, henholdsvis som hvilefriksjon og friksjon under uttrekk. Friksjonsmotstanden kommer fra omsluttende trykk enten fra ekspansiv gysemasse eller som et resultat av knusning av gysemassen etter mekanisk blokkering.

Friksjonsbidraget er sterkt avhengig av det omsluttende trykket. Ved bruk av sementbasert bindemiddel / gysemasse vil gysemassen krympe under herding på grunn av kjemisk svinn under sementens herdeprosess. I sin tur gir dette dårlig omsluttende trykk og friksjonsmotstand. Ved å tilsette stoff som gjør at gysemassens volum øker under herding, minst like mye som det kjemiske svinnet, sikres god fylling av hullet og gjerne et omsluttende trykk som gir økt friksjonskapasitet. Aluminiumpulver blir ofte brukt som ekspanderende tilsetning i boltmørtler (Jacobsen (2016), Benmokrane et al. (1995) Ballivy et al. (1986)). Trykkinjisering kan også gi god hullfylling (Ren et al. (2010), kapittel 8.3).

Frem til degradering av heftsonen begynner, det vil si når staget får plastisk forskyvning, er adhesjonen og den mekaniske blokkeringen de viktigste bidragene til kapasiteten. Degradering og større forskyvninger oppstår gjerne når gysemassen knuses og de kjemiske bindingene er brutt. Da vil adhesjonen være borte og friksjonen er det største bidraget. Friksjonsbidraget sikrer at det fremdeles er en viss motstand i den nedbrutte sonen slik at ikke degraderingen løper løpsk. Uten friksjonsbidraget ville bruddet gått som et umiddelbart progressivt brudd, ettersom kapasiteten ikke ville øke mens degraderingsfronten og lastopptaket forskyves innover langs staget.

3.7 Bindemiddeltypen

Det finnes to hovedtyper bindemiddel for fjellankere: sementbaserte og resinbaserte (polymerer). Hver av typene har styrker og svakheter avhengig av anvendelse.

Patentbeskrivelsen ”Anchoring system for rock bolts” (Parker (1981)) og boka ”Foundations on rock” (Wyllie (1992)), blant andre, tar for seg fordeler og ulemper ved resinbaserte og sementbaserte bindemidler. Begge bindemiddeltypene har en fordel sammenlignet med mekanisk forandrede ankere uten bindemiddel når det kommer til bindemiddelets

bidrag til korrosjonsbeskyttelse av selve staget, mens hovedulempen er høyere kostnad uansett bindemiddeltipe.

3.7.1 Sementbasert

Selv om sementbaserte bindemidler gir dyrere forankring enn mekanisk forankring, er sementbaserte bindemidler billigere enn resinbaserte og enklere tilgjengelig de fleste steder (Wyllie (1992)).

Sammenlignet med resinbaserte bindemidler er sementbaserte mer tungvinte under støping. Sementen må blandes med eventuelle tilsetningsstoffer og vann før den pumpes inn i borhullet. Dessuten må pumpe og slanger rengjøres etter støping (Parker (1981)).

Ved å injisere sementen med høyt trykk, kan sementen forsvinne inn i sprekker i fjellet. Dette kan gå ut over fyllingen av selve hullet og gi dårligere heft (Parker (1981)). Imidlertid gir injiseringen av sprekke sterkere fjell og mindre risiko for brudd i heftsonen mellom sement og fjell eller konusbrudd i fjellet. Trykkinjisering gir dessuten større omsluttende trykk ved staget og kan dermed øke friksjonsbidraget til kapasiteten, som dominerer etter degradering/debonding.

3.7.2 Resinbasert

Resinbaserte bindemidler er enkle i bruk. Bindemiddelet leveres i 2 atskilte poser som dyttes inn i borhullet sammen med staget. Staget roteres med drill slik at posene revner og bindemiddelet i den ene posen blandes med herder i den andre. Staget brukes som rørepinne og fordeler bindemiddelet i lengderetningen.

Metoden er imidlertid begrenset til stag som er små nok til at de kan drilles rundt uten at de kiles fast før bindemiddelet er blandet, i praksis maksimalt 7-8 meter lange. Dessuten må stagene være stive nok til å kunne drilles. Lissestag kan dermed ikke støpes med denne metoden. Dessuten kan eventuelle korrosjonsbeskyttende stømper/coating på stagene bli skadet av drillingen (Wyllie (1992)).

Det er ingen behov for rengjøring av utstyr etterpå. Dessuten oppnår bindemiddelet styrke mye raskere enn sementbaserte bindemidler. Dette er en viktig tids- og kostnadsfaktor i mange tilfeller, slik som ved fjellsikring ved stuff under tunneldriving, der det er ønskelig å fortsette sprengingen så fort som mulig. Selv om bindemiddelprisen er høyere, kan den totale kostnaden være mindre.

Ifølge Parker (1981) er resinbasert bindemiddel med plastisk enn sementbasert og mindre sprø. For syklisk last kan dette være en stor fordel for å unngå degradering (debonding).

3.8 Viktige egenskaper og parametre ved sementbasert bindemiddel

Ettersom oppgaven er motivert av behovet for fjellforankringer av broer, der kreftene som skal tas opp er store og byggetiden uansett er lang, har jeg lagt hovedfokus på sementbasert bindemiddel. Viktigst er at sementbasert bindemiddel er billigst for store mengder (mange store stag) (Wyllie (1992)) og den største ulempen - den lange herdetiden - er av liten betydning i en broanvendelse. Resultatene til Ballivy et al. (1986) viste dessuten at de undersøkte sementbaserte bindemidlene hadde et klart større forhold mellom skjær- og trykkfasthet enn det testede resinbaserte bindemiddelet, figur 3.9. Dersom dette gjelder generelt, vil det si at selv om et resinbasert bindemiddel kan ha litt høyere trykkfasthet enn et sementbasert, er gjerne skjærkapasiteten størst for sementbaserte bindemidler. Skjærkapasiteten er viktigst for gyste fjellstag selv om trykkstyrken også innvirker på kapasiteten gjennom blokkeringsbidraget.

Identification du scellement	Produits de scellement					Arrachement d'ancrages	
	Résistance à la compression σ_c (MPa)	Résistance à la traction σ_t (MPa)	Module d'élasticité E (GPa)	Angle de frottement ϕ (deg)	Cohésion c (MPa)	Contrainte de cisaillement* moyenne à la rupture τ (MPa)	τ/σ_c (%)
R	110 ± 5,1 (6)	13,5 ± 2,2 (6)	11 ± 1,1 (6)	30	27,5	12,9 ± 1,4 [9]	12
C ₁	64,3 ± 2,5 (6)	4,7 ± 0,3 (6)	17,6 ± 1,0 (6)	31	17,9	12,6 ± 0,17 [2]	20
C ₂	49,5 ± 3,2 (10)	3,2 ± 0,2 (6)	11,1 ± 2,2 (10)	30	16,2	14,5 ± 0,40 [9]	28
C ₃	59,6 ± 1,7 (6)	3,0 ± 0,5 (6)	16,4 ± 1,1	—	—	15,8 ± 0,32 [2]	27
C ₄	66,3 ± 2,7 (6)	5,1 ± 0,5 (6)	17,9 ± 3,2 (6)	—	—	19,0 ± 0,39 [6]	29

Figur 3.9: Trykk- og heftfastheter for forskjellige bindemidler. Kopiert fra Ballivy et al. (1986). R = resin, C = sementmørtel. Refererer til figur 3.10. Trykkfasthet er listet i kolonne 2, mens heftfasthet er listet i kolonne 7 (nest lengst til høyre), og forholdet heftfasthet / trykkfasthet lengst til høyre.

Som for alle andre sementbaserte materialer er masseforholdet mellom vann og sement avgjørende for fastheten av bolttemørtelen. Lavere vann-sement forhold (w/c -tall) gir høyere fasthet, men ved svært lave w/c -tall (omtrent under 0,35) blir mørtelen vanskelig å bearbeide. Artikkelen "Effect of grout properties on the pull-out capacity of fully grouted rock bolts" (Kılıç et al. (2002)) viser en tydelig sammenheng mellom w/c -tallet og

mørtelens trykkfasthet, som igjen henger sammen med heftfastheten.

Spesielt for boltemørtler er at de vanligvis er tilsatt ekspanderende stoff som motvirker mørtelens svinn under herding. Ofte brukes aluminiumspulver til dette formålet. En mørtel med en viss ekspansjon sikrer at staget får et omsluttende trykk som øker kapasiteten kraftig gjennom økt friksjon og mekanisk blokkering.

Som ellers under støping er det viktig å kompaktere mørtelen skikkelig slik at store luftporer drives ut. Dersom det er mye luft i mørtelen vil evnen til å gi radiell innspenning / omsluttende trykk svekkes.

Innhold av sand reduserer svinn (Benmokrane et al.) og sandens inkompressibilitet gjør mørtelen mer dilatant, med større friksjonsmotstand som resultat.

Mye ekspanderende stoff gir mer luft og mindre trykkfasthet (Jacobsen (2014) kapittel 1). Det må derfor gjøres en avveining mellom ekspansjon og trykkfasthet ved dosering av ekspanderende stoff. Kombinasjon av ekspanderende stoff, silikastøv og sand som tilsetning til sement gir allikevel ganske høy trykkfasthet samtidig som ekspansjonen er tilstrekkelig. Dette er dermed et godt utgangspunkt for en boltemørtelresept. Ballivy et al. (1986) testet forskjellige doseringer og kombinasjoner av ekspanderende stoff (aluminiumpulver), sand og silikastøv. Resultatene er vist i figur 3.9, mens doseringen av tilsetningene er vist i figur 3.10.

	C_1^*	C_2^*	C_3^*	C_4^*
Eau (E)	1	1	1	1
Ciment portland de type 10 (C)	2,5	2,5	2,25	2,25
Fumée de silice (S_i)	—	—	0,25	0,25
$E/(C + S_i)$	—	—	0,4	0,4
Sable d'Ottawa	—	—	—	2,5
Poudre d'aluminium	—	$1,25 \times 10^{-4}$	$1,25 \times 10^{-4}$	$1,25 \times 10^{-4}$
Superplastifiant	—	—	$0,65 \times 10^{-2}$	$0,65 \times 10^{-2}$

*Le dosage de chaque constituant est donné en fonction de la masse d'eau.

Figur 3.10: Dosering av tilsetningsstoffer i de forskjellige sementbaserte bindemidlene i undersøkelsene til Ballivy. Kopiert fra Ballivy et al. (1986). Fumée de silice = silikastøv, Sable d'Ottawa = Ottawasand, Poudre d'aluminium = aluminiumpulver, Superplastifiant = vannreduserende / superplastiserende stoff.

Gysemiddel brukt under havoverflaten vil være utsatt for inntrengning av kloridioner

fra saltvannet som kan gi korrosjon på staget. For å øke inntrengningsmotstanden anbefales en finmalt sement med tilsetning av silikastøv (Jacobsen (2014) side 1-20).

3.9 Undervannsgysing

For flere av de aktuelle anvendelsene av stag til broforankring vil stagene måtte gyses i fjellet under fjorden som broen skal krysse. Det er derfor viktig å ta hensyn til eventuelle kompliserende faktorer ved undervannsgysing.

De kompliserende faktorene knytter seg i hovedsak til mørtelens sammensetning og hullfyllingsteknikken. Selve hullboringen kan gjøres fra lekter på små dyp eller med fjernstyrt borerigg på havbunnen der dyppet er stort (Tistel (2015)).

Yahia et al. har gjort forsøk på sammensetning av mørtel for undervannsgysing. Resultatene var i korthet at silika og plastiserende stoff i kombinasjon gir liten utvasking av sement og dermed brukbare mekaniske egenskaper etter herding. Men styrken blir noe mindre enn ved tørrstøping allikevel.

Undervannsgysing gjøres vanligvis ved rørfyllingsmetoden eller ved bruk av pumpe. Tidligere var rørfyllingsmetoden dominerende i Norge, mens pumping har tatt over de siste tiårene (Jacobsen (2014) side 1-18 - 1-21).

Ved pumping stikkes trykkslangen fra pumpen ned til bunnen av hullet som skal gyses. Det er en enveisventil i enden av slangen som hindrer vann å trenge inn i slangen når pumpen står stille. Når pumpen startes, trekkes slangen oppover i hullet i takt med fyllingen. Enden skal alltid være et stykke under fyllingsoverflaten for å unngå luft- og vannbobler i betongen.

Undervannsbetong lar seg vanskelig kompaktere og blant annet derfor er egenskapene i fersk tilstand svært avgjørende for undervannsbetong.

Kompakterbarheten gjøres stor nok ved å ha mye finstoff, en jevn kornfordelingskurve og høy slump (Jacobsen (2014) side 1-19). Samtidig er det viktig at betongen flyter godt ut, og dette krever tilstrekkelig andel i de groveste fraksjonene. Den siste viktige egenskapen er betongens stabilitet, det vil si motstanden mot at betongens fin- og grovfraksjon skiller seg. Stabiliteten vil vanligvis reduseres når kompakterbarheten og flyten/mobiliteten økes. Derfor må egenskapene balanseres nøye. Plastiserende stoff øker imidlertid kompakterbarheten og flyten uten å redusere stabiliteten. Dette samsvarer med observasjonene i Yahia et al..

For å øke utvaskingsmotstanden finnes det anti-utvaskingsstoff. Disse gir god kombinasjon av de viktigste egenskapene i fersk tilstand og hindrer utvasking. Ulempene med slik tilsetning er betydelig forsinket størkning og herding, høy pris, tidkrevende blanding

og rengjøring, samt strenge krav til forskalingens tetthet ettersom betongen kan flyte gjennom veldig små åpninger (Jacobsen (2014) side 1-20). Den sistnevnte ulempen faller bort for fjell med begrenset oppsprekning, men kan gi betydelig sprekkfylling (gunstig for fjelllets styrke, men stort mørtelforbruk).

3.10 Stagtyper

Fjellstag kan lages i hovedsak fra to forskjellige materialergrupper: stållegeringer og fiberarmerte polymerer. Av de fiberarmerte polymerene utpeker karbonfiberarmerte polymerer seg som de sterkeste og mest anvendelige til dette formålet. Glassfiberarmerte polymerer er en eldre oppfinnelse og er billigere, men mindre sterke (Zhang and Benmokrane (2005)).

3.10.1 Stag av stål

Stag av stållegeringer finnes i forskjellige typer. For opptak av begrensede laster, typisk vekt av ustabile fjellblokker i fjellanlegg, brukes ofte stag av kamstål med diametre opp til 32 mm (Grøv (2015)).

Ved bruk av kamstål (kompakte stag) til opptak av store laster, vil heftkapasiteten være den begrensende faktoren siden denne er proporsjonal med overflatearealet som øker lineært med diameteren, mens stagets indre kapasitet er proporsjonal med tverrsnittsarealet som øker kvadratisk med diameteren. Dette fører til at diameteren blir uforholdsmessig stor for å sikre nok heftkapasitet. Materialkostnaden blir stor og stagene blir tunge og dermed vanskelige å håndtere (Wyllie (1992)).

For opptak av store laster er derfor lissestag vanligere (Grøv (2015) og Wyllie (1992)). Disse består av stålwirer som holdes i passe avstand med avstandsstykker. S sammensetningen av flere wirer med relativt liten diameter gjør lissestagene til en viss grad bøyelige og dermed lettere å håndtere. I tillegg blir det totale overflatearealet stort slik at heftkapasiteten er høy.

En svakhet ved lissestag sammenlignet med kamstål er den glatte overflaten og manglende kammer til å gi mekanisk blokkering mot forskyvning. Lissestag baserer seg i hovedsak på friksjonsmotstand, og undersøkelser av Benmokrane m. fl. har vist at gjennomsnittlig bruddskjærspenning mellom lissestag og mørtel er omtrent en tredel av den samme for kamstål og samme mørtel (Benmokrane et al.). Lissestag må dermed ha et større heftareal enn et kamstålstag for å kunne ta opp samme last. Det store totale overflatearealet som lissestag gir, gjør at nødvendig gyst lengde ikke blir så stor, selv om den mekaniske blokkeringen er svak og friksjonen må ta storparten av lasten.

3.10.2 Stag av karbonfiberarmert polymer (CFRP)

Ifølge Zhang et al. (2001) er de største fordelene med karbonfiberarmert polymerstag høy korrosjonsmotstand, høy strekkfasthet sammenlignet med stål, lav vekt (15-20 % av stål med tilsvarende kapasitet), upåvirket av elektromagnetiske felt, utmerket utmattingsmotstand og mulighet for å bygge inn fiberoptiske sensorer for instrumentering.

Av disse fordelene er kanskje utmattingsegenskapen den viktigste fordelene, så lenge det ikke er bindemiddelet/boltemørtelen som er den begrensende faktoren for utmattingskapasiteten.

En ulempe ved CFRP-stag er, foruten at kostnaden er betydelig høyere enn for stålstag av samme kapasitet, utfordringen med å gi stagen en ru overflate. Karbonfibre kan tvinnes i ulike mønster og slik gi riller på overflaten, men ikke så dominerende som kammene på et kamstål.

Den største utfordringen med stag av CFRP er knyttet til overføring av last fra staget til gysemassen. CFRP-stag brukes gjerne med mekanisk forankring, eventuelt i tillegg til gyst forankring. Det er gjort mye forskning på utforming av mekaniske kileankere til slike stag (Sayed-Ahmed and Shrive (1998), Wang et al. (2015), Elrefai et al. (2007)), og en av utfordringene er å sikre stor nok lastinnføringslengde da karbinfiberne er sårbare for punktlast.

CFRP-stag er nøye undersøkt på mange måter, anvendelsen øker, det er sannsynlig at kostnaden synker, og det forskes mye, blant annet på utmattingsegenskapene som kan være relevante for anvendelse til broforankring (Elrefai et al. (2007), Zhang et al. (2014)).

3.11 Stagets stivhet

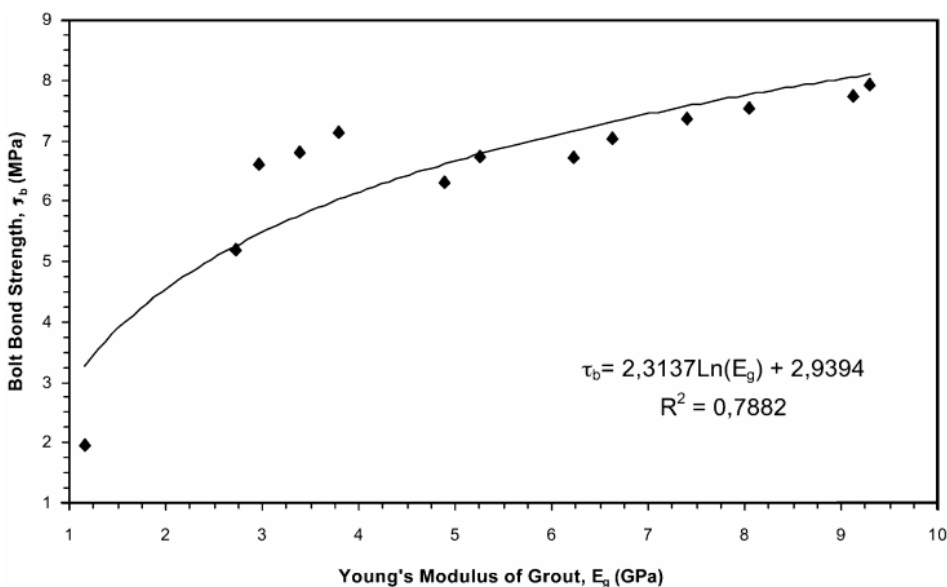
Brown (2015) oppsummerer litteratur blant annet om heftspenningsfordeling langs gyste stag. Stivhetsforholdet mellom stag og mørtel, eventuelt mellom stag og fjell, er av stor betydning for skjærspenningenes fordeling langs staget.

Liu et al. utleder i kapittel 2 uttrykk for skjærspenningsfordeling avhengig av stivheten til stag, mørtel og fjell. For stivt fjell og mørtel eller dersom staget har lav stivhet, blir fordelingen svært ikke-uniform og det mest påkjente snittet når elastisitetsgrensen for lite last. Når stivhetsforholdet mellom stag og mørtel/fjell er høyt, derimot, det vil si for stive stag kombinert med lite stiv mørtel/fjell, blir fordelingen jevnere. For å kunne ta opp størst mulig last i det elastiske området, bør dermed staget være så stivt som mulig og mørtelen kan med fordel være lite stiv så lenge det ikke går ut over kapasiteten.

Stivhet er en typisk materialparameter (Michael F. Ashby (2012)). Forskjellige typer stållegeringer har derfor omtrent samme stivhet selv om bruddkapasiteten og flytegrensen

er forskjellig. Aksialstivheten er proporsjonal med tverrsnittsarealet, slik at en overdimensjonering av staget vil gi større elastisk kapasitet i heftsonen. Mer effektivt kan det brukes et stivere stagmateriale, der samtidig de øvrige viktige egenskapene er tilfredsstillende. I mitt tilfelle var det ikke aktuelt å bruke noe annet materiale enn stål på grunn av strenge krav til hurtig levering og mulighet for bearbeiding med ordinært mekanisk utstyr.

For sementbasert mørtel utvikles imidlertid E-modulen over lang tid. Artikkelen ”Effect of grout properties on the pull-out capacity of fully grouted rock bolts” (Kılıc et al. (2002)) undersøkte sammenhengen mellom mørtelens E-modul og heftfasthet. Forsøkene viste en tendens til økt heftfasthet for høyere E-modul, som figur 3.11 viser.



Figur 3.11: Sammenheng mellom heftfasthet og E-modul for mørtler. Kopiert fra Kılıc et al. (2002).

Avsnittene over begrunner hvorfor E-modulen til mørtelen bør være lavest mulig for å få en mest mulig gunstig fordeling av skjærkreftene i heftsonen mellom stag og mørtel. Kılıc et al. (2002) viser imidlertid at E-modulen øker med herdetiden. Like etter støping er E-modulen lav, men styrken er også lav, slik at kapasiteten ikke er større til tross for gunstigere fordeling langs staget. Konklusjonen er at lang herdetid er gunstig, og økning i E-modul med tiden vil skje uansett.

Stål har typisk E-modul mellom 190 og 210 GPa uansett fasthet. Stagene jeg har brukt har E-modul lik 205 GPa (Kalland (2016)). Valg av forskjellig type stål vil dermed gi lite

utslag på heftspenningsfordelingen.

3.12 Forhold mellom borhulldiameter og stagdiameter

Det optimale forholdet mellom stagdiameter og borhulldiameter avhenger av hvilken bindemiddeltype som brukes, fjellets evne til å gi omsluttende trykk, sentreringstoleransen og fjellets borbarhet.

Ved bruk av resinbasert bindemiddel må annulustykkelsen begrenses til maksimalt en fjerdedels tomme eller cirka 6 mm ifølge Luo (1999). Tykk resinannulus gir store skjærdeformasjoner, hvilket kan være gunstig ved syklisk belastning, men samtidig reduseres den statiske uttrekkskapasiteten (Luo (1999)). Tykkelsen bør heller ikke være for liten, normalt ikke mindre enn cirka 3 mm, for å sikre at bindemiddelet fordeler seg godt rundt hele staget.

Barley undersøkte blant annet innvirkningen fra fjellets evne til å gi omsluttende trykk og annulusens tykkelse i denne forbindelse. I disse undersøkelsene ble det brukt sementbasert bindemiddel. For stag i svakt fjell, det vil si fjell som gir begrenset radiell innspenning / omsluttende trykk, gav større annulus høyere kapasitet. I sterkere fjell hadde annulustykkelsen liten innvirkning.

Haberfield and Baycan gjorde forsøk med sementbasert mørtel med og uten ekspanderende stoff og med forskjellige annulustykkelser. Forsøkene viste at virkningen av ekspanderende stoff på uttrekkskapasiteten er stor for små stag og annuluser, mens virkningen ved store annuluser var beskjeden.

Dersom boringen er unøyaktig og/eller staget har få sentralisatorer, gir en tykk annulus større sannsynlighet for nok bindemiddel på alle sider av staget. Dersom fjellet er tungt å bore i, er det selvfølgelig ønskelig å bore så små hull som mulig.

3.13 Spesielt med syklisk last / utmatting

3.13.1 Historie

Syklisk last på gyste fjellstag ser ut til å være et lite undersøkt tema. Det finnes lite litteratur på akkurat dette, mens det finnes en del litteratur på utmatting og syklisk last på armerte betongbjelker. Heftsonen mellom armeringsstål og betong i en betongbjelke har likheter med heftsonen mellom stag og boltemørtel for et fjellstag. Utmattingstestene har i hovedsak vært rettet mot trykk- og strekkbrudd og heftbrudd har vært mindre undersøkt (Nordby (1958)).

Tidligere har praksis for fjellankere vært å overdimensjonere rikelig der det har vært risiko for syklisk lastvariasjon. Ifølge boka Hanna (1982), kapittel 5.10 side 247 (hele kapittelet sitert):

”Until much more is known about repeated loading of anchors, it is believed that the standard methods of static testing should be followed. In civil engineering there will be few cases where the effects of repeated loading are significant. Where a problem does arise, then extreme caution should be exercised until the basic mechanics are understood and special tests devised to prove the adequacy of the anchor under these special load conditions.”

På tidspunktet denne boka ble skrevet, var temaet svært lite undersøkt.

3.13.2 Utmattingsmekanismen og viktige faktorer for utmatting

Utmatting er langsom sprekkvekst inntil et plutselig brudd inntreffer (Michael F. Ashby (2012), kapittel 17). Sprekkvekst i en strekkpåkjent del oppstår lokalt i spesielt påkjente punkter der det oppstår plastiske deformasjoner selv om delen totalt sett ikke er belastet til plastisk område. For en stålbolt vil dette typisk være i overgangen mellom stang og boltehode der det oppstår spenningskonsentrasjoner.

Alle materialer har i større eller mindre grad imperfeksjoner, slik som feil i atomplanene i krystallinske materialer og svært små sprekker i kantene (Michael F. Ashby (2012)). For hver gang en materialdel belastes i strekk slik at et påkjent punkt blir plastifisert, kan en sprekk (imperfeksjon) fra dette punktet forlenges. Sprekkveksten i hver syklus begrenses av materialets seighet. En progressiv sprekkvekst kan ende med et raskt brudd, i dette tilfellet et utmattingsbrudd.

To viktige faktorer for utmattingsbrudd er svingeamplituden og middelspenningen. Når middelspenningen (den statiske lasten det sykles om) øker, må svingeamplituden reduseres for å holde levetiden konstant (Michael F. Ashby (2012) kapittel 17, Hanson et al. (1974) side 3, ACI (1991)).

Ifølge Rehm and Eligehausen (1979) vil en økt minimumsspenning gi lengre utmattingslevetid for en konstant maksimumsspenning. Det vil si at det er gunstig å begrense svingeamplituden også om dette betyr en liten økning i middelspenningen. Aas-Jakobsens ligning (Aas-Jakobsen (1970)), gjengitt i senere avsnitt, er basert på at disse to faktorene bestemmer utmattingslevetiden.

Utmattingsrisikoen er som nevnt ekstra stor ved spenningskonsentrasjoner, der spenningsene lokalt i et punkt / område er så store at det oppstår plastiske deformasjoner. For fjellankere av kamstål kan dette typisk være nær kammene. Det er spenningen i det mest påkjente punktet som bestemmer om det kan skje sprekkvekst og dermed om det er utmat-

tingsrisiko.

Vi er imidlertid mer bekymret for utmatting i heftsonen enn i selve stag- eller gyse-materialet. Ifølge ACI (1991) har tester vist at utmattingsbrudd i gyste forankringer skjer enten i mørtelen eller i stålet før heftsonen mellom mørtelen og stålet går til brudd. Jeg har ikke klart å finne andre kilder til dette intuitivt oppsiktsvekkende resultatet. Dersom resultatet er riktig, vil det si at utmattingspåkjennte, gyste fjellstag kan dimensjoneres ut fra den minste av utmattingskapasiteten til stålet og mørtelen.

3.13.3 Enveis- og toveissykling

Det skilles vanligvis mellom to typer lastsykling for aksielt belastede stag: enveissykling og toveissykling. Ved enveissykling har lasten samme retning i hele perioden, det vil si enten alltid trykk eller alltid strekk. Under toveissykling, derimot, endrer lasten retning slik at staget utsettes vekselvis for strekk og trykk.

Bakgrunnen for denne studien er behovet for gyste strekkforankringer til henge- eller rørbroer. For disse anvendelsene vil forankringsstagene være utsatt for en varierende strekklast, men som alltid er større enn null. En hengebrokabel kan ikke bære trykk og vil derfor ikke kunne føre trykklast til forankringsstagene heller, og en rørbroforankring vil få trykklast først når rørbroen eventuelt ikke lenger flyter. Derfor vil jeg fokusere på enveissykling her.

En av grunnene til å skille mellom enveis- og toveissykling er at noen materialer, slik som betong og mørtel, har forskjellig styrke i strekk og trykk. Dette gjør det vanskelig å bestemme en relativ syklingsbelastning for en last som svinger om null ettersom utnyttelsesgraden er forskjellig i strekk og trykk. Ved enveissykling er situasjonen enklere. Bruddmekanismen er dessuten forskjellig i strekk og trykk, og disse kan ikke sammenlignes direkte. De må holdes som to separate fysiske mekanismer.

ACI (1991) oppsummerer forskjellige enveis- og toveissyklingstester og fastslår at toveissykling vanligvis gir raskere degradering av heftsonen enn enveissykling.

3.13.4 Utmattingsbrudd i sementbaserte materialer

Knut Aas-Jakobsen forsket på utmatting av betongbjelker og -søyler i sin doktorgrad i 1970 (Aas-Jakobsen (1970)). Han regnes som en av pionerene innen utmatting i betongkonstruksjoner. Ett av resultatene fra doktorgraden var en ligning for antall sykluser til brudd som funksjon av utnyttelsesgrad og amplitudens størrelse relativt til den statiske kapasiteten:

$$\frac{S_{max}}{f_c} = 1 - (1 - R) * \beta * \log(N) \quad (3.19)$$

, der S_{max} er maksimalverdien av syklingslasten, f_c er den statiske kapasiteten, R er forholdet mellom minimums- og maksimumslasten ($R = S_{min}/S_{max}$), β er en materialparameter, for betong lik 0,0685, og N er antall sykluser før brudd.

Formelen (3.19) er basert på empiriske resultater. Som vi ser, tar ikke formelen hensyn til syklingsfrekvensen. Zhang et al. (1996) og Hsu undersøkte hver for seg syklingsfrekvensens innvirkning på utmattingslevetiden og modifiserte Aas-Jakobsens ligning (3.19) til også å hensynte syklingsfrekvensen.

Zhang et al. (1996) kom frem til følgende uttrykk, også basert på forsøksresultater:

$$\frac{S_{max}}{f_c} = (a * b^{-\log(f)} + c) * (1 - (1 - R) * \beta * \log(N)) \quad (3.20)$$

, der a , b , c og β er parametre bestemt ved kurvetilpasning til forsøkene, og f er syklingsfrekvensen i [Hz].

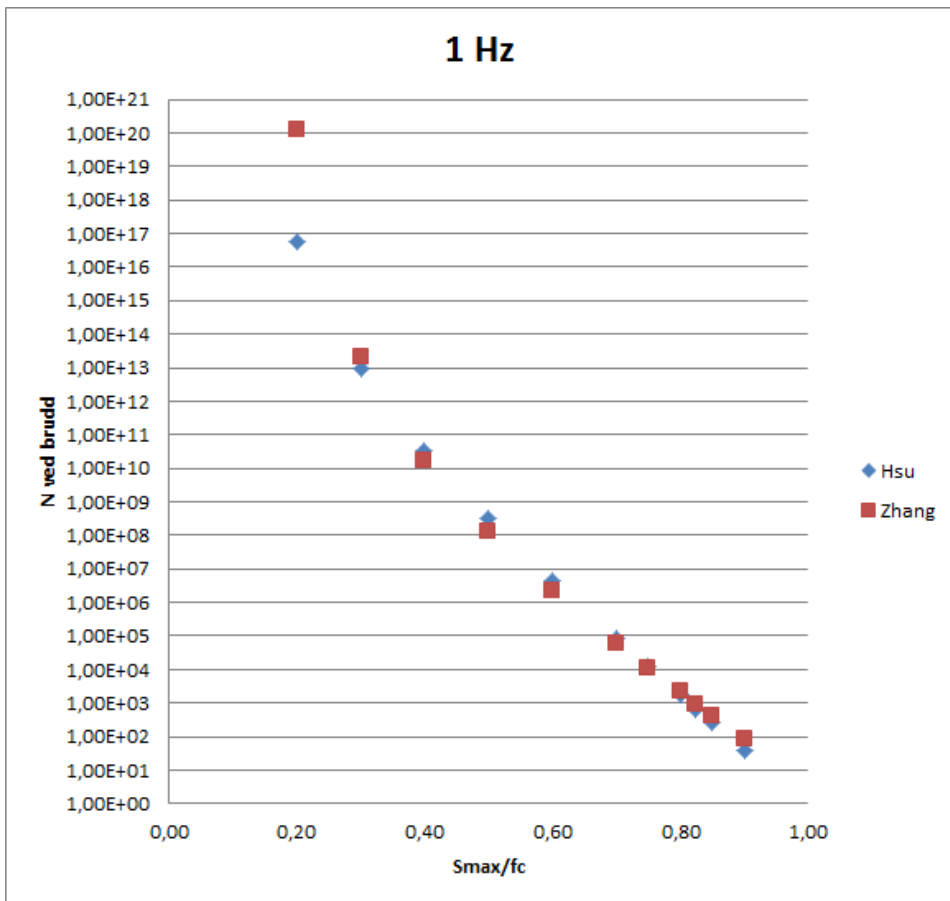
Zhangs undersøkelser på uarmert betong viste at for svært lave frekvenser, i størrelsesorden 0,1 Hz, ble utmattingskapasiteten lavere på grunn av krypeffekter, mens i størrelsesorden 1 - 10 Hz var utmattingskapasiteten jevn. Dette indikerer at syklingshastigheten er av svært liten betydning så lenge frekvensen er innenfor et område som hindrer krypeffekter fra å oppstå.

ACI beskriver at høye syklingsfrekvenser kan gi tilsynelatende høyere heftfasthet og mindre nedbrytning per syklus, med referanse til Shah and Chung. Det vil derfor være viktig å gjøre tester med forskjellige syklingsfrekvenser både for å finne en minste frekvens for å unngå krypeffekter, og for å finne en øvre frekvens der den effektive heftfastheten øker. Dette må sammenholdes med de forekommende lastfrekvensene i aktuelle anvendelser.

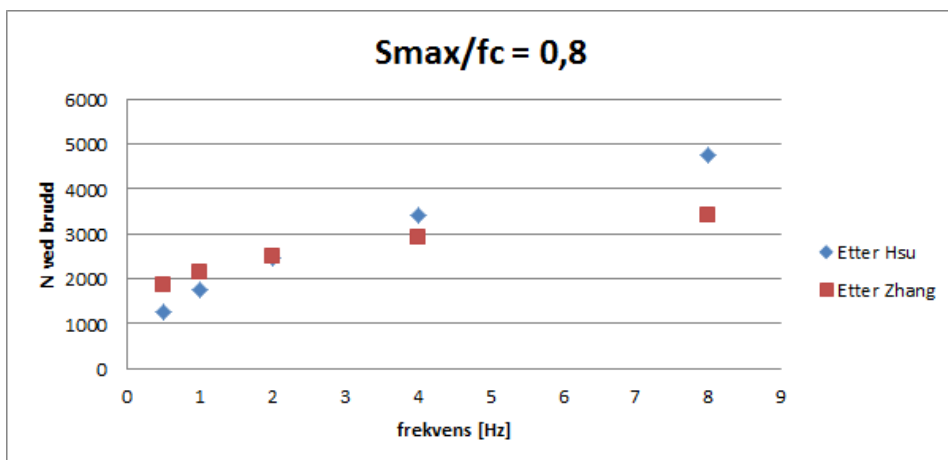
Hsu kom frem til et annet empirisk uttrykk, ligning 3.21. Dette uttrykker utmattingslevetiden (antall sykluser før brudd) ut fra syklingsperioden T :

$$\frac{S_{max}}{f_c} = 1 - 0,0662(1 - 0,556R) * \log(N) - 0,0294 * \log(T) \quad (3.21)$$

Ved å plote de to uttrykkene i diagrammer, ser vi at de er forholdsvis like både for gitt frekvens (figur 3.12) og for gitt forhold mellom syklisk maksimallast og statisk kapasitet (figur 3.13):



Figur 3.12: Utmattingslevetiden N som funksjon av den sykliske utnyttelsesgraden S_{max}/f_c for syklingsfrekvens lik 1 Hz.



Figur 3.13: Utmattingslevetiden N som funksjon av sykklingsfrekvensen f for syklisk utnyttelsesgrad lik 0,8 (80 %).

Vi ser, ut fra forsøkene til Hsu og Zhang plottet i figurene over, at utnyttelsesgraden har svært stor betydning for utmattingslevetiden. Også lastfrekvensen ser ut til å ha innvirkning. Resultatet for varierende frekvens er noe avhengig av utnyttelsesgraden, og resultatene for varierende frekvens eller utnyttelsesgrad er avhengige av forholdet R mellom minimums- og maksimumslast. Jeg har plottet for verdier av R som fastsatt i Benmokranes testprosedyre (Benmokrane et al. (1995)), det vil blant annet si at R er forskjellig i hvert lasttrinn. Tabellverdier og grafer over utmattingslevetid for forskjellige lastfrekvenser og utnyttelsesgrader er vist i vedlegg 9.5.

Figur 3.12 viser at utmattingslevetiden for betongen testet av Zhang eller Hsu synker til under en million sykluser omtrent ved en syklisk maksimallast på i overkant av 60 % av den statiske kapasiteten. Ved utmattingsforsøk er det vanlig å teste med minst en million sykluser. Dette viser at betong ikke kan utnyttes fullt ut syklisk. Mørtelen jeg har brukt til å støpe fast stagene er av samme fysiske og kjemiske natur som betong og det er derfor sannsynlig å finne noe av det samme, rettere sagt at den sykliske maksimallasten må være betydelig under den statiske kapasiteten for å overleve et utmattingsforsøk.

Hsu påpeker at materialer som betong ikke har noen klar grense for hvor stor den sykliske maksimallasten kan være uten å risikere utmattingsbrudd (slik som er tilfelle for mange metaller).

Flere kilder, blant andre Benmokrane et al. (1995), ACI, Rehm and Eligehausen (1979) og Nordby (1958), indikerer allikevel at utmattingsrisikoen oppstår først når den sykliske maksimallasten er i størrelsesorden 30 % til 70 % av den statiske lastkapasiteten.

Forsøkene er imidlertid relativt få og bestod av et begrenset antall sykluser. Man kan derfor ikke si med sikkerhet at det finnes noen nedre lastgrense for når utmattingsbrudd kan skje i en heftzone mellom mørtel og stag, selv om resultatene tilsynelatende kan stride mot det Hsu skriver.

Å finne ut om det finnes en trygg lastgrense, eventuelt en grense der utmattingsbrudd skjer først etter et svært stort antall sykluser, vil være essensielt for dimensjonering av utmattingspåkjente, gyste fjellstag.

3.13.5 Andre effekter av syklisk last

I kraftig oppsprukket fjell kan syklisk last føre til at fjell løsner og dilaterer, noe som fører til redusert kapasitet mot konusbrudd i fjellet (Wyllie (1992) side 268). Dette unngås ved forspenning og ved trykkgysing av sement i fjellets sprekker.

ACI oppsummerer undersøkelser frem til år 1991 på høy- og lavsyklusbelastning av heftsoner mellom armeringsstål og betong. Konklusjonen er at bruddmekanismen ved høysyklusbelastning er en progressiv knusning av mørtelen eller betongen mellom kamene på stålet. Også statisk belastede stag eller armering vil gå til brudd på denne måten. Resultatene tyder på at knusningen akselereres når lasten sykles.

Et utdrag av rapporten (ACI (1991)), forteller at friksjonsbidraget svekkes ved sykling. Dette er særlig fremtredende ved lavsyklusbelastning med toveissykling, men vil også kunne skje ved høysyklusbelastning med mindre laster og forskyvninger, men flere sykluser. Dermed vil det være en risiko for at en trilineær modell bestemt ut fra statiske forsøk vil overestimere friksjonsbidraget etter mange sykluser.

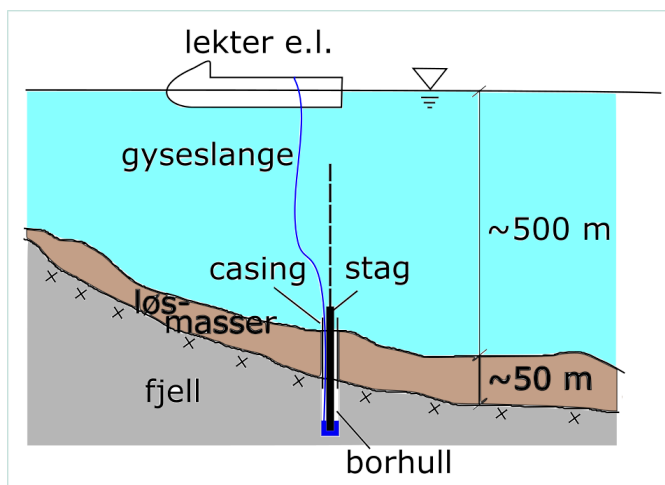
Andre faktorer som påvirker utmattingskapasiteten til heftsonen mellom betong og armeringsstål er ifølge ACI blant annet:

- Betongens trykkstyrke, som er viktig for det mekaniske blokkeringsbidraget. Høy trykkfasthet betyr vanligvis også høy strekk- og skjærfasthet.
- Stor kamoverflate på stagene gir stort mekanisk blokkeringsbidrag og stivere oppførsel ved start, slik at bevegelsene blir mindre og knusningen av betongen forsinkes.
- Armeringsstålets diameter, der stor diameter ifølge Rehm and Eligehausen (1979) gir lavere heftfasthet enn mindre diameter. Dermed kan det være gunstig å velge mange små stag heller enn få og store.

3.14 Forspenning: Fordeler og ulemper

Den største fordelen med forspenning er reduserte tøyninger og forskyvninger. Dessuten gir forspenning av gyste stag mer pålitelig korrosjonsbeskyttelse ifølge Wyllie (1992). Dette er primært fordi forspenning til en last større enn maksimallasten i brukstiden hindrer staget fra å tøye seg mellom indre ende og punktet der forspenningen påføres. Variasjon i den påførte lasten tas opp som varierende trykklast på omkringliggende fjell. Lasten på den forspente delen av staget er da konstant lik forspenningslasten og ingen tøyninger oppstår. Når tøyningene er null, kan staget gyses og gysemiddelet vil være i ro uansett ytre last. Risikoen for at gysemiddelet sprekker opp slik at staget blir korrosjonsutsatt blir dermed betydelig redusert.

Å nulle ut tøyningene i den gyste lengden ved å forspenne vil også gi økt kapasitet mot degradering siden forskyvningene i teorien faller bort. Degraderingen starter i det mest påkjente snittet i heftsonen (ytterenden) får en forskyvning større enn den maksimale elastiske forskyvningen, og dette vil med forspenning skje ved en mye større last enn uten. Forspenning vil derfor være gunstig for å unngå degradering. I praksis må en del av staget gyses først, nok til å ta opp forspenningslasten som så påføres. Etter forspenning kan resten av staget gyses. Den siste gysemassen vil få svært små eller ingen tøyninger.



Figur 3.14: Illustrasjon av casing og gysing av fjellstag på havbunnen fra lekter.

Ved offshore staginstallasjon vil forspenning være en kompliserende faktor. Et aktuelt bruksområde er innfesting av vertikale strekkstag til forankring av neddykket rørbrø. En rørbrø vil forankres omtrent for hver 150. meter i lengderetningen og det vil dermed være stag som skal forankres også i den dypeste delen av fjordene. Havbunnen i Bjørnafjordens

dype del er dekket av løsmasser av noen titalls meters mektighet (Geomap (2012) (konfidensiell undersøkelse av Geomap AS / Multiconsult AS)). Installasjon av eventuelle fjellstag vil foregå via store rør, benevnt ”casing”, gjennom løsmassene som holder disse unna. Gysing via slange vil være mulig gjennom et slikt rør, mens forspenning mot fjell-overflaten vil være meget komplisert på grunn av den vanskelige tilkomsten, som illustrert i figur 3.14. Det er en stor anleggsteknisk fordel om stagene kan gyses uten forspenning. Derfor er det allikevel aktuelt å forske på ikke-forspente stag og degradering av heft.

3.15 Tidligere forsøk

3.15.1 Stag påkjent av statisk strekklast

Det er gjort et betydelig antall statiske uttrekkstester av stag. Store stagprodusenter kjører tester for å sjekke kapasiteten, og særlig når stag av nye materialer utvikles, er det vanlig å strekkteste dem. I forbindelse med nye typer festedetaljer, slik som boltehoder, skiver, ekspansjonshylser med videre, er det også vanlig å teste uttrekkskapasiteten.

Institutt for Geologi og bergteknikk ved NTNU har i samarbeid med Sintef laget en bolterigg. Denne brukes til å teste skjær- og/eller strekkkapasiteten til forskjellige bolter både for byggherrer som for eksempel Statens vegvesen og for bolteprodusenter.

Kristjánsson (2014) gjorde statiske uttrekkstester av 20 mm kamstålbolter. Hovedmålet med disse forsøkene var å finne kritisk gyselengde, det vil si den gyselengden som gir like stor heftkapasitet som stagets indre kapasitet (bruddkapasiteten i stålet) og hvordan denne varierer med vann-ement-forholdet i boltemørtelen. Testene ble utført med bolteriggen ved NTNU/Sintef.

3.15.2 Stag med syklisk strekklast

Til tross for at omfattende statiske uttrekkstester er utført, er sykliske tester blant de sjeldne.

I forbindelse med syklisk belastning er det vanlig å skille mellom to typiske tilfeller: 1) Få sykluser, typisk færre enn 100, der lastamplitudene er store. 2) Mange sykluser der hver amplitude er godt under den statiske kapasiteten.

Eksempler på det første tilfellet er bergsikringsbolter i tunneler montert like bak stuff under bygging. Disse blir påvirket av videre sprengning av tunnelen, som gir få, men kraftige rystelser over kort tid. Jordskjelv kan gi tilsvarende påkjenning.

Det andre tilfellet er typisk for bolter brukt til forankring av konstruksjoner påkjent av naturlaster eller trafikklast. Naturlaster varierer i styrke og variasjonene har ulik periode

og form. Det samme gjør trafikklaster avhengig av kjøretøytetthet og type kjøretøy.

Tilfellet med få, men betydelige sykluser er undersøkt en del (Nilsen (2016)), mens tilfellet med mange sykluser (utmattning) er lite undersøkt.

Perry and Jundi gjorde utmattingsforsøk på gyste stag allerede i 1969. I motsetning til de andre nevnte forsøkene var Perry og Jundi opptatt av å unngå trykkbelastning fra jekken på betongen rundt staget, da dette kan gi urealistisk stor innspenning og dermed større kapasitet enn ved et tilsvarende virkelig strekkstag. Det ble derfor brukt en eksentrisk montert jekk i dette forsøket slik at betongen nærmest staget var fri til å ekspandere i kraftens retning.

Belastningen varierte fra null til 56 % av statisk kapasitet enten som sammenhengende sinuskurve eller som raske pulser atskilt med fravær av last. Staget var kuttet sentrisk i lengderetningen, et spor frest ut og strekkklapper montert innvendig i staget før de to halvdelene ble limt sammen igjen. Dette muliggjorde gode målinger av tøyninger langs staget under forsøket. Fra tøyningene ble aksial- og heftspenninger langs staget beregnet med høy oppløsning, og forsøkene viste en tydelig tendens til forskyvning av lastopptaket innover langs staget under syklisk last.

Imidlertid var forskyvningen av lastopptaket tilnærmet ferdig etter en del hundre sykluser. Ut fra forsøksresultatene kunne det dermed ikke sies at stagets kapasitet ville reduseres ytterligere ved flere sykluser så lenge amplituden (og maksimalverdien) var mindre enn 80 % av den statiske lastkapasiteten. Samtidig var det en klar tendens til at kapasiteten ble redusert ved forskyvningen av lastopptaket, det vil si at en degradering av heften fant sted, men at den stagnerte etter noen hundre sykluser. Perry og Jundi er riktignok tydelige på at antallet forsøk var knapt og at flere forsøk bør gjøres.

I 1979 beskrev Rehm og Eligehausen manglende samsvar mellom Perry og Jundis resultater og andre forsøksresultater på betong under syklisk belastning (Rehm and Eligehausen (1979)).

Rehm og Eligehausen ville oppklare dette og gjorde 308 uttrekkstester, der noen av stagene ble instrumentert med strekkklapper i tillegg til måling av forlengelsen for alle stagene. 4 stag ble syklet samtidig og med høy hastighet (30 - 70 sykluser per minutt). Stagene var støpt direkte i fersk betong, uten boltemørtelfuge.

Resultatene fra Rehm og Eligehausen viste, i motsetning til Perry og Jundis resultater, at det skjer en betydelig heftomfordeling langs staget også etter mange hundre sykluser. I tillegg viste forsøket at utmattingskapasiteten til heftsonen korresponderer med utmattingskapasiteten til sentrisk belastet betong. Her unngås utmattingsbrudd så lenge maksimallasten er under cirka 50 % av den statiske kapasiteten. Forsøkene viste ikke tegn til at betongens trykkstyrke eller stagdiameteren hadde innvirkning på utmattingskapasiteten.

Syklisk belastning øker kryphastigheten og fremskynder slippet, ut fra forsøksresultatene.

Mange år senere gjorde Benmokrane sykliske tester på stag støpt i fjell (Benmokrane et al. (1995)). Først ble tre passive, det vil si ikke-forspente stag fullstendig støpt inn og strekktestet statisk for å finne den statiske uttrekkskapasiteten. Deretter ble tre nye stag av samme type og dimensjon belastet med en syklisk last som varierte mellom to nivå. Startnivåene var 10 % og 20 % av den statiske kapasiteten. Etter 1500 sykluser ble det øvre nivået øket til 30 % og nye 1500 sykluser ble kjørt. Slik fortsatte testen med 10 % økning inntil staget ble revet ut av fjellet ved skjærbrudd i bolttemørtelen.

Benmokrane støpte også inn tre stag som ble boret langt inn i fjellet, men gyst kun et stykke slik at stagen fikk en fri lengde i fjellet på omtrent 2,5 meter. Gyst lengde var 0,50 m, 1,0 m og 2,0 m i de tre tilfellene. Etter herding ble stagen spent opp og testet syklisk med sykling mellom gitte andeler av forspenningslasten, på samme måte som tre av de passive ankerne ble testet mellom andeler av uttrekkskapasiteten.

Resultatene fra Benmokranes forsøk bekreftet i hovedsak Rehm og Eligehausens resultater. Etter Benmokranes forsøk virker det som om utmattingsbrudd kan forekomme allerede ved 30 - 40 % av statisk kapasitet på passive stag. Ved sykling med toppverdi cirka 70 % av den statiske kapasiteten gikk stagen til brudd mellom stag og bolttemørtel etter kun et hundretalls sykluser. De forspente stagen gikk også til brudd etter noen tusen sykluser når syklingsnivået var større enn forspenningskraften, mens stagen tålte det samme antall sykluser når toppverdien var lavere enn forspenningskraften.

Benmokrane refererer til ACI state-of-the-art-rapport fra 1992 som beskriver at den statiske lastkapasiteten reduseres omtrent til halvparten etter syklisk belastning. Rehm og Eligehausen er en av kildene til denne rapporten.

3.16 Videre undersøkelser

Det er gjort svært mange forskjellige statiske uttrekkstester av gyste stag i betong og fjell, mens utmattingsstester er gjort i fåtall, og de interessante for problemstillingen med strekkbelastet anker/stag er alle nevnt ovenfor.

En naturlig fortsettelse er derfor å videreføre Benmokranes forsøk. I første omgang er det aktuelt å gjøre de samme forsøkene for å gjenskape resultatene og dermed avkrefte eller styrke konklusjonene derfra. Om resultatene stemmer, gir det økt troverdighet både for Benmokrane og for oss (NTNU).

Deretter kan det være aktuelt å variere hver for seg gyselengde, boltetype, bolttemørtel, hull diameter, fjell-/betongkvalitet og studere hvilken innvirkning dette har på utmattingskapasiteten.

Kapittel 4

Egne undersøkelser

4.1 Planlegging av forsøksoppsettet

4.1.1 Formålet med forsøkene

Etter omtrent en måned med grundig litteraturstudium, var konklusjonen at statiske strekkforankringer i fjell er grundig undersøkt både analytisk-teoretisk og praktisk, mens det mangler tydelige resultater og teoretiske modeller for hva som skjer når strekklasten varierer syklisk.

Noen få artikkelforfattere har tatt for seg syklisk last på gyste fjellstag. Den ferskeste og mest presise artikkelen jeg fant i litteraturstudiet var skrevet av Brahim Benmokrane i 1995 (Benmokrane et al. (1995)). Artikkelen beskriver forsøkene som ble gjort i tilstrekkelig detalj til at jeg kan forsøke å gjenskape testene og resultatene. Ved i størst mulig grad å bruke de samme materialene og oppsettet til Benmokrane, kunne jeg forsøke å gjenskape hans resultater. Fordelen med å prøve å gjenskape heller enn å teste noe helt nytt vil være at jeg kan få en ekstra bekreftelse dersom resultatene blir rimelig like, og eventuelt få en klar indikasjon om jeg gjør noe feil under forberedelsene eller under testingen som innvirker på resultatene. Om resultatene stemmer godt, vil dessuten troverdigheten øke.

Konklusjonen var dermed at jeg ønsket å gjenta Benmokranes forsøk, med nødvendige skaleringer og tilpasninger til tilgjengelig utstyr. Målet var å finne utmattingskapasiteten av de gyste stagen avhengig av materialparametre og geometri. For å være rimelig sikker på å rekke å utføre testene, valgte jeg å begrense undersøkelsene mine til ikke-forspente, også kalt passive, stag, selv om Benmokrane testet både aktive og passive stag i sine forsøk. Ikke-forspente stag ville være enklere å støpe i laboratoriet og, som beskrevet i teorikapitlet, enklere å installere undersjøisk i en broanvendelse.

4.1.2 Lokaler og fasiliteter

Av praktiske, administrative og økonomiske hensyn var det en stor fordel å kunne gjøre forsøkene ved NTNU med NTNUs personell. Bolteriggen/bolterommet ved Institutt for geologi og bergteknikk, bergmekanisk laboratorium hadde det mest passende utstyret tilgjengelig.

Ved befaring studerte vi bolteriggen og diskuterte hvilke endringer som var nødvendig for å kjøre syklisk testing. Konklusjonen var at selve testriggen var unødvendig komplisert og dermed lite egnet, men at mange av delene, slik som hydraulikkpumpe, -ventiler og -sylinder, lastpåføringsplater og måleutstyr med fordel kunne brukes.

Ved dette laboratoriet var det allerede ferdig herdede betongblokker med høy trykkfasthet (95 MPa karakteristisk trykkfasthet). Disse er tidligere blitt brukt til boring, gysing og (statisk) strekktesting av stag. Vi fant det fornuftig å kjøpe en slik høyfast betongblokk til å simulere fjellet som stagene er tenkt boret inn i. Blokken er ikke representativ for de sannsynlige fjellforholdene der slike stag anvendes, men dette er av liten interesse så lenge vi fokuserer på bruddkapasitet i overgangen mellom boltemørtel og stag snarere enn mellom boltemørtel og fjell. En homogen betongblokk vil fjerne usikkerheter som ellers kunne påvirket og forstyrret resultatene ved testing direkte i fjell.

Bergmekanisk laboratorium eies og brukes delvis av NTNU, Institutt for geologi og bergteknikk og delvis av Sintef Byggforsk. Ved siden av hydraulisk utstyr og betongblokker, hadde dette laboratoriet også egnet trykkluftbormaskin til boring av hull og pumpe til pumping av mørtel for hullgysing. Derfor var det relativt få nyanskaffelser som måtte til for å kunne gjøre arbeidet i dette laboratoriet. Det var dessuten lite annen aktivitet som kunne hindre og utsette undersøkelsene her.

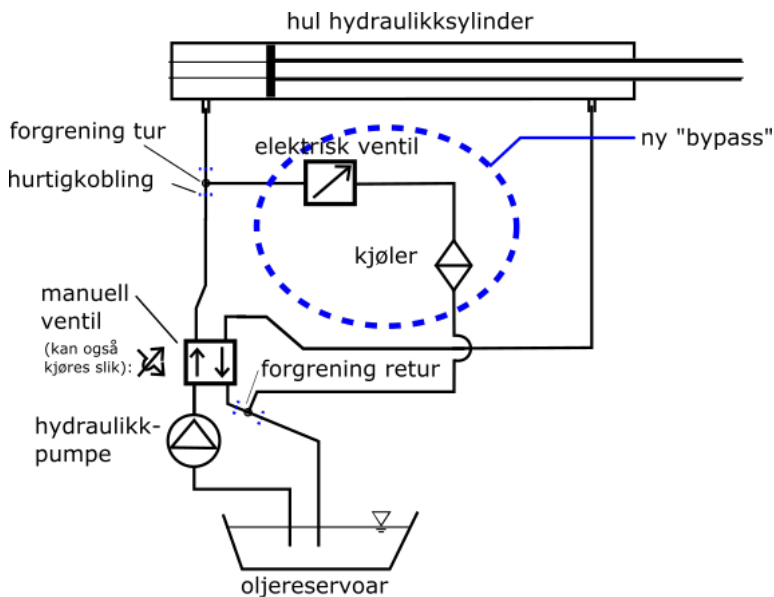
4.1.3 Leveranser

Avdelingsingeniør Per Asbjørn Østensen skaffet en egnet hydraulikkventil som kunne styres elektrisk til å gi syklisk varierende trykk og dermed syklisk last på staget. Den ble kjøpt gjennom firmaet Olav Nilsen service AS på Heimdal i Trondheim (kontaktinformasjon i vedlegg 9.9). I tillegg ble en vannkjøler til hydraulikkpumpen kjøpt inn ettersom man måtte regne med at pumpen ville gå varm etter lang tid med testing. Tidligere forsøk med pumpen har vært utelukkende statiske og dermed gjort på kort tid. Det har ikke vært behov for kjøling under disse kortvarige testene. Utover dette ble det benyttet eksisterende og velkjent utstyr ved laboratoriet.

Det var lang leveringstid på hydraulikkventilen, cirka 6 uker. Den ble bestilt tidlig i februar 2016. Da vi fikk den, viste det seg at det var oppstått en misforståelse om hvem

som kunne montere denne og hydraulikkoljekjøleren på et møte der jeg kun delvis deltok. Jeg hadde forstått det som om de ansatte ved laben (bergmekanisk laboratorium, der forsøkene skulle gjøres) pleide å gjøre slike arbeider, mens disse trodde at mitt institutt ville organisere dette. Derfor tok det enda litt tid ettersom leverandørfirmaet Olav Nilsen service AS måtte ta en ny befaring og koble til ventilen og oljekjøleren. Slangene måtte bestilles fra Tyskland siden de måtte tåle 700 bars trykk. Oppkoblingen ble gjort 29. april 2016.

Et forenklet koblingsskjema er vist i figur 4.1. Siden den manuelle ventilen var dobbeltvirkende og kan snu hydraulikkstrømmen slik at sylindere tvinges tilbake, var det viktig å koble returforgreningen på reservoarsiden av den manuelle ventilen. Ellers ville kjøleren fått høyt trykk inn når den manuelle ventilen styres til å snu hydraulikkstrømmen mot sylindere. Kjøleren var en enkel luftkjølt radiator som ikke tåler høye trykk. Dette unngås ved å koble den inn som vist i det forenklede koblingsskjemaet.



Figur 4.1: Forenklet koblingsskjema for hydraulikkanlegget.

Dywidag Norge AS ble kontaktet for leveranse av stag siden Benmokrane et al. (1995) brukte høyfaste stag fra Dywidag i sine forsøk, og vi ønsker å gjenskape disse resultatene. Dywidags høyfaste stag er ment til bruk med forspenning, og de har derfor grove gjenger som kammer. Dette gjør det enkelt å skru på skive og mutter som kraftoverføring fra hul jekk til stag. Høyfaste stag inkludert skiver og muttere ble levert til NTNU.

Kristjánsson (Kristjánsson (2014)) brukte tilsvarende betongblokker i sine forsøk. Som

gysemiddel i hullene brukte han boltemørtel av typen Mapei Zinkbolt (egnet for galvaniserte stag). Jeg kontaktet Mapei AS i en tidlig fase for å få nøyaktige data for deres boltemørtel. De var behjelpelige. Derfor valgte vi boltemørtelen Mapei Nonset 50 som er egnet som boltemørtel for ugalvaniserte stag. Egenskapene er i tråd med de viktigste kriteriene som diskutert i teorikapittelet, selv om den fullstendige resepten for mørtelen ikke er offentlig. Boltemørtelen ble kjøpt og hentet hos forhandler i Trondheim, se vedlegg 9.9.

4.1.4 Rekkefølge på testene

Som i Benmokranes tester var det nødvendig å gjøre statisk uttrekkstest før syklisk testing av stag med samme egenskaper for å vite den statiske kapasiteten som definerer syklingslastene.

Før testing med beregnet gyselengde var det fornuftig å gjøre forsøk med kortere gyselengde for å kalibrere hydraulikkstyringen og lastcellen. Det var også viktig å teste syklingsmekanismen og innvirkning av syklingshastigheten. Vi ønsket å gjøre syklingen så fort som mulig for å spare tid, men uten å innvirke på utmattingsmekanismene.

Etter testing av stag med gyselengde skalert etter Benmokranes forsøk, gjorde vi tester med andre gyselengder for å undersøke hvordan den sykliske lastkapasiteten og nedbrytningshastigheten avhenger av gyselengden. Det ble dessverre ikke tid til så mange tester som ønsket.

4.1.5 Herdetid

Ettersom de sykliske testene ville ta mange timer og bare ett kunne gjøres av gangen, ville det ikke være mulig å teste stagene etter like mange dagers mørtelherding. I forberedelsesfasen ble jeg klar over at Sintef fikk et oppdrag fra en bolteleverandør som innebar testing i bolteriggen og dermed at rommet og utstyret var okkupert noen dager, slik at min testing kunne bli utsatt. Dette gjorde det ekstra viktig at herdeprosessen var tilnærmet ferdig før første forsøk. Vi valgte en herdetid på minst 28 dager siden fasthetsutviklingen erfaringsmessig er omtrent 95 % ferdig etter denne tiden, og vi gjorde i tillegg bøye- og trykktester på prismer for å kunne korrigere for forskjellig herdetid og dermed forskjellig fasthet for hvert av de testede stagene.

4.2 Forsøksoppstillingen

4.2.1 Prioriteringer

Opgaven skulle ha en varighet på 20 uker og startet med litteratursøk for å finne status for kunnskap om utmattingslast på gyste fjellstag. Etter noen uker forstod jeg at det var gjort så få forsøk tidligere at det var aktuelt å gjøre noen.

Jeg tok kontakt med boltemiljøet i Sintef og ved NTNU og vi diskuterte forsøksoppstilling og muligheter. Etter 10 uker fra start startet de praktiske forberedelsene til testing, slik som støping av stag. Videre opprigging tok også tid, og det var gått nærmere 15 uker før forsøkene kunne starte. Den begrensede tiden tilgjengelig gjorde at vi måtte prioritere og velge ut hvilke parametre vi ville studere.

Vi holdt oss til tanken om først å gjenscape Benmokranes resultater, som i hovedsak ble gjort med én gyselengde. I neste omgang ønsket vi å variere gyselengden for å se hvilken innvirkning den hadde på utmattingskapasiteten og eventuell degradering av boltemørtelen. Variasjon av borhulldiameteren, stagtypen og boltemørtelegenskaper var ikke fullt så aktuelt og ble prioritert lavere.

4.2.2 Modifisering av hydraulikkanlegget og dets virkemåte

Det eksisterende hydraulikkanlegget var laget til for statisk uttrekk av fjellbolter i bolteriggen. Anlegget var bygget som to parallelle kretser for hver sin 300 kN hule hydraulikksylinder, men med felles nåleventil for å regulere oljemengden som slippes frem. Bolteriggen bruker to hydraulikksylindere til å trekke fra hverandre to betongblokker som er holdt sammen med fjellbolt(er).

De to kretsene hadde en felles hydraulikkpumpe med oljereservoar og en felles nåleventil, før forgrening og separate hurtigkoblinger for tilkobling til sylindere. Returslangene fra sylindrene gikk tilbake via hurtigkoblinger. En vendeventil gjorde det mulig å kjøre hydraulikktrykket motsatt vei inn på sylinderen.

For å kunne styre oljetrykket syklisk etter et definert lastprogram, ble den bestilte elektriske styringsventilen skaffet. Ventilen ble montert parallelt med sylinderen slik at ventilen styres til å lekke ut overskuddstrykket. Det vil si at den fungerer som en forbipassering av sylinderen, en såkalt ”bypass”, som vist i figur 4.1.

Pumpen leverer et oljetrykk på 700 bar, og ved å åpne tilstrekkelig i den manuelle nåleventilen, vil dette trykket nå sylinderen og trykksiden av den elektriske ventilen. Den elektriske ventilen styres til å slippe gjennom olje så fort og mye at trykket mot sylinderen reduseres. Sylinderen har et gitt areal, slik at det er et direkte og konstant forhold mellom trykk mot sylinderen og kraften sylinderen påfører staget. Dersom sylinderen skal ha

trykk syklisk varierende for eksempel mellom x og y bar, skal ventilen slippe gjennom en oljestrøm som varierer tilsvarende. Jo mer olje ventilen slipper gjennom, desto mer reduseres trykket mot sylindere (og mot ventilen). Oljestrømmen skal i dette tilfellet gi en trykkreduksjon varierende mellom $700 - x$ og $700 - y$ bar.

Fordi de sykliske testene ville gå over mye lenger tid enn statiske tester tidligere gjort i bolteriggen, anbefalte ventilleverandøren å montere en oljekjøler for å unngå kritisk varmgang. Denne ble montert på retursiden av den elektriske ventilen der trykket er lavt, siden kjøleren ikke er bygget for å tåle høye trykk. Kjøleren har en vifte som drives med egen 24 V likestrømforsyning.

De nye delene - den elektriske ventilen og oljekjøleren - ble montert via de eksisterende hurtigkoblingene slik at anlegget fremdeles kan brukes som før til statiske tester. De nye forgreningene har hurtigkoblinger mot sylindere også. Rent mekanisk monterte jeg ventilen og kjøleren på samme vogn som hydraulikkpumpen via en ny aluminiumsplate. Jeg hang kjøleren fra nedkanten av platen slik at den henger mest mulig fritt og gir best mulig kjøling. Hydraulikkslangene til ventilen ble ført gjennom tilpassede hull i platen. Platen ble montert slik at det er lett å demontere de nye delene inkludert selve platen og de nye slangene.

Vi ønsket å bruke én sylinder til å trekke ut et stag direkte ved å presse mot betongklossen, på en måte tilsvarende det Kristjánsson (Kristjánsson (2014)) gjorde. ”Bypass”-koblingen kobles derfor til kun én av de eksisterende kretsene.

4.2.3 Valgte gyselengder

Passende gyselengder ble beregnet ut fra de empiriske resultatene fra Benmokrane et al. (1995) og Kristjánsson (2014), skalert etter stagstålets kapasitet som igjen var valgt ut fra kapasiteten av den tilgjengelige jekken. Fordi jekken til å påføre strekklasten hadde lavere kapasitet enn jekken Benmokrane brukte, var jeg nødt til å nedskalere stagdimensjonene.

For å kunne ha rimelig slanke stag og høy kapasitet per stag, slik det vil være aktuelt i en virkelig anvendelse, valgte jeg å bruke høyfaste stag beregnet på forspenning, slik Benmokrane også gjorde. Dette gir stor bruddkapasitet i stålet i forhold til heftkapasiteten siden bruddkapasiteten er proporsjonal med stålets fasthet og heftkapasiteten er proporsjonal med overflatearealet av staget. Den kritiske gyselengden blir dermed ganske stor, og staget får en stor gyst lengde i forhold til diameteren.

Jeg ønsket størst mulig gyselengde, men allikevel slik at bruddet ville gå i heftsonen og ikke i selve stålet. Heftkapasiteten mot statisk last måtte være mindre enn jekkens kapasitet slik at det ble mulig å rive ut stagene og finne den statiske kapasiteten. Ut fra Benmokranes resultater ville en fornuftig gyselengde for våre stag bli omtrent 250 mm, mens den etter

Kristjánssons resultater ville være omtrent 270 mm. Detaljer er vist i regneark (vedlegg 9.2). Jeg valgte derfor å støpe stag med hver av disse gyselengdene, samt gyselengder på 150 mm og 200 mm i tilfelle 250 mm var for langt. Dette gav meg muligheten til studere gyselengdens innvirkning på kapasiteten også.

Med en jekkekapasitet på 300 kN passet Dywidags høyfaste stag med indre kapasitet 255 kN bra (DSI (2016)).

Noen stag ble gyst 350 mm for å sjekke degradering ved svært mange sykluser som en utvidelse av oppgaven eller til senere bruk. En så stor gyselengde ville sannsynligvis være for stor til å gi statisk heftbrudd. Dersom jeg hadde hatt lengre stenger, ville jeg gyst noen stag med enda større gyst lengde.

Hele forsøksprogrammet, etter små revisjoner underveis, er vist i vedlegg 9.5.

4.2.4 Materialparametre

For å sikre at bruddet ville gå i heftsonen mellom stag og mørtel, brukte jeg høyfaste stag, betongblokker med høy styrke, stort borhull og beskjedne gyselengder.

Jeg brukte betongblokker som Sintef v/ Bergmekanisk laboratorium hadde bestilt fra Unicon AS med en trykkstyrke minst 90 MPa.

I den første perioden jeg planla å bore hull og støpe fast stag i betongblokk, var en wirefører på traverskranen i rommet der arbeidet skulle skje, knekt av. Av sikkerhetsgrunner kunne den derfor ikke løfte mer enn halv kapasitet, som var for lite til å løfte en betongblokk. Det var nødvendig å løfte opp blokken via en stålramme for å kunne rotere den.

Siden hullboringen måtte skje horisontalt og gysingen måtte skje vertikalt, var jeg avhengig av traverskranens fulle kapasitet. Samtidig var det viktig å få støpt noen stag før påske slik at testingen kunne starte ikke så lenge etter påske. Det var én betongblokk med 14 ferdig borede hull som stod med hullene i vertikal posisjon. Denne blokken var støpt med betong av riktig sammensetning, men som ikke var tilstrekkelig blandet i det formen ble fylt. Trykkstyrken til akkurat denne blokken kunne derfor ikke garanteres å være minst 90 MPa. For å få støpt noen stag før påske, valgte jeg allikevel å bruke denne blokken siden dette var eneste mulighet før påske. Blokken var brukt tidligere til testing av 20 mm kamstålbolter av vanlig stålfasthet på omtrent 500 MPa, uten problemer.

Like etter påske ble traverskranen reparert og kunne brukes med full kapasitet. Labingeniør Gunnar Vistnes og jeg boret og gyste 24 hull i en ny betongblokk som var støpt med tilstrekkelig blandet betong. For disse stagenes vedkommende vet vi derfor at betongblokken de er støpt i, har god kapasitet slik at det er veldig lite sannsynlig at bruddet går i betongen (som simulerer det omkringliggende fjellet).

Den valgte mørtelen, Mapei Nonset 50, har egenskaper som vist i det vedlagte databladet (vedlegg 9.10). Siden egenskapene er svært avhengige av riktig vanddosering og blanding, støpte jeg prismeformer for hver mørtelblanding. Ved senere testing av mørtelprismene kunne jeg kontrollere de faktiske egenskapene til den ferdig blandede mørtelen og til en viss grad korrigere resultatene fra stagtestingen for dette.

De viktigste parametrene for mørtelen er trykkstyrken og vann-sement-forholdet. Nonset 50 ble valgt fordi trykkstyrken og tilsetningsstoffene var omtrent som for mørtelen brukt i Benmokrane tester. For strekkbelastede fjellstag er dessuten mørtelens elastisitetsmodul avgjørende for fordelingen av skjærspenningene i heftsonen jeg studerer, som vist i de teoretiske utledningene.

Produsenten Mapei AS ved Trond Helgedagsrud ble forespurt om data for elastisitetsmodulen til boltemørtelen. Siden elastisitetsmodul ikke er blant parametrene som skal testes etter prøvingsstandarden EN-1504-6, er dette ikke testet fra Mapeis side.

Jeg valgte å bruke stag med samme fasthet og fra samme produsent som Benmokrane gjorde. Fastheten var 1050 MPa. For å ha kapasitet i samme størrelsesorden som hydraulikkylindere (jekkens) kapasitet, valgte jeg å bruke stag med nominell diameter 17,5 mm, det vil si stagtype 18WR fra Dywidag. Disse har, som tidligere nevnt, en oppgitt karakteristisk kapasitet på 255 kN, som passer bra med sylinderens kapasitet på 300 kN.

4.2.5 Boring av hull

Til boring av hull i betongblokken brukte vi (labingeniør og jeg) en trykkluftdrevne borhammer som støttet seg mot en annen blokk bak for å oppnå tilstrekkelig matekraft, se figur 4.2. Hullene ble boret i horisontal retning. Vi brukte en borkrone med diameter 50 mm. Med så stor hull diameter var jeg trygg på at heftarealet var betydelig større mellom gysemasse og betongblokk enn mellom gysemasse og stag, slik at heftbrudd med størst mulig sannsynlighet vil gå mellom stag og gysemasse slik jeg ønsket. Ved å bore med borkrone heller enn kjerneboring, oppnådde jeg en borhullsoverflate med stor ruhet og dermed sannsynligvis god heft mellom betong og mørtel.



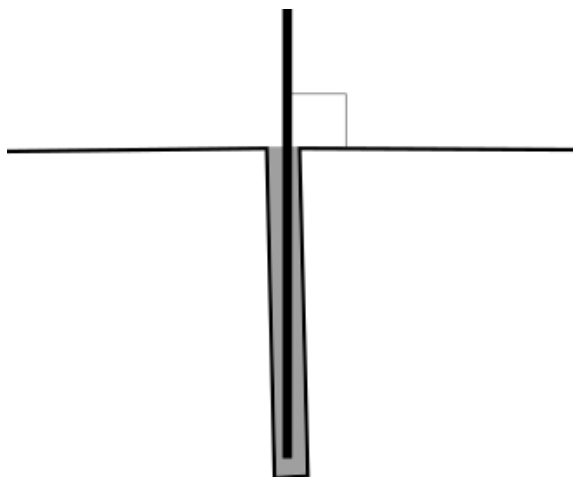
Figur 4.2: Bilde av borhammeren som støttes av et trykkluftben mot en annen betongblokk.
Foto: Undertegnede.

Hullboringen var en typisk tomannsjobb der den ene betjente borhammeren mens den andre hjalp med posisjonering av borhammeren ved an boring og sikting i vertikalplanet under boring. Til å hjelpe hullplasseringen brukte vi et stativ bestående av stålrør med innhugg som borets side kunne hvile mot, som vist i figur 4.3. Stativet var laget i forbindelse med tilsvarende tidligere statiske forsøk.

Hullenes retning ble ved manuell sikting plassert vinkelrett på betongoverflaten, og følgelig var det en ikke ubetydelig usikkerhet i hullenes retning. Siden hull diameteren var mye større enn stagets diameter, kunne hullenes retningsavvik tas opp ved at staget senere ble støpt vinkelrett på betongoverflaten og heller skjevt i forhold til hullet, som skissert i figur 4.4. Hullene ble boret omtrent 5 cm lengre enn planlagt gyselengde for å være på den sikre siden. De lengste hullene ble boret nærmest senter av blokken siden disse vil bli påkjent av de største lastene og dermed ville vært mest utsatt for den begrensede innspenningen nær kanten av betongblokken.



Figur 4.3: Bilde av borhammeren og stativet under boring. Foto: Undertegnede.



Figur 4.4: Skisse av et skjevt hull der skjevheten tas opp i staget.

Hullene ble spylt med vann for å få ut rester av knust masse/borslam mens blokken

hang fra traverskranen i rommet slik at overflaten med hullene vendte nedover og vannet rant ut. Deretter ble blokken snudd slik at hullene vendte oppover, klart for gysing.

Det viste seg at en del sedimenter var igjen langs borhullsveggen også etter vannspyling. Dette ble blåst ut med trykkluft og/eller sugd ut med støvsuger.

4.2.6 Støping i hull

Miksing

Boltemørtelen ble blandet med en håndholdt drill med visp i en plastbøtte. Først ble nøyaktig mengde vann i henhold til tabell i databladet (vedlegg 9.10) målt opp i målesylinder og helt i bøtta, før tørrmørtelen ble tilsatt gradvis under visping. Mørtelen ble tilsatt saktere mot slutten og blandingen ble vispet til det ikke var synlige klumper (to til tre minutter etter at alt tørrstoffet var tilsatt). Mørtelen fikk en kremaktig konsistens. For å få sammenlignbare resultater, ønsket vi å bruke samme vann/ement- forhold som Benmokrane brukte i sine forsøk. Han brukte vann/ement - forhold lik 0,4, som tilsvarer bestandighetsklasse M40 i tabellen i databladet (vedlegg 9.10). Jeg brukte derfor 8,6 liter vann per 25 kg sekk tørrmørtel Nonset 50.

Gysing

Hullene i betongblokken ble rengjort med trykkluft og avsug ved blokkens overflate. Der- som det fremdeles var sedimenter langs hullsiden etter dette, ble dette gnippet vekk ved å presse et stag opp og ned langs hullveggen etterfulgt av støvsuging ned til hullets bunn med sentralstøvsuger.

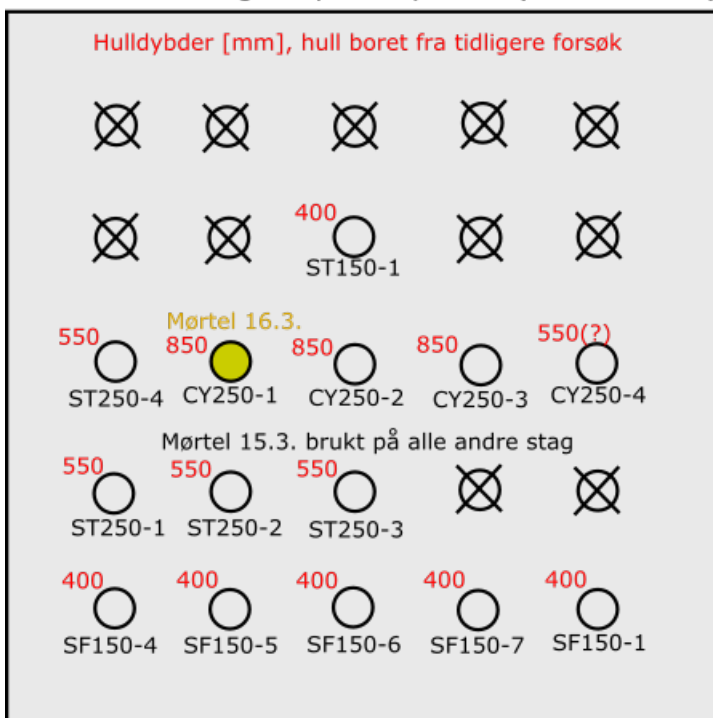
Etter miksing ble mørtelen helt over i magasinet på en skrumater. Skrumateren ble brukt til pumping av mørtelen gjennom en påmontert stiv plastslange. Pumpen ble kjørt i lukket krets via magasinet til slangen var fylt for å begrense mengden luft ved første gysing. Det var viktig å koble skrumaterens motor til et 3-fase strømuttak med riktig polaritet, slik at motoren roterte riktig retning. Først koblet vi til et uttak der to av lederne var byttet om slik at motoren roterte feil retning, og dette medførte at pumpeeffekten forsvant.

Mens pumpen var avslått, ble slangeenden ført ned til bunnen av hullet. Pumpen ble startet og slangen ført oppover i hullet i takt med fyllingen. I det hullet var fylt til toppen, ble pumpen slått av. Dette ble repetert for hvert hull. Jeg vil nevne her at pumpehastigheten var høy og det tok litt tid fra skrumateren ble slått av til pumpingen opphørte, i tillegg til forsinkelse i kommunikasjonen mellom den som fylte hullene og den som betjente bryteren. Den som fylte hullene måtte gi beskjed om å stoppe skrumateren en stund før hullet var fylt helt opp, omtrent i det mørtelfronten var 5-7 centimeter fra toppen av hullet.

Vi passet på å stoppe gysingen før all mørtelen var brukt opp, slik at vi hadde nok mørtel til å støpe ni prismeformer til senere trykkfasthetstesting. Til dette gikk det med cirka 2,5 liter ferdig blandet mørtel.

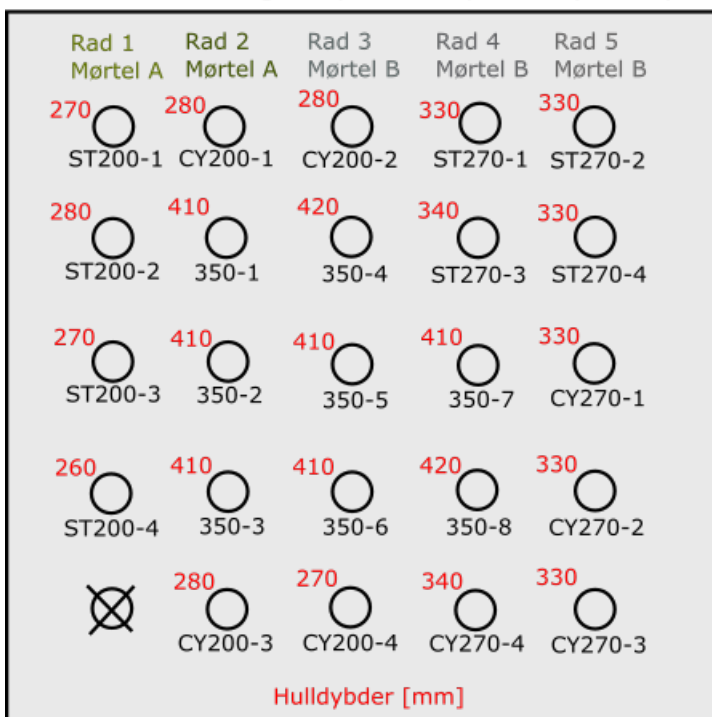
Jeg hadde på forhånd merket hullene med boret dybde og bestemt hvilket stag som skulle i hvert hull. Dette var skrevet med tusj på siden av betongblokken for at det skulle være leselig og identifiserbart også etter gysing. Figurene 4.5 og 4.6 viser skisser av stagenes plassering i de to betongblokkene jeg brukte, og hullenes dybder. Tabellen under viser sammenhengen mellom stagidentifikasjon, hulldybde og hvilken mørtelblanding (batch) hullet ble gyst med. Jeg brukte i alt fire mørtelblandinger, identifisert med støpedato. Kun ett stag ble støpt den 16.3. fordi vi gikk tom for mørtel da ett stag gjenstod den 15.3..

Blokk med stag støpt før påske (15.3.-16.3.)



Figur 4.5: Plassering av stag, betongblokk 1.

Blokk med stag støpt etter påske (14.4.)



Figur 4.6: Plassering av stag, betongblokk 2.

Stagidentifikasjon, hulldybder, mørtelblandinger og testdatoer			
Stagidentifikasjon	Hulldybde [mm]	Mørtelblanding	Testdato
ST150-1 (statisk)	400	15.3.	4.5.16
SF150-1 (statisk)	400	15.3.	4.5.16
SF150-4 (syklisk, T=4-7s)	400	15.3.	24.-30.5.16
SF150-5 (statisk)	400	15.3.	30.5.16
SF150-6 (syklisk, T=3s)	400	15.3.	31.5.16
SF150-7 (syklisk, T=3s)	400	15.3.	2.-3.6.16
ST250-1 (statisk)	550	15.3.	10.5.16
ST250-2 (statisk)	550	15.3.	10.5.16
ST250-3 (statisk)	550	15.3.	-
ST250-4 (statisk)	550	15.3.	-
CY250-1 (syklisk)	850	16.3.	-
CY250-2 (syklisk)	850	15.3.	-
CY250-3 (syklisk)	850	15.3.	-
CY250-4 (syklisk)	550 (?)	15.3.	-
ST200-1 (statisk)	270	14.4.A	-
ST200-2 (statisk)	280	14.4.A	-
ST200-3 (statisk)	270	14.4.A	-
ST200-4 (statisk)	260	14.4.A	-
CY200-1 (syklisk)	280	14.4.A	-
CY200-2 (syklisk)	280	14.4.B	-
CY200-3 (syklisk)	280	14.4.A	-
CY200-4 (syklisk)	270	14.4.B	-
ST270-1 (statisk)	330	14.4.B	-
ST270-2 (statisk)	330	14.4.B	-
ST270-3 (statisk)	340	14.4.B	-
ST270-4 (statisk)	330	14.4.B	-
CY270-1 (syklisk)	330	14.4.B	-
CY270-2 (syklisk)	330	14.4.B	-
CY270-3 (syklisk)	330	14.4.B	-
CY270-4 (syklisk)	340	14.4.B	-
350-1	410	14.4.A	-
350-2	410	14.4.A	-
350-3	410	14.4.A	-
350-4	420	14.4.B	-
350-5	410	14.4.B	-
350-6	410	14.4.B	-
350-7	410	14.4.B	-
350-8	420	14.4.B	-

Prismene ble støpt ut i demonterbare stålformer lånt fra betonglaben ved Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU. Jeg brukte murskje for å fylle formene og avrettet ved hjelp av denne. Mørtelen hadde en tendens til å henge igjen på murskjeen, og det var derfor ikke mulig å få en helt jevn overflate. De andre sidene, som vendte mot stålformen, ble derimot svært jevne, og prismene kunne testes uten problemer.

Boltemontering

Så tidlig som mulig etter gysing av hullene ble stagene stukket ned i hullene. Siden hullene var dypere enn den ønskede gyselengden, snekret jeg enkle stativ av treverk som jeg satte opp på betongblokken. Ved hjelp av mutter skrudd til riktig høyde på hvert stag holdt stativet stagene i riktig høyde under størkning. Stagene ble justert for hånd slik at de sto mest mulig parallelt og vinkelrett på betongoverflaten. Muttrene og stativene ble demontert tidligst en dag etter støping.

Selv om hullene i betongblokken var noe ujevne helt øverst med litt avskalling fra boringen, gyste vi helt til nivå med blokkoverflaten og regnet gyselengden som lengden fra overflaten til stagets indre ende etter anbefaling fra professor og bolteekspert ved NTNU, Charlie Li (Li (2016)). Det kan tenkes at heften de øverste 1-2 cm ikke ble fullgod, men med minste gyselengde lik 150 mm vil innvirkningen være relativt liten.

Prismeformene for trykkfasthetstesting ble skrudd fra hverandre og prøvestykkene tatt forsiktig ut en dag etter støping i henhold til normal prosedyre (Seehuus (2016)).

Prøvestykkene skal oppbevares under herdebetingelser (luftfuktighet, temperatur, stråling og vind) mest mulig likt betingelsene den utsettes for i betongblokken, ifølge Seehuus (2016). Betongblokken vil trekke til seg noe fukt fra boltemørtelen. Under forutsetning av at betongblokken har vært oppbevart lenge i lokalene, og at luften i lokalene har ganske stabil temperatur og fuktinnhold, vil fuktdifferansen mellom betongblokken og luften være neglisjerbar. Tilsvarende betingelser fås ved å oppbevare prøvestykkene i det samme rommet uten å dykke dem i vann eller lignende, men med litt tildekning av fuktet papir eller plast for å beskytte mot trekk og eventuelt sollys det første døgnet etter støping.

4.2.7 Instrumentering

I samråd med stipendiat Joar Tistel, professor Gudmund Eiksund og avdelingsingeniør Per Østensen vurderte jeg flere typer instrumentering. Siden vi ikke hadde personell med erfaring fra syklisk testing av stag tilgjengelig, valgte vi tradisjonell instrumentering for å ha færre nye ting på en gang. Lasten på staget ble målt med en lastcelle under mutteren mellom jekk og stag som gav signaler både til registrering og til styring av den elektriske

ventilen. Lastmålingene gav dermed tilbakemelding til ventilen om lasten (hydraulikktrykket) var for stort, for lite eller passe og styrte denne ventilen.

Ved siden av lastmåling med lastcellen, målte jeg oljetrykket med en oljetrykksmåler. Dette gav to uavhengige lastmålinger. Hydraulikktrykket og lasten er proporsjonale siden lasten er lik hydraulikktrykket ganger stempelarealet i hydraulikksylinderen.

Dagen før de første stagtestene ble jeg klar over at lastcellen ikke virket på grunn av ledningsbrudd ved inngangen til selve lastcellen. Den var reparert tidligere og ikke reparerbar denne gangen. Jeg valgte allikevel å gjøre testene siden oljetrykkmåleren fungerte og Gunnar Vistnes letet frem stempelarealet av hydraulikksylinderen slik at jeg kunne regne om fra oljetrykk til kraft. Arealet var $46,6 \text{ cm}^2$. Dermed ville et trykk på 100 bar = 100 kg/cm^2 gi en kraft lik tyngden av en masse på 4660 kg, det vil si 45,71 kN.

To LVDT-er (linear variable differential transducers) ble montert på staget like over borhullet for å måle forskyvning av staget i forhold til betongoverflaten. Siden det normalt blir noe avskalling av den øverste mørtelen og betongen under pålastning, er selve betongoverflaten nær staget en unøyaktig referanse for forskyvningsmåling. Jeg fikk derfor tilpasset en 15 mm og en 20 mm tykk aluminiumsplate, hver med et 95 mm sentrisk hull, som jeg la rett mot betongoverflaten sentrisk rundt staget. Eventuell avskalling kunne da skjje innenfor hullet i aluminiumsplatene. Oppå disse platene la jeg en cirka 3 mm tykk stålplate med et mye trangere hull, før pidestallen ble satt oppå denne platen igjen. Hullet i stålplaten var trangt nok til at to LVDT-er festet til staget inni pidestallen kunne måle avstand mot stålplaten nær kanten av hullet.

LVDT-ene var festet til staget via et aluminiumsprofil med hull til staget og LVDT-ene, strammet ved hjelp av Z-skruer mot staget og LVDT-ene. Aluminiumsprofilen var tilpasset slik at det akkurat fikk plass inni pidestallen. Figur 4.7 viser et bilde av aluminiumsprofilen montert på et stag.

Samhørende avstands- og lastmålinger ble registrert.

Det var ønskelig å plassere LVDT-ene så langt ned på staget som mulig for å få med minst mulig av den elastiske tøyningen av staget ovenfor det gyste området. Denne tøyningen kan beregnes siden stagkraften og stagets stivhet er kjent, men usikkerheten og regnearbeidet begrenses ved å minimere den. Kablene fra LVDT-ene ble ført ut av pidestallen gjennom to 9,5 mm hull som jeg boret i dens side. Boringen gikk raskt med søylebormaskin til tross for en godstykkelse på 8 mm.

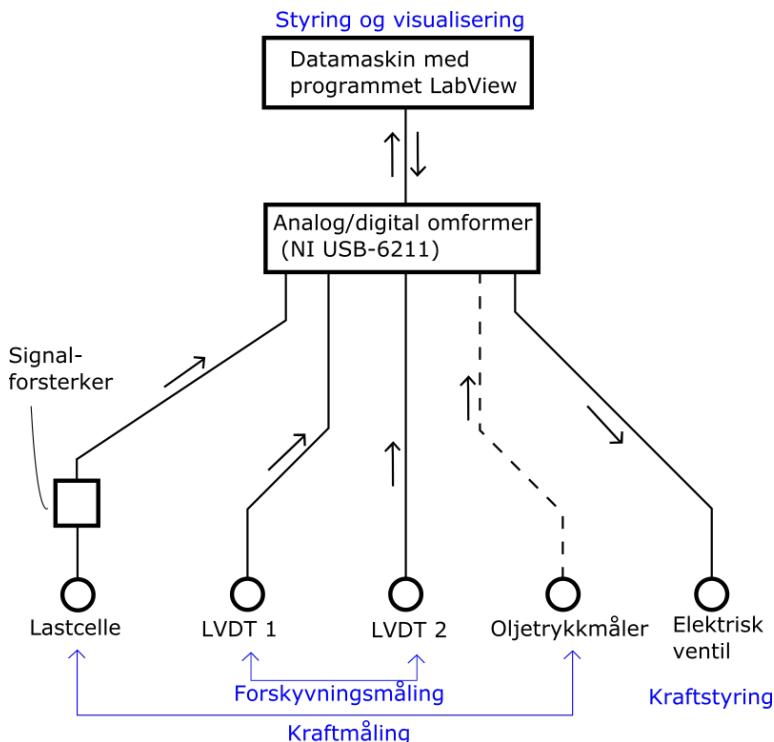


Figur 4.7: Aluminiumsprofilen som fester LVDT-ene til staget. Pedestallen oppå kun stålplaten i bakgrunnen. Foto: Undertegnede.

Vi valgte å bruke to LVDT-er av flere årsaker. Ved å ha to LVDT-er på motsatte sider av staget, kunne forskyvningen midles dersom staget skulle bøyes under testing og måleverdiene bli forskjellige. Dessuten kunne vi bruke en LVDT med lite måleområde for å få meget nøyaktige målinger i starten av forsøket, før en LVDT med større måleområde og tilsvarende mindre nøyaktighet kunne ta over. Vi ønsket å kunne bruke begge LVDT-ene frem til og med maksimallasten, og bruke den store LVDT-en til å måle videre forskyvning til en forskyvning minst lik kamavstanden eller gjengestigningen, det vil si omtrent 8 mm. Vi valgte derfor å bruke en stor LVDT med måleområde 2 ganger 500/1000 tomme, det vil si omtrent 25 mm, og en mindre LVDT med måleområde 2 ganger 100/1000 tomme, det vil si omtrent 5 mm. Ytterligere data for LVDT-ene er vist i vedlegg 9.11.

Vi vurderte bruk av strekkklapper langs den gyste delen av stagene for å bestemme tøyings- og heftprofilene langs stagene slik som i Perry and Jundi. Dette ble imidlertid utelatt fordi vi ville unngå for mange kabler som potensielt kunne forringe heften rundt staget og vanskeliggjøre støpingen. Et alternativ ville vært å bruke optisk fiber (lime langs staget) til å måle tøyninger, men dette ble utelatt fordi ingen av oss var kjent med praktisk bruk av dette. Ved fortsettelse av forsøkene kan det imidlertid være aktuelt å bruke optiske fibre.

Både last-, oljetrykk- og forskyvningsmålingene ble digitalisert i en felles analog-digital omformer (vedlegg 9.12) og registrert i den samme filen på en tilkoblet datamaskin ved hjelp av programmet LabView. Avdelingsingeniør Østensen programmerte et skript i LabView som registrerer og plotter dataene løpende på datamaskinskjermen. Slik kunne vi følge med under testingen. Instrumenteringen er skjematisk vist i figur 4.8.



Figur 4.8: Skjematisk illustrasjon av den valgte instrumenteringen.

4.2.8 Andre forhold / detaljer

For å unngå at mutterene løsnet ved syklisk last, ga jeg verkstedet ved Institutt for Bygg, anlegg og transport i oppdrag å lage et rørstykke med sideskruer gjenget i rørgodset. Røret ble montert utenpå mutter og kontramutter og skrudd inntil slik at muttrene ikke kunne rotere relativt til hverandre. En rotasjon/forstilling under forsøkene ville gitt feil i forskyvningsmålingen og dermed ubrukelige resultater selv for svært små rotasjoner, siden gjen-gene på stagene var grove og de faktiske forskyvningene under lastsyklingen var veldig små. Rørstykket ble kun brukt til de sykliske testene.

Under de statiske lastene var det viktig å kunne strupe hydraulikkoljen med den ene av

nåleventilene montert på trallen med pumpeutstyret. For å kunne justere nåleventilen med større nøyaktighet, tilpasset vi et rørstykke som en hendelforlenger. Denne gav større arm og dermed mindre behov for kraftbruk på hendelen og nøyaktigere dreining av den.

Den analog-digitale signalomformerer har flere analoge innganger og en analog utgang. Under programmeringen av LabView-programmet, ble hver inngang/utgang på omformerer gitt navn etter hvilken sensor som er tenkt koblet til inngangen/utgangen. Dataene blir behandlet og tegnet i grafer ut fra dette. Derfor blir det lett forvirring om sensorene kobles til andre innganger enn det som er tenkt. Under følger en tabell over sammenheng mellom inngangsnummer og sensor/instrument. Den analoge utgangen er plassert på en annen side av omformerboksen og kobles mot den elektriske hydraulikkventilen.

Innganger på omformerboks		
Inngang nr.	Plassering på omformerboks	Sensor
1	Øverst til venstre	Stor LVDT
2	Nederst til venstre	Liten LVDT
3	Øverst nest lengst til venstre	Lastcelle
4	Nederst nest lengst til venstre	Oljetrykkmåler

4.3 Statiske uttrekkstester

Fire stag av hver gyselengde var planlagt testet statisk. Fra de fire stagene skulle den gjennomsnittlige statiske kapasiteten beregnes, og denne verdien skulle brukes som utgangspunkt for sykliske maksimums- og minimumslaster. For innledende stagtesting på 150 mm gyste stag baserte jeg gjennomsnittet på kun to statiske tester.

Forskyvningene ble målt med to LVDT-er og en kraft-forskyvningskurve ble tegnet for hvert av stagene. De statiske testene ble gjort uten bruk av den nye hydraulikkventilen og oljekjøleren og kunne derfor i teorien vært startet før disse nye delene var ferdig oppkoblet i slutten av april. Siden jeg ikke var sikker på om de nye koblingene ville påvirke den statiske testprosedyren, tok jeg allikevel ikke sjansen på å starte de statiske forsøkene før alt hydraulisk utstyr var på plass.

LVDT-stativet ble montert så lavt som mulig på staget for å ha minst mulig elastisk tøyning av staget innbakt i forskyvningsmålingene. Stativet stod med Z-skruen omtrent 15 mm over toppen av stålplaten, og stålplaten toppoverflate lå 39 mm over betongoverflaten når begge aluminiumsplatene lå under. LVDT-ene ble justert i høyde i stativet slik at de gav

ut en spenning på mellom +9 og +10 volt. Spenningsområdet er fra omtrent +10 volt til -10 volt. Ved å justere dem til +10 volt ved start, kunne jeg utnytte hele spenningsområdet under testingen. Den minste LVDT-en var svært følsom.

Etter å ha justert inn etter beste evne, koblet jeg fra kablene, tredde pidestallen over, trakk kablene gjennom hullene i pidestallen, koblet dem til igjen, satte hydraulikksylinderen oppå pidestallen og strammet muttrene på toppen forsiktig. Monteringen av dette utstyret gav en liten nedklemming av stålplata som LVDT-ene målte mot, slik at startspenningen særlig fra den minste (og mest følsomme) LVDT-en ble noe lavere enn +10 volt. Jeg måtte anse meg fornøyd om den store LVDT-en startet på +9,5 volt og den lille på +8,5 volt, til tross for at jeg prøvde å kompensere ved å justere den lille til +10,5 - +10,7 volt før montering av pidestallen.

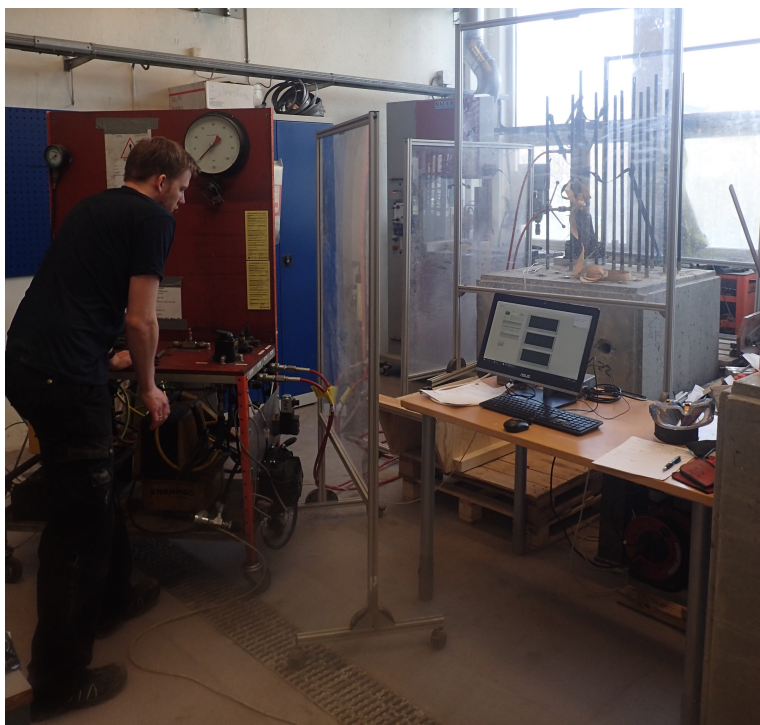
De statiske testene ble utført ved å strupe hydraulikkoljemengden med en manuell nåleventil mens lasten (proporsjonalt med trykket) og forskyvningen ble registrert. Trykket på sylinderen ble økt så forsiktig som mulig ved å åpne nåleventilen sakte. Siden forskyvningen er proporsjonal med oljemengden som passerer ventilen, er dette et tøyingsstyrt forsøk. Et tøyingsstyrt forsøk begrenser stagets fart slik at det ikke ”flyr ut” mer enn den elastiske energien i staget tilsier. Et forsøk styrt med konstant lastøkning ville kunnet gi veldig rask forskyvning ved brudd og dermed få målepunkter rundt dette kritiske bruddpunktet.

For at ikke staget skulle sprette langt opp i det heftsonen var fullstendig nedbrutt, festet vi staget til nabostag med spennbånd. Spennbåndene var slakke nok til at stagets bevegelse under testing ikke ble hindret, men ville holde igjen staget dersom den elastiske energien ble sluppet løs ved fullstendig heftbrudd eller hvis selve staget skulle gå til brudd. Fastsurringen på et stag klart for testing er vist i figur 4.9.

I tillegg til fastsurring av staget med spennbånd, ble hydraulikksylinderen surret fast. Den veide 27 kg og med fastsurring ville vi unngå at den skulle kunne falle til gulvet. Vi satte dessuten opp lexanskjerner (gjennomsiktige plastskjerner) til å beskytte vindusrutene, datamaskinen og personer fra eventuelle flyvende stag eller eventuelle løsnede hydraulikkslanger og direkte hydraulikkstråler. Skjermingen og plassering av øvrig utstyr under testing er vist i figur 4.10. Personen som styrer hydraulikken kan se grafene på dataskjermen samtidig som han er beskyttet mot flyvende gjenstander og eventuelle hydraulikkstråler dersom for eksempel en slange sprekker eller en hurtigkobling løsner.



Figur 4.9: Fastsurring av stag og hydraulikksylinder under testing.



Figur 4.10: Plassering av skjerming og øvrig utstyr under statisk testing.

Både last og forskyvning ble målt 1000 ganger i løpet av et sekund og midlet til én verdi per sekund som ble lagret, under de første statiske testene. Dette viste seg å gi litt stor avstand mellom målepunktene siden det var begrenset hvor sakte vi klarte å kjøre de statiske testene. Jeg endret derfor til midling av 250 målinger, det vil si lagring fire ganger i sekundet, og dette viste seg å være et godt kompromiss mellom nøyaktighet og datamengde: God nok oppløsning og ikke alt for mange data å behandle etterpå. Betjening av LabView-dataprogrammet er beskrevet i vedlegg 9.7.

Etter forsøket analyserte jeg dataene ved hjelp av regneark og plottet grafer for samhørende last og forskyvning, samt hvordan disse varierte med tiden.

Ut fra last-forskyvningskurvene tilhørende stagen med gyselengde 250 mm bestemte jeg parametre for den trilineære modellen og brukte disse til å gjøre en numerisk beregning av stagenes kapasitet i MatLab-programmet laget av min biveileder, Joar Tistel (Tistel (2016)).

4.4 Sykliske uttrekkstester

Etter at statiske tester for aktuell gyselengde var gjennomført, ble syklingsprogrammet definert ut fra den statiske kapasiteten, og de sykliske testene startet. Underveis ble forskyvningen målt. Jeg testet først stagene med 150 mm gyselengde under høye laster og med forskjellige syklingsfrekvenser for å finne ut om og eventuelt hvor stor innvirkning syklingsfrekvensen har på kapasiteten.

Deretter stod de fire stagene med 250 mm gyselengde for tur ettersom disse var skalariktige med tanke på å gjenskape resultatene til Benmokrane. Etter dette igjen var det planlagt å teste stag med andre gyselengder. På grunn av diverse forsinkelser rakk jeg ikke å teste andre enn 150 mm - stagene syklisk.

De sykliske testene ble kjørt laststyrt. Last og forskyvning ble midlet, eller ”samlet” 4 ganger i sekundet for lastperioder større enn eller lik 4 sekunder og lagret direkte (5 ganger i sekundet for lastperiode lik 3 sekunder). Datamengden ble begrenset for å få overkommelige mengder å jobbe med, men slik at jeg fikk minst 15 målepunkt per syklus. Betjening av LabView-dataprogrammet er beskrevet i vedlegg 9.7. Programmet var en videreutvikling av det statiske programmet, og da dette programmet var ferdig, brukte jeg dette også til de statiske testene.

Staget ble festet til nabostag med spennbånd slik som i de statiske testene.

Funksjonen til syklingsventilen, den elektriske ventilen, ble først testet med hydraulikkylindere montert på et stag som allerede var testet statisk, med mutter i begge ender av sylindere. Sylindere fikk dermed tøy på et stag uten å belaste mørtelfugen. Forskjellige styringsspenninger til ventilen ble testet for å se sammenheng mellom spenning og trykk på trykksiden av sylindere og ventil.

De sykliske forsøkene ble kjørt med full åpning i den manuelle nåleventilen. Syklingsventilen står åpen i utgangspunktet, slik at denne lekker ut all oljen og dermed hindrer oppbygging av trykk mot sylindere. Når den elektriske spenningen påført ventilen øker, vil ventilen etter hvert begynne å stenge, slik at pumpen bygger opp trykk i fullt tempo med nåleventilen åpen.

Under funksjonstesting fant vi ut at ventilen begynner å stenge (betydelig) ved en spenning på omtrent 3 volt når den lille hydraulikkpumpen brukes, mens den begynner å stenge ved en spenning på omtrent 2,5 volt når den store hydraulikkpumpen brukes.

Jeg fant ut at sammenhengen mellom spenning til ventilen og trykket mot ventilen ikke var lineær. Trykket var dessuten avhengig av syklingsfrekvensen. Derfor ble ikke ventilen styrt ut fra de målte lastene, selv om dette egentlig var planen. Ved i stedet å styre ventilen med inntastede og manuelt justerbare verdier i LabView-programmet, justerte jeg manuelt disse verdiene slik at kraften målt med lastcellen og trykket målt med trykkmåleren ble

som ønsket.

For at unngå at stagforskyvningen og staget går rett til værns i det heftsonen er nedbrutt, la avdelingsingeniør og jeg inn en funksjon i programmet slik at når forskyvningen målt med den store LVDT-en blir så stor at vi havner utenfor LVDT-ens måleområde, det vil si om lag 25 millimeter, settes de elektriske styrespenningene til ventilen lik null. Det vil si at fra da av gir ventilen full åpning hele tiden og lekker ut all oljen. Lasten på staget går da tilnærmet til null. Hydraulikkpumpen må riktignok stoppes manuelt.

For å ha god oversikt over bevegelsen i toppen av sylindere, monterte labingeniør et webbasert videokamera på et av nabostagene og koblet dette mot en separat datamaskin ved siden av datamaskinen vi brukte til å styre forsøket. Grunnen til å ha dette kameraet var i utgangspunktet for å sikre oss at vi oppdaget om selve staget skulle gå til utmattingsbrudd. Dersom dette skjer, vil forskyvningene ved LVDT-ene være små, men forskyvningen i toppen av sylindere vil vokse før et brudd i selve staget. Ved å følge med på videobildet, kunne vi se bevegelsen av sylindere og eventuelt oppdage store forskyvninger her. Dette var også praktisk under styringen av forsøket, og det hadde en underholdningsverdi når jeg satt ved datamaskinene og passet på forsøket en hel arbeidsdag i strekk (”stagtesting minutt for minutt”).

4.5 Kalibrering av trykkmåler og lastcelle

Underveis i testene, opplevde jeg at oljetrykkmålingene og lastcellemålingene ikke alltid korresponderte som de skulle. Til å begynne med, var samsvaret bra, men underveis i den sykliske testen på stag SF150-4, begynte lastcelleverdier ved maksimal last å avvike fra trykkmålerverdiene (omregnet til kraft). Forskjellen var stor ved den etterfølgende statiske testen av stag SF150-5. Sammen med stipendiat Joar Tistel, prøvde jeg å finne måter å sjekke målerens nøyaktighet ettersom minst én av dem måtte være feil.

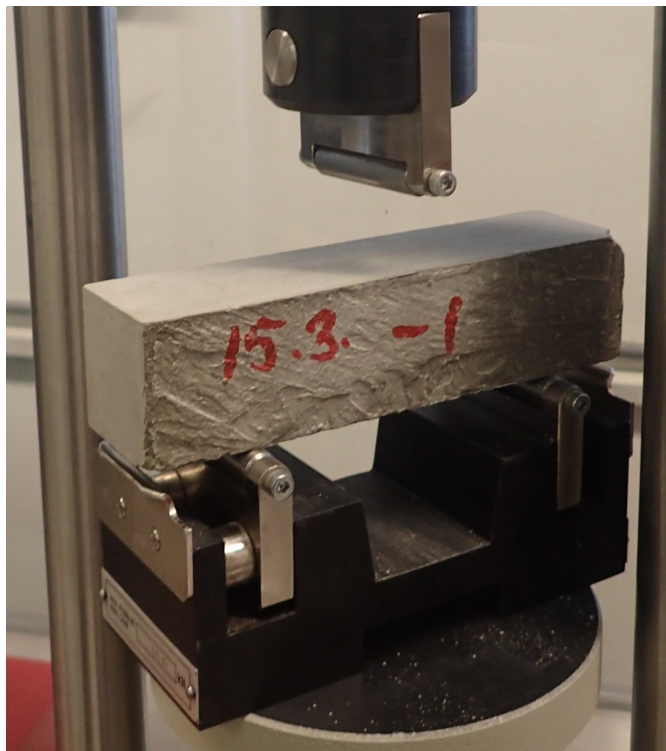
Gunnar Vistnes tipset oss om og fant frem en liten, håndpumpet hydraulisk presse som etter hans egen og kollegaers opplysninger har stor nøyaktighet, i størrelsesorden tusendeler av måleverdien. Tistel og jeg posisjonerte lastcellen helt sentrisk i pressen og leste av samtidige målinger fra pressen og lastcellen, og tegnet opp sammenhengende som en kalibreringskurve.

Trykkmåleren ble kalibrert mot et nyinnkjøpt kalibreringsapparat ved at trykkmåleren ble skrudd av fra hydraulikkretsen og montert på kalibreringsapparatet i stedet. Kalibreringsapparatet ble pumpet opp og samtidige verdier lest av slik som for lastcellen. Faktorene i LabView-programmet ble endret i samsvar med kalibreringsresultatene.

4.6 Trykktester av boltemørtel

Ved siden av uttrekkstester, ble det utført bøyestrek- og trykktester på prismer av boltemørtelen for å bestemme den oppnådde strekk- og trykkstyrken. Tre prismer ble testet etter like mange herdedager (plussminus cirka to dager) som mørtelen brukt rundt stagene ved noen av testtidspunktene. I tillegg ble det testet tre prismer etter 28 dagers herding for å kunne sammenligne med oppgitt styrke etter databladet for mørtelen. Ut fra resultatene kunne en fasthetsutviklingskurve tegnes og brukes som korrektiv for forskjellig herdetid ved uttrekkstestene.

Trykktestene ble utført med presse på betonglaboratoriet ved Institutt for Konstruksjonsteknikk ved NTNU. Figur 4.11 viser bøyestrektesting i pressen på et prisme av betongblandingen laget og støpt 15. mars 2016. Under testingen presses den midtre (øvre) rullen ned og gir en punktlast på mørtelprismet tilsvarende en punktlast midt på en fritt opplagt bjelke.

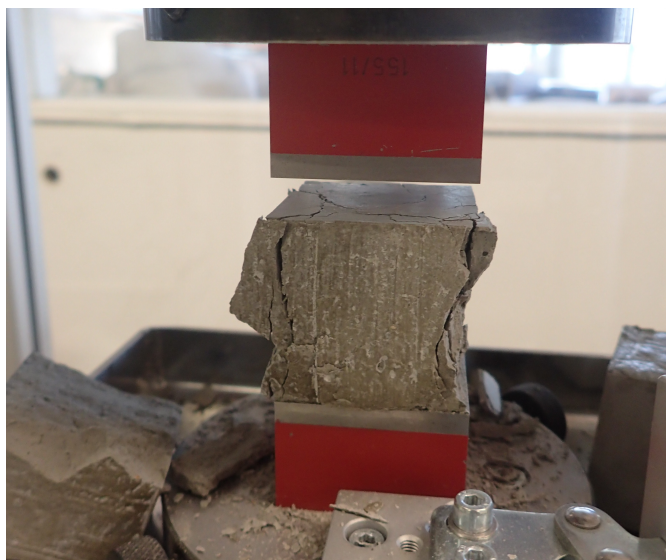


Figur 4.11: Bøyestrektesting av mørtelprisme.

Prismene var støpt og vibrert etter beste evne med murskje og lagret under et fuktig

papir det første døgnet etter støping. Etter ett døgn ble prismene merket med navn og avformet.

Prøvingen av mørtelprismene ble gjort i henhold til gjeldende europeisk standard for prøving av sement, NS-EN 196-1 ”Sementprøving - Del 1: Bestemmelse av fasthet”. Hvert prisme ble først testet til brudd i bøyning (bøyestrek). Deretter ble hver av de to halvdelene etter bøyebrydd testet til brudd i trykk, se figur 4.12. Dataprogrammet som styrte de to pressene registrerte maksimal påsatt kraft og regnet om til maksimal henholdsvis bøyestrekkspenning σ_b og trykkspenning σ_c for bøyetest og trykktest ut fra prismenes dimensjoner og oppleggsavstanden. Oppleggsavstanden var 100 mm og prismets tverrsnitt var $40 * 40 \text{ mm}^2$.



Figur 4.12: Trykkbrudd i halvdel av mørtelprisme.

Resultatene ble skrevet ned på papir og senere plottet i regneark for å vurdere spredning og avvik, og ble sammenlignet med oppgitte data fra databladet og eventuelle tester fra tidligere testdager. Fasthetsutviklingskurvene ble tegnet for å kunne korrigere stagtestene for forskjellig herdetid.

4.7 Elementmetodesimulering

Mens jeg ventet på leveranser til stagtestingen og i tiden mellom forsøkene, tegnet jeg opp en enkel stagmodell i elementmetodeprogrammet Plaxis 2D (Plaxis (2016)). Dette

programmet er laget spesielt for geotekniske beregninger og har flere jordmodeller og andre materialmodeller innebygget.

I programmet valgte jeg en aksesymmetrisk modell og tegnet opp fra symmetriaksen i senter av staget til kanten av betongblokken. Det vil si at modellen var omtrent 1 meter høy og 0,5 meter bred, og aksesymmetrisk om sidekanten ved staget.

Jeg var usikker på hvilke materialmodeller som passet best for betongen og mørtelen. Etter internettsøking fant jeg en kort rapport med oppskrift på estimering av Mohr-Coulomb - materialparametre for betong ut fra betongens trykkfasthet. Denne rapporten (Ardiaca (2009)) var inne i Plaxis-kunnskapsdatabasen, og etter drøfting med min veileder, var jeg trygg på at oppskriften var tilstrekkelig nøyaktig for en grov kapasitetsvurdering med programmet. Jeg la til grunn at betongblokkens trykkfasthet var 90 MPa og at mørtelfugens trykkfasthet var 50 MPa i samsvar med oppgitte data og resultater fra mørtelprismep prøvingen. Siden staget er av lineært elastisk stål under dets flytegrense og jeg holder meg under denne i stagtestene, valgte jeg lineærelastisk modell for staget.

Jeg var ikke kjent med om programmet har mulighet for modellering av syklisk last. Planen var å bruke modellen til å estimere den statiske stagkapasiteten for et 250 mm gyst stag og sammenligne resultatet og bruddformen med resultatene fra forsøkene.

Kapittel 5

Resultater

Hovedmålet med forsøksoppstillingen var å gjøre de samme testene som Benmokrane gjorde og sammenligne resultatene. Dersom resultatene var i akseptabel overenstemmelse, var det ønskelig å fortsette forsøkene ved å teste sammenhengen mellom syklisk kapasitet (antall sykluser og syklingsnivå) og gyst lengde. På grunn av tidsmangel rakk jeg dessverre ikke å gjøre syklisk testing av andre stag enn de som var gyst 150 mm.

5.1 Statiske tester

Resultater fra statisk test av stag med 150 mm gyselengde:

Jeg gjorde først statisk uttrekkstest av to stag med 150 mm gyst lengde for å bestemme statisk kapasitet slik at amplitude og middelværdi for syklingsfrekvenstesting kunne defineres. Siden disse testene ikke krevde stor nøyaktighet, testet jeg kun to stag statisk (versus fire tester planlagt for større gyselengder). Etter et senere syklisk forsøk ble jeg klar over at de målte last- og trykkmålingene var mindre pålitelige enn antatt og jeg gjorde en tredje statisk test. De to første testene ble gjort med kun trykkmåler og omregning til last, mens det tredje staget ble målt med både trykkmåler og lastcelle, siden en fungerende lastcelle var blitt tilgjengelig i mellomtiden.

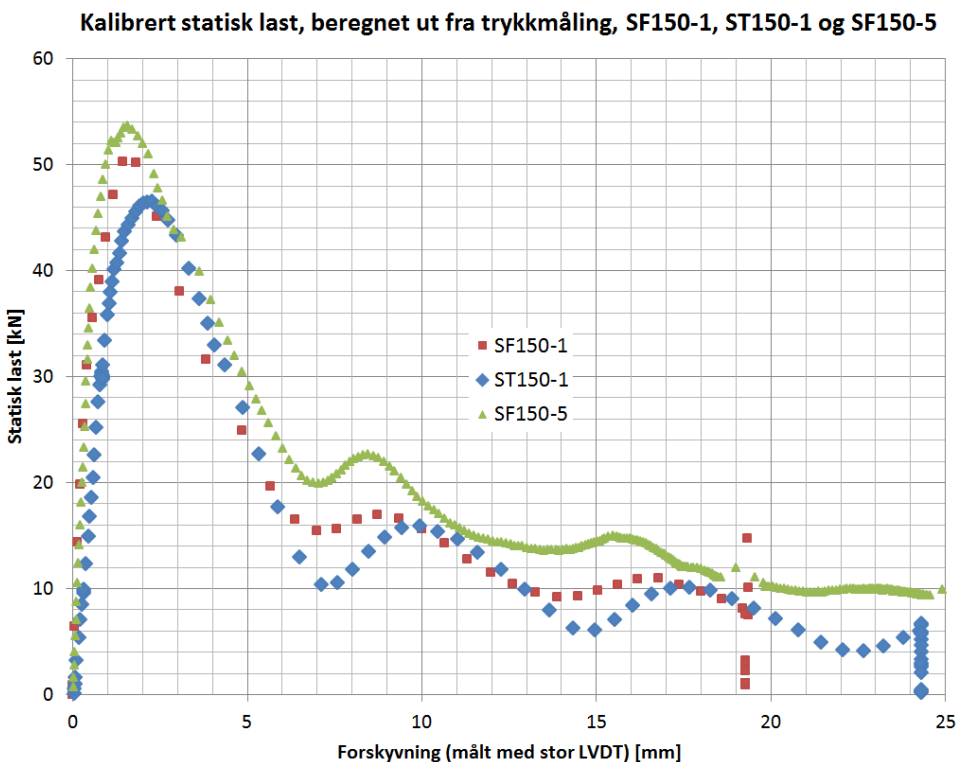
Last-forskyvningskurve for de tre forsøkene er vist i figur 5.1. Kurvene viser at maksimallasten, det vil si den statiske kapasiteten, ble nådd ved en forskyvning på omkring 2 mm i alle tilfellene. Maksimallasten var 50,3 kN for stag SF150-1, mens den var 46,5 kN for stag ST150-1 og 53,7 kN for stag SF150-5. Gjennomsnittsverdien av disse verdiene er 50,2 kN og forskjellen mellom de fjerneste verdiene er 14,3 % av gjennomsnittsverdien.

Ved å dele gjennomsnittsverdien av kapasiteten, \bar{P} på heftarealet $A_{skjær}$, får jeg en

gjennomsnittlig skjærspenning lik:

$$\bar{\tau} = \frac{\bar{P}}{A_{skjær}} = \frac{\bar{P}}{2\pi r_b L} = \frac{50200}{2\pi * 8,75 * 150} MPa = 6,09 MPa$$

Dette er en lav verdi sammenlignet med tilsvarende verdier fra tabell 3 i Benmokrane et al. (1995), der verdiene varierer fra 9,5 til 17,5 MPa. Benmokranes tester var på stag av samme type, men av større dimensjoner. Dette kan ha innvirkning ved at stagene gikk til brudd i en liten mørtelkonus øverst og denne sonen utgjør en større andel for korte stag. Resten av bruddlinjen gikk i overgangssonen mellom mørtel og stag, som ønsket og som i Benmokranes tester. Figur 5.2 viser stag ST150-1 etter utrivning mellom mørtel og stag.



Figur 5.1: Last-forskyvningskurve for statisk testede 150 mm stag.

Figuren viser at stagforankringens stivhet var noe forskjellig i de tre tilfellene. Stag SF150-1 og SF150-5 responderte noe stivere på laster påført før maksimallasten enn hva stag ST150-1 gjorde. Generelt hadde stag ST150-1 litt større forskyvninger for samme last

i tiden før maksimallasten var nådd. Dette er trolig fordi det var noe større slakk i staget ved start. Ut fra tabellerte målinger i regneark kan jeg se at forskyvningen i det lasten begynte å øke var omtrent 5 mikrometer for stag SF150-1, mens den var omtrent 50 mikrometer for stag ST150-1. Dette kan forklare noe av forskjellen, men ikke hele.

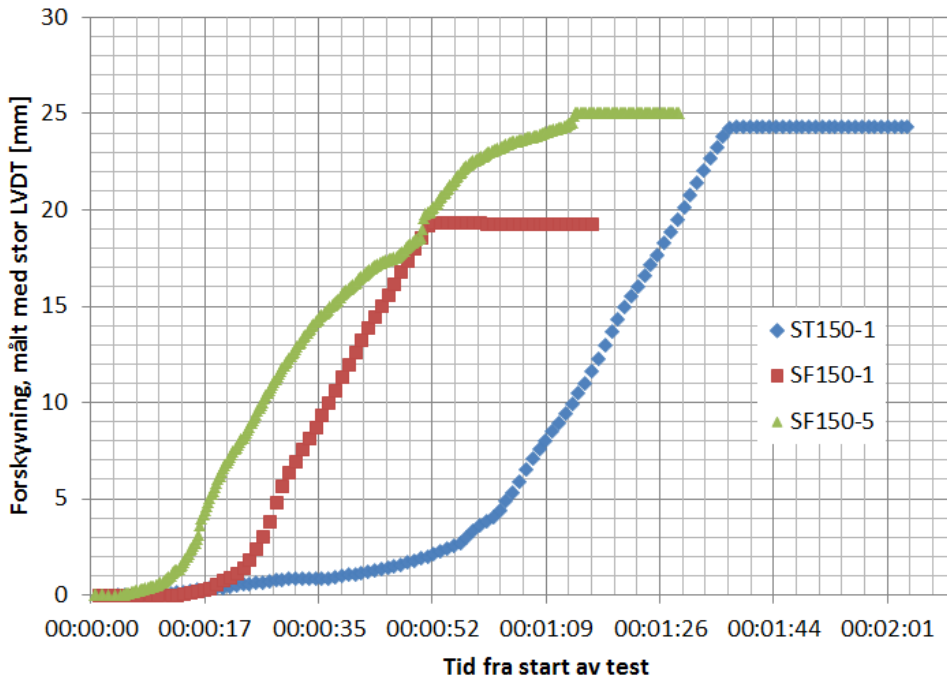


Figur 5.2: Stag ST150-1 etter utrivning. Bruddet gikk som ønsket.

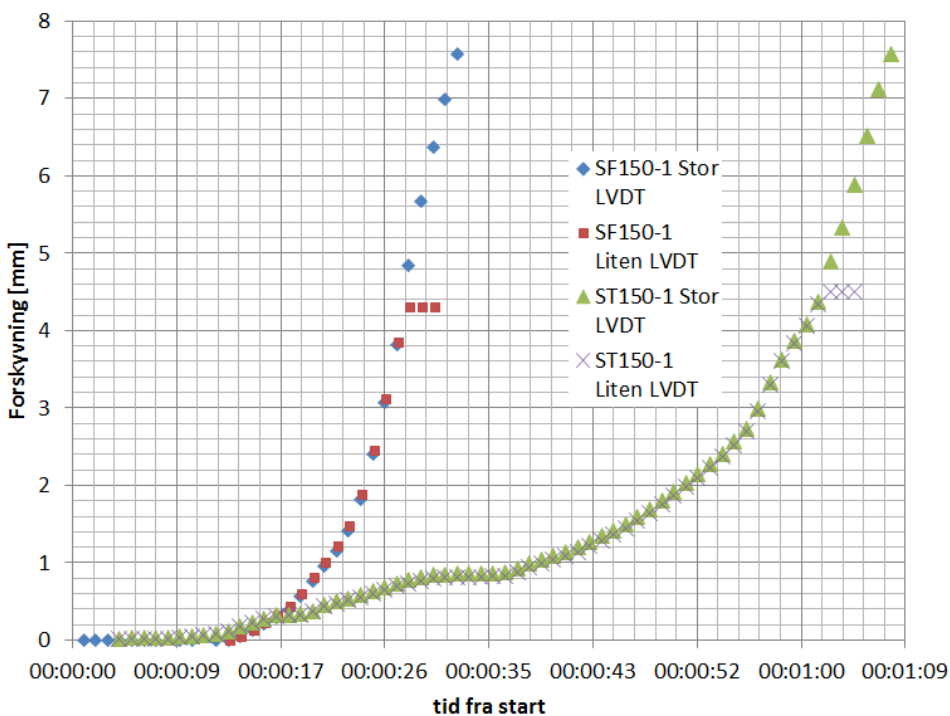
Måledata fra stag SF150-5 ble lagret fire ganger i sekundet, mens data fra de to andre stagene ble lagret en gang i sekundet. Derfor ser det ut som om stagtest SF150-4 gikk mye saktere enn de andre. Dette var ikke tilfelle.

Figur 5.3 viser forskyvningsutviklingen med tiden for de tre statiske testene på stag med gyst lengde 150 mm. Figuren viser at vi klarte å styre med jevn og tilnærmet lik hastighet i alle testene. Hastigheten var litt lavere ved start, og testen på stag ST150-1 ble startet lenger etter start av målingene enn testen på stag SF150-1 og SF150-5. En gradvis økende hastighet ved starten var både ønskelig og en naturlig konsekvens av at forskyvningen henger direkte sammen med hydraulikkstrømmen, som igjen er direkte avhengig av nåleventilens åpning. Vi åpnet nåleventilen gradvis. Årsaken til at forskyvningen tilsynelatende brått flater ut (stagnerer) er at vi kom utenfor LVDT-ens måleområde. Dette skjedde imidlertid lenge etter at maksimallasten var nådd.

I figur 5.4 er alle forskyvningsmålingene mot tid for stag ST150-1 og SF150-1 samlet i ett diagram. Vi ser at den store og den lille LVDT-en gir lik forskyvning helt inntil vi går utenfor måleområdet til den lille. Dette gjelder for begge stagtestene der vi hadde begge LVDT-ene tilgjengelig. Ved testing av stag SF150-5 virket ikke den lille LVDT-en.



Figur 5.3: Forskyvningshastigheten under statisk testing av 150 mm stag.



Figur 5.4: Målte forskyvninger mot tid for statisk testing av 150 mm stag.

Ellers var det verdt å legge merke til at de to bruddene gav et konusbrudd i mørtelsøylen helt øverst. Dette skjedde på grunn av at innspenningen sideveis går mot null ved betongoverflaten. For stag SF150-1 og SF150-5 var denne konusen av beskjeden utstrekning, mens konusen for stag ST150-1 var større. Dette viste at vi hadde behov for begge de store aluminiumsplatene under pidestallen for å gi plass til løsnet mørtel (figur 5.5). Med kun én plate ville det blitt så lite plass at man kunne risikert at løsnet mørtel ville presses mot den tynne stålplaten som LVDT-ene målte mot og dermed gi feilmålinger. De to aluminiumsplatene var henholdsvis 15 og 20 mm tykke, med et senterhull med diameter 95 mm.



Figur 5.5: Stor mørtelkonus etter brudd, stag ST150-1.

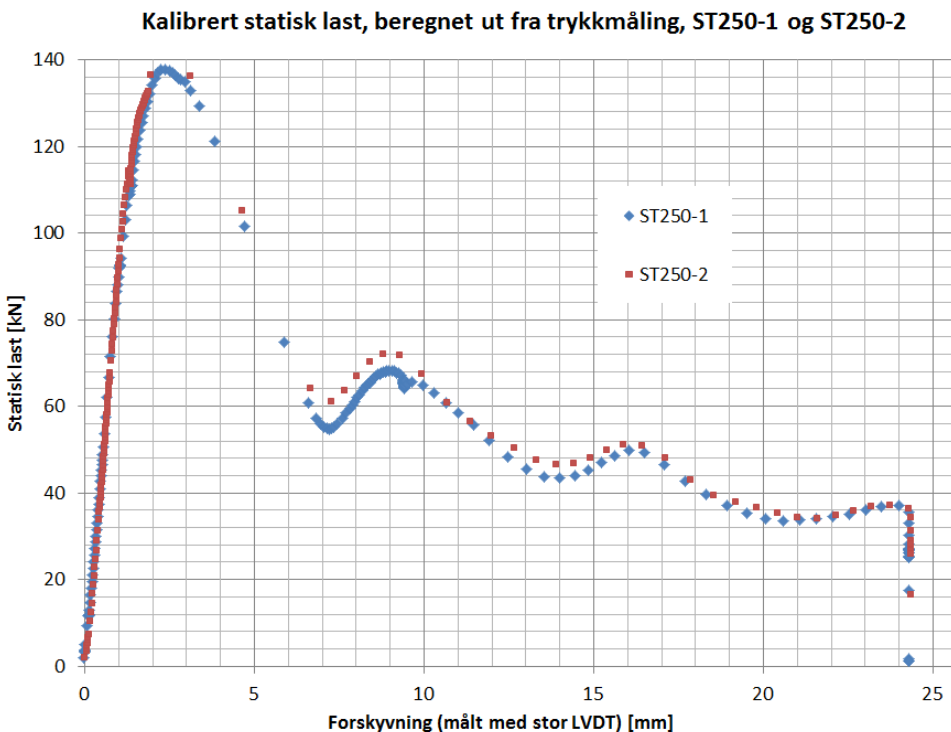


Figur 5.6: Borhullet til stag ST150-1 etter at mørtelkonus og stag er fjernet.

Figur 5.6 viser tydelige radielle sprekker i en del av bruddkonusen øverst som ikke er tatt vekk. Oppsprekningen er på grunn av at innspenningskapasiteten radielt overskrides, og er i tråd med teorien. Denne bruddkonusen hadde en total høyde på omtrent 30 mm, det vil si 20 % av stagets lengde.

Resultater fra statisk test av stag med 250 mm gyselengde:

Jeg gjorde statisk uttrekkstest av to stag med 250 mm gyst lengde den 10. mai 2016. Last-forskyvningskurve for de to forsøkene er vist i figur 5.7. Kurvene viser at maksimallasten, det vil si den statiske kapasiteten, ble nådd ved en forskyvning på omkring 2,5 mm i begge tilfellene. Maksimallasten var 137,8 kN for stag ST250-1, mens den var 143,6 kN for stag ST250-2. Gjennomsnittsverdien av disse verdiene er 140,7 kN og forskjellen er da 4,1 % av gjennomsnittsverdien.



Figur 5.7: Last-forskyvningskurve for statisk testede 250 mm stag.

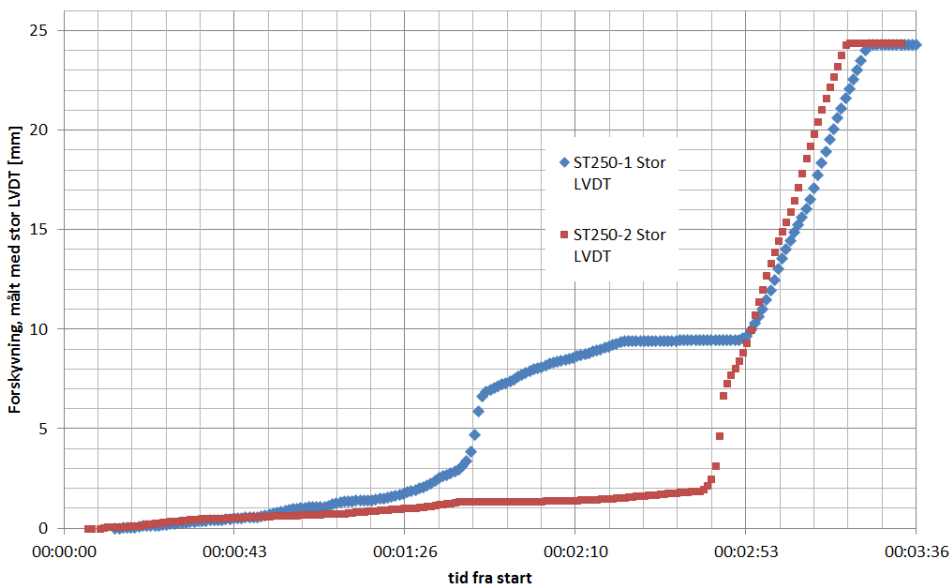
Figur 5.7 viser at de to stagene oppførte seg svært likt under belastning, både med tanke på stivhet og kapasitet.

Ved å dele gjennomsnittsverdien av kapasiteten, \bar{P} på heftarealet $A_{skjæer}$, får jeg en gjennomsnittlig skjærspenning lik:

$$\bar{\tau} = \frac{\bar{P}}{A_{skjæer}} = \frac{\bar{P}}{2\pi r_b L} = \frac{140700}{2\pi * 8,75 * 250} MPa = 10,24 MPa$$

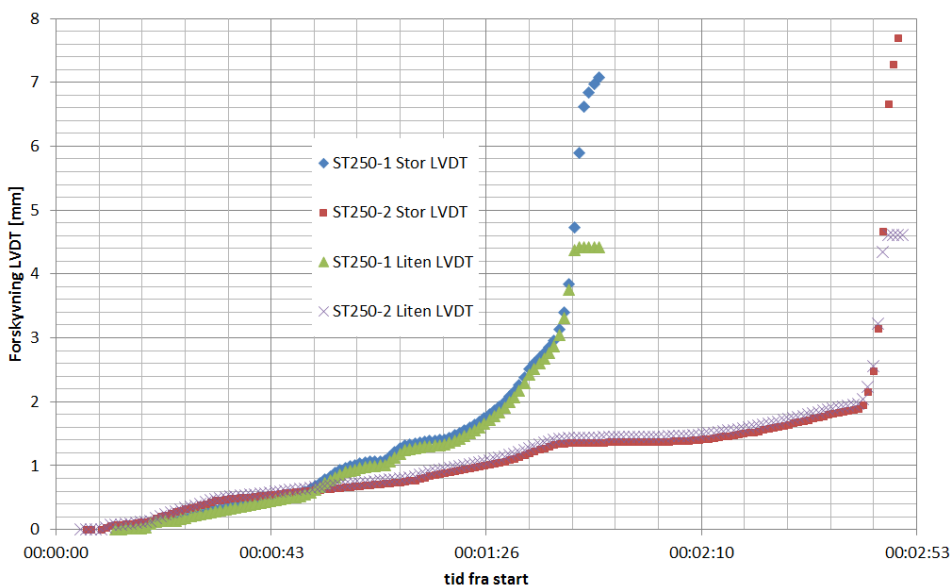
Denne verdien er litt lav sammenlignet med tilsvarende verdier fra tabell 3 i Benmokrane et al. (1995), der verdiene varierer fra 9,5 til 17,5 MPa. Benmokranes tester var på stag av samme type, men av større dimensjoner. Dette bør ikke ha noen innvirkning. Resultatet stemmer mye bedre med Benmokranes resultater enn testene med 150 mm gyselengde.

Figur 5.8 viser forskyvningsutviklingen med tiden for de to statiske testene på stag med gyst lengde 250 mm. Figuren viser at vi styrte med noe mer varierende hastighet enn da vi testet 150 mm stag. Vi forsøkte å kjøre testen sakte etter maksimallasten, men dette var vanskelig og gikk dårlig. Årsaken til at forskyvningen brått flater ut (stagnerer) er at vi kom utenfor LVDT-ens måleområde også i disse testene. Dette skjedde etter at maksimallasten var nådd i disse testene også. Den lille LVDT-en gikk ut av måleområdet i tid like etter at maksimallasten var nådd, men forskyvningen gikk veldig fort etter maksimallasten. Forskyvningen ved maksimallasten var godt innenfor begge LVDT-enes måleområde.



Figur 5.8: Forskyvningshastigheten under statisk testing av 250 mm stag.

I figur 5.9 er alle forskyvningsmålingene mot tid samlet i ett diagram. Vi ser at den store og den lille LVDT-en gir ganske like forskyvninger helt inntil vi går utenfor måleområdet til den lille. Dette gjelder for begge stagtestene. Den lille forskjellen mellom resultatene fra stor og liten LVDT kan være på grunn av at stagene bøyde seg litt ved start på grunn av skjev støping.



Figur 5.9: Målte forskyvninger mot tid for statisk testing av 250 mm stag.

Ut fra last-forskyvningskurven til 250 mm - stagene (figur 5.7) bestemte jeg følgende parametre for den trilineære modellen:

$$\delta_1 = 2,25 \text{ mm}, \delta_f = 7 \text{ mm}, \tau_f = 9 \text{ MPa} \text{ og } \tau_r = 3,3 \text{ MPa} (= k * \tau_f).$$

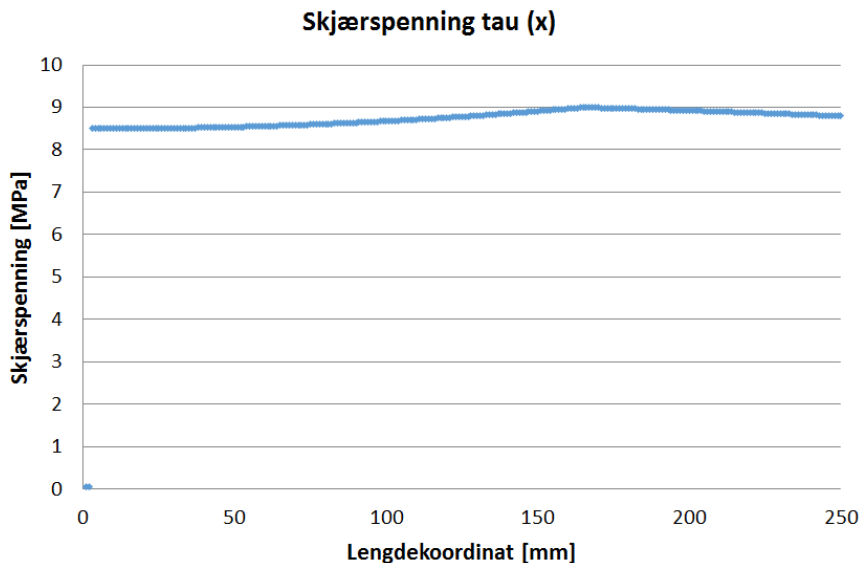
Parametrene har stor usikkerhet siden de er tatt ut fra kurvene for stag med 250 mm gyselengde, der skjærspenningsfordelingen er ikke-uniform. Den trilineære modellen gjelder ikke for hele staget globalt, men som en god tilnærming for lokale punkt. Jo kortere gyselengden er, desto mindre ikke-uniform er fordelingen, og feilen eller usikkerheten ved å ta parametre til den trilineære modellen fra grafene for hele stag reduseres.

Slik sett ville det vært bedre å ta parametrene fra kurvene for 150 mm - stagene, men disse kurvene var ikke så tydelige og det var dårligere samsvar mellom de to stagene enn mellom de forskjellige 250 mm - stagene. Innvirkningen av sonen nærmest overflaten av betongblokken utgjorde dessuten en mye større del av stagets lengde for disse stagene. Derfor valgte jeg å bestemme parametrene fra 250 mm - stagene, selv om disse har en gyst lengde mye større enn fire ganger stagdiameteren, som er grensen for når Benmokrane et al. mener at staget har en jevn skjærspenningsfordeling.

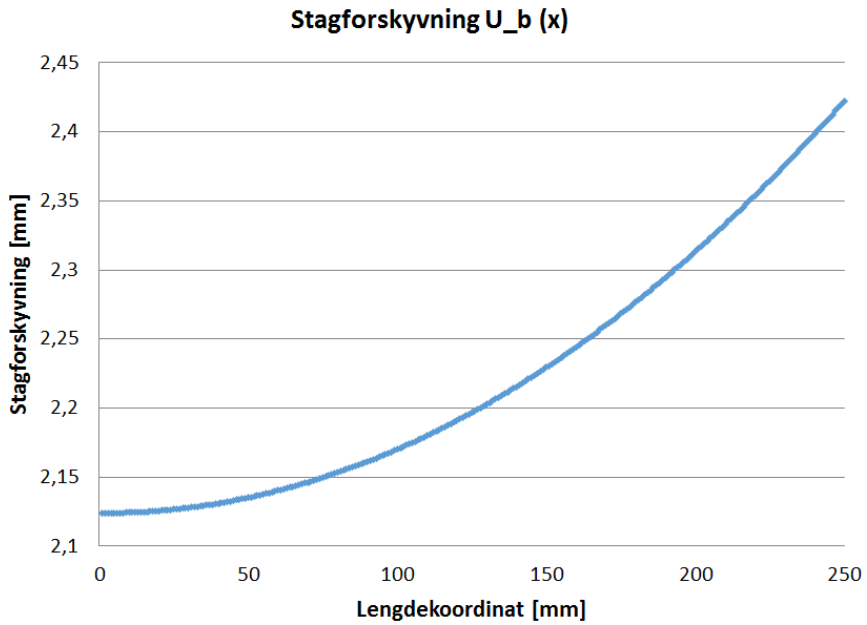
Sammen med min biveileder, Joar Tistel, kjørte vi MatLab-programmet som han hadde laget (Tistel (2016)), med parametrene listet ovenfor. I tillegg hadde vi fått opplyst fra

stagleverandøren at stagene hadde en elastisitetsmodul på 205 GPa.

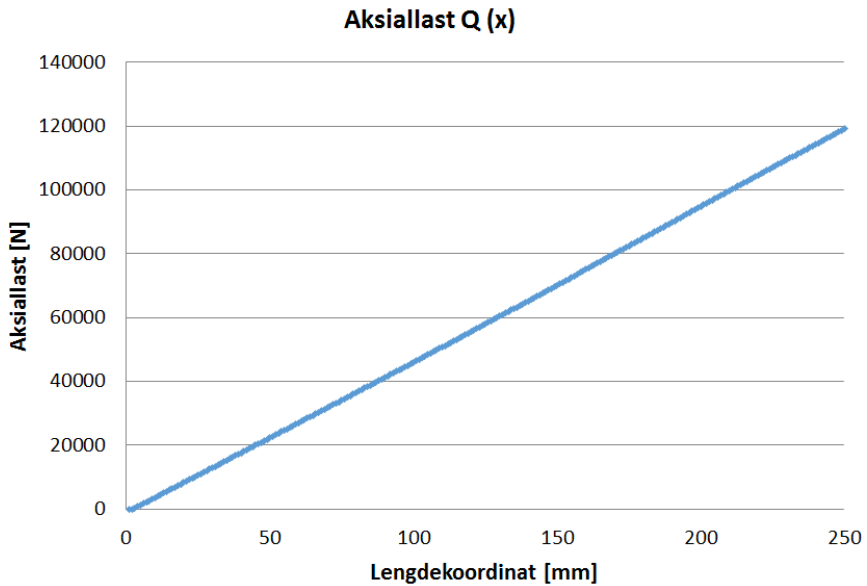
Resultatene fra kjøringen av programmet er vist i figurene under. Figurene viser fordeling av skjærspenning (figur 5.10), stagets forskyvningsfunksjon (figur 5.11) og aksialkraftfordelingen i staget (figur 5.12) like ved brudd. Den største aksialkraften er naturlig nok ved stagets ytre ende og er lik 118,8 kN. Dette stemmer greit overens med kapasiteten funnet i forsøkene, som i gjennomsnitt var 140,7 kN. Jeg ser også at stagforskyvningen ved stagets ytre ende er beregnet til 2,42 mm, som stemmer bra med forsøksresultatene på omtrent 2,3 til 2,5 mm. Figur 5.10 viser at skjærspenningen er ganske nær uniform ved brudd for et 250 mm - stag etter den numeriske modellen.



Figur 5.10: Skjærspenningsfordeling langs 250 mm - stag, beregnet med MatLab-program.



Figur 5.11: Aksial forskyvning langs 250 mm - stag, beregnet med MatLab-program.



Figur 5.12: Aksialkraftfordeling langs 250 mm - stag, beregnet med MatLab-program.

Jeg har også sammenlignet resultatene fra de statiske 250 mm - stagene med teoretiske verdier beregnet med formler fra Ren et al. (2010) og med teoretiske formler korrigeret for skjærtøyninger som utledet i teorikapitlet.

For stagene brukt i laboratoriet, har vi: $r_b = 8,75\text{mm}$, $r_g = 25\text{mm}$, $E_b = 205000\text{MPa}$

Fra kapittel 7 i Ren et al. (2010) er parametre i den trilineære modellen kalibrert for tilsvarende type stag ut fra tidligere forsøk av Guan et al. (2004) (kinesisk):

$$\tau_f = 8,10\text{MPa}, k = \frac{\tau_r}{\tau_f} = 0,09, \delta_1 = 0,19\text{mm} \text{ og } \delta_f = 0,53\text{mm}$$

Fra Benmokrane et al. (1995) er stivhetsmodulen for tilsvarende boltemørtel $E_g = 11100\text{MPa}$, slik at skjærmodulen G_g er

$$G_g = \frac{E_g}{2 * (1 + \nu)} = \frac{11100\text{MPa}}{2 * (1 + 0,2)} = 4625\text{MPa} \quad (5.1)$$

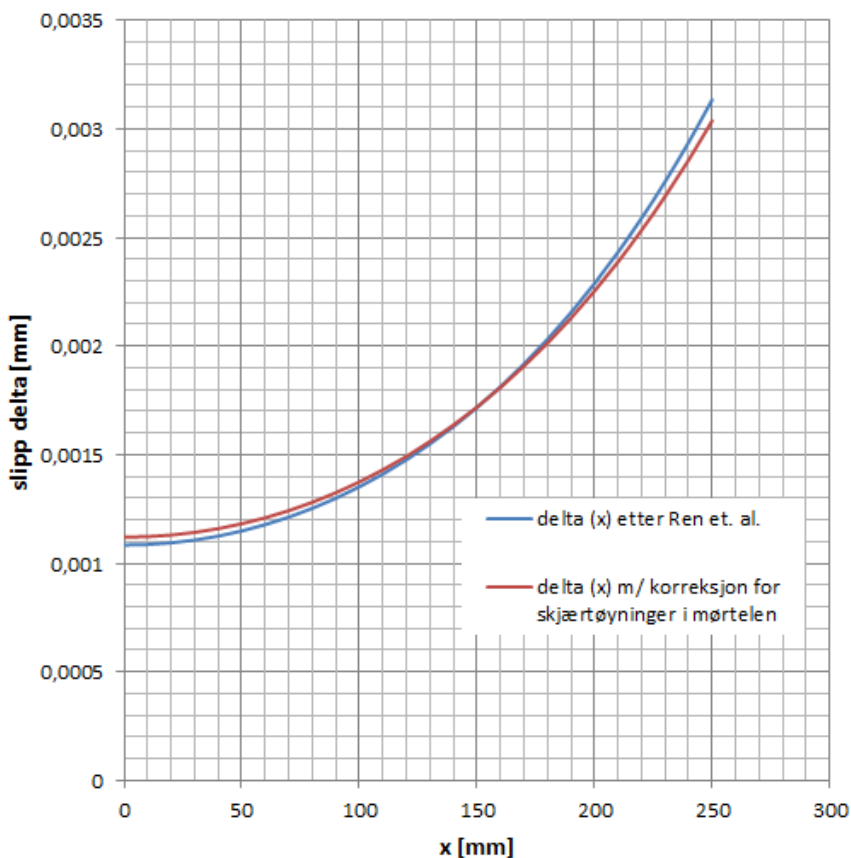
, slik at korreksjonsleddets verdi er $1 + 0,0847 = 1,0847$. Korreksjonen er dermed cirka 8,5 %, som er ganske beskjedent. Mørtelens stivhet er usikker siden jeg ikke har testet stivheten av mørtelen jeg brukte i mine forsøk, men siden mørtelen Benmokrane brukte hadde tilsvarende sammensetning, bør data for denne mørtelen gi et rimelig anslag.

Ved å plote slippfunksjonen $\delta(x)$ mot koordinaten x langs stagets gyste lengde (ligning 3.13 og ligning 3.18), for de av mine stag som har en gyst lengde $L = 250\text{mm}$, finner jeg at korrigeret slipp (ligning 3.18) blir mellom 96,9 % og 103,3 % av ikke-korrigeret slipp (ligning 3.13). Slippfunksjonene for en last på 1,00 kN er vist i figur 5.13.

Vi ser at slippet fordeler seg jevnere når korreksjon for skjærtøyninger hensyntas. Dermed vil det være konservativt å neglisjere skjærtøyningene siden dette gir større slipp i det mest påkjente snittet ($x = L$) og estimerer dermed start av degradering for en litt mindre last. Etter Ren et al. (2010) starter degraderingen for en last P lik

$$P_{sof} = \frac{2\pi r_b \tau_f \tanh(\lambda_1 L)}{\lambda_1} \quad (5.2)$$

som for det aktuelle staget med $L = 250\text{mm}$ er $P_{sof} = 60,6\text{kN}$. Utregninger ble gjort ved hjelp av regneark og er skjematisk vist i vedlegg 9.3.



Figur 5.13: Slippfunksjonen $\delta(x)$ med og uten korreksjon.

Korreksjonens utslag er dessuten ikke mer enn i overkant av 3 %, slik at det er rimelig å neglisjere den slik Ren et al. (2010) gjør. For de neste fasene, der deler av overgangssonen stag-mørtel overskrider det elastiske området, har jeg derfor stolt på forenklingen $u_b = \delta$ og brukt de analytiske resultatene fra Ren et al. (2010).

Til slutt er det viktig å huske at selv om korreksjonen gjør løsningen mer riktig, tar den ikke hensyn til deformasjon i fjellet omkring staget. Forskyvningsuttrykket som kommer ut er dermed forskyvningen mellom fjellet i kanten av borhullet og staget, ikke stagets forskyvning i forhold til et fast punkt.

Etter Ren et al. (2010) side 4 er den effektive overføringslengden definert lik lengden som tar opp 97 % av den påførte lasten. For denne typen stag er den effektive overføringslengden i det elastiske området lik $L_{e,e} = 2/\lambda_1 = 290\text{mm}$, ut fra kalibrerte parametre etter forsøkene til Guan et al. (2004) (Ren et. al. kapittel 7). Dette indikerer at gyselengden gjerne kunne vært 300 mm heller enn 250 mm.

For å undersøke sammenhengen mellom parametrene i den trilineære modellen og stagets statiske kapasitet, har jeg også brukt parametre for den trilineære modellen estimert fra mine egne forsøk på 250 mm - stag inn i de teoretiske formlene fra Ren et al. (2010) og mine korreksjonsuttrykk.

Med $\delta_1 = 2,25$ mm, $\delta_f = 7$ mm, $\tau_f = 9$ MPa og $\tau_r = 3,3$ MPa ($= k * \tau_f$), det vil si $k = 0,367$, får jeg:

$$P_{sof} = 113,4 \text{ kN}$$

$$L_{e,e} = 2/\lambda_1 = 947 \text{ mm}$$

$$\text{Korreksjonsledd} = 1,0079.$$

Dette gir et korrigert slipp på mellom 99,94 % og 100,04 % av ikke-korrigert slipp. Dermed er skjærdeformasjonen i mørtelen av helt uvesentlig betydning for disse parameterverdiene. Vi ser at enten parameterverdiene for kritiske forskyvninger i den trilineære modellen er store eller små, vil skjærdeformasjonene i mørtelen ha liten betydning, slik at uttrykkene i Ren et al. (2010) stemmer godt og korreksjon er unødvendig.

5.2 Sykliske tester

De første sykliske testene skulle gjøres med høyt belastningsnivå på kort gyste stag, og med forskjellig syklingsperiode på hvert stag for å finne ut om lastkapasiteten syklisk ville variere mye med syklingsperioden. Testdato for de forskjellige lastnivåene på de syklisk testede stagene er vist i vedlegg 9.5.

Stag SF150-4 ble testet først. Jeg startet med syklisk last mellom 10 og 60 % av den estimerte statiske kapasiteten, som var gjennomsnittet av kapasiteten til de to statisk testede stagene med 150 mm gyselengde som var testet på dette tidspunktet. Staget var ikke revet ut etter 1500 sykluser med denne lasten. Syklingsperioden var 4 sekunder. Forsøket måtte pauses til neste dag, det vil si at lasten gikk til null i det vi slo av pumpen.

Neste dag fortsatte jeg testing av stag SF150-4. Jeg økte lasten til 10 - 70 % av estimert statisk kapasitet. Forskyvningene måtte nullstilles siden lasten var tatt av og forskyvningsverdiene fra de forskjellige dagene i figur 5.15 er derfor forskjøvet manuelt i etterkant slik at de passer sammen.

1500 sykluser ble kjørt på dette lastnivået. Staget var ikke revet ut, selv om forskyvningene økte noen hundredels millimeter under forsøkene. Jeg økte derfor styrespenningene til ventilen slik at jeg fikk økt lasten til neste trinn. Pumpa gikk og leverte syklisk trykk mot sylindere hele tiden.

Det viste seg at hydraulikkpumpen ikke klarte å levere olje fort nok til å kjøre større

trykkvariasjoner uten å øke syklingsperioden. Jeg økte derfor til 5 sekunders periode da jeg kjørte lastnivå 10 - 80 %. Etter 1500 sykluser på dette nivået, økte jeg videre til 10 - 90 % og kjørte dette i 1500 sykluser.

Nøyaktig antall sykluser ble bestemt på skjønn ettersom innjustering til nytt lastnivå tok en god stund, flere hundre sykluser. Jeg kjørte $1500 \pm$ omtrent 100 sykluser fra ferdig innjustering til start av ny justering.

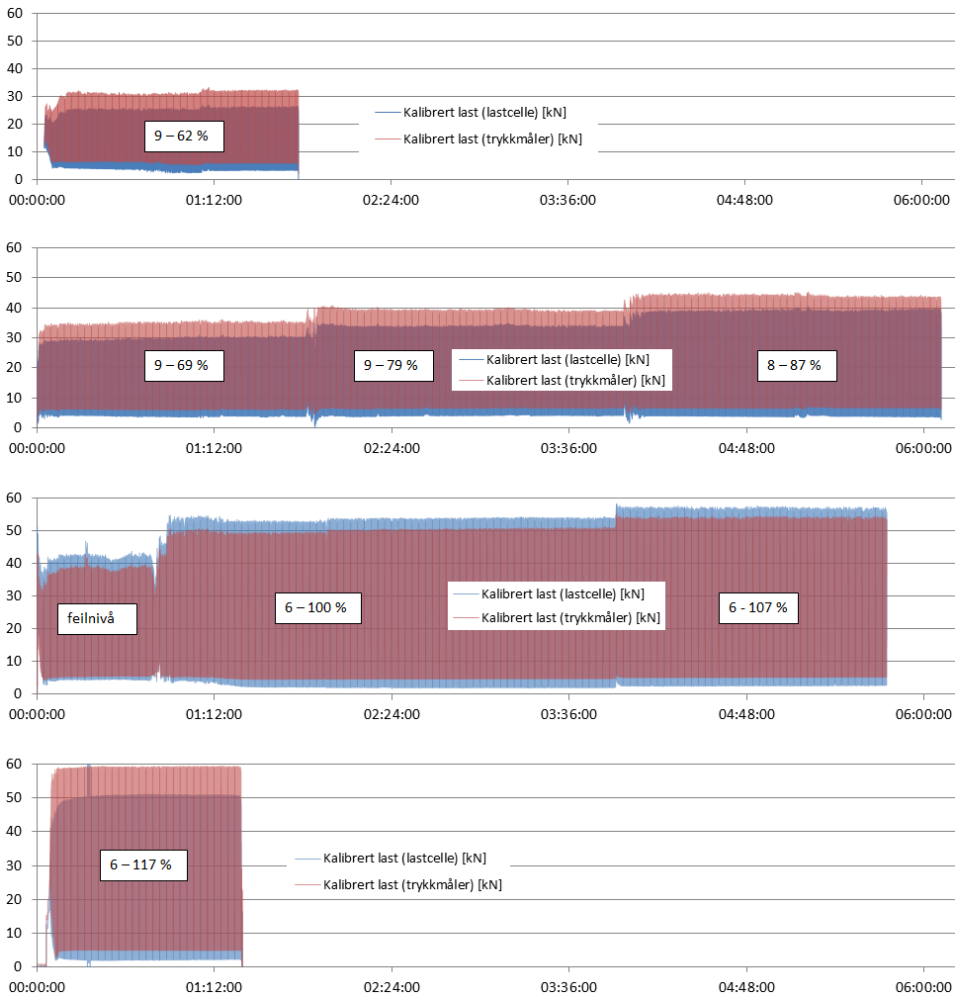
Etter en hel dag med testing på nivå 10 - 70, 10 - 80 og 10 - 90 %, var staget ennå ikke revet ut. Den tredje testdagen fortsatte forsøket med last 10 - 100 % av estimert statisk kapasitet. I det vi startet dette lasttrinnet, kom det en høy lasttopp akkurat ved starten, som om ventilen ikke var helt forberedt på at trykket ble satt på. Staget ble imidlertid ikke revet ut. Lasten stabiliserte seg.

Labingeniør og jeg var overrasket over at staget tålte lasttoppen, som lastcellen målte til omtrent 52 kN. Da vi så nærmere på sanntidsgrafene, så vi at målingene fra lastcellen og trykkmåleren ikke samsvarte som de skulle. De samvarierte, men trykkverdiene tilsa en lavere last enn hva lastcellen målte, se del 3 av figur 5.14. Forskyvningene var ganske små og pekte dermed mot at lastcellemålingene hadde forstilt seg mens trykkmåleren var riktig, ikke motsatt. Vi økte trykket til trykkverdier som skulle tilsvare 10 - 100 % last og kjørte 1500 sykluser på dette nivået etter nesten en times kjøring (500 sykluser) på feil nivå. Perioden måtte økes til 7 sekunder ved denne lastøkningen, og medførte at lasttrinnet på 1500 sykluser tok nesten tre timer.

Med en last på 10 - 100 % av estimert statisk kapasitet, observerte vi økende forskyvninger med en rate som først avtok, men så økte forsiktig. Staget tålte 1500 sykluser på dette nivået også. Vi økte lasten til 10 - 110 % av estimert statisk kapasitet og kjørte omtrent 1000 sykluser på dette nivået før vi måtte avslutte for dagen.

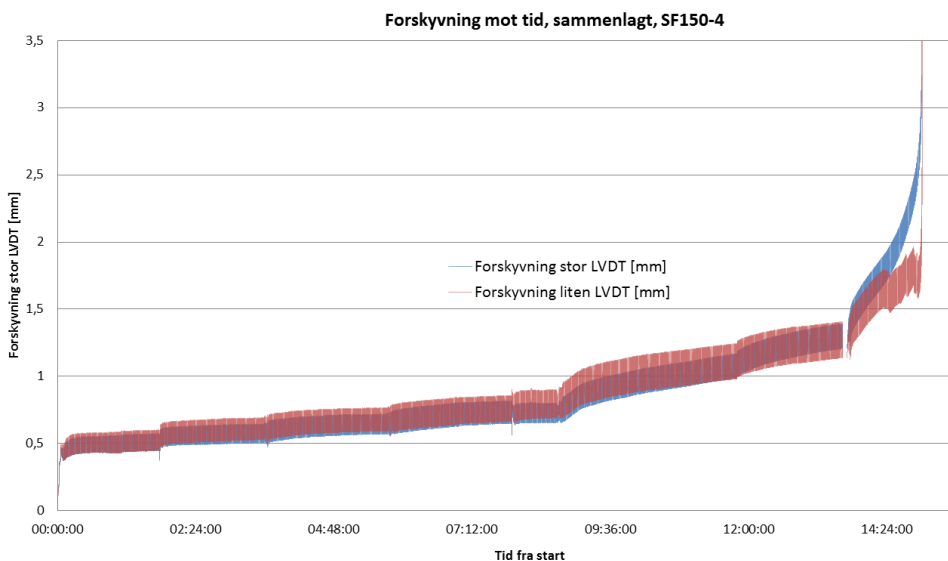
For ikke å måtte øke syklingsperioden ytterligere, byttet vi til en hydraulikkpumpe med større kapasitet. Neste arbeidsdag økte jeg lasten til 10 - 120 % av estimert statisk kapasitet. Det viste seg at syklingsperioden kunne settes ned til 4 sekunder uten problem med denne pumpen og dette lastnivået. Staget gikk til brudd etter omtrent 800 sykluser. Forskyvningsmålingene viste godt hvordan forskyvningen under bruddet forløp. LabView-programmets funksjon som skulle sette syklingsens middelvei og amplitude til null i det forskyvningene gikk utenfor den store LVDT-ens måleområde, fungerte utmerket, slik at belastningen opphørte automatisk.

Resultater fra den sykliske testingen av stag SF150-4 er vist i figurene 5.14 og 5.15. I figur 5.14 er tidsaksen nullstilt for hver testdag og resultatene fra hver testdag er i eget diagram (fire diagrammer i høyden).



Figur 5.14: Last mot tid - kurve for stag SF150-4.

I figur 5.15 er forskyvningene fra hver testdag i stedet satt sammen og justert i verdi slik at de har et felles nullpunkt ved starten av første lastrinn. Tidsaksen viser total testtid fra start av første lastrinn.



Figur 5.15: Forskyvning mot tid - kurve for stag SF150-4.

Figur 5.15 viser at samsvaret mellom målte forskyvninger med stor og liten LVDT var godt i de laveste lastnivåene. Den lille LVDT-en antyder noe større tøyning mellom maksimums- og minimumslasten og gir i lasttrinn 2, 3, 4, 5 og 6 (2 timer fra start til 13 timer fra start) litt større forskyvninger enn den store LVDT-en. Siden den lille LVDT-en er laget for mindre forskyvninger, er det rimelig å anta at denne er mest nøyaktig innenfor sitt måleområde. Alternativt til unøyaktighet i målingene fra den store LVDT-en, kan skjevhet i staget gi bøyning under testing og dermed forklare forskjellig forskyvning på hver side. Dette staget var imidlertid ganske rett. Et stykke ut i lasttrinn 6 (nest siste) og siste lasttrinn, synker de målte forskyvningene fra den lille LVDT-en. Da forsøket var ferdig, oppdaget jeg at den lille LVDT-en var løsnet, og dette virker som en sannsynlig årsak til at forskyvningene rykkvis ”sakter akterut” for forskyvningene målt med den store LVDT-en i siste lasttrinn.

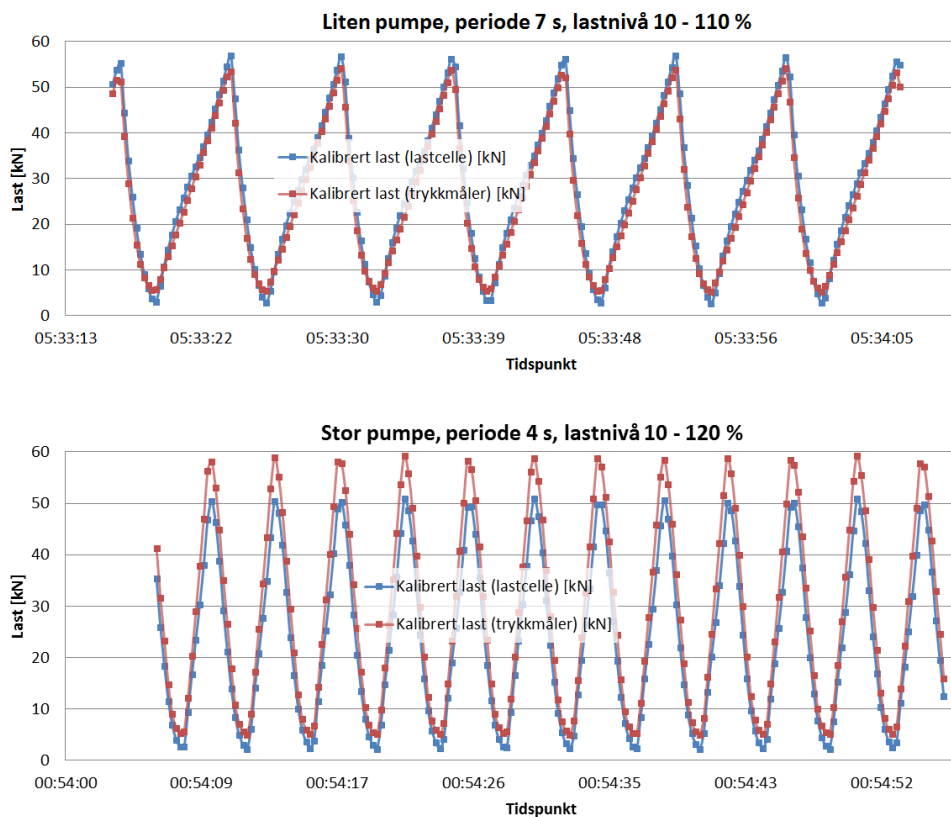
Det var vanskelig å finne noen klar sammenheng mellom elektrisk spenning til styringsventilen og trykkvariasjonen dette gav. Erfaringstall er vist i tabellen under.

Erfaringsverdier for elektrisk spenning og last med 150 mm stag og liten hydraulikkpumpe				
Last (% av statisk, ønsket last i parentes)	Oppnådd kraft [kN] (ønsket i parentes)	Base level (mid-delverdi) [V]	Amplitude [V]	Periode [s]
9 - 62 (10 - 60)	4,4 - 31,3 (5,02 - 30,12)	3,4	1,13 til 1,0	4
9 - 69 (10 - 70)	4,4 - 34,5 (5,02 - 35,14)	3,8 til 3,68	1,42 til 1,29	4
9 - 79 (10 - 80)	4,4 - 39,5 (5,02 - 40,16)	3,65 til 3,55	1,24 til 1,14	5
8 - 87 (10 - 90)	3,8 - 43,9 (5,02 - 45,18)	4,2 til 4,01	1,8 til 1,6	5
6 - 100 (10 - 100)	3,1 - 50,2 (5,02 - 50,20)	3,78 til 3,84	1,57	7
6 - 107 (10 - 110)	3,1 - 53,9 (5,02 - 55,22)	4,12	1,83	7

Det er åpenbart at den statiske lasten til stag SF150-4 må være høyere enn estimert. Ut fra Benmokranes resultater, skulle staget blitt revet ut i lasttrinn 10 - 70 % eller 10 - 80 %.

Under testingen av stag SF150-4, observerte jeg at pålastningen tok lenger tid enn avlastningen. Dette gjaldt selv om jeg økte syklingsperioden først til 5 sekunder og så til 7 sekunder. Det hørt ut som om pumpen jobbet på maksimal kapasitet for å klare å øke trykket igjen etter en bølgebunn.

Da jeg byttet til den store pumpen, som hadde motor med tre ganger så stor effekt, var det uproblematisk å redusere syklingsperioden til 4 sekunder og samtidig øke til neste lasttrinn, og allikevel oppnå en jevnere fordeling av tiden brukt til pålastning og avlastning. Utsnitt av last-tid - kurven fra lastnivå 10 - 110 % med liten pumpe, sammenlignet med utsnitt av kurven fra lastnivå 10 - 120 % med stor pumpe, er vist i figur 5.16. Utsnittene er tatt fra tidspunkt i lasttrinnet der jeg ikke gjorde justeringer, og begge diagrammene viser like lange tidsintervall. Tiden mellom hvert målepunkt er den samme i begge diagrammene og lik et kvart sekund.



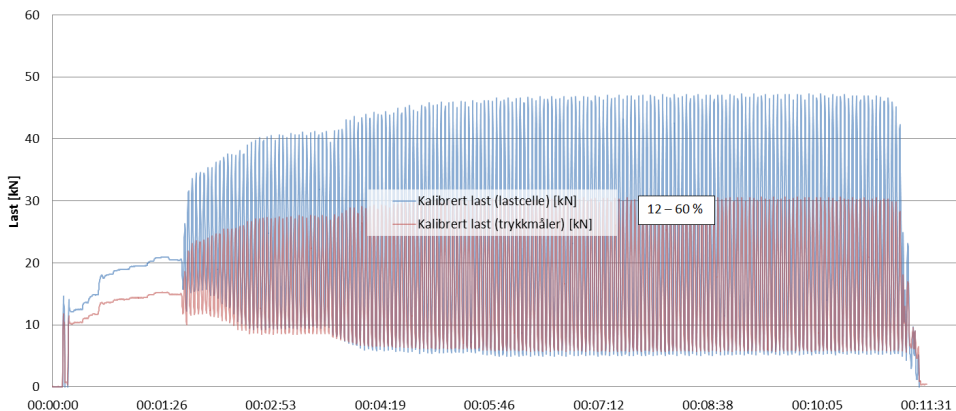
Figur 5.16: Liten versus stor pumpe.

Kurvene i figur 5.16 viser dessuten at lastcelle- og trykkmålingene svinger i fase. Særlig i det nedre diagrammet i figuren gir trykkmåleren større lastverdier enn det lastcellen gir, men ved å oppjustere lastcellekurven, ser jeg at topp-, bunn- og mellompunkt blir målt på samme tidspunkt med lastcelle og trykkmåler. Av dette kan jeg konkludere at forsinkelsen i trykkmåling på grunn av avstand fra sylinder til trykkmåler er neglisjerbar.

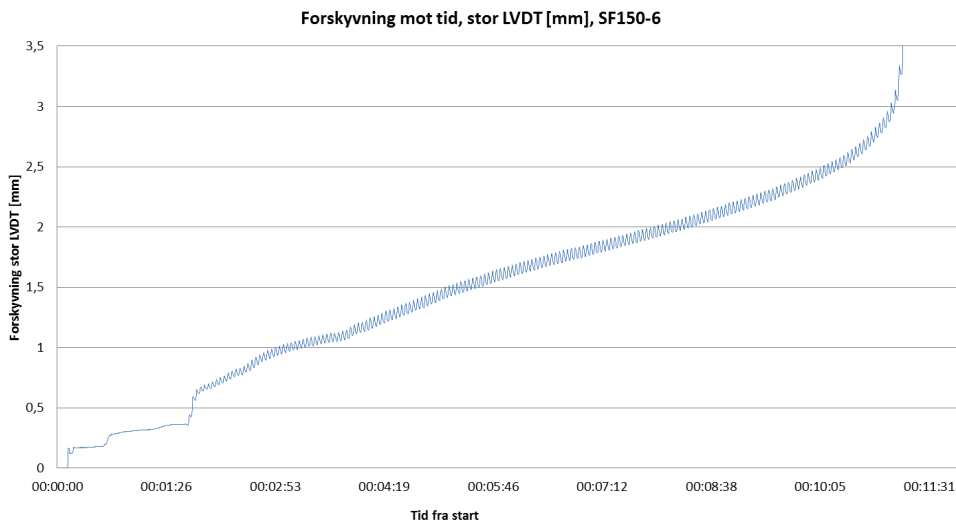
Stag SF150-6 ble testet syklisk ut fra en gjennomsnittlig statisk kapasitet estimert til 51,4 kN basert på test SF150-1, ST150-1 og også SF150-5, som var testet etter forrige sykliske test. SF150-5 ble vektet litt tyngre fordi det ble testet nærmere i tid. Testingen startet ved omtrent 12 - 60 % av statisk estimert kapasitet. Allerede ved starten, før syklingen var stilt inn til riktig nivå, så jeg at forskyvningene var store og økte mye fortere enn for det første statisk testede staget. Staget ble revet ut etter 150 sykluser der lasten svingte mellom 6,3 og 30,1 kN, det vil si mellom 12,3 og 58,6 % av den estimerte statiske kapasiteten på

51,4 kN (vektet gjennomsnitt), eller mellom 12,5 og 60,0 % av gjennomsnittskapasiteten for de tre statiske stagene.

Den store forskjellen mellom de to syklisk testede stagene gjorde meg ennå mer usikker på last- og trykkmålingenes nøyaktighet. Resultater fra testingen av stag SF150-6 er vist i figurene 5.17 og 5.18.



Figur 5.17: Last mot tid - kurve for stag SF150-6.



Figur 5.18: Forskyvning mot tid - kurve for stag SF150-6.

Kalibrering av trykkmåler og lastcelle

Etter den sykliske testingen av stag SF150-4, som overlevde svært mange sykluser og høye lastnivå og etterfølgende statistisk test av stag SF150-5 (som egentlig var ment brukt til syklisk testing) og syklisk test av stag SF150-6, tok stipendiat Joar Tistel og jeg en nøyere kikk på måleverdiene fra lastcellen og trykkmåleren for å prøve å forklare de oppsiktsvekkende resultatene, som viste store variasjoner i kapasitet.

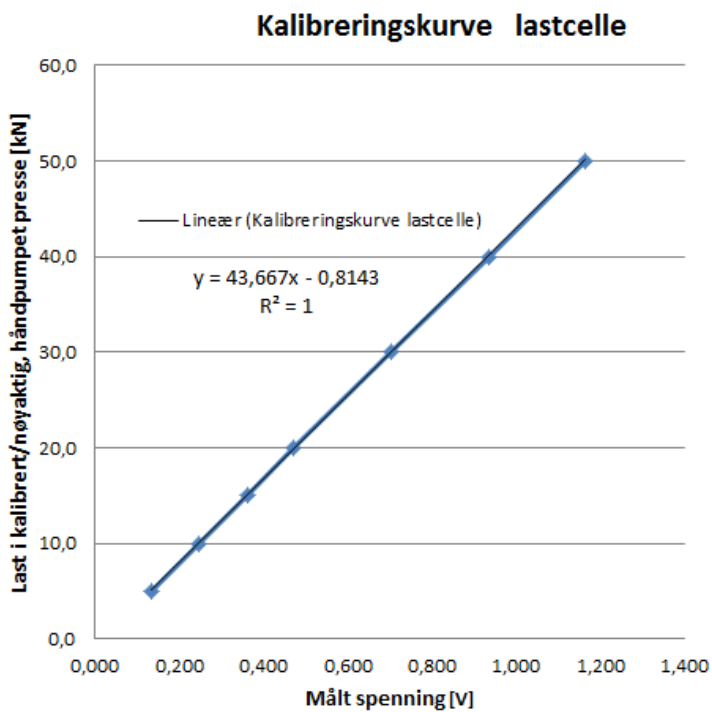
I den statiske testen hadde vi sett at lastcellen gav høyere verdier enn trykkmålingene omregnet til lastverdier. Forskjellen var særlig stor ved bruddpunktet, der lastcellen gav en kapasitet på nesten halvannen ganger kapasiteten fra trykkmålingen.

For å sjekke målerens nøyaktighet og repetérbarhet, kalibrerte vi disse mot andre målere med liten usikkerhet. Lastcellen ble kalibrert mot en håndpumpet hydraulisk presse med nøyaktighet i størrelsesorden tusendeler av måleverdien, mens trykkmåleren ble skrudd av fra hydraulikkretsen og montert på en nyinnkjøpt trykkmåler og håndpumpe, laget for kalibrering av andre trykkmålere. Kalibratoren var håndpumpet og med nøyaktighet 0,01 %.

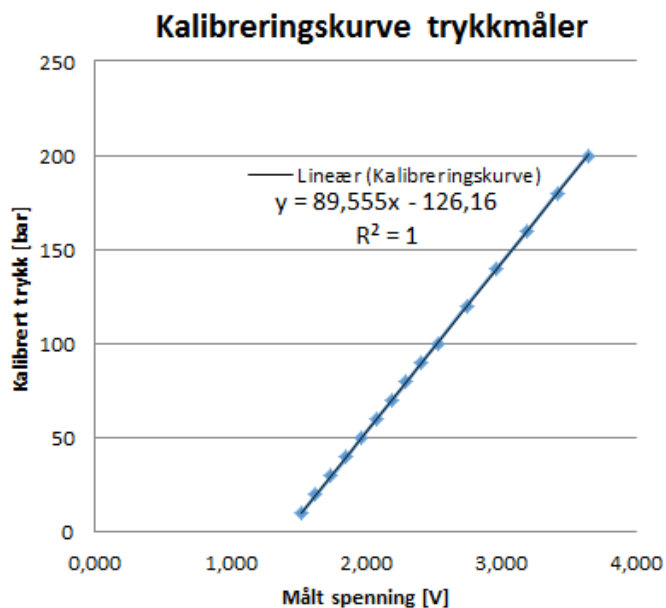
Lastcellen ble kalibrert ved å legge den mellom anleggsflatene i pressen og pumpe opp til 5,00 kN last i pressen. Samhørende last i pressen og last og elektrisk spenning fra lastcellen ble notert ved hjelp av momentane skjermdump fra LabView-programmet og avlesning etterpå. Deretter økte vi til 10,0 kN og noterte lastcelleavlesningen og videre ved 15,0 kN, 20,0 kN, 30,0 kN, 40,0 kN og 50,0 kN, før tilsvarende ned igjen til last lik null. Denne prosedyren gjentok vi tre ganger. Vi plottet de tre pålastningskurvene sammen med kurven for virkelig last (absisise lik ordinat - kurven). Det var noe hysteresese ved avlastning (fra 50,0 kN til 0 kN), mens pålastningskurven var svært lineær. De tre kurvene var veldig like. Ut fra gjennomsnittet av pålastningsdelen av disse, beregnet vi en rett linje ved regresjon som uttrykker den målte lasten i lastcellen som funksjon av lasten i pressen, eventuelt den målte elektriske spenningen fra lastcellen som funksjon av lasten i pressen. Stigningstallet til den sistnevnte linjen (43,667 kN/V) var noe høyere enn faktoren som var lagt inn i LabView-programmet (40 kN/V). Vi endret faktoren i programmet slik at spenningen som måles blir multiplisert med 43,667 kN/V. Dette gir en høyere last enn tidligere, men nå i samsvar med pressen. Kalibreringskurven er vist i figur 5.19.

Trykkmåleren ble kalibrert mot en annen trykkmåler laget for kalibrering. Vi pumpet opp til trykkverdier 10,0 bar, 20,0 bar, ..., 100 bar, 120 bar, 140 bar, ..., 200 bar og noterte samhørende trykkmåleravlesninger (elektrisk spenning og trykk). Vi gjorde dette to ganger og plottet resultatene. Resultatene var så godt som identiske. Vi tok gjennomsnittet og beregnet en rett linje ved regresjon. Resultatet er vist i figur 5.20. Stigningstallet for denne linjen (89,555 bar/V) ble lagt inn som faktor i LabView-programmet i stedet

for faktoren 71,429 bar/V som var der fra før. Dette medførte at den elektriske spenningen fra trykkmåleren blir multiplisert med en større faktor (med enhet bar/V) til et større trykk. Ut fra kalibreringsresultatene har dermed de tidligere reelle trykkene vært høyere enn verdiene vi har fått avlest i programmet.



Figur 5.19: Kalibreringskurve for lastcellen.



Figur 5.20: Kalibreringskurve for trykkmåleren.

Ved videre testing med de nye verdiene, har jeg skalert tidligere resultater etter dette for å kunne sammenligne. De tidligere verdiene er også skalert i denne rapporten, slik at alt er sammenlignbart. Det vil si at jeg skalerte trykkverdiene med faktor lik $\frac{89,555}{71,429} = 1,2537$, siden trykkverdiene var mer pålitelige gjennom testene enn kraftmålingen, og de første statistiske testene ble gjort med kun trykkmåler.

Ettersom vi også så at lastverdiene fra lastcelle og trykkmåler ikke alltid hadde stemt overens under testene, gjorde vi testing med sylindren på et stag med mutter og underlags-skive i begge endene. I en av disse testene monterte vi staget bevisst eksentrisk gjennom hullet i sylindren for å se om eventuell skjevlast på lastcellen hadde innvirkning på den målte kraften.

Med eksentrisk stag/sylinder ble forskjellen mellom last målt med trykkmåler og last-celle enda større enn med så sentrisk som mulig belastning. Imidlertid viste det seg at lastcellen gav avvikende verdier i størrelsesorden minst 10 % også for svært små skjevhe-ter.

Ettersom lastcellen er svært sensitiv for skjev belastning som følger av skjev støping av stag og lignende, valgte vi derfor fra dette tidspunktet å styre testingen etter trykkmålingene, som var klart mer stabile og mindre sensitive.

Stag SF150-7 ble testet syklisk etter at kalibreringsresultatene var implementert i LabView-

programmet. På grunn av erfaringen fra stag SF150-6, som ble revet ut allerede tidlig i lasttrinn ”10 - 60 %”, valgte jeg, i samråd med stipendiat Joar Tistel, å starte sykling i lasttrinn 10 - 40 %. Med den store pumpen ville dette ikke ta mer enn et par timer ekstra.

Etter omtrent 30 minutter i lasttrinn 10 - 40 %, oppdaget jeg at den elektriske spenningen fra trykkmåleren og trykkverdien etter multiplisering med tilhørende faktor i programmet ikke samsvarte helt med resultatene og regresjonen fra kalibreringen. Jeg sammenlignet trykkene som programmet gav ut med teoretiske trykk fra kalibreringskurven og spenningsverdiene og fant ut at både nær minimumslasten, midtpunktet og maksimumslasten var forskjellen avrundet lik 4,6 bar. Derfor justerte jeg middelverdien opp 4,6 bar og kjørte 1500 sykluser i dette nivået. Den lille økningen på 4,6 bar er litt vanskelig å se i figur 5.22 og det ser derfor ut som om lasttrinn 1 varte alt for lenge. Forskyvningene i dette lasttrinnet var imidlertid under 0,6 mm og økte knapt underveis, slik at for mange sykluser vil ha liten innvirkning på kapasiteten i etterfølgende lastnivå.

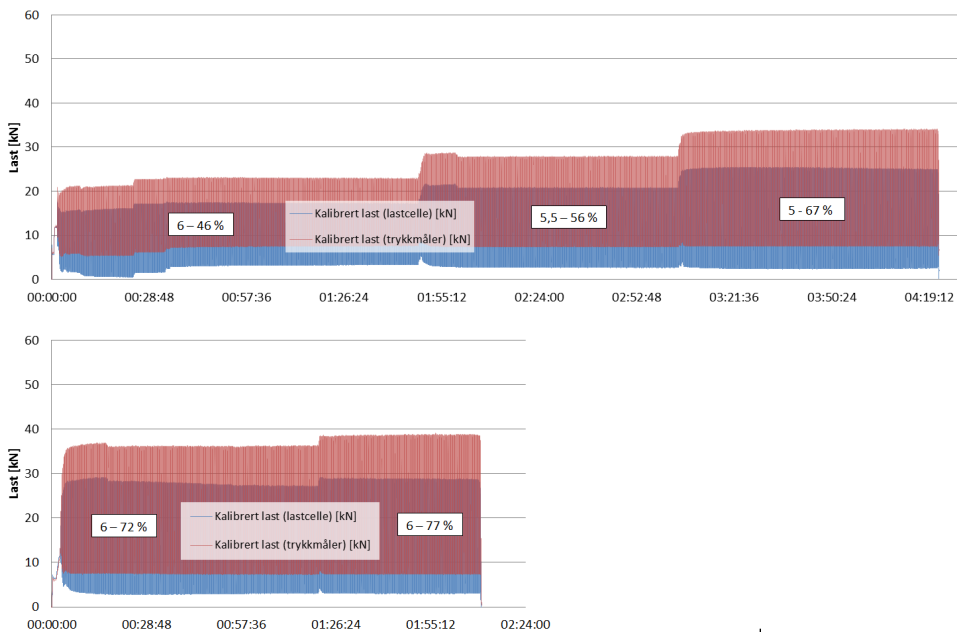
I lastnivå 10 - 50 % opplevde jeg også at teoretisk trykk fra kalibreringskurven og målte trykk var forskjøvet 4,6 bar. Etersom jeg trodde at dette skyldtes feil i programmet etter at korreksjon for kalibreringen var lagt inn, fortsatte jeg å kompensere for dette ved å forskyve opp 4,6 bar og fortsatte dette i de følgende lastnivåene. Lastverdiene fra lastcelle og trykkmåler var svært forskjellige også etter kalibrering. Figur 5.21 viser at verdiene samvarierte og var stabile i alle lasttrinnene, men på helt forskjellig nivå.

I lastnivå 10 - 60 % (tredje nivå), begynte forskyvningene å bli store. Jeg valgte derfor å kjøre 1500 sykluser på lastnivå 10 - 65 % i tilfelle staget var nær brudd.

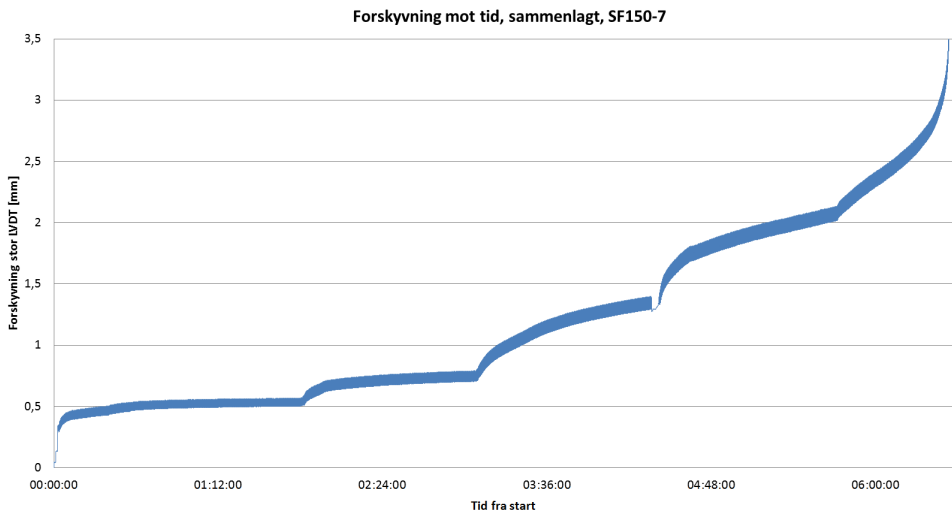
Staget ble ikke revet ut før etter omtrent 1000 sykluser på nivå 10 - 70 %. Resultater fra testingen er vist i figurene 5.21 og 5.22.

Etter avsluttet testing, så jeg at den elektriske spenningen fra trykkmåleren ved taring var lavere etter kalibrering enn før. Dette var årsaken til at trykket fra LabView-programmet var forskjøvet i forhold til kalibreringskurven. Programmet var helt riktig, og jeg har dermed kjørt belastning på litt andre nivå enn planlagt. Lastnivåene er tilbakeregnet i ettertid og vist i tabellen under. Tabellen viser erfaringsverdier for samhørende elektrisk spenning til styringsventil og trykkvariasjon. Verdiene er fra testing av stag SF150-7.

Erfaringsverdier for elektrisk spenning og trykk med 150 mm stag og stor hydraulikkpumpe				
Last (% av statisk, ønsket i parentes)	Trykk [bar] (ønsket i parentes)	Base level (mid-delverdi) [V]	Amplitude [V]	Periode [s]
6 - 46 (10 - 40)	6,6 - 50,3 (11,0 - 43,9)	2,80	0,39	3
5,5 - 56 (10 - 50)	6,0 - 61,3 (11,0 - 54,9)	2,88	0,50	3
5 - 67 (10 - 60)	5,5 - 73,3 (11,0 - 65,9)	2,98	0,60	3
6 - 72 (10 - 65)	6,6 - 78,8 (11,0 - 71,4)	3,01	0,65	3
6 - 77 (10 - 70)	6,6 - 84,2 (11,0 - 76,9)	3,05	0,69	3



Figur 5.21: Last mot tid - kurve for stag SF150-7.

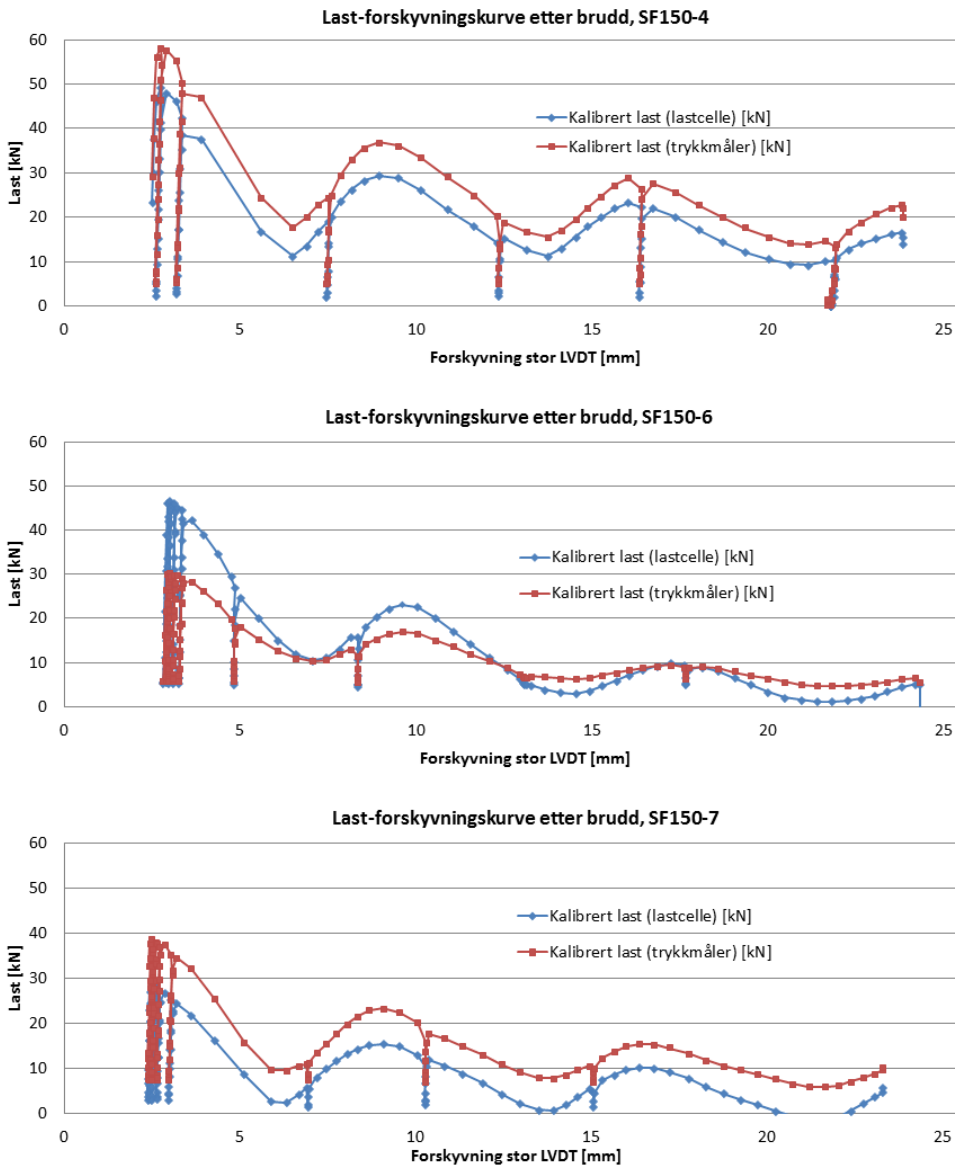


Figur 5.22: Forskyvning mot tid - kurve for stag SF150-7.

Last-forskyvningskurver etter brudd

Last - forskyvningskurver for de tre syklisk testede 150 mm - stagene er vist i figur 5.23.

Kurvene viser at de tre syklisk testede 150 mm - stagene responderte veldig tilsvarende de statisk testede stagene etter brudd. Kurvene har en sinuskurve-aktig form med avstand som kamavstanden på stagene. For stag SF150-6 ser jeg imidlertid at trykkmåleren gir mye jevnere last enn lastcellen. Dette kan ha sammenheng med at dette staget gikk til brudd mye raskere enn de to andre.

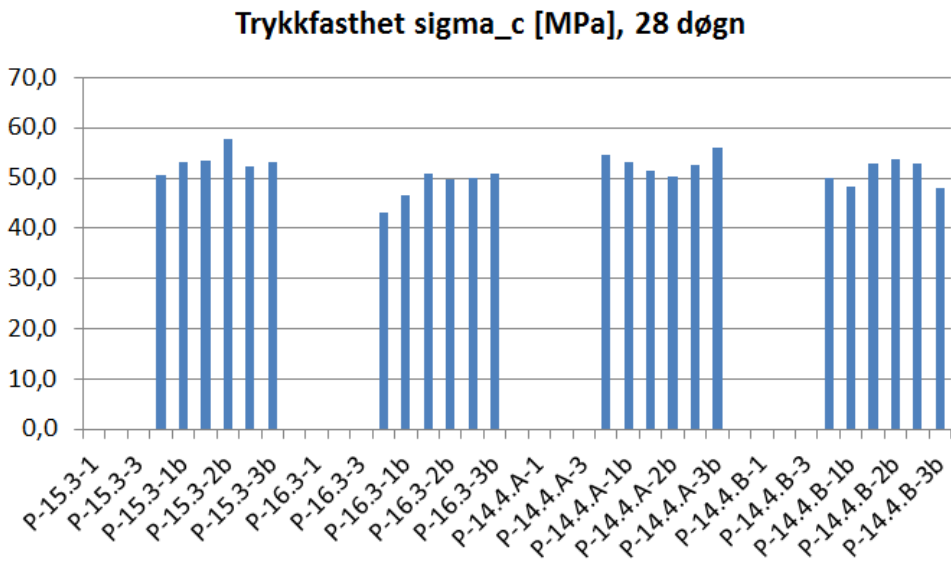


Figur 5.23: Last-forskyvningskurver for syklisk belastede stag etter brudd.

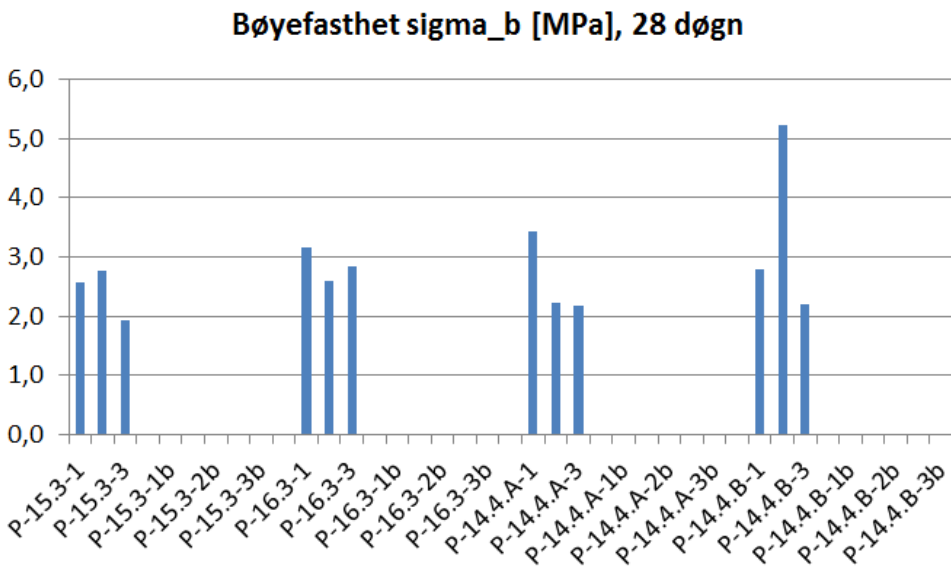
5.3 Resultater fra prøving av mørtelprismer

Totalt brukte jeg fire mørtelblandinger til gysing av alle stagen. Jeg støpte ni prismar for hver av de fire blandningene, hvorav tre prismar ble testet i bøyestrek og i trykk etter 28-29 døgn for bestemmelse av 28-døgn fasthet, som er vanlig referanseverdi for betong og mørtel.

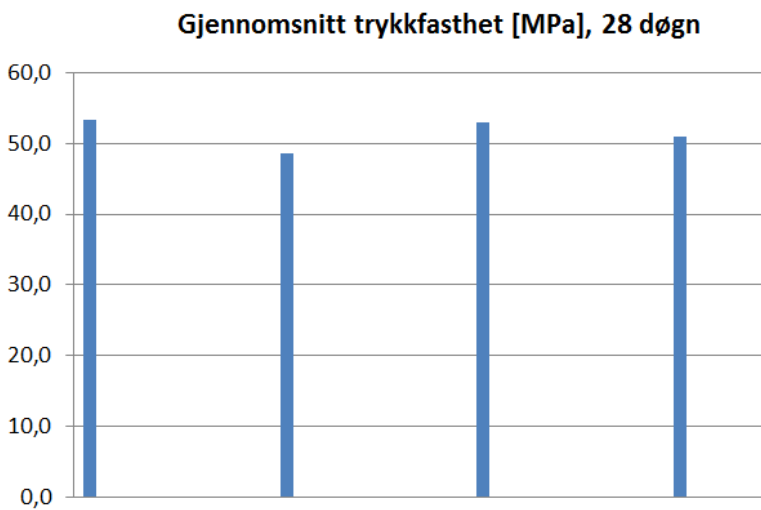
Resultatene fra testingen 28-29 døgn etter støping viser at trykkfastheten er veldig lik for de fire forskjellige blandningene. Bøyestrekfastheten viste seg å variere mye, men er i gjennomsnitt omtrent lik for de fire blandningene. Enkeltresultater for trykkfasthet er vist i figur 5.24, mens enkeltresultater for bøye(strek)fasthet er vist i figur 5.25. Gjennomsnittsverdier for hver av de fire mørtelblandningene er vist i figurene 5.26 og 5.28.



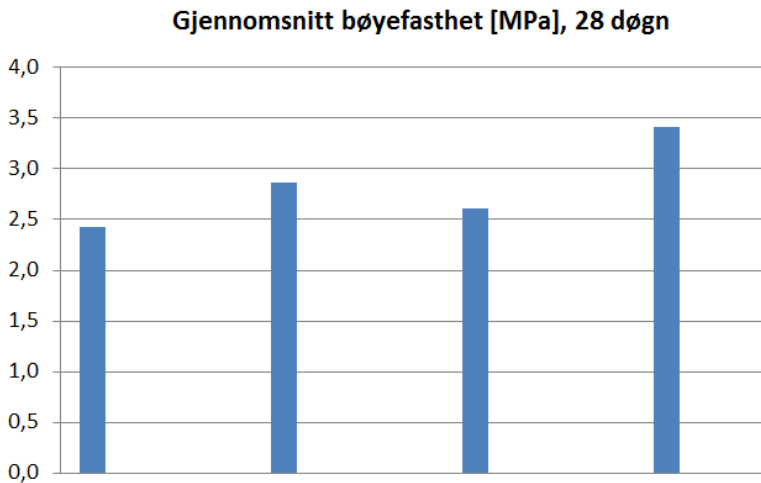
Figur 5.24: Enkeltresultater for 28-døgn trykkfasthet.



Figur 5.25: Enkeltresultater for 28-døgn bøyestrekfasthet.



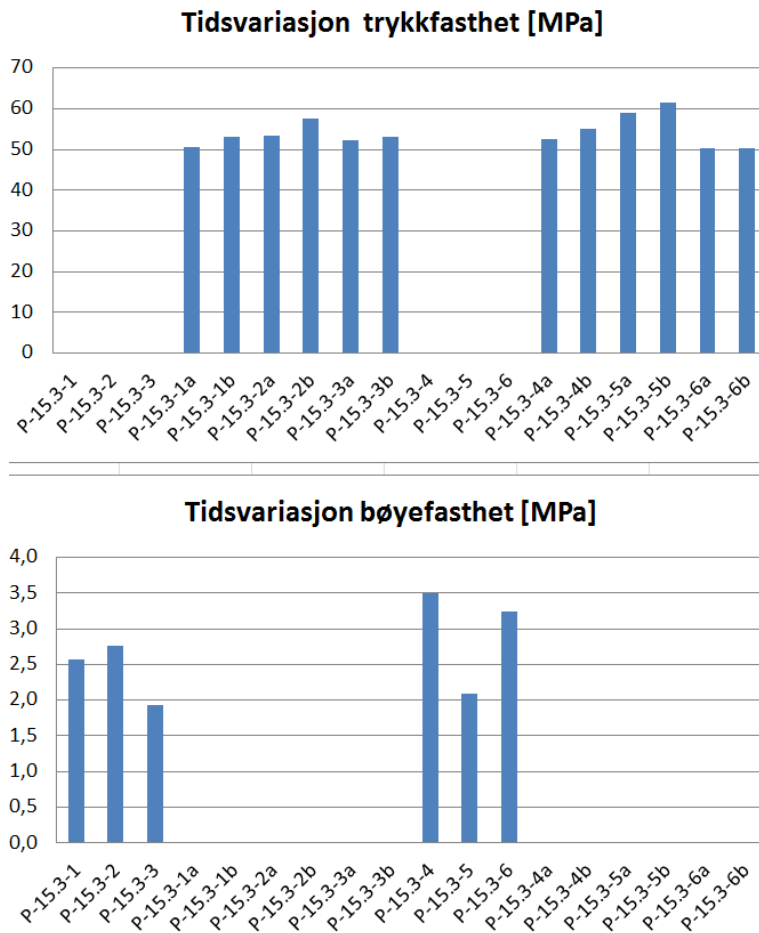
Figur 5.26: Gjennomsnittlig 28-døgn trykkfasthet for de fire mørtelblandingene.



Figur 5.27: Gjennomsnittlig 28-døgns bøyestrekfasthet for de fire mørtelblandingene.

Det er spesielt verdt å merke seg prisme P-14.4.B-2. Dette prismet viste mye høyere styrke i bøyning enn de andre prismene, og bruddet gikk på skrå gjennom prismet. Slik sett lignet bruddet mer på et skjærbrudd enn et bøyestrekbrudd. Den ene av de to delene etter brudd ble derfor litt kort på den ene siden, mens den andre ble tilsvarende lengre. Imidlertid viste begge delene normalt høye trykkfasthetsverdier.

Ved siden av testing etter 28 døgn, testet jeg tre prizmer etter 56 døgn, samme dag som jeg gjorde statiske uttrekkstester på to 250 mm stag. Disse stagen var gyst med mørtelblandingen fra 15.3. og jeg testet derfor prizmer fra denne blandingen. En sammenligning av trykkfastheten og bøyestrekfastheten etter 28 og 56 døgn er vist i figur ???. I figuren er søyler til venstre fra 28-døgnstesting, mens søyler lenger til høyre er fra 56-døgnstesting.



Figur 5.28: Trykk- og bøyestrekfasthet for mørtel 15.3. etter 28 og 56 døgn herding.

Fra figuren ser jeg at trykkfasthetsutviklingen er minimal fra 28 til 56 døgn og at spredningen i dataene er akseptabel. Bøyestrekfastheten ser ut til å øke noe mer fra 28 til 56 døgn, men her er spredningen i resultatene så store at det er vanskelig å si om økningen er reell. Korreksjon av testresultatene på grunn av forskjellig herdetid ser dermed ikke ut til å være av betydning innenfor en herdetid mellom én og to måneder.

En tabell over alle testresultatene fra bøyestrek- og trykkfasthetstestene er gitt i vedlegg 9.6.

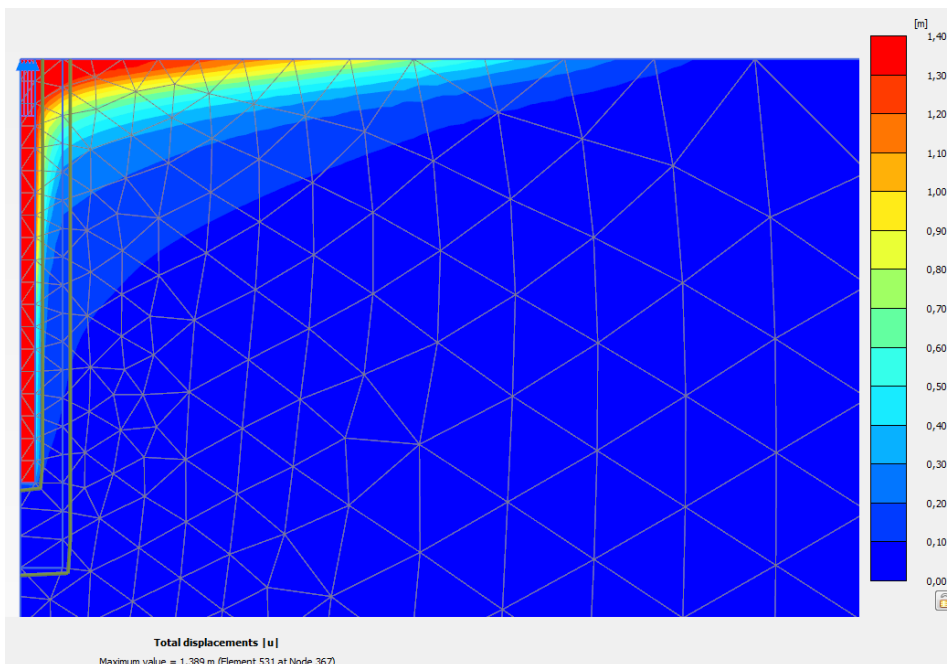
5.4 Resultater fra numerisk elementmetodesimulering

Jeg modellerte et 250 mm gyst stag i programmet Plaxis 2D. Tabellen under viser inndata brukt i programmet.

Inndata til Plaxis 2D			
	Stag	Mørtel	Betong
Modelltype	Lineær elastisk	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Stivhetsmodul E [GPa]	205	11,1	30
Tverrkontraksjonstall ν	0,3	0,2	0,2
Tyngdetetthet [kN/m^3]	79	23	23
Karakt. trykkfasthet [MPa]	-	50	90
Kohesjon [kPa]	-	1086	1607
Friksjonsvinkel (grader)	-	42	42
Dilatansvinkel (grader)	-	5	5

I tabellen over er verdiene for kohesjon og friksjonsvinkel bestemt ut fra empiriske formler fra Ardiaca (2009) under forutsetning av høy ruhet sonen mellom stag og mørtel, mens dilatansvinkelen er estimert ut fra grovt skjønn. For nøyaktigere parameterbestemmelser bør det gjøres dilatansforsøk på mørtelen og ved å velge Hardening soil - modellen i programmet i stedet, finnes det mulighet for å legge inn en maksimal dilatans for materialet. For mørtelmaterialet vil dilatansen begrenses til volumutvidelsen ved knusing av sandpartiklene i mørtelen og dette vil være en mer virkelighetsnær modell. Tverrkontraksjonstallene er gjennomsnittlige verdier for henholdsvis stålmaterialer og sementbaserede materialer. Det samme er stivhetsmodulen for betongen, mens stivhetsmodulen for mørtelen er satt lik stivheten til mørtelen som Benmokrane brukte i sine forsøk. Dette er gjort fordi min mørtel i hovedsak har tilsvarende sammensetning og jeg ikke har egne målinger av stivheten.

I modellen la jeg inn en strekkspenning lik 200 MPa i staget, som multiplisert med stagarealet blir en last på 48,1 kN. Jeg gjorde beregningen med denne lasten og kjørte en sikkerhetsfaktoranalyse for å finne kapasiteten og bruddformen. Programmet gav en sikkerhetsfaktor på 1,67 ved en last på 48,1 kN. Dermed er kapasiteten estimert til $1,67 * 48,1 \text{ kN} = 80,3 \text{ kN}$. Bruddformen er skjærbrudd i heftsonen mellom mørtel og stag med et lite konusbrudd i toppen, slik som i stagtestene i laboratoriet. Et fargekart av forskyvningsfeltet fra elementmetodesimuleringen er vist i figur 5.29, der bruddformen vises tydelig som en brå endring fra rødt (stor forskyvning) til blått (liten forskyvning) langs staget.



Figur 5.29: Bruddformen fra Plaxis-elementmetodesimuleringen.

Sammenlignet med de statiske forsøksresultatene på 250 mm stag, som gav en kapasitet på nesten 140 kN, gir Plaxis-modellen lav kapasitet. Årsaken til at Plaxis-modellen underestimerer kapasiteten kan være at stagene er modellert uten kammer, og kapasitetsbidrag fra mekanisk blokkering kommer dermed ikke med i modellen. Ved å tegne inn hver enkelt kam i modellen, kan en høyere og riktigere kapasitet beregnes. Mekanisk blokkering er omtalt som et viktig kapasitetsbidrag for kamstål i litteraturen, og det er derfor ikke usannsynlig at kapasitetene vil stemme godt overens om kammene hensyntas i modellen. Imidlertid kan usikkerheten i inngangsparametrene i programmet også ha betydning.

Kapittel 6

Diskusjon

6.1 Diskusjon rundt statiske testresultater

Statiske stag med 150 mm gyselengde

For de tre statiske testene på stag med 150 mm gyselengde, var kapasiteten henholdsvis 50,3 kN, 46,5 kN og 53,7 kN. Forskjellen mellom ytterverdiene er da 14,3 % av gjennomsnittsverdien. Dette synes å være bra med tanke på forskjellene som kan oppstå under gysing av hullene og innsetting av stagene. Dersom et parti på et par centimeter av de totalt 150 mm er dårlig fylt med mørtel, kan dette alene gi denne forskjellen, særlig dersom partiet er i det mest belastede området nær overflaten. Begge hullene var gyst med samme mørtelblanding (batch), derfor er det lite sannsynlig at forskjellen kommer av forskjellig mørtelkvalitet.

Stag SF150-1 var det første staget som ble testet i hele testprogrammet, og på grunn av manglende erfaring med hydraulikkstyringen gikk denne testen fortere enn ønsket. Vi fikk få målepunkter før maksimallasten og jeg vil ikke utelukke at noe av kapasitetsforskjellen kan skyldes forskjellig testhastighet.

Til sammen kan disse faktorene forklare kapasitetsforskjellen for disse stagene. Selve kapasiteten var imidlertid betydelig lavere enn ventet for alle stagene. Siden vi testet stag av samme type som Benmokrane (Benmokrane et al. (1995)) testet og brukte mørtel med så langt som praktisk mulig tilsvarende egenskaper, ventet vi også at kapasiteten ville være tilsvarende. Den gjennomsnittlige heftspenningen $\bar{\tau}$ viste seg imidlertid å bli omtrent halvparten. Jeg er usikker på hva som kan være årsaken til dette, men mistenker at gyselengden var for kort til å utnytte heftsonens kapasitet. Beregninger med formel for effektiv heftlengde etter Ren et al. (2010) med parametre for den trilineære modellen tatt fra kapit-

tel 7 i denne artikkelen (basert på Guan et al. (2004)) tyder på at gyselengden var kortere enn den effektive heftlengden man kan regne med, og at kapasiteten ble begrenset av dette. Det vil si at kapasiteten kan ha blitt begrenset av en ugunstig fordeling av skjærkreftene. For en gyselengde på 150 mm vil dessuten avskallingssonen ved betongoverflaten utgjøre en stor andel av den gyste lengden, og dermed redusere den gjennomsnittlige motstanden.

En annen mulig forklaring er at mørtelen ikke var like ekspanderende som mørtelen Benmokrane brukte, siden jeg av konfidensialitetsårsaker ikke fikk vite den nøyaktige resepten på mørtelen vi brukte. Hvis dette er tilfelle, kan det mekaniske blokkeringsbidraget til kapasiteten være betydelig mindre for mine stag. Imidlertid så jeg at mørtelen ekspanderte ut fra betongblokkens overflate under herding etter at jeg hadde rettet av mørtelen mot betongoverflaten ved støpingen. Jeg vet dermed at mørtelen ekspanderte noe, og at denne forklaringen er lite sannsynlig.

Last-forskyvningskurvene for stagene (figur 5.1) følger hverandre godt etter brudd. Alle kurvene har en typisk form som ligner den trilineære modellen. Den gjenværende kapasiteten etter toppen på kurvene varierer i samsvarende mønstre og stag SF150-5 viser større gjenværende kapasitet enn de to andre. Dette kan være fordi denne testen gikk fortere enn de to andre og kanskje så fort at kapasiteten ble høyere. Den overordnede trenden er en gradvis reduksjon i kapasiteten for økende forskyvning. Dette tyder på gradvis nedbrytning av friksjonsmotstand jo lenger staget skjæres mot mørtelen. Mønsteret har noen små topper med avstand omtrent 8 mm. Dette stemmer godt med at gjengestigningen, eller kamavstanden, på stagene er cirka 8 mm. Jeg opplever det som sannsynlig at motstanden øker litt i det kammene må forbi sin egen eller nabokammens opprinnelige plass i mørtelsøylen, før motstanden reduseres i det de beveges inn mot plassen til neste kam. Dette kan forklare svingningen vi ser i figuren.

For de to første statiske testene på stag med 150 mm gyselengde som ble instrumentert med to LVDT-er, var forskyvning målt med hver av LVDT-ene svært like. Siden LVDT-ene stod på hver sin side av staget, tyder dette på at staget beveget seg rett oppover og at vi har unngått problemer med at staget bøyes sideveis under testen. Under påmontering av pidestall, sylindere og muttre la vi merke til at disse to stagene var støpt i veldig riktig vinkel ettersom de passerte sentrisk gjennom hullet i sylindere hele veien. Derfor var det spesielt oppløftende at LVDT-ene viste samme forskyvning for disse testene.

Figur 5.1 viser at den gjenværende kapasiteten etter forskyvning på omtrent 8 mm, det vil si lik senteravstanden mellom to kammer, starter omkring 15 - 20 kN og synker til omtrent 10 kN ved forskyvning lik 20 mm. For forskyvning større enn en kamavstand (omtrent 8 mm) kommer kapasiteten fra friksjonskrefter alene siden adhesjonen brytes ned etter svært små forskyvninger - mindre enn 1 mm - og den mekaniske blokkeringen

er nedbrutt i det staget har ”hoppet over” en kam. Friksjonskapasiteten ser dermed ut til å være omlag 20 % av maksimalkapasiteten. Dette er mye sammenlignet med kilder i litteraturen, men vi kan ikke være sikre på at denne store friksjonskapasiteten holder seg for større forskyvninger enn vi kunne måle med LVDT-ene vi brukte.

Statiske stag med 250 mm gyselengde

De to første statiske testene på stag som var gyst 250 mm responderte svært likt på belastningen. Den mest markante forskjellen mellom de to er akkurat ved toppunktet der stag ST250-2 får en litt høyere toppverdi enn stag ST250-1. Last-forskyvningskurven (figur 5.7) er basert på måleverdier hvert sekund. Disse er gjennomsnittsverdier av svært hyppige, men sensitive målinger - 1000 målinger i sekundet. Vi ser at forskyvningshastigheten økte brått nær toppunktet siden målepunktens avstand øker drastisk. Stag ST250-1 (blå kurve) viser at hastigheten økte først etter at toppunktet var nådd, mens stag ST250-2 økte hastigheten like før toppunktet.

Lastmålingene er gjort med elektrisk trykkmåler i hydraulikkoljen på sylinderens side av nåleventilen som vi strupet oljemengden med. Det virker rart at forskyvningshastigheten økte like før brudd (toppunktet) for stag ST250-2. Det virker mer sannsynlig at hastigheten øker rett etter bruddet fordi motstanden mot bevegelsen da er kraftig redusert. Ut fra denne betraktningen mistenker jeg at bruddet i heftsonen for stag ST250-2 skjedde i det forskyvningshastigheten brått økte, og at de høye trykkmålingene like etter dette er høyere enn virkelig på grunn av treghet i hydraulikkstrømmen mellom trykkmåler og sylinder. Forskyvningsmålingen ble gjort med LVDT-er som reagerer tilnærmet uten forsinkelse siden de er festet direkte på staget som forskyves. Hvis mistanken er rett, var kapasiteten til stag ST250-2 heller litt lavere enn litt høyere enn kapasiteten til stag ST250-1. Samsvaret er uansett minst like godt som grafen viser.

Ved å sammenligne kapasiteten av disse stagen med de statiske testene på 150 mm stag beskrevet over, ser vi at kapasiteten er mye høyere enn det økningen i gyst lengde skulle tilsi. Dette underbygger hypotesen om at avskallingssonen nærmest toppen har mye lavere kapasitet siden denne utgjør en større andel av den totale gyste lengden for 150 mm stag enn for 250 mm stag.

Siden kapasiteten av stagen på 250 mm var omtrent 135 - 140 kN kontra omtrent 50 kN for stagen på 150 mm, det vil si 2,75 ganger så stor, kan ikke dårlig kapasitet i avskallingssonen forklare hele kapasitetsforskjellen. Manglende mulighet for mobilisering av effektiv heftlengde på 150 mm - stagen kan imidlertid også forklare en del av forskjellen.

Last-forskyvningskurven for 250 mm - stagen viser, på samme måte som kurven for 150 mm - stagen, at kapasiteten varierer i et mønster med periode omtrent 7 - 8 mm etter

maksimalkapasiteten. Dette forsterker hypotesen om at det er ekstra motstand i det en kam på staget skjæres mot en tilsvarende kam i mørtelsøylen som er årsaken til dette. Dette vil kunne bekreftes eller avkreftes ved å teste tilsvarende stag uten kammer (glatte stag).

Kapasiteten ser ut til å flate ut mot i overkant av 30 kN, eller omtrent 20 % av maksimumkapasiteten. Dette samsvarer godt med resultatene fra 150 mm - stagene, men heller ikke her kan vi slå fast om kapasiteten vil reduseres ytterligere ved større forskyvninger.

I det vi monterte pidestallen og hydraulikksylindere rundt stagene, så vi at disse stagene ikke var støpt helt vinkelrett på betongblokken, slik de to 150 mm - stagene var. Ved å gi et lite dytt med en finger forsøkte vi å sentrerte dem rundt toppen av sylindere i det vi strammet mutterne på toppen. Figur 5.9 viser at forskyvningsmålingene fra de to LVDT-ene var litt forskjøvet i forhold til hverandre i begge testene. Dette kan tyde på at stagene ikke var helt sentrert ved start av testen, men bøyde seg tidlig under testingen slik at målingene ble litt forskjøvet i resten av testen.

Estimering av parameterverdier for den trilineære modellen ut fra mine forsøk på 250 mm gyste stag gav mye høyere verdier for slippverdiene enn verdiene som Ren et al. (2010) oppgir som verdier kalibrert mot Rongs forsøk (Guan et al. (2004)). Dette har praktisk betydning for den estimerte kapasiteten og nødvendig forankringslengde.

Med de høye verdiene jeg har estimert, blir den effektive overføringslengden i elastisk stadium veldig stor. Med mine verdier blir den beregnede verdien etter Ren et al. (2010) lik 947 mm. Den elastiske kapasiteten for stag gyst 250 mm blir beregnet til 113,4 kN, mens grenseverdien for elastisk kapasitet blir 234,3 kN når gyselengden øker mot uendelig. Hvis parameterverdiene er riktige, vil dette bety at en gyselengde på 250 mm er alt for kort til å utnytte heftsonens kapasitet. Selv den elastiske kapasiteten vil ikke være godt utnyttet for gyselengder kortere enn den effektive overføringslengden i elastisk stadium. Lasten ved slutten av softening-stadiet, eller ved starten av nedbrytningen av mørtelens mekaniske blokkeringsvirkning, vil være $P_{deb} = 462\text{ kN}$ dersom gyselengden er tilstrekkelig. Dette er en høyere kapasitet enn stagets indre bruddkapasitet som har en oppgitt karakteristisk verdi lik 255 kN. Dermed vil det være gunstig å øke stagdiameteren for å øke lastkapasiteten.

Imidlertid virker kapasitetene urealistiske og stemmer svært dårlig med andre tilsvarende forsøksresultater. Kristjánsson (2014) testet stag med lavere fasthet og fant en kritisk gyselengde der stagene gikk til brudd heller enn at det oppstod brudd i heftsonen. Han brukte tilsvarende boltmørtel. Ved korrigerings for økt stagfasthet vil allikevel ikke de teoretiske resultatene diskutert i avsnittet over være sannsynlige. Det virker nødvendig å ta en nøyere vurdering av rimelige parameterverdier for den trilineære modellen.

Parameterverdien δ_f er slippverdien der den mekaniske blokkeringen er nedbrutt og skjærspenningen er tilnærmet konstant for større slipp. Fra last-forskyvningskurven for 250 mm - stagen ser vi at lasten reduseres brått fra maksimalkapasiteten, før reduksjonen så flater ut. Etter drøfting med min biveileder, Joar Tistel, valgte jeg forskyvningen i punktet der reduksjonen flater ut som slippverdien δ_f , siden skjærspenning og last henger direkte sammen. Verdien var omtrent 7 mm.

Den målte og plottede forskyvningen er forskyvningen i stagets ytre ende, mens forskyvningen innover langs staget vil reduseres til en mindre forskyvning i innerste ende, om ikke mot null for store gyselengder. Etter nøyere vurdering forstår jeg at forskyvningen av staget lenger inn, gjerne omtrent på midten av den gyste lengden, vil være mer representativ for å estimere δ_f .

Parameterverdien δ_1 er slippverdien der skjærspenningen er på maksimum. For staget globalt vil skjærspenningen være størst samtidig med at lasten er størst, men ved overskridelse av skjærspenningskapasiteten lokalt vil det oppstå softening og eventuelt også nedbrytning av mørtel i det mest påkjente området før maksimallasten nås. Min biveileder og jeg valgte den målte forskyvningen ved stagets ytre ende ved maksimal last som slippverdien δ_1 . Igjen vil forskyvningen nærmere midten av den gyste lengden være mer representativ.

Forskyvningen av staget vil ikke være en lineær funksjon langs den gyste lengden, men for å gjøre et noe bedre anslag for slippparameterverdiene, kan jeg late som om forskyvningene øker lineært fra null i indre stagende til målt forskyvning i ytre ende. Ved å ta som utgangspunkt at midtpunktet er mest representativt, kan jeg da halvere de målte verdiene og få:

$$\delta_f = 3,5\text{mm} \text{ og } \delta_1 = 1,125\text{mm}.$$

Ved i stedet å bruke disse verdiene i uttrykkene fra Ren et al. (2010), fås

$P_{sof} = 105\text{kN}$, $P_{deb} = 327\text{kN}$ og effektiv elastisk overføringslengde lik 670 mm. Beregningene er gjort i regneark (vedlegg 9.3) der uttrykkene fra Ren et al. (2010) er implementert. Følgelig har denne halveringen begrenset betydning og kan ikke forklare hele forskjellen i estimerte og målte kapasiteter.

Uansett vil det være interessant å støpe noen stag med gyst lengde i området 500 til 1000 mm og gjøre statiske uttrekksforsøk på disse for å finne kapasiteten. Dette kan gi svar på om effektiv elastisk overføringslengde virkelig kan være i størrelsesorden 700 mm som estimert.

Joar Tistel tilpasset og støpte den 13. mai 2016 syv stag som er satt omtrent 250 mm inn i en annen betongblokk av samme kvalitet som blokkene jeg brukte. Imidlertid ble det montert stålrørshylser på disse stagen slik at kun de nederste 70 mm av disse stagen blir

gyst via mørtelen til betongblokken, mens resten av staget glir mot hylsen.

Planen med disse stagene er å gjøre tilsvarende statiske uttrekksforsøk. Siden gyselengden da er kun fire ganger diameteren av stagene, vil variasjonen i mobiliseringen av mørtelkapasiteten bli mye mindre og resultatene fra testingen av disse stagene vil være representative for hele den gyste sonen på 70 mm. På denne måten planlegger Tistel å bestemme riktigere verdier for slippparameterverdiene til våre stag enn de vi har estimert hittil fra last-forskyvningskurvene.

6.2 Diskusjon rundt sykliske testresultater

På grunn av diverse utsettelse og tekniske utfordringer underveis, rakk jeg ikke å teste flere enn tre stag syklisk. Måleverdiene for last og trykk var tildels svært upålitelige, og det er derfor vanskelig å si noe sikkert om effekten av syklisk last på kapasiteten til stagene.

Stag SF150-4 hadde utvilsomt høyest kapasitet og ble ikke revet ut før i lastnivå 6 - 117 %. Kapasiteten til dette staget overgikk den statiske kapasitetene til alle de tre statisk testede stagene med samme gyselengde. Gyselengden har et maksimalt avvik på omtrent 2 mm siden stagene ble merket med solid tape i riktig høyde og denne ble siktet mot betongoverflaten ved gysing. Forklaringen kan derfor ikke være forskjellig gyst lengde. Imidlertid var det varierende avskalling nær betongoverflaten ved hvert hull, som kan gi noe variasjon på korte stag, der denne sonen på 2 - 3 cm utgjør bortimot 20 % av lengden.

Unøyaktigheten i last- og trykkmålingene kan også forklare deler av variasjonen, men neppe alt. En systematisk feil i trykkmålingen, slik som feilkalibrering, ville gitt det samme utslaget på de andre sykliske testene og er derfor lite sannsynlig siden stag SF150-6 ble revet ut i lastnivå 12 - 60 % og stag SF150-7 i nivå 6 - 77 %.

Sammenlignet med resultatene til Benmokrane (Benmokrane et al. (1995)), virker stag SF150-7 som det mest representative. Resultatene herfra stemmer godt overens med Benmokranes resultater. Stag SF150-6 var svakere og kunne sannsynligvis blitt revet ut for mindre last enn 12 - 60 % også, siden forskyvningshastigheten var veldig stor i dette lasttrinnet.

Stag SF150-4 var åpenbart alt for sterkt og er veldig vanskelig å forklare. Lastfrekvensen for dette staget var den laveste, noe som i henhold til Hsus og Zhangs eksperimenter (Hsu, Zhang et al. (1996)) heller skulle gitt lavere kapasitet enn høyere, sammenlignet med stag testet med høyere lastfrekvens.

Selv om jeg planla å sykle fra 10 % av statisk kapasitet i alle lasttrinn, var det vanskelig å få til i praksis. Etter testing av det første sykliske staget skjønnte jeg at lastcellemålingene var upålitelige. Samtidig var trykkmåleren unøyaktig for små trykk, og trykkmåleren klar-

te tilsynelatende ikke å måle trykk lavere enn omtrent 5 bar. Dette skjønte jeg ikke før etter den første sykliske testen og denne (stag SF150-4) ble derfor generelt kjørt med for lav minimumslast. Under de påfølgende sykliske testene stolte jeg mer på trykkmålingene enn lastcelleverdiene, men styrte etter et slags gjennomsnitt av disse ved minimumsverdien siden begge var unøyaktige der. Derfor traff jeg dårlig på minimumslasten også i disse testene. Minimumslastverdiene er dessuten veldig usikre siden verken lastcelle eller trykkmåler er pålitelig for så små laster.

Det er stort behov for flere sykliske tester, samt bedre kjennskap til lastmålerens nøyaktighet og sensitivitet. De neste stagen i testprogrammet har større gyselengder og vil sannsynligvis være mindre påvirket av svakheter og avskalling nær betongoverflaten.

6.3 Generell diskusjon rundt uttrekkstestene

De statiske uttrekkstestene gav generelt godt samsvarende resultater. Særlig stagen med kort gyselengde viste lavere kapasitet enn ventet, under halvparten for 150 mm - stagen. Stagen med større gyselengde hadde kapasitet mellom 50 og 100 % av ventet kapasitet.

Stagen jeg brukte var ikke forzinket eller overflatebehandlet på annen måte, men var satt inn med et tynt lag olje for å hindre rusting. Jeg gjorde ikke forsøk på å fjerne denne oljen før gysing, og jeg ikke utelukke at oljen kan ha begrenset både den kjemiske heften (adhesjonen) og friksjonsmotstanden. Imidlertid burde dette ha samme relative innvirkning på kapasiteten for alle gyselengder. Ved senere forsøk bør det vurderes å vaske stagen med et kjemisk upolart løsemiddel før gysing, for å unngå eventuell heftreduksjon på grunn av oljesjikt.

Når stagen belastes, vil de tøy seg elastisk. For å få med minst mulig av denne tøyningen i forskyvningsmålingene, ble LVDT-ene montert nærmest mulig betongblokken og den gyste sonen. Behovet for plass til løsrevet mørtel under testing gav imidlertid en nedre grense på omtrent 50 - 60 mm for denne avstanden. Ved en maksimal last i staget på omtrent 200 kN, blir tilleggsforskyvningen δl på grunn av elastisk stagtøyning i overkant av 0,2 mm:

$$\delta l = \epsilon * l = \frac{F}{EA} * l = \frac{200000}{205000 * 240,5} * 55\text{mm} = 0,22\text{mm}$$

De målte forskyvningene er dermed litt større enn forskyvningen ved betongoverflaten. En feil på 0,2 mm for de størst belastede stagen er omtrent 10 % av den totale målte forskyvningen ved brudd, og mindre for de mindre belastede (kortere gyste) stagen. På grunn av dette forholdsvis begrensede avviket, har jeg ikke korrigert resultatene for det. Avviket vil

kun gjøre seg gjeldende ved stivhetsvurderinger og for bestemmelse av slipparameterverdier for den trilineære modellen. Lastmålingene er upåvirket av dette.

6.4 Diskusjon rundt resultater fra testing av mørtelprismer

Fra enkeltresultatene fra trykk- og bøyestrekfasthetstesting ser jeg at spredningen i bøyestrekfasthetene er mye større enn i trykkfasthetene. Dette er sannsynligvis på grunn av de to bruddformenes forskjellige mikromekanismer.

En trykkbelastning i et sementbasert materiale, slik som mørtel, gir sprekkvekst parallelt med belastningen, mens en strekkbelastning gir sprekkvekst vinkelrett på belastningen. Sprekkvekst parallelt blir motvirket av at lasten trykker på materialet på sidene av sprekken, mens en sprekk vinkelrett på lasten vil gjøre at lasten tas opp av et mindre areal og gir derfor lett et progressivt brudd. For progressive brudd er den initielle størrelsen på sprekken avgjørende for kapasiteten, og en slik bruddform er derfor sterkt påvirket av vanskelig kontrollerbare faktorer ved støpingen og har naturlig nok mye større usikkerhet og variasjon.

Ifølge Trond Helgedagsrud i Mapei AS (Helgedagsrud (2016)), produsent av mørtelen, skal mørtelen jeg brukte ha en bøyestrekfasthet på minst 6,0 MPa etter 28 døgn. Mine resultater viser klart at dette ikke er tilfelle, heller ikke for prismet som hadde mye større styrke enn de andre prismene. Allikevel er trykkfasthetsresultatene i godt samsvar med produsentens oppgitte data og produsentens egne testresultater. Jeg mistenker at jeg har gjort noe feil i forbindelse med plassering av prismet i testapparatet for bøyestrekfasthetstesting, selv om jeg gjorde dette etter labpersonalets beskrivelser (Seehuus (2016)) og under oppsyn til å starte med.

Selv om resultatene for bøyestrekfasthet ikke var tilfredsstillende, var trykkfasthetsresultatene både jevne i samsvar med oppgitte data fra produsenten. Fastheten var også svært lik fastheten til mørtelen som ble brukt i forsøksprogrammet vi vil gjenskape (Benmokrane et al. (1995)). Benmokrane har ikke oppgitt bøyestrekfastheten til mørtelen som ble brukt i hans forsøk. Det er derfor mulig at eventuelle forskjeller mellom Benmokranes og mine resultater kan skyldes blant annet forskjellig bøyestrekfasthet i mørtelen, men det kan også være at denne var lik eller tilnærmet uten betydning for resultatene.

Forskjellen i fasthet etter 28 og 56 døgns herding var minimal for prismene jeg testet, og underbygger den generelle erfaringen om at sementmaterialer har utviklet minst 95 % av sin endelige fasthet etter 28 døgn. Dermed er dette sannsynligvis tilstrekkelig herdetid.

Kapittel 7

Konklusjon

Stagene med gyst lengde 150 mm oppnådde lavere kapasitet enn hva den gyste lengden skulle tilsi etter mine beregninger. Årsaken er trolig at innspenningen er dårlig de øverste centimeterne slik at kapasiteten er lav her. Dette har størst innvirkning på korte stag siden denne svake sonen utgjør størst andel av den totale forankringssonen for korte stag.

Den analytiske modellen etter Ren et al. (2010) og den numeriske modellen etter Ma et al. (2016) gir resultater som stemmer godt overens med forsøksresultatene på 250 mm -stagene.

Resultatene fra de sykliske testene er varierende og forbundet med stor usikkerhet, i stor grad på grunn av problemer med måleutstyret for lasten på stagene. Det ene staget hadde høyere kapasitet syklisk enn tilsvarende stag testet statisk, noe som tydelig indikerer variabel støpekvalitet eller vanskelig kontrollerbare endeeffekter ved toppen av hullet. Et annet stag gikk til brudd etter veldig få sykluser, mens det tredje motstod syklingen til et lastnivå i godt samsvar med Benmokranes resultater (Benmokrane et al. (1995)).

Usikkerheten i de sykliske resultatene vil reduseres ved å utføre flere av de planlagte og klargjorte testene, og med bedre kjennskap til måleutstyrets svakheter oppnådd gjennom de hittil utførte forsøkene, vil senere tester delvis kunne ta hensyn til svakheter og redusere betydningen av disse. Utenom problemene med lastmålerne, ser forsøksoppsettet ut til å fungere tilfredsstillende.

De sykliske forsøkene viste at forskyvningene var små og økte minimalt i lave lastnivå, slik som ved sykling opp til 40 % for stag SF150-7 og opp til 60 % for stag SF150-4. Ved å gjøre flere forsøk på lave lastnivå og sykluser i hundretusener til milliontall, kan man se om det finnes en nedre grense for progressiv bruddrisiko ved syklisk belastning. For fundamentering av broer i E39 - prosjektet, vil trygghet rundt en eventuell slik grense gi mulighet for enkel og kostnadseffektiv forankring ved bruk av gyste fjellstag.

Kapittel 8

Videre arbeid

Den sykliske testingen er bare så vidt i gang i det jeg avslutter oppgaven, og jeg har støpt flere stag som er klare til testing. Disse har større gyste lengder og vil være mindre påvirket av avskalling og andre endeeffekter nær borhullets topp.

Ellers vil det være nødvendig å gjøre sykliske forsøk med forskjellige boltemørtler for nøyaktigere å kunne vurdere hvilke egenskaper som er viktige ved syklisk last. For syklisk last kan det antas at behovet for tøyelighet er større enn ved statisk last, og at det er gunstig å ha en tøyelig boltemørtel for å unngå degradering, selv om dette skulle vise seg å forringe andre egenskaper, slik som korrosjonsbeskyttelsesevne og stivhet. Studier av hvordan borhulldiameteren påvirker lastoptaket kan også være aktuelt.

I en praktisk anvendelse til forankring av bro kan det bli vanskelig å produsere et stag med stor ruhet i store dimensjoner. Det vil være interessant å studere kapasitetsreduksjonen ved å ha et tilsvarende, glatt stag i stedet for et kamstål.

De sykliske testene gjort hittil er gjort med et begrenset antall sykluser, i størrelsesorden 10 000. Ved bruk av stag til å forankre broer, vil antallet sykluser i løpet av broens levetid bli flere millioner, og det vil være viktig å gjøre tester med hundretusener til millioner av sykluser før broene bygges. Disse testene kan eventuelt gjøres med lastamplitude og middelverdi tilsvarende det som blir den aktuelle belastningen på forankringene for en bestemt bro når dette er kjent.

For å kunne sammenligne og bruke analytiske og numeriske modeller for beregning av stagkapasiteten, vil det være nødvendig å bestemme parameterverdier for den trilineære modellen for våre stag. Doktorgradsstipendiat Joar Tistel har, som nevnt, støpt stag med stålrørshylser for å kunne bestemme disse parametrene. Testing av disse stagenes vil være en prioritert oppgave og en naturlig videreføring av mine forsøk når mørtelen har herdet tilstrekkelig lenge.

For å sikre jevne materialparametre for mørtelen, kan det være nødvendig å få en mer automatisk mørtelblandingsprosedyre. Alle mine fire mørtelblandinger hadde lik konsistens og det var ingen tegn til variasjoner i egenskapene, men når forskjellige personer skal blande mørtelen, kan det lettere oppstå variasjoner. Dessuten kan det være aktuelt å gjøre tester av stivheten, eller elastisitetsmodulen, til mørtelen, siden denne inngår i flere av uttrykkene i de analytiske modellene for lastopptak mellom stag og fjell.

En naturlig videreføring av den numeriske elementmodellen vil være å lage en modell med syklisk lastvariasjon og som kan hensynta kammene på staget. Til dette kan det være nødvendig å bruke et dataprogram som er bedre egnet til å modellere syklisk last enn Plaxis 2D.

8.1 Praktiske tips til fremtidige forsøk

- Bestill alt i god tid! Det kan for eksempel ta cirka to uker fra stag bestilles til de er levert i Trondheim, og lenger tid om de ikke er på lager hos Dywidag Norge AS på Kongsvinger.
- Hydraulikkslangene på trykksiden må være godkjent for 700 bar og måtte bestilles fra Tyskland og monteres av kyndig personell. Dette kan også ta tid.
- Pass på at de ansatte tar ansvar og følger opp sine arbeidsoppgaver i tilknytning til forsøk. Man kan aldri følge opp for mye. Ha god oversikt selv og vær bindeledd mellom de forskjellige instituttene som er involvert.
- Husk på detaljene. De må også være på plass før testing, og kan ta tid å få på plass.
- Vær forsiktig med måleinstrumentene og spesielt kablene. De tåler lite mekanisk og kan bli utsatt for store påkjenninger ved dårlig planlagt løfting av pidestall eller lignende.
- Pass på at LVDT-holderen ikke klemmes av pidestallen. Når forsøket er i gang, presses pidestallen mot betongblokken og kan ikke flytte seg. I verste fall kan LVDT-holderen forkile seg og ikke følge med staget. Det kan være lurt å runde av hjørnene på LVDT-holderen mer, slik at det blir mer plass og slingringsmonn inni pidestallen. Sentrering er uansett viktig, spesielt for riktig måling av last med lastcellen.

Bibliografi

- Aas-Jakobsen, K. (1970). *Fatigue of concrete beams and columns*. Division of Concrete Struc. Norwegian Institute of Technology.
- ACI. State-of-the-art report on bond under cyclic loads. American Concrete Institute.
- ACI (1991). Abstract of: State-of-the-art-report: Bond under cyclic loads. *Materials Journal*, 88(6).
- Ardiaca, D. (2009). Mohr-coulomb parameters for modelling of concrete structures. *Plaxis Bulletin*, 25:12–15.
- Ballivy, G., Benmokrane, B., and Aitcin, P. C. (1986). Rôle du scellement dans les ancrages actifs scellés dans le rocher. *Canadian Geotechnical Journal*, 23(4):481–489.
- Barley, A. Properties of anchor grouts in a confined state. In *Ground Anchorages and Anchored Structures: Proceedings of the International Conference Organized by the Institution of Civil Engineers and Held in London, UK, on 20-21 March 1997*, page 13. Amer Society of Civil Engineers.
- Behrens, E. A. (2015). *Forankring av bærekabel for hengebro over Bjørnafjorden*. Project thesis.
- Benmokrane, B., Chekired, M., Xu, H., and Ballivy, G. (1995). Behavior of grouted anchors subjected to repeated loadings in field. *Journal of geotechnical engineering*, 121(5):413–420.
- Benmokrane, B., Chennouf, A., and Mitri, H. Laboratory evaluation of cement-based grouts and grouted rock anchors. In *International journal of rock mechanics and mining sciences geomechanics abstracts*, volume 32, pages 633–642. Elsevier.
- Brown, E. (2015). Rock engineering design of post-tensioned anchors for dams—a review. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 7(1):1–13.

- DSI (2016). Dywidag prestressing systems using bars. WR stangsystem.
- Elrefai, A., West, J. S., and Soudki, K. (2007). Performance of cfrp tendon–anchor assembly under fatigue loading. *Composite structures*, 80(3):352–360.
- Farmer, I. Stress distribution along a resin grouted rock anchor. In *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences Geomechanics Abstracts*, volume 12, pages 347–351. Elsevier.
- Geomap (2012). Bjørnafjord: Løsmassefordelingskart.
- Grøv, E. (2015). Personlig meddelelse.
- Guan, R., Huanchun, Z., and Chuangbing, Z. (2004). Testing study on working mechanism of fully grouted bolts of thread steel and smooth steel. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 23(3):469–475. Ikke tilgjengelig på vestlig språk, derfor kun referert til via Ren et.al.
- Haberfield, C. and Baycan, S. *Field Performance of the Grout/Rock Interface in Anchors*, pages 45–54.
- Hanna, T. H. (1982). *Foundations in tension-ground anchors*, volume 6.
- Hanson, J. M., Ballinger, C. A., and Linger, D. (1974). Consideration for design of concrete structures subjected to fatigue loading. *ACI Journal*, 71(3):97–120.
- Helgedagsrud, T. (2016). E-postutveksling med mapei as.
- Hsu, T. T. Fatigue of plain concrete. In *Journal Proceedings*, volume 78, pages 292–305.
- Ivanovic, A. (2001). *The dynamic response of ground anchorage systems*. Thesis.
- Ivanović, A. and Neilson, R. D. (2009). Modelling of debonding along the fixed anchor length. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46(4):699–707.
- Jacobsen, S. (2014). *Concrete Technology 1*. NTNU.
- Jacobsen, S. (2016). Personlig meddelelse.
- John Polking, Albert Boggess, D. A. (2006). *Differential Equations, Linear Algebra and its Applications*. Pearson Custom Publishing.
- Kalland, K. (2016). E-postutveksling med dywidag-norge as.
- Kristjánsson, G. (2014). *Rock bolting and pull out test on rebar bolts*. Thesis.

- Kılıc, A., Yasar, E., and Celik, A. (2002). Effect of grout properties on the pull-out load capacity of fully grouted rock bolt. *Tunnelling and underground space technology*, 17(4):355–362.
- Li, C. C. (2016). Personlig meddelelse.
- Liu, X., Chen, C., Zheng, Y., and Xia, K. Anchoring characteristic of tension-type anchor cable and grout length design. In *ISRM SINOROCK 2013*. International Society for Rock Mechanics.
- Luo, J. (1999). A new rock bolt design criterion and knowledge-based expert system for stratified roof.
- Ma, S., Zhao, Z., Nie, W., and Gui, Y. (2016). A numerical model of fully grouted bolts considering the tri-linear shear bond–slip model. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 54:73–80.
- Martín, L. B., Tijani, M., and Hadj-Hassen, F. (2011). A new analytical solution to the mechanical behaviour of fully grouted rockbolts subjected to pull-out tests. *Construction and Building Materials*, 25(2):749–755.
- Martín, L. B., Tijani, M., Hadj-Hassen, F., and Noiret, A. (2013). Assessment of the bolt-grout interface behaviour of fully grouted rockbolts from laboratory experiments under axial loads. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 63:50–61.
- Michael F. Ashby, D. R. H. J. (2012). *Engineering Materials 1*.
- Nilsen, B. (2016). Personlig meddelelse om syklisk testing av fjellbolter.
- Nordby, G. M. (1958). Fatigue of concrete - a review of research. *Journal of the American concrete Institute*, 55(2):191–219.
- Parker, J. (1981). Anchoring system for rock bolts (patent).
- Perry, E. S. and Jundi, N. Pullout bond stress distribution under static and dynamic repeated loadings. In *ACI Journal, Proceedings*, volume 66, pages 377–380.
- Plaxis (2016). Plaxis 2d geotechnical finite element software (info).
- Pochanart, S. and Harmon, T. (1989). Bond-slip model for generalized excitations including fatigue. *Materials Journal*, 86(5):465–474.
- Rehm, G. and Eligehausen, R. (1979). Bond of ribbed bars under high cycle repeated loads.

- Ren, F., Yang, Z., Chen, J., and Chen, W. (2010). An analytical analysis of the full-range behaviour of grouted rockbolts based on a tri-linear bond-slip model. *Construction and Building Materials*, 24(3):361–370.
- Sayed-Ahmed, E. Y. and Shrive, N. G. (1998). A new steel anchorage system for post-tensioning applications using carbon fibre reinforced plastic tendons. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 25(1):113–127.
- Seehuus, S. (2016). Personlig meddelelse.
- Shah, S. and Chung, L. Effect of cyclic loading rate on response of model beam-column joints and anchorage bond. In *Proceeding of the 3rd US National Conference on Earthquake Eng.* Ikke tilgjengelig, ikke lest.
- Statens vegvesen, V. (2010). Håndbok v220 geoteknikk i vegbygging.
- Tistel, J. (2015). Personlig meddelelse.
- Tistel, J. (2016). Ma.m - matlab - script.
- Verderame, G. M., De Carlo, G., Ricci, P., and Fabbrocino, G. (2009). Cyclic bond behaviour of plain bars. part ii: Analytical investigation. *Construction and building Materials*, 23(12):3512–3522.
- Wang, X., Xu, P., Wu, Z., and Shi, J. (2015). A novel anchor method for multi-tendon frp cable: Concept and fe study. *Composite Structures*, 120:552–564.
- Wyllie, D. C. (1992). *Foundations on Rock*, chapter 9.
- Yahia, A., Khayat, K., and Benmokrane, B. Bond strength of cement grout anchors cast in dry and submerged conditions. In *Ground Anchorages and Anchored Structures: Proceedings of the International Conference Organized by the Institution of Civil Engineers and Held in London, UK, on 20-21 March 1997*, page 89. Amer Society of Civil Engineers.
- Zhang, B. and Benmokrane, B. (2005). Large model test of prestressed carbon fibre reinforced polymer ground anchors. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 32(6):1064–1074.
- Zhang, B., Benmokrane, B., Chennouf, A., Mukhopadhyaya, P., and El-Safty, A. (2001). Tensile behavior of frp tendons for prestressed ground anchors. *Journal of Composites for Construction*, 5(2):85–93.

- Zhang, B., Phillips, D., and Wu, K. (1996). Effects of loading frequency and stress reversal on fatigue life of plain concrete. *Magazine of concrete research*, 48(177):361–375.
- Zhang, K., Fang, Z., Nanni, A., Hu, J., and Chen, G. (2014). Experimental study of a large-scale ground anchor system with frp tendon and rpc grout medium. *Journal of Composites for Construction*, 19(4):04014073.

Kapittel 9

Vedlegg

9.1 Vedlegg 1 - Løsning av differensialligning i elastisk område

Differensialligningen for gyst stag i elastisk område (elastisk mørtel) er, dersom man utelater forskyvning på grunn av skjærtøyning i mørtelen, som utledet i kapittel 3.4, gitt ved (ligning 3.12 gjengitt som ligning 9.1):

$$\frac{d^2\delta}{dx^2} - \frac{2 * \tau_f}{E_b * r_b * \delta_1} * \delta = 0 \quad (9.1)$$

, der koeffisienten $\frac{2 * \tau_f}{E_b * r_b * \delta_1}$ kalles λ_1^2 :

$$\frac{d^2\delta}{dx^2} - \lambda_1^2 * \delta = 0 \quad (9.2)$$

Karakteristisk ligning er

$$\lambda^2 + p * \lambda + q = 0 \quad (9.3)$$

, med $p = 0$, $q = -\lambda_1^2$

som har 2 reelle røtter:

$$\lambda_A, \lambda_B = \pm \lambda_1 \quad (9.4)$$

Løsningsfunksjonen er da, etter John Polking (2006) side xlix-1, på formen

$$\delta(x) = A_1 * e^{\lambda_A x} + A_2 * e^{\lambda_B x} = A_1 * e^{\lambda_1 x} + A_2 * e^{-\lambda_1 x} \quad (9.5)$$

, der A_1 og A_2 er konstanter.

Den førstederiverte er dermed

$$\frac{d\delta}{dx} = \lambda_1 A_1 e^{\lambda_1 x} - \lambda_1 A_2 e^{-\lambda_1 x} \quad (9.6)$$

Stagkraften må være null i innerste ende og dermed må tøyningen også være null der, det vil si at

$$\left. \frac{du_b}{dx} \right|_{x=0} = \left. \frac{d\delta}{dx} \right|_{x=0} = 0 \quad (9.7)$$

som medfører at $A_1 = A_2$.

Aksialspenningen i stagets ytre ende skal være lik lasten P delt på stagets areal. Hookes lov gir dessuten aksialspenningen σ_b som

$$\sigma_b = E_b * \epsilon_b = E_b * \frac{du_b}{dx} = E_b * \frac{d\delta}{dx} \quad (9.8)$$

$$\frac{P}{\pi r_b^2} = E_b * \left. \frac{d\delta}{dx} \right|_{x=L} = E_b * \lambda_1 A_1 (e^{\lambda_1 L} - e^{-\lambda_1 L}) \quad (9.9)$$

som gir

$$A_1 = A_2 = \frac{P}{\pi r_b^2 E_b \lambda_1 (e^{\lambda_1 L} - e^{-\lambda_1 L})} = \frac{P}{2\pi r_b^2 E_b \lambda_1 \sinh(\lambda_1 L)} \quad (9.10)$$

og igjen

$$\begin{aligned} \delta(x) &= A_1 * e^{\lambda_1 x} + A_2 * e^{-\lambda_1 x} = \frac{P}{2\pi r_b^2 E_b \lambda_1 \sinh(\lambda_1 L)} * (e^{\lambda_1 x} + e^{-\lambda_1 x}) \\ &= \frac{P \cosh(\lambda_1 x)}{\pi r_b^2 E_b \lambda_1 \sinh(\lambda_1 L)} = \frac{\delta_1 \lambda_1 P \cosh(\lambda_1 x)}{2\pi r_b \tau_f \sinh(\lambda_1 L)} \end{aligned} \quad (9.11)$$

$$\text{sidan } \lambda_1^2 = \frac{2 * \tau_f}{E_b * r_b * \delta_1}.$$

Ved å inkludere forskyvningsbidrag fra skjærtøyning i mørtelen, er differensialligningen i stedet (ligning 3.17 fra kapittel 3.4 gjengitt som ligning 9.12):

$$\frac{d^2 \delta}{dx^2} - \frac{2 * \tau_f}{E_b * r_b * \delta_1 * \left(1 + \frac{r_b * \ln(r_g/r_b) * \tau_f}{G_g * \delta_1}\right)} * \delta = 0 \quad (9.12)$$

9.1. VEDLEGG 1 - LØSNING AV DIFFERENSIALLIGNING I ELASTISK OMRÅDE123

Koeffisienten q har nå en annen verdi, men er fortsatt negativ og dermed har løsningsfunksjonen samme form. Røttene er nå

$$\lambda_A^*, \lambda_B^* = \pm \lambda_1^* = \pm \frac{\lambda_1}{\sqrt{1 + \frac{r_b \ln(r_g/r_b \tau_f)}{G_g \delta_1}}} \quad (9.13)$$

Funksjonen for slippet og den deriverte er dermed

$$\delta(x) = A_1 e^{\lambda_1^* x} + A_2 e^{-\lambda_1^* x} \quad (9.14)$$

$$\frac{d\delta}{dx} = \lambda_1^* A_1 e^{\lambda_1^* x} - A_2 \lambda_1^* e^{-\lambda_1^* x} \quad (9.15)$$

Fremdeles skal stagets tøyning være null i indre ende, slik at

$$\left. \frac{d\delta}{dx} \right|_{x=0} = 0 \quad (9.16)$$

Dermed er $A_1 = A_2$ ut fra uttrykket for den deriverte.

I stagets ytre ende er aksialspenningen lik lasten P delt på stagets tverrsnittsareal (som før).

$$\frac{P}{\pi r_b^2} = E_b * \left. \frac{d\delta}{dx} \right|_{x=L} = E_b * \left(1 + \frac{r_b \ln(r_g/r_b \tau_f)}{G_g \delta_1}\right) \lambda_1^* A_1 (e^{\lambda_1^* L} - e^{-\lambda_1^* L}) \quad (9.17)$$

som gir

$$\begin{aligned} A_1 = A_2 &= \frac{P}{\pi r_b^2 E_b \left(1 + \frac{r_b \ln(r_g/r_b \tau_f)}{G_g \delta_1}\right) \lambda_1^* (e^{\lambda_1^* L} - e^{-\lambda_1^* L})} \\ &= \frac{P}{2\pi r_b^2 E_b \left(1 + \frac{r_b \ln(r_g/r_b \tau_f)}{G_g \delta_1}\right) \lambda_1^* \sinh(\lambda_1^* L)} \end{aligned} \quad (9.18)$$

Dette medfører at

$$\begin{aligned} \delta(x) &= A_1 (e^{\lambda_1^* x} + e^{-\lambda_1^* x}) \\ &= \frac{P * \cosh\left(\frac{\lambda_1}{\sqrt{1 + \frac{r_b \ln(r_g/r_b \tau_f)}{G_g \delta_1}}} x\right)}{\pi r_b^2 E_b \left(1 + \frac{r_b \ln(r_g/r_b \tau_f)}{G_g \delta_1}\right) \frac{\lambda_1}{\sqrt{1 + \frac{r_b \ln(r_g/r_b \tau_f)}{G_g \delta_1}}} * \sinh\left(\frac{\lambda_1}{\sqrt{1 + \frac{r_b \ln(r_g/r_b \tau_f)}{G_g \delta_1}}} L\right)} \\ &= \frac{P * \cosh\left(\frac{\lambda_1}{\sqrt{1 + \frac{r_b \ln(r_g/r_b \tau_f)}{G_g \delta_1}}} x\right)}{\pi r_b^2 E_b \sqrt{\left(1 + \frac{r_b \ln(r_g/r_b \tau_f)}{G_g \delta_1}\right)} * \sinh\left(\frac{\lambda_1}{\sqrt{1 + \frac{r_b \ln(r_g/r_b \tau_f)}{G_g \delta_1}}} L\right)} \end{aligned} \quad (9.19)$$

og til slutt

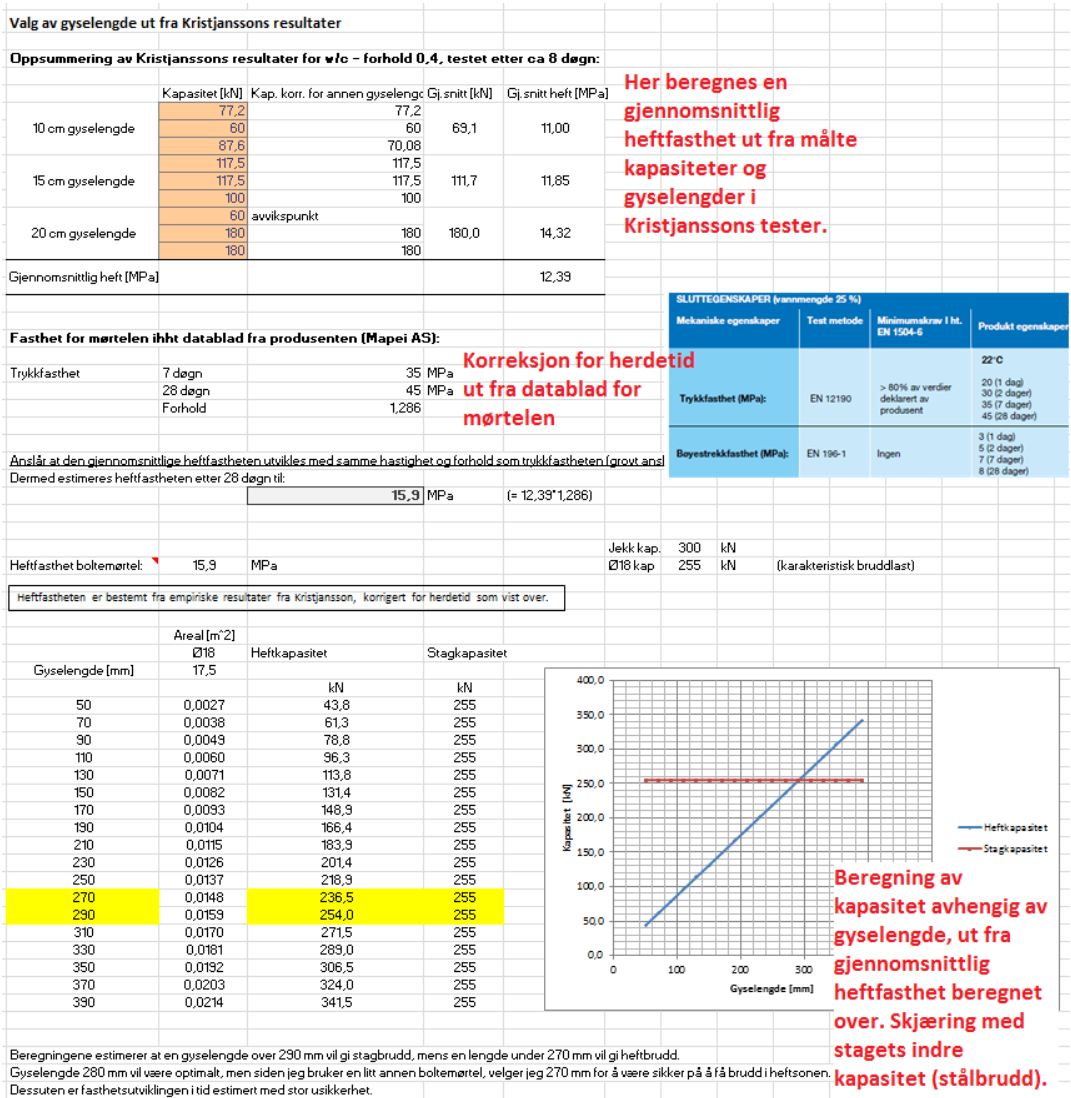
$$\delta(x) = \frac{\delta_1 \lambda_1 P * \cosh\left(\frac{\lambda_1}{\sqrt{1 + \frac{r_b \ln(r_g/r_b \tau_f)}{G_g \delta_1}}} x\right)}{2\pi r_b \tau_f \sqrt{\left(1 + \frac{r_b \ln(r_g/r_b \tau_f)}{G_g \delta_1}\right)} * \sinh\left(\frac{\lambda_1}{\sqrt{1 + \frac{r_b \ln(r_g/r_b \tau_f)}{G_g \delta_1}}} L\right)} \quad (9.20)$$

9.2 Vedlegg 2 - Regneark for estimering av passende gyselengder

Valg av gyselengde relativt til Benmokrane				
			Ved å sette vår gyselengde til 250 mm, blir forholdet mellom heftarealene (= heftkapasiteten) det samme som forholdet mellom stagenes indre kapasitet (stålbrudd).	
Høyfast Ø17,5 (18WR)				
	Benmokrane	Vi	Forhold BMK/Vi	Ønsket forhold
Jekkekapasitet [kN]	1100,0	300	3,667	
Stagdiameter [mm]	36,0	17,5	2,057	
Stagareal [mm ²]	1017,9	240,5	4,232	Jekken vil være kraftig nok siden jekkekapasitetsforholdet er mindre enn stagkapasitetsforholdet.
Stagkap brudd [kN]	1050,0	255	4,118 (bruddstyrke)	
Gyselengde [mm]	500,0	250		Innboringslengden er proporsjonal med heftarealet. Heftarealet er også prop. med diameteren av staget eller hullet.
Heftareal [mm ²]	56549	13744	4,114	4,118
Diameter/lengde	0,072	0,07	(tilstrekkelig nær ønsket forhold når gyselengden settes til 250 mm)	

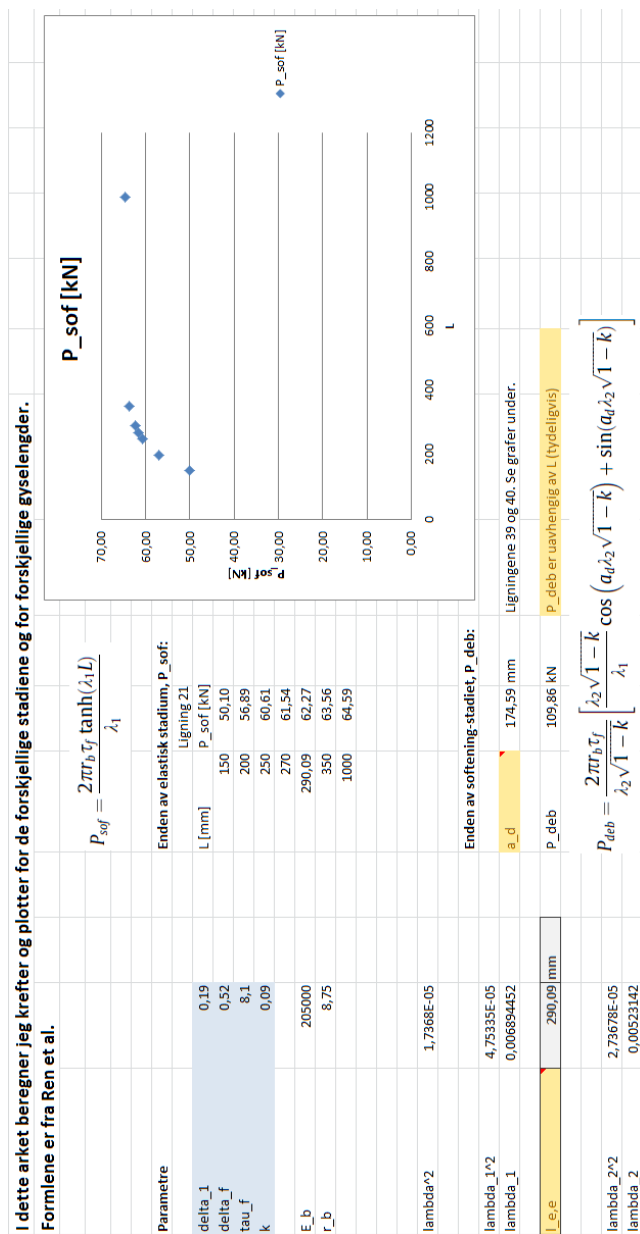
Figur 9.1: Estimering av passende gyselengde etter Benmokranes resultater (Benmokrane et al. (1995)).

9.2. VEDLEGG 2 - REGNEARK FOR ESTIMERING AV PASSENDE GYSELENGDER¹²⁵



Figur 9.2: Estimering av passende gyselengde etter Kristjanssons resultater (Kristjansson (2014)).

9.3 Vedlegg 3 - Regneark for beregning av krefter i stag etter Ren et al. (2010)



Figur 9.3: Regneark for beregning av krefter i stag etter Ren et al. (2010).

9.4 Vedlegg 4 - Testprogram og syklingsdetaljer

Testprogram

Stagtype:	Dywidag 18WR (217,5 høyfast stål)
Boltemåtel:	Rescon Mapei Zinkbolt eller Rescon Mapei Nonset 50, vann-sement forhold: w/o = 0,40
Stagene gyses i hele lengden. Bore hullene litt lengre (minst 20 mm?) enn stagenes gyse lengde.	
Planlegger herdetid på 28 dager for alle stagenes.	

Detaljer for sykliske tester, se neste ark.

Tester for å bestemme syklingens frekvens (innledende tester):

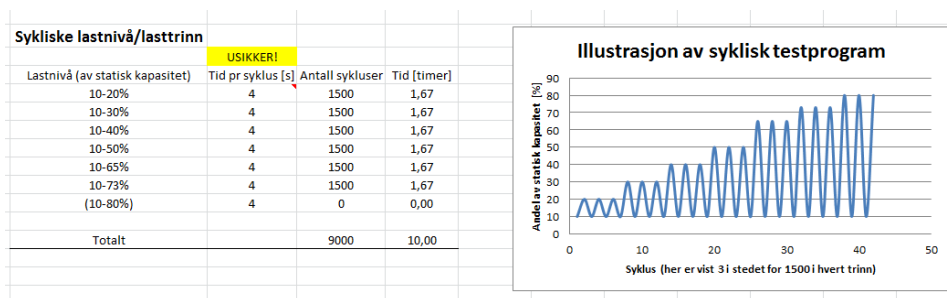
Test nr	Test ID	Testtype	Gyset lengde [mm]	Minimum total lengde [mm]	Herdetid (dager)	astnivå [% av statisk]	Antall sykl. pr lastnivå	Tid [timer]	Syklingens frekvens
1	SF150-1	Statisk	150	1050	28	-	-	0,25	-
2	ST150-1	Statisk	150	1050	28	-	-	0,25	-
Inne statisk kapasitet									
4	SF150-4	Syklisk	150	1050	28	10 til 80	til brudd	?	Hydraulikkmaks.
5	SF150-5	Syklisk	150	1050	28	10 til 80	til brudd	?	3/4 av maks.
6	SF150-6	Syklisk	150	1050	28	10 til 80	til brudd	?	1/2 av maks.
7	SF150-7	Syklisk	150	1050	28	10 til 80	til brudd	?	1/4 av maks.
SUM				6300					
Statiske og sykliske tester:									
Test nr	Test ID	Testtype	Gyset lengde [mm]	Total lengde [mm]	Herdetid (dager)	Antall lastnivå	Antall sykl. pr lastnivå	Tid [timer]	
1	ST150-1	Statisk	150	1050	28	-	-	-	Støping av stag med gyse lengde 150 mm ble utelatt, unntatt de 6 stagenes til syklingens frekvenstesting ovenfor.
2	ST150-2	Statisk	150	1050	28	-	-	-	
3	ST150-3	Statisk	150	1050	28	-	-	-	
4	ST150-4	Statisk	150	1050	28	-	-	-	
Hvis mer tid gjøres de resterende testene.									
5	ST200-1	Statisk	200	1100	28	-	-	0,25	
6	ST200-2	Statisk	200	1100	28	-	-	0,25	
7	ST200-3	Statisk	200	1100	28	-	-	0,25	
8	ST200-4	Statisk	200	1100	28	-	-	0,25	
9	ST250-1	Statisk	250	1150	28	-	-	0,25	
10	ST250-2	Statisk	250	1150	28	-	-	0,25	
11	ST250-3	Statisk	250	1150	28	-	-	0,25	
12	ST250-4	Statisk	250	1150	28	-	-	0,25	
13	ST270-1	Statisk	270	1170	28	-	-	0,25	
14	ST270-2	Statisk	270	1170	28	-	-	0,25	
15	ST270-3	Statisk	270	1170	28	-	-	0,25	
16	ST270-4	Statisk	270	1170	28	-	-	0,25	
17	CY150-1	Syklisk	150	1050	28	6 til 7	1500		Støping av stag med gyse lengde 150 mm ble utelatt, unntatt de 6 stagenes til syklingens frekvenstesting ovenfor.
18	CY150-2	Syklisk	150	1050	28	6 til 7	1500		
19	CY150-3	Syklisk	150	1050	28	6 til 7	1500		
20	CY150-4	Syklisk	150	1050	28	6 til 7	1500		
21	CY200-1	Syklisk	200	1100	28	6 til 7	1500	10,0	
22	CY200-2	Syklisk	200	1100	28	6 til 7	1500	10,0	
23	CY200-3	Syklisk	200	1100	28	6 til 7	1500	10,0	
24	CY200-4	Syklisk	200	1100	28	6 til 7	1500	10,0	
25	CY250-1	Syklisk	250	1150	28	6 til 7	1500	10,0	
26	CY250-2	Syklisk	250	1150	28	6 til 7	1500	10,0	
27	CY250-3	Syklisk	250	1150	28	6 til 7	1500	10,0	
28	CY250-4	Syklisk	250	1150	28	6 til 7	1500	10,0	
29	CY270-1	Syklisk	270	1170	28	6 til 7	1500	10,0	
30	CY270-2	Syklisk	270	1170	28	6 til 7	1500	10,0	
31	CY270-3	Syklisk	270	1170	28	6 til 7	1500	10,0	
32	CY270-4	Syklisk	270	1170	28	6 til 7	1500	10,0	
33	350-1	Syklisk	350	1250	28	6 til 7	1500	10,0	Stag stoppt for å kunne supplere med flere sykliske tester. Gyselengden er her så stor at stagenes sannsynligvis vil være svakere enn heftsonen statisk. Stagenes er derfor tenkt til å undersøke degradering ved syklisk belastning.
34	350-2	Syklisk	350	1250	28	6 til 7	1500	10,0	
35	350-3	Syklisk	350	1250	28	6 til 7	1500	10,0	
36	350-4	Syklisk	350	1250	28	6 til 7	1500	10,0	
37	350-5	Syklisk	350	1250	28	6 til 7	1500	10,0	
38	350-6	Syklisk	350	1250	28	6 til 7	1500	10,0	
39	350-7	Syklisk	350	1250	28	6 til 7	1500	10,0	
40	350-8	Syklisk	350	1250	28	6 til 7	1500	10,0	
Totalt		32 tester		27360	mm			123,0	timer

Figur 9.4: Testprogram, etter underveisrevisjon.

Test	Antall sykkluser	Periode [s]	Pumpe	Huldybde [mm]	Mørtel-blanding	Testdato	Statisk kap. [kN]	korrigert stat.kap. [kN]	δ [mm]	Herdetid [dager]	fk 28d [MPa]	fk 56d [MPa]	Betongblokk nr.	Samsvar trykk/lastcelle
ST150-1	Statisk		liten	400	15.3.	04.05.2016	37,1	46,5	NA	50	53,36	54,74	1 (dårlig)	Kun trykkmåling
SF150-1	Statisk		liten	400	15.3.	04.05.2016	40,1	50,3	NA	50	53,36	54,74	1 (dårlig)	Kun trykkmåling
SF150-4	8.7%-62.4%	1500	4	400	15.3.	24.05.2016	NA			76	53,36	54,74	1 (dårlig)	Ja
(100% = 50.2kN)	8.7% - 68.7%	1500	4			25.05.2016					53,36	54,74	1 (dårlig)	Ja
	8.7% - 78.7%	1500	5			25.05.2016					53,36	54,74	1 (dårlig)	Ja
	7.5% - 87.4%	1500	5			25.05.2016					53,36	54,74	1 (dårlig)	Ja-nei (endrer seg)
	6.2% - 99.9%	1500	7			26.05.2016					53,36	54,74	1 (dårlig)	Nei
	6.2% - 107.4%	≈ 900	7			26.05.2016					53,36	54,74	1 (dårlig)	Nei
	6.2% - 117.4%	brudd ved = 1100	4	stor		30.05.2016					53,36	54,74	1 (dårlig)	Ja (ikke helt i starten)
SF150-5	Statisk		liten	400	15.3.	30.05.2016	42,79	53,65	NA	76	53,36	54,74	1 (dårlig)	Nei
SF150-6 (100% = 50.2)	12.4%-59.9%	brudd ved ≈ 150	3	stor		31.05.2016	NA		25	77	53,36	54,74	1 (dårlig)	Nei
SF150-7 (100% = 50.2)	6.0%-45.8%	1500	3	stor		02.06.2016	NA				53,36	54,74	1 (dårlig)	Nei (forskjøvet)
	5.5%-55.8%	1500	3	stor		02.06.2016							1 (dårlig)	Nei (forskjøvet)
	5.0%-66.7%	1500	3	stor		03.06.2016							1 (dårlig)	Nei (forskjøvet)
	6.0% - 71.7%	1500	3	stor		03.06.2016							1 (dårlig)	Nei (forskjøvet)
	6.0% - 76.7%	brudd ved ≈ 980	3	stor		03.06.2016							1 (dårlig)	Nei (forskjøvet)
ST250-1	Statisk		liten	550	15.3.	10.05.2016	109,90		NA	56	53,36	54,74	1 (dårlig)	Kun trykkmåling
ST250-2	Statisk		liten	550	15.3.	10.05.2016	114,50		NA	56	53,36	54,74	1 (dårlig)	Kun trykkmåling
ST250-3 (statisk)				550	15.3.						53,36	54,74	1 (dårlig)	
ST250-4 (statisk)				550	15.3.						53,36	54,74	1 (dårlig)	
CY250-1 (syklisk)				850	16.3.						48,56		1 (dårlig)	
CY250-2 (syklisk)				850	15.3.						53,36	54,74	1 (dårlig)	
CY250-3 (syklisk)				850	15.3.						53,36	54,74	1 (dårlig)	
CY250-4 (syklisk)				550 (?)	15.3.						53,36	54,74	1 (dårlig)	
ST200-1 (statisk)				270	14.4.A						52,02		2	
ST200-2 (statisk)				280	14.4.A						52,02		2	
ST200-3 (statisk)				270	14.4.A						52,02		2	

Figur 9.5: Testprogram med full oversikt over de utførte testene.

9.5. VEDLEGG 5 - UTMATTINGENS FREKVENSAVHENGIGHET ETTER HSU OG ZHANG129



Figur 9.6: Skissering av syklingprogram, før siste revisjon.

9.5 Vedlegg 5 - Utmattings frekvensavhengighet etter Hsu og Zhang

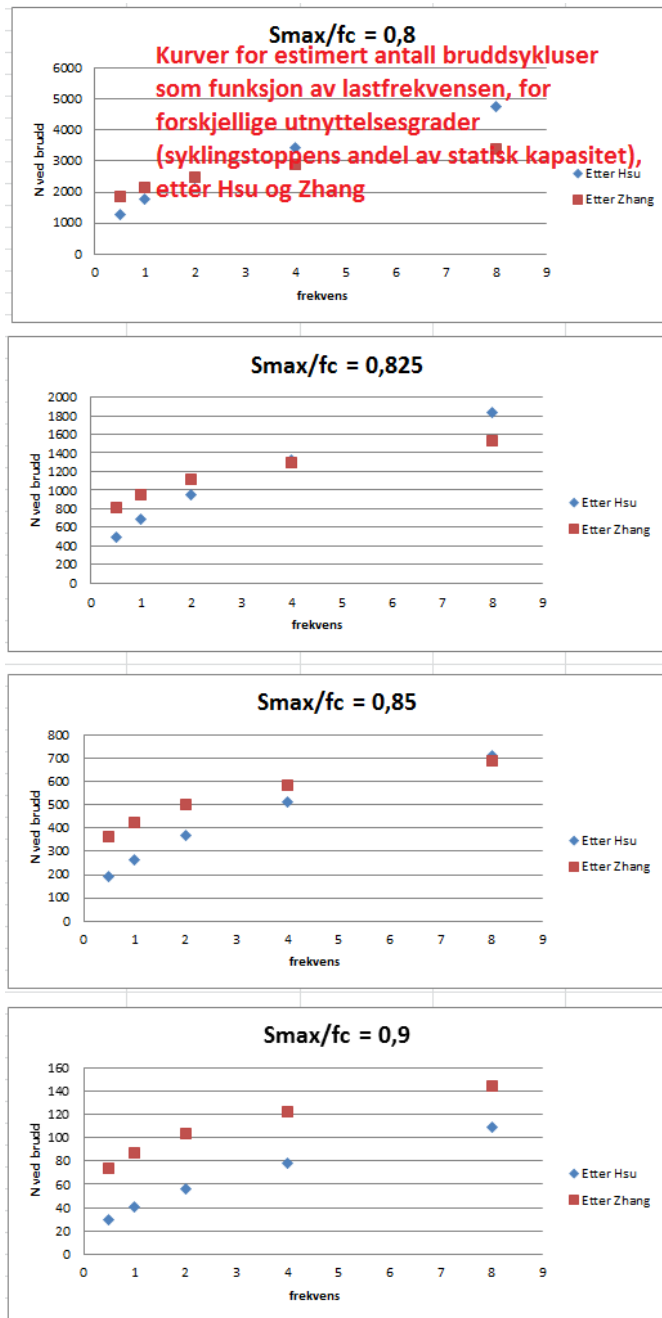
Tabellverdier og figurer for utmattings frekvensavhengighet etter Hsus og Zhangs form-
ler er gitt under.

Plotting av S-N kurver som hensyntar lastfrekvens f							
R = spenningsforholdet Smax/Smin							
Parametre:							
a	0,249	Fra Zhang					
b	0,92						
c	0,796						
beta	0,0804						
Smin/fc	0,1	Som i BMKs forsøk					
Etter Zhang							
Smax/fc	R = Smin/Smax	Frekvens [Hz]	0,5	1	2	4	8
0,200	0,500	N	1,2203E+20	1,3024E+20	1,3912E+20	1,4874E+20	1,5916E+20
0,300	0,333		1,8574E+13	1,9986E+13	2,1526E+13	2,3207E+13	2,5044E+13
0,400	0,250		1,5783E+10	1,7215E+10	1,8798E+10	2,0551E+10	2,2492E+10
0,500	0,200		1,1593E+08	1,2835E+08	1,4229E+08	1,5795E+08	1,7558E+08
0,600	0,167		2,0177E+06	2,2687E+06	2,5549E+06	2,8816E+06	3,2550E+06
0,700	0,143		5,4061E+04	6,1750E+04	7,0657E+04	8,0990E+04	9,2996E+04
0,750	0,133		9,7753E+03	1,1255E+04	1,2982E+04	1,5002E+04	1,7369E+04
0,800	0,125		1853	2151	2501	2914	3402
0,825	0,121		819	954	1114	1303	1528
0,850	0,118		365	427	501	588	692
0,900	0,111		74	87	103	122	145
Etter Hsu							
Smax/fc	R = Smin/Smax	Frekvens [Hz]	0,5	1	2	4	8
0,200	0,500	N	3,57E+16	5,47E+16	8,37E+16	1,28E+17	1,96E+17
0,300	0,333		6,54E+12	9,54E+12	1,39E+13	2,03E+13	2,96E+13
0,400	0,250		2,35E+10	3,36E+10	4,81E+10	6,87E+10	9,83E+10
0,500	0,200		2,23E+08	3,15E+08	4,45E+08	6,29E+08	8,89E+08
0,600	0,167		3,25E+06	4,56E+06	6,41E+06	9,00E+06	1,26E+07
0,700	0,143		5,99E+04	8,37E+04	1,17E+05	1,63E+05	2,28E+05
0,750	0,133		8598	11990	16719	23313	32508
0,800	0,125		1268	1765	2457	3421	4762
0,825	0,121		491	683	950	1322	1839
0,850	0,118		191	266	369	514	714
0,900	0,111		29	41	57	79	109

Her vises tabellverdier for estimert antall sykluser til brudd, ut fra empiriske formler av hhv. Hsu og Zhang, gitt i teorikapittelet.

Figur 9.7: Tabellverdier for utmatningslevetid avhengig av utnyttelsesgrad og lastfrekvens etter Hsu (Hsu) og Zhang (Zhang et al. (1996)).

9.5. VEDLEGG 5 - UTMATTINGENS FREKVENSAVHENGIGHET ETTER HSU OG ZHANG131



Figur 9.8: Figurer for utmattingslevetid avhengig av lastfrekvens etter Hsu (Hsu) og Zhang (Zhang et al. (1996)).

9.6 Vedlegg 6 - Testresultater fra mørtelprøving

Mørtelprøving, alle resultater					
Betonglaben, Inst. for Konstruksjonsteknikk, NTNU					
Programvare: TestXpert					
Mørtelprismer 40 * 40 * 160 mm ³					
Testet iht NS-EN 196-1 Sementprøving - Del 1: Bestemmelse av fasthet					
Oppleggsavstand 100 mm					
Prøve	Alder [døgn]	Bøyeplasthet sigma_b [MPa]	Trykkplasthet sigma_c [MPa]	Maks last [kN]	gj. snitt
P-15.3-1	29	2,575		1,099	
P-15.3-2	29	2,761		1,178	2,423
P-15.3-3	29	1,932		0,825	
P-15.3-1a	29		50,502	80,803	
P-15.3-1b	29		53,201	85,122	
P-15.3-2a	29		53,439	85,503	53,361
P-15.3-2b	29		57,650	92,240	
P-15.3-3a	29		52,186	83,498	
P-15.3-3b	29		53,185	85,096	
P-16.3-1	28	3,164		1,350	
P-16.3-2	28	2,600		1,109	2,867
P-16.3-3	28	2,838		1,211	
P-16.3-1a	28		43,220	69,152	
P-16.3-1b	28		46,535	74,456	
P-16.3-2a	28		50,819	81,310	48,558
P-16.3-2b	28		49,845	79,752	
P-16.3-3a	28		49,975	79,959	
P-16.3-3b	28		50,956	81,530	
P-14.4.A-1	29	3,425		1,461	
P-14.4.A-2	29	2,215		0,945	2,604
P-14.4.A-3	29	2,173		0,927	
P-14.4.A-1a	29		54,728	87,564	
P-14.4.A-1b	29		53,125	85,001	
P-14.4.A-2a	29		51,400	82,239	53,034
P-14.4.A-2b	29		50,392	80,628	
P-14.4.A-3a	29		52,504	84,006	
P-14.4.A-3b	29		56,052	89,684	
P-14.4.B-1	29	2,778		1,100	
P-14.4.B-2	29	5,236		2,234	3,408
P-14.4.B-3	29	2,209		0,942	
P-14.4.B-1a	29		49,908	79,853	
P-14.4.B-1b	29		48,412	77,459	
P-14.4.B-2a	29		53,010	84,816	51,011
P-14.4.B-2b	29		53,879	86,207	
P-14.4.B-3a	29		52,864	84,583	
P-14.4.B-3b	29		47,994	76,790	
P-15.3-4	56	3,491		1,489	
P-15.3-5	56	2,097		0,895	2,944
P-15.3-6	56	3,243		1,384	
P-15.3-4a	56		52,460	83,936	
P-15.3-4b	56		55,145	88,232	
P-15.3-5a	56		58,868	94,189	54,739
P-15.3-5b	56		61,435	98,296	
P-15.3-6a	56		50,298	80,477	
P-15.3-6b	56		50,228	80,364	

Figur 9.9: Tabellerte testresultater fra mørtelprøvingen.

9.7 Vedlegg 7 - Betjening av LabView-programmet for testing

LabView-programmet som ble brukt til å tegne grafer under testing, til omregning og lagring av data og til styring av syklingsventilen under syklisk test, betjenes på følgende måte:
Statisk test:

Programmet ”Syklisk test.vi” startes. Trykk så på Run-knappen (pil mot høyre) slik at rutenettet på skjermen fjernes og programmet etablerer kontakt med sensorene (forutsatt at strømforsyningen til analog-digital-omformerboksen er koblet til). Still så inn LVDT-ene til fornuftig høyde. Når LVDT-ene er ferdig innstilt, tareres alle måledata (last, trykk og forskyvninger) ved å trykke på tilhørende knapper. Når selve testingen skal startes, skrives et ønsket filnavn inn i filnavn-feltet, før startknappen trykkes inn. Lagring av data er nå i gang og testen kan startes så snart som mulig. Når testen er ferdig, trykkes stopp-knappen (samme som startknappen). Lagring av data opphører. Start programmet på nytt for ny test eller tast inn et nytt filnavn og trykk ”Reset all graphs”. Grafene nullstilles da i det startknappen trykkes.

Syklisk test:

Programmet brukes som ved statisk test, men i tillegg brukes styringsmodellene til syklingsventilen. Det er praktisk å starte med en middelspenning lik 2,5 volt og amplitude-spennning lik 0 volt og bruke den store hydraulikkpumpen. Åpne nåventilen forsiktig for å unngå brå lasttopp før syklingsventilen rekker å reagere, og åpne den helt opp etter hvert. Når testen er i gang, justerer man middelspenningen oppover ved å trykke noen ganger på oppover-knappen ved middelspenningsrubrikken og se an reaksjonen før man fortsetter. Deretter økes amplituden på samme vis til man får ønskede syklingsutslag. Husk å koble til strøm til den elektriske ventilen og oljekjøleren!

9.8 Vedlegg 8 - Liste over navn og typebetegnelse på utstyr

- Betongblokk: Levert til Sintef fra Unicon AS, karakteristisk trykkstyrke 90 MPa. Kjøpt fra Sintef. OBS: Den ene blokken var støpt med betong som ikke var blandet skikkelig, slik at finstoffet og grusen i betongen var delvis skilt. Tidligere forsøk på denne blokken viste imidlertid at den var sterk nok allikevel.
- Boltemørtel: Mapei Nonset 50, kjøpt hos Partner Produkter AS, Leirfossveien 37b, 7492 Trondheim (Fossegrenda). Se vedlegg 9.10.

- Borhammer: Atlas Copco, type BBC 34DSI, produsert i 2010, ser.no. MHN 000004
- Drill til miksing av mørtel: RapidMix Art. 1402, 230 V, 1600 W, Ø140
- Hydraulikkpumpe: Enerpac (både liten og stor Pumpe). Liten: Modell BPM 15282.
- Hydraulikksylinder: Enerpac 30 model RRH 3010 (kapasitet 300 kN)
- Kjøler / varmeveksler til hydraulikkpumpe: Bestilt via forhandler på Heimdal. Brukt til annet forsøk tidligere. 24 V likestrøm, bruker 3-4 Ampere.
- Lastcelle: HBM 101110148 KMR/400kN, innvendig diameter 25 mm, utvendig diameter 46 mm. Kjøpt fra HBM i Tyskland (Sintef har en egen).
- LVDT (forskyvningsmåler): Schaevitz™ DC-D series (forgjengeren til DC-EC series). Avdelingsingeniør Per Asbjørn Østensen hadde slike, innkjøpt tidligere, som vi brukte.
- Omformer analog til digital: National instruments NI USB-6211, 16-Bit, 250 kS/s M Series Multifunction DAQ, Bus-Powered. Omformereren ble plassert i en boks med flere parallellporttinn- og utganger, en parallellportutgang og digital kombinert USB-inn- og utgang til datamaskin.
- Presse til bøyestrek- og trykktesting av betongprismer: Produsent: Toni Technik Baustoffprüfsysteme GmbH. Satt sammen av flere presser, blant annet med serienummer 1543-03/D og 2051-03/A. Se også figur 9.15.
- Skrumater til å pumpe mørtelen: Produktnavn ukjent, gammel årgang. Konferer Gunnar Vistnes (NTNU).
- Stenger: Dywidag 18WR, levert fra Dywidag Norge AS, Kongsvinger. Muttere og skiver levert i samme sending.
- Ventil til syklisk variasjon av hydraulisk oljetrykk: Bestilt via forhandler Olav Nilssen service AS på Heimdal.
- Annet, generelt utstyr: Verneutstyr, drill, treskruer, trevirke til plassering av stag, lastestopper, lexanskjermer, prismeformer, lastcelleforsterker, analog-digital omformer (se vedlegg 9.12) og strømforsyning til denne, datamaskin med USB-inn- og utganger, pidestall til å sette hydraulikksylinderen på, aluminiumsplater og stålplate til å sette under pidestallen, murskje, blandebøtter og målesylinder til dosering av vann i mørtelen.

9.9 Vedlegg 9 - Kontaktpersoner

Under følger en liste over personer jeg har vært i kontakt med i forbindelse med utføring av forsøkene. Disse kan være aktuelle for en videreføring av forsøkene.

Kontaktpersoner			
Firma / institusjon	Navn	e-postadresse	telefon
Mapei AS	Trond Helgedagsrud	trond.helgedagsrud@mapei.no	
Partner Produkter AS	Morten Dahlseng	dahlseng@partnerpro.no	940 01 916
NTNU Bergteknikk	Gunnar Vistnes	gunnar.vistnes@ntnu.no	918 97 694
Dywidag Norge AS	Kristoffer Kalland	kristoffer.kalland@dywidag-norge.no	474 53 942
Olav Nilsen AS	Olav Nilsen	olav@nilsenservice.no	907 44 009
Sintef Bergteknikk	Trond Larsen	trond.e.larsen@sintef.no	415 05 782
NTNU Betonglaboratoriet	Steinar Seehuus	steinar.seehuus@ntnu.no	918 97 662

9.10 Vedlegg 10 - Datablad for boltemørtelen: Mapei Non-set 50

Nonset® 50 / 50 FF / 50 SR – Nonset® 120 / 120 FF. Ekspanderende mørtel.

PRODUKTBESKRIVELSE

Nonset® er en sementbasert tørrmørtel som ekspanderer 1 – 3 % før avbinding. Mørtelen er sammensatt av sement, velgradert sand, ekspanderende, stabiliserende og plastiserende stoffer. Frostfrie typene (FF) inneholder også stoffer som bevirker at sementen herder og massen ikke virker sprengende selv ved temperaturer ned til –25°C.

Nonset 50 SR er en variant som inneholder sulfatresistent sement.

BRUKSOMRÅDE

For bolting (understøping), injeksjon, fugging samt utstyrsarbeid i tykkelser fra 5 – 15 mm.

Nonset 50 og **Nonset 120** har forskjellig maks. korntørrelser og ulikt vannbehov til de forskjellige anvendelsesområder.

Ferdig utblandet masse må være plassert senest ¾ time etter blanding for ikke å tape ekspansjon.

BRUKSANVISNING

Forarbeid

Løs betong og urenheter på flaten det støpes mot fjernes etter best mulig evne. Deretter vannes betongen, helst dagen før, slik at den kan tørke noe igjen. Blås bort fritt vann i huller og utspring. I kuldegrader tines overflaten og is fjernes f.eks. med propanflamme.

Blanding

Nonset®-mørtlene skal kun tilsettes vann og blandes i minst 3 minutter til klumpfri masse. Benytt ikke mer vann og bløtere masse enn nødvendig, da for mye vann kan gi separasjon, redusert fasthet og dårlig resultat.

Blanding kan ved mindre arbeider skje med drill og visp, og små mengder for hånd.

Tvangs- eller vanlig mørtelblander benyttes ved større arbeider.

For Frostfritypene benyttes lunkent

eller varmt vann, avpasset slik at temperaturen i den ferske massen blir ca. +20°C, dog aldri over +30°C.

Formbygging Understøp

Formen må være tett, festes godt og ha 25 – 50 mm overhøyde.

En trakt bygges på den ene siden for å helle massen i. Lag 10 – 20 mm klaring på de øvrige sider for kontroll av utfyllingen og for å stake i massen. Anvendes pumpe plasseres slangen midt i formen slik at massen flyter til alle kanter.

Utstøping

Massen helles i formen. Bank forsiktig på forsidene og stak i massen med f.eks. et tynt armeringsjern, slik at den flyter lettere og luftlommer unntvikes. Blanding og utstøping må gå i ett og uten avbrudd til formen er full. Spesialpumpe er å foretrekke ved større arbeider.

Boltegyting

Til bolting benyttes **Nonset® 50** eller **Nonset® 50 FF**. Mørtelen blandes og pumpes med egnet utstyr. Mørtelen skal blandes til en kremaktig konsistens. Mateslangen føres så inn i bunnen av boltehullet og pumpingen starter. Slangen trekkes så sakte utover til hullet er fylt, deretter settes bolten inn. I vertikale takhull kan det være nødvendig å låse bolten med en kile eller lignende til mørtelen har bundet av.

Injeksjon

For **Nonset® 50 / Nonset® 50 FF**, anvendes hurtiggående mikser f.eks. kolloidkvern, og aktivator for å holde massen i konstant bevegelse.

Kabelinjeksjon

Kabelrørene blåses for å kontrollere at de er åpne og for å fjerne evt. fritt vann. Is fjernes ved å pumpe vann blandet med sprit gjennom kanalene. Hele massen holdes i bevegelse (aktivator) mens injeksjonen pågår. Dette er spesielt viktig

å påse for å oppnå et godt resultat med **Nonset® 50 FF**.

Avbryt injeksjonsarbeidet med jevne mellomrom, f.eks. hver 2. time, og vask utstyret og spill slanger for å fjerne evt. gammel masse som bygger seg på.

Etterbehandling

Denne skjer sikrest og best ved å påføre frie overflater en membranherder umiddelbart og så tilføre vann fra neste dag og 3 – 4 dager framover. Tildekking med plastfolie er også effektivt og foretrekkes når flaten skal males.

VERNETILTAK

For helse-, miljø- og sikkerhetsinformasjon, se eget sikkerhetsdatablad. Sikkerhetsdatabladene finnes på www.mapei.com

MERK

De tekniske anbefalinger og detaljer som fremkommer i denne produktbeskrivelse representerer vår nåværende kunnskap og erfaring om produktene.

All ovenstående informasjon må likevel betraktes som retningsgivende og gjenstand for vurdering. Enhver som benytter produktet må på forhånd forsikre seg om at produktet er egnet for tilsiktet anvendelse. Brukeren står selv ansvarlig dersom produktet blir benyttet til andre formål enn anbefalt eller ved feilaktig utførelse.

Alle leveranser fra Mapei AS skjer i henhold til de til enhver tid gjeldende salgs- og leveringsbetingelser, som anses akseptert ved bestilling.

Produsent:

Mapei AS
Vallsetvegen 6, 2120 Sagstua, Norway
Tlf: +47 62 97 20 00 Fax: +47 62 97 20 99
post@mapei.no
www.mapei.com

Tekniske spesifikasjoner målt i laboratorium ved 20°C og 50% RF

Ekspansjon: 1 – 3 %
 Bleeding (vannsep.): 0 – 0,5 %

	Nonset® 50	Nonset® 120
Vannmengde pr. sekk		
- tungflytende konsistens	9,0 ltr.	3,5 ltr.
- lettflytende konsistens	10,0 ltr.	4,5 ltr.
D max.	0,2 mm	1,5 mm
Utstøp tykkelse	injeksjon/gysing	15 – 20 mm
Trykkfasthet 28 døgn v/20°C	48 – 53 N/mm ²	50 - 60 N/mm ²

Fasthetsutvikling: Kurvene refererer til trykkprøving av prismer 40 x 40 x 160 mm. Vanntilsats er 9,5 l. for **Nonset® 50** produktene, og hhv. 4,0 ltr. og 3,5 l. for **Nonset® 120** produktene.

	Nonset® 50 FF	Nonset® 120 FF
Trykkfasthet 28 døgn - v/ +20°C	45 – 49 N/mm ²	50 – 55 N/mm ²
- v/ -15°C	30 – 37 N/mm ²	28 – 36 N/mm ²

Material forbruk
 Nonset® 50: 1,6 kg pr. liter masse
 Nonset® 120 2,0 kg pr. liter masse

Emballasje:
 48 sekker pr. Europall (1200 kg) med krympeplast.

Lagring:
 Må lagres tørt og er i uåpnede sekker holdbar i min. 12 måneder.

Bestandighetsklasser:
 For å oppfylle bestandighetsklasser, er maks. vandoserings (l/25 kg):

Bestandighetsklasse	N50	N50FF	N120	N120FF
*M60	12,1	13,2	6,5	6,6
M45	9,7	9,9	5,0	5,0
M40	8,6	8,8	4,5	4,4

Ved ønske om masse med bedre flyt ved lavt masseforhold, kan SP-stoff basert på melamin anbefales

* Fare for separasjon

Produsent:

Mapei AS
 Vallsetvegen 6, 2120 Sagstua, Norway
 Tlf: +47 62 97 20 00 Fax: +47 62 97 20 99
 post@mapei.no
 www.mapei.com



9.11 Vedlegg 11 - Datablad for forskyvningsmålerne (LVDT-ene)

Databladet limt inn på følgende sider, viser data for LVDT-er av typen DC-EC. LVDT-ene vi brukte er riktignok av typen DC-D, som er noe eldre. Ifølge avdelingsingeniør Per Asbjørn Østensen, som jobber med slik instrumentering i hverdagen, er det neppe vesentlige forskjeller på disse typene.

DC-EC Series – General purpose DC LVDT



- High level ± 10 VDC output
- Stroke ranges from ± 0.05 to ± 10 in
- 0.25% linearity
- Reverse polarity protection
- Double magnetic shielding
- Stainless steel housing
- Imperial or metric threaded core

DESCRIPTION

The **DC-EC Series** DC operated LVDTs combine a computer-designed AC LVDT with custom integral signal conditioning to achieve premium performance. Operating on a nominal ± 15 VDC supply, the DC-EC Series delivers an extremely linear, low noise, yet high frequency response ± 10 VDC output.

Innovative design and manufacturing techniques further enhance the DC-EC performance and cost efficiency. The micro-miniature components employed were meticulously selected for maximum stability and thermal performance. Vacuum encapsulation of all elements affords excellent shock and vibration tolerance, while double magnetic shielding provides the utmost protection from stray fields.

Like in most of our LVDTs, the DC-EC windings are vacuum impregnated with a specially formulated, high temperature, flexible resin, and the coil assembly is potted inside its housing with a two-component epoxy. This provides excellent protection against hostile environments such as high humidity, vibration and shock.

Available in a variety of stroke ranges from ± 0.05 to ± 10 inches, the DC-EC Series can be configured with a number of standard options including metric threaded core, guided core and small diameter/low mass core.

Captive core option: The DC-EC features an optional captive core design (available for most models) that greatly simplifies installation. The core rod and bearing assembly includes a Bronze bearing on the front end for self-alignment, while a PTFE sleeve allows low-friction travel through the stainless steel boreliner (spool tube). The core rod and the bearing assembly are both field serviceable.

Also see our other LVDTs with built-in signal conditioning: DC-SE (single-ended DC voltage), HCD (Hermetically sealed, \pm DC voltage), HC-485 (RS485 digital output), and the HCT-IS (Intrinsically safe, 4-20mA, 2-wire loop).

Measurement Specialties, Inc. (NASDAQ MEAS) offers many other types of sensors and signal conditioners. Data sheets can be downloaded from our web site at: <http://www.meas-spec.com/datasheets.aspx>

MEAS acquired Schaevitz Sensors and the **Schaevitz**® trademark in 2000.

FEATURES

- Bi-polar DC operation
- Shock and vibration tolerant
- Captive core option (*available on select models*)
- AISI 400 Series stainless steel housing
- CE compliant
- Calibration certificate supplied with each unit

APPLICATIONS

- Materials testing
- Z-axis position feedback for punch-presses
- Microscope X-Y stage position control
- Medical imaging
- Automotive suspension testing
- Flight simulators

DC-EC Series – General purpose DC LVDT

PERFORMANCE SPECIFICATIONS

ELECTRICAL SPECIFICATIONS									
Parameter	DC-EC 050	DC-EC 125	DC-EC 250	DC-EC 500	DC-EC 1000	DC-EC 2000	DC-EC 3000	DC-EC 5000	DC-EC 10000
Stroke range	±0.050 [±1.27]	±0.125 [±3.17]	±0.25 [±6.35]	±0.5 [±12.7]	±1 [±25.4]	±2 [±50.8]	±3 [±76.2]	±5 [±127]	±10 [±254]
Sensitivity, VDC/inch	200	80	40	20	10	5	3.3	2.0	1.0
Sensitivity, VDC/mm	7.9	3.15	1.6	0.79	0.39	0.20	0.13	0.079	0.039
Frequency response Hertz @ -3dB	500	500	500	200	200	200	200	200	200
Input voltage	±15VDC								
Input current	±25mA								
Output at stroke ends	±10VDC								
Non-linearity	±0.25% of FR, maximum								
Output ripple	25mVRMS, maximum								
Stability	0.125% of FSO								
Output impedance	1 Ohm								

ENVIRONMENTAL SPECIFICATIONS & MATERIALS	
Operating temperature	+32°F to +160°F [0°C to 70°C]
Survival temperature	-65°F to +200°F [-55°C to 95°C]
Shock survival	250 g (11ms half-sine)
Vibration tolerance	10 g up to 2kHz
Housing material	AISI 400 Series stainless steel
Electrical connection	Cable with 4 conductors, 28AWG stranded copper, braided shield and polyurethane jacket, 39 inches [1 meter] long

Notes:

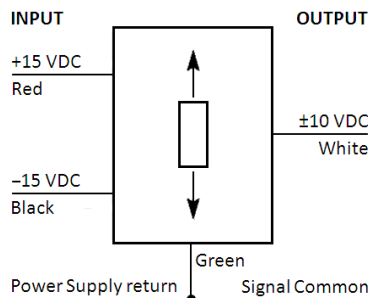
All values are nominal unless otherwise noted

Dimensions are in inch [mm] unless otherwise noted

FR: Full Range is the stroke range, end to end; FR=2xS for ±S stroke range

FSO (Full Scale Output): Largest absolute value of the outputs measured at the ends of the range

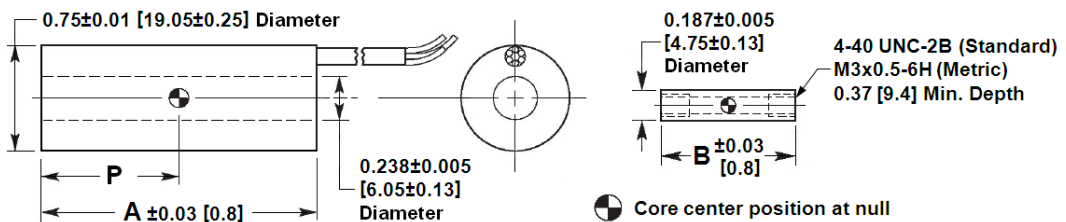
WIRING INFORMATION



DC-EC Series – General purpose DC LVDT

MECHANICAL SPECIFICATIONS – NON-CAPTIVE CORE (STANDARD)

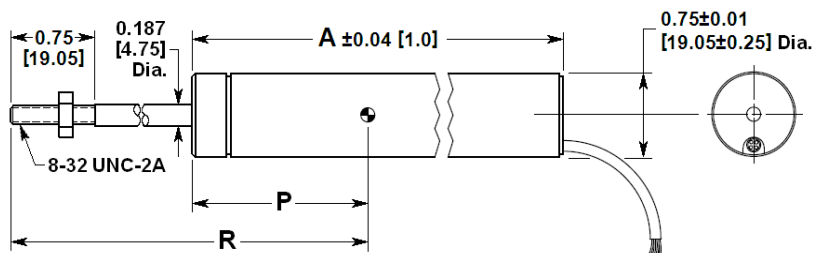
	DC-EC 050	DC-EC 125	DC-EC 250	DC-EC 500	DC-EC 1000	DC-EC 2000	DC-EC 3000	DC-EC 5000	DC-EC 10000
Main body length "A"	2.10 [53.3]	2.93 [74.4]	3.80 [96.5]	5.49 [139.4]	7.75 [196.9]	11.12 [282.4]	16.32 [414.5]	20.15 [511.8]	35.38 [898.7]
Core length "B"	0.75 [19.1]	1.25 [31.8]	2.00 [50.8]	3.00 [76.2]	3.80 [96.5]	5.30 [134.6]	6.20 [157.5]	6.20 [157.5]	12.00 [304.8]
Core center at null "P"	0.50 [12.7]	0.93 [23.6]	1.35 [34.3]	2.20 [55.9]	3.18 [80.8]	5.3 [134.6]	7.55 [191.8]	9.53 [242.1]	16.58 [421.1]
Body weight oz [gm]	2.19 [62]	2.44 [69]	2.58 [73]	2.93 [83]	4.24 [120]	5.47 [155]	9.39 [266]	11.47 [325]	15.71 [445]
Core weight oz [gm]	0.07 [2]	0.11 [3]	0.18 [5]	0.28 [8]	0.35 [10]	0.46 [13]	0.49 [14]	0.60 [17]	0.85 [24]



Dimensions are in inch [mm]

MECHANICAL SPECIFICATIONS – CAPTIVE CORE OPTION

	DC-EC 050	DC-EC 125	DC-EC 250	DC-EC 500	DC-EC 1000	DC-EC 2000	DC-EC 3000
Main body length "A"	3.85 [97.8]	4.70 [119.4]	5.54 [140.7]	7.23 [183.6]	9.21 [233.9]	12.59 [319.8]	17.95 [455.9]
Core rod position at null "R"	3.69 [93.7]	4.28 [108.7]	4.75 [120.7]	6.04 [153.4]	7.90 [200.7]	10.52 [267.2]	15.27 [387.9]
Center of core position at null "P"	0.85 [21.6]	1.27 [32.3]	1.69 [42.9]	2.54 [64.5]	3.53 [89.7]	5.22 [132.6]	7.90 [200.7]



Dimensions are in inch [mm]

DC-EC Series – General purpose DC LVDT

ORDERING INFORMATION

Description	Model	Part Number
±0.050 inch LVDT	DC-EC 050	02560981-000
±0.125 inch LVDT	DC-EC 125	02560982-000
±0.25 inch LVDT	DC-EC 250	02560983-000
±0.5 inch LVDT	DC-EC 500	02560984-000
±1 inch LVDT	DC-EC 1000	02560985-000

Description	Model	Part Number
±2 inch LVDT	DC-EC 2000	02560986-000
±3 inch LVDT	DC-EC 3000	02560987-000
±5 inch LVDT	DC-EC 5000	02560988-000
±10 inch LVDT	DC-EC 10000	02560989-000

OPTIONS		
Metric threaded core (M3 x 0.5-6H)	ALL	xxxxxxxx-006
Guided core	ALL	xxxxxxxx-010
Small-diameter/low-mass core (<i>consult factory for mass & dimensions</i>)	ALL	xxxxxxxx-020
Captive core	DC-EC 050 thru 3000 only	xxxxxxxx-200

Note: Add multiple option dash numbers together to determine proper ordering suffix
 Example: DC-EC 1000, ±1 inch, with metric threaded and guided core, P/N 02560985-016

ACCESSORIES	
Core connecting rod, 6 inches long, 4-40 threads	05282946-006
Core connecting rod, 12 inches long, 4-40 threads	05282946-012
Core connecting rod, 24 inches long, 4-40 threads	05282946-024
Core connecting rod, 36 inches long, 4-40 threads	05282946-036
Core connecting rod, 6 inches long, M3x0.5 metric threads	05282977-006
Core connecting rod, 12 inches long, M3x0.5 metric threads	05282977-012
Mounting block	04560950-000

Refer to our "[Accessories for LVDTs](#)" data sheet for our LVDT signal conditioning instrumentation and other accessories.

TECHNICAL CONTACT INFORMATION

NORTH AMERICA	EUROPE	ASIA
Measurement Specialties, Inc. 1000 Lucas Way Hampton, VA 23666 United States Phone: +1-800-745-8008 Fax: +1-757-766-4297 Email: sales@meas-spec.com Web: www.meas-spec.com	MEAS Deutschland GmbH Hauert 13 D-44227 Dortmund Germany Phone: +49-(0)231-9740-0 Fax: +49-(0)231-9740-20 Email: info.de@meas-spec.com Web: www.meas-spec.com	Measurement Specialties China Ltd. No. 26, Langshan Road High-tech Park (North) Nanshan District, Shenzhen 518057 China Phone: +86-755-33305088 Fax: +86-755-33305099 Email: info.cn@meas-spec.com Web: www.meas-spec.com

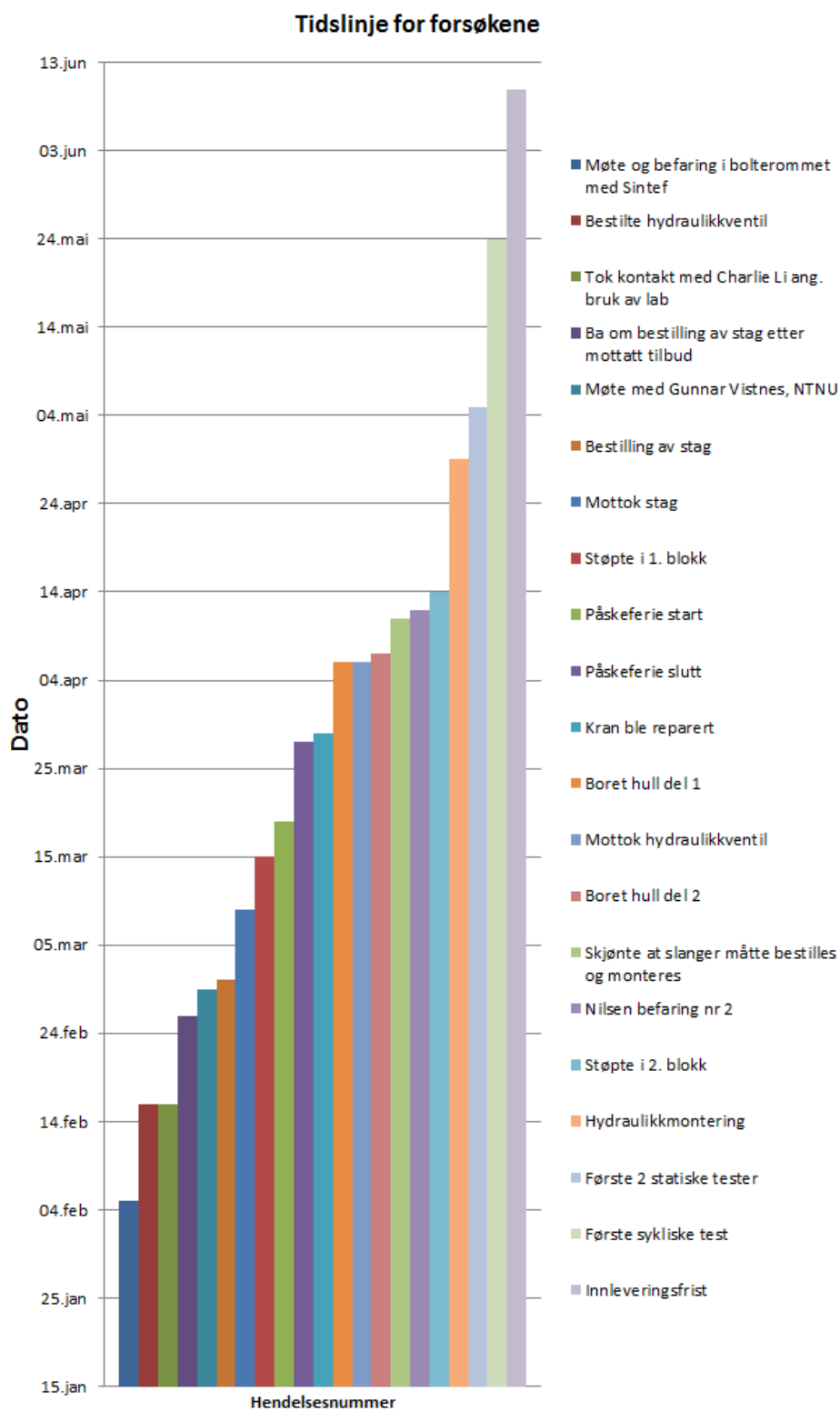
The information in this sheet has been carefully reviewed and is believed to be accurate; however, no responsibility is assumed for inaccuracies. Furthermore, this information does not convey to the purchaser of such devices any license under the patent rights to the manufacturer. Measurement Specialties, Inc. reserves the right to make changes without further notice to any product herein. Measurement Specialties, Inc. makes no warranty, representation or guarantee regarding the suitability of its product for any particular purpose, nor does Measurement Specialties, Inc. assume any liability arising out of the application or use of any product or circuit and specifically disclaims any and all liability, including without limitation consequential or incidental damages. Typical parameters can and do vary in different applications. All operating parameters must be validated for each customer application by customer's technical experts. Measurement Specialties, Inc. does not convey any license under its patent rights nor the rights of others.

9.12 Vedlegg 12 - Datablad for omformerboksen

Datablad for omformerboksen National Instruments NI USB-6211, som gjør om fra analoge til digitale signaler og omvendt, er tilgjengelig på følgende internetadresse: <http://www.ni.com/datasheet/pdf/en/ds-9>. På grunn av databladets store omfang og begrensede relevans, har jeg ikke kopiert det inn her.

9.13 Vedlegg 13 - Tidslinje for forsøkene

Tidslinjen i figur 9.10 viser når de viktige hendelsene/milepelene for forsøkene fant sted og illustrerer tidsbruken.



Figur 9.10: Tidslinje med viktigste hendelser i forbindelse med forsøkene.

9.14 Vedlegg 14 - Diverse bilder fra forsøksoppstillingen



Figur 9.11: Mutterstrammeren med Z-skruer, muttere og LVDT-holder.



Figur 9.12: Mørtelmiksing, husk avtrekk under tilsetning av tørrmørtel.



Figur 9.13: Prismer, støpt og herdet i ett døgn før merking. Klart for avforming.



Figur 9.14: Hullfylling. Klart for å sette inn stag.



Figur 9.15: Prismepressen ved Institutt for Konstruksjonsteknikk.



Figur 9.16: Borhammeren.



Figur 9.17: Skrumatermagasinet fylt med mørtel.