

Fiberarmert betong i bærende konstruksjoner

Beregningsmodeller og eksperimentelle undersøkelser

VERONICA EEK SALICE
BENDIK SELMER-ANDERSSEN KRÅKENES
BJØRNAR HOGNESTAD FAUSKE



VEILEDERE

Rein Terje Thorstensen
Terje Kanstad

Universitetet i Agder, 2021
Fakultet for teknologi og realfag
Institutt for ingeniørvitenskap



Obligatorisk gruppeerklæring

Den enkelte student er selv ansvarlig for å sette seg inn i hva som er lovlige hjelpemidler, retningslinjer for bruk av disse og regler om kildebruk. Erklæringen skal bevisstgjøre studentene på deres ansvar og hvilke konsekvenser fusk kan medføre. Manglende erklæring fritar ikke studentene fra sitt ansvar.

1.	Vi erklærer herved at vår besvarelse er vårt eget arbeid, og at vi ikke har brukt andre kilder eller har mottatt annen hjelp enn det som er nevnt i besvarelsen.	<input checked="" type="checkbox"/>
2.	Vi erklærer videre at denne besvarelsen: - ikke har vært brukt til annen eksamen ved annen avdeling/universitet/høgskole innenlands eller utenlands. - ikke refererer til andres arbeid uten at det er oppgitt. - ikke refererer til eget tidligere arbeid uten at det er oppgitt. - har alle referansene oppgitt i litteraturlisten. - ikke er en kopi, duplikat eller avskrift av andres arbeid eller besvarelse.	<input checked="" type="checkbox"/>
3.	Vi er kjent med at brudd på ovennevnte er å betrakte som fusk og kan medføre annullering av eksamen og utestengelse fra universiteter og høskoler i Norge, jf. Universitets- og høgskoleloven §§4-7 og 4-8 og Forskrift om eksamen §§ 31.	<input checked="" type="checkbox"/>
4.	Vi er kjent med at alle innleverte oppgaver kan bli plagiatkontrollert.	<input checked="" type="checkbox"/>
5.	Vi er kjent med at Universitetet i Agder vil behandle alle saker hvor det forligger mistanke om fusk etter høgskolens retningslinjer for behandling av saker om fusk.	<input checked="" type="checkbox"/>
6.	Vi har satt oss inn i regler og retningslinjer i bruk av kilder og referanser på biblioteket sine nettsider.	<input checked="" type="checkbox"/>

Publiseringsavtale

Fullmakt til elektronisk publisering av oppgaven

Forfatter(ne) har opphavsrett til oppgaven. Det betyr blant annet enerett til å gjøre verket tilgjengelig for allmennheten (Åndsverkloven. §2).

Alle oppgaver som fyller kriteriene vil bli registrert og publisert i Brage Aura og på UiA sine nettsider med forfatter(ne)s godkjenning.

Opgaver som er unntatt offentlighet eller tausehetsbelagt/konfidensiell vil ikke bli publisert.

Vi gir herved Universitetet i Agder en vederlagsfri rett til å gjøre oppgaven tilgjengelig for elektronisk publisering: JA NEI

Er oppgaven båndlagt (konfidensiell)? JA NEI

(Båndleggingsavtale må fylles ut)

- Hvis ja: Skal være båndlagt frem til desember 2021.

Kan oppgaven publiseres når båndleggingsperioden er over? JA NEI

Er oppgaven unntatt offentlighet?
(inneholder taushetsbelagt informasjon. Jfr. Offl. §13/Fvl. §13) JA NEI

Forord

Denne masteroppgaven ble utarbeidet ved Institutt for Ingeniørvitenskap som en del av masterprogrammet Bygg ved Universitetet i Agder. Masteroppgaven var den avsluttende oppgaven i emnet BYG508, og ble utarbeidet i det fjerde og siste semesteret. Masteroppgaven teller 30 studiepoeng for hver av studentene, og utgjør dermed totalt 90 studiepoeng. Oppgaven ble skrevet på NTNU Trondheim.

Vi vil benytte anledningen til å takke veilederen vår ved Universitet i Agder, Rein Terje Thorstensen, for gode råd, oppfølging og veiledning gjennom oppgaven. Vi vil også rette en stor takk til vår eksterne veileder på NTNU, Terje Kanstad, for tett oppfølging, faglig innsikt og stort engasjement. Til slutt vil vi rette en takk til Steinar Seehuus på laboratoriet på NTNU for god opplæring og entusiasme under gjennomføring av forsøkene på laboratoriet.

Målet med masteroppgaven var fordypelse i fagområdet fiberarmering. Dette innebar tilegnelse av kunnskap, samt å identifisere de begrensende faktorene og utfordringene knyttet til bruk av fiberbetong i bærende konstruksjoner, i tillegg til potensielle bruksområder for økt bruk av kompositt-mineral-fiber.

Denne oppgaven krever forkunnskaper om grunnleggende betongdimensjonering og betongteknologi. Oppgaven er rettet både mot studenter og mot fagfolk innen byggebransjen som ønsker å tilegne seg kunnskap om bruken av fiberbetong i bærende konstruksjoner, særskilt stålfiber og kompositt-mineral-fiber, gjennom beregningsmetoder og eksperimentelle undersøkelser.

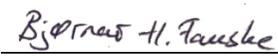
Trondheim, mai 2021



Veronica Eek Salice



Bendik Selmer-Anderssen Kråkenes



Bjørnar Hognestad Fauske

Summary

This report is a master's thesis with the main topic of fiber reinforced concrete. This area of research is relevant due to demands of a decrease in the emissions of greenhouse gases, demands for rational execution, a need for an improvement of HSE conditions and shortage of labor. Fiber reinforcement used as a substitute or supplement to regular mild steel in concrete has long been limited to just a few areas of application. Steel fiber is the type of fiber that has been most widely used in cast-on-site concrete structures like slab-on-ground or in sprayed concrete. In this master's thesis the use of basalt and steel fiber in load-carrying concrete structures was investigated through literature, experimental tests and calculation methods from available guidelines for fiber reinforced concrete. The calculation methods were collected from NB38, COIN, DAfStb, EC2, Annex L to the new EC2, NB15 and TR34.

The theory background for this report includes different standards and regulations, general information about different types of fiber and their mechanical properties, and different areas of application for fiber reinforcement. Slabs on ground tested on a layer of insulation with four different reinforcement solutions were part of the experimental program and the calculations in this report. In addition to fiber reinforced slabs, the experimental program included one unreinforced slab and two slabs with rebars that served as a reference and a comparison basis for the fiber reinforced slabs. The theory background and the planned experimental program led the master's group to the research question «How do available calculation methods fit calculation of fiber reinforced constructions?». There are four sub questions that addressed different topics that were evaluated regarding the research question. They include a comparison between the different calculation methods and the results from the experimental program, an evaluation of the test set-up for the slabs, an evaluation of the test method in NS-EN 14651 for basalt fiber, and the effect fiber reinforcement has on the mechanical properties of concrete.

Findings from this report show that the chosen guidelines for calculation with fiber reinforced concrete overall underestimated the capacities of the slabs. This also applied for the traditionally reinforced slabs. The test set-up did not follow a standardized procedure and therefore brought some uncertainty. It was difficult to determine the effect the insulation had on the test results. A parametrical study showed that the crack load and failure load increased with an increased ground stiffness. The three-point bending test according to NS-EN 14651 turned out to give results with a low deviation. TR34 includes small crack widths in the ultimate limit state calculations. This gave the tested basalt fiber reinforced slabs higher capacities than NB38. The importance of executions and procedures for fiber reinforced concrete was emphasized throughout the literature studies. Poor execution has a large impact on the mechanical properties of the tested slabs and beams.

Innhold

Obligatorisk gruppeerklæring	i
Publiseringsavtale	ii
Forord	iii
Summary	iv
Figurliste	ix
Tabelliste	xiii
1 Innledning	1
2 Samfunnsperspektiv	3
3 Teoribakgrunn	4
3.1 Regelverk for fiberarmerte betongkonstruksjoner	4
3.1.1 Lov- og standardhierarkiet	4
3.1.2 NB38	6
3.1.3 COIN	6
3.1.4 DAfStb	7
3.2 Generelt om fiberarmering	7
3.2.1 Fibertyper	8
3.2.2 De mekaniske egenskapene til fiberbetong	9
3.2.3 Bruk av fiberarmering for opptak av bøyemoment og skjærkrefter	11
3.3 Bruksområder og armeringsløsninger for fiberarmerte betongkonstruksjoner	11
3.3.1 Grunnleggende krav ved bruk av fiberarmering	11
3.3.2 Bruksområder for fiberarmering	12
3.3.3 CCL Deck	12
3.3.4 Fiberarmerte fundamenter	14
3.3.5 Fiberarmering som radonsikring	14
4 Forskerspørsmål	16
4.1 Avgrensninger	17
4.1.1 Beregningsmetodikk	17
4.1.2 Elementer og fibertyper	17
4.1.3 Laboratorietesting av elementer	17
4.1.4 Bestandighet og bærekraft	17

5	Case/Materialer	18
5.1	Elementer	18
5.2	Betongresept	19
5.3	Armering	19
5.3.1	Slakkarmering	19
5.3.2	Kompositt-mineral-fiber	21
5.3.3	Stålfiber HS	21
5.4	Innblanding av fiber og utstøping av elementer	22
5.5	Etteroppspente fiberarmerte flatdekker	22
6	Metode	24
6.1	Prøving av herdnet fiberbetong	24
6.1.1	Betongens terningtrykkfasthet	24
6.1.2	Betongens E-modul og sylindetrykkfasthet	26
6.1.3	Måling av restbøystrekkfastheter	30
6.1.4	Testmetoden til fundamentene	35
6.1.5	Måling av E-modulen til det elastiske underlaget	41
6.2	Beregningsmodeller for fiberarmert betong	44
6.2.1	NB38 og Annex L	44
6.2.2	COIN	50
6.2.3	DAfStb	53
6.3	Dimensjonering av søylefundamenter	59
6.3.1	Moment	59
6.3.2	Gjennomlokking	60
6.4	Plater på elastisk underlag	61
6.4.1	Dimensjonering av plater på elastisk underlag	61
6.4.2	Elastiske beregningsmodeller for plater på elastisk underlag	62
6.4.3	Plastiske beregningsmodeller for plater på elastisk underlag	62
6.5	NB15: Betonggulv - gulv på grunn og påstøp	62
6.5.1	Reststrekkfastheter	63
6.5.2	Skjær- og momentkapasitet	63
6.5.3	Plastiske beregninger	64
6.5.4	Elastiske beregninger	66
6.5.5	Nedbøyning	68
6.6	TR34: Concrete Industrial Ground Floors	68
6.6.1	Momentkapasitet for fiberarmerte gulv uten stangarmering	68
6.6.2	Skjærkapasitet	69
6.6.3	Dimensjonering for punktlaster	69
6.7	Timoshenko - Theory of Plates and Shells	70
6.7.1	Beregningsmodeller	70
6.7.2	Nedbøyning	71
6.8	Norcem - Dimensjoneringskriterier for fiberarmert gulv	71
6.8.1	Elastiske beregninger	71
6.9	Kapasitetsuttrykk for plater på elastisk underlag	73
6.10	Lastberegninger	74
6.10.1	Bruddlinjeteori	74
6.10.2	Stripemetoden	82
6.11	Kapasitetsuttrykk fra beregninger med bruddlinjeteori og stripemetode	85
6.12	Etteroppspente fiberarmerte flatdekkelementer	86
6.12.1	Fordeling av spennkabler	87

6.12.2	Spennkraft	87
6.12.3	Tap av spennkraft	88
6.12.4	Kapasitetsberegninger	90
6.13	Litteraturstudie	92
6.13.1	Litteratursøk	92
6.13.2	Utvalg av kilder	94
7	Resultater	95
7.1	Laboratorieforsøk	95
7.1.1	Trykkfasthet	95
7.1.2	Sylindertrykkfasthet og E-modul	96
7.1.3	Standardbjelker	96
7.1.4	Resultater fra fundamentprøvingen	99
7.1.5	Basaltfiberarmerte fundamenter	100
7.1.6	Stålfiberarmerte fundamenter	102
7.1.7	Stangarmerte fundamenter	106
7.1.8	Uarmert fundament	109
7.1.9	Trykkprøving av isolasjon	111
7.2	Håndberegninger	113
7.2.1	Momentkapasiteter	113
7.2.2	Skjærkapasiteter	113
7.2.3	Gjennomlokkingskapasiteter	114
7.2.4	Riss- og bruddlaste	115
7.2.5	Forhåndsberegninger av etteroppspente flatdekker	119
7.3	Resultater fra forprosjektet	121
7.4	Resultater fra lignende forsøk	126
7.4.1	Experimental Tests of Punching Shear Resistance of Concrete Foundations	126
7.4.2	Experiments on Fiber Concrete Foundation Slabs in Interaction with the Subsoil	127
7.4.3	Analysis of the subgrade stiffness effect on the behaviour of ground-supported concrete slabs	129
7.4.4	Betongplater på grunnen påkjent av konsentrerte laster	131
7.5	Parameterstudie av stivheten til underlagets innvirkning på brudd- og risslaste	132
7.6	Evaluering av testmetoder for bestemmelse av restbøyestrekfasthetene til fiberarmert betong	133
7.6.1	Trepunkts bøyetest	133
7.6.2	Firepunkts bøyetest	134
7.6.3	«Round determinate panel test»	134
7.6.4	Trepunkts bøyetest kontra firepunkts bøyetest	136
7.6.5	Trepunkts bøyetest av basaltfiberarmerte bjelker	137
7.6.6	Kategorisering av bøyepørselen til fiberarmert betong	139
7.6.7	Membraneffekt i betongelementer	140
7.6.8	Bruk av restbøyestrekfastheter fra NS-EN 14651 i ulike regelverk	141
7.7	Betongens støpelighet	141
7.7.1	Faktorer som påvirker støpeligheten	141
7.7.2	Partikkelmatriksmodellen	142
7.7.3	Proporsjonering av fiberbetong	142
7.8	Utførelse og støpemetode for fiberarmert betong	143
7.8.1	Dosering og innblanding av fiber	143
7.8.2	Fiberorientering	143

7.8.3	Vibrering av fiberbetong	145
7.8.4	Støpemetode	146
7.8.5	Testing av fiberbetong	148
7.9	Betongens mekaniske egenskaper	148
7.9.1	Betongens trykkfasthet	149
7.9.2	Bruddutvikling	149
7.9.3	Fibrenes effekt på betongens mekaniske egenskaper	150
8	Diskusjon	157
8.1	Forholdet mellom resultatene fra laboratorieforsøkene og resultatene fra håndberegningene	157
8.1.1	Skjærkapasitet	157
8.1.2	Momentkapasitet, bruddlast og risslast	157
8.2	Prøving av fundamenter på elastisk underlag	158
8.2.1	Prøving av basaltfiberarmerte fundamenter	158
8.2.2	Prøving av stålfiberarmerte fundamenter	159
8.2.3	Prøving av stangarmerte fundamenter	159
8.2.4	Prøving av uarmert fundament	160
8.2.5	Testunderlaget	160
8.3	Bruk av prøvingsmetoden i NS-EN 14651 for basaltfiberarmerte bjelker	161
8.4	Fiberbetongen sine mekaniske egenskaper	163
8.4.1	Fiberbetongens restbøystrekkfastheter	163
8.4.2	Bjelketestene fra forprosjektet	164
8.4.3	Terningtrykkfasthet	165
8.4.4	Sylindertrykkfasthet og E-modul	165
8.5	Feilkilder	166
9	Konklusjon	167
10	Anbefalinger og videre arbeid	169
	Referanser	169
	Vedlegg	175
A	Laboratorieforsøk	176
A.1	Data og spenningskurver fra prøving av terninger	176
A.2	Data og spenningskurver fra prøving av sylindere	178
A.3	Tøynings- og deformasjonsmålinger fra prøving av fundamenter	180
B	Håndberegninger	195
B.1	Kapasitetsberegninger og golv på grunn beregninger	195
B.2	Bruddlastberegninger	286
B.3	Etteroppspente flatdekker	338
C	Datablader	399
C.1	Datablad isolasjon XPS700SL	399

Figurer

3.1	Lov- og standardhierarkiet for prosjektering av betongkonstruksjoner.	5
3.2	Noen ulike geometriske utforminger for fiberarmering av forskjellige materialer.	8
3.3	Illustrasjon av fiberarmeringens virkemåte etter opprissing.	10
3.4	Illustrert last-deformasjonsdiagram for fiberarmert betong fra trepunkts bøyetest med ulike fibermengder og geometri.	10
3.5	Illustrert last-forskyvningsdiagram for fiberarmert betong fra trepunkts bøyetest med ulike fibermengder og geometri.	11
3.6	Næringsbygget Nyhavna EN ved Dora i Trondheim.	13
3.7	Før støp av etteroppspent fiberarmert gulv (CCL Deck) på Gulskogen Senter i Drammen.	13
5.1	Elementene som ble testet som del av masteroppgaven.	18
5.2	Armeringstegning med snitt ovenfra.	20
5.3	Snitt A-A.	20
5.4	Snitt B-B.	20
5.5	Basalt MiniBars som ble brukt i fundamentene og bjelkene.	21
5.6	Stålfiber 50 mm med endekroker.	21
5.7	Dekket med avstander til løftepunktene.	22
5.8	Plasseringen til de etteroppspente kablene i dekkene.	23
5.9	Plasseringen av bøyer i PTS-dekkene.	23
6.1	Trykktest av terning i prøvingsmaskinen.	25
6.2	Plansliping av sylindere.	27
6.3	Måling av sylindere etter plansliping.	27
6.4	Sylinder plassert i trykkprøvmaskinen.	28
6.5	Testsyklus for bestemmelse av E-modul basert på NS-EN 12390-13.	29
6.6	Testoppsett og dimensjoner for trepunkts bøyetest iht. NS-EN 14651.	31
6.7	Belastning av prøvestykket iht. NS-EN 14651.	31
6.8	Diagram med forholdet mellom last og rissvidde.	32
6.9	Bjelketest i en servohydraulisk prøvingsmaskin.	33
6.10	Bjelketest i en motormekanisk prøvingsmaskin.	34
6.11	Testoppsettet til fundamentene med underlaget.	36
6.12	Oppbyggingen av testoppsettet med angitte tykkelser.	36
6.13	Vertikale givere.	37
6.14	Horisontale givere.	38
6.15	150x150 mm pålastningsflate.	38
6.16	120x120 mm pålastningsflate.	39
6.17	Testoppsett for fundamenttype UA, SF og BF.	39
6.18	Testoppsett for fundamenttype SA.	40
6.19	Bilde av lastcellen etter skade fra testingen.	40

6.20	Det nye testoppsettet til fundamentene.	41
6.21	Prøving av E-modulen til isolasjonen.	42
6.22	Testoppsettet til testing av E-modulen til isolasjon.	42
6.23	Belastningssyklusene brukt til prøving av isolasjonen sin E-modul.	43
6.24	Bestemmelse av momentkapasitet for fiberarmerte tverrsnitt etter NB38.	46
6.25	Plassering av kontrollsnitt for noen tilfeller.	49
6.26	Bestemmelse av momentkapasitet for fiberarmerte tverrsnitt uten konvensjonell lengdearmring.	51
6.27	Bestemmelse av momentkapasitet for fiberarmerte tverrsnitt med konvensjonell lengdearmring.	51
6.28	Kurver for bestemmelse av β -faktorene fra Annex P i det tyske regelverket.	55
6.29	Spennings-tøyningsdiagram for bestemmelse av momentkapasitet i henhold til det tyske regelverket.	57
6.30	Spennings-tøyningsdiagram for stålfiberarmert betong i strekksonen ved dimensjonering i bruddgrensetilstand.	58
6.31	Prinsipp for dimensjonering av søylefundamenter.	60
6.32	Plate på elastisk underlag.	61
6.33	Bruddlinjemønstre for laster påført inne på gulv.	66
6.34	Momentforløp som følge av sentrisk punktlast på plater på elastisk underlag.	67
6.35	Diagram for bestemmelse av tangentielle og radielle momenter fra CBI-rapport 1:89, Handledning för dimensionering av fiberbetonggolv.	72
6.36	Bruddlinjemønsteret som ga lavest kapasitet.	74
6.37	Momentarmer for dimensjonering av tverrsnitt etter bruddlinjeteori.	75
6.38	Jevnt fordelt last fra grunnen.	76
6.39	Bruddformen med avstanden til bruddet.	77
6.40	Ytre virtuelt arbeid.	77
6.41	Indre virtuelt arbeid.	78
6.42	Det andre bruddmønsteret som ble brukt til lastberegninger.	79
6.43	Fundament med ikke-lineær lastfordeling.	80
6.44	Nedre og øvre grense-løsninger for fundamenter fra ulike forskningsartikler.	82
6.45	Valgt lastfordeling til fundamentene.	83
6.46	Fundamentet delt opp i ytre og indre stripe.	83
6.47	Målsatt feltinndeling til fundamentet.	84
6.48	Antatt testoppsett for flatdekkeelementene.	86
6.49	Ulike løsninger for fordeling av spennkabler.	87
6.50	Boolske operatører.	92
7.1	Reststrekkfastheter fra prøving av standardbjelker armert med 10 kg/m^3 basaltfiber etter NS-EN 14651.	97
7.2	Reststrekkfastheter fra prøving av standardbjelker armert med 30 kg/m^3 stålfiber etter NS-EN 14651.	98
7.3	Last-tøyningskurver fra forsøkene med de basaltfiberarmerte fundamentene.	101
7.4	Last-deformasjonskurver 250 mm fra sentrum for fundamentene armert med basaltfiber ift. det valgte referansepunktet 50 mm, fra kanten av fundamentene.	101
7.5	Last-tøyningskurver fra forsøkene med de stålfiberarmerte fundamentene.	104
7.6	Last-deformasjonskurver for målepunktet 250 mm fra sentrum av de stålfiberarmerte fundamentene ift. det valgte referansepunktet 50 mm fra kanten.	105
7.7	Last-deformasjonskurver for målepunktet 250 mm fra sentrum av de stålfiberarmerte fundamentene platene ift. det valgte referansepunktet 50 mm fra kanten.	105
7.8	Last-tøyningskurver fra forsøkene med de stangarmerte fundamentene.	107

7.9	Last-deformasjonskurver for målepunktet 250 mm fra sentrum av de tradisjonelt armerte fundamentene ift. det valgte referansepunktet 50 mm fra kanten.	108
7.10	Last-deformasjonskurver for målepunktet 175 mm fra sentrum av de tradisjonelt armerte fundamentene ift. det valgte referansepunktet 50 mm fra kanten.	108
7.11	Last-tøyingskurver fra forsøkene med det uarmerte fundamentet.	110
7.12	Last-deformasjonskurve for målepunktet 250 mm fra sentrum av det uarmerte fundamentet ift. målepunktet 50 mm fra kanten.	110
7.13	Last-deformasjonskurver for målepunktet 175 mm fra sentrum av det uarmerte fundamentet ift. målepunktet 50 mm fra kanten.	111
7.14	Resultater fra testing av E-modulen til isolasjonen.	112
7.15	Testoppsettet for veggelementene med 10 kg/m ³ basaltfiber i forprosjektet.	122
7.16	Resultater fra prøving av bjelker med 10 kg/m ³ basaltfiber etter NS-EN 14651 i forprosjektet.	122
7.17	Resultater fra prøving av bjelker med 7,5 kg/m ³ basaltfiber etter NS-EN 14651 i forprosjektet.	123
7.18	Moment-nedbøyningskurver for veggene med K131-armeringsnett og 5 kg/m ³ basaltfiber.	124
7.19	Moment-nedbøyningskurver for veggene med 10 kg/m ³ basaltfiber.	125
7.20	Moment-nedbøyningskurver for veggene med 7,5 kg/m ³ basaltfiber.	125
7.21	Rissmønster på undersiden av det stangarmerte fundamentet etter gjennomlokkingsbrudd.	127
7.22	Resultater fra forsøk med fiberarmerte fundamenter fra Cajka.	128
7.23	Resultater fra forsøk med fiberarmerte prismer fra Cajka.	129
7.24	Rissutvikling for plater på elastisk underlag for ulike grunnstivheter.	130
7.25	Resultater fra FEM-analyser av Alani.	131
7.26	Valgt tverrsnitts- og materialdata til parameterstudiet.	132
7.27	Brudd- og risslaster som funksjon av underlagets stivhet.	132
7.28	Testoppsett for trepunkts bøyetest.	133
7.29	Testoppsettet for firepunkts bøyetest.	134
7.30	Testoppsett og dimensjoner til «Round determinate panel test».	135
7.31	Forløpet av rissutviklingen til et prøveobjekt under «Round determinate panel test». Figur a) første opprissing. Figur b) riss ved 4 mm midtpunkts-deformasjon. Figur c) bruddlast. Figur d) riss etter makslast.	135
7.32	Måling av CMOD og CTOD.	136
7.33	Testoppsettet brukt til trepunkts bøyetest av basaltfiberarmerte bjelker.	137
7.34	Last-deformasjonskurve Gruppe I.	138
7.35	Last-deformasjonskurve Gruppe II.	138
7.36	Last-deformasjonskurve Gruppe III.	139
7.37	Kategorisering av rissoppførsel ved bjelketest.	140
7.38	Illustrasjon av membraneffekten.	140
7.39	Tilslagets størrelse sin effekt på fiberfordelingen.	142
7.40	Basaltfiber som ble dratt ut av betongen.	144
7.41	Veggelement med fiberarmering etter brudd.	145
7.42	L-boks metoden for evaluering av fiberorienteringen.	146
7.43	V-trakt testen.	147
7.44	SIFCON og SIMCON.	148
7.45	Idealiserte bruddmønstre ved en- og biaksiell trykkbelastning.	149
7.46	Testresultater fra forsøk utført av Neves og Fernandes.	151
7.47	Testresultater fra forsøk utført av Gul et al.	152
7.48	Testresultater fra forsøk utført av Byung-Wan Jo et al.	153

7.49	Testresultater fra forsøk utført av Kim et al.	153
7.50	Sammenligning av fibrenes påvirkning på betongens mekaniske egenskaper.	155
7.51	Utvikling av seighet ved økende fibermengder.	156
7.52	Tøyning av fiberbetong med økende fibervolum.	156
8.1	Oversiden til et stangarmert fundament etter trykkbrudd.	160
8.2	Måling av deformasjon under sagsporet.	162
8.3	Stålfiberarmert bjelke etter trepunkts bøyetest.	163
8.4	Midlere restbøystrekkfastheter for bjelkene med stålfiber og bjelkene med basaltfiber.164	

Tabeller

1.1	Rapporten sin disposisjon.	2
3.1	Klassifisering av stålfibere.	9
5.1	Betongresepten brukt til elementene.	19
5.2	Armeringsløsningene i fundamentene.	19
5.3	Armeringsløsningene i flatdekkene.	22
6.1	Kapitteloversikt over laboratorieforsøkene.	24
6.2	Bestemmelse av fraktilfaktor w	26
6.3	Forholdet mellom rissvidde og deformasjon.	32
6.4	Ulike verdier for β_e	48
6.5	Klasser for stålfiberarmert betong i det tyske regelverket.	53
6.6	Oversettelse av kriteriene gitt på figur 6.28.	55
6.7	Relevante parametere ved tverrsnittdimensjonering på bakgrunn av den stålfiberarmerte betongens klasse.	57
6.8	Utledelede elastiske kapasitetsuttrykk fra valgt litteratur.	73
6.9	Utledelede plastiske kapasitetsuttrykk fra valgt litteratur.	73
6.10	Lastkapasitetsuttrykk fra valgt litteratur og beregninger.	85
6.11	Forklaringer til forkortelsene brukt i tabell 6.10.	86
6.12	Databaser brukt til litteratursøk.	93
6.13	Litteratursøk til underspørsmål 2.	93
6.14	Litteratursøk til underspørsmål 3.	93
6.15	Litteratursøk til underspørsmål 4.	94
7.1	Bruddlast og bruddspenninger fra trykktesting av terninger.	95
7.2	Bruddlast, bruddspenninger og målinger av E-modulen fra trykktesting av sylindere.	96
7.3	Standardavvik, midlere, karakteristiske og beregningsmessige reststrekkfasthetsverdier fra prøving av bjelker armert med 10 kg/m ³ basaltfiber etter NS-EN 14651.	96
7.4	Resultater fra prøving av basaltfiberarmerte bjelker etter NS-EN 14651.	97
7.5	Standardavvik, midlere, karakteristiske og beregningsmessige reststrekkfasthetsverdier fra prøving av bjelker armert med 30 kg/m ³ stålfiber etter NS-EN 14651.	98
7.6	Resultater fra prøving av stålfiberarmerte bjelker etter NS-EN 14651.	98
7.7	Målte tøyninger, deformasjoner og jekklaster ved opprissing for de ulike fundamentene.	99
7.8	Målte tøyninger, deformasjoner og jekklaster ved makslast for de ulike fundamentene.	99
7.9	Målte rissvidder under forsøket av BF-2.	100
7.10	Målte rissvidder under forsøket av BF-3.	100
7.11	Rissmønstrene til de basaltfiberarmerte fundamentene.	100
7.12	Målte rissvidder under forsøket med SF-1.	102
7.13	Målte rissvidder under forsøket med SF-2.	102

7.14	Målte rissvidder under forsøket med SF-3.	103
7.15	Rissmønstrene til de stålfiberarmerte fundamentene.	103
7.16	Målte rissvidder under det første forsøket med SA-1.	106
7.17	Målte rissvidder under forsøket med SA-2.	106
7.18	Rissmønstrene til de stangarmerte fundamentene.	107
7.19	Registrerte rissvidder under forsøket med det uarmerte fundamentet.	109
7.20	Rissmønsteret til det uarmerte fundamentet.	109
7.21	Resultater fra testing av isolasjon.	111
7.22	Beregnete momentkapasiteter for de ulike fundamenttypene.	113
7.23	Beregnete skjærkapasiteter for de ulike fundamenttypene.	114
7.24	Skjærspenningskapasiteter ved konsentrerte laster for de ulike fundamenttypene.	114
7.25	Beregnete gjennomlokkingskapasiteter for de ulike fundamenttypene med utgangspunkt i valgt testmetode.	115
7.26	Risslaster etter valgt litteratur for plater på elastisk underlag.	116
7.27	Beregnete bruddlaster iht. kapasitetsuttrykk fra den valgte litteraturen.	116
7.28	Beregnete bruddlaster for de basaltfiberarmerte fundamentene.	117
7.29	Beregnete bruddlaster for de stålfiberarmerte fundamentene.	117
7.30	Beregnete bruddlaster for de stangarmerte fundamentene.	118
7.31	Resultater fra ikke-lineære beregninger for de basaltfiberarmerte fundamentene.	118
7.32	Resultater fra ikke-lineære beregninger for de stålfiberarmerte fundamentene.	119
7.33	Resultater for bruddlaster i kN fra ikke-lineære beregninger av de stangarmerte fundamentene med uttrykk fra valgt litteratur.	119
7.34	Beregnete bruddlaster for de fiberarmerte flatdekkeelementene.	120
7.35	Beregnete bruddlaster for flatdekkeelementene uten fiberarmering, med og uten skjærarmering.	120
7.36	Betongresepten som ble brukt til veggelementene i forprosjektet.	121
7.37	Beregningsmessige og midlere reststrekkfasthetsverdier i forprosjektet fra prøving av basaltfiberarmerte småbjelker etter NS-EN 14651.	123
7.38	Beregnete momentkapasiteter for veggelementene i forprosjektet.	123
7.39	Interpolerte verdier for deformasjoner i senter av fundamentene.	128
7.40	Ulike bjelkegeometrier brukt i firepunkts bøyetest.	134
7.41	De ulike bjelkegeometriene som ble undersøkt.	137
7.42	Fibergeometrier brukt av Neves og Fernandes.	150
7.43	Modifikasjoner på betongen.	150
7.44	Trykkfastheten til de testede elementene.	150
7.45	E-modulen til de testede elementene.	151
7.46	Fibergeometri brukt i forsøkene til Gul et al.	151
7.47	Resultater fra prøving av referansebetongen.	152
7.48	Resultater med fibertype A.	152
7.49	Resultater med fibertype B.	152
7.50	Betongresept uten polypropylenfiber.	154
7.51	Resultater fra testing av polypropylenfiber i betong.	154

1 | Innledning

Fiberarmering har lenge blitt brukt i betong, enten som en erstatning av eller et supplement til tradisjonell armering. Gjennom årene har det blitt forsket på og utviklet ulike fibertyper av forskjellige materialer med ulike former, der stålfiber er mest utbredt. Det har vist seg at bruk av fiberarmering kan ha en rissbegrensende effekt og bidra til betongens kapasitet. Ulike studier viser til materialbesparelser, økonomiske besparelser samt reduksjon av miljøutslipp ved bruk av fiberarmering. Det viser seg i tillegg at enkelte fibertyper har gode mekaniske egenskaper som gjør at de egner seg for bruk i lastbærende betongkonstruksjoner.

I mange år har bruken av fiberarmering til stor grad vært begrenset til ikke-bærende konstruksjoner, grunnet mangel på retningslinjer for dimensjonering med fiberarmert betong. Det har vært behov for mer dokumentasjon på bruk av fiberbetong. I mars 2020 publiserte Norsk Betongforening NB38, publikasjon nummer 38 *Fiberarmert betong i bærende konstruksjoner*. NB38 ble introdusert for å imøtekomme ønsket om felles retningslinjer for dimensjonering og utførelse av fiberarmerte konstruksjoner.

Denne mastergradsavhandlingen ble skrevet for UiA og NTNU i samarbeid med FoU-prosjektet «Skjærkontroll betongdekker (flatdekker) og testing av vegger og fundament», ledet av Dr. Ing. Steinar Trygstad. FoU-prosjektet er et samarbeidsprosjekt mellom UiA, NTNU og flere ulike aktører innen bransjen, der deler av prosjektet finansieres av Innovasjon Norge.

En stor del av FoU-prosjektet går ut på testing av kapasiteten til ulike fiberarmerte elementer. I forprosjektet til masteroppgaven ble det testet veggelementer og bjelker armert med basaltfiber. I masteroppgaven inngikk testing av fundamenter armert med basaltfiber, stålfiber og stangarmering, og bjelker med relevante fibertyper og fibermengder. Fibertypene som ble inkludert i prosjektet var basalt- og stålfiber. I masteroppgaven ble resultatene fra ulike beregningsmodeller vurdert opp mot hverandre, og opp mot resultatene fra laboratoriearbeidet. De inkluderte beregningsmodellene ble hentet fra NB38, Annex L til nye Eurokode 2, COIN og det tyske regelverket DAfStb. Gjennom fullskalaforsøk og analysering av beregningsmodellene, vil oppgaven bidra med mer dokumentasjon på bruk av fiberarmert betong i bærende konstruksjoner.

Mastergradsavhandlingen sin disposisjon følger rapportmalen som er gitt ved Universitetet i Agder, og består av 12 kapitler. Disposisjonen er gitt i tabell 1.1.

Tabell 1.1: Rapporten sin disposisjon. [1]

Mastergradsavhandlingen sin disposisjon	
Kapittel 1 Innledning	Presentasjon av problemområdet. Beskrivelse av FoU-prosjektet og samarbeidspartnere. Oppgavens disposisjon.
Kapittel 2 Samfunnsperspektiv	Oppgaven satt i et større perspektiv med hensyn på FNs bærekraftsmål, HMS, økonomi og bruk av nye byggematerialer.
Kapittel 3 Teoribakgrunn	Presentasjon av aktuelle standarder og regelverk. Bruksområder og de mekaniske egenskapene til fiberbetong. Ulike armeringsløsninger.
Kapittel 4 Forskerspørsmål	En kort introduksjon av hva oppgaven går ut på. Oppgavens forskerspørsmål med tilhørende underspørsmål. Oppgavens mål og avgrensninger.
Kapittel 5 Case/Materialer	Utdypet beskrivelse av elementene, betongresepten og armeringen. Innblanding av fiber og utførelse.
Kapittel 6 Metode	Beskrivelse av de valgte metodene. Laboratorieforsøk, beregninger og litteraturstudier.
Kapittel 7 Resultater	Presentasjon av resultatene fra de ulike laboratorieforsøkene, beregningene samt litteraturstudiene. Resultater fra lignende forsøk.
Kapittel 8 Diskusjon	Drøfting av resultater med teorigrunnlaget som bakgrunn. Vurdering av alle forsøk og beregninger. Fokus på forskerspørsmål og underspørsmål.
Kapittel 9 Konklusjon	Oppsummerende og konkret konklusjon til forskerspørsmålet og de fire underspørsmålene.
Kapittel 10 Anbefalinger	Råd til oppdragsgiver og videre arbeid rundt det aktuelle forskningsområdet.
Kapittel 11 Referanser	Komplett referanseliste med alle referanser som er brukt i oppgaven.
Kapittel 12 Vedlegg	Liste over vedlegg som følger med rapporten.

2 | Samfunnsperspektiv

På verdensbasis er det rettet stort fokus på miljø og hvordan klimagassutslippene kan reduseres. FN introduserte i 2015 sine 17 overordnede bærekraftsmål. Disse fungerer som en felles plan for hele verden med mål om blant annet å stoppe klimaendringene innen 2030. I 2016 trådte i tillegg Parisavtalen i kraft. Målet med den internasjonale avtalen er at verdens land skal klare å begrense klimaendringene. I 2016 hadde Norge et CO₂-utslipp på over 40 millioner tonn [2]. Selv om Norge sitt totale utslipp til luft har blitt redusert, er det fortsatt en lang vei å gå for å nå målet.

Det er beskrevet på regjeringen sin nettside at Norge har som mål å redusere klimagassutslippene med 50 til 55 prosent innen år 2030 [3]. Klimaplanen for 2021 til 2030 kommer med et mål om at Norge skal bli et lavutslippssamfunn med grønn og bærekraftig vekst. I FNs klimamål 13 omtales innarbeiding av tiltak mot klimaendringer i politikk [2]. For Norge er dette beskrevet i regjeringen sin klimaplan gjennom avgifter for utslipp og EUs kvotehandelsystem. Disse tiltakene er viktige virkemidler for å redusere klimagassutslippene. I den nye klimaplanen til Norge satses det på forskning og innovasjon, og samtidig brukes virkemidler som økonomisk støtte, ulike avgifter og krav for å nå klimamålene.

FoU-prosjektet «Skjærkontroll betongdekker (flatdekker) og testing av vegger og fundament» mottar støtte fra Innovasjon Norge, som finansierer prosjekter med ambisjoner om vekst og eksport, og som bidrar med å skape arbeidsplasser [4]. Dette er et direkte bidrag til FN sitt bærekraftsmål 9 som handler om å fremme innovasjon og forskning i næringslivet.

Betongindustrien står for omtrent 5-7% av verdens menneskeskapte klimagassutslipp [5]. Sett bort ifra selve betongen, er armeringen en viktig faktor. Miljøaspektet til fiberbetong ble undersøkt i forprosjektet til masteroppgaven. Det viste seg at bruk av både basaltfiber og stålfiber som erstatning eller supplement til ordinær armering i betong er fordelaktig når det gjelder reduksjon av klimagassutslipp. Gjennom en direkte reduksjon av klimagasser i produksjonsprosessen, samt materialbesparelser under utstøping av elementer, bidrar fiberarmert betong positivt til å redusere miljøutslippene i bransjen [6]. Forskning på ulike fibertyper og nye byggematerialer er derfor essensielt i denne utviklingen. Kvoter og avgifter for miljøutslipp er en viktig pådriver for å øke både utviklingen og bruken av nye materialer og ny teknologi.

I tillegg til det miljømessige aspektet, har bruk av fiberbetong vist seg å gi besparelser i både forbrukt og prosjektert tid. Dette resulterer i bedre fremdrift og økonomiske besparelser. Bruk av fiberarmering som erstatning til vanlig stangarmering har en god effekt på HMS-forholdene til jernbindere. Ved bruk av fiberarmering unngår jernbindere å løfte tunge armeringsstenger og vonde stillinger ved montering av armeringen, ettersom fiberarmeringen tilsettes direkte i betongen. Lagring av fiberarmering krever mindre plass, og transport av fiberarmering krever færre biler ettersom sekker med stålfiber krever mindre plass enn armeringsjern. Dette leder til plassbesparelser ved lagring samt lavere klimagassutslipp ved transport.

3 | Teoribakgrunn

Denne rapportens hovedfokus er på hvordan fiberarmering kan benyttes konstruktivt. Eurokode 2, heretter kalt EC2, har til nå ikke inkludert beregningsmodeller for fiberarmert betong. Den nye revisjonen av EC2, som forventes utgitt innen få år, vil inkludere beregningsmodeller for fiberarmerte betongkonstruksjoner. Fiberarmering kan i noen tilfeller gi store materialbesparelser. Avhengig av forutsetningene kan det i enkelte konstruksjonsdeler og situasjoner armeres med kun fiber eller med fiber som et supplement til slakk- og/eller spennarmering. [7]

3.1 Regelverk for fiberarmerte betongkonstruksjoner

Som del av teorigrunnet til denne oppgaven ble det valgt å ta utgangspunkt i tre ulike rapporter/regelverk for kapasitetsberegninger til fiberarmerte betongkonstruksjoner. Dette ga et sammenligningsgrunnlag, og viste ulikheter og sammenhenger mellom de ulike regelverkene. Det tyske regelverket fra DAfStb er det eldste regelverket som ble inkludert i denne oppgaven. De rapportene og regelverkene som er utgitt i senere tid bygger på noen av de samme idéene og prinsippene som i det tyske regelverket, og viser utviklingen av de ulike beregningsmodellene.

3.1.1 Lov- og standardhierarkiet

For prosjektering av konstruksjoner foreligger det en rekke ulike lovgivninger og standardverk til grunn. Bygningslovgivningen i Europa reguleres gjennom EU sin byggeveforordning. Forordningen skal sikre at bygninger prosjekteres på en måte som gjør at krav til sikkerhet, helse og miljø er ivaretatt. Denne forordningen stiller krav til merking av byggevarer, slik at sikkerheten ved produktet er dokumentert. Gjennom byggeveforordningen sikres det at produkter som er CE-merket fritt kan distribueres og omsettes i EØS-landene, ettersom sikkerheten er dokumentert. Det kan allikevel være nasjonale anvisninger som begrenser bruken av produkter som er CE-merket i Norge. Blant annet stilles det i Norge krav gjennom byggt teknisk forskrift (TEK) om produktenes påvirkning på innneklimaet. Dette er et tema som i liten grad dekkes i de harmoniserte europeiske standardene. I Norge må derfor alle byggevarer også oppfylle kravene gitt i TEK. [3]

For bygningslovgivningen i Norge er det plan- og bygningsloven (PBL) som er den viktigste loven. TEK utfyller reglene i PBL, og sikrer et minimum av konstruksjonssikkerhet samt ivaretagelsen av funksjonskrav. Gjennom EØS-avtalen har Standard Norge medlemskap i den europeiske standardiseringsorganisasjonen CEN. Dermed må Standard Norge utgi de europeiske standardene som norske standarder innen seks måneder etter utgivelse i EU [8]. I de nasjonale standardene kan det gjøres tilpasninger basert på sikkerhetsnivå, ressursbruk, klimatiske og geografiske forhold, nasjonal økonomi og bestandighet [9]. De nasjonale standardene gir krav og retningslinjer for prosjektering og byggevarer som oppfyller den byggt tekniske forskriften. Det kan også prosjekteres og benyttes byggevarer som standardene ikke omfatter. Det må da dokumenteres at den valgte løsningen oppfyller funksjonskravene fra byggt teknisk forskrift på minst samme nivå som preaksepterte løsninger fra de aktuelle standardene. Eksempelvis kan dette gjøres dersom det er gitt en SINTEF Teknisk

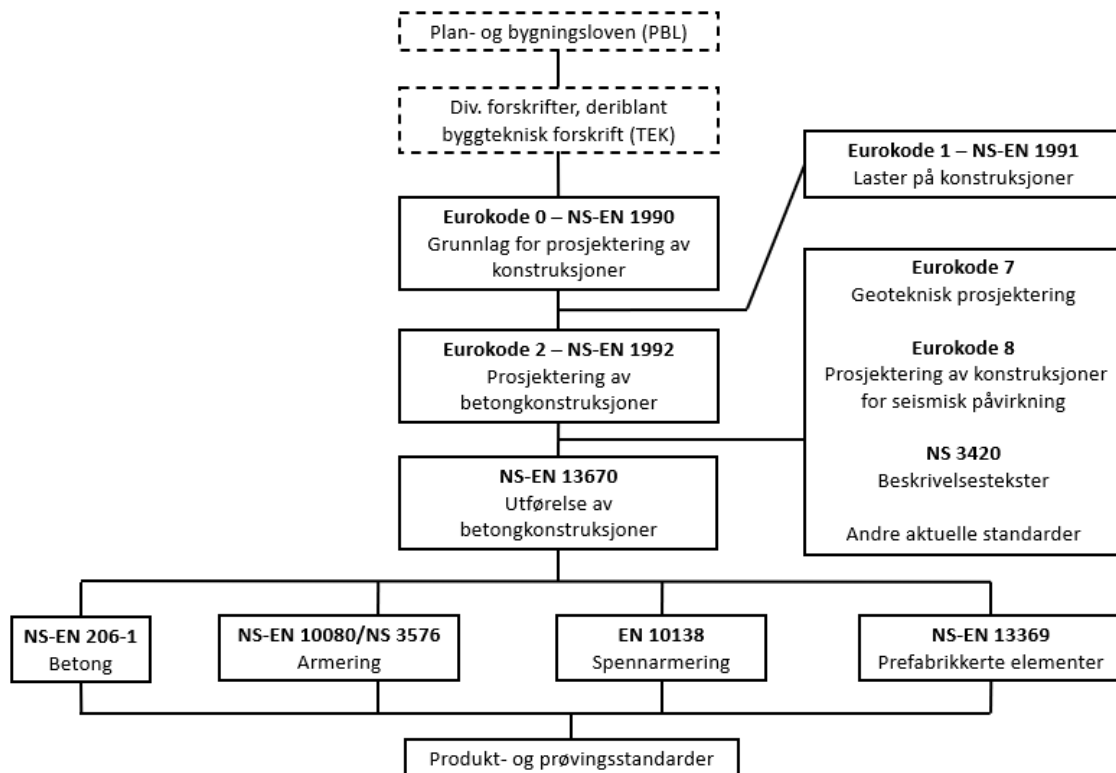
Godkjenning. En slik godkjenning angir at byggevaren oppfyller kravene gitt i TEK for det aktuelle bruksområdet. [10]

I TEK17 § 1-1 er følgende beskrevet:

«Forskriften skal sikre at tiltak planlegges, prosjekteres og utføres ut fra hensyn til god visuell kvalitet, universell utforming og slik at tiltaket oppfyller tekniske krav til sikkerhet, miljø, helse og energi.» [11]

For prosjektering av konstruksjoner kan det settes opp et lov- og standardhierarki. For at kravene på toppen av hierarkiet skal være oppfylt må også krav gjennom produkt- og prøvingsstandarder i bunnen av hierarkiet være oppfylt. For prosjektering av betongkonstruksjoner i henhold til plan- og bygningsloven og de ulike standardene kan det settes opp et hierarki som vist i figur 3.1. De ulike standardene kan deles opp i fire hovedtyper:

- Prosjekterings- og utførelsesstandarder (inkl. metode- og beregningsstandarder)
- Harmoniserte produktstandarder
- Prøvings- og klassifiseringsstandarder
- Juridiske standarder (eks. kontraktstandarder)



Figur 3.1: Lov- og standardhierarkiet for prosjektering av betongkonstruksjoner. [1]

For utførelse og prosjektering av fiberarmerte betongkonstruksjoner, som var det overordnede problemområdet i denne oppgaven, er følgende standarder og publikasjoner, i tillegg til standardene på figur 3.1, de mest relevante:

- NS-EN 12390: Prøving av herdnet betong
- NS-EN 14889-1: Fibere for betong - Del 1: Stålfibere - Definisjoner, krav og samsvar
- NS-EN 14889-2: Fibere for betong - Del 2: Polymerfibere - Definisjoner, krav og samsvar
- NS-EN 14651: Prøvmingsmetode for betong med metalliske fibere - Måling av bøyestrekfasthet (proporsjonalitetsgrense og restfastheter)
- NS-EN 14721: Prøvmingsmetode for betong med metalliske fibere - Måling av fiberinnhold i fersk og herdnet betong
- NS-EN 14845-1: Prøvmingsmetoder for fibere i betong - Del 1: Referansebetong
- NS-EN 14845-2: Prøvmingsmetoder for fibere i betong - Del 2: Effekt på styrke
- NB38: Fiberarmert betong i bærende konstruksjoner
- NB15: Betonggulv - Gulv på grunn og påstøp

Det ble også valgt å inkludere internasjonale retningslinjer og regelverk for fiberarmert betong. Det har eksistert retningslinjer for bruk av fiber i enkelte konstruksjonstyper i lang tid, uten at disse har blitt standardisert. To relevante internasjonale retningslinjer og veiledere for dimensjonering av konstruksjoner med fiberarmert betong er:

- DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton
- TR34: Concrete Industrial Ground Floors

3.1.2 NB38

Publikasjonen *Fiberarmert betong i bærende konstruksjoner* ble utgitt av Norsk Betongforening i mars 2020. Arbeidet med denne publikasjonen startet i 2012, året etter utgivelsen av COIN-rapporten *COIN Project report 29 - 2011 - Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner*, heretter kalt COIN eller COIN-rapporten. Innholdet i NB38 er basert på regelverket som var gjeldende ved publisering og de metodene som forventes å bli tatt i bruk innen få år. Rapporten er også basert på den nevnte COIN-rapporten, samt *Stålfiberarmering i betong* som COIN-rapporten bygger på, i tillegg til andre internasjonale retningslinjer, regelverk og forskningsrapporter. Den største forskjellen mellom NB38 og tidligere forslag til retningslinjer for fiberarmert betong, er nye regler for skjærberegninger. I revisjonen av gjeldende EC2 ble det valgt å kontrollere skjærkapasitet på spenningsbasis, i tillegg til at andre parametere enn tidligere blir hensyntatt i kapasitetsberegningene.

Da COIN-rapporten ble utgitt, var sikkerhetsnivået til metodene ikke godt nok dokumentert, men i løpet av årene etter har teknologien utviklet seg. Det har blant annet blitt vist at konstruksjoner med fiberarmering uten stangarmering har en tilfredsstillende sikkerhet, gitt at utførelsen og kontrollene er nøyaktige. NB38 forutsetter likevel, i likhet med COIN-rapporten, at konstruksjoner med nedstyrtningssfare også skal armeres med tradisjonell stangarmering. Denne forutsetningen ligger til grunn, da det er vist at fiberarmerte tverrsnitt uten stangarmering påkjent av moment og/eller aksialkrefter, har betydelig mindre duktilitet enn konstruksjoner med stangarmering. [12]

3.1.3 COIN

COIN-rapporten *Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner* ble publisert i 2011, og var en del av et større forskningsarbeid som ble utført av forskere ved NTNU og SINTEF i perioden 2007-2014. Totalt resulterte arbeidet fra Concrete Innovation Centre (COIN) i mer enn 200 publikasjoner i form av rapporter, PhD-avhandlinger,

forskningsartikler i ulike internasjonale tidsskrifter og konferanser. COIN var et av 14 sentre som ble opprettet som et Senter for Forskningsdrevet Innovasjon (SFI) av Forskningsrådet i 2007, og det eneste der fokuset var på forskning innen materialer og konstruksjoner. COIN-prosjektet hadde en omsetning på rundt 250 millioner norske kroner, hvor en rekke ulike partnere samt Forskningsrådet stod for finansieringen.

COIN-rapporten tar utgangspunkt i rapporten *Stålfiberarmering i betong. Veiledning for prosjektering, utførelse og kontroll* som ble utgitt i 2006. Dette var et treårig prosjekt, der målet var å kunne gi ut en veileder for prosjektering, utførelse og kontroll av fiberarmert betong. Grunnet usikkerhet tilknyttet utførelse og kontroll, ble det ble valgt å ikke utgi denne rapporten som en egen veileder fra Norsk Betongforening. Rapporten tilskyndet bruken av fiberarmert betong uten å ta for seg vanskeligheter og usikkerheter knyttet til dette. Den var også mindre kritisk til utfordringer knyttet til bruk av fiberarmering enn tilsvarende arbeid andre steder i Europa på det tidspunktet.

Når det gjelder COIN-rapporten, ble temaene utførelse og kontroll behandlet i et betydelig større omfang enn i *Stålfiberarmering i betong. Veiledning for prosjektering, utførelse og kontroll*. COIN-rapporten er også basert på, og samsvarer med, en rekke andre rapporter og retningslinjer fra ACI, fib, Tyskland og Storbritannia. [13]

3.1.4 DAfStb

I Tyskland ble det allerede på 1990-tallet laget retningslinjer og veiledere for bruk av stålfiberarmert betong. På denne tiden ga blant annet Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V. (DBV) ut retningslinjer for bruk av stålfiber i tunneler og industrigulv. Stålfiber hadde i disse retningslinjene ingen strukturell funksjon, og fiberbidraget kunne ikke tas hensyn til i dimensjoneringen. I 1998 ble de første tekniske godkjenningene for bruk av stålfiber i bærende konstruksjoner gitt, og i 2001 ga DBV ut en generell veileder, *Guide to Good Practice - Steel Fibre Concrete*, for bruk av stålfiberarmering i betongkonstruksjoner. Denne veilederen beskriver krav for dimensjonering og utstøping med stålfiberarmert betong. På grunnlag av denne veilederen ble det opprettet en arbeidsgruppe fra Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), da retningslinjer fra DBV ikke ga de samme mulighetene som en standard. Dette arbeidet resulterte i det som i denne oppgaven omtales som «det tyske regelverket», DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton, som ble utgitt i mars 2010. Retningslinjene ble tatt i bruk og godkjent for bruk sammen med den tyske standarden DIN 1045-1 i 2011, som gir regler for dimensjonering av betongkonstruksjoner. Det tyske regelverket ble revidert i 2012 i forbindelse med at EC2 erstattet DIN 1045-1. Regelverket har samme status som en standard, og brukes sammen med det nasjonale tillegget til EC2 i Tyskland [14] [15].

Arbeidet med det tyske regelverket, sammen med publiseringen av *Model Code 2010* i 2014, var en stor faktor til at arbeidet med å inkludere stålfiber i den fremtidige revisjonen av EC2 ble satt i gang. På bakgrunn av dette ble arbeidsgruppen TC 250/SC2/WG1/TG2 opprettet av standardiseringsorganisasjonen CEN. I dette arbeidet er det i hovedsak *Model Code 2010* og det tyske regelverket som brukes som grunnlag til det nye Annex L i EC2 [16].

I denne masteroppgaven ble høringsutkastet til 2012-versjonen av det tyske regelverket brukt. Denne rapporten er i motsetning til 2010-versjonen, basert på og tilpasset retningslinjene i EC2 istedenfor DIN 1045-1.

3.2 Generelt om fiberarmering

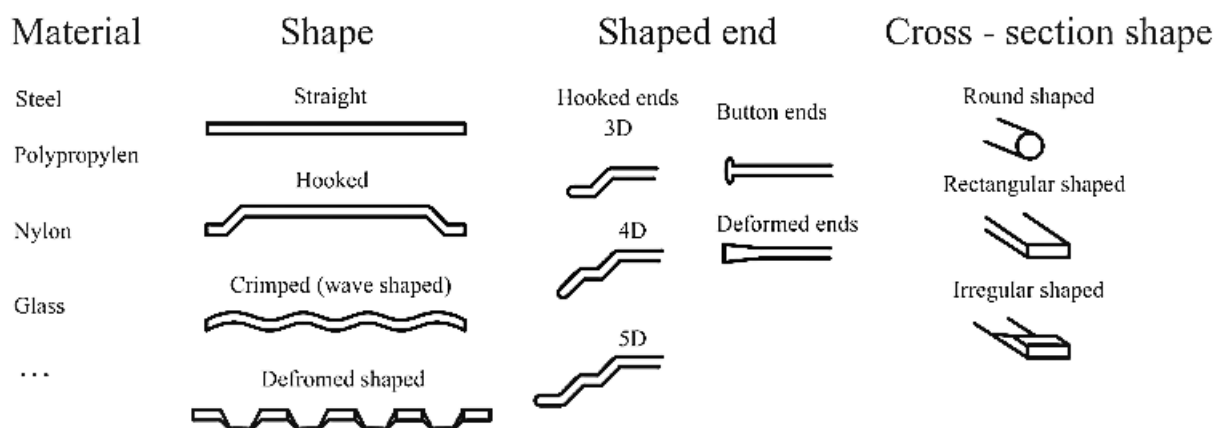
Fiber av ulike materialer har lenge blitt brukt til å forsterke betong. Fra tidlig på 1900-tallet til rundt 1950-tallet ble asbestfiber brukt. På 1960-tallet ble de første stålfibrene introdusert, og i 1980 ble et av de første fugefrie gulvene av fiberbetong støpt i Belgia med 45 kg/m^3 stålfiber.

Etter dette har det blitt støpt mange gulv med fiberarmert betong. I normal kvalitetsbetong er normal stålfibermengde rundt 35 kg/m^3 , lavere enn for ultrahøyfast betong [17]. Stålfiber ble også tatt i bruk i England tidlig på 1980-tallet for bruk i industrigulv. Ikke lenge etter fulgte både Norge og Sverige etter. Fiber brukes for å forbedre materialegenskaper, og dette kan blant annet gjelde bestandighet, brannmotstand, rissforsterkning, utmatningsstyrke og robusthet mot svinn- og temperaturriss. [18]

3.2.1 Fibertyper

De mest brukte fibertypene i dag er fibre av stål, glass, syntetiske og naturlige fibermaterialer. Lengden på fiberene varierer fra noen få mm til 80 mm [18]. I NB38 anbefales det å benytte stålfibere med endekroker og en lengde på 30-60 mm, og et lengde/diameter-forhold på 50-80. Stålfiberen bør også ha en strekkfasthet på over 1000 MPa. Anbefalte forutsetninger for lengde og diameter ved bruk av polymerfibre er de samme som for stålfibere i NB38, med en anbefalt E-modul på over 5000 MPa. NB38 tillater bruk av stål- og polymerfibre, men tillater ikke polymerfibre som skjær- og kombinasjonsarmering. Årsaken til dette er usikkerheter knyttet til langtidsegenskapene til polymerfibre. [12]

Fibrene kan ha ulik utforming og varianter av endekroker. Et utvalg av fiberarmering med ulike geometrier og av forskjellige materialer er vist på figur 3.2.



Figur 3.2: Noen ulike geometriske utforminger for fiberarmering av forskjellige materialer. [19]

Krav til fiberarmering i form av materialdokumentasjon og deklarerer fra produsenten, er gitt i følgende standarder:

- NS-EN 14889-1: Fibere for betong - Del 1: Stålfibere - Definisjoner, krav og samsvar
- NS-EN 14889-2: Fibere for betong - Del 2: Polymerfibre - Definisjoner, krav og samsvar

Fiberarmering som produseres av andre materialer må deklarerer etter de samme spesifikasjonene gitt i standardene for stålfibere og polymerfibre. Materialdokumentasjon og deklarerer omfatter blant annet fiberens form, lengde, diameter, slankhetstall, produksjonsmetode, og innvirkning på betongens konsistens og styrke. [18]

Stålfiber

Stålfiber klassifiseres i ulike grupper basert på produksjonsmetoden, som også bestemmer fiberens form. I NS-EN 14889-1 deles stålfiber inn i fem grupper, slik det er vist i tabell 3.1:

Tabell 3.1: Klassifisering av stålfibere. [18]

Klassifisering av stålfibere etter NS-EN 14889-1		
Gruppe	Engelsk navn	Norsk navn
I	cold-drawn wire	kaldstrukket ståltråd
II	cut sheet	stanset fra stålplate
III	melt extracted	smelteslagg
IV	shaved cold-drawn wire	splittet kaldstrukket ståltråd
V	milled from blocks	frest fra stålblokker

Den mest brukte stålfibertypen i Norge er stålfiber fra gruppe I, kaldstrukket ståltråd. Produksjonsmetoden innebærer at stålwire settes på store valser, der stålwiren så dras gradvis ned til ønsket diameter for stålfibrene. Det opereres ofte med et lengde/diameter-forhold, kalt slankhetstall, og normalt er denne på 0,45-0,65. Fiberen fungerer mer effektivt desto slankere den er, men den bør heller ikke være for slank, da dette medfører utfordringer for innblanding av fiberen i betongen. Normale stålfiberlengder er 35-60 mm. Stålfiberens geometri er også svært viktig, og da i form av endekroker. Endekrokene sikrer noe mekanisk forankring, slik at det oppstår heft mellom fiberen og betongen. [20]

Polymerfiber

Polymerfibere klassifiseres etter NS-EN 14889-2 i to ulike klasser, klasse I og II, avhengig av fiberlengden. Fibere i klasse I kalles mikrofibere, og har en fiberlengde på mindre enn 30 mm. Fibere i klasse II kalles makrofibere, og har en lengde på over 30 mm. Klasse I er delt opp i to grupper, a og b. Mikro polymerfibere med irregulær geometri inngår i gruppe a, og polymerfibere med enkle og glatte fibre inngår i gruppe b. Det er kun polymerfibere i klasse II som er dokumentert for konstruktiv bruk. Polymerfibere i klasse II kan benyttes i lastbærende konstruksjoner iht. NB38, men langtidsegenskapene må da dokumenteres spesielt. [18]

Basaltfiber

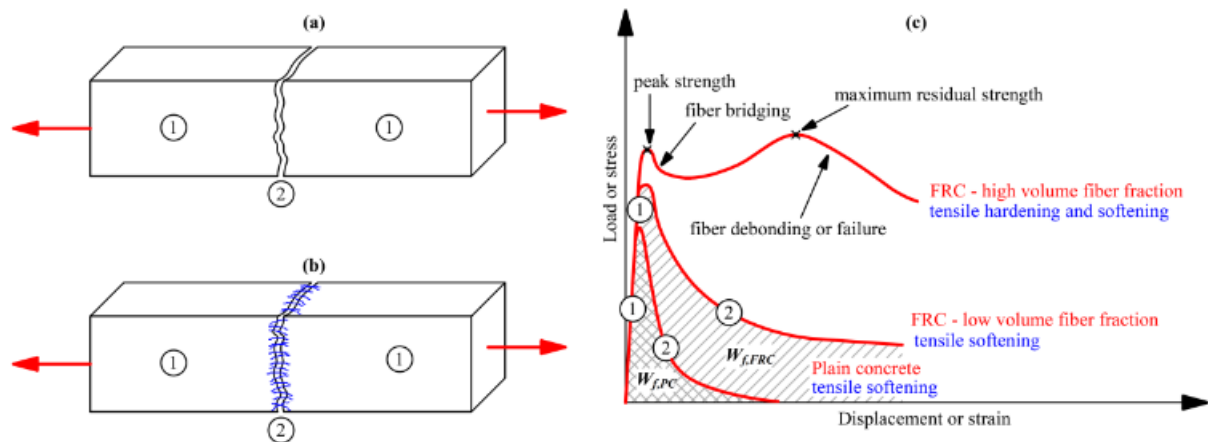
Basaltfiber er en fibertype med høy korrosjonsmotstand. Denne egenskapen kan gjøre basaltfiber egnet som en løsning i marine miljøer og i strenge eksponeringsklasser. Armeringskorrosjon er et problem i det marine miljøet langs kysten i Norge. Ved å bruke en korrosjonssikker armeringsløsning kan bruk av basaltfiber gi mer miljøvennlige konstruksjoner med lenger levetid. [21]

Basalt MiniBars er den typen basaltfiber som ble benyttet i FoU-prosjektet tilknyttet masteroppgaven. Denne fibertypen har egenskaper som skiller seg fra vanlige stålfibere når det kommer til blant annet densitet, geometri, strekkfasthet og E-modul. MiniBars er en komposittfiber, og består av to ulike materialer; basalt og en vinylester resin. I produksjonen tvinnes to tråder rundt hverandre, og limes sammen av vinylester. Denne metoden gir basaltfiberen noe heft, grunnet den tvinnede geometriske formen som oppnås ved den valgte produksjonsmetoden. [22]

3.2.2 De mekaniske egenskapene til fiberbetong

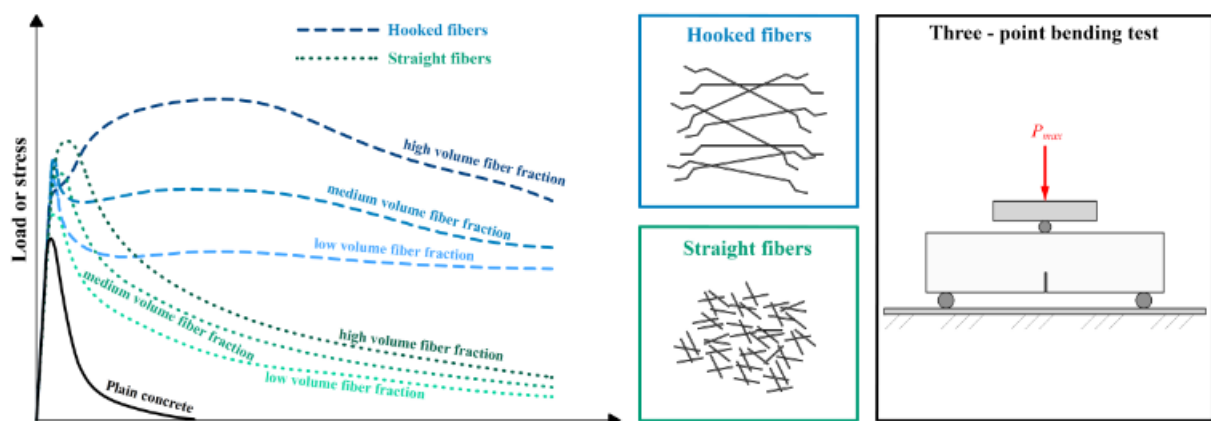
Fiberarmering påvirker betongens mekaniske egenskaper. Valget av fibertype og fibervolum er to av faktorene som påvirker hvordan betongen sine mekaniske egenskaper endrer seg ved tilsetning av fiber. Betongresept, utførelse, fiberens geometriske utforming og fiber materialet er andre parametere som virker inn. [19]

I figur 3.3 er det vist last-deformasjonsforløp for uarmert og fiberarmert betong. Når betongens strekkfasthet nås, vil den uarmerte betongen gå til brudd. Ved tilsetning av fiberarmering forandres betongens oppførsel samt last-deformasjonskurven. For fiberarmert betong oppstår det et makroriss ved risslast, og fiberarmeringen begynner å virke. [19]



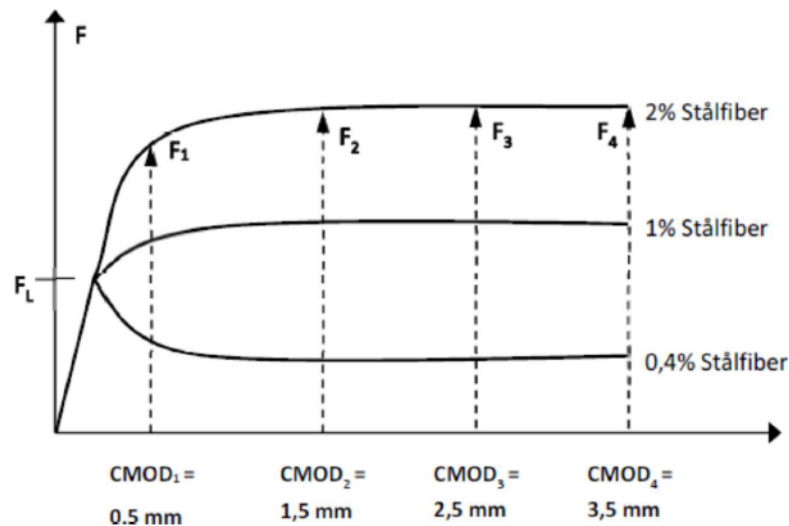
Figur 3.3: Illustrasjon av fiberarmeringens virkemåte etter opprissing. [19]

For uarmert betong er det i utgangspunktet ingen restkapasitet etter at risslasten er nådd. Ved å benytte fiberarmering i betong, får betongen en restkapasitet fra fibreene på samme måte som konvensjonell lengdearmering. Restkapasiteten til den fiberarmerte betongen avhenger blant annet av den tilførte fibermengden og fibertypen som benyttes. Restkapasiteten sin variasjon, avhengig av disse forutsetningene, er vist på figur 3.4. For rette fibre uten endekroker er heft mellom fiberen og betongmatriksen viktig. Fibere med rett utforming brukes oftest for å begrense svinnriss. Denne fibertypen brukes i størst grad i høyfast betong, og for disse tilfellene ville kurvene for betong med rette fibre i figur 3.3 vært nærmere kurvene for fiberarmering med endekroker. [19]



Figur 3.4: Illustrert last-deformasjonsdiagram for fiberarmert betong fra trepunkts bøyetest med ulike fibermengder og geometri. [19]

For å kunne oppnå en fastning (strain hardening) for fiberarmert betong, kreves det vanligvis store fibermengder. For stålfiberarmert betong vil dette innebære et fibervolum på rundt 1%, som vist på figur 3.5, hentet fra NB38. Dette tilsvarer en fibermengde på rundt 80 kg/m^3 . Så store fibermengder medfører utfordringer med tanke på pumpbarhet og støpelighet. [12]



Figur 3.5: Illustrert last-forskyvningsdiagram for fiberarmert betong fra trepunkts bøyetester med ulike fibermengder og geometri. [19]

3.2.3 Bruk av fiberarmering for opptak av bøyemoment og skjærkrefter

I konstruksjoner med en kombinert armeringsløsning bestående av fiber- og konvensjonell armering, kan fiberarmeringen bidra til økt stivhet, reduserte rissviddeåpninger og rissavstander, og økt momentkapasitet. I NB38 er det angitt at denne effekten også oppnås for mindre fibermengder på 20-40 kg/m³. Det forutsettes imidlertid at det er lagt inn en minste armeringsmengde. Bestemmelse av minimumsarmering er beskrevet i NB38, og varierer avhengig av konstruksjonstypen, tverrsnittet, betongens kapasiteter, fibertypen og stangarmeringen. [12]

I mange forsøk vises det til at stålfiber fungerer svært godt som skjærarmering. Det forutsettes at det er lagt inn lengdearmering i henhold til minimumskravet, slik at rissene skrånstilles. Skråstilling av skjærrissene fører til at en større andel av fiberene krysser rissene. For skjær- og kombinasjonsarmering er det kun stålfiber som er tillatt for bruk etter NB38, da mesteparten av tilgjengelig forsøksdata er fra forsøk med stålfiber.

3.3 Bruksområder og armeringsløsninger for fiberarmerte betongkonstruksjoner

I NB38 er det angitt at fiberbetong uten konvensjonell armering kun kan brukes i konstruksjoner, der det ikke er nedstyrtningsfare og fare for liv ved sammenbrudd. I enkelttilfeller kan søylefundamenter medregnes i denne kategorien, ettersom stivheten til grunnen bidrar til en duktil bruddoppførsel [12]. Fiberarmering er gunstig i byggeprosjekter som skal ferdigstilles innen et kort tidsrom. Bruk av tradisjonell stangarmering er tidkrevende, og ved bruk av fiberarmering får man både besparelser i tid og ressurser sammenlignet med bruk av tradisjonell armering.

3.3.1 Grunnleggende krav ved bruk av fiberarmering

I NB38 er følgende forutsetninger gitt for fiberarmerte konstruksjoner med konvensjonell armering:

«For konstruksjoner påkjent av moment og/eller aksialkrefter der sammenbrudd kan medføre tap av menneskeliv, eller er av stor samfunnsmessig eller økonomisk betydning, skal det i tillegg påvises at bøyemomenter og aksialtrekkrefter kan bæres av tradisjonell

slakk- eller spennarmering uten bidrag fra fiberarmeringen. I denne kontrollen kan alle last- og materialfaktorer settes lik 1,0.» [12]

Denne begrensningen gir en trygghet for prosjekterende, slik at betongtverrsnittet skal kunne bære den største sannsynlige belastningen uten å inkludere fiberbidraget [17]. For tverrsnitt med kun fiberarmering, der bruddlasten er høyere enn risslasten, er det satt et krav til spenningsbegrensning i NB38. Det er, i likhet med EC2 kapittel 7.2, satt krav til fiberarmert betong uten stangarmering for å forhindre uakseptabel opprissing i karakteristisk lastkombinasjon. Minimumsarmeringen skal ikke reduseres med mer enn 50% i hovedretningen ved beregning av konstruksjoner med nedstyrtningfare, der fiberbidraget er hensyntatt. [12]

3.3.2 Bruksområder for fiberarmering

En av fordelene med fiberarmering i kombinasjon med stangarmering er den rissbegrensende effekten som oppnås. I stedet for at rissene utvider seg, oppstår det nye riss, som fører til en reduksjon av de største rissviddene. Derfor fungerer fiberarmering svært godt, der det er strenge rissviddekrav og i konstruksjoner, der det stilles krav til vann tetthet, eksempelvis bunnplater. For vegger der det er lite momentbelastning kan all tradisjonell stangarmering byttes ut med stålfiberarmering [23]. Dette ble blant annet gjort i boligprosjektet «Konfeksjonsfabrikken» på Rodeløkka i Oslo. Det ble benyttet selvkomprimerende betong armert med basaltfiber. Fra beregningsgrunnlaget var det forutsatt at ingen laster ble påført eksentrisk på veggene slik at bøyning oppstår. Kravet til minimumsarmering etter EC2 var dimensjonerende, og ut ifra beregninger ble nødvendig fibermengde bestemt til 5,7 kg/m³. [12]

Et annet bruksområde der fiberarmering er aktuelt, er i gulv på grunn. For disse tilfellene har det allerede i lang tid eksistert veiledere, i likhet med sprøytebetong. En kombinasjon av selvkomprimerende betong og stålfiber reduserer arbeidsmengden betydelig, og tar vekk behovet for tynnnavretting av gulv. Dette er en arbeidsmetodikk som blant annet blir benyttet av Teknobygg Entreprenør, og ble brukt i et boligprosjekt i Nedre Humlehaugen på Ranheim ved Trondheim. Det eneste som er nødvendig i etterkant, er stålglatting med slipemaskin, dersom det skal legges gulvbelegg. Materialkostnadene er større for fiberarmert betong, men grunnet redusert tidsbruk kan total kostnaden bli lavere. [24]

Ved bruk av fiberarmering kan betongtykkelsen og armeringsarealet til stangarmeringen ofte reduseres. Mengden armering som kan bespares varierer fra prosjekt til prosjekt, og avhenger av nyttelaster og permanente laster fra beregningsgrunnlaget. Fiber har også vist seg nyttig i konstruksjonsdeler der det er store skjærkrefter. Dette gjelder eksempelvis flatdekker og pelefundamenterte bunnplater, der det oppstår store skjærkrefter ved søylene/pelene. I disse konstruksjonene kan fiberarmering erstatte et eventuelt behov for skjærarmering i disse områdene. Andre konstruksjoner, der fiberarmering kan brukes som erstatning til stangarmering, er banketter og ringmurer. [17]

3.3.3 CCL Deck

Fiberarmering kan brukes i kombinasjon med spennarmering. Et eksempel er CCL Deck, en flatdekkeløsning produsert av firmaet CCL, der det blir brukt selvkomprimerende betong armert med stålfiber i kombinasjon med etteroppspente kabler. Kablene blir lagt konsentrert i en retning, og jevnt fordelt i den andre retningen [25]. Produktet har fått en Teknisk Godkjenning av SINTEF, og oppfyller dermed kravene gitt i byggeteknisk forskrift (TEK) som gjør at produktet kan benyttes i Norge. I godkjenningen er det angitt at løsningen kan benyttes som etasjeskillere og fundamentplater. Et prosjekt, der CCL Deck ble benyttet som etasjeskillere, er næringsbygget Nyhavna EN i Trondheim, vist på figur 3.6. [26]



Figur 3.6: Næringsbygget Nyhavna EN ved Dora i Trondheim. [1]

CCL Deck har også blitt benyttet i et prosjekt i Drammen. Det var store setningsskader i det eksisterende gulvet, og det ble derfor etablert nytt gulv på eksisterende peler. Det ble valgt å bruke CCL Deck på bakgrunn av store avstander mellom pelene, krav til kapasiteter og etasjehøyde. Et bilde før støp med fiberarmert betong i dette prosjektet er vist på figur 3.7.



Figur 3.7: Før støp av etteroppspent fiberarmert gulv (CCL Deck) på Gulsbogen Senter i Drammen. [27]

3.3.4 Fiberarmerte fundamenter

Et fundament skal overføre laster fra konstruksjonen og ned til bakken. For å sikre at fundamentet fungerer som det skal, er det viktig å ivareta bestandigheten. Det er mange faktorer som kan ha innvirkning på levetiden og kvaliteten til et fundament. Fiberarmering vil kunne bidra til å gjøre fundamenter bedre rustet mot omgivelsene, og dermed bedre bestandigheten.

Fuktighet som fordamper fra overflaten til fersk betong, kan medføre plastisk svinn. Det har vist seg at selv små fibermengder vil være effektivt for å redusere riss forårsaket av dette [28]. Derfor benyttes fiber i forskjellige typer konstruksjoner; ulike varianter av fundamenter, brygger, bruer og kantdragere. I disse konstruksjonene har fiber hovedsakelig blitt brukt til rissforebygging, og ikke i form av lastbæring [28]. I forskningsresultater fra de siste årene vises det derimot til at fiberarmering kan ha tilstrekkelig kapasitet, med tanke på bæreevne og duktilitet, til å bli brukt som en erstatning til armeringsstenger i visse situasjoner [29]. Dette kan gjelde bjelker, dekker og fundamenter.

Basaltfiber sine kjemiske egenskaper gjør den til et utmerket materiale for bruk i spesielt korrosjonsutsatte områder, som vanligvis ville vært utfordrende for stålarmert. Bruk av basaltfiber vil derfor være aktuelt i parkeringshus, langs kysten og i fundamenter, som ofte er plassert i salte og fuktige omgivelser. [30] Basaltfiber blir også brukt som et beskyttende lag rundt ulike stålelementer, som for eksempel stålrør [28].

Det finnes flere varianter av fundamenter. En måte de kan kategoriseres på, er følgende:

- Grunne fundamenter
- Dype fundamenter

Grunne fundamenter er fundamenter som overfører lasten fra konstruksjonen og ned til bakken, og ligger nært overflaten. Det er mange fordeler med grunne fundamenter. Støp av og utførelsen til grunne fundamenter er relativt rask og enkelt, ettersom det kreves få delmaterialer. Derfor er grunne fundamenter billigere å produsere enn dype fundamenter. Svakheter med grunne fundamenter er at de har en begrenset kapasitet, og kan vanligvis ikke brukes dersom det skal overføres større krefter. I tillegg er det stor fare for nedbøyning grunnet setninger. [31]

Dype fundament, såkalte peler, er lange slanke søyler som plasseres langt ned i grunnen. Pelene kan være av forskjellige materialer som stål, tre eller betong. For betongpeler blir både tradisjonelt armert betong og spennarmert betong brukt. Dype fundamenter brukes der grunnen er av dårlig kvalitet eller dersom det kreves høy kapasitet. Kraftene overføres enten direkte til fjell eller til grunnen via friksjon langs søyleoverflaten. [31] [32] [33]

3.3.5 Fiberarmering som radonsikring

Radon er en radioaktiv gass som gir økt risiko for lungekreft ved regelmessig eksponering. Gassen siver opp fra bakken, og det kan samles større mengder radongass i kjellere på hus. Risikoøkningen er proporsjonal med radoneksponeringen, og derfor stilles det krav til radonsikring i byggt teknisk forskrift (TEK17) §13-5 [34]. Det stilles krav om en årsmiddelverdi av radonkonsentrasjon på under 200 Bq/m³ til alle rom som er beregnet for varige opphold. Det vanligste forebyggende tiltaket er bruk av radonsperre mot grunnen. Andre dokumenterte tiltak som tilfredsstiller kravet vil også være akseptable.

I et byggeprosjekt utført av Norconsult, ble det foreslått å bruke fiberarmert betong som radonsperre. Norconsult har en forenklet praksis, der forebygging mot radon er oppnådd dersom:

- Dekket er frittstående med en tykkelse større enn 300 mm.
- Det brukes vanntett betong.
- Dekket er tykt med strenge krav om rissvidder samt overflatebelegg.

Dette forutsetter at alle overganger og gjennomføringer er tilstrekkelig tett.

Norconsult ville bruke fiberbetong for å tilfredsstille kravene til radonsikring, men grunnet lite dokumentasjon på fiberarmert betong, ble forslaget forkastet av byggherre. Problemet med å bruke betong som radonsperre er at betongen kan sprekke opp. Bruk av fiber i dekker mot grunn (platefundament) begrenser rissviddene og kan dermed forhindre radon i å trenge igjennom. [35]

4 | Forskerspørsmål

Forskning på bruk av fiberarmering i betongkonstruksjoner har vært av stor interesse de siste tiårene. Gjennom årene har det blitt utviklet flere ulike retningslinjer og publikasjoner som omhandler dimensjonering med fiberarmert betong. En av hovedutfordringene i ulike publiserte rapporter og retningslinjer hittil har vært mangel på gode nok beskrivelser for utførelse og kontroller. I mange år har det blitt brukt ulik praksis for fiberarmerte konstruksjoner både nasjonalt og internasjonalt. Norsk Betongforening tok for seg denne problematikken i Norge, og introduserte i 2020 NB38 med felles retningslinjer for utførelse og dimensjonering av fiberarmerte betongkonstruksjoner. Annex L til nye Eurokode 2, vil bidra til å skape felles retningslinjer internasjonalt.

Beregninger og laboratoriesting utgjorde en stor del av masteroppgaven. Totalt ble ni fundamenter med ulike armeringsløsninger testet. Armeringen som ble brukt i de ulike fundamentene var basaltfiber, stålfiber og slakkarmering. Fundamentene ble testet på et elastisk underlag, og testmetoden var noe original. Beregningsmetodikken ble hentet fra NB38, Annex L, COIN-rapporten, DAfStb, NB15 og TR34, og blir omtalt som tilgjengelig beregningsmetodikk gjennom rapporten. Teoribakgrunnen kombinert med det planlagte laboratoriearbeidet ledet mastergruppen til forskerspørsmålet:

Hvordan egner tilgjengelig beregningsmetodikk seg for beregning av konstruksjoner med fiberarmering?

For å kunne besvare forskerspørsmålet ble det valgt fire operative underspørsmål. Disse bidro til å spisse oppgaven, slik at det ble enklere å gå i dybden på de valgte forskningsområdene. Laboratorieforsøkene bidro til vurderingen av resultatene fra den tilgjengelige beregningsmetodikken. Litteraturstudiene ga grunnlag for å kunne vurdere i hvilke situasjoner fiberarmering virker fordelaktig fremfor løsninger uten fiberarmering. De fire valgte underspørsmålene var følgende:

- 1. Hvordan samsvarer resultatene fra de ulike beregningsmodellene med hverandre og med resultatene fra laboratorieprøvingen av fundamentene?**
- 2. Hvordan påvirker testmetoden, inkludert valg av underlag, resultatene fra testingen av fundamentene?**
- 3. Hvilke utfordringer oppstår ved bruk av testmetoden i NS-EN 14651 for bjelke-tester med basaltfiber?**
- 4. Hvilken effekt har basalt- og stålfiber på betongens mekaniske egenskaper?**

Opgavens hovedmål var å bidra til forskning på bruk av fiberarmering i bærende konstruksjoner i form av mer dokumentasjon fra beregninger og forsøk.

For å kunne besvare forskerspørsmålet satt gruppen seg inn i tilgjengelige beregningsmodeller fra ulike publikasjoner og standarder, samt tilgjengelig litteratur og resultater fra tidligere forskning på det valgte forskningsfeltet.

4.1 Avgrensninger

For å begrense omfanget av oppgaven og sette fokus på det som er mest relevant for forskerspørsmålet ble det satt avgrensninger til ulike deler av oppgaven. Disse avgrensningene omhandlet beregningsmetodikken, testobjektene og laboratorieprøvingen som inngikk i oppgaven. Det ble også satt avgrensninger til oppgaven sitt større perspektiv i form av miljø og økonomi.

4.1.1 Beregningsmetodikk

Internasjonalt finnes det mange ulike standarder, retningslinjer og publikasjoner som omhandler dimensjonering med fiberarmert betong. Beregningsmetodikken som ble brukt i masteroppgaven ble hentet fra NB38, Annex L, COIN-rapporten og DAFStb. I tillegg ble det hentet beregningsmetoder fra NB15, TR34 og Norcem som inneholder regler for dimensjonering av gulv, samt Timoshenko sine beregningsmodeller for plater. Beregningsmetodikken ble begrenset til disse standardene og regelverkene, da de ble ansett som mest relevante for oppgaven.

4.1.2 Elementer og fibertyper

I forprosjektet til masteroppgaven ble det utført laboratorieforsøk med ni ikke-bærende innervegger armert med basaltfiber. Denne testingen var første fase av FoU-prosjektet «Skjærkontroll betongdekker (flatdekker) og testing av vegger og fundament», ledet av Dr. ing. Steinar Trygstad AS. Resultater fra veggtestingen i forprosjektet ble korrigert i etterkant, og ble derfor inkludert i masteroppgaven.

Elementene som ble testet som del av masteroppgaven var fire ulike typer fundamenter samt bjelker, terninger og sylindere. Armeringen som ble undersøkt var begrenset til stålfiber og basaltfiber. Fundamentene armert med stangarmering og det uarmerte fundamentet ble hovedsakelig brukt som referanse og sammenligningsgrunnlag for de fiberarmerte fundamentene. Fiberarmering var det valgte forskningsområdet, og var derfor i hovedfokus gjennom hele oppgaven.

Laboratorietesting av flatdekkeelementer inngår også i FoU-prosjektet, men dette ble ikke inkludert i masteroppgaven ettersom testingen av dekkene ble satt til etter innleveringen av masteroppgaven. Det ble valgt å inkludere forhåndsregninger av dekkene i denne rapporten, ettersom det var en del av arbeidet til mastergruppen. Prøvingen av dekkene vil foregå kort tid etter innlevering av denne masteroppgaven, og mastergruppen vil delta på forsøkene.

4.1.3 Laboratorietesting av elementer

Det oppsto kun en type brudd for hvert fundament, og det var derfor ikke mulig å bestemme både momentkapasitet og skjærkapasitet til fundamentene ved testing. Det var ønskelig med momentbrudd for de fiberarmerte fundamentene og for det uarmerte fundamentet. For fundamentene med slakkarmering var det ønskelig med gjennomløkkingsbrudd, ergo skjærbrudd. Deler av testoppsettet til fundamentene med stangarmering ble endret for å kunne oppnå et slikt brudd.

4.1.4 Bestandighet og bærekraft

I forprosjektet til masteroppgaven ble det lagt stor vekt på miljø og økonomi. Masteroppgaven var en teknisk oppgave, og inkluderte derfor ikke det miljømessige eller økonomiske aspektet, men tok for seg bestandighet ettersom dette er et viktig aspekt ved fiberarmering.

5 | Case/Materialer

Denne masteroppgaven ble utformet i samarbeid med de to universitetene UiA og NTNU. Laboratorietesting utgjorde en stor del av oppgaven, og ble utført på Materialteknisk Laboratorium ved Institutt for Konstruksjonsteknikk på NTNU, Trondheim. Testingen var del av et større samarbeidsprosjekt mellom NTNU, Dr. ing. Steinar Trygstad AS, ReforceTech AS og andre ulike aktører i bransjen. FoU-prosjektet «Skjærkontroll betongdekker (flatdekker) og testing av vegger og fundament» har som mål å forske på og vurdere bruken av basaltfiber i bærende konstruksjoner.

5.1 Elementer

Det ble testet totalt ni fundamenter på 2 x 2 x 0,25 m. Fundamentene som ble testet var ett uarmert fundament, to fundamenter med lengdearming, tre fundamenter armert med 10 kg/m³ basaltfiber og tre fundamenter armert med 30 kg/m³ stålfiber. Det ble utført trykktest på seks terninger og måling av E-modulen til tre sylindere. I tillegg ble det testet seks bjelker med 10 kg/m³ basaltfiber og seks bjelker med 30 kg/m³ stålfiber for å bestemme restbøyestrekfasthetene til de fiberarmerte fundamentene. Elementene ble utstøpt hos Trønderbetong AS, og er vist på figur 5.1a og 5.1b.



(a) To av fundamentene som ble testet.



(b) Bjelkene, terningene og sylindrerne som ble testet.

Figur 5.1: Elementene som ble testet som del av masteroppgaven. [1]

5.2 Betongresept

Betongen som ble brukt i fundamentene var en B35 M45 selvkomprimerende betong. Maks tilslagsstørrelse som ble brukt var 22 mm. Det ble antatt en synkutbredelse på 600-650 mm og et luftinnhold på 2,5%. Betongresepten var lik for alle fundamentene med unntak av tilsatt mengde fiber eller armeringsjern. Betongresepten er gitt i tabell 5.1.

Tabell 5.1: Betongresepten brukt til elementene. [1]

Materiale	Mengde i kg/m ³
Tilslag Søberg 0-8mm	1062,00
Tilslag Søberg 8-16mm	350,00
Tilslag Søberg 16-22mm	400,00
Cemex Miljøsement	380,00
Kaldt vann	176,55
Dynamon SX-23 (SP-stoff)	4,18
Mikrosilika	15,00
Mapeair 25 (L-stoff)	0,38

5.3 Armering

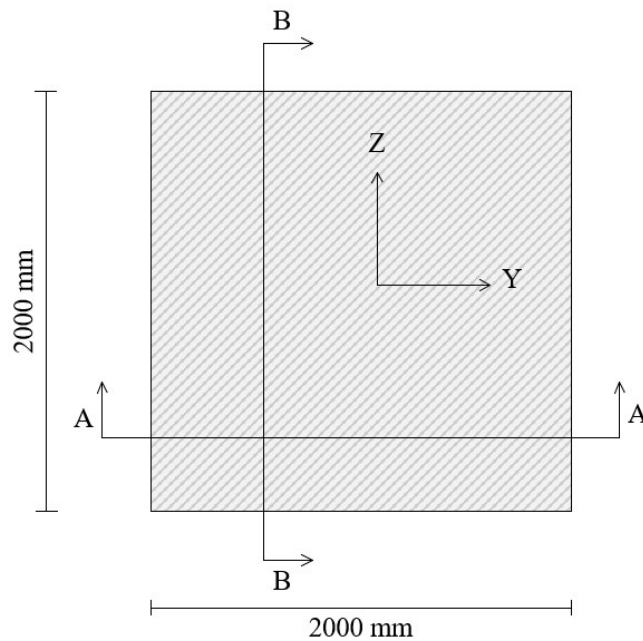
De ni testede fundamentene hadde samme betongresept, men ulike armeringsløsninger. Fokuset i masteroppgaven lå på fiberarmering, og fundamentene som var uarmert eller armert med slakkarmering ble brukt som sammenligningsgrunnlag. Armeringen i de ulike fundamentene er gitt i tabell 5.2.

Tabell 5.2: Armeringsløsningene i fundamentene. [1]

Fundament	Navn	Armeringsløsning
Fundament 1	UA	Uarmert
Fundament 2-3	SA1, SA2	Slakkarmering (se figur 5.2, 5.3 og 5.4)
Fundament 4-6	BF1, BF2, BF3	10 kg/m ³ Basalt MiniBars 43/0,72 (ReforceTech)
Fundament 7-9	SF1, SF2, SF3	30 kg/m ³ Stålfiber HS 50/0,75 (Krampe Harex/ Mapei)

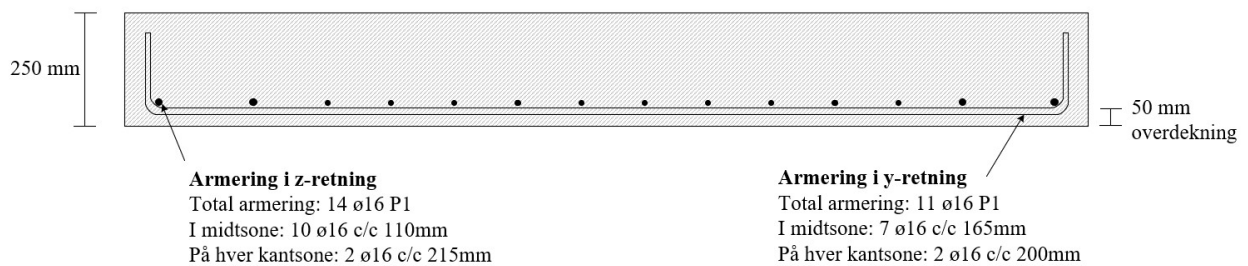
5.3.1 Slakkarmering

I fundament 2 og 3 er det lagt inn slakkarmering, og det ble kun brukt lengdearmering. Det ble ikke brukt skjærarmering som det først var tiltenkt av prosjektlederen, ettersom det var ønskelig å få et skjærbrudd. Bruk av skjærarmering ville gitt fundamentene for høy skjærkapasitet for å kunne oppnå et slikt brudd under testing på laboratoriet på NTNU. Armeringstegningene er vist på figur 5.2, 5.3 og 5.4.



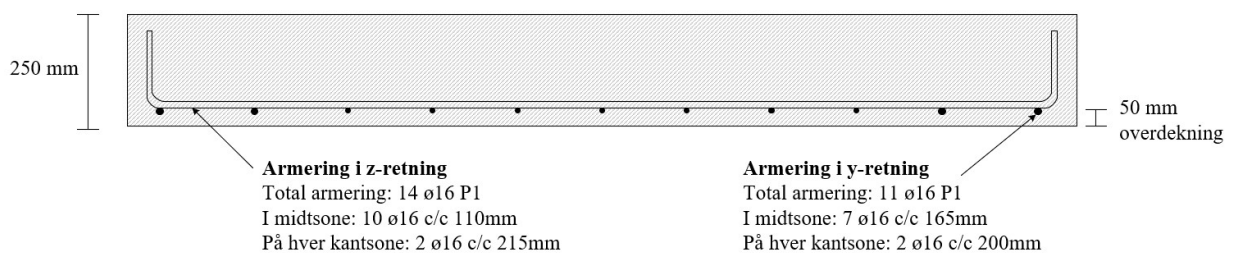
Figur 5.2: Armeringstegning med snitt ovenfra. [1]

Snitt A-A



Figur 5.3: Snitt A-A. [1]

Snitt B-B



Figur 5.4: Snitt B-B. [1]

5.3.2 Kompositt-mineral-fiber

Kompositt-mineral-fiberen som ble brukt i seks av bjelkene og tre av fundamentene var ReforceTech sine Basalt MiniBars med en lengde på 43 mm og en diameter på 0,72 mm. Fibertypen er vist på figur 5.5a. Fiberen produseres i lengder mellom 20 og 55 mm. Det er oppgitt i ReforceTech sitt datablad at basaltfiberen har en densitet på $2,1 \text{ g/cm}^3$, en E-modul på minimum 44 000 MPa og en strekkfasthet på minimum 900 MPa. Fiberen er bygd opp av basalttråder som er tvinnet og limt sammen av vinylharpiks, slik det er vist på figur 5.5b. Den spiralformede overflatestrukturen sikrer noe heft i betongen på samme måte som stålfiber med endekroker. Basaltfiber har lav vekt sammenlignet med stålfiber. Én kilo Basalt Minibars med en lengde på 43 mm tilsvarer omtrent 29000 basaltfiber.



(a) Basalt MiniBars 43 mm. [6]

(b) Fiberen sin struktur. [6]

Figur 5.5: Basalt MiniBars som ble brukt i fundamentene og bjelkene. [6]

5.3.3 Stålfiber HS

Stålfiberen som ble brukt i seks av bjelkene og tre av fundamentene er lagd av høyytelsesstål. Den produseres av Krampe Harex i Tyskland, og distribueres av Mapei i Norge. Figur 5.6 viser fiberen sin rette form med endekroker som sikrer heft i betongen. Fiberen har en lengde på 50 mm og en diameter på 0,75 mm. E-modulen til fiberen ligger på 210 000 MPa, og den har en strekkfasthet på 1550 MPa. Krampe Harex oppgir en minimumsdosering på 15 kg/m^3 , og at i underkant av 6000 fiber har en vekt på 1 kg.



Figur 5.6: Stålfiber 50 mm med endekroker. [1]

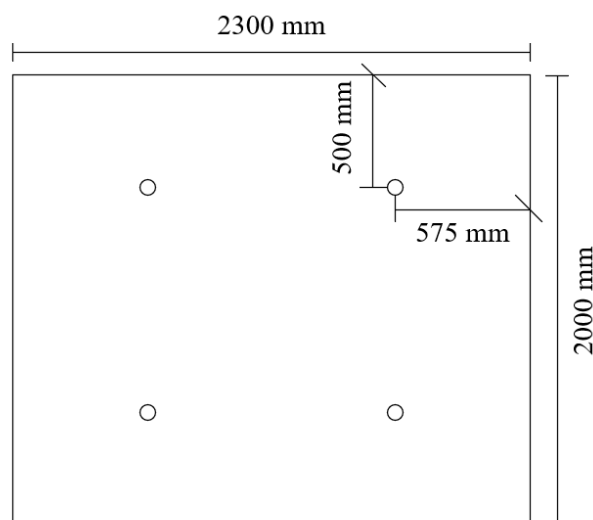
5.4 Innblanding av fiber og utstøping av elementer

Betongelementene ble utstøpt hos Trønderbetong AS, og denne delen av prosjektet var mastergruppen ikke involvert i. Det ble brukt en B35 selvkomprimerende betong. I fundamentene armert med fiber, ble fiberen tilsatt manuelt under blandemaskinen etterhvert som satsene ble sluppet ned på betongbilen. Utstøping av elementene skjedde direkte fra rennen på betongbilen fra side til side, og elementene ble ikke vibrert. Utstøping av det uarmerte fundamentet samt fundamentene med slakkarmering, fundamentene med basaltfiber og fundamentene med stålfiber foregikk henholdsvis 08., 10. og 16. desember 2020.

5.5 Etteroppspente fiberarmerte flatdekker

Laboratorietesting av dekkene i forbindelse med FoU-prosjektet, ble ikke gjort i denne masteroppgaven ettersom forsøkene skulle utføres etter innlevering av masteroppgaven. Forhåndsberegninger ble dog utført for dekkene, og ble derfor inkludert.

Dekkene som inngikk i FoU-prosjektet hadde en størrelse på 2,3 x 2 x 0,2 m. Dekkene sine dimensjoner samt plasseringen av de fire løftepunktene, er vist på figur 5.7.



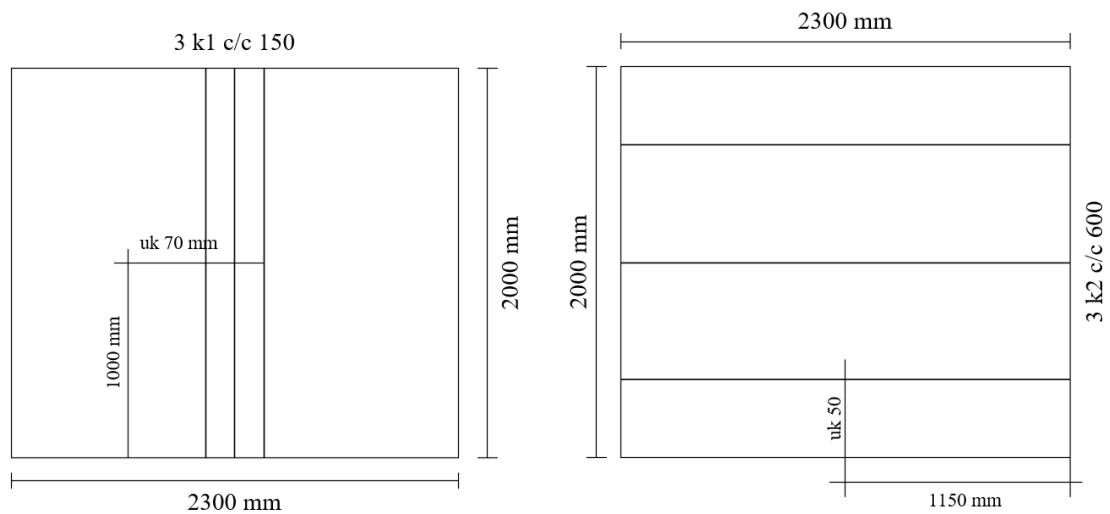
Figur 5.7: Dekket med avstander til løftepunktene. [1]

I dekkene ble det benyttet fire ulike armeringsløsninger, der to av hver dekketype skulle testes. Det var altså totalt åtte dekker som skulle testes. Alle dekkene inneholdt etteroppspente kabler med et tverrsnittsareal på 150 mm^2 og en antatt flytespenning på 1500 N/mm^2 . Armeringsløsningene er vist i tabell 5.3.

Tabell 5.3: Armeringsløsningene i flatdekkene. [1]

Dekkenavn	Armeringsløsning
PTS-1 og PTS-2	Skjærarmering og etteroppspente kabler
PTBF-1 og PTBF-2	10 kg/m^3 basaltfiber og etteroppspente kabler
PTSF-1 og PTSF-2	30 kg/m^3 stålfiber og etteroppspente kabler
PT-1 og PT-2	Kun etteroppspente kabler

Armeringstegningen på figur 5.8 viser plasseringen til de etteroppspente kablene i begge retninger av dekkene.



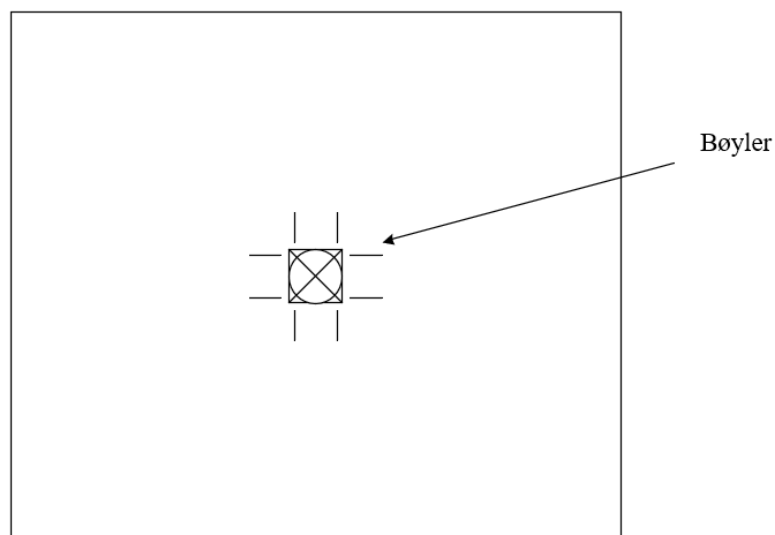
(a) Kablene i tverretningen. [1]

(b) Kablene i hovedretningen. [1]

Figur 5.8: Plasseringen til de etteroppspente kablene i dekkene. [1]

Dekkene som er armert med skjærarmering i tillegg til de etteroppspente kablene, er armert med bøyer rundt midtsonen. Skjærarmeringen er vist på figur 5.9.

Skjærarmering: 2 ϕ 12 bøyer på hver side av «søylen» (200x200 mm) sentrisk på platen



Figur 5.9: Plasseringen av bøyer i PTS-dekkene. [1]

6 | Metode

For å kunne besvare forskerspørsmålet og de tilhørende underspørsmålene ble det valgt en kombinasjon av ulike metoder. Det ble utført laboratoriearbeid, beregninger og litteraturstudier. Denne kombinasjonen ble valgt for å kunne gi et helhetlig svar på forskerspørsmålet. Informasjon og kunnskap hentet fra litteraturstudiene ga et godt grunnlag for evaluering av testene og beregningene. Elementene som ble benyttet i laboratoriearbeidet er beskrevet i case, kapittel 5.

6.1 Prøving av herdnet fiberbetong

Laborrietesting som ble utført i denne masteravhandlingen omfattet testing av fundamenter, måling av betongens trykkfasthet og E-modul samt måling av restbøyestrekfastheter. Hovedfokus i oppgaven ligger på fundamentene armert med basaltfiber og stålfiber. Som referanse og sammenligningsgrunnlag ble ett uarmert fundament og to fundamenter med slakkarmering inkludert i testingen. Det ble i tillegg utført målinger av E-modulen til det elastiske underlaget til fundamentene. Terninger ble brukt for bestemmelse av betongens trykkfasthet, og sylindere for måling av betongens E-modul. Restbøyestrekfasthetene fra bjelkeprøvingen ble videre brukt i beregningene til de fiberarmerte fundamentene. Alle terninger, sylindere og bjelker ble lagret i vannbad før testing. En kapitteoversikt over alle laboratorieforsøkene er gitt i tabell 6.1.

Tabell 6.1: Kapitteoversikt over laboratorieforsøkene. [1]

Testmetode for bestemmelse av	Testobjekt	Kapittel
Betongens trykkfasthet	Terninger	6.1.1
Betongens E-modul og sylindetrykkfasthet	Sylindere	6.1.2
Restbøyestrekfastheter	Bjelker	6.1.3
Kapasiteten til de ulike fundamentene	Fundamenter	6.1.4
E-modulen til det elastiske underlaget	Isolasjon XPS	6.1.5

6.1.1 Betongens terningtrykkfasthet

Metoden for måling av trykkfastheten til herdnet betong er gitt i NS-EN 12390-3 *Prøving av herdnet betong - Del 3: Prøvelegemers trykkfasthet* [36]. Prøvelegemene ble gradvis belastet til bruddlast i en trykkprøvingsmaskin iht. standarden. Deretter ble trykkfastheten til betongen beregnet.

Seks terninger ble testet for å bestemme trykkfastheten til betongen. Terningene ble støpt ut fra samme betongblanding som de stålfiberarmerte fundamentene. De hadde et mål på 100x100x100 mm. Prøvelegemene ble lagret i vannbad i 135 dager, og tilfredsstilte kravene gitt i NS-EN 12390-1 [37]. Trykktesten ble utført innen en time etter prøvelegemene ble tatt opp fra vannbad. Iht. 12390-3 skal testen utføres maks ti timer etter at prøvelegemet er fjernet fra herding.



Figur 6.1: Trykktest av terning i prøvingsmaskinen. [1]

Figur 6.1 viser testoppsettet med en terning plassert i trykkprøvingsmaskinen. Maskinen som ble brukt var en Toni Technik 2031, en hydraulisk lastramme for måling av kompresjonsstyrke med en maksimal testlast på 3000 kN. Bruddlasten F ble registrert for hvert prøvelegeme.

Deretter ble trykkfastheten beregnet, som anvist i NS-EN 12390-3:

$$f_c = \frac{F}{A_c} \quad (6.1)$$

hvor

f_c er trykkfastheten i MPa.

F er bruddlasten i N.

A_c er prøvelegemet sitt tverrsnittsareal i mm² som trykkraften virker mot, enten beregnet ut fra fastsatt størrelse eller på grunnlag av målinger av prøvelegemet iht. tillegg B i NS-EN 12390.

Den beregnede trykkfastheten angis til nærmeste 0,1 MPa.

Karakteristisk trykkfasthet

f_{cm} er den midlere verdien for trykkfasthetene (f_c) til de seks terningene. For beregning av karakteristisk terningtrykkfasthet benyttes følgende formel iht. NS 3420 *Beskrivelsestekster for bygg, anlegg og installasjoner* [38], hentet fra Statens vegvesen sin rapport 14.631 *Trykkfasthet, terning og sylinder* [39]:

$$f_{ck,cube} = f_{cm} - w * s \quad (6.2)$$

hvor

$f_{ck,cube}$ er den karakteristiske terningtrykkfastheten i MPa.
 f_{cm} er gjennomsnittlig prøvefasthet for alle prøvene i MPa.
 w er fraktilfaktoren, og varierer med antall prøvestykker.
 s er standardavviket til prøveserien.

Faktoren w avhenger av antall prøvestykker. Forholdet mellom w og antall prøvestykker er gitt i tabell 6.2, hentet fra NS 3420. Faktoren w ble satt lik 1,7 ettersom det ble utført trykktesting av seks prøvestykker.

Tabell 6.2: Bestemmelse av fraktilfaktor w . [38]

Antall prøvefastheter	3	4-5	6-10	11-20	>20
w	2,5	2,0	1,7	1,5	1,4

Den karakteristiske sylindertykkfastheten f_{ck} kan anslås på bakgrunn av $f_{ck,cube}$. Forholdet mellom sylindertykkfasthet og terningtrykkfasthet for de ulike fasthetsklassene kan settes tilnærmet lik 0,8 ifølge Tabell 3-1 i Eurokode 2 [40]. Ut ifra trykktestene kan sylindertykkfastheten beregnes med følgende formel:

$$f_{ck} = 0,8 * f_{ck,cube} \quad (6.3)$$

hvor

f_{ck} er den beregnede karakteristiske sylindertykkfastheten i MPa.

6.1.2 Betongens E-modul og sylindertykkfasthet

Testmetoden som ble brukt for bestemmelse av betongens elastisitetsmodul baserer seg på NS-EN 12390-13 *Prøving av herdnet betong – Del 13: Bestemmelse av sekantmodul for elastisitet under trykk* [41]. Iht. standarden utsettes en sylinder eller et prisme for belastning i en trykkprøvingsmaskin. Tre sylindere, utstøpt fra samme betongblanding som de stålfiberarmerte fundamentene, ble brukt for bestemmelse av betongen sin E-modul. Sylindere hadde en høyde på 200 mm og en diameter på 100 mm, hvilket oppfylte kravene gitt i standarden. Prøvestykkene ble lagret i vannbad i 135 dager før testen ble utført. Etter at prøvestykkene ble tatt opp av vannbad, ble fritt vann på trykkflatene tørket bort, og sylindere ble testet innen en time etter de ble fjernet fra herding.

Før gjennomføring av test ble det utført plansliping av sylindere, for å forhindre skjevheter under prøvingen. Dette ble gjort av mastergruppen med en vandrevet slipemaskin med diamantblad, vist på figur 6.2a. Figur 6.2b viser den plane overflaten til en sylinder etter sliping. Sliping av sylindere med stålfiber kan være noe utfordrende, og det kan forekomme små ujevnheter i prøven, ettersom fiberen kan etterlate seg små hulrom når den spretter ut ved sliping.



(a) Plansliping av sylinder.

(b) Sylinder etter plansliping.

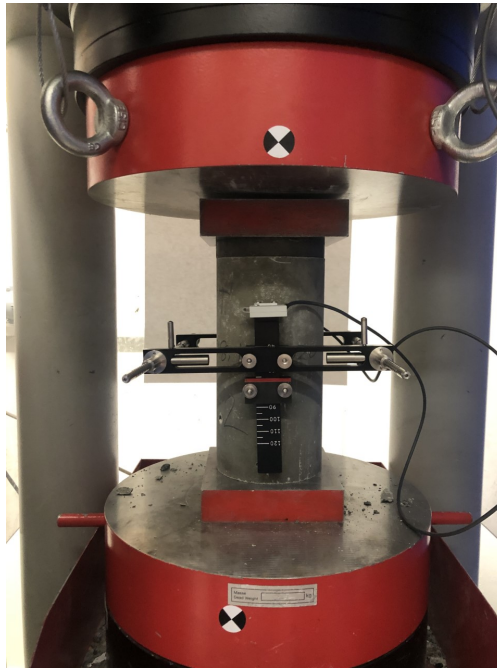
Figur 6.2: Plansliping av sylindere. [1]

Etter sliping av prøvestykkene ble ny vekt, diameter og høyde målt, og registrert i programmet som ble brukt ved gjennomføring av testen. Verdiene ble notert til nærmeste 0,01 mm. Måleutstyret som ble brukt er vist på figur 6.3. Ved måling av diameteren ble det tatt tre målinger med en jevn spredning på 60° , og ved måling av høyden ble det tatt tre målinger med en jevn spredning på 120° . Gjennomsnittlig diameter og høyde ble lagt inn i programmet.



Figur 6.3: Måling av sylinder etter plansliping. [1]

Deretter ble prøvestykkene plassert sentrisk i testmaskinen og deformasjonsmålerne festet, slik det er vist på figur 6.4. Målingen av E-modul ble utført i samme trykkprøvingsmaskin som terningene, en Toni Technik 2031, en hydraulisk lastramme for måling av kompresjonsstyrke med en maksimal testlast på 3000 kN.



Figur 6.4: Sylinder plassert i trykkprøvingsmaskinen. [1]

Med bruk av prøvingsmetoden fra NS-EN 12390-13 kan to sekantmoduler for elastisitet bestemmes; den opprinnelige modulen ($E_{C,0}$) målt ved første belastning og den stabiliserte modulen ($E_{C,S}$) målt etter tre belastningssykluser. Standarden inneholder to ulike metoder for bestemmelse av betongens E-modul. Metode A brukes for å bestemme den opprinnelige og den stabiliserte modulen, og metode B brukes for kun å bestemme den stabiliserte modulen.

Målingen kan gjøres på to ulike måter. Enten blir tøyningen (ϵ) målt direkte av instrumentene til maskinen, slik det ble gjort i testingen i denne rapporten, eller så blir deformasjonen i lengderetningen målt og regnet om til tøyning med følgende formel:

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L_0} \quad (6.4)$$

hvor

ϵ er den målte tøyningen.

ΔL er endringen i målt lengde.

L_0 er den opprinnelige målte lengden til instrumentet.

Iht. NS-EN 12390-13, Metode A, skal sylindere utsettes for tre belastningssykluser (preloading cycles) for å kontrollere prøvestykket sin posisjon og stabilitet i prøvingsmaskinen. Dette skal gjøres før måling av den stabiliserte E-modulen. Det ble ikke inkludert i testmetoden som ble brukt i denne rapporten.

Under måling av den stabiliserte E-modulen ble sylindere utsatt for tre belastningssykluser, der det ble satt en øvre og en nedre grense for belastningen. Hver syklus ble holdt i 30 sekunder på øvre grense og 30 sekunder på nedre grense, slik det er vist på figur 6.5. Dette er et avvik fra standarden, der det er oppgitt en sykluslengde på 20 sekunder eller mindre. Nedre lastgrense (σ_b) ble satt til 5 MPa, 10% av bruddspenningen iht. standarden. Øvre lastgrense (σ_a) ble satt til 17,3 MPa, 1/3 av den beregnede bruddspenningen til sylindere, slik det er vist i følgende formel:

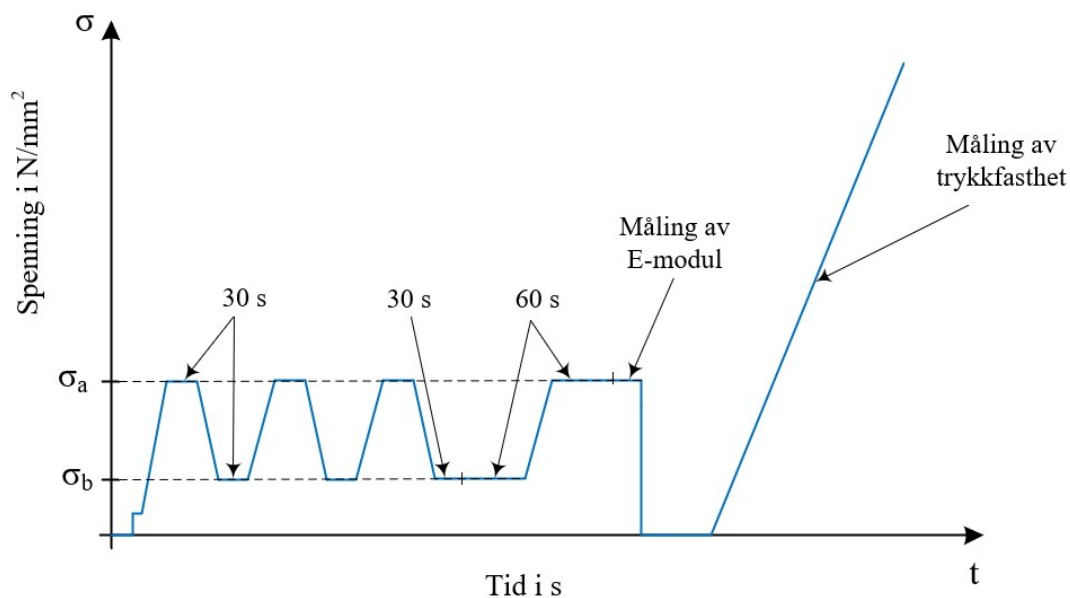
$$\sigma_a = \frac{f_{cm}}{3} \quad (6.5)$$

hvor

σ_a er den nominelle øvre spenningen.

f_{cm} er sylindetrykkfastheten til betongen, beregnet ut ifra trykktestingen av terningene, der forholdet mellom sylindetrykkfasthet og terningtrykkfasthet er 0,8, som beskrevet i kapittel 6.1.3.

Under måling av E-modulen ble det valgt en pålastningshastighet på 0,5 MPa/s. Iht. standarden skal denne ligge på $0,6 \pm 0,2$ MPa/s. Etter tredje belastningssyklus ble nedre grense holdt i 60 sekunder etterfulgt av at øvre grense ble holdt i 60 sekunder. Dette ble gjort for å få stabile plataer før måling av den stabiliserte E-modulen. Denne ble til slutt målt på øvre nivå i 30 sekunder. Testmetoden og syklusene som ble brukt for bestemmelse av betongens E-modul er utviklet på NTNU, og baserer seg på en kombinasjon av Metode A og Metode B i NS-EN 12390-13. Testsyklusen er vist på figur 6.5.



Figur 6.5: Testsyklus for bestemmelse av E-modul basert på NS-EN 12390-13. [1]

E-modulen ble beregnet direkte i Tonic Teknik sitt program under prøvingen, og ble avrundet til nærmeste 0,1 GPa iht. standarden. Ved beregning av den stabiliserte E-modulen iht. Metode A

kan følgende formel brukes:

$$E_{C,S} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon_S} = \frac{\sigma_a^m - \sigma_b^m}{\epsilon_{a,3} - \epsilon_{b,2}} \quad (6.6)$$

hvor

- $E_{C,S}$ er den stabiliserte E-modulen.
- $\Delta\sigma$ er differansen mellom målt spenning σ_a^m og σ_b^m (Metode A).
- $\Delta\epsilon_S$ er tøyingsdifferansen i tredje syklus.
- σ_a^m er målt spenning tilsvarende nominell øvre grense, σ_a .
- σ_b^m er målt spenning tilsvarende nominell nedre grense, σ_b .
- $\epsilon_{a,3}$ er gjennomsnittlig tøyning på øvre grense, syklus 3.
- $\epsilon_{b,2}$ er gjennomsnittlig tøyning på nedre grense, syklus 2.

Karakteristisk sylindertykkfasthet

Etter måling av E-modul ble sylindere sine trykkfasthet målt iht. NS-EN 12390-3 [36] med en pålastningshastighet på 0,6 MPa/s. Det anbefales å fjerne måleinstrumentene på prøven før trykktesten utføres. Dersom det er over 20% avvik mellom den målte sylindertykkfastheten og den beregnede sylindertykkfastheten ut ifra trykktestingen av terningene, må verdiene for øvre og nedre lastgrense justeres.

Den karakteristiske sylindertykkfastheten beregnes ut ifra de målte sylindertykkfasthetene med følgende formel:

$$f_{ck} = f_{cm} - w * s \quad (6.7)$$

hvor

- f_{ck} er den karakteristiske sylindertykkfastheten i MPa.
- f_{cm} er den midlere sylindertykkfastheten i MPa.
- w er fraktilfaktoren, og varierer med antall prøvestykker, se tabell 6.2.
- s er standardavviket til prøveserien.

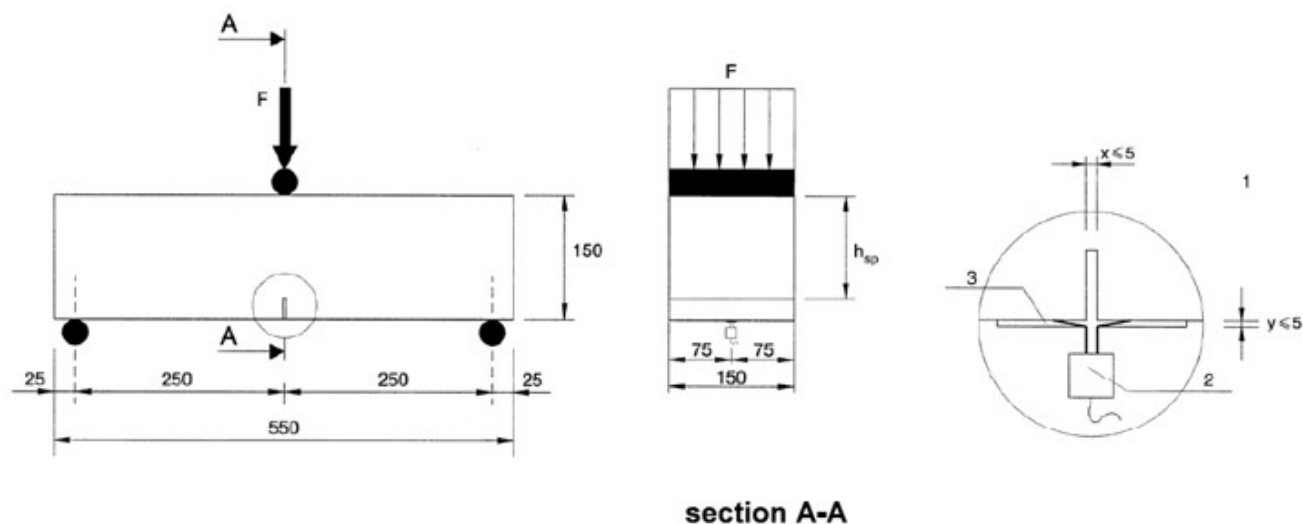
6.1.3 Måling av restbøystrekkfastheter

Måling av betongens restbøystrekkfastheter er mest aktuelt ved forhåndsprøving av herdet betong, men det kan også gjøres som etterkontroll ved prøving av utsagede eller utborede prøvestykker. Etterkontroll er mest aktuelt for SKB og/eller for å vurdere støpeteknikken. De utsagede bjelkene må være representative for de kritiske områdene i konstruksjonen. [12]

Prøvmingsmetoden i NS-EN 14651 *Prøvmingsmetode for betong med metalliske fibere – Måling av bøystrekkfasthet (proporsjonalitetsgrense og restfastheter)* [42] er basert på forsøk med stålfiber, men brukes også for bestemmelse av restbøystrekkfasthetene til bjelker armert med basaltfiber. Standarden inneholder en gyldig testmetode for bjelker samt dimensjoner og prosedyrer for utstøping av elementene. Resultatene skal korrigeres med en dokumentert relasjon mellom prøvemethodene, dersom en annen metode benyttes. I bjelkeforsøkene i denne masteroppgaven ble prosedyren i NS-EN 14651 fulgt med visse avvik som er beskrevet senere i dette kapittelet.

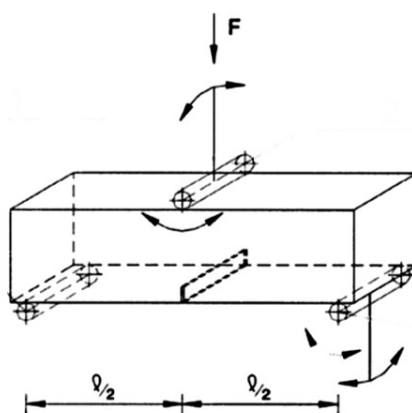
Det er gitt i NS-EN 14651 at minst seks prøvestykker per fibermengde skal testes for bestemmelsen av de karakteristiske restbøystrekkfasthetene som forhåndsdokumentasjon [12]. Seks bjelker

armert med 10 kg/m^3 basaltfiber og seks bjelker armert med 30 kg/m^3 stålfiber ble brukt for bestemmelse restbøyestrekfasthetene til de to fiberarmerte fundamenttypene som ble testet. Bjelkene ble lagret i vannbad, tatt opp for saging av spor, og deretter lagret i vannbad i over tre døgn før bjelkeprøvingen ble gjennomført iht. standarden. Dimensjoner og avstander for plassering av sagspor samt et forenklet testoppsett for trepunkts bøyetest er gitt på figur 6.6. Sagingen av spor ble utført av mastergruppen etter anvisninger fra laboratorietekniker på NTNU.



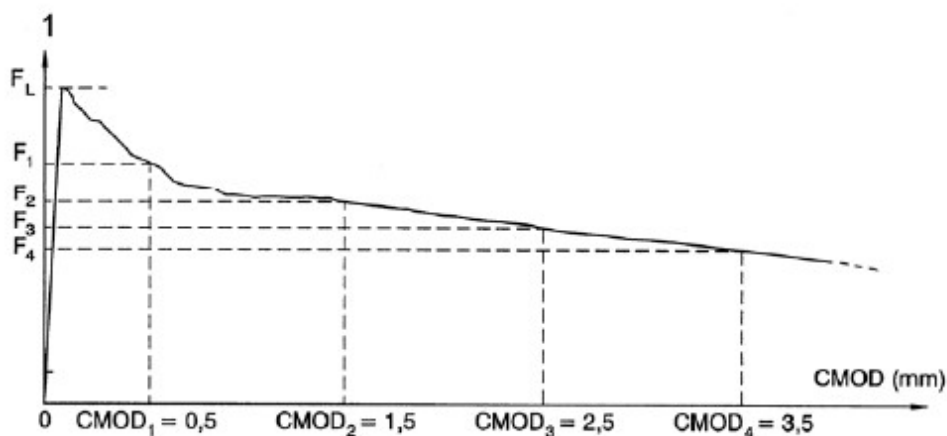
Figur 6.6: Testoppsett og dimensjoner for trepunkts bøyetest iht. NS-EN 14651. [42]

Restbøyestrekfasthet i NS-EN 14651 er gitt som en fiktiv spenning som virker på spissen av et sagspor, ofte kalt notch. Bjelken blir sentrert på to rullelagre midt under et lastangrepspunkt, slik det er vist på figur 6.7. Hensikten med sagsporet er å få bjelkerisset midt under lasten. Ved beregning av restbøyestrekfasthet blir det reduserte arealet brukt. Spenningsfordelingen på det urissede tverrsnittet til bjelken antas å være lineær [42]. Etersom spenningsfordelingen ikke samsvarer med virkelig spenningsfordeling, benyttes den ikke direkte ved dimensjonering [12].



Figur 6.7: Belastning av prøvestykket iht. NS-EN 14651. [42]

Fiberbetongens restbøyestrekfastheter bestemmes ut fra bøyemomentet til standardbjelker ved aktuelle rissvidder i underkant av bjelken. Bjelken utsettes for en midtpunktsbelastning (F_j) tilsvarende rissåpningen ($CMOD_j = \text{crack mouth opening displacement}$). Gjennom bjelkeprøvingen blir proporsjonalitetsgrensen F_L (første riss) og last ($F_{R,1}$ til $F_{R,4}$) ved de forhåndsdefinerte rissviddene ($CMOD_1$ til $CMOD_4$) registrert, slik det er illustrert på figur 6.8.



Figur 6.8: Diagram med forholdet mellom last og rissvidde. [42]

Det er mer omfattende å måle rissåpning enn deformasjon i bjelkeforsøk. I NS-EN 14651 er derfor forholdet mellom rissåpning (CMOD) og deformasjon (δ) gitt som:

$$CMOD = \frac{(\delta - 0,04)}{0,85} \quad (6.8)$$

Forholdet er også gitt i tabell 6.3, hentet fra standarden.

Tabell 6.3: Forholdet mellom rissvidde og deformasjon. [42]

CMOD (mm)	δ (mm)
0,05	0,08
0,1	0,13
0,2	0,21
0,5	0,47
1,5	1,32
2,5	2,17
3,5	3,02
4,0	3,44

For standard bjelkeprøving kan restbøyestrekfastheten ($f_{R,i}$) bestemmes fra målt last eller moment ved den forhåndsbestemte nedbøyingen:

$$f_{R,i} = \frac{6M_{Ri}}{bh_{sp}^2} \quad (6.9)$$

$$M_{Ri} = \frac{F_{Ri} * L}{4} \quad (6.10)$$

hvor

$f_{R,i}$ er restbøyestrekfastheten ved korresponderende $CMOD_i$ i N/mm².

b er bredden til bjelken i mm.

h_{sp} er avstanden fra toppen av sagsporet til overkant av bjelken i mm.

F_{Ri} er påført last ved korresponderende $CMOD_i$ i N.

L er spennvidden til bjelken i mm.

For bestemmelse av restbøyestrekfastheten til en gitt rissvidde benyttes den tilhørende deformasjonsverdien gitt i tabell 6.3. Eksempelvis ved bestemmelse av $f_{R,1}$, restbøyestrekfastheten ved 0,5 mm rissvidde, benyttes den registrerte lasten ved 0,47 mm nedbøyning. Lasten settes inn i formel 6.9 og resultatet blir restbøyestrekfastheten $f_{R,1}$. Dette gjøres for alle rissvidder, vanligvis i et regneark, slik at restbøyestrekfasthetene til alle rissvidder i tabell 6.3 blir beregnet.

Testoppsettet til bjelkeprøvingen

I NS-EN 14651 er testoppsettet for trepunkts bøyetest vist på figur 6.6. I bjelkeprøvingen som inngikk i denne rapporten ble det utført trepunkts bøyetest med tolv bjelker iht. NS-EN 14651 med enkelte avvik. Seks av bjelkene var armert med 10 kg/m³ Basalt MiniBars, og de resterende seks bjelkene var armert med 30 kg/m³ stålfiber av høyytelsesstål. Bjelkene ble testet etter herding i henholdsvis 132 og 133 dager. Testoppsettet som ble brukt til bjelkeprøvingen er vist på figur 6.9. Restbøyestrekfasthetene som ble bestemt ut ifra prøvingen ble videre brukt i beregninger for de fiberarmerte fundamentene.



Figur 6.9: Bjelketest i en servohydraulisk prøvingsmaskin. [1]

Utstyret og testmetoden som ble brukt til bjelkeprøvingen var likt det som ble brukt i forprosjektet til denne masteroppgaven [6]. Til lastpåføring ble det brukt en rigg for trepunkts belastning av bjelkene. Det ble benyttet en deformasjonsstyrt prøvingsmaskin med en konstant pålastningshastighet på 0,21 mm/min. En *HBM QuantumX MX840A* datalogger, to *HBM Induktiv WA 10 mm* givere og en festeboksett til givene ble brukt til registrering av nedbøyningen. Programvaren *cat-manEasy* ble brukt til datainnsamling. Før bjelkene ble plassert i riggen ble høyden over sagsporet og bredden til alle prøvestykkene målt iht. NS-EN 14651 [42]. Med disse målingene ble arealet, som ble benyttet i bestemmelsen av restbøyestrekfasthetene, justert. Høyden til sagsporet er gitt som h_{sp} i formel 6.9.

Den første stålfiberarmerte bjelken ble testet i en servohydraulisk prøvingsmaskin. Det ble fort tydelig at målingene ikke ble nøyaktige nok. Maskinen klarte ikke å holde den lave pålastningshastigheten og gi nøyaktige målinger, og dataene ble derfor ikke brukbare. De resterende elleve bjelketestene ble derfor gjennomført med en Instron Universal prøvingsmaskin. Denne maskinen var motormekanisk og holdt en nøyaktig pålastningshastighet, slik at dataene ble korrekte. Begge maskinene hadde en makslast på 100 kN. Testoppsettet og utstyret som ble brukt til begge prøvingsmaskinene var helt likt. Alle uregelmessigheter ble dokumentert gjennom prøvingen. Figur 6.10 viser den nye maskinen som ble brukt i testingen.



Figur 6.10: Bjelketest i en motormekanisk prøvingsmaskin. [1]

Avvik fra NS-EN 14651

For å forenkle testmetoden og prosesseringen av resultatene fra bjelkeprøvingen ble det gjort modifikasjoner fra testmetoden i NS-EN 14651. Disse modifikasjonene gjaldt måling av rissåpning, loggefrekvens og pålastningshastighet. Det ble ikke utført måling av rissåpning, såkalt CMOD-kontroll. I stedet ble nedbøyningen (δ) målt. Bjelkene ble belastet til nedbøyningen $\delta = 3,44$ mm

som tilsvarende $CMOD = 4,0$ mm, slik det er gitt i tabell 6.3. For å redusere datamengden, ble det brukt en konstant loggefrequens på 2 Hz; to målinger per sekund. Iht. NS-EN 14651 skal loggefrequensen minimum være på 5 Hz de første to minuttene, og deretter skal den være på minimum 1 Hz. For å redusere tidsbruken til hvert forsøk ble pålastningshastigheten holdt konstant på $\Delta\delta = 0,21$ mm/min. I standarden er det gitt at pålastningshastigheten frem til $CMOD = 0,1$ mm skal holdes konstant på 0,05 mm/min, og deretter konstant på 0,2 mm/min. Dersom testmetoden i NS-EN 14651 følges helt nøyaktig, vil man både få en større mengde data og større tidsforbruk for hver test.

Nedbøyningen ble målt som et gjennomsnitt fra de to giverene. Nedbøyningen og den tilhørende registrerte lasten ble loggført i *catmanEasy*. Deretter ble rådataene plottet inn i et regneark i Excel og bearbeidet av mastergruppen. Nedbøyningene ble regnet om til rissvidder, som vist i formel 6.8. Videre ble følgende midlere verdier for bøyestrekfasthet og restbøyestrekfasthet beregnet med formel 6.9 for hver bjelketest:

$f_{ct,L}$	Bøyestrekfasthet ved opprissing eller ved 0,05 mm rissvidde ved «hardening» oppførsel
$f_{R,1}$	Restbøyestrekfasthet ved 0,5 mm rissvidde
$f_{R,2}$	Restbøyestrekfasthet ved 1,5 mm rissvidde
$f_{R,3}$	Restbøyestrekfasthet ved 2,5 mm rissvidde
$f_{R,4}$	Restbøyestrekfasthet ved 3,5 mm rissvidde

De karakteristiske verdiene (0,05-kvantilen) for bøyestrekfastheten $f_{ctk,L}$ og restbøyestrekfasthetene $f_{Rk,1}$, $f_{Rk,2}$, $f_{Rk,3}$ og $f_{Rk,4}$ ble beregnet i regnearket med følgende formel hentet fra NB38 [12]:

$$f_{Rk,i} = f_{R,i} - k * s \quad (6.11)$$

hvor

$f_{Rk,i}$	er den karakteristiske restbøyestrekfastheten.
$f_{R,i}$	er den midlere restbøyestrekfastheten.
k	er en faktor som avhenger av antall prøvestykker, og er lik 1,7 for en prøveserie med seks prøvestykker.
s	er standardavviket til prøveserien.

De midlere og karakteristiske verdiene for restbøyestrekfastheter ble brukt som en del av verifiseringen av beregningsmetodene i NB38 for fundamentene armert med basaltfiber og stålfiber.

6.1.4 Testmetoden til fundamentene

Det ble testet fire ulike fundamenttyper og totalt ni fundamenter; ett uarmert fundament (UA), to fundamenter med slakkarmering (SA1 og SA2), tre fundamenter med basaltfiber (BF1, BF2 og BF3) og tre fundamenter med stålfiber (SF1, SF2 og SF3). Armeringsløsningene er detaljert beskrevet i kapittel 5.3. Fundamentene som var uarmert eller armert med slakkarmering ble brukt som sammenligningsgrunnlag for de fiberarmerte fundamentene, som var hovedfokuset i masteropp-gaven. Testingen fulgte ingen standardisert metode. Den valgte testmetoden ble bestemt av Terje Kanstad, professor ved NTNU, og leder av FoU-prosjektet, Steinar Trygstad. Mastergruppen utførte forhåndsberegninger for detaljering av testoppsettet. Testingen ble utført av Steinar Seehuus, labtekniker på Materialteknisk Laboratorium, med bistand fra mastergruppen. I forkant av testingen utførte mastergruppen en risikovurdering for forsøket sammen med ledelsen på laboratoriet.

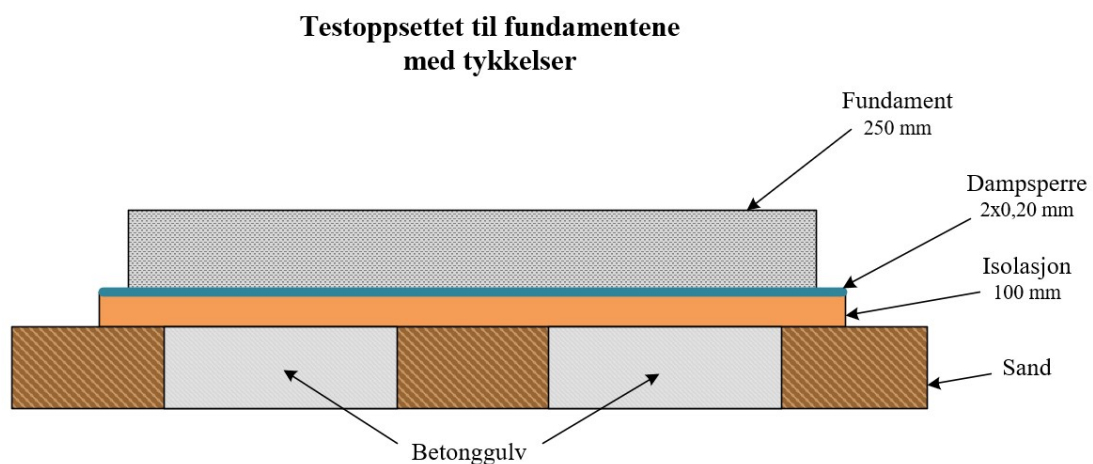
Fundamentene ble testet på et lag av isolasjon på 2,2x2,2 m. Isolasjonen som ble brukt var av typen XPS700SL. Dette laget ble brukt for å simulere et realistisk underlag for fundamentet ettersom forsøket ble gjennomført inne på laboratoriet. Mellom isolasjonen og fundamentet ble det lagt to lag dampsperre med en tykkelse på 0,20 mm. Hensikten med dette laget var å tillate glidning mellom fundamentet og isolasjonen. Gulvet på laboratoriet bestod av områder med betong, og områder med stålplater med hulrom under. Stålplatene ble fjernet, og hulrommene rundt betonggulvet ble fylt opp med sand, for å skape et plant og stabilt underlag som ville tåle lasten ovenfra. Gulvet er vist på figur 6.11a. Testoppsettet er vist på figur 6.11b, og de ulike lagene med tilhørende tykkelser er vist på figur 6.12.



(a) Gulvet under forsøket.

(b) Bilde av testoppsettet til fundamentene.

Figur 6.11: Testoppsettet til fundamentene med underlaget. [1]



Figur 6.12: Oppbyggingen av testoppsettet med angitte tykkelser. [1]

Testingen av fundamentene foregikk i den store prøvehallen på Materialteknisk Laboratorium på NTNU. Til lastpåføring ble det brukt en rigg for ettpunkts belastning av fundamentene. Prøvingsmaskinen som ble brukt var en *Instron 8800* med en makslast på 1000 kN. Pålastningshastigheten var laststyrt på 25 kN/min opp til 50 kN, for å ta opp slakkheter i riggen. Deretter ble det holdt en konstant deformasjonsstyrt hastighet på 0,4 mm/min, for å få nøyaktige målinger. Ved testing av første fundament ble det holdt en deformasjonsstyrt hastighet på 0,1 mm/min, men denne ble økt til 0,4 mm/min for de resterende fundamentene for å redusere tidsbruken til hvert forsøk. Loggefrequensen var på 2 Hz gjennom hele forsøket. Det ble brukt en *HBM QuantumX MX840A* til logging av data og *catmanEasy* til innsamling av data.

For måling av deformasjoner og tøyninger ble det brukt både horisontale og vertikale givere, såkalt LVDT, linear variable differential transformer. To givere *LVDT WSLF 20 mm* ble brukt for å måle horisontal deformasjon ved angrepspunktet. En giver ble plassert i retning Nord-Sør og den andre i retning Øst-Vest, begge 100 mm fra senter av lastcellen. Det ble brukt tre givere til vertikale deformasjonsmålinger 175, 250 og 950 mm fra senter av jekken. Den originale plasseringen til de vertikale giverene var 250, 500 og 950 mm fra sentrum, men ble flyttet etter testing av første fundament, BF1, for å få flere deformasjonsmålinger nærmere sentrum. De to nærmeste giverene var av typen *LVDT WA 50 mm* og den ytterste giveren var en *LVDT WSLF 100 mm*. Deformasjonsmålingene fra de horisontale giverene ble regnet om til promillevis tøyning med følgende formel som ble lagt inn i programmet i forkant av testingen:

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L_0} * 1000 \quad (6.12)$$

hvor

ϵ er den målte tøyningen i promille.

ΔL er endringen i målt lengde.

L_0 er den opprinnelige målte lengden til instrumentet.

Det ble plassert en bukk på hver side av fundamentet med to planker liggende over på tvers på Sør-siden av fundamentet. Over plankene ble det plassert en stålbjelke som de vertikale giverene ble festet til med magneter. Giverene ble justert, og enden ble limt fast til fundamentet med en stålkloss, for å forhindre uønsket bevegelse under forsøket. De horisontale giverene ble limt fast på fundamentet 100 mm fra sentrum av lastcellen på utkanten av lastflaten. Testoppsettet ferdig instrumentert er vist på figur 6.13 og 6.14.

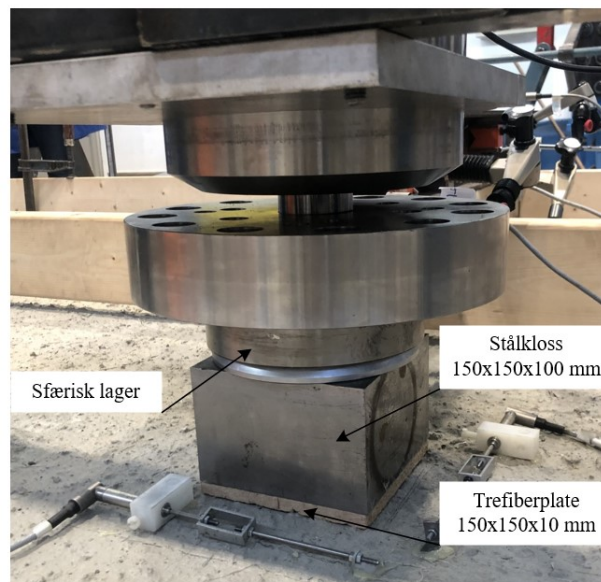


Figur 6.13: Vertikale givere. [1]



Figur 6.14: Horisontale givere. [1]

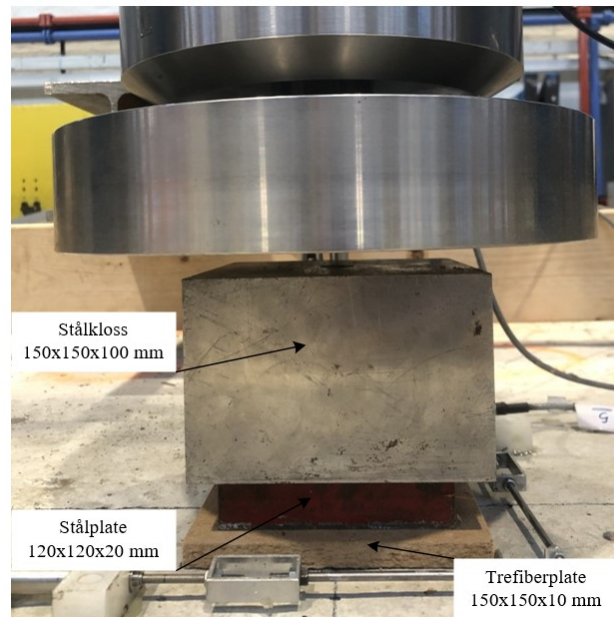
Under lastcellen ble det sentrisk plassert en trefiberplate, en stålkloss og et sfærisk lager, slik det er vist på figur 6.15. Det ble plassert en trefiberplate på 150x150x10 mm på lastflaten for å ta opp ujevnheter og for å skape full kontakt mellom stålklossen og betongen. På trefiberplaten ble det plassert en 100 mm høy stålkloss, og på stålklossen ble det plassert et sfærisk lager for å ta opp skjevheter.



Figur 6.15: 150x150 mm pålastningsflate. [1]

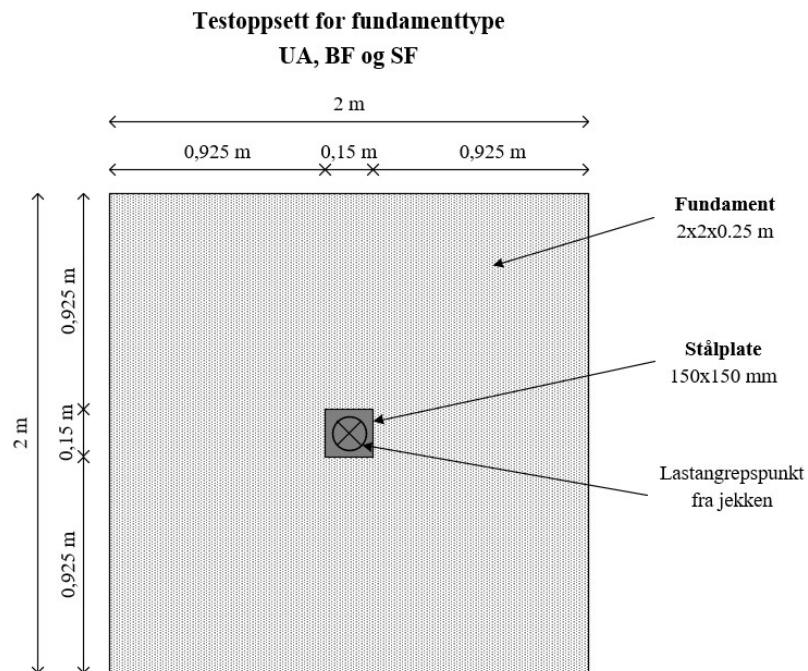
Det var ønskelig med momentbrudd for fundamentene som var uarmert og som var armert med fiber, og gjennomlokkingsbrudd for fundamentene med slakkarmering. For å fremkalle ønsket bruddtype, ble det gjennomført beregninger for bestemmelse av størrelsen på lastflaten. Det ble valgt en stålkloss på 150x150 mm for fundamentene der det var ønskelig med momentbrudd, slik det er vist på

figur 6.15. For fundamentene der det var ønskelig med skjærbrudd, ble det bestemt at lastflaten skulle reduseres til 120x120 mm. Det ble derfor plassert en stålplate på 120x120x20 mm under stålklussen på 150x150 mm, slik det er vist på figur 6.16.

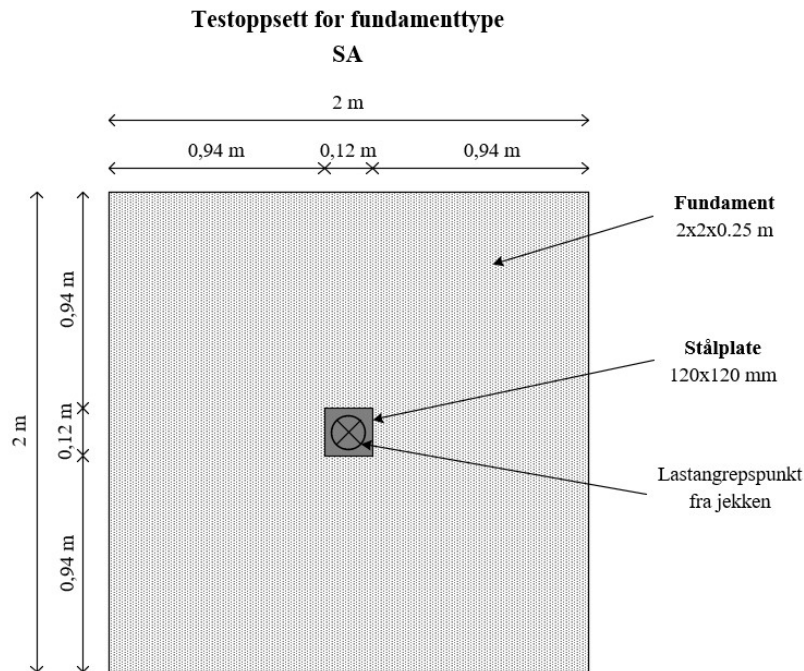


Figur 6.16: 120x120 mm pålastningsflate. [1]

Testoppsettene med målsettinger er vist på figur 6.17 og 6.18.



Figur 6.17: Testoppsett for fundamenttype UA, SF og BF. [1]



Figur 6.18: Testoppsett for fundamenttype SA. [1]

Etter testingen av de fiberarmerte fundamentene, ble fundamentene med stangarmering testet. Under testingen av det første stangarmerte fundamentet oppsto det skjevheter som bøyde leddet mellom lastcellen og jekken, slik det er vist på figur 6.19. Stålbjelken som ble brukt til å stive av lastcellen ble også bøyd. Testoppsettet ble modifisert før det første stangarmerte fundamentet ble testet om igjen samt testing av det siste stangarmerte fundamentet og det uarmerte fundamentet.



Figur 6.19: Bilde av lastcellen etter skade fra testingen. [1]

For å hindre skjevheter i riggen, ble det sfæriske lageret som var plassert på stålklossen fjernet. Det sfæriske lageret i toppen av jekken ble også fjernet, for å hindre all rotasjon i riggen. Det ble satt inn to diagonale strekkstag for å stive av riggen mot rotasjon. Det ble brukt laser og vater i de resterende tre forsøkene, for å kontrollere at jekken ikke beveget seg ut av planet. Stålbjelken som holdt fast lastcellen i de tidligere forsøkene ble fjernet, ettersom det ikke lenger var noen ledd som tillot horisontal forskyvning. Det nye testoppsettet er vist på figur 6.20.

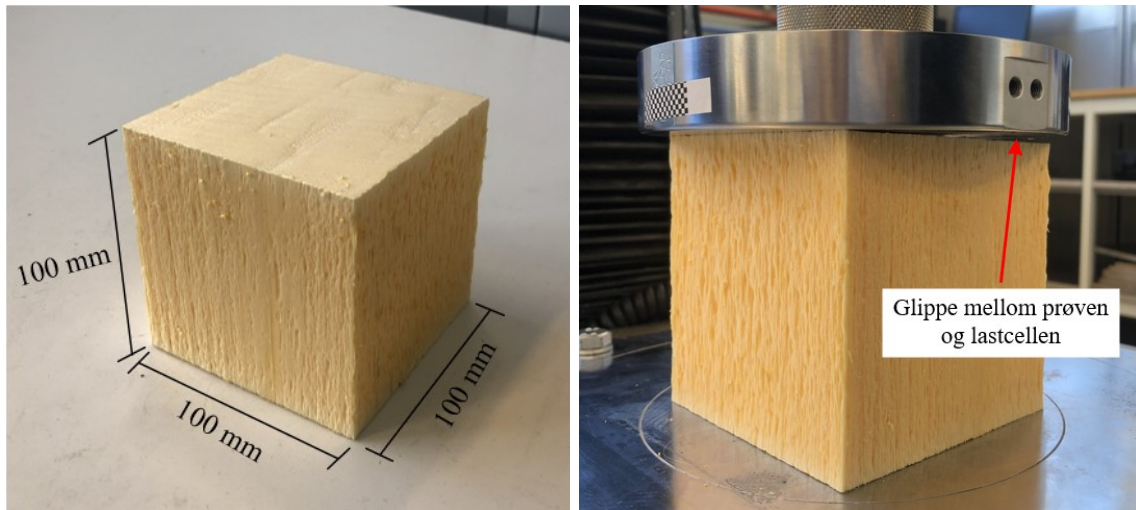


Figur 6.20: Det nye testoppsettet til fundamentene. [1]

Rådataene som ble hentet fra deformasjons- og tøyningmålingene samt den registrerte lasten fra testingen av fundamentene ble plottet inn i Excel og bearbeidet av mastergruppen.

6.1.5 Måling av E-modulen til det elastiske underlaget

Isolasjonen som fundamentene ble testet på var XPS700SL, produsert av Sundolitt. Den oppgitte E-modulen til isolasjonen fra produsent var 31 MPa, og videre spesifikasjoner er oppgitt i databladet til isolasjonen, gitt i vedlegg C.1. Mastergruppen utførte E-modulmålinger av isolasjonen for å kontrollere den oppgitte E-modulen. For testing av E-modulen til isolasjonen ble det utviklet en egen prøvingsmetode av mastergruppen i samarbeid med laboratorietekniker på NTNU. Prøvingsmetoden baserte seg på testmetoden for måling av E-modul i NS-EN 12390-13 [41]. Det ble sagt ut terninger av isolasjonen på 100x100x100 mm, slik det er vist på figur 6.21a. De to sidene til terningen som ikke var sagt, ble brukt som pålastningsflater i prøvingsmaskinen. Ettersom det var ujevnheter i isolasjonsplatene, var prøvestykkene ikke helt plane i overkant og underkant mot prøvingsmaskinen, slik det er vist på figur 6.21b.

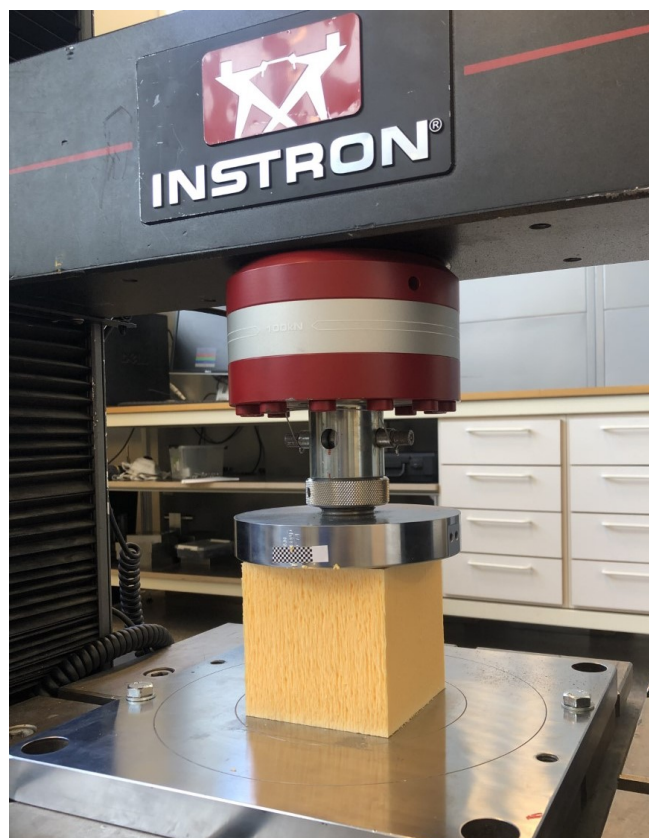


(a) Isolasjonsterningene som ble testet. [1]

(b) Ujevnheter i isolasjonen. [1]

Figur 6.21: Prøving av E-modulen til isolasjonen. [1]

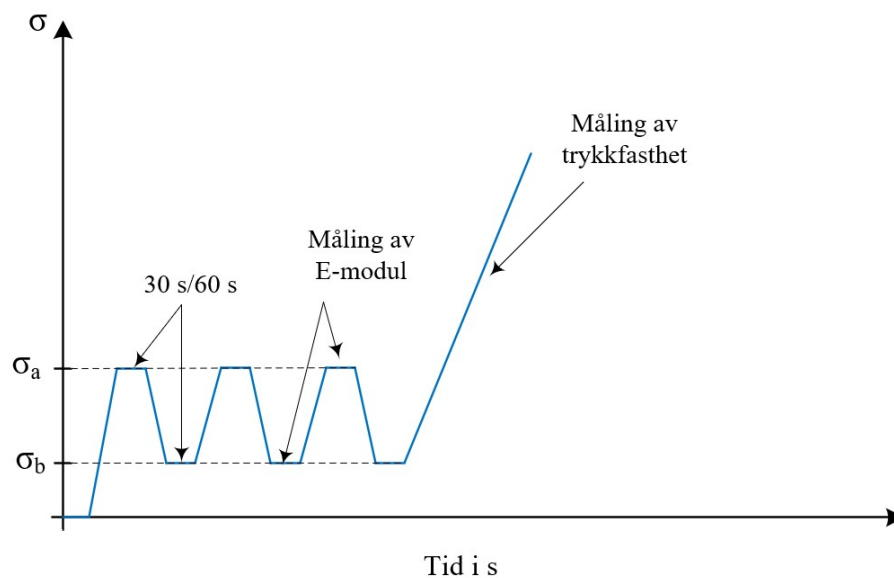
Prøvingsmaskinen som ble brukt var samme maskin som ble brukt til bjelkeforsøkene. Det ble brukt en Instron Universal prøvingsmaskin, en motormekanisk maskin med en makslast på 100 kN, som holdt en nøyaktig pålastningshastighet og ga gode målinger. Testoppsettet er vist på figur 6.22.



Figur 6.22: Testoppsettet til testing av E-modulen til isolasjon. [1]

Tre terninger ble testet for bestemmelse av isolasjonen sin E-modul. Det ble først testet en terning for evaluering om testmetoden fungerte, og disse resultatene ble ikke inkludert i masteroppgaven. Iht. NS-EN 12390-13 skal prøvelegemet belastes syklisk. Opprinnelig ble det lagt inn to ramper med øvre og nedre lastnivå for måling av tøyningene i prøven. Etter prøving av den første terningen ble det valgt å legge inn tre belastningssykluser. Dette ga en mer stabil måling av E-modulen for prøvingen av de tre isolasjonsterningene som ble inkludert i masteroppgaven. Før bestemmelsen av det øvre og det nedre lastnivået til rampen, ble det utført trykktest av en isolasjonsterning for å finne bruddlasten til isolasjonen. Bruddlasten ble målt til $8,22 \text{ kN/m}^2$. Denne ble videre brukt til bestemmelse av den øvre lastgrensen σ_a og den nedre lastgrensen σ_b . Den øvre lastgrensen ble satt til $2,74 \text{ kN}$, $1/3$ av bruddlasten, og den nedre lastgrensen ble satt til $0,5 \text{ kN}$. Dette tilsvarte omtrent 6% av bruddlasten. Iht. NS-EN 12390-13 skal nedre lastgrense settes til $5\text{-}10\%$ av bruddlasten. Loggefrekvensen ble holdt konstant på 10 Hz gjennom forsøkene.

For terning 1 ble det benyttet en posisjonsstyrt pålastningshastighet på $0,5 \text{ mm/min}$ opp til $0,45 \text{ kN}$. Deretter ble det brukt en laststyrt pålastningshastighet på 2 kN/min gjennom resten av forsøket. For terning 2 og 3 ble pålastningshastigheten holdt på 1 mm/min opp til $0,45 \text{ kN}$, og deretter på $0,5 \text{ kN/min}$ gjennom de tre belastningssyklusene. Hastigheten ble endret til $0,5 \text{ mm/min}$ etter tredje syklus da prøven ble belastet til brudd. Hvert platå ble holdt i 30 sekunder med samme pålastningshastighet mellom de tre belastningssyklusene for terning 1. Platåene ble justert til 60 sekunder for terning 2 og 3. Deretter ble prøven kjørt til brudd for måling av trykkfastheten til isolasjonen. Belastningssyklusene er vist på figur 6.23.



Figur 6.23: Belastningssyklusene brukt til prøving av isolasjonen sin E-modul. [1]

Beregning av E-modulen til isolasjonen

Mastergruppen prosesserte rådataene hentet fra forsøkene med isolasjonen for bestemmelse av den beregnede E-modulen til isolasjonen. Det ble manuelt hentet verdier for deformasjon og last fra Excel-filen. Deretter ble last regnet om til spenning, og deformasjon regnet om til tøyning. Verdiene som ble brukt i beregningene ble hentet fra målinger ved nedre lastnivå på andre syklus og øvre lastnivå på tredje syklus. Det ble i tillegg beregnet E-modul fra den posisjonsstyrte belastningen under trykkprøvingen av terning 2 og 3. Formel 6.6 i kapittel 6.1.2 viser beregning av E-modulen iht. Metode A i NS-EN 12390-13. Denne formelen ble brukt til beregningene av E-modulen til isolasjonen.

6.2 Beregningsmodeller for fiberarmert betong

De valgte regelverkene som ble benyttet til kapasitetsberegninger i denne rapporten, utenom dimensjoneringsveiledere for gulv på grunn, var som tidligere nevnt NB38, det kommende Annex L til EC2, COIN og DAfStb. Det er i de påfølgende underkapitlene vist og beskrevet testmetoder, materialfaktorer og beregningsmodeller for fiberarmert betong fra disse regelverkene.

6.2.1 NB38 og Annex L

Materialfaktor

Materialfaktorer er faktorer som tar hensyn til usikkerheter i materialfastheter og tverrsnittsgeometrier. Ved å dividere med denne faktoren finnes materialets dimensjonerende fasthet. [43]

I NB38 settes materialfaktoren for den dimensjonerende reststrekkfastheten f_{Ftud} lik:

$$\gamma_{sf} = 1,5 \quad (6.13)$$

Ellers benyttes materialfaktorer som angitt i EC2 for tradisjonell stangarming og betong i trykk.

Reststrekkfastheter

Reststrekkfastheter er parameterene som beskriver fiberens kapasitetsbidrag etter opprissing. Avhengig av om det dimensjoneres i bruks- eller bruddgrensetilstand, benyttes resultater for reststrekkfastheter ved ulike forhåndsdefinerte deformasjoner fra bjelkeprøvingen.

Bestemmelse av reststrekkfastheter iht. NB38 og Annex L følger samme prosedyre som COIN-rapporten, med ett unntak. Ettersom det har blitt vist at det kan forventes en gjennomsnittlig variasjonskoeffisient fra 20 til 30% for reststrekkfastheter ved bjelkeprøving, har de beregningsmessige reststrekkfasthetene blitt satt til den minste verdien av den karakteristiske verdien, og 60% av den midlere verdien. De beregningsmessige reststrekkfasthetene bestemmes som:

$$f_{R,1kber} = \min(f_{R,1k}, 0,6 * f_{R,1m}) \quad (6.14)$$

$$f_{R,3kber} = \min(f_{R,3k}, 0,6 * f_{R,3m}) \quad (6.15)$$

Videre beregnes de karakteristiske enaksielle reststrekkfasthetene som:

$$f_{Ftsk} = 0,45 f_{R,1kber} \quad (6.16)$$

$$f_{Ftuk} = 0,37 f_{R,3kber} \quad (6.17)$$

f_{Ftsk} benyttes for beregninger i bruksgrensetilstand, og f_{Ftuk} benyttes for beregninger i bruddgrensetilstand.

De effektive reststrekkfasthetene med hensyn til fiberorientering beregnes på følgende måte:

$$f_{Fts,ef} = \kappa_0 * f_{Ftsk} \quad (6.18)$$

$$f_{Ftu,ef} = \kappa_0 * f_{Ftuk} \quad (6.19)$$

hvor κ_0 er en faktor som tar hensyn til fiberorienteringen. Denne kan normalt settes til 1,0 for horisontalt bøyepåkjente konstruksjonsdeler, og 0,5 for vegger, skiver, skall og søyler.

Den dimensjonerende reststrekkfastheten i NB38 bestemmes som:

$$f_{Ftud} = \frac{f_{Ftu,ef}}{\gamma_{SF}} \quad (6.20)$$

Momentkapasitet

For beregning av momentkapasiteten til fiberarmerte betongkonstruksjoner er det angitt en rekke forutsetninger utenom de vanlige ved dimensjonering av betongkonstruksjoner. Generelt gjelder EC2 punkt 6.1(2) [40], der noen av forutsetningene for dimensjonering av tradisjonelt armert betong er:

- Plane tverrsnitt forblir plane.
- Stangarmeringens arbeidsdiagram følger retningslinjene gitt i EC2 3.2.7.
- Spenningen i betongen under trykk følger retningslinjene gitt i EC2 3.1.7.
- Det ses bort fra betongens strekkfasthet.
- Tøyningen i armeringen er den samme som for betongen omkring, uavhengig av om det er trykk- eller strekktøyninger.

Beregning av momentkapasiteten iht. NB38 baseres på de samme prinsippene som COIN-rapporten bygger på. Følgende forutsetninger gjelder, i tillegg til forutsetningene fra EC2:

- Et samvirke mellom stang- og fiberarmeringen skal bære den dimensjonerende lasten.
- Strekkapasiteten fra fiberarmeringen kan medtas ved at det antas konstant spenning over strekksonehøyden.
- Ved beregning av betongens trykkresultant bestemmes trykksonehøyden med aksiell likevekt.
- Dersom strekktøyningen ved aksiell likevekt er større enn $3/h\%$, kan den maksimale strekktøyningen settes lik $3/h\%$, og trykktøyningen lik ϵ_{cu3} . Verdier for ϵ_{cu3} er gitt i Tabell 3.1 i EC2, og settes til $3,5\%$ for fasthetsklassene B12-B50. I Annex L er maksimal strekktøyning satt til $\epsilon_{Ftu} = \epsilon_{Ftud} = 0,02$.

I tillegg er det i NB38 angitt en faktor for volumeffekter, som tillatter en økning av momentkapasiteten for statisk ubestemte momentpåkjennte konstruksjoner. Dette gjelder for plater der det er slakk- og/eller spennarmering på strekksiden. Denne faktoren inkluderes i den dimensjonerende reststrekkfastheten for slike tilfeller, og settes til:

$$\kappa_G = 1,0 + 0,5 * A_{ct} \leq \kappa_{G,max} = 1,5 \quad (6.21)$$

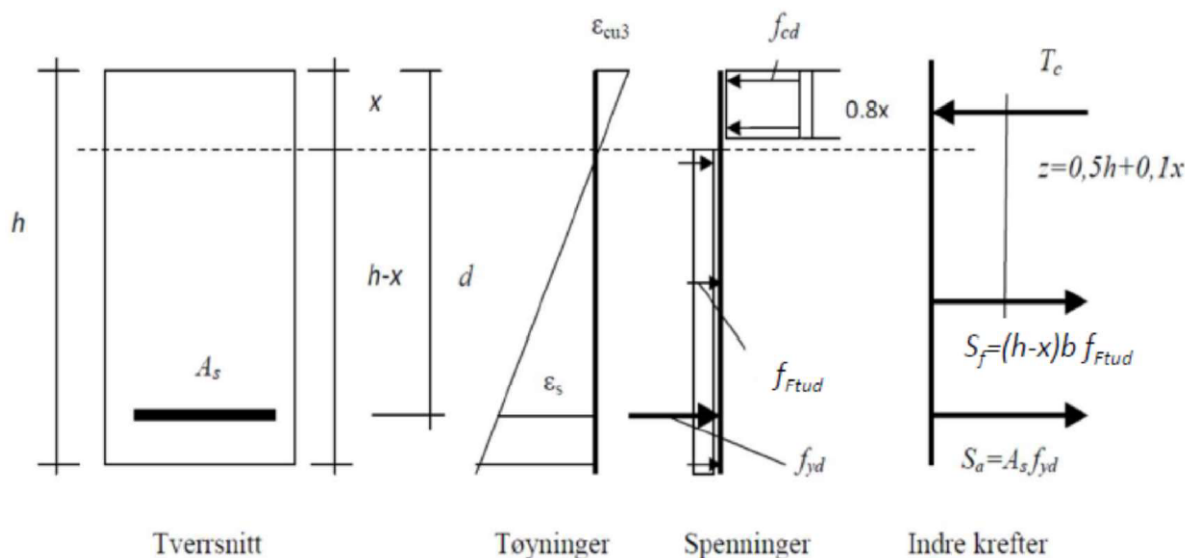
der A_{ct} er arealet av strekksonen i m^2 .

For tverrsnitt med kun fiberarmering, der den karakteristiske reststrekkfastheten er lavere enn $2,5 N/mm^2$, kan momentkapasiteten forenklet beregnes som:

$$M_{Rd} = 0,4f_{Ftud}bh^2 \quad (6.22)$$

Momentkapasiteten for fiberarmerte tverrsnitt med konvensjonell lengdearmoring, bestemt ved likevekt om trykkresultantens angrepspunkt, beregnes etter prinsippene vist på figur 6.24 som:

$$M_{Rd} = S_f(0,5h + 0,1x) + S_a(d - 0,4x) \quad (6.23)$$



Figur 6.24: Bestemmelse av momentkapasitet for fiberarmerte tverrsnitt etter NB38. [12]

Ved å kreve aksial likevekt kan uttrykket for trykksonehøyden x utledes til:

$$x = \frac{A_s * f_{yd}}{(0,8 * f_{cd} + f_{Ftud}) * b} + \frac{h * f_{Ftud}}{0,8 * f_{cd} + f_{Ftud}} \quad (6.24)$$

For fiberarmerte tverrsnitt uten konvensjonell lengdearmoring kan trykksonehøyden x bestemmes ved å utelate delen av uttrykket med stangarmoringens bidrag.

Det er også angitt i NB38 at lamellmetoden alternativt kan benyttes til å bestemme momentkapasiteten til fiberarmerte betongkonstruksjoner.

Skjærkapasitet

For skjærkapasitetsberegninger er det angitt noen forutsetninger iht. de ulike regelverkene. For alle regelverkene er beregningene kun gyldige ved bruk av stålfiber. Dette er grunnet tilgjengelig forsøksdata, der det meste i hovedsak er basert på forsøk med stålfiber.

Beregningsmodellene for skjærkapasitet i COIN og DAfStb er basert på gjeldende EC2. NB38 er derimot basert på den nye revisjonen av EC2, der det har blitt gjort endringer. En av årsakene til endringene i den nye revisjonen, er blant annet en undervurdering av størrelseseffekten k i gjeldende EC2. Ved store effektive høyder kan dette medføre en overestimering av skjærkapasiteten. Virkningen av tilslaget var heller ikke hensyntatt tidligere, og har blitt inkludert i de reviderte beregningsmodellene. Uttrykkene i gjeldende EC2 er empiriske, og er basert på testresultater med bestemte opplager- og lastbetingelser. Dette medfører at kapasitetsuttrykkene ikke er tilpasset alle konstruksjoner. [44]

I NB38 er skjærkapasitetsuttrykkene basert på forslag til ny EC2. I denne revisjonen har det blitt valgt å gå bort fra tidligere metoder, og det har blitt tatt et valg om å kontrollere skjær på spenningsbasis. I NB38 og Annex L benyttes følgende parametre for skjærberegninger:

- τ_{Ed} er opptredende skjærspenning i N/mm², og beregnes som $\tau_{Ed} = V_{Ed}/b_w z$.
 $\tau_{Rd,cF}$ er det fiberarmerte tverrsnittets skjærkapasitet uten skjærarmering i N/mm².
 $\tau_{Rd,sF}$ er det fiberarmerte tverrsnittets skjærkapasitet med innlagt skjærarmering i N/mm².

For tilfeller der den opptredende skjærspenningen er lavere enn det fiberarmerte tverrsnittets skjærkapasitet uten skjærarmering, bestemmes skjærkapasiteten på bakgrunn av to parametere:

- Betongens skjærkapasitet inkludert lengdearmingsbidrag, $\tau_{Rd,c}$, som ikke settes lavere enn minimumskapasiteten $\tau_{Rd,min}$.
- Den dimensjonerende reststrekkfastheten f_{Ftud} , bestemt med fiberorienteringsfaktor $\kappa_0 = 1,0$.

Minste skjærkapasitet $\tau_{Rd,min}$ bestemmes som følger:

$$\tau_{Rd,min} = \frac{10}{\gamma_c} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} * \frac{d_{dg}}{d}} \quad (6.25)$$

hvor d_{dg} er en parameter som skal ivareta ujevnheter i skjærbruddsonen. Avhengig av karakteristisk trykkfasthet settes d_{dg} til:

- $16 + D_{lower} \leq 40$ dersom $f_{ck} < 60$ MPa.
- $16 + D_{lower} (\frac{60}{f_{ck}})^2 \leq 40$ dersom $f_{ck} > 60$ MPa.

D_{lower} er den minste tillatte verdien av tilslagsstørrelsen D_{max} . Fiberbetong krever normalt noe mer innhold av finstoff enn betong uten fiberarmering, og eventuelt kan $D_{max} = 16$ mm brukes.

Skjærkapasiteten til fiberarmert betong bestemmes som følger:

$$\tau_{Rd,cF} = \eta * \tau_{Rd,c} + f_{Ftud} \geq \eta * \tau_{Rd,min} + f_{Ftud} \quad (6.26)$$

hvor

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_c} (100 \rho_l f_{ck} \frac{d_{dg}}{d})^{1/3} \geq \tau_{Rd,min}$$

$$\eta = \max\left(\frac{1}{1 + 0,43 f_{Ftu}^{2,85}}; 0,4\right)$$

Armeringsforholdene beregnes som $\rho = \frac{A_{sl}}{b_w d}$. η er en reduksjonsfaktor for betong- og lengdearmingsbidraget ved bruk av fiberarmering.

Gjennomlokking

For plater/flatdekker og lignende konstruksjoner direkte opplagt på søyler, eller der det er en konsentrert last (eller opplagerreaksjon) som virker på et lite areal (eksempelvis søyler på fundamenter), må konstruksjonen kontrolleres for eventuell problematikk knyttet til gjennomlokking. I den nye revisjonen av EC2, som NB38 har hentet skjærberegningsmodeller fra, har det blitt gjort store endringer for beregninger knyttet til gjennomlokking. Tidligere har det kritiske kontrollsnittet for

dekker vært $2d$, og for fundamenter og konstruksjoner der det oppstår store mottrykk har det vært et krav om iterasjon.

I masteroppgaven *Beregningsregler for betongkonstruksjoner: revisjon av Eurokode 2* [44] har konsekvensene av de nye beregningsmodellene i den nye EC2-revisjonen blitt vurdert. Generelt resulterer de nye beregningsmodellene i et større armeringsbehov, da betongbidraget i større grad er redusert. Dette medfører også et større ytre snitt hvor skjærarmering ikke lengre er nødvendig, ettersom det blir et større plassbehov til den ekstra armeringen som kreves.

I revisjonen av EC2 har det blitt valgt at gjennomlokking kontrolleres på bakgrunn av opptredende skjærspenning en avstand $0,5d$ fra oppleggskant. Skjærspenningen det kontrolleres mot beregnes som:

$$\tau_{Ed} = \beta_e \frac{V_{Ed}}{b_0 d_v} \quad (6.27)$$

hvor

β_e er en forsterkningsfaktor for moment.

d_v er gjennomsnittlig effektiv tverrsnittshøyde i begge retninger.

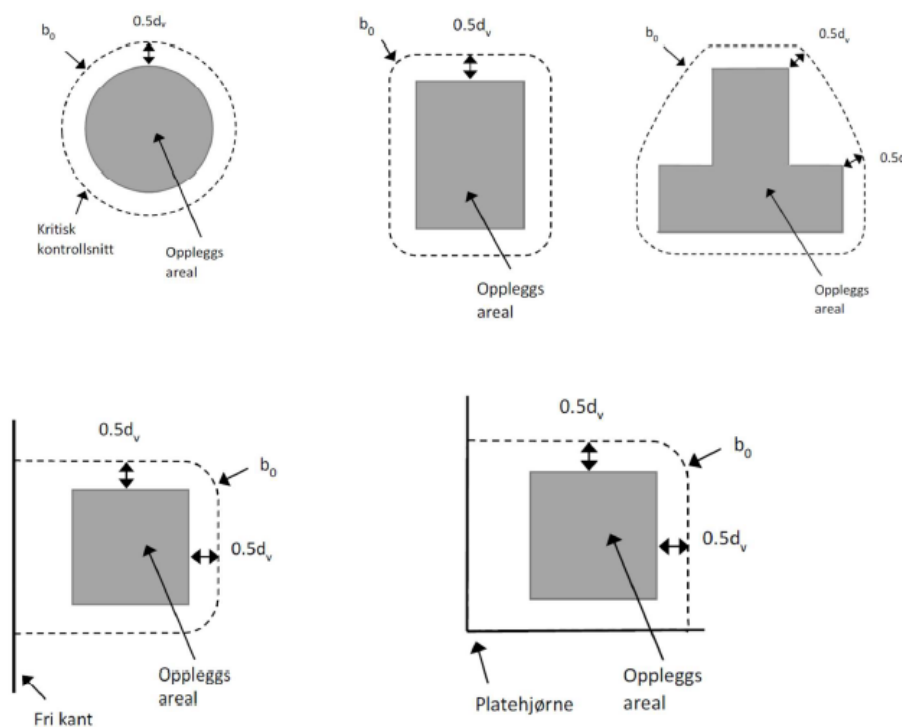
b_0 er lengden av kontrollsnittet.

I NB38 er faktorene for β_e avhengig av oppleggssituasjoner, vist i tabell 6.4. Faktorene tilsvarer forenklete verdier gitt i figur 6.21N i EC2, men kan også beregnes mer nøyaktig i henhold til EC2 6.4.3.

Tabell 6.4: Ulike verdier for β_e . [12]

Situasjon	β_e
Indre søyler	1,15
Randsøyler og -vegger	1,4
Hjørnesøyler	1,5
Vegghjørner	1,2

Bestemmelse av kontrollsnittets lengde for noen tilfeller er vist på figur 6.25, hentet fra NB38.



Figur 6.25: Plassering av kontrollsnitt for noen tilfeller. [45]

Gjennomlokkingskapasiteten i henhold til NB38 og Annex L for fiberarmerte tverrsnitt uten skjærarmoring beregnes som:

$$\tau_{Rd,cF} = \eta_c \tau_{Rd,c} + f_{t,d} \quad (6.28)$$

hvor faktoren η_c bestemmes som:

$$\eta_c = \frac{\tau_{Rd,c}}{\tau_{Ed}} \quad (6.29)$$

og betongbidraget $\tau_{Rd,c}$ settes til:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_c} k_{pb} (100 \rho_l f_{ck} \frac{d_{dg}}{d})^{1/3} \leq \frac{0,6}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}} \quad (6.30)$$

I NB38 er det ikke vist noen begrensning for faktoren η_c , men i Annex L settes denne til $\eta_c = \frac{\tau_{Rd,c}}{\tau_{Ed}} \leq 1,0$. Det effektive armeringsforholdet ρ_l bestemmes over en platebredde lik bredden på opplegget og $3d_v$ til hver side av opplegget, og beregnes som $\rho_l = (\rho_{lx} * \rho_{ly})^{1/2}$.

Faktoren k_{bp} settes til:

$$k_{bp} = \sqrt{5 \mu_p \frac{d_v}{b_0}} \leq 2,5 \quad (6.31)$$

Koeffisienten μ_p settes til:

$$\begin{aligned}\mu_p &= 8 \text{ for indre søyler.} \\ \mu_p &= 4 \text{ for endesøyler og langs vegger.} \\ \mu_p &= 2 \text{ for hjørnesøyler og vegg hjørner.}\end{aligned}$$

6.2.2 COIN

Materialfaktor

I COIN settes materialfaktoren for reststrekkfastheten $f_{ftk,res2,5}$ lik:

$$\gamma_{cf} = 1,5 \quad (6.32)$$

Dersom det kan vises at variasjonskoeffisienten for reststrekkfastheten ikke er større enn 10%, i tillegg til at det tas hensyn til avvik i tverrsnittdimensjoner iht. A2.2 i EC2, kan γ_{cf} settes lik 1,35. Ellers benyttes materialfaktorer lik det som er angitt i EC2. For konstruksjonsdeler i pålitelighetsklasse 2, 3 og 4 må det vises at dimensjonerende bøyemomenter og aksialtrekkrefter bæres uten bidrag fra fiberen, der materialfaktorer settes lik 1,0.

Reststrekkfastheter

COIN-rapporten benytter reststrekkfasthetene ved de samme deformasjonsmålingene som NB38 og Annex L. En ulikhet fra NB38 og Annex L, er at det i COIN-rapporten kun er reststrekkfastheten ved 2,5 mm som benyttes til bestemmelse av kapasiteter og minimumsarmering. Den karakteristiske reststrekkfastheten bestemmes som:

$$f_{ftk,res2,5} = 0,37 f_{Rk3} \quad (6.33)$$

Den dimensjonerende reststrekkfastheten beregnes som:

$$f_{ftd,res2,5} = \frac{f_{ftd,res2,5}}{\gamma_{cf}} \quad (6.34)$$

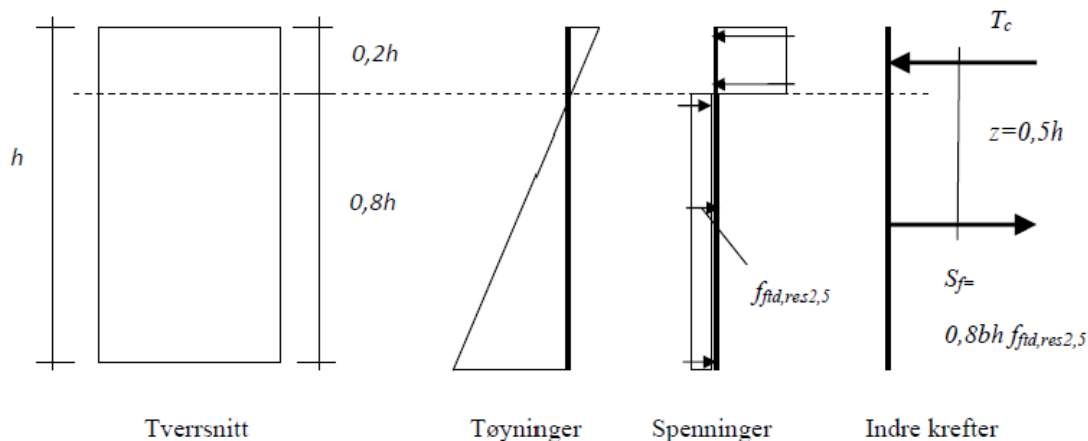
Det er verdt å merke seg at den dimensjonerende reststrekkfastheten i COIN ikke inkluderer en fiberorienteringsfaktor, slik som i DAfStb og NB38. I DAfStb er det i tillegg til en fiberorienteringsfaktor også inkludert en geometrisk faktor.

Momentkapasitet

For beregning av momentkapasitet til fiberarmerte tverrsnitt er det i COIN gitt to ulike beregningsmodeller. Den ene beregningsmodellen er for fiberarmert betong med konvensjonell lengdearmering, og den andre er for fiberarmert betong uten konvensjonell lengdearmering. For fiberbetong uten konvensjonell lengdearmering kan momentkapasiteten beregnes som vist på figur 6.26, hvor momentarmen er satt til $z = 0,5h$. I tilfeller der den karakteristiske reststrekkfastheten $f_{ftk,res2,5}$ er høyere enn $2,5 \text{ N/mm}^2$, må trykksonehøyden x beregnes. [18]

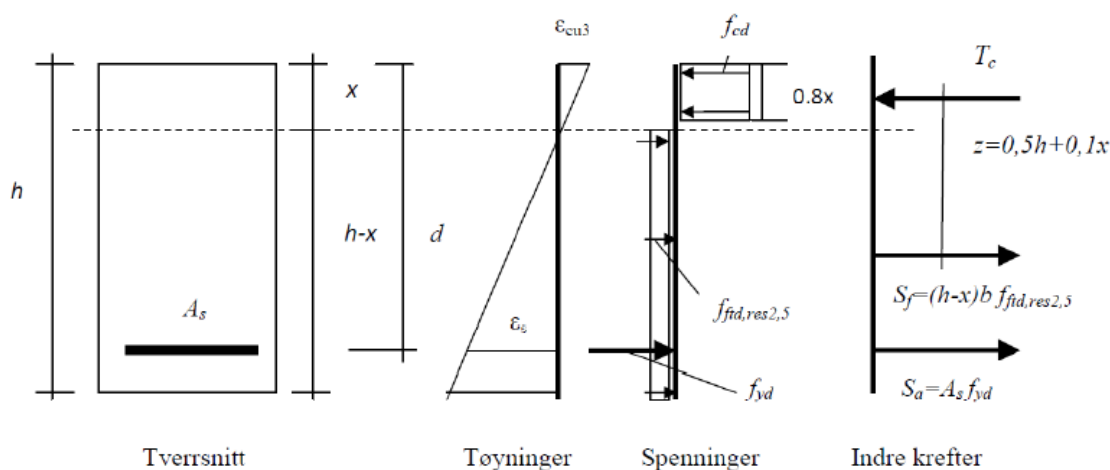
Momentkapasiteten for fiberarmerte tverrsnitt uten konvensjonell lengdearmring, gitt at $f_{ftk,res2,5}$ er lavere enn $2,5 \text{ N/mm}^2$, kan da forenklet settes til:

$$M_{Rd} = 0,4 f_{ftd,res2,5} b h^2 \quad (6.35)$$



Figur 6.26: Bestemmelse av momentkapasitet for fiberarmerte tverrsnitt uten konvensjonell lengdearmring. [18]

For fiberarmerte tverrsnitt med konvensjonell lengdearmring vises fiberbidraget som et tillegg til stangarmeringen, som vist på figur 6.27. Her må trykksonehøyden x bestemmes ved likevekt mellom resultatene fra betongens trykkraft, og strekkraftene fra fiber- og stangarmeringen.



Figur 6.27: Bestemmelse av momentkapasitet for fiberarmerte tverrsnitt med konvensjonell lengdearmring. [18]

Ved aksiell likevekt kan uttrykket for trykksonehøyden x utledes til:

$$x = \frac{A_s * f_{yd}}{(0,8 * f_{cd} + f_{ftd,res2,5}) * b} + \frac{h * f_{ftd,res2,5}}{0,8 * f_{cd} + f_{ftd,res2,5}} \quad (6.36)$$

Momentkapasiteten for fiberarmerte tverrsnitt med konvensjonell lengdearmering, bestemt ved likevekt om trykkresultantens angrepspunkt, beregnes da som:

$$M_{Rd} = S_f(0, 5h + 0, 1x) + S_a(d - 0, 4x) \quad (6.37)$$

Skjærkapasitet

I COIN-rapporten er skjærkapasitetsuttrykkene fra gjeldende EC2 benyttet som utgangspunkt, der fiberbidraget $V_{Rd,cf}$ er vist som et tillegg i kapasitetene. COIN-rapporten forutsetter innlagt lengdearmering i tillegg til fiberarmeringen for at beregningene skal være gyldige.

For fiberarmerte konstruksjoner uten beregningsmessig behov for skjærarmering, er skjærkapasiteten i COIN-rapporten satt til:

$$V_{Rd,c} = V_{Rd,ct} + V_{Rd,cf} \quad (6.38)$$

hvor fiberbidraget $V_{Rd,cf}$ beregnes som:

$$V_{Rd,cf} = 0,6f_{ftd,res2,5}b_w h \quad (6.39)$$

og betong- og lengdearmeringsbidraget $V_{Rd,ct}$ bestemmes som:

$$V_{Rd,ct} = [C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp}]b_w d \geq (\nu_{min} + k_1\sigma_{cp})b_w d \quad (6.40)$$

hvor

$k_1 = 0,15$ og $C_{Rd,c} = 0,15/\gamma_c$ eller $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$, avhengig av tilslaget i betongen som beskrevet i NA.6.4.4 i EC2.

$\rho_l = A_s/b_w d \leq 0,02$, hvor A_s er arealet av strekkarmeringen, b_w er bredden av tverrsnittssteget, og d er den effektive tverrsnittshøyden.

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2f_{cd}$, hvor N_{Ed} er aksialkraft som følge av ytre last eller forspenning, og A_c er tverrsnittsarealet til betongen.

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$

$\nu_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$

Gjennomlokking

I COIN-rapporten kontrolleres det, som i gjeldende EC2, for gjennomlokking en avstand $2d$ fra kant av opplegg. I tillegg til kontrollen for et eventuelt skjærarmeringsbehov, kontrolleres det for trykkbrudd ved kant av opplegg. Opptrepende skjærspenning ν_{Ed} bestemmes som:

$$\nu_{Ed} = \beta * \frac{V_{Ed}}{u_i d} \quad (6.41)$$

hvor

β er en forsterkningsfaktor for moment, og kan bestemmes i henhold til 6.4.3 i EC2, eller forenklet som vist på figur 6.21N i EC2.

u_i er lengden av kontrollsnittet.

d er den effektive tverrsnittshøyden i x- og y-retning, der $d = d_{eff} = \frac{d_x + d_y}{2}$.

Skjærspenningskapasiteten $\nu_{Rd,cF}$ bestemmes som:

$$\nu_{Rd,cF} = C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp} + 0,6f_{ftd,res2,5} \geq \nu_{min} + k_1\sigma_{cp} + 0,6f_{ftd,res2,5} \quad (6.42)$$

hvor

ρ_l er det effektive armeringsforholdet, og beregnes som $\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} * \rho_{lz}} \leq 0,02$, der armeringsforholdet regnes over en platebredde pluss $3d$ til hver side.

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz})/2$$

$$\nu_{min} = 0,035k^{3/2}\sqrt{f_{ck}}$$

6.2.3 DAfStb

I det tyske regelverket beskrives stålfiberarmert betong med trykkfasthetsklassen, eksponeringsklassen, fuktighetsklassen, og klassen til den stålfiberarmerte betongen. Et eksempel på hvordan en betong armert med stålfiber kan beskrives iht. det tyske regelverket er:

C30/37 - L1,2/0,9 - XC1 - WO

hvor

C30/C37 er trykkfasthetsklassen.

L1,2/0,9 angir restfasthetene for klasse L1 og L2. Den stålfiberarmerte betongen har klasse 1,2 for små deformasjoner (bruksgrensetilstand), og 0,9 for store deformasjoner (bruddgrensetilstand).

XC1 er eksponeringsklassen.

WO er fuktighetsklassen.

Materialfaktor

I det tyske regelverket settes materialfaktoren for stålfiberarmert betong lik:

$$\gamma_{ct}^f = 1,25 \quad (6.43)$$

Denne faktoren gjelder for alle typer situasjoner, og kommer i tillegg til de andre materialfaktorene i det nasjonale tillegget til Tyskland.

Reststrekkfastheter

Det tyske regelverket har et Annex O som beskriver testmetoden for bjelkeprøving. Prøvingsmetoden i dette tillegget er basert på NS-EN 12390-5. I utgangspunktet har testmetodene det samme kravet til at det skal testes minst seks prøvestykker per valgte betongresept, fibermengde og fibertype. For COIN, NB38 og Annex L registreres det reststrekkfastheter ved fire ulike deformasjonsstørrelser. I DAfStb registreres det reststrekkfastheter ved to ulike deformasjoner. Reststrekkfasthetene i DAfStb er delt opp i to klasser; L1 og L2. Klassene er vist i tabell 6.5. Disse klassene gir informasjon om de karakteristiske reststrekkfasthetsverdiene ved de to forhåndsdefinerte deformasjonene. L1 benyttes ved mindre deformasjoner (bruksgrense), og L2 benyttes for større deformasjoner (bruddgrense) i kombinasjon med stangarmering. Verdiene for klasse L1 og L2 finnes ved å teste bjelker med valgt fibertype og -mengde iht. testmetoden i det tyske regelverket.

Tabell 6.5: Klasser for stålfiberarmert betong i det tyske regelverket. [45]

Klasse	Kontroll	Deformasjon
L1	Mindre deformasjoner (bruksgrense)	$\delta_{L1} = 0,5 \text{ mm}$
L2	Større deformasjoner i kombinasjon med stangarmering	$\delta_{L2} = 3,5 \text{ mm}$

For å kunne sammenligne kapasitetsberegninger fra det tyske regelverket med resultater fra NB38 og COIN, antas det at regelverkene gir samme reststrekkfasthetsverdier for bruks- og bruddgrense-dimensjonering, uavhengig av prøvebjelkedimensjoner og testoppsett. Det antas derfor at $f_{cflk,L1}^f$ har samme verdi som $f_{R1,kber}$, og at $f_{cflk,L2}^f$ har samme verdi som $f_{R3,kber}$.

Etter at restfasthetene for klasse L1 og L2 er beregnet, bestemmes grunnverdiene for de sentriske restfasthetene. Grunnverdiene som kan benyttes til dimensjonering avhenger av duktiliteten til stålfiberbetongen og hvilken analysemetode som benyttes. Grunnverdiene bestemmes som følger:

$$f_{ct0,L1}^f = f_{cflk,L1}^f * \beta_{L1} \quad (6.44)$$

$$f_{ct0,L2}^f = f_{cflk,L2}^f * \beta_{L2} \quad (6.45)$$

$$f_{ct0,u}^f = f_{cflk,L2}^f * \beta_u \quad (6.46)$$

$$f_{ct0,s}^f = f_{cflk,L2}^f * \beta_s \quad (6.47)$$

Dersom $L2/L1 > 1,0$ benyttes følgende uttrykk for $f_{ct0,s}^f$:

$$f_{ct0,s}^f = f_{cflk,L1}^f * \beta_s \quad (6.48)$$

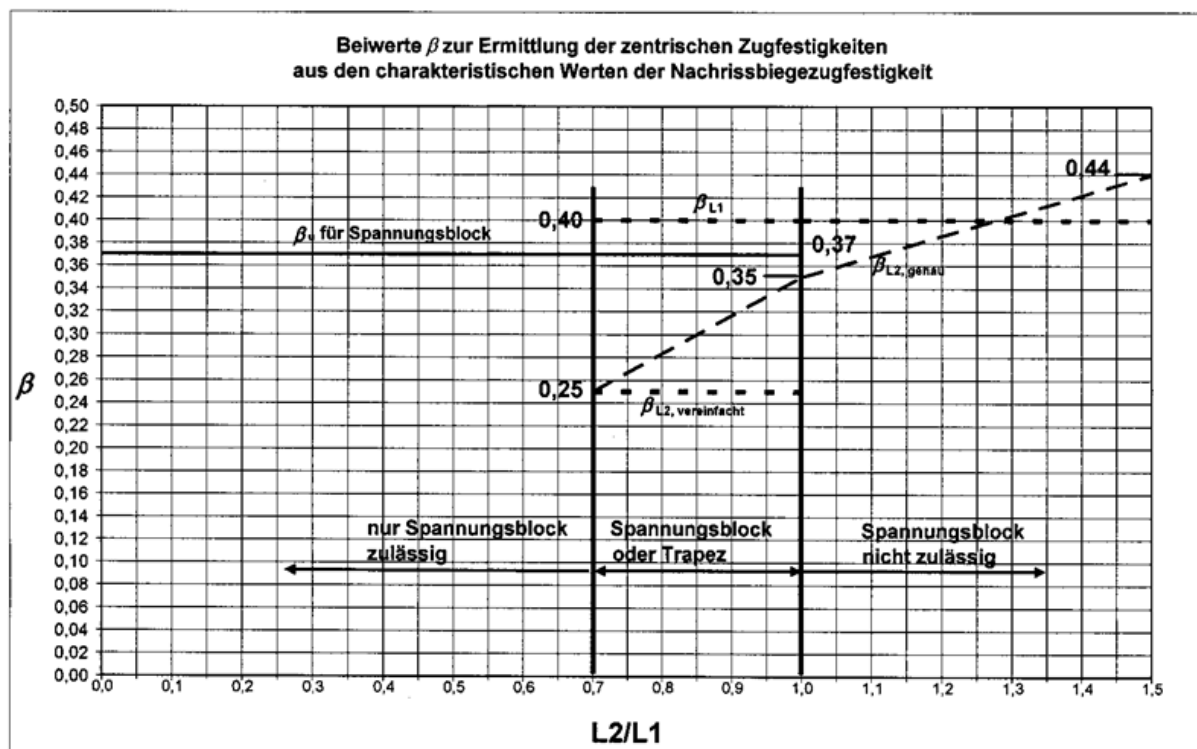
hvor

- β_{L1} er en faktor for bestemmelse av den sentriske reststrekkfastheten for klasse L1 ved bruk av fullstendige spennings-tøyningsforløp. $\beta_{L1} = 0,40$ benyttes, dersom $L2/L1 > 0,7$. Ellers benyttes spenningsblokk som i bruddgrensetilstand.
- β_{L2} er en faktor for bestemmelse av den sentriske reststrekkfastheten for klasse L2 ved bruk av fullstendige spennings-tøyningsforløp. $\beta_{L2} = 0,25$ benyttes, dersom $L2/L1 > 0,7$. Ellers benyttes spenningsblokk som i bruddgrensetilstand. For å bestemme β_{L2} mer nøyaktig er det angitt metoder for dette i Annex P i det tyske regelverket. Metoden for bestemmelse av β_{L2} fra Annex P i det tyske regelverket er vist på figur 6.28.
- β_u er en faktor som benyttes ved bestemmelse av den sentriske restfastheten i bruddgrense, med dimensjonering ved bruk av rektangulær spenningsfordeling. Det forutsettes også innlagt stangarmering. β_u settes til 0,37.
- β_s er en faktor som benyttes ved bestemmelse av den sentriske restfastheten i bruksgrense, der det benyttes rektangulær spenningsfordeling og er innlagt stangarmering. β_s settes til 0,37.

De ulike reststrekkfasthetene kan benyttes ved dimensjonering i følgende situasjoner:

- $f_{ct0,L1}^f$ kan benyttes i tilfeller, hvor $L2/L1 \geq 0,7$, og skal benyttes der $L2/L1 \geq 1,0$. Denne parameteren brukes for beregninger i bruksgrense.
- $f_{ct0,L2}^f$ kan benyttes i tilfeller, hvor $L2/L1 \geq 0,7$, og skal benyttes der $L2/L1 \geq 1,0$. Denne parameteren brukes til dimensjonering i bruddgrense.
- $f_{ct0,s}^f$ kan benyttes i tilfeller, hvor $L2/L1 \leq 1,0$. Denne parameteren brukes til beregninger i bruksgrense.
- $f_{ct0,u}^f$ kan benyttes i tilfeller, hvor $L2/L1 \leq 1,0$. Denne parameteren brukes til dimensjonering i bruddgrense.

På figur 6.28 er det vist hvordan β -faktorene kan bestemmes. I tillegg er det også vist hvilken metode som kan benyttes ved beregninger, avhengig av forholdet $L2/L1$.



Figur 6.28: Kurver for bestemmelse av β -faktorene fra Annex P i det tyske regelverket. [45]

En oversettelse av kriteriene vist på figur 6.28 er gitt i tabell 6.6.

Tabell 6.6: Oversettelse av kriteriene gitt på figur 6.28. [1]

Tysk	Norsk
Beiwerte β zur Ermittlung der zentrischen Zugfestigkeiten aus den charakteristischen Werten der Nachrissbiegezugfestigkeit.	β -faktorer for bestemmelse av sentriske resttrekkfastheter fra de karakteristiske resttrekkfasthetsverdiene.
β_u für Spannungsblock	β_u for spenningsblokk
$\beta_{L2,genau}$	$\beta_{L2,nøyaktig}$
$\beta_{L2,vereinfacht}$	$\beta_{L2,forenklet}$
nur Spannungsblock zulässig	kun spenningsblokk tillatt
Spannungsblock oder Trapez	spenningsblokk eller trapes
Spannungsblock nicht zulässig	spenningsblokk ikke tillatt

I tilfeller der $0,7 \leq L2/L1 \leq 1,0$, settes β_{L2} lik:

$$\beta_{L2} = \frac{1}{3} * \frac{L2}{L1} + 0,02 \tag{6.49}$$

I tilfeller der $1,0 < L2/L1 \leq 1,5$, settes β_{L2} lik:

$$\beta_{L2} = 0,18 * \frac{L2}{L1} + 0,17 \tag{6.50}$$

For begge tilfellene vist over settes β_{L1} til 0,4. Dersom $L2/L1 \geq 1,5$ skal $\beta_{L2} = 0,44$ benyttes.

For beregninger iht. det tyske regelverket benyttes det fire ulike restfastheter. Disse verdiene velges avhengig av hvilken spenningsfordeling som kan eller må brukes. I tillegg tas det hensyn til fiberorientering, strekksoneareal og størrelseseffekt. Restfasthetene beregnes på følgende måte:

$$f_{ctR,L1}^f = \kappa_F^f * \kappa_G^f * f_{ct0,L1}^f \quad (6.51)$$

$$f_{ctR,L2}^f = \kappa_F^f * \kappa_G^f * f_{ct0,L2}^f \quad (6.52)$$

$$f_{ctR,u}^f = \kappa_F^f * \kappa_G^f * f_{ct0,u}^f \quad (6.53)$$

$$f_{ctR,s}^f = \kappa_F^f * \kappa_G^f * f_{ct0,s}^f \quad (6.54)$$

hvor

κ_G^f er en faktor som tar hensyn til effekten på variasjonskoeffisienten som følge av konstruksjonsdelens størrelse, og settes til $\kappa_G^f = 1,0 + A_{ct}^f * 0,5 \leq 1,70$.

κ_F^f er en faktor som hensyntar fiberorienteringen. κ_F^f settes til 0,5 for plane, horisontale konstruksjonsdeler hvor $b > 5h$, og 1,0 for konstruksjonsdeler som påføres bøy- og strekkrefter.

A_{ct}^f er arealet av strekksonen i det opprissede tverrsnittet i m^2 . For konstruksjoner utsatt for ren bøyning, kan A_{ct}^f forenklet settes lik $0,9A_c$

De dimensjonerende restfasthetene som benyttes i beregninger i det tyske regelverket settes lik:

$$f_{ctd,L1}^f = \frac{\alpha_c^f * f_{ctR,L1}^f}{\gamma_{ct}^f} \quad (6.55)$$

$$f_{ctd,L2}^f = \frac{\alpha_c^f * f_{ctR,L2}^f}{\gamma_{ct}^f} \quad (6.56)$$

$$f_{ctd,u}^f = \frac{\alpha_c^f * f_{ctR,u}^f}{\gamma_{ct}^f} \quad (6.57)$$

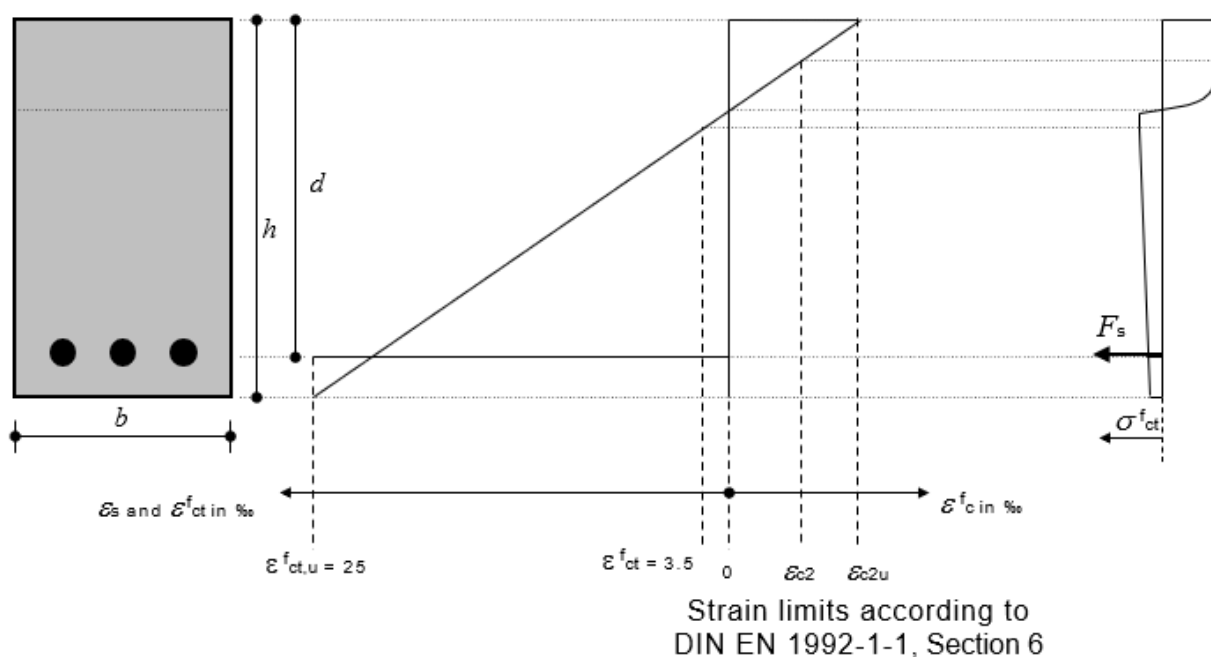
$$f_{ctd,s}^f = \frac{\alpha_c^f * f_{ctR,s}^f}{\gamma_{ct}^f} \quad (6.58)$$

hvor α_c^f er en reduksjonsfaktor for stålfiberarmert betong grunnet langtidsvirkninger, og settes til 0,85.

Momentkapasitet

For beregning av momentkapasiteten til fiberarmerte betongkonstruksjoner iht. det tyske regelverket, er det angitt noen forutsetninger i tillegg til de som er gitt i EC2 punkt 6.1(2):

- Spenninger i det stålfiberarmerte tverrsnittet følger spennings-tøyningsdiagrammet vist på figur 6.29, hentet fra det tyske regelverket.
- Tøyning i strekksonen er begrenset til $\varepsilon_{su} = \varepsilon_{ct,u}^f = 25\text{‰}$.



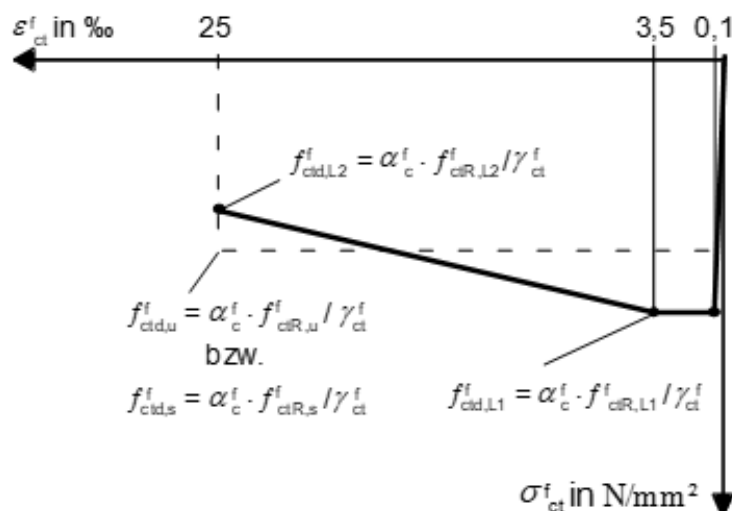
Figur 6.29: Spennings-tøyningsdiagram for bestemmelse av momentkapasitet i henhold til det tyske regelverket. [45]

Forholdet $L2/L1$ avgjør hvilken metode (spennings- og tøyningsforløp) for brudd- og bruksgrensedimensjonering som kan, eller må velges. Basert på figur 6.28, som ble hentet fra Annex P i det tyske regelverket, ble det valgt å presentere en forenklet oversikt i tabellformat med relevante parametere. De relevante parametere med tilhørende klasse for tverrsnittsdimensjonering er vist i tabell 6.7.

Tabell 6.7: Relevante parametere ved tverrsnittsdimensjonering på bakgrunn av den stålfiberarmerte betongens klasse. [1]

Tverrsnittsdimensjonering		Aktuelle parametere	
Intervall	Tillatt spennings-tøyningsfordeling	Klasse L1	Klasse L2
$L2/L1 < 0,7$	Spenningsblokk	$f_{ctd,s}^f$	$f_{ctd,u}^f$
$0,7 \leq L2/L1 \leq 1,0$	Spenningsblokk eller multi-lineær	$f_{ctd,s}^f$ $f_{ctd,L1}^f$	$f_{ctd,u}^f$ $f_{ctd,L2}^f$
$1,0 < L2/L1 \leq 1,5$	Multi-lineær	$f_{ctd,L1}^f$	$f_{ctd,L2}^f$

Spennings-tøyningskurver ved bruddgrensedimensjonering av tverrsnitt iht. det tyske regelverket er vist på figur 6.30. For strekksonen kan spenningsblokken, illustrert av den stiplede linjen på figuren, brukes ved beregning av bruddgrensekapasiteter som en forenkling. Ellers kan det skisserte tri-lineære spennings-tøyningsforløpet benyttes. Hvilken metode som kan eller må benyttes, avhenger av forholdet mellom klassene L1 og L2. Dersom $L2/L1 > 0,7$, kan den tri-lineære delen av spennings-tøyningskurven benyttes for dimensjonering i bruddgrensetilstanden.



Figur 6.30: Spennings-tøyningsdiagram for stålfiberarmert betong i strekksonen ved dimensjonering i bruddgrensetilstand. [45]

Generelt kan momentkapasiteten bestemmes på samme måte som i NB38 og COIN, der fiberbidraget kommer som et tillegg i kapasiteten. Trykksonehøyden x beregnes som:

$$x = \frac{A_s * f_{yd}}{(0,8 * f_{cd} + f_{ctd}^f) * b} + \frac{h * f_{ctd}^f}{0,8 * f_{cd} + f_{ctd}^f} \quad (6.59)$$

hvor f_{ctd}^f velges avhengig av hvilken spenningsfordeling som kan eller må benyttes. For tilfeller der beregninger med spenningsblokk brukes, benyttes $f_{ctd,u}^f$. Ellers benyttes $f_{ctd,L2}^f$. Momentkapasiteten for fiberarmerte tverrsnitt i henhold til det tyske regelverket kan da bestemmes som:

$$M_{Rd} = S_f(0,5h + 0,1x) + S_a(d - 0,4x) \quad (6.60)$$

Skjærkapasitet

For konstruksjonsdeler der det ikke er beregningsmessig behov for skjærarmring, beregnes skjærkapasiteten for den stålfiberarmerte konstruksjonsdelen som:

$$V_{Rd,c}^f = V_{Rd,c} + V_{Rd,cf} \quad (6.61)$$

hvor fiberbidraget $V_{Rd,cf}$ beregnes som:

$$V_{Rd,cf} = \frac{\alpha_c^f * f_{ctR,u}^f * b_w * h}{\gamma_{ct}^f} \quad (6.62)$$

Ved bestemmelse av $f_{ctR,u}^f$ for skjærkapasiteten skal A_{ct}^f begrenses til $A_{ct}^f = b_w * d \leq b_w * 1,5$.

Bidraget fra betongen og lengdearmeringen beregnes på samme måte som i EC2 og COIN-rapporten.

Gjennomlokking

Plater og fundamenter uten skjærarmering må kontrolleres for gjennomlokking langs et kritisk kontrollsnitt som beskrevet i EC2 6.4.2. For stålfiberarmerte fundamenter og plater uten skjærarmering må følgende krav oppfylles:

$$\nu_{Ed} \leq \nu_{Rd,c}^f \quad (6.63)$$

der gjennomlukkingskapasiteten er:

$$\nu_{Rd,c}^f = 2 * d/a * \nu_{Rd,c} + \nu_{Rd,cf} \quad (6.64)$$

hvor

a er avstanden fra søylekanten til det valgte kontrollsnittet. For plater settes $a = u_1 = 2d$.

$\nu_{Rd,c}$ er betong- og lengdearmeringsbidraget, og bestemmes på samme måte som i EC2.

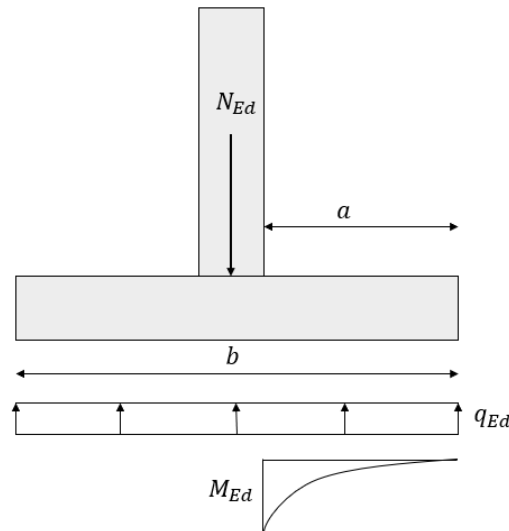
$\nu_{Rd,cf}$ er stålfiberbidraget, og settes til $\nu_{Rd,cf} = 0,85 * \frac{\alpha_c^f * f_{ctR,u}^f}{\gamma_{ct}^f}$

6.3 Dimensjonering av søylefundamenter

Bestemmelse av opptredende momenter og laster for søylefundamenter kan beregnes ved hjelp av ulike metoder. Den første metoden for søylefundamenter som ble inkludert i denne masteroppgaven, er metoden som det undervises i Betongkonstruksjoner 3 (TKT4222) på NTNU, og er beskrevet i boken *Betongkonstruksjoner* av Svein Ivar Sørensen. Metoden tar utgangspunkt i at den påførte lasten på fundamentet fra søylen leder til et resulterende oppadrettet grunntrykk, jevnt fordelt over fundamentets bredde. For å finne momentet som fundamentet skal dimensjoneres for, behandles lengden fra kanten av søylen til enden av fundamentet som en utkrager.

6.3.1 Moment

Bestemmelse av det opptredende momentet som følge av den påførte punktlasten, er illustrert på figur 6.31.



Figur 6.31: Prinsipp for dimensjonering av søylefundamenter. [1]

I *Betongkonstruksjoner* settes det største opptredende momentet på fundamentet fra den påførte punktlasten til:

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} * a^2}{2} \quad (6.65)$$

Det opptredende grunntrykket q_{Ed} settes til:

$$q_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} \quad (6.66)$$

hvor A er arealet av fundamentets grunnflate.

6.3.2 Gjennomlokking

I boken *Betongkonstruksjoner* [46] er det beskrevet at det må kontrolleres for gjennomlokking nærmere enn $2d$. Det samme er beskrevet i EC2, der det er angitt at snitt i avstander mindre enn $2d$ i tilfeller der den konsentrerte lasten resulterer i et høyt mottrykk (eksempelvis jordtrykk på en fundamentplate), må kontrolleres.

Ved dimensjonering for gjennomlokking kan skjærkraften det kontrolleres mot reduseres, grunnet en positiv effekt fra grunntrykket. Den reduserte vertikallasten settes til:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \quad (6.67)$$

Reduksjonen av vertikallasten beregnes som:

$$\Delta V_{Ed} = A_i * \sigma_d \quad (6.68)$$

hvor A_i er arealet av det betraktede kontrollsnittet, og σ_d er grunntrykket.

For fundamenter som er sentrisk belastet, settes den dimensjonerende skjærspenningen det må kontrolleres mot, til:

$$\nu_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \quad (6.69)$$

hvor u er lengden av kontrollsnittet, og kan for rektangulære og kvadratiske flater beregnes som:

$$u = 2c_1 + 2c_2 + 2 * \pi * a \quad (6.70)$$

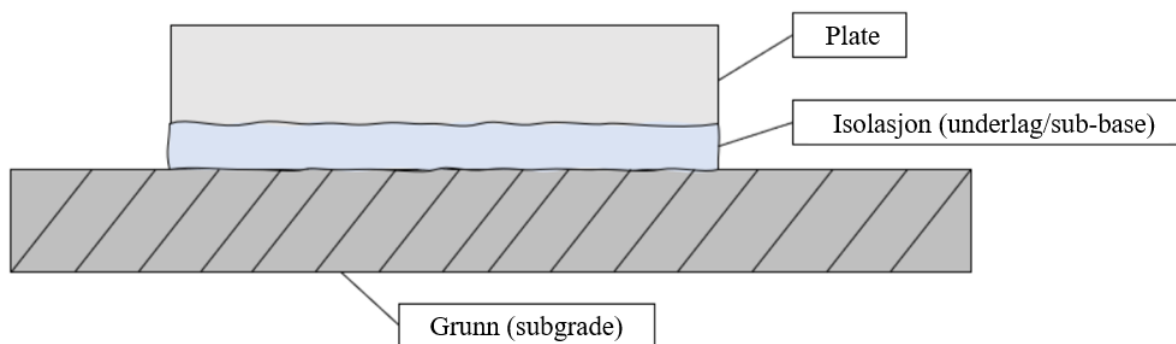
a er avstanden fra søylelivet til kontrollsnittet. I denne oppgaven ble det valgt å kontrollere fire ulike snitt i beregningene: $a = 2d$, $a = 1,5d$, $a = 1,0d$ og $a = 0,5d$.

For fundamenter som ikke er sentrisk belastet, må det inkluderes en forsterkningsfaktor β for moment. Ettersom målet med denne oppgaven var å undersøke og sammenligne resultater fra laboratorieforsøk mot tilgjengelig beregningsmetodikk, ble denne faktoren utelatt.

6.4 Plater på elastisk underlag

På bakgrunn av den valgte testmetoden for fundamentene i forsøkene i denne masteroppgaven, ble det valgt å inkludere litteratur og beregningsmetodikk for plater på elastiske underlag med konsentrerte laster. Retningslinjene og litteraturen det ble valgt studere, var Timoshenko og Woinowsky-Krieger sin bok om plate- og skallteori, *Theory of Plates and Shells*, publikasjonene NB15 og TR34, samt rapporten *Dimensjoneringskriterier for fiberarmert gulv* fra Norcem.

Den valgte testmetoden og testoppsettet til fundamentene i denne rapporten bestod av tre deler, der det valgte elastiske underlaget var en isolasjonsplate. Testoppsettet er vist på figur 6.32.



Figur 6.32: Plate på elastisk underlag. [1]

For plater på elastiske underlag vil i realiteten det resulterende grunntrykket fra grunnen på platen variere. Mesteparten av litteraturen til dette temaet bygger på antagelsen om at det resulterende grunntrykket er proporsjonalt med nedbøyningen til platen. [47]

6.4.1 Dimensjonering av plater på elastisk underlag

For dimensjonering av gulvkonstruksjoner er det i hovedsak bruksgrensekrav som vil være det viktigste. Unntaket er ved store punktlaster. Den tradisjonelle metoden som brukes til å kontrollere punktlaster er basert på en spesiell form for plastisitetsteori. Den positive momentkapasiteten, dvs. for strekk i underkant, settes lik armeringens plastiske kapasitet. For det negative momentet settes momentkapasiteten lik rissmomentet. Gulv har tradisjonelt blitt dimensjonert etter denne metoden, men metoden er diskuterbar da det ikke kan forventes riss i overkant samtidig rundt hele lasten. Der det har oppstått riss er kapasiteten borte, og ved å regne etter denne metoden bør gulvet være dobbeltarmert. [48]

6.4.2 Elastiske beregningsmodeller for plater på elastisk underlag

Beregningsmodeller for plater på elastiske underlag er basert på teori og arbeider av Westergaard, som ble utført på 1920-tallet. I de elastiske beregningsmodellene inngår parameteren for platens urissede stivhet. Platens elastiske kapasitet er beskrevet som den kapasiteten, der opptredende last medfører en bøyestrekkspenning lik betongens strekkfasthet. For plater påkjent av en last i sentrum av platen, som denne masteroppgaven tok for seg, vil denne spenningen opptre i underkant av platen under vertikallasten. Generelt samsvarer de elastiske beregningsmodellene godt med observerte spenninger og deformasjoner ved lavere laster. For bruddlaster fungerer ikke de elastiske beregningsmodellene like godt, og det ble derfor utviklet plastiske beregningsmodeller for beregning av bruddlaster. I Norcem sin prosjektrapport om fiberarmerte gulv er det beskrevet at uarmerte gulv beregnes ved hjelp av elastisitetsteori, men at det også er mulig å benytte plastiske beregningsmodeller. [49]

6.4.3 Plastiske beregningsmodeller for plater på elastisk underlag

På 1960-tallet ble det utviklet plastiske beregningsmodeller for plater på elastiske underlag av blant annet Meyerhof. Disse beregningsmodellene ble utviklet for å kunne gi verktøy som samsvarte bedre med bruddlasten. I plastiske beregningsmodeller tas det i betraktning at spenningsomlagringer finner sted, som gir økt kapasitet. Dette gjelder kun for armerte plater, da det forutsettes en duktil oppførsel for at spenningsomlagringer skal forekomme. Laster som opptrer inne på en plate, er i Norcemrapporten forklart ved at det først oppnås en kapasitet etter den elastiske beregningsmodellen, der betongens strekkfasthet nås i underkant av platen under lasten. Ytterligere lastøkning vil medføre at betongen sprekker opp i underkant, men grunnet det duktile bruddforløpet eksisterer det fremdeles en lastbærende egenskap. Utover dette vil platens kapasitet for strekk i overkant bidra til kapasiteten. Endelig brudd inntreffer når strekkspenningen, radielt i en sirkulær omkrets rundt den påførte lasten, når betongens strekkfasthet. Dersom denne lasten ikke inntreffer, vil det heller ikke begynne å risse på oversiden av platen. [49]

For konstruksjoner med kun ett lag stangarmering utelates det negative momentet som gir strekk i overkant i kapasitetsberegningene [50]. Det er tvilsomt at det utvikles en tilstand med negativt moment for plater, og det er dermed enda mindre sannsynlig for fundamenter med større stivhet, som fundamentene som ble omtalt i denne masteroppgaven. Normalt må fundamentet være ganske stort for å unngå denne tilstanden, slik at kantene ikke løfter seg under lastpåføringen. For at det skal kunne regnes med det negative momentet, forutsettes det også at risset kommer samtidig rundt hele sirkelen.

Dersom en tilstand med negativt moment for plater inntreffer, er det mest fornuftig at fiberens reststrekfasthet settes inn for det positive og negative momentet i stedet for rissmomentet [51]. Det ble derfor valgt å beregne kapasiteter etter plastiske beregningsmodeller uten å inkludere rissmomentet i overkant av platen i denne masteroppgaven.

6.5 NB15: Betonggulv - gulv på grunn og påstøp

Norsk Betongforening sin publikasjon nr. 15, *Betonggulv - gulv på grunn og påstøp*, ble sist gang revidert i 2018. Publikasjonen ble utgitt i 1985 for første gang, og siste revisjon før 2018 var i 1998. Publikasjonen har blitt endret på og revidert, slik at den følger dagens kunnskap og regelverk. Publikasjonen inneholder også beregningsmodeller for fiberarmert betong, der mye av innholdet samsvarer med det som er gitt i NB38. Beregningsmodellene for skjærkapasitet er derimot tilsvarende COIN, da skjæruttrykkene i NB38 ved publisering i 2020, var endret for å samsvare med den nye revisjon av EC2, der skjær kontrolleres på spenningsbasis.

En forutsetning i NB15 for å kunne medta fiberbidraget i skjærkapasiteten for gulv uten stangarmering, er at den midlere reststrekkfastheten er minimum $1,0 \text{ N/mm}^2$. Dette er for å sikre at den tilsatte fibermengden er tilstrekkelig, slik at den omfordelingen av krefter som er nødvendig for å utvikle skrårissene oppfylles.

6.5.1 Reststrekkfastheter

Den midlere reststrekkfastheten $f_{ftm,r2,5,gulv}$ for beregning av skjærkapasitet ved konsentrerte laster beregnes som:

$$f_{ftm,r2,5,gulv} = 0,75 * f_{ftm,r2,5,prisme} \quad (6.71)$$

hvor

$$f_{ftm,r2,5,prisme} = 0,37 f_{R3,prisme}$$

$f_{R3,prisme}$ bestemmes på samme måte som i NB38 ved testing av prizmer/småbjelker på $150 \times 150 \times 550$ mm iht. NS-EN 14651. For kapasitetsberegninger for gulv på grunn kan det i større grad forsvares å kunne bruke middelverdiene fra bjelkeprøvene enn for dimensjonering av andre konstruksjonsdeler. Det må likevel tas hensyn til at fibre i bjelkeprøvene i større grad vil være mer retningsorientert enn for gulv på grunn. Dette er årsaken til at det er lagt inn en reduksjonsfaktor på 0,75 i NB15 for reststrekkfastheten til fiberarmerte gulv.

6.5.2 Skjær- og momentkapasitet

For fiberarmerte gulv er skjær- og momentkapasiteten i NB15 satt til:

$$M_f = 0,4 * f_{ftm,r2,5,gulv} * b h^2 \quad (6.72)$$

$$V_{Rd,cf} = 0,6 f_{ftd,r2,5} * b_w * h \quad (6.73)$$

hvor

$f_{ftd,r2,5}$ er dimensjonerende reststrekkfasthet ved 2,5 mm rissvidde.
 b_w er tverrsnittets bredde.
 h er tverrsnittets høyde.

For kontroll av punktlaster (gjennomlokking) i tilfeller der det ikke er innlagt stangarmering i gulvet, settes betongbidraget $\nu_{Rd,c}$ til ν_{min} i henhold til EC2 punkt 6.2.2. For reststrekkfastheten er det også lagt inn en ekstra sikkerhetsfaktor på 1,25. For å kunne ta med fiberbidraget i skjærkapasiteten ved konsentrerte laster, i tilfeller der det ikke er innlagt stangarmering, forutsettes det at $f_{ftm,r2,5,gulv} \geq 1,0 \text{ N/mm}^2$.

Det er angitt i NB15 at der det er sikkerhet rundt den faktiske lasten, er det mulig å benytte middelverdier for reststrekkfastheter, og utføre denne kontrollen i bruksgrense. Der det derimot er viktige og store punktlaster, skal dette beregnes i bruddgrensetilstand. Ved kontroll for trykkbrudd tas det ikke hensyn til reduksjon i opptredende last på bakgrunn av grunntrykket, men dette kan hensyntas ved kontroll for skjærstrekk-brudd. I utgangspunktet forutsettes det, der fiberbidraget medtas, at

den midlere reststrekkfastheten er større enn 1,0 MPa. For kontroll av viktige punktlaster settes gjennomlokkingskapasiteten til:

$$\nu_{Rd,cs} = 0,75\nu_{Rd,c} + \frac{0,6}{1,25} f_{ftm,r2,5,gulv} \left(\frac{a+d}{a+4d} \right) \quad (6.74)$$

hvor

a er lastflatens bredde eller diameter, og d er tverrsnittets effektive høyde. I tverrsnitt uten stangarmering settes den effektive høyden til gulvets tykkelse.

1,25 er lagt inn som en sikkerhetsfaktor.

For spesielt store og viktige punktlaster må skjærkapasiteten kontrolleres i bruddgrensetilstand. Skjærkapasiteten for slike tilfeller bestemmes etter NB15 som:

$$\nu_{Rd,cs} = 0,75\nu_{Rd,c} + 0,6 f_{ftd,r2,5,gulv} \left(\frac{a+d}{a+4d} \right) \quad (6.75)$$

der den dimensjonerende reststrekkfastheten ved 2,5 mm rissvidde for gulv er satt til:

$$f_{ftd,r2,5,gulv} = \frac{0,7}{1,5} * f_{ftm,r2,5,gulv}$$

For skjærtrykk-brudd er det ikke aktuelt med en reduksjon av lasten fra grunntrykket, men for strekkbrudd kan denne effekten hensyntas. Effekten er som regel liten, og utgjør rundt 5-10%. En reduksjon som følge av grunntrykket utføres derfor normalt ikke. Det er likevel referert videre til andre rapporter i NB15 for dette temaet.

6.5.3 Plastiske beregninger

I NB15 er det lagt ved uttrykk for plastisk kapasitet som bygger på utledninger fra Meyerhof. Disse ble justert etter at Losberg publiserte en artikkel om det samme temaet, slik at Meyerhof sine kurver ligger midt mellom de opprinnelige og Losberg sine kurver. Grunnet den valgte testmetoden for fundamentene i denne masteroppgaven ble det kun tatt med kapasitetsuttrykk for punktlaster inne på gulvet. Plastisk kapasitet for enkeltlaster kan bestemmes som:

$$P = 6 \left(1 + \frac{2a}{l_e} \right) (M_p + M_n) \quad (6.76)$$

hvor

M_p er positiv plastisk momentkapasitet. Den plastiske momentkapasiteten M settes til $M = f_{yd} * A_s * z$, der A_s er armeringsarealet per meter bredde.

M_n er negativ plastisk momentkapasitet, og settes til rissmomentet.

a er radiusen til den ekvivalente sirkulære lastflaten.

l_e er den elastiske lengden, som er den lengden ut fra lasten hvor gulvet er i strekk [52], og er et forhold mellom platen og grunnens stivhet. [48]

Verdien for den modifiserte ekvivalente sirkulære lastflatens radius kan bestemmes som:

- $a = \sqrt{1,6r^2 + t^2} - 0,675 * t$ der $r < 1,724t$
- $a = r$ der $r \geq 1,724t$

Verdien for den ekvivalente sirkulære radiusen r settes til $r = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$, hvor A er arealet av den kvadratiske lastflaten.

Den elastiske lengden l_e bestemmes som:

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{D}{k}} \quad (6.77)$$

hvor

D er platestivheten.

k er grunnens stivhet.

Platestivheten D bestemmes som:

$$D = \frac{E_c t^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (6.78)$$

hvor

E_c er E-modulen til betonggulvet/platen.

t er høyden til betonggulvet.

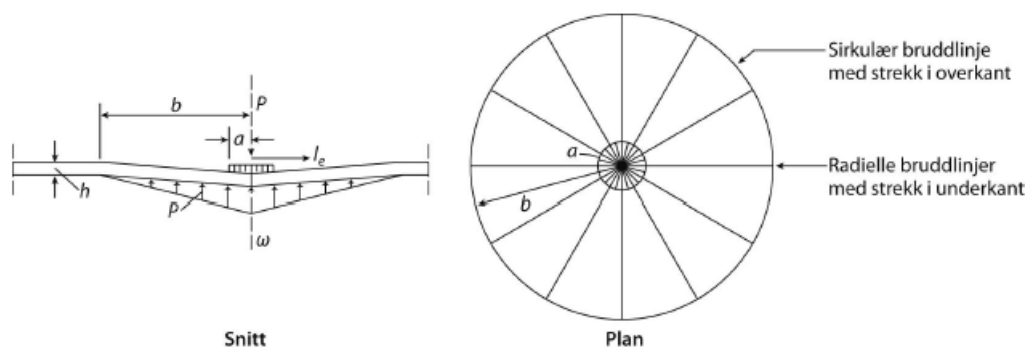
ν er tverrkontraksjonstallet, også kjent som Poissons tall. I NB15 er det oppgitt at denne kan settes til 0,2 for betong.

Grunnens stivhet k er et uttrykk for grunnens respons, og har enheten N/mm^3 , som er et uttrykk for den spenningen (N/mm^2) som må påføres for at grunnen skal sette seg 1 mm. [52]. Denne verdien avhenger av underlaget, og settes til:

$$k = \frac{E}{h} \quad (6.79)$$

I tilfeller der det er isolasjon under gulvet, vil isolasjonen normalt være dominerende for stivheten. Grunnens stivhet kan da forenklet bestemmes som forholdet mellom isolasjonens elastisitetsmodul og høyde som vist over. For tilfeller der isolasjonstykkelsen er stor, vil denne tilnærmingen bli for konservativ. Årsaken til dette er at isolasjonen har en skjær- og/eller strekkfasthet som fordeler lasten over et større område lenger ned i isolasjonsplaten. Forenklet kan grunnens stivhet k for isolasjonsplater settes til E/t for isolasjonsplater på opptil 150 mm, og $E/150$ for større isolasjonstykkelser. Stivheten til grunnen har størst betydning for punktlaster, men i de fleste tilfeller er det betongens stivhet som har størst innvirkning på responsen.

Bruddlinjemønsteret som følge av den påførte lasten er vist på figur 6.33. Det er det positive momentet M_p som gir radielle riss, og det negative momentet M_n som gir riss langs en omkrets i overkant av tverrsnittet. Dersom lasten øker til betongens strekkfasthet nås, vil dette føre til at platen begynner å flyte. Dette gir radielle riss i underkant av platen grunnet positive tangentielle momenter. Dersom lasten øker utover dette, antas det en omfordeling av moment, og at det positive momentet ikke øker. Derimot øker det tangentielle momentet som til slutt vil føre til overflateriss. Kriteriet for dette er at den negative momentkapasiteten overskrides, altså det beregnede rissmomentet for uarmert betong. [53]



Figur 6.33: Bruddlinjemønster for laster påført inne på gulv. [48]

For å finne det opptredende momentet fra den påførte lasten, kan det benyttes omgjorte formler [50]. Det positive momentet M_p beregnes som:

$$M_p = \frac{P}{6 + \frac{12a}{l_e}} - M_n \quad (6.80)$$

6.5.4 Elastiske beregninger

I NB15 er det inkludert uttrykk for maksimalspenninger under punktlaster for beregning av tverrsnitt i stadium I. Disse uttrykkene ble utviklet av Westergaard, og forutsetter at betongen oppfører seg lineær-elastisk. For punktlaster inne på gulvet settes maksimalspenningen lik:

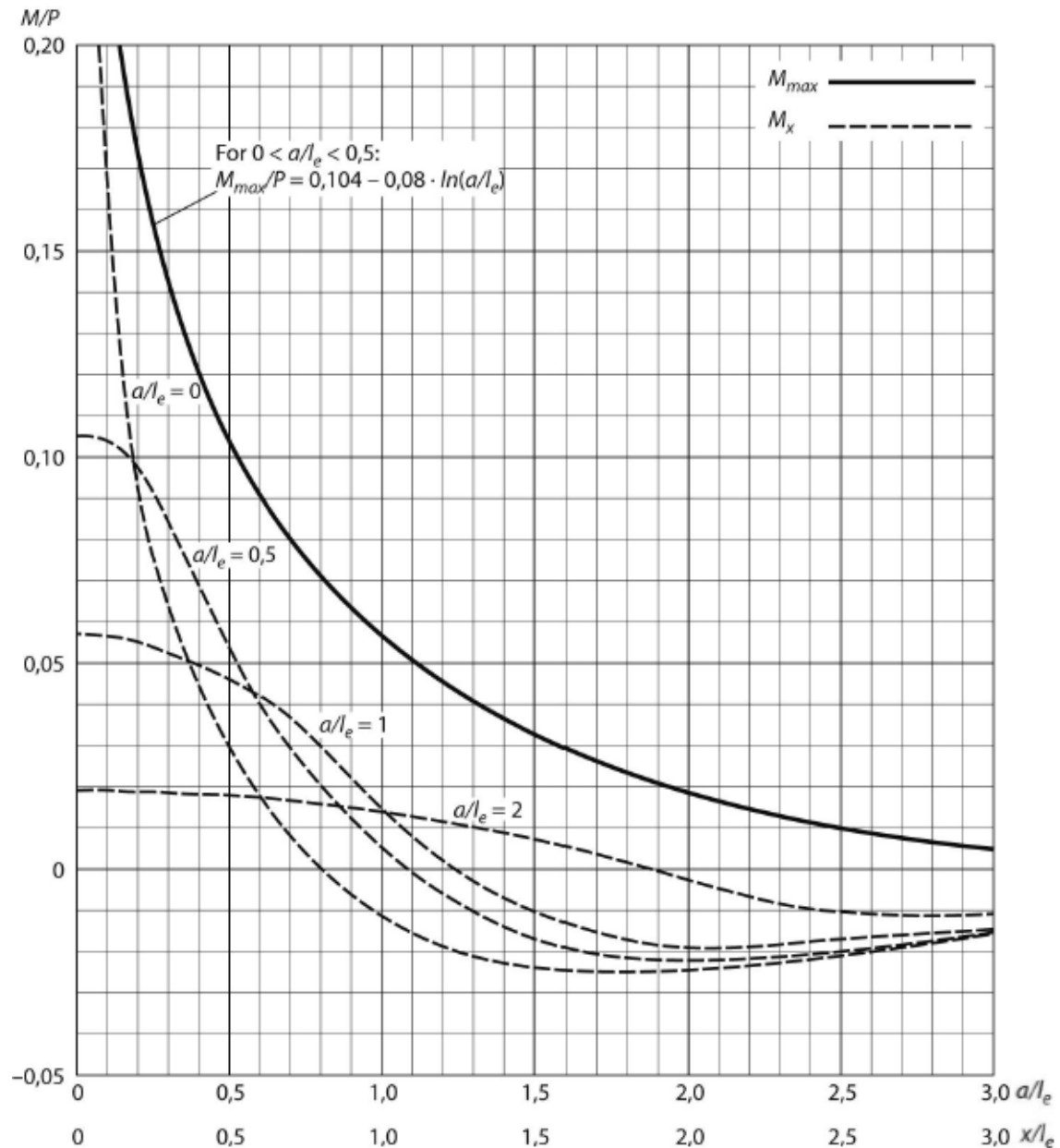
$$\sigma_{max} = 0,275(1 + \nu) \frac{P}{t^2} * \log\left(\frac{0,36Et^3}{ka^4}\right) \quad (6.81)$$

Basert på dette kan risslasten bestemmes til:

$$P_{cr} = \frac{f_{ctm} * t^2}{0,275(1 + \nu) * \log\left(\frac{0,36Et^3}{ka^4}\right)} \quad (6.82)$$

I disse beregningene omgjøres lastflaten til en sirkulær lastflate. Denne tilnærmelsen utgjør lite forskjell, og er til sikker side. [48]

I NB15 er det gitt diagrammer for beregning av momentverdier som følge av punktlaster. I denne masteroppgaven ble diagrammet for momentverdier for punktlaster inne på gulvet fra NB15 inkludert. Disse diagrammene er originalt beskrevet i *Platta på mark med koncentrerad last* av Bo Westerberg fra 2000. Diagrammet er vist på figur 6.34.



Figur 6.34: Momentforløp som følge av sentrisk punktlast på plater på elastisk underlag. [48]

Fra figur 6.34 kan man finne det maksimale momentet M_{max} , og det radielle momentet M_x fra den påførte lasten, en avstand x ut fra lastangrepspunktet. Forholdet mellom opptrædende moment og last er gitt som:

$$\frac{M_{max}}{P} = 0,104 - 0,08 * \ln\left(\frac{a}{l_e}\right) \quad (6.83)$$

hvor a er den ekvivalente lastflatens diameter og bestemmes som $a = 2\sqrt{A/\pi}$.

Lastkapasiteten etter elastisitetsteorien kan da skrives om til:

$$P = \frac{f_{ctm} * h^2}{6 * (0,104 - 0,08 * \ln(\frac{a}{l_e}))} \quad (6.84)$$

6.5.5 Nedbøyning

Fra NB15 er det beskrevet uttrykk for nedbøyning av gulv på grunn fra punktlaster, som er hentet fra den tredje utgaven av TR34, utgitt i 2003. Nedbøyningsuttrykkene i TR34 er basert på utledninger av Westergaard. Uttrykkene gir et tilnærmet estimat for nedbøyning, og er for punktlaster på gulv på grunn satt til:

$$\delta = c * \left(\frac{P}{k * l^2} \right) \quad (6.85)$$

hvor c er en nedbøyningskoeffisient, satt til 0,125 for innerlaster. Dette uttrykket gir tilsvarende resultater som uttrykket for nedbøyning gitt av Timoshenko.

6.6 TR34: Concrete Industrial Ground Floors

I denne masteroppgaven ble det valgt å inkludere den fjerde utgaven av *Technical Report 34 - Concrete Industrial Ground Floors - A guide to design and construction*. Denne utgaven ble publisert i 2018, og inneholder beregningsmodeller for både last- og kapasitetsberegninger til fiberarmerte gulv. Organisasjonen som står bak denne rapporten er The Concrete Society. Utgiveren står bak mange ulike andre publikasjoner og rapporter som omhandler det meste innen betongfaget. Organisasjonen har et mål om å øke og utveksle erfaringer og kunnskaper innen betongfaget gjennom rapporter, retningslinjer og håndbøker. [54]

6.6.1 Momentkapasitet for fiberarmerte gulv uten stangarmering

Beregning av momentkapasiteten til fiberarmerte gulv i henhold til TR34 baseres på resultater fra bjelkeprøver utført i henhold til rapporten *TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete* utarbeidet av RILEM. Dette er det samme dokumentet som NS-EN 14651 er basert på. Metodene for beregning av momentkapasitet i TR34 gjelder for statisk ubestemte konstruksjoner. Det er i TR34 angitt at bestemmelse av momentkapasiteten til fiberarmerte gulv krever beregning ved iterasjoner. Mer nøyaktige uttrykk for beregning av momentkapasitet er gitt i Appendix C i TR34. Følgende uttrykk benyttes i TR34 for bestemmelse av gulvets momentkapasitet:

$$\sigma_{r1} = 0,45f_{R1} \quad (6.86)$$

$$\sigma_{r4} = 0,37f_{R4} \quad (6.87)$$

der f_{R1} og f_{R4} er reststrekkfasthetene ved henholdsvis CMOD 0,5 og CMOD 3,5 i henhold til testmetoden fra RILEM, som er den samme som i NS-EN 14651. For reststrekkfasthetene benyttes middelverdiene fra forsøkene.

For gulv som kun er fiberarmert settes momentkapasiteten i henhold til TR34 lik:

$$M_u = \frac{h^2}{\gamma_m} (0,29\sigma_{r4} + 0,16\sigma_{r1}). \quad (6.88)$$

hvor γ_m er en sikkerhetsfaktor, og h er høyden av gulvet. For bruksgrensekontroller er det i EC2 anbefalt at denne settes til 1,0, men i TR34 er denne satt til 1,15 som en ekstra sikkerhet mot riss. I bruddgrensekontroller settes γ_m til 1,5.

6.6.2 Skjærkapasitet

Det er i RILEM sine anbefalinger for testmetoder og dimensjonering av fiberarmert betong fra 2003, beskrevet at stålfiber vil gi økt skjærkapasitet, der det er supplementert med konvensjonell armering. Dette har også blitt observert gjennom ulike forsøk. Det er foreslått at stålfiber gir en større kapasitet for konsentrerte laster, men i disse forsøkene ble det benyttet et større fiberinnhold enn det som er forventet for gulv. I RILEM-rapporten er det foreslått at fiberarmeringen gir en økning i kapasitet for konsentrerte laster på 12% av den gjennomsnittlige reststrekkfastheten til en deformasjon opp til 3 mm. Dette tilsvarer en CMOD på 3,5 mm ved bjelketesting iht. NS-EN 14651. I TR34 benyttes 50% av den anbefalte verdien av fiberbidraget, og kan beregnes som:

$$\begin{aligned}\nu_f &= [0,12(f_{r1} + f_{r2} + f_{r3} + f_{r4})/4]/2 \\ &= 0,015(f_{r1} + f_{r2} + f_{r3} + f_{r4})\end{aligned}\quad (6.89)$$

Skjærkapasiteten til gulv ved konsentrerte laster kan da beregnes som:

$$P_p = (\nu_{Rd,c} + \nu_f)\mu_1 d \quad (6.90)$$

hvor μ_1 er omkretsen av kontrollsnittet en avstand $2d$ fra kanten av lastflaten. Betongbidraget $\nu_{Rd,c}$ beregnes på samme måte som i EC2.

For gulv på grunn er det i TR34 angitt en metode for reduksjon av den påførte lasten. Lasten det dimensjoneres for kan reduseres ettersom det antas at platens underlag tar en del av lasten. For punktlaster inne på platen, der forholdet $a/l < 0,2$, kan reaksjonskraften settes lik:

$$R_{cp} = 1,4\left(\frac{d}{l}\right)^2 P + 0,47(x + y)\frac{dP}{l^2} \quad (6.91)$$

hvor

- P er den påførte lasten.
- d er den effektive høyden.
- x, y er dimensjonene til lastarealet.
- l er den elastiske lengden.

6.6.3 Dimensjonering for punktlaster

I denne masteroppgaven ble det valgt å kun inkludere beregningsmodeller for interne punktlaster fra TR34. I likhet med NB15 er uttrykkene hentet fra Meyerhof sitt arbeid. For punktlaster inne på gulvet settes opptredende last lik:

$$P_{u,0} = 2\pi(M_p + M_n) \quad (6.92)$$

hvor forholdet $a/l = 0$, og

$$P_{u,0.2} = 4\pi(M_p + M_n)/[1 - (a/3l)] \quad (6.93)$$

hvor $a/l \geq 0,2$. For tilfeller der forholdet a/l er mellom 0 og 0,2 kan det interpoleres mellom de to uttrykkene. I TR34 settes det negative momentet M_n til kapasiteten for uarmert betong, og det positive momentet M_p til den armerte betongens kapasitet. For uarmert betong settes

momentkapasiteten lik $M_{un} = f_{ctd,fl}(h^2/6)$. Parameteren a er, i likhet med i NB15, den ekvivalente sirkulære radiusen til lastflaten, og kan bestemmes på samme måte uten at det er gitt en øvre grense for denne i TR34. Parameteren l er i TR34 parameteren for den elastiske lengden, og bestemmes på samme måte som l_e i NB15.

Ved å benytte formler for interne punktlaster som vist over, og å sette $a/l = 0$ og $0,2$, kan det interpolerte uttrykket utledes. Det ble her benyttet lineær interpolasjon.

$$P_u = P_{u,0} + \frac{a/l - 0}{0,2 - 0} * (P_{u,0.2} - P_{u,0})$$

$$P_u = P_{u,0} + 5 \frac{a}{l} * (P_{u,0.2} - P_{u,0})$$

Med $a/l = 0,2$ innsatt i uttrykket for $P_{u,0.2}$, blir den plastiske kapasiteten P_u for innerlaster lik:

$$P_u = 2\pi(M_p + M_n) + 5 \frac{a}{l} * \left[\frac{30}{7} \pi(M_p + M_n) - 2\pi(M_p + M_n) \right] \quad (6.94)$$

Det interpolerte uttrykket kan benyttes i tilfeller der $0 \leq a/l \leq 0,2$.

6.7 Timoshenko - Theory of Plates and Shells

I tillegg til NB15 og TR34 ble det valgt å inkludere beregningsmodeller for plater på elastiske underlag fra Timoshenko og Woinowsky-Krieger i denne masteroppgaven. Utgaven av *Theory of Plates and Shells* som ble inkludert, er den andre utgaven av boken, utgitt i 1959. Uttrykkene er basert på arbeid fra Westergaard som videre ble utviklet av Timoshenko.

6.7.1 Beregningsmodeller

I *Theory of Plates and Shells* er det beskrevet at det maksimale momentet M_{max} ved konsentrerte laster på et lite rektangulært areal er:

$$M_{max} = \frac{1 + \nu}{4\pi} P * \left(\log \frac{l}{u} + 1,177 \right) \quad (6.95)$$

hvor u er sidelengden til det kvadratiske lastarealet.

Basert på dette uttrykket, kan risslasten utledes ved å sette inn rissmomentet:

$$P = \frac{2}{3} \pi * \frac{f_{ctm} * h^2}{(1 + \nu)(\log \frac{l}{u} + 1,177)} \quad (6.96)$$

Videre er det beskrevet at spenninger fra dette uttrykket må korrigeres ved tilfeller med spesielt konsentrert last. Dette kan bestemmes som:

$$(\sigma_r)_{max} = 0,275(1 + \nu) \frac{P}{h^2} \lg_{10} \frac{Eh^3}{kb^4} \quad (6.97)$$

hvor b er den modifiserte lastflatens radius, og bestemmes på samme måte som tidligere vist.

Ved å sette inn betongens strekkfasthet, kan risslasten bestemmes som:

$$P_d = \frac{f_{ctm} * h^2}{0,275(1 + \nu) * \left(\lg_{10} \frac{E * h^3}{k * b^4}\right)} \quad (6.98)$$

6.7.2 Nedbøyning

I Timoshenko er den maksimale nedbøyningen som inntreffer under den påførte punktlasten, satt til:

$$w_{max} = \frac{Pl^2}{8D} \quad (6.99)$$

6.8 Norcem - Dimensjoneringskriterier for fiberarmert gulv

I forskningsprosjektet *Konkurransedyktige betongløsninger i nærings-/industribygg og boliger* ble det i et av tre delprosjekt valgt å fokusere på temaet gulv på grunn. Da rapporten *Dimensjoneringskriterier for fiberarmert gulv* ble utgitt i 2002 fantes det ingen retningslinjer i Norge for dimensjonering av fiberarmerte gulv. Det ble derfor valgt å sette fokus på dette teamet i delprosjektet *DP-3 Betonggulv*, heretter kalt DP-3. Grunnet manglende litteratur rundt dette teamet i Norge, er det derfor i stor grad brukt utenlandsk litteratur for dimensjoneringskriteriene i denne veilederen. Rapporten er beskrevet som en veileder for dimensjonering av betonggulv på elastisk underlag, og i hovedsak stålfiberarmerte gulv. Det ble i løpet av dette prosjektet utført laboratorieforsøk, i tillegg til feltoppfølgninger. Målet var å belyse bruk av stålfiber, og dimensjonering av stålfiberarmerte gulv.

6.8.1 Elastiske beregninger

DP-3 inneholder i likhet med NB15 beregningsmodeller basert på elastisitetsteori. I DP-3 er det angitt at største opptredende spenning etter elastisitetsteorien, ved punktlaster sentrisk på en plate, beregnes som:

$$\sigma_{max} = 0,275 * (1 + \nu) * \frac{P}{h^2} * \left(\lg_{10} \left(\frac{E * h^3}{k * b^4}\right) - 0,44\right) \quad (6.100)$$

Ved å sette inn betongens strekkfasthet for største opptredende spenning, kan kapasiteten etter elastisitetsteorien finnes som:

$$P_d = \frac{f_{ctm} * h^2}{0,275(1 + \nu) * \left(\lg_{10} \frac{E * h^3}{k * b^4} - 0,44\right)} \quad (6.101)$$

der b er den modifiserte lastflatens radius, og bestemmes på tilsvarende måte som tidligere vist.

Det er også vist formler fra *Betongrapport nr. 4, Stålfiberarmert betong, rekommendationer för konstruksjon, utförande och provning* utgitt av den Svenska Betongföreningen fra 1995. I denne rapporten er forholdet mellom opptredende moment og last satt til:

$$\frac{M}{P} = 0,104 - 0,183 * \log\left(\frac{2 * r}{l_e}\right) \quad (6.102)$$

Lastkapasiteten etter elastisitetsteorien fra den svenske veilederen kan deretter utledes til:

$$P_d = \frac{f_{ctm} * h^2}{6(0,104 - 0,183 * \log(\frac{2*r}{l_e}))} \quad (6.103)$$

Formlene kan benyttes for tilfeller der:

$$\frac{2 * r}{l_e} \leq 0,5$$

hvor r er den sirkulære lastflatens radius.

Det har også blitt utviklet dimensjoneringsdiagrammer for uttrykket, hentet fra den svenske veilederen. Dette er inkludert i vedlegget til prosjektrapporten fra Norcem, og er vist på figur 6.35.

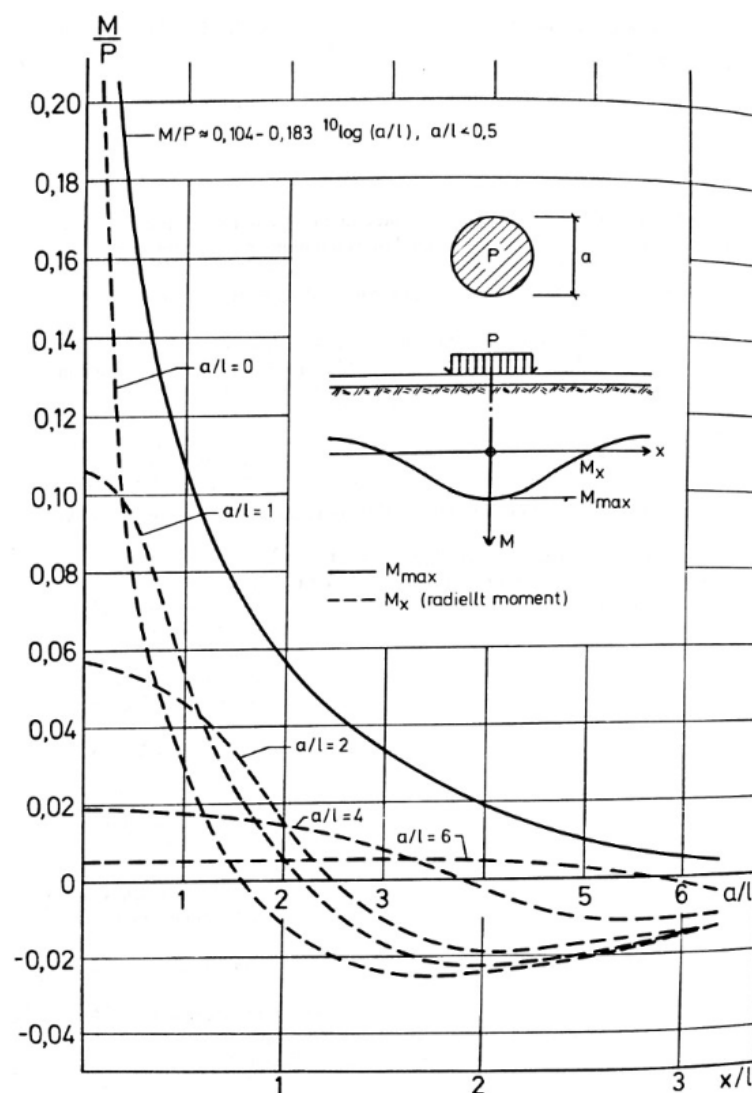


DIAGRAM 1. Moment av enstaka last långt från kant. Elastisitetsteori.
Moment from single load far from edge. Theory of elasticity.

Figur 6.35: Diagram for bestemmelse av tangentielle og radielle momenter fra CBI-rapport 1:89, Handledning för dimensionering av fiberbetonggolv. [49]

6.9 Kapasitetsuttrykk for plater på elastisk underlag

Basert på kapasitetsuttrykkene fra den valgte litteraturen, satt mastergruppen opp en sammenligning av kapasiteter for sentriske punktlaster (innerlaster). Uttrykkene fra den valgte litteraturen ble noe modifisert, slik at symbolene for de ulike parameterene i de forskjellige uttrykkene samsvarte. Oversikten over kapasitetsuttrykk etter elastisitetsteori og plastisitetsteori fra den valgte litteraturen er presentert i tabell 6.8 og 6.9.

Tabell 6.8: Utledede elastiske kapasitetsuttrykk fra valgt litteratur. [1]

Kapasiteter for konsentrerte sentriske punktlaster - elastisitetsteori	
Kapasitetsuttrykk fra valgt litteratur	
NB15	$P = f_{ctm} * h^2 / [0,275 * (1 + \nu) * \log(0,36Eh^3/ka^4)]$ $P = f_{ctm} * h^2 / [6 * (0,104 - 0,08 * \ln(2r/l_e))]$
DP-3	$P = f_{ctm} * h^2 / [0,275 * (1 + \nu) * (\log(Eh^3/ka^4) - 0,44)]$ $P = f_{ctm} * h^2 / [6 * (0,104 - 0,183 * \log(2r/l_e))]$
Timoshenko	$P = f_{ctm} * h^2 / [0,275(1 + \nu) * (\log(Eh^3/ka^4))]$ $P = 2\pi/3 * f_{ctm} * h^2 / [(1 + \nu) * (\log(l_e/u) + 1,177)]$

Tabell 6.9: Utledede plastiske kapasitetsuttrykk fra valgt litteratur. [1]

Kapasiteter for konsentrerte sentriske punktlaster - plastisitetsteori	
Kapasitetsuttrykk fra valgt litteratur	
NB15	$P = 6(1 + 2r/l_e)(M_p + M_n)$
TR34	$P = 2\pi(M_p + M_n) + 5r/l * [(30\pi/7)(M_p + M_n) - 2\pi(M_p + M_n)]$

hvor

- f_{ctm} er betongens strekkfasthet.
- h er platens tykkelse.
- ν er tverrkontraksjonstallet til betongen.
- E er betongplattens E-modul.
- k er det elastiske underlagets stivhet.
- a er den modifiserte lastflatens radius.
- l_e er den elastiske lengden.
- r er den sirkulære lastflatens radius.
- u er sidelengden til det kvadratiske lastarealet.
- M_p er positiv momentkapasitet.
- M_n er negativ momentkapasitet.

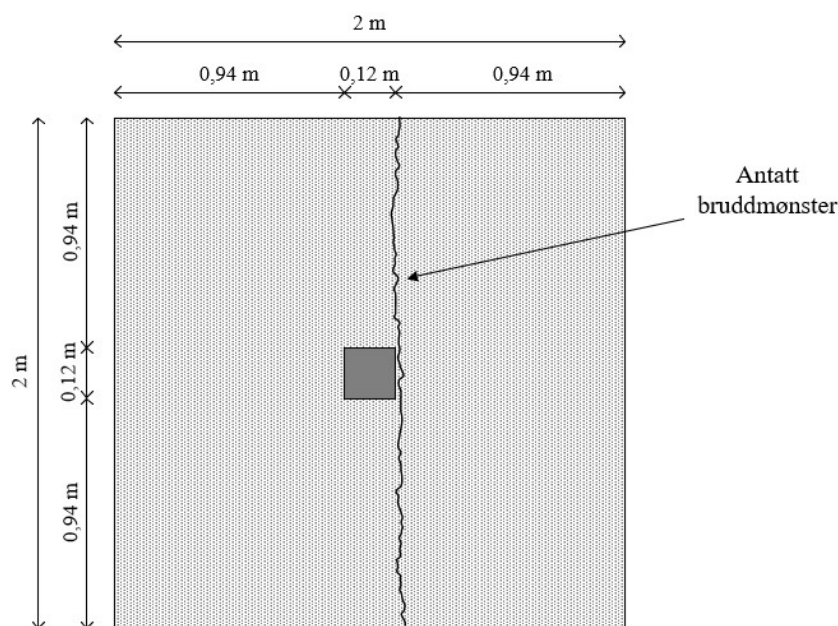
6.10 Lastberegninger

Den påførte lasten påvirker hvordan et tverrsnitt dimensjoneres. I motsetning til bjelker, blir plater påkjent av bøyemoment i flere retninger. Bøyemomentene det må dimensjoneres for, avhenger av hvilken beregningsmodell som benyttes. De ulike beregningsmodellene kan gi forskjellige krefter, og dermed ulikt armeringsbehov. Det finnes derfor flere mulige løsninger for dimensjonering av plater.

6.10.1 Bruddlinjeteori

For beregninger etter bruddlinjeteori beregnes lastkapasiteten med antagelsen om en bruddmekanisme, der kapasiteten beregnes med utgangspunkt i det valgte bruddlinjemønsteret. Momentene i bruddlinjene tilsvarer momentkapasiteten til tverrsnittet, og det er disse bøyemomentene det dimensjoneres for. Lastkapasiteten beregnes enten ved likevektsbetraktninger eller ved bruk av prinsipper om virtuelt arbeid. Bruddmønsteret som blir forårsaket av minst lastpåkjenning, er det bruddet som vil være dimensjonerende for platens lastkapasitet. Det kan derfor være nødvendig å undersøke flere ulike bruddmønstre. Det er ingen garanti for at det er det valgte bruddmønsteret som vil inntreffe, derfor blir bruddlinjeteori kalt et øvre grenseteorem. [46]

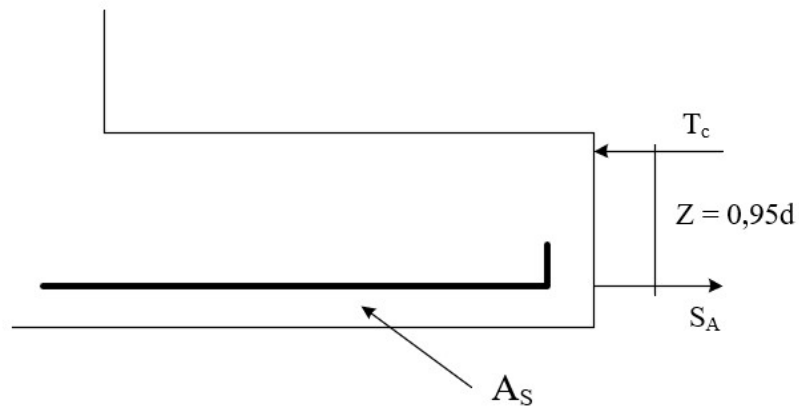
Det ble utført forhåndsberegninger for flere ulike bruddmønstre, og etter diskusjon med veileder, Terje Kanstad, ble det valgt ut to bruddmønstre til videre betraktninger. Den undersøkte bruddmekanismen som ga lavest kapasitet, er vist på figur 6.36.



Figur 6.36: Bruddlinjemønsteret som ga lavest kapasitet. [1]

Likevektsmetoden

Likevektsmetoden benytter prinsippene om likevekt. Tradisjonelle mekanikkberegninger benyttes for å oppnå kraft- og momentlikevekt mellom de påførte kreftene og armeringen for det antatte bruddmønsteret. Momentarmen mellom trykk- og strekksonen for stangarmerte og fiberarmerte tverrsnitt er henholdsvis vist på figur 6.37a og 6.37b.



(a) Momentarm for stangarmerte fundamenter. [1]



(b) Momentarm for fiberarmerte fundamenter. [1]

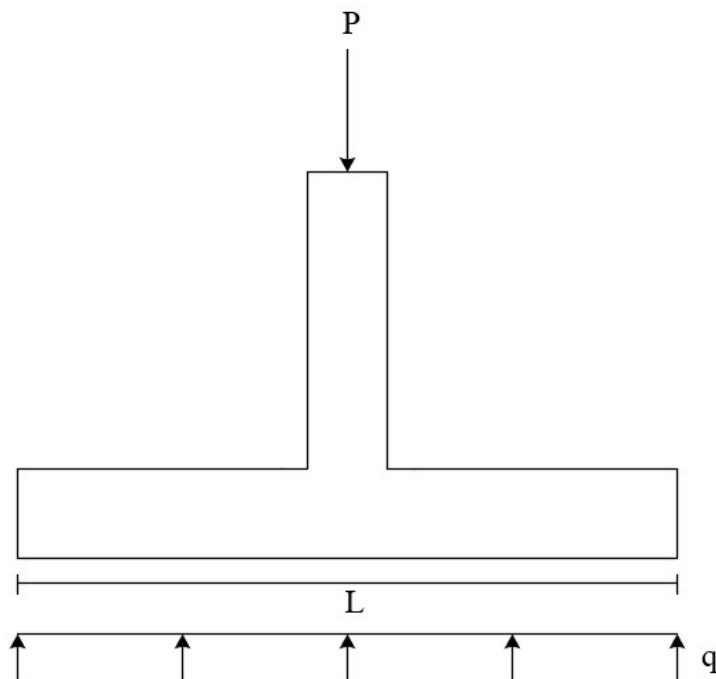
Figur 6.37: Momentarmer for dimensjonering av tverrsnitt etter bruddlinjeteori. [1]

Momentkapasiteten beregnes med følgende formel iht. likevektsmetoden:

$$m_d = A_s * f_{yk} * z \quad (6.104)$$

Den påførte lasten resulterer i en motkraft fra underlaget, vist på figur 6.38, og beregnes som:

$$P = q * l^2 \quad (6.105)$$



Figur 6.38: Jevnt fordelt last fra grunnen. [1]

Kreftene fra det valgte bruddmønsteret på figur 6.36 blir fordelt på flaten $a * l$. Ettersom det påførte momentet ikke kan overskride kapasiteten til armeringen, settes det påførte momentet lik momentkapasiteten til fundamentet. Fra uttrykkene ovenfor kan momentkapasiteten utledes til:

$$m_d = q * l * a * \frac{a}{2} \quad (6.106)$$

Lasten som gir det gitte bruddmønsteret, finnes ved:

$$P = 2 * \frac{m_d * l^2}{a^2} \quad (6.107)$$

hvor

P er bruddlasten.

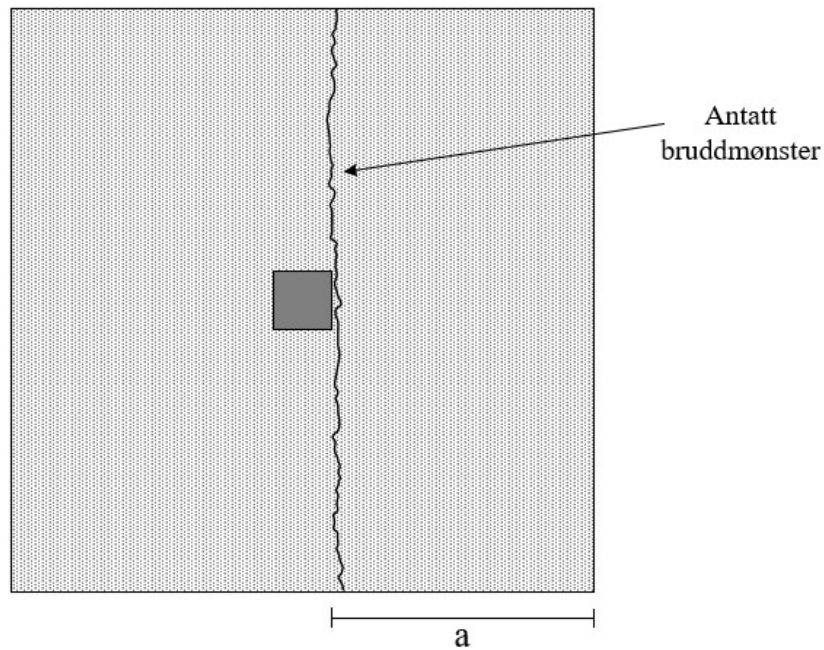
m_d er momentkapasiteten per breddeenhed.

l er lengden til fundamentet.

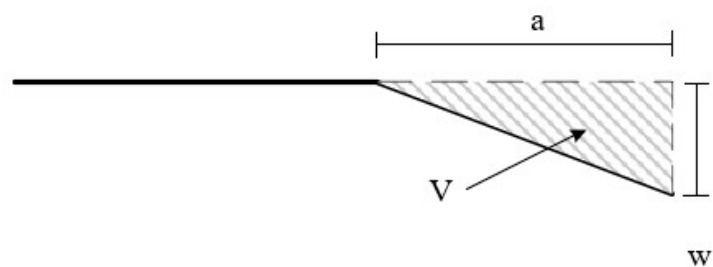
a er avstanden fra bruddmønsteret til kant, slik det er vist på figur 6.39.

Arbeidsmetoden

Arbeidet utført på et legeme er lik produktet av den påførte kraften og lengdeforskyvningen i kraftens retning. Arbeidsmetoden bygger på dette prinsippet. Arbeidet utført på en plate, kan finnes via ytre arbeid eller indre arbeid. Bruddformen som ga lavest kapasitet, er vist på figur 6.39 med avstanden a .



Figur 6.39: Bruddformen med avstanden til bruddet. [1]

Ytre virtuelt arbeid

Figur 6.40: Ytre virtuelt arbeid. [1]

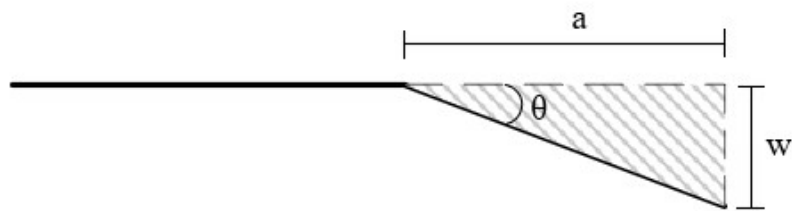
Det ytre arbeidet platen utsettes for, forårsaket av lasten, er definert som volumforskyvningen. Det ytre virtuelle arbeidet er vist på figur 6.40, og bestemmes som:

$$A_y = q * V = q * \frac{a * l * w}{2} \quad (6.108)$$

hvor

q er kraft per flateenhet.

V er deformasjonsvolumet til platen.

Indre virtuelt arbeid


Figur 6.41: Indre virtuelt arbeid. [1]

Det indre arbeidet platen utsettes for, forårsaket av momentet, er definert som rotasjonsforskyvningen. Det indre virtuelle arbeidet er vist på figur 6.41, og bestemmes som:

$$A_i = m_d * L * \theta = m_d * l * \frac{w}{a} \quad (6.109)$$

hvor

l er lengden av risset.

w er nedbøyningen.

a er avstanden fra risset til største nedbøyning.

Momentkapasiteten m_d beregnes som et gjennomsnitt av armeringsarealet og momentarmene i begge retninger iht. arbeidsmetoden i *Betongkonstruksjoner* av Sørensen.

Ved å kreve at det indre arbeidet skal være likt det ytre arbeidet, strykes nedbøyningen fra formelen:

$$A_i = A_y \quad (6.110)$$

$$m_d * l * \frac{w}{a} = q * \frac{a * l * w}{2} \quad (6.111)$$

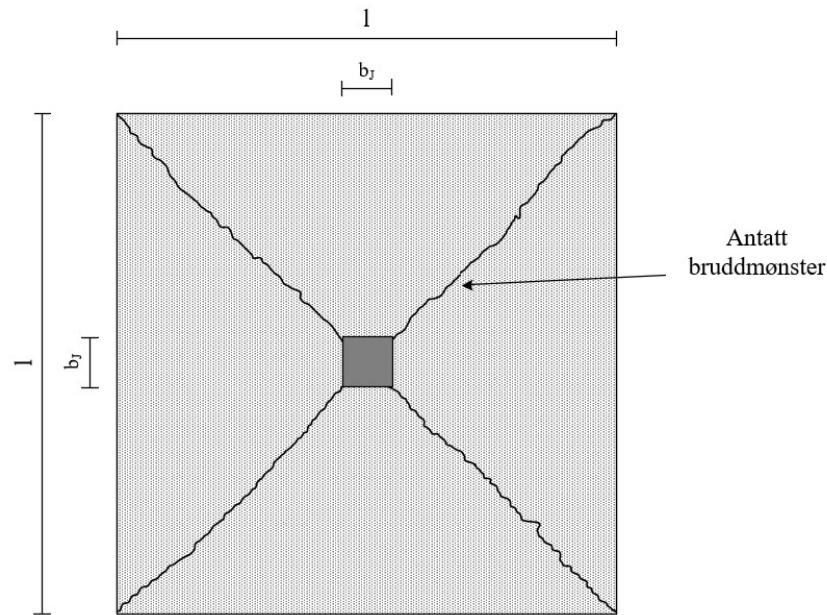
Grunntrykket finnes deretter med følgende formel:

$$q = \frac{2 * m_d}{a^2} \quad (6.112)$$

Deretter beregnes lastkapasiteten til det valgte bruddmønsteret:

$$P = q * l^2 \quad (6.113)$$

Arbeidsmetoden ble også brukt for å finne bruddlasten for bruddmønsteret gitt på figur 6.42. Her ble det gjort en forenkling med å sette $a = \frac{l}{2}$.



Figur 6.42: Det andre bruddmønsteret som ble brukt til lastberegninger. [1]

Det ytre arbeidet finnes med formelen:

$$A_y = \frac{P}{l^2} * l^2 * (w - \frac{1}{3} * w) \quad (6.114)$$

$$A_y = q * l^2 * (w - \frac{1}{3} * w) \quad (6.115)$$

$$A_y = \frac{2}{3} * q * l^2 * w \quad (6.116)$$

Det indre arbeidet er gitt med formelen:

$$A_i = \frac{w}{a} * \frac{l}{2} * 2 * 4 * m_d \quad (6.117)$$

Når det ytre arbeidet er likt det indre arbeidet blir følgende utledet:

$$q = 12 * m_d * \frac{1}{l^2} \quad (6.118)$$

Det er interessant å merke seg at når $l = 2a$, blir resultatene fra de forskjellige bruddmønstrene:

$$q = 2 * \frac{m_d}{a^2} \quad (6.119)$$

$$q = 3 * \frac{m_d}{a^2} \quad (6.120)$$

Forenklete beregninger etter bruddlinjeteori fra ulike forskningsartikler

I flere forskjellige forskningsartikler har det blitt utviklet kapasitetsuttrykk basert på bruddlinjeteori, som gir løsninger for øvre og nedre grense. I *Flexural strength of square spread footing* [55] fra 1983 beskrev Jiang flere forenklete beregninger til ulike bruddformer. Lastkapasiteten til bruddmønsteret på figur 6.39, etter *Flexural strength of square spread footing*, er gitt som:

$$\frac{P}{m} = \frac{8}{\left(1 - \frac{a_1}{a}\right)^2} \quad (6.121)$$

hvor

P er den påførte lasten.

a er bredden av fundamentet.

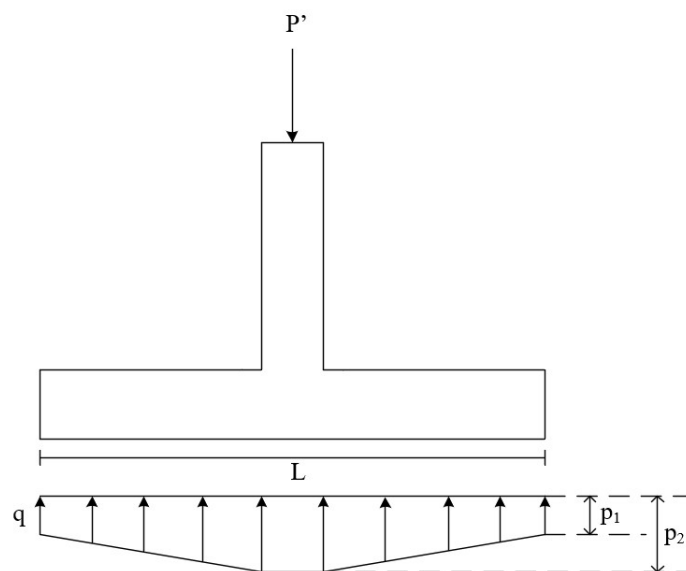
a_1 er søylebredden.

m er momentkapasiteten per breddeenheter.

I *Flexural strength of square spread footing* er det også gitt et uttrykk som aksepteres som en løsning for nedre grense for bruddmønsteret, vist på figur 6.39. Uttrykket er gitt som:

$$\frac{P}{m} = 8 \quad (6.122)$$

Kreftene fra grunnen fordeles ikke alltid uniformt på platen. For plater på elastisk underlag, bestemmes lasten sin fordeling på platen av egenskapene til underlaget. Jiang ga et uttrykk for lastkapasiteten ved en ikke-uniform lastfordeling som vist på figur 6.43, som er en nedre grenseløsning.



Figur 6.43: Fundament med ikke-lineær lastfordeling. [1]

Bruddlasten, der hovedandelen av den ikke-lineære fordelingen er konsentrert i underkant av søylen for kvadratiske fundamenter, beregnes som følgende i *Flexural strength of square footing*:

$$\frac{P'}{m} = \frac{32[1 + \frac{a_1}{a} + \frac{a_1^2}{a^2} + \frac{p_1}{p_2}(2 - \frac{a_1}{a} - \frac{a_1^2}{a^2})]}{(1 - \frac{a_1}{a})^2[3 + \frac{a_1}{a} + \frac{p_1}{p_2}(9 - \frac{a_1}{a})]} \quad (6.123)$$

hvor P' er den endrede bruddlasten som følge av at en variasjon i grunntrykket er tatt i betraktning.

I forskningsartikkelen *Lower-Bound Collapse Load of Square Footing* [56] av Rao og Singh fra 1987 ble det utviklet en ny nedre grense-løsning for kvadratiske fundamenter, der en ikke-lineær lastfordeling fra grunntrykket hensyntas. Bruddlasten er basert på bakgrunn av bruddmønsteret i figur 6.39, og er gitt som:

$$\frac{P_0}{M} = \frac{8}{1 - \frac{15\alpha(1+n)}{12+8n+10n\alpha^3+3(1-n)\alpha^5}} \quad (6.124)$$

hvor

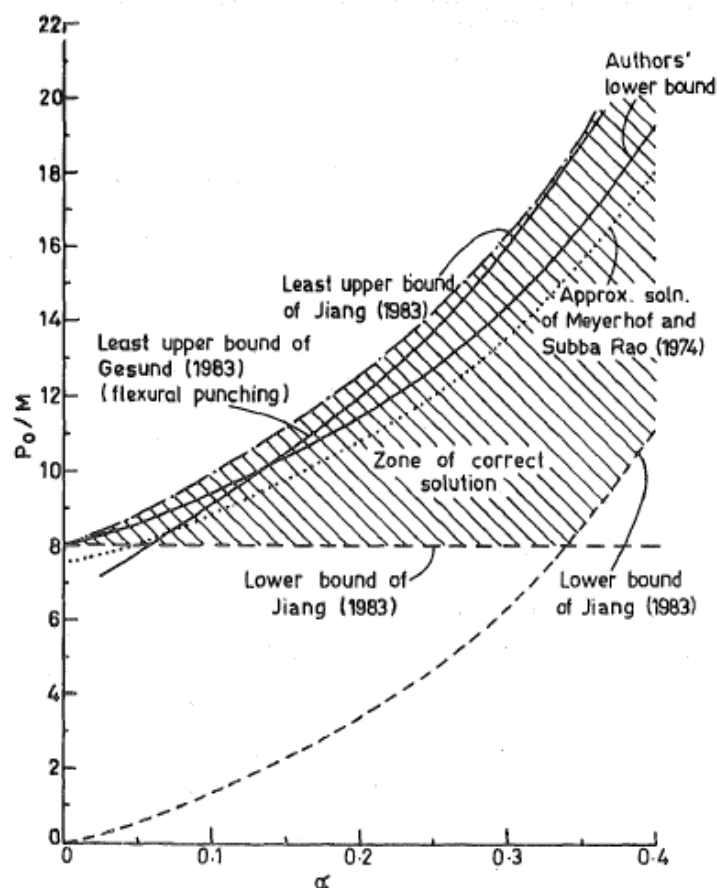
P_0 er bruddlasten.

M er momentkapasiteten per breddeenhet.

n er forholdet mellom den opptredende lasten under søylen, og ved kanten av fundamentet.

α forholdet mellom lengden av sideflaten til søylen og fundamentbredden.

I figur 6.44 fra *Lower-Bound Collapse Load of Square Footing* er ulike løsninger fra forskjellige forskningsartikler presentert. Figuren viser hvordan løsningene varierer avhengig av lasten og forholdet mellom søyle- og fundamentbredden. De inkluderte løsningene i denne rapporten fra Jiang, Rao og Singh er presentert i figuren. Den faktiske kapasiteten finnes et sted i det skisserte området mellom de øvre og nedre grense-løsningene.



Figur 6.44: Nedre og øvre grense-løsninger for fundamenter fra ulike forskningsartikler. [56]

6.10.2 Stripemetoden

Ved bruk av stripemetoden bestemmes det hvordan bøyemomentene skal tas opp av platen. I beregninger etter stripemetoden blir alle kreftene platen utsettes for, betraktet og dimensjonert for. Et ugunstig valg av lastfordeling gir et teoretisk høyere bøyemoment enn i virkeligheten. En ugunstig lastfordeling gir derfor et større armeringsbehov enn nødvendig. Stripemetoden er et nedre grenseteorem, der platen alltid vil ha tilstrekkelig kapasitet. [46]

I beregninger etter stripemetoden benyttes likevektslikningen:

$$\frac{\partial^2 m_x}{\partial x^2} + 2 * \frac{\partial^2 m_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 m_y}{\partial y^2} = -q \quad (6.125)$$

Alle kombinasjoner av m_x , m_y , m_{xy} og m_{yx} vil være en gyldig løsning, så lenge alle randbetingelser er oppfylt. Ved å sette $m_{xy} = 0$ vil all lasten bæres ved bøyning i x- og y-retning uten torsjonsstivhet:

$$\frac{\partial^2 m_x}{\partial x^2} = -\gamma q \quad (6.126)$$

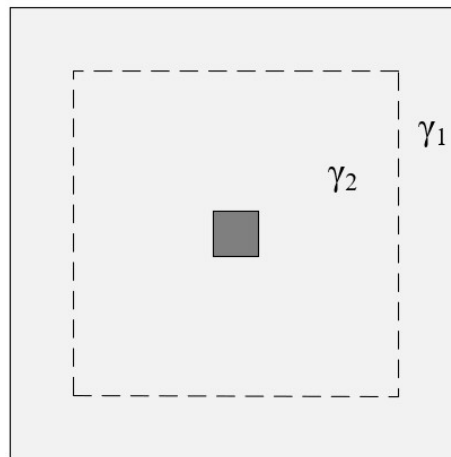
$$\frac{\partial^2 m_y}{\partial y^2} = -(1 - \gamma)q \quad (6.127)$$

hvor

γ er en fordelingsfaktor som settes til $0 \leq \gamma \leq 1$.

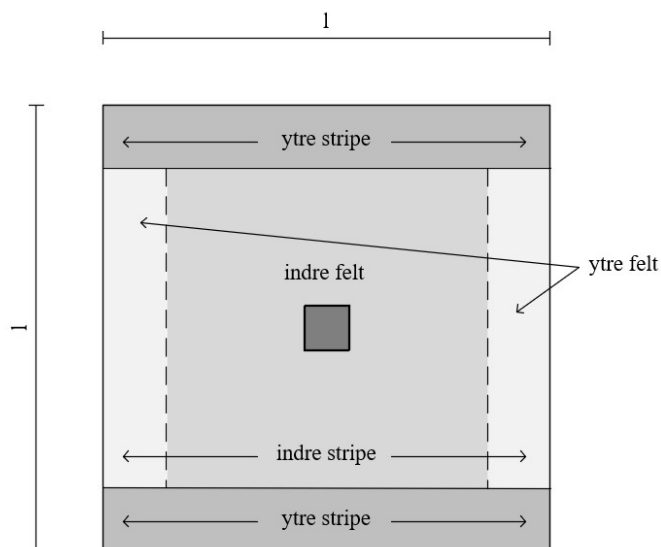
Den teoretiske momentbelastningen endres ved forskjellige lastfordelinger. γ kan dermed justeres for å finne en gunstig lastfordeling som resulterer i minst mulig armeringsbehov.

Lastfordelingen brukt til beregning av stripemetoden for fundamentene er gitt på figur 6.45.



Figur 6.45: Valgt lastfordeling til fundamentene. [1]

Denne lastfordelingen deler fundamentet inn i et ytre og et indre felt. Deretter deles feltene inn i ytre og indre stripe, som vist på figur 6.46. Fordelingen ble valgt for å ta hensyn til lastendringen ved platenes deformasjon.



Figur 6.46: Fundamentet delt opp i ytre og indre stripe. [1]

Momentkapasiteten beregnes per meter, ved å inkludere armeringsarealet i den valgte stripen over stripelengden, og er gitt som:

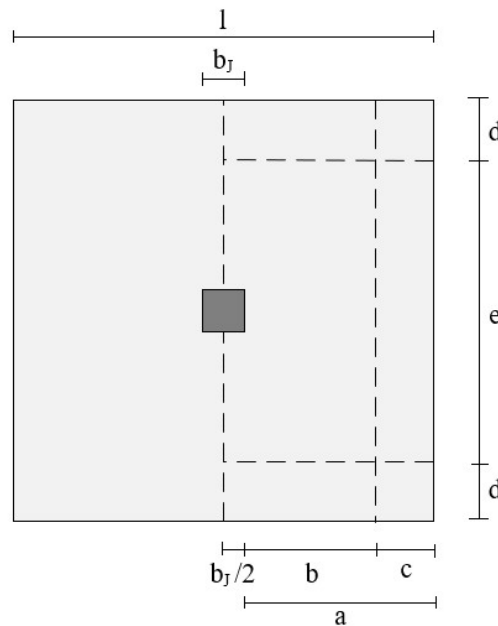
Ytre stripe:

$$M_Y = \frac{A_{sY} * z * f_{yk}}{d} \quad (6.128)$$

Indre stripe:

$$M_I = \frac{A_{sI} * z * f_{yk}}{e} \quad (6.129)$$

hvor d er bredden til den ytre stripen, og e er bredden til den indre stripen, som vist på figur 6.47.



Figur 6.47: Målsatt feltinndeling til fundamentet. [1]

Bruddet kommer ved full utnyttelse av armeringen i den ytre stripen, $M_Y = q_{maks} * a * \frac{a}{2}$. Den største jevnt fordelte lasten på ytre stripe, finnes som:

$$q_1 = \frac{2 * M_y}{a^2} \quad (6.130)$$

Den valgte lastfordelingen gir det ytterste feltet, på den indre stripen, samme last som den ytre stripen. Dette medfører en momentbelastning lik:

$$M_{i1} = q_1 * c * (b + \frac{c}{2}) \quad (6.131)$$

hvor b og c er feltlengdene som vist på figur 6.47.

Dette gir en gjenværende momentkapasitet på det indre feltet lik:

$$M_{i2} = M_I - M_{i1} \quad (6.132)$$

For full utnyttelse av armeringen på den indre stripen, må lasten oppfylle følgende:

$$q_2 = \frac{2 * M_{i2}}{b^2} \quad (6.133)$$

Den totale lasten ved brudd finnes da ved summering av alle lastene over hele fundamentet:

$$N = 2 * (q_2 * (b + \frac{b_j}{2}) * e + 2 * (q_1 * (a + \frac{b_j}{2}) * d) + q_1 * c * e) \quad (6.134)$$

6.11 Kapasitetsuttrykk fra beregninger med bruddlinjeteori og stripemetode

Basert på de utledede uttrykkene fra bruddlinje- og stripemetodeberegningene, samt kapasitetsuttrykk fra den undersøkte litteraturen for fundamenter, ble det satt opp en sammenligning av kapasitetsuttrykk. Uttrykkene ble modifisert og forenklet, slik at uttrykkene benyttet de samme benevnelsene for de ulike parameterene. Kapasitetsuttrykkene er vist i tabell 6.10.

Tabell 6.10: Lastkapasitetsuttrykk fra valgt litteratur og beregninger. [1]

Modifiserte kapasitetsuttrykk fra bruddlinje- og stripemetodeberegninger	
ALM-1	$P = 2 * m_d * l^2 / a^2$
ALM-2	$P = 3 * m_d * l^2 / a^2$
J-LB	$P = 8 * m_d$
J-NL	$P = 32 * m_d * (1 + \alpha + \alpha^2 + n * (2 - \alpha - \alpha^2)) / [(1 - \alpha)^2 * (3 + \alpha + n * (9 - \alpha))]$
S-NL	$P = 8 * m_d / [1 - 15\alpha(1 + n) / (12 + 8n + 10n\alpha^3 + 3(1 - n)\alpha^5)]$
J-1	$P = 8 * m_d / (1 - \alpha)^2$
J-2	$P = 24 * m_d / (1 - \alpha)^2 (2 + \alpha)$
SM	$P = 2 * (q_2 * (b + \frac{b_j}{2}) * e + 2 * (q_1 * (a + \frac{b_j}{2}) * d) + q_1 * c * e)$

hvor

- m_d er momentkapasiteten per breddeenh.
- l er fundamentets bredde.
- a er lengden fra søylelivet til kanten av fundamentet.
- α er forholdet mellom søylebredden og fundamentbredden.
- n er forholdet mellom den fordelte lasten fra grunntrykket under søylen og enden av fundamentet.
- q_1 er den beregnede lastkapasiteten til den indre stripen.
- q_2 er den beregnede lastkapasiteten til den ytre stripen.
- b er lengden til den indre stripen.
- c er lengden til den ytre stripen.
- d er bredden av den ytre stripen.
- e er bredden av den indre stripen.

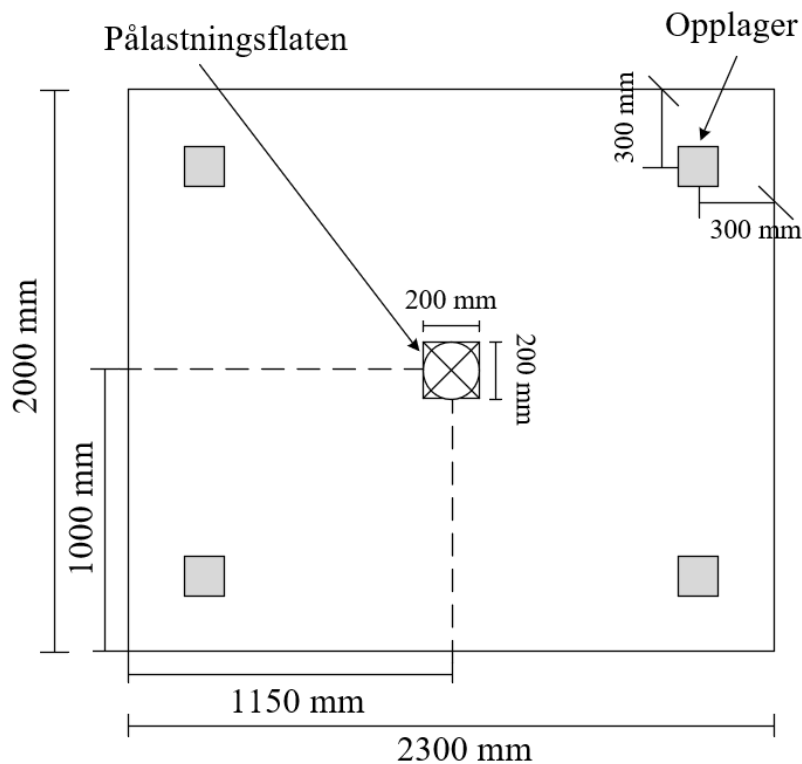
I tabell 6.11 er det vist forklaringer for forkortelsene som ble benyttet i tabell 6.10.

Tabell 6.11: Forklaringer til forkortelsene brukt i tabell 6.10. [1]

Forkortelse	Forklaring
ALM	Arbeids- og likevektsmetoden
J	Jiang
S	Singh
NL	Ikke-lineær
LB	Nedre grense
1	Plussformet bruddmønster
2	Stjerneformet bruddmønster
SM	Stripemetoden

6.12 Etteroppspente fiberarmerte flatdekkeelementer

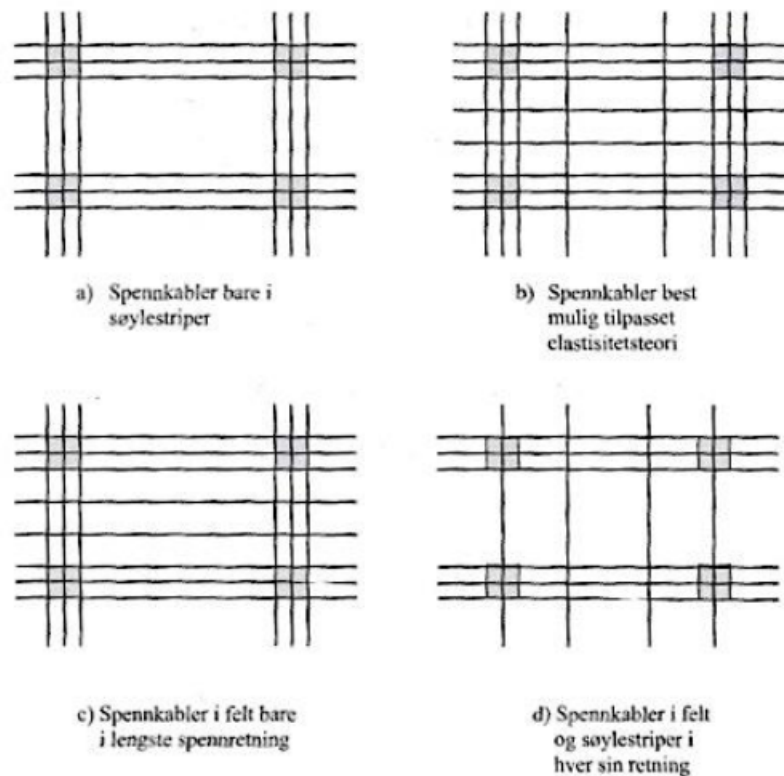
I den tredje delen av FoU-prosjektet «Skjærkontroll betongdekker (flatdekker) og testing av vegger og fundament» inngikk testing av etteroppspente fiberarmerte flatdekker. Etersom disse elementene ville bli testet etter innleveringen av denne masteroppgaven, ble det utført forhåndsberegninger. For kapasitetsberegninger av de etteroppspente dekkeelementene med fiber ble det benyttet reststrekkfasthetsverdier samt trykkfasthetsverdier og strekkfasthetsverdier fra henholdsvis bjelkeprøvene og sylindertestene, som ble utført i forbindelse med testing av fundamentene. Antatt testoppsett for flatdekkeelementene er vist på figur 6.48.



Figur 6.48: Antatt testoppsett for flatdekkeelementene. [1]

6.12.1 Fordeling av spennkabler

Et dekke med spennarmering kan utføres på flere forskjellige måter. Spennkablene kan eksempelvis legges konsentrert kun over søylene, jevnt fordelt i en retning eller kun i feltet med den lengste spennretningen. Et utvalg av ulike mønstre hentet fra *Betongkonstruksjoner*, er vist på figur 6.49. a) er den letteste fordelingen å utføre, b) er vanskeligere grunnet kryssende spennkabler i felt, og c) og d) er de mest vanlige mønstrene. I elementene som skulle testes, ble fordelingen vist på figur d) valgt, dvs. at kablene er jevnt fordelt i felt, og konsentrert over den tenkte søylen i testene. Ved å velge en fordeling slik som vist på figur c) og d) fungerer dekket som et enveisdekke mellom søylestripene, med en konsentrert kabelfordeling, som opptrer som bjelker [57].



Figur 6.49: Ulike løsninger for fordeling av spennkabler. [46]

6.12.2 Spennkraft

I EC2 5.10.1(2) [40] er den største kraften som kan påføres en spennkabel gitt som:

$$P_{max} = k_3 * f_{p0,1k} * A_p \quad (6.135)$$

hvor

k_3 er lik 0,95.

$f_{p0,1k}$ er spennstålets karakteristiske 0,1%-strekkgrense.

A_p er tverrsnittsarealet til spennarmeringen.

Dette er i utgangspunktet beskrevet som en overspenning av kablene, og forutsetter at kraften i jekken kan måles med en nøyaktighet på $\pm 5\%$ av den endelige forspenningskraften.

Videre er det gitt at verdien for den initielle forspenningskraften ikke bør overskride følgende:

$$P_{m0}(x) = A_p * \sigma_{pm0}(x) \quad (6.136)$$

Den initielle forspenningskraften $P_{m0}(x)$ finnes ved å trekke det umiddelbare tapet $\Delta P_i(x)$ fra forspenningskraften. $\sigma_{pm0}(x)$, som er spenningen i spennkabelen umiddelbart etter oppspenning, settes til:

$$\sigma_{pm0}(x) = \min\{k_7 * f_{pk}; k_8 * f_{p0,1k}\} \quad (6.137)$$

hvor f_{pk} er spennstålets karakteristiske strekkfasthet. Verdien for k_7 settes til 0,75, og for k_8 til 0,85.

6.12.3 Tap av spennkraft

Tap av spennkraft kan deles opp tre hovedgrupper [46]:

- Tap av tøyingsdifferanse mellom spennarmering og betong.
- Spenningsendring grunnet korttidslast.
- Tidsavhengige tap.

I beregningene av flatdekkeelementene i denne masteroppgaven ble kun de umiddelbare spennkrafttapene i de ulike hovedgruppene vurdert. I EC2 5.10.3(3) [40] er det beskrevet at følgende umiddelbare virkninger etter oppspenning bør vurderes:

- Tap som skyldes låsetap i forankringen ΔP_{sl} .
- Tap som skyldes friksjon $\Delta P_{\mu}(x)$.
- Tap som skyldes betongens elastiske deformasjon ΔP_{el} .
- Tap som skyldes korttidsvirkning av relaksasjon ΔP_r .

Tap av tøyingsdifferanse kan skyldes ulike forhold, deriblant låsetap, friksjonstap og temperaturtap. Låsetap forekommer på bakgrunn av noe glidning for spennstålet før kilen låses ved den aktive forankringen, dvs. den siden der jekkraften påføres.

Låsetap

Glidningen $\Delta L_{lås}$ ved låsing medfører en forkortelse, og beregnes som:

$$\Delta \varepsilon_{lås} = \frac{\Delta L_{lås}}{L} \quad (6.138)$$

hvor L er lengden av spennkabelen.

Dette gjelder i utgangspunktet kun dersom det ikke er friksjon mellom spennstål og armeringsrør. For en gitt oppspenningskraft, P_{jekk} , er oppspenningstøyningen gitt ved:

$$\varepsilon_{p,jekk} = \frac{P_{jekk}}{E_p A_p} \quad (6.139)$$

hvor E_p er spennstålets E-modul.

Det prosentvise låsetapet beregnes da som:

$$L\ddot{a}setap = \frac{\Delta\varepsilon_{l\ddot{a}s}}{\varepsilon_{p,jekk}} * 100\% \quad (6.140)$$

Spennkrafttapet $\Delta P_{l\ddot{a}s}$ beregnes som:

$$\Delta P_{l\ddot{a}s} = \frac{\Delta\varepsilon_{l\ddot{a}s}}{\varepsilon_{p,jekk}} * P_{jekk} \quad (6.141)$$

Friksjonstap

Ved etteroppspenning vil det oppstå friksjonskrefter som motvirker glidningen mellom spennstålet og utsparingsrøret. Dette skyldes kurvaturen langs spennheten, som forårsaker et normaltrykk fra spennstålet på utsparingsrøret [46]. I EC2 5.10.5.2(1) er tap grunnet friksjon gitt som:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{max} - P_x = P_{max}(1 - e^{-\mu(\Theta + kx)}) \quad (6.142)$$

En vanlig lineær tilnærming for spennkraften etter friksjonstap er i *Betongkonstruksjoner* gitt som:

$$P_x \approx P_{max} * [1 - \mu(\Theta + kx)] \quad (6.143)$$

hvor

- μ er friksjonskoeffisienten, og kan finnes i spesifikasjoner for det enkelte spennsystem, ellers kan verdier iht. EC2 tabell 5.1 benyttes.
- Θ er spennkabelens vinkelendring over en avstand x .
- K er utilsiktet krumningsendring, og er normalt i området $0,005 < k < 0,01$ per meter.

Tap knyttet til umiddelbar deformasjon av betongen

I EC2 er tapet av spennkraft som følge av betongens deformasjon ved etteroppspenning gitt som:

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \sum \left(\frac{j \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right) \quad (6.144)$$

hvor

- j er en faktor tilsvarende $(n - 1)/2n$, der n er antallet identiske kabler som spennes opp etter hverandre. j kan forenklet settes til $1/2$.
- $\Delta \sigma_c(t)$ er endringen i spenningen ved tyngdepunktet for spennkabelen på tidspunktet t .
- $E_{cm}(t)$ er E-modulen til betongen på tidspunktet t .

Ved å anta lineær-elastisk oppførsel for betongen, kan $\Delta \sigma_c(t)$ beregnes som:

$$\Delta \sigma_c(t) = \frac{P_0}{A_t} + \frac{P_0(e - y_t)^2}{I_t} \quad (6.145)$$

hvor

P_0 er initiell forspenningskraft.

A_t er arealet til det transformerte tverrsnittet, og beregnes som $A_t = A_c + (\eta - 1)A_p$, der $\eta = E_p/E_{cm}$.

y_t er avstanden mellom det armerte og uarmerte betongtverrsnittets tyngdepunktakse, og finnes som $y_t = (\eta - 1)A_p * e/A_t$.

I_t er det armerte tverrsnittets arealtreghetsmoment om tverrsnittets tyngdepunktakse t_p , og er gitt som $I_t = bh^3/12 + bh * y_t^2 + (\eta - 1)A_p * (e - y_t)^2$.

Tap fra korttidsvirkning av relaksasjon

Relaksasjon er det spenningsfallet som knyttes til en konstant tøyning over lang tid i spennstålet. I EC2 3.3.2(4) er det definert tre ulike relaksasjonsklasser:

- Klasse 1 tråd eller tau - vanlig relaksasjon
- Klasse 2 tråd eller tau - lav relaksasjon
- Klasse 3 varmvalsede og bearbejdede stenger

Relaksasjonstapet $\Delta\sigma_{pr}$ for de ulike klassene er gitt som:

$$\text{Klasse 1: } \Delta\sigma_{pr} = 5,39 * \rho_{1000} * e^{6,7\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} * \sigma_{pi} * 10^{-5} \quad (6.146)$$

$$\text{Klasse 2: } \Delta\sigma_{pr} = 0,66 * \rho_{1000} * e^{9,1\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} * \sigma_{pi} * 10^{-5} \quad (6.147)$$

$$\text{Klasse 3: } \Delta\sigma_{pr} = 1,98 * \rho_{1000} * e^{8\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \sigma_{pi} * 10^{-5} \quad (6.148)$$

hvor

σ_{pi} er den absolutte verdien av den initielle forspenningen, og settes til σ_{pm0} ved etteroppspenning.

t er tiden etter oppspenning i timer.

μ σ_{pi}/f_{pk} , der f_{pk} er spennstålets karakteristiske strekkfasthet.

ρ_{1000} er verdien for relaksasjonstap i % 1000 timer etter oppspenning med en middeltemperatur på 20°C. I EC2 3.3.2(5) er det gitt at denne kan forutsettes å være 8% for klasse 1, 2, 5% for klasse 2 og 4% for klasse 3. Ellers kan denne verdien hentes fra produsentens sertifikat.

Tapet fra korttidsvirkningen av relaksasjon beregnes som:

$$\Delta P_{pr} = A_p * \Delta\sigma_{pr} \quad (6.149)$$

6.12.4 Kapasitetsberegninger

Ved beregning av de ulike kapasitetene til dekkene som også var armert med fiber, ble det valgt å benytte kapasitetsuttrykk fra NB38.

Momentkapasitet

Momentkapasiteten for spennarmerte tverrsnitt med fiberarmering bestemmes på samme måte som for tradisjonelt armerte tverrsnitt, altså ved å kreve aksiell likevekt om trykkresultanten:

$$T_c = S_f + S_p \quad (6.150)$$

Momentkapasiteten bestemmes da som:

$$M_{Rd} = S_f(0,5h + 0,1x) + S_p(d - 0,4x) \quad (6.151)$$

Gjennomlokking

Skjærkapasiteten ved konsentrerte laster er, som tidligere vist i NB38 for et fiberarmert tverrsnitt, gitt som:

$$\tau_{Rd,cF} = \eta_c \tau_{Rd,c} + f_{Ftud} \geq \eta_c \tau_{Rdcmin} + f_{Ftud} \quad (6.152)$$

hvor

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_c} k_{pb} (100 \rho_l f_{ck} \frac{d_{dg}}{d})^{1/3} \leq \frac{0,6}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}}$$

og

$$\tau_{Rdc,min} = \frac{10}{\gamma_c} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} * \frac{d_{dg}}{d}}$$

For uninjiserte kabler er det ingen heft mellom spennarmeringen og betongen. Dermed blir $\rho_l = 0$. Dette er i utgangspunktet diskuterbart, ettersom spennarmeringen vil gi et bidrag til skjærkapasiteten, selv for uninjiserte spennkabler. For faktoren η_c er det i NB38 ikke satt et øvre krav som begrenser betong- og lengdearmeringsbidraget. I Annex L til nye EC2 er denne satt til $\eta_c = \tau_{Rd,c}/\tau_{Ed} \leq 1,0$.

For fiberarmerte konstruksjonsdeler med skjærarmering er skjærkapasiteten ved konsentrerte laster gitt som:

$$\tau_{Rd,cs} = \eta_c * \tau_{Rd,c} + \eta_s * \rho_w * f_{ywd} + f_{Ftud} \geq \rho_w * f_{ywd} + f_{Ftud} \quad (6.153)$$

Skjærarmeringsforholdet ρ_w beregnes som:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_r * s_t} \quad (6.154)$$

hvor

A_{sw} er skjærarmeringsarealet.

s_r er den radielle avstanden mellom skjærarmeringsenhetene.

s_t er den tangentielle senteravstanden mellom bøyelene.

Faktoren η_s for skjærarmeringsbidraget beregnes som:

$$\eta_s = (15 * \frac{d_{dg}}{d})^{1/2} * (\frac{1}{\eta_c * k_{pb}})^{3/2} \leq 0,8 \quad (6.155)$$

6.13 Litteraturstudie

Metoden som ble brukt i litteraturstudiene for litteratursøk ble hentet fra Universitetsbiblioteket til UiA. Denne metoden går ut på å følge syv systematiske steg for litteratursøk, og ble brukt i forprosjektet til masteroppgaven med gode resultater. De syv stegene er følgende:

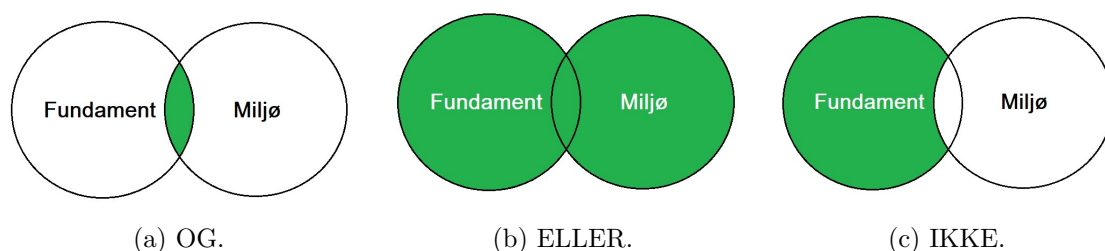
- Identifiser nøkkelord for din problemstilling.
- Velg databaser.
- Finn søkeord til nøkkelordene.
- Koble sammen søkeord og gjennomfør søket.
- Evaluer søket og endre på nøkkelord, dersom det er mange irrelevante treff.
- Dokumenter søket.
- Velg ut relevante studier til oppgaven.

[58]

I denne masteroppgaven ble det gjennomført flere ulike litteraturstudier til både forskerspørsmålet og underspørsmålene. Det ble gjort systematisk litteratursøk i de valgte databasene gitt i tabell 6.12. Nøkkelordene med tilhørende søkeord, som ble vurdert som relevante for oppgaven og ga best søkeresultater, er gitt i tabellene i neste avsnitt. Det ble hovedsakelig brukt forskningsartikler, relevante rapporter og publikasjoner, samt bacheloroppgaver, masteroppgaver og doktorgradsavhandlinger. Flere av kildene som ble brukt i oppgaven ble anskaffet av Terje Kanstad, professor ved Institutt for konstruksjonsteknikk på NTNU. Disse kildene ble derfor vurdert som pålitelige. Kildekritikk er en viktig del av et litteraturstudie, og god kildekritikk var essensielt for å gi oppgaven kredibilitet. Teorien som ble hentet fra litteratursøk var helt nødvendig for evaluering av beregningene og laboratorietestene. I tillegg ga et godt teorigrunnlag oppgaven mer tyngde og satt den i et større perspektiv. Det er uenigheter og forskjeller på mange områder innen praksis og utførelse i bransjen. Derfor ble informasjonen fra ulike kilder vurdert opp mot hverandre og diskutert med veiledere, for å gi oppgaven plausible resultater.

6.13.1 Litteratursøk

Søkestrategien som ble brukt under litteratursøk baserte seg på Boolske operatører. Denne typen avansert søk går ut på å velge relevante nøkkelord og søkeord til et tema. Nøkkelordene kombineres med søkeord for å redusere antall treff, og samtidig øke relevansen til hvert treff. Søkeordene kan kombineres med «og» for å kun vise treff som inneholder alle søkeordene, «eller» for å vise treff som inkluderer de enkelte søkeordene eller alle søkeord, eller «ikke» for å kun vise treff for et av søkeordene som ikke inkluderer de andre søkeordene [59][60]. Et eksempel på bruk av Boolske operatører med to søkeord er vist på figur 6.50.



Figur 6.50: Boolske operatører. [1]

De valgte databasene for innhenting av informasjon fra ulike kilder er gitt i tabell 6.12.

Tabell 6.12: Databaser brukt til litteratursøk. [1]

Databaser
ScienceDirect
Google Scholar
Scopus

Det ble gjennomført separate litteraturstudier for forskerspørsmålet og underspørsmålene. Forskerspørsmålet tok for seg tilgjengelig beregningsmetodikk for beregning av konstruksjoner med fiberarmering. Det ble gjennomført beregninger for alle de fire fundamenttypene; uten armering, med stangarmering, med basaltfiber og med stålfiber. Beregningsmetodikken ble hentet fra NB38, Annex L til nye EC2, DAfStb, COIN, NB15, TR34, *Theory of plates and shells* av S. Timoshenko og *Betongkonstruksjoner* av S. I. Sørensen. De nevnte retningslinjene og standardene ble brukt til besvarelsen av forskerspørsmålet. I tillegg ble forskningsartikler som omhandlet lastberegninger inkludert. Disse er omtalt i resultatkapittelet med fullstendig beskrivelse i referanselisten.

Det ble gjennomført mer eller mindre rene litteraturstudier for tre av de fire underspørsmålene. Det første underspørsmålet var en ren sammenligning mellom resultatene fra laboratorietesting og resultatene fra beregningene. Det inngikk derfor ikke litteratursøk i dette underspørsmålet. Søkeordene som ble brukt i litteraturstudiene tilhørende de tre andre underspørsmålene, er gitt i tabell 6.13, 6.14 og 6.15. Den første kolonnen inneholder ulike varianter av nøkkelordet, og de to andre kolonnene inneholder søkeord. Til hver kilde i rapporten som er hentet fra en nettside, er adressen til nettsiden og søkedatoen oppgitt i referanselisten.

Tabell 6.13: Litteratursøk til underspørsmål 2. [1]

Litteratursøk		
Testing av fundamenter, valg av testmetode og underlag		
Nøkkelord	Søkeord	Søkeord
Fundament	Fiberarmering	Eksperimentelle undersøkelser
Plate	Mark	Testmetode
Elastisk underlag	Plate	Experimental investigations
Gulv	Grunn	Forsøk
Slab	On grade	Test

Tabell 6.14: Litteratursøk til underspørsmål 3. [1]

Litteratursøk		
Testmetoden i NS-EN 14651 og basaltfiber		
Nøkkelord	Søkeord	Søkeord
NS-EN 14651	Basaltfiber	Dosering
Trepunkts bøyetest	Polymerfiber	Fracture performance
Firepunkts bøyetest	Basalt fiber	Evaluering av testmetoden
Restbøyestrekfasthet	Fiberarmert betong	Geometri

Tabell 6.15: Litteratursøk til underspørsmål 4. [1]

Litteratursøk		
Basalt- og stålfiber, betongens mekaniske egenskaper		
Nøkkelord	Søkeord	Søkeord
Trykkfasthet	Stålfiber	Påvirking/effekt
E-modul	Basaltfiber	Dosering
Strekfasthet	Polymerfiber	Geometri
Mekaniske egenskaper	Fiberbetong	Brudd

6.13.2 Utvalg av kilder

Under gjennomføringen av litteratursøk med Booleske operasjoner ble det fort tydelig at det var ytterligere behov for å spesifisere og redusere antall treff på enkelte søk. Visse søkeord ble byttet ut og nye ble lagt til nøkkelordene. Deretter ble visse kriterier satt for å øke relevansen til hvert treff. Det ble vurdert hvilket år kilden ble publisert, om den fortsatt inneholdt gyldig informasjon, og om informasjonen kunne brukes i oppgaven. Disse kriteriene kombinert med ulike varianter av de Booleske operatorene begrenset ofte antall treff fra flere tusen til et overkommelig antall. Dette reduserte både tidsbruken og arbeidskraften som ble brukt til gjennomgang av treff og utvalg av kilder, samtidig som det økte relevansen for kildene som ble funnet for hvert enkelt tema.

7 | Resultater

I resultatkapittelet presenteres de ulike resultatene knyttet til laboratorieforsøkene, håndberegningene og litteraturstudiene som ble utført under arbeidet med masteroppgaven.

7.1 Laboratorieforsøk

I denne delen av resultatkapittelet er de viktigste resultatene fra fundamentforsøkene vist. I tillegg til dette er resultatene fra bjelkeforsøkene, terning- og sylindertesting presentert. Resultatene fra disse prøvene danner grunnlaget for kapasitetsberegningene til de fiberarmerte fundamentene.

7.1.1 Trykkfasthet

Det ble testet totalt seks terninger. Resultatene fra trykkprøvingen er vist i tabell 7.1. Alle terningene var fra samme batch som de stålfiberarmerte fundamentene. Ved prøvetidspunktet hadde terningene herdet i 135 dager. Data og spenningskurver for trykktestene er vist i vedlegg A.1.

Tabell 7.1: Bruddlast og bruddspenninger fra trykktesting av terninger. [1]

Resultater fra trykktesting av terninger		
Terning nr.	Bruddlast (kN)	Bruddspenning (MPa)
1	633,00	63,30
2	636,25	63,62
3	636,55	63,65
4	667,77	66,78
5	671,97	67,20
6	645,87	64,59

Fra resultatene ble den midlere og karakteristiske terningtrykkfastheten beregnet til:

$$f_{cm,cube} = 64,9 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck,cube} = 62,2 \text{ N/mm}^2$$

Den karakteristiske sylindertykkfastheten ble videre beregnet til:

$$f_{ck} = 0,8 * f_{ck,cube} = 49,8 \text{ N/mm}^2$$

Denne verdien ble benyttet for bestemmelse av lastnivåer under trykktestingen av sylindere.

7.1.2 Sylindertykkfasthet og E-modul

Det ble testet tre sylindere for bestemmelse av betongens sylindertykkfasthet og E-modul. Resultatene er gitt i tabell 7.2. Sylindere var fra samme betongblanding som de stålfiberarmerte fundamentene. Sylindere hadde herdet i 135 dager ved prøvetidspunktet. Data og spenningskurver er vist i vedlegg A.2.

Tabell 7.2: Bruddlast, bruddspenninger og målinger av E-modulen fra trykktesting av sylindere. [1]

Resultater fra trykktesting av sylindere			
Sylinder nr.	Bruddlast (kN)	Bruddspenning (MPa)	E-modul (GPa)
1	444,37	56,44	31,05
2	447,24	56,63	29,65
3	459,44	58,70	31,98

Fra resultatene ble den midlere og karakteristiske sylindertykkfastheten bestemt til:

$$f_{cm} = 57,3 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 54,2 \text{ N/mm}^2$$

Den gjennomsnittlige E-modulen ble beregnet til:

$$E_{cm} = 30,9 \text{ GPa}$$

7.1.3 Standardbjelker

For bestemmelse av resttrekkfastheter som ble benyttet til kapasitetsberegning for de fiberarmerte fundamentene, ble det testet småbjelker etter NS-EN 14651. Småbjelkene var armert med de samme fibertypene og fibermengdene som ble brukt i de fiberarmerte fundamentene.

Basaltfiber

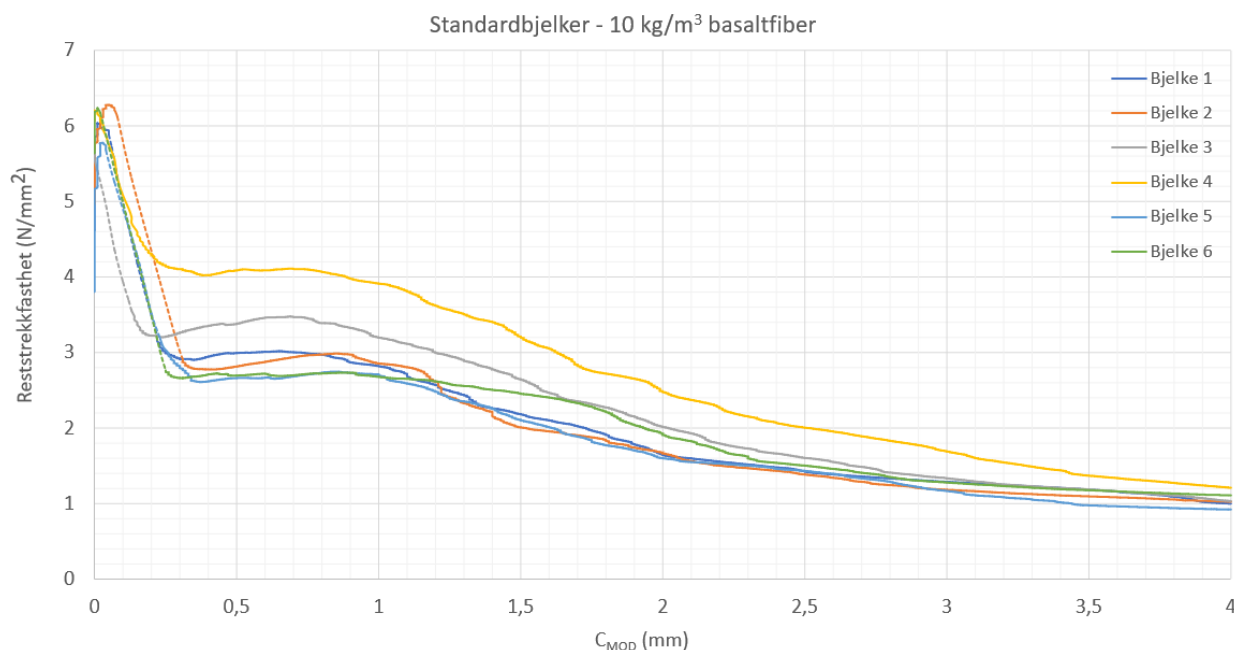
Det ble testet totalt seks standardbjelker med 10 kg/m³ basaltfiber. Resultatene fra prøvingen av de basaltfiberarmerte bjelkene er vist i tabell 7.3, i tabell 7.4 og på figur 7.1. Excel-filen som ble brukt til beregning av resttrekkfasthetsverdiene for basaltfiberbjelkene, ble lagt ved i den eksterne mappen med vedlegg til rapporten.

Tabell 7.3: Standardavvik, midlere, karakteristiske og beregningsmessige resttrekkfasthetsverdier fra prøving av bjelker armert med 10 kg/m³ basaltfiber etter NS-EN 14651. [1]

Resttrekkfastheter (N/mm ²) - 10 kg/m ³ basaltfiber					
Standardavvik	f_{ctl}	$f_{R,1}$	$f_{R,2}$	$f_{R,3}$	$f_{R,4}$
	0,26	0,50	0,41	0,21	0,12
Midlere verdi	$f_{ctl,m}$	$f_{R,1m}$	$f_{R,2m}$	$f_{R,3m}$	$f_{R,4m}$
	5,94	3,12	2,44	1,56	1,17
Karakteristisk verdi	$f_{ctl,k}$	$f_{R,1k}$	$f_{R,2k}$	$f_{R,3k}$	$f_{R,4k}$
	5,51	2,27	1,74	1,20	0,96
Beregningsmessig verdi	$f_{ctl,kber}$	$f_{R,1kber}$	$f_{R,2kber}$	$f_{R,3kber}$	$f_{R,4kber}$
	5,51	1,87	1,46	0,94	0,70

Tabell 7.4: Resultater fra prøving av basaltfiberarmerte bjelker etter NS-EN 14651. [1]

Reststrekkfastheter (N/mm ²) - 10 kg/m ³ basaltfiber						
	Bjelke 1	Bjelke 2	Bjelke 3	Bjelke 4	Bjelke 5	Bjelke 6
f_{ctl}	6,04	6,28	5,67	5,75	5,67	6,24
$f_{R,1}$	2,99	2,82	3,38	4,10	2,66	2,73
$f_{R,2}$	2,18	2,01	2,64	3,21	2,10	2,49
$f_{R,3}$	1,42	1,38	1,60	2,01	1,43	1,52
$f_{R,4}$	1,18	1,09	1,18	1,37	0,98	1,19

Figur 7.1: Reststrekkfastheter fra prøving av standardbjelker armert med 10 kg/m³ basaltfiber etter NS-EN 14651. [1]

Stålfiber

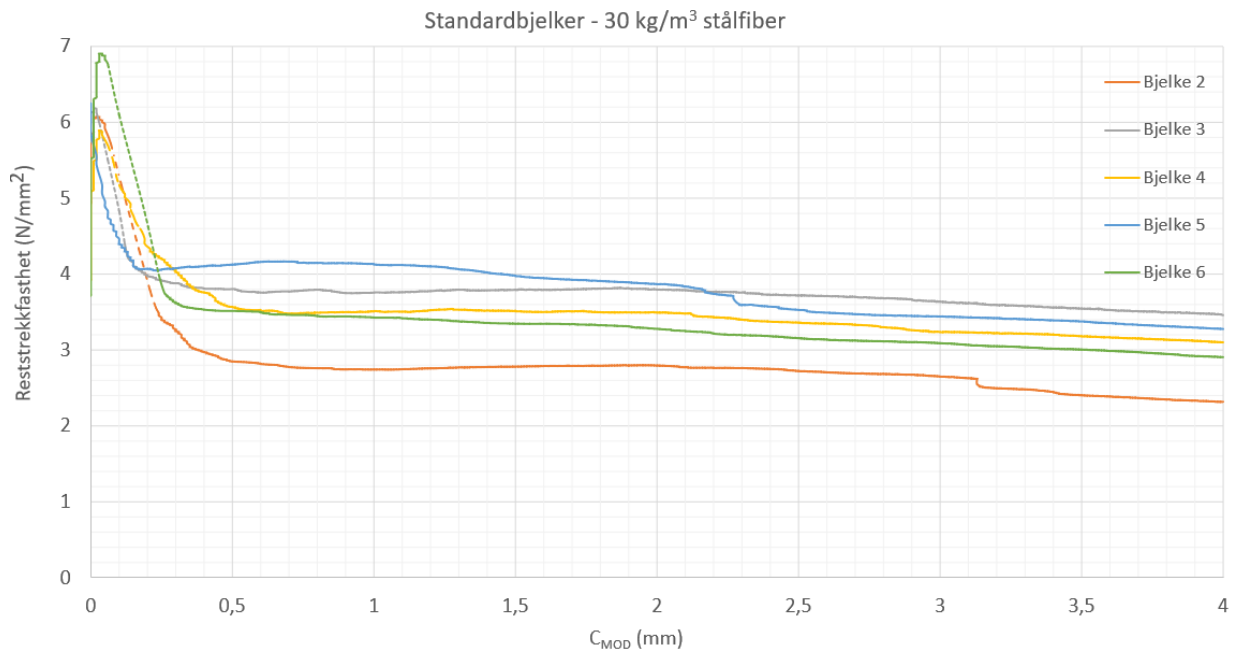
Det ble testet totalt seks standardbjelker armert med 30 kg/m³ stålfiber. Resultatene fra prøvingen av de stålfiberarmerte bjelkene er vist i tabell 7.5, i tabell 7.6 og på figur 7.2. Grunnet utfordringer med riggen som ble brukt til forsøket med bjelke 1 som var armert med stålfiber, ble resultatene fra denne bjelketesten utelatt. Excel-filen som ble brukt til beregning av reststrekkfasthetsverdiene for stålfiberbjelkene, ble lagt ved i den eksterne mappen med vedlegg til rapporten.

Tabell 7.5: Standardavvik, midlere, karakteristiske og beregningsmessige reststrekkfasthetsverdier fra prøving av bjelker armert med 30 kg/m³ stålfiber etter NS-EN 14651. [1]

Reststrekkfastheter (N/mm ²) - 30 kg/m ³ stålfiber					
Standardavvik	f_{ctl}	$f_{R,1}$	$f_{R,2}$	$f_{R,3}$	$f_{R,4}$
	0,65	0,42	0,41	0,34	0,39
Midlere verdi	$f_{ctl,m}$	$f_{R,1m}$	$f_{R,2m}$	$f_{R,3m}$	$f_{R,4m}$
	5,98	3,57	3,48	3,30	3,10
Karakteristisk verdi	$f_{ctl,k}$	$f_{R,1k}$	$f_{R,2k}$	$f_{R,3k}$	$f_{R,4k}$
	4,68	2,73	2,66	2,61	2,31
Beregningsmessig verdi	$f_{ctl,kber}$	$f_{R,1kber}$	$f_{R,2kber}$	$f_{R,3kber}$	$f_{R,4kber}$
	4,68	2,14	2,09	1,98	1,86

Tabell 7.6: Resultater fra prøving av stålfiberarmerte bjelker etter NS-EN 14651. [1]

Reststrekkfastheter (N/mm ²) - 30 kg/m ³ stålfiber						
	Bjelke 2	Bjelke 3	Bjelke 4	Bjelke 5	Bjelke 6	
f_{ctl}	6,08	6,19	5,83	4,89	6,90	
$f_{R,1}$	2,85	3,80	3,56	4,13	3,51	
$f_{R,2}$	2,78	3,79	3,51	3,97	3,34	
$f_{R,3}$	2,72	3,72	3,36	3,53	3,16	
$f_{R,4}$	2,40	3,54	3,18	3,38	3,01	


 Figur 7.2: Reststrekkfastheter fra prøving av standardbjelker armert med 30 kg/m³ stålfiber etter NS-EN 14651. [1]

7.1.4 Resultater fra fundamentprøvingen

Fra råfildataene ble følgende maksimale laster og laster ved opprissing, som vist i tabell 7.7 og tabell 7.8, registrert. Negativt fortegn for de målte tøyningene angir strekktøyning.

Tabell 7.7: Målte tøyninger, deformasjoner og jekklaster ved opprissing for de ulike fundamentene. [1]

Tøyninger, deformasjoner og jekklaster ved opprissing									
	BF-1	BF-2	BF-3	SF-1	SF-2	SF-3	SA-1	SA-2	UA
Last (kN)	440,82	371,42	344,41	383,98	353,79	445,69	424,72	355,44	297,18
Tøyninger ved risslast (‰)									
E/W	0,015	0,519	0,302	-0,005	0,690	0,695	1,121	0,091	0,261
N/S	0,531	0,435	0,529	0,189	0,415	0,524	0,341	0,198	0,295
Deformasjoner ved risslast for de ulike målepunktene									
175		3,09	3,12	3,54	4,03	4,38	5,51	3,10	2,73
250	3,97	3,48	3,18	3,41	3,83	4,30	5,17	3,02	2,82
500	3,81								
950	3,62	3,54	2,46	2,52	3,58	2,86	3,73	2,55	2,64

Tabell 7.8: Målte tøyninger, deformasjoner og jekklaster ved makslast for de ulike fundamentene. [1]

Tøyninger, deformasjoner og jekklaster ved makslast									
	BF-1	BF-2	BF-3	SF-1	SF-2	SF-3	SA-1	SA-2	UA
Last (kN)	477,68	371,42	344,54	672,06	592,78	618,74	930,39 (746,13)	963,45	297,51
Tøyninger ved makslast (‰)									
E/W	1,100	0,519	0,306	2,097	4,017	2,227	2,873 (2,691)	2,478	0,279
N/S	1,842	0,435	0,549	2,503	2,346	2,176	1,801 (1,823)	2,652	0,299
Deformasjoner ved makslast for de ulike målepunktene									
175		3,09	3,12	10,59	11,37	9,95	5,92 (8,94)	9,37	2,73
250	6,59	3,48	3,18	9,75	10,58	9,37	5,67 (8,37)	8,77	2,82
500	5,29								
950	3,19	3,54	2,46	1,61	3,43	1,82	1,67 (4,24)	3,31	2,64

I de påfølgende kapitlene er tøynings- og deformasjonskurver for de ulike fundamentene vist. Deformasjonsmålingene ble korrigert, slik at deformasjonen 175 og 250 mm fra sentrum av jekken ble beregnet ift. målingen 50 mm fra kanten av fundamentene. Det ble valgt å presentere last-tøyningsskurvene og last-deformasjonskurvene for de ulike fundamentene med samme skalering. På denne måten kunne forskjellene i resultatene lettere sammenlignes og undersøkes. Tøynings- og deformasjonskurver fra alle målingene finnes i vedlegg A.3.

7.1.5 Basaltfiberarmerte fundamenter

Rissviddemålinger

Underveis i forsøkene med de basaltfiberarmerte fundamentene ble det målt rissviddeåpninger for BF-2 og BF-3. For begge fundamentene ble det målt rissvidder mens lasten var synkende. I forsøket med BF-2 ble den siste rissvidden målt da forsøket var stanset, etter at lasten fløt på ca. 300 kN. De registrerte rissviddene er vist i tabell 7.9 og tabell 7.10.

Tabell 7.9: Målte rissvidder under forsøket av BF-2. [1]

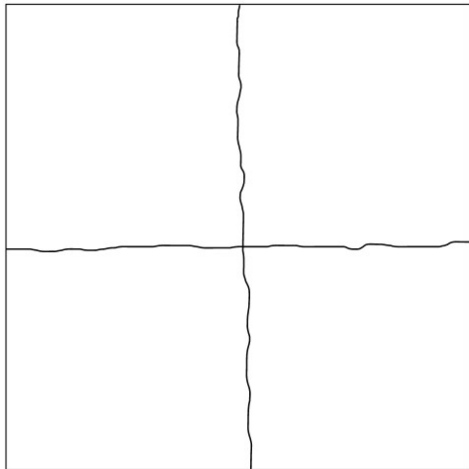
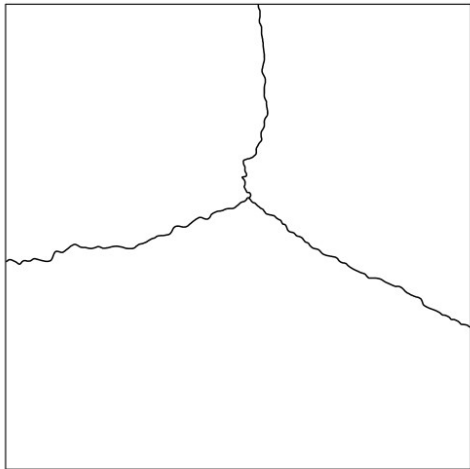
Registrerte rissvidder - BF-2				
	Nord	Sør	Øst	Vest
1	1,15 (340)	1,05 (330)	0,95 (330)	1 (330)
2	2,5	3,5	3	1,8

Tabell 7.10: Målte rissvidder under forsøket av BF-3. [1]

Registrerte rissvidder - BF-3				
	Sør 1	Sør 2	Øst	Vest
1	0,9 (303)		1,2 (305)	2,5 (307)
2	1,0 (290)	0,95 (290)	1,9 (293)	3,25 (295)

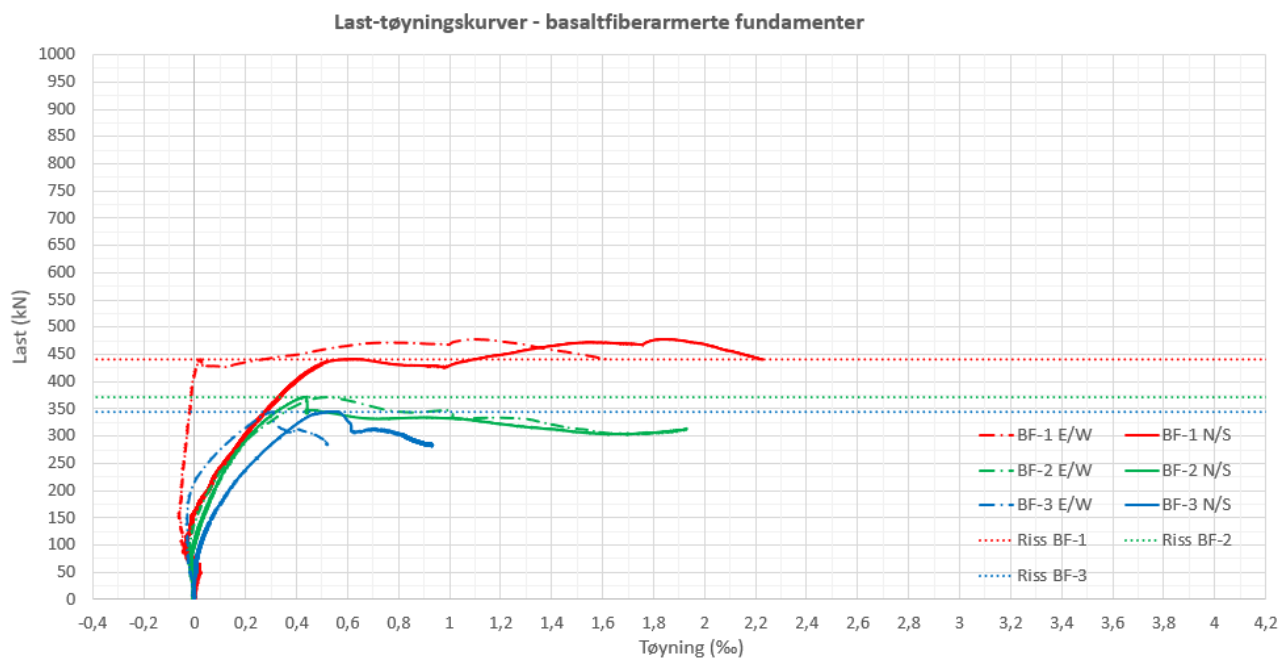
Rissmønstrene til fundamentene armert med basaltfiber er vist i tabell 7.11.

Tabell 7.11: Rissmønstrene til de basaltfiberarmerte fundamentene. [1]

Rissmønster BF1, BF2 og BF3	
BF1 og BF2	BF3
	

Last-tøyningskurver

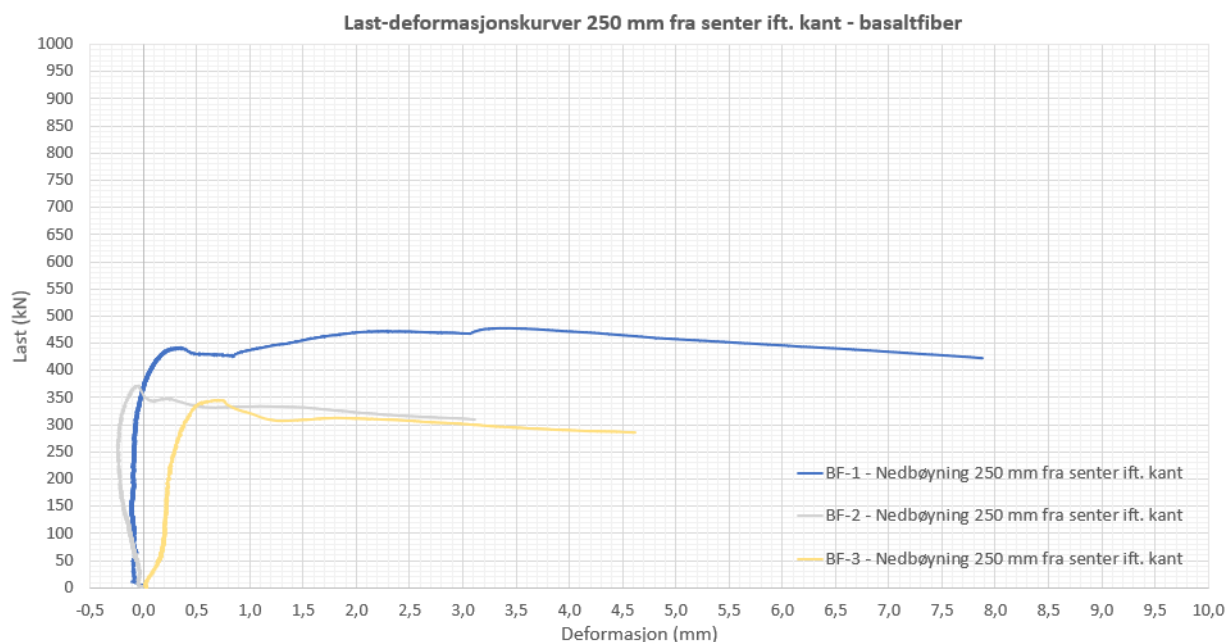
Last-tøyningskurvene fra forsøkene med fundamentene armert med basaltfiber, er vist på figur 7.3.



Figur 7.3: Last-tøyningskurver fra forsøkene med de basaltfiberarmerte fundamentene. [1]

Last-deformasjonskurver

Last-deformasjonskurvene 250 mm fra sentrum ift. målepunktet 50 mm fra kanten for de basaltfiberarmerte platene, er vist på figur 7.4.



Figur 7.4: Last-deformasjonskurver 250 mm fra sentrum for fundamentene armert med basaltfiber ift. det valgte referansepunktet 50 mm, fra kanten av fundamentene. [1]

7.1.6 Stålfiberarmerte fundamenter

Rissviddemålinger

Under forsøkene ble det utført manuelle registreringer av rissviddeåpninger ved ulike lastnivåer for de stålfiberarmerte fundamentene. Det ble registrert rissvidder i flere runder, og de registrerte lastene i kN ved hver måling ble satt i parentes. Målte rissvidder under forsøket av SF-1 er vist i tabell 7.12. Måling 1-8 ble utført i en fase, der lasten under forsøket var stigende (fastning). Den siste målingen ble utført etter makslast da lasten var synkende.

Tabell 7.12: Målte rissvidder under forsøket med SF-1. [1]

Registrerte rissvidder - SF-1						
	Nord	Sør	Øst 1	Øst 2	Vest 1	Vest 2
1	0,35 (449)	0,1 (433)	0,3 (445)		0,6 (430)	
2	0,5 (472)	0,4 (484)	0,5 (476)		0,95 (479)	
3	0,95 (530)	0,55 (532)	0,6 (525)		1,05 (522)	
4	1,1 (560)	0,7 (563)	0,65 (558)		1,15 (555)	
5	1,8 (608)	1,05 (607)	1,1 (603)		1,15 (600)	
6	2,2 (628)	1,8 (630)	1,2 (624)	0,5 (618)	1,6 (633)	0,5 (617)
7	2,5 (661)	2,0 (659)	1,6 (656)	1,05 (656)	3,5 (659)	0,65 (655)
8	3,3 (671)	3,0 (672)	2,0 (671)	1,2 (670)	3,5 (671)	1,1 (672)
9	4,0 (625)	3,7 (625)	2,5 (656)	1,8 (659)	4,0 (634)	

Registrerte rissvidder under forsøket med SF-2 er vist i tabell 7.13. Måling 1-7 ble utført i en fase, der lasten under forsøket var stigende. Den siste målingen ble utført etter makslast da lasten var synkende, og rett før forsøket ble avsluttet.

Tabell 7.13: Målte rissvidder under forsøket med SF-2. [1]

Registrerte rissvidder - SF-2					
	Nord	Sør	Øst	Vest 1	Vest 2
1	0,25 (360)	0,45 (366)			
2	0,9 (408)	1,0 (403)	0,05 (413)		
3	1,1 (453)	1,6 (449)	0,45 (445)	0,15 (436)	
4	1,4 (510)	2,0 (505)	1,0 (507)	0,5 (516)	0,4 (518)
5	2,5 (557)	3,0 (553)	1,8 (555)	1,4 (562)	1,05 (562)
6	3,5 (589)	3,5 (588)	3,0 (589)	2,0 (589)	2,5 (589)
7	4,5 (591)	5,0 (590)	3,5 (590)	3,0 (589)	3,5 (589)
8	6,0 (557)	7,0 (557)	4,5 (557)	3,5 (557)	4,5 (557)

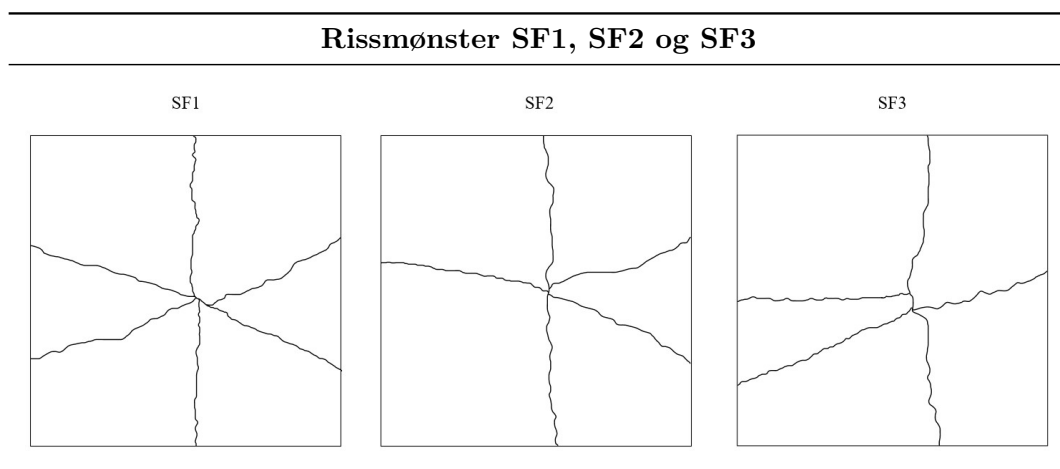
Registrerte rissvidder under testforsøket med SF-3 er vist i tabell 7.14. Alle de målte rissviddene ble registrert før makslast i forsøket.

Tabell 7.14: Målte rissvidder under forsøket med SF-3. [1]

Registrerte rissvidder - SF-3					
	Nord	Sør	Øst 1	Øst 2	Vest
1	0,4 (470)	0,1 (445)	0,05 (470)		
2	0,6 (500)	1,0 (520)	0,45 (512)		0,15 (533)
3	1,05 (555)	1,15 (560)	0,6 (550)	0,3 (550)	0,55 (574)
4	1,8 (597)	1,6 (601)	1,05 (603)	0,9 (604)	0,9 (608)
5	3,0 (618)	2,5 (618)	1,2 (618)	1,1 (618)	1,15 (617)

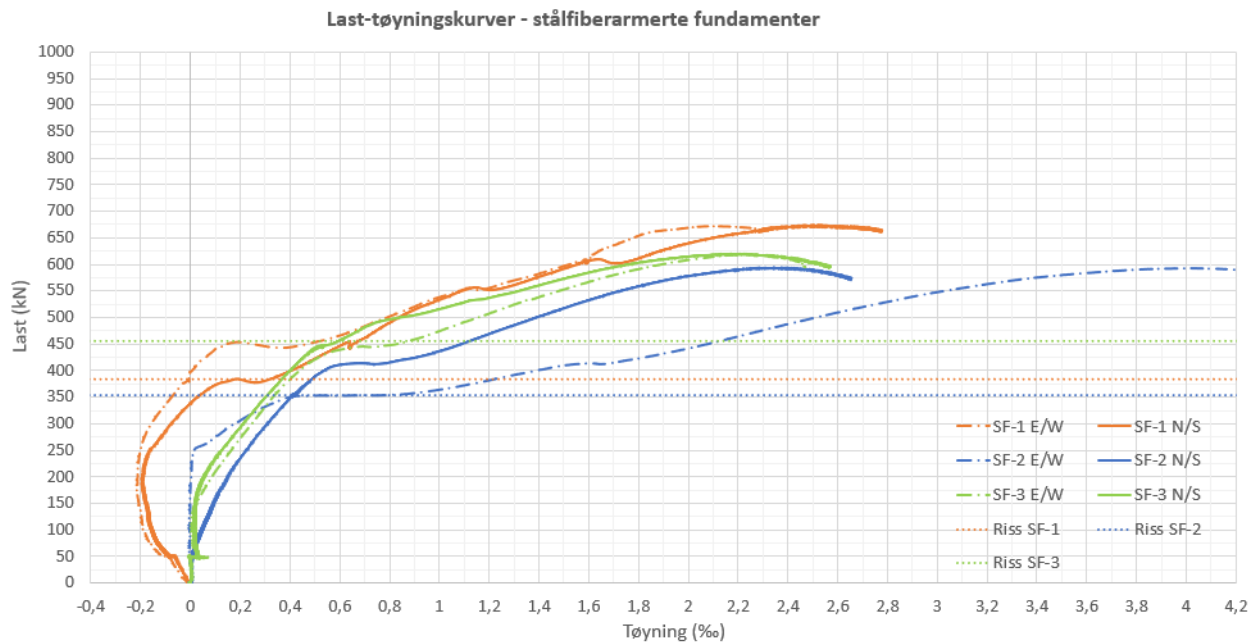
Rissmønstrene til fundamentene armert med stålfiber er vist i tabell 7.15.

Tabell 7.15: Rissmønstrene til de stålfiberarmerte fundamentene. [1]



Last-tøyningskurver

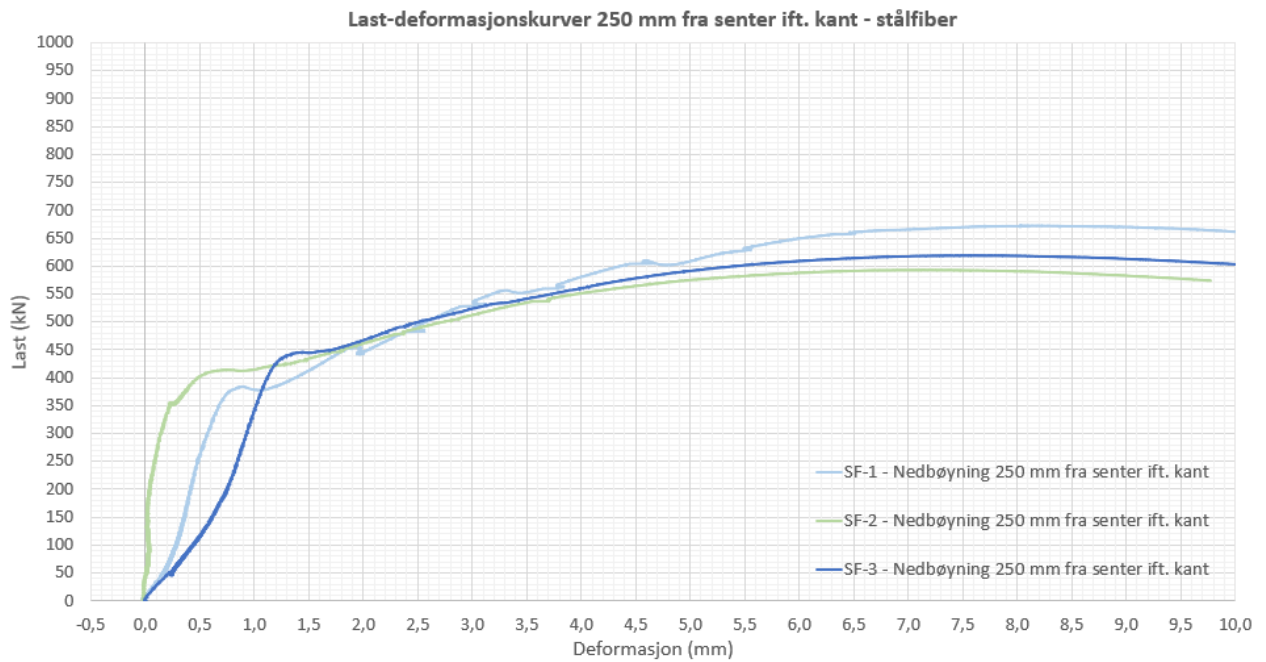
Last-tøyningskurvene fra forsøkene med de stålfiberarmerte fundamentene, er vist på figur 7.5.



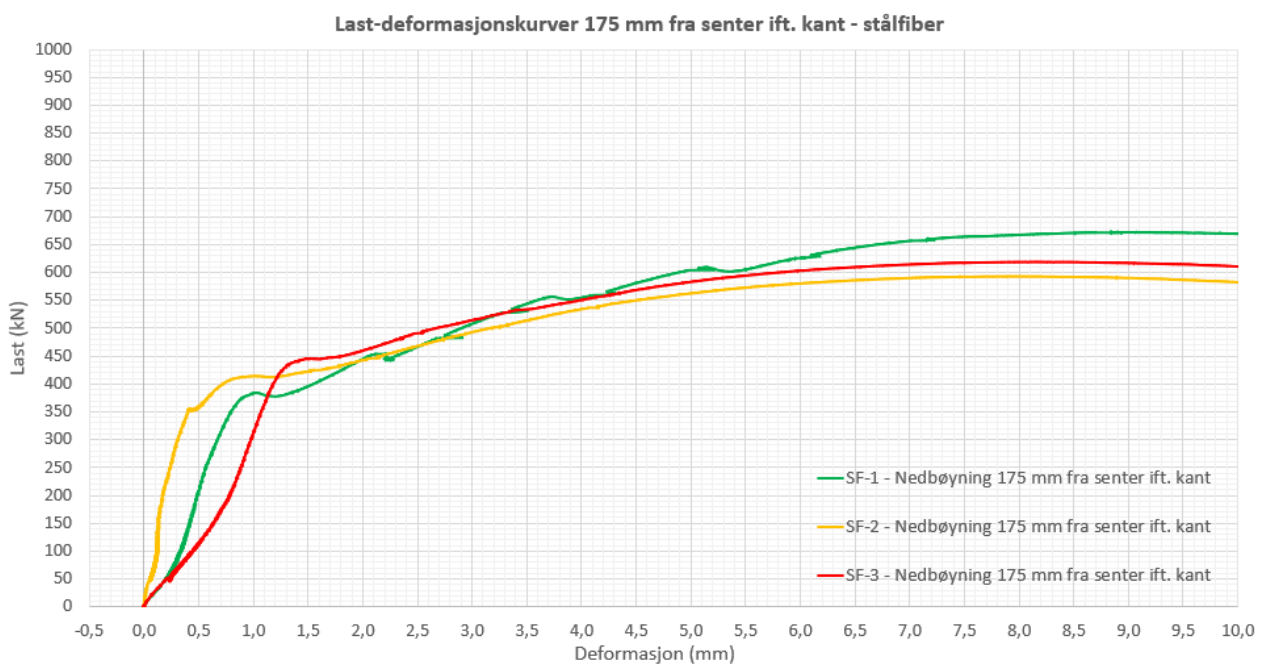
Figur 7.5: Last-tøyningskurver fra forsøkene med de stålfiberarmerte fundamentene. [1]

Last-deformasjonskurver

Last-deformasjonskurver fra forsøkene med fundamentene armert med stålfiber, 250 mm fra sentrum av jekken ift. målepunktet 50 mm fra kanten av fundamentene, er vist på figur 7.6. Tilsvarende for målingene 175 mm fra jekken av platene, er vist på figur 7.7.



Figur 7.6: Last-deformasjonskurver for målepunktet 250 mm fra sentrum av de stålfiberarmerte fundamentene ift. det valgte referansepunktet 50 mm fra kanten. [1]



Figur 7.7: Last-deformasjonskurver for målepunktet 250 mm fra sentrum av de stålfiberarmerte fundamentene platene ift. det valgte referansepunktet 50 mm fra kanten. [1]

7.1.7 Stangarmerte fundamenter

Ettersom det oppstod problemer under den første testen av SA-1, ble resultater tilknyttet dette fundamentet utelatt i hoveddelen av denne masteroppgaven. Resultatene fra dette forsøket ble lagt ved i vedlegg A.3 sammen med de andre målingene som ikke ble inkludert i resultatkapittelet.

Rissviddemålinger

For SA-1 ble det kun målt rissvidder underveis i den første testingen av platen. Under forsøket av SA-2 ble det observert ytterligere to riss på vestsiden av fundamentet. Grunnet utstyr som sto i veien, og vanskeligheter med å få målt størrelsen på disse rissene, ble det ikke gjort målinger av disse rissutviklingene. De målte rissviddene er vist i tabell 7.16 og tabell 7.17.

Tabell 7.16: Målte rissvidder under det første forsøket med SA-1. [1]

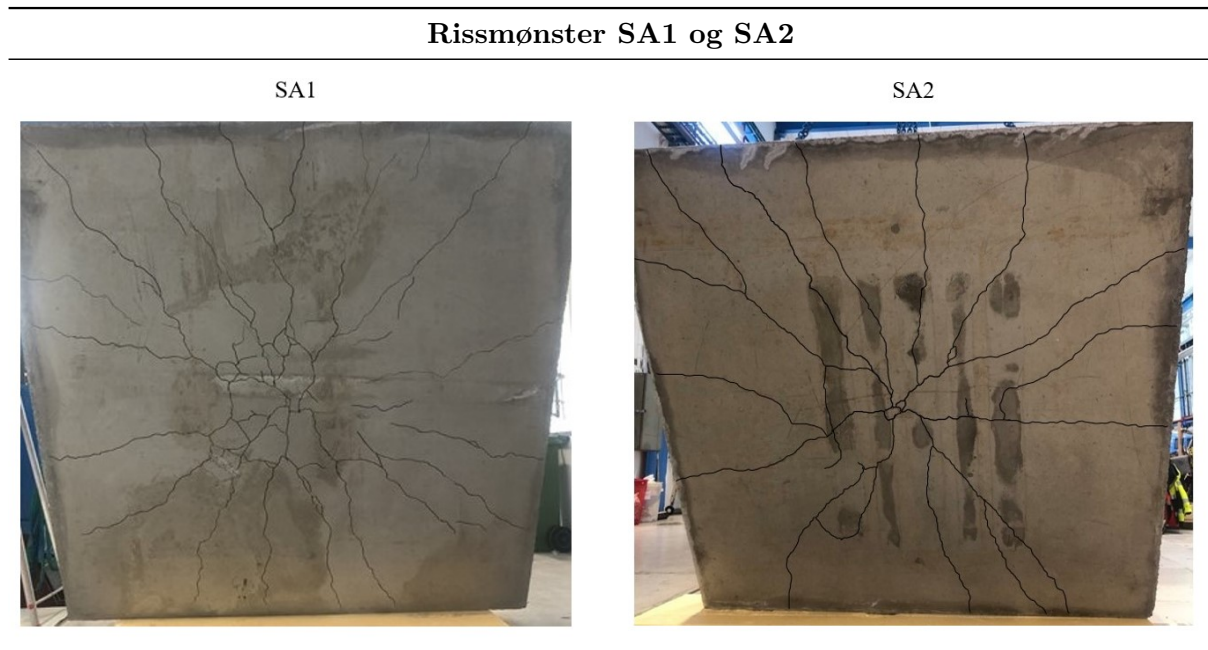
Registrerte rissvidder - SA-1 - Nord og øst					
	Nord 1	Nord 2	Nord 3	Nord 4	Øst
1	0,4 (435)				
2	0,45 (530)	0,35 (570)	0,3 (580)		
3	0,5 (640)	0,4 (650)	0,3 (650)	0,3 (655)	0,25 (620)
4					0,35 (695)
5	0,55 (746)	0,5 (746)	0,45 (745)	0,45 (744)	0,35 (670)
Registrerte rissvidder - SA-1 - Sør og vest					
	Sør 1	Sør 2	Sør 3	Sør 4	Vest
1	0,4 (450)				
2	0,5 (540)	0,35 (548)	0,15 (565)		
3	0,5 (660)	0,45 (666)	0,3 (670)	0,15 (679)	
4					0,05 (710)
5	0,6 (730)	0,5 (728)	0,4 (720)	0,25 (708)	0,05 (620)

Tabell 7.17: Målte rissvidder under forsøket med SA-2. [1]

Registrerte rissvidder - SA-2 - Nord og øst							
	Nord 1	Nord 2	Nord 4	Nord 5	Øst 1	Øst 2	Øst 3
1	0,1 (451)						
2	0,3 (521)	0,25 (527)			0,3 (505)	0,1 (548)	
3	0,3 (646)	0,25 (650)	0,3 (654)		0,5 (646)	0,2 (636)	
4	0,4 (830)	0,4 (836)	0,4 (838)	0,3 (840)	0,5 (882)	0,3 (836)	0,3 (844)
Registrerte rissvidder - SA-2 - Sør og vest							
	Sør 1	Sør 2	Sør 3	Sør 4	Vest 1		
1	0,1 (446)				0,3 (429)		
2	0,25 (527)				0,35 (515)		
3	0,25 (625)				0,4 (632)		
4	0,55 (868)	0,2 (856)	0,05 (861)	0,05 (893)	0,45 (851)		

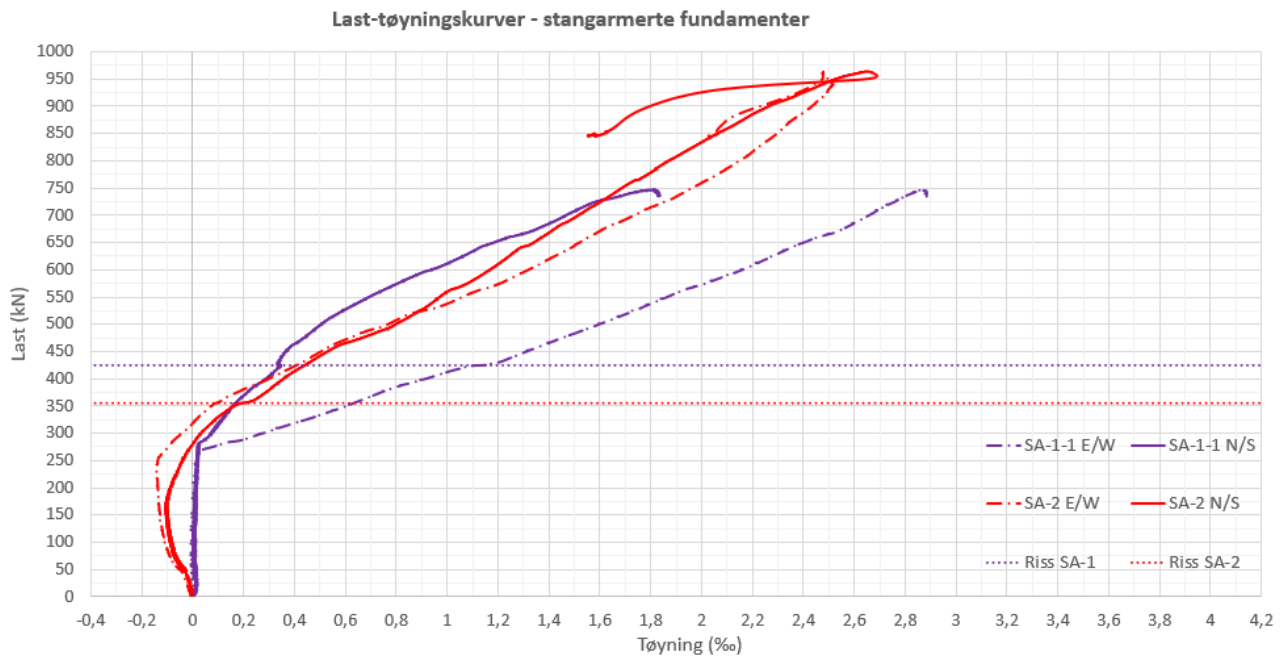
Rissmønstrene til de stangarmerte fundamentene er vist i tabell 7.18.

Tabell 7.18: Rissmønstrene til de stangarmerte fundamentene. [1]



Last-tøyningskurver

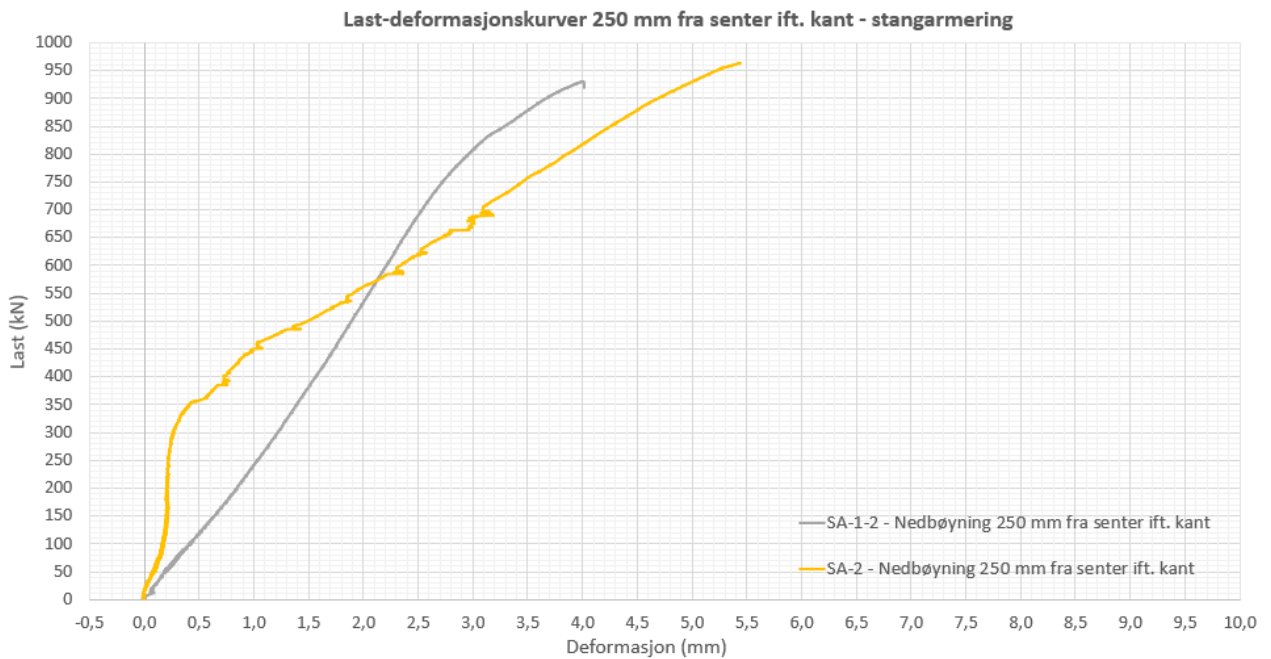
Last-tøyningskurvene fra forsøkene med fundamentene med tradisjonell stangarmering er vist på figur 7.8.



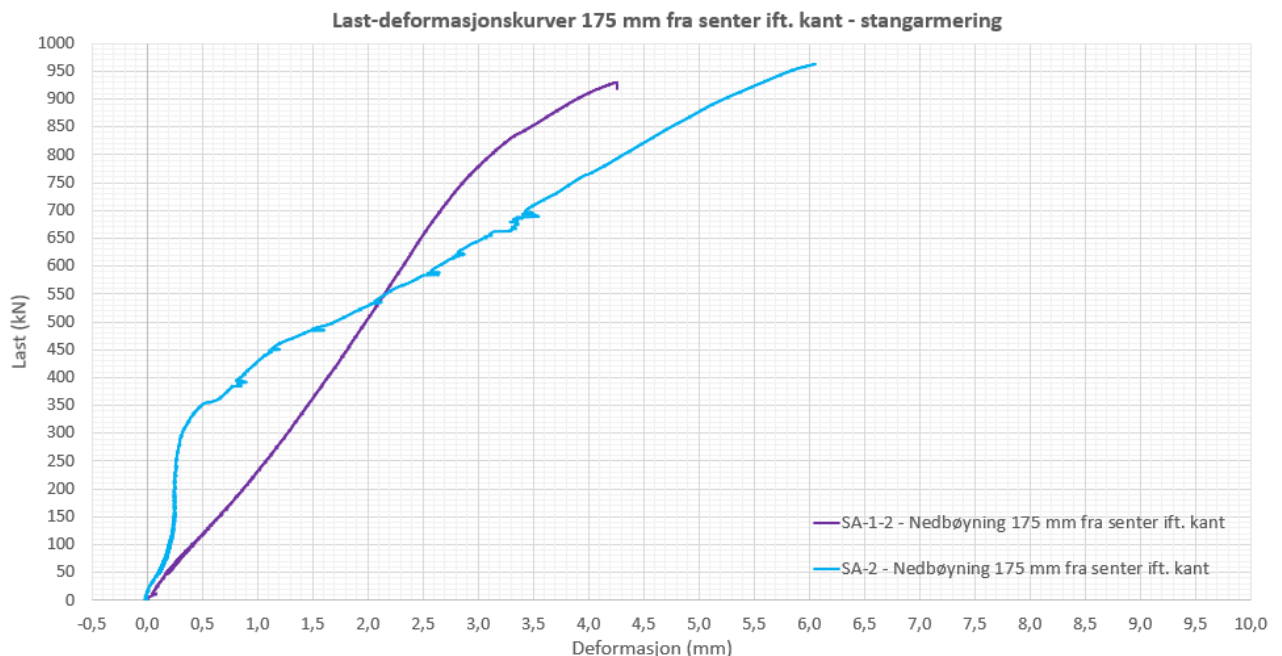
Figur 7.8: Last-tøyningskurver fra forsøkene med de stangarmerte fundamentene. [1]

Last-deformasjonskurver

Last-deformasjonskurver fra forsøkene med de stangarmerte fundamentene, 250 og 175 mm fra sentrum ift. målepunktet 50 mm fra kanten av fundamentet, er vist på figur 7.9 og figur 7.10.



Figur 7.9: Last-deformasjonskurver for målepunktet 250 mm fra sentrum av de tradisjonelt armerte fundamentene ift. det valgte referansepunktet 50 mm fra kanten. [1]



Figur 7.10: Last-deformasjonskurver for målepunktet 175 mm fra sentrum av de tradisjonelt armerte fundamentene ift. det valgte referansepunktet 50 mm fra kanten. [1]

7.1.8 Uarmert fundament

Rissviddemålinger

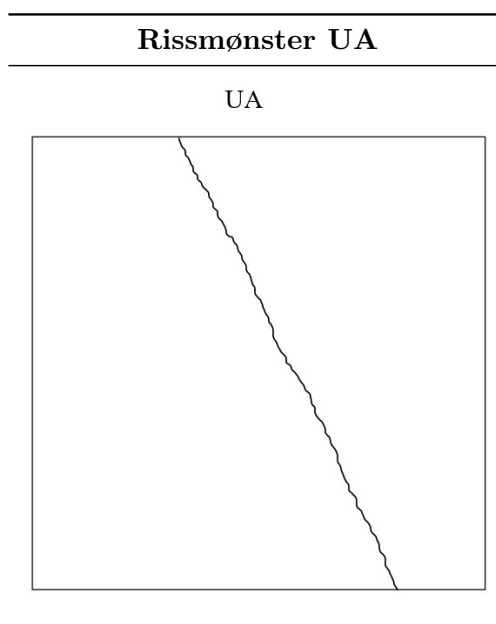
De registrerte rissviddene under testingen av det uarmerte fundamentet, er vist i tabell 7.19. Den første rissmålingen ble gjort idet lasten sank etter risslasten. Den andre målingen ble gjort idet lasten steg igjen. Lasten steg ettersom den gikk rett ned i grunnen, og utvidet det eksisterende risset som gikk på tvers av den uarmerte platen.

Tabell 7.19: Registrerte rissvidder under forsøket med det uarmerte fundamentet. [1]

Registrerte rissvidder UA		
	Nord	Sør
1	1,6 (160)	1,2 (160)
2	2,5 (216)	2,5 (216)

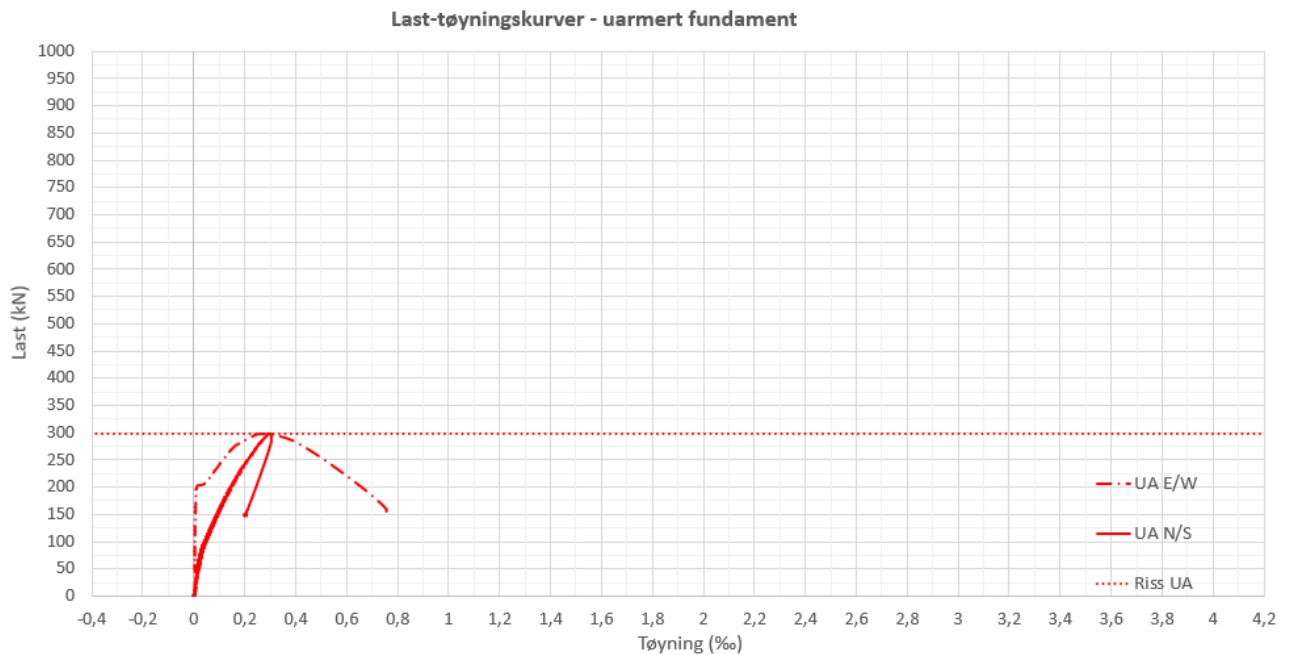
Rissmønsteret til det uarmerte fundamentet er vist i tabell 7.20.

Tabell 7.20: Rissmønsteret til det uarmerte fundamentet. [1]



Last-tøyningskurver

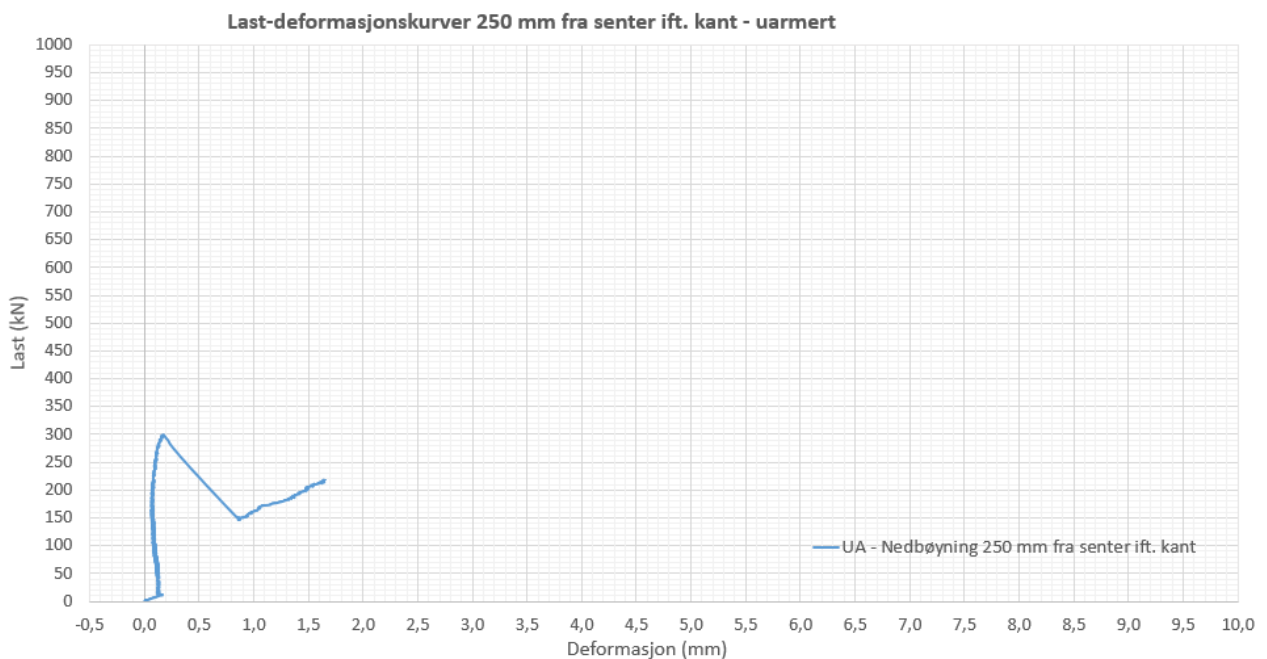
Last-tøyningskurvene fra forsøket med det uarmerte fundamentet er vist på figur 7.11.



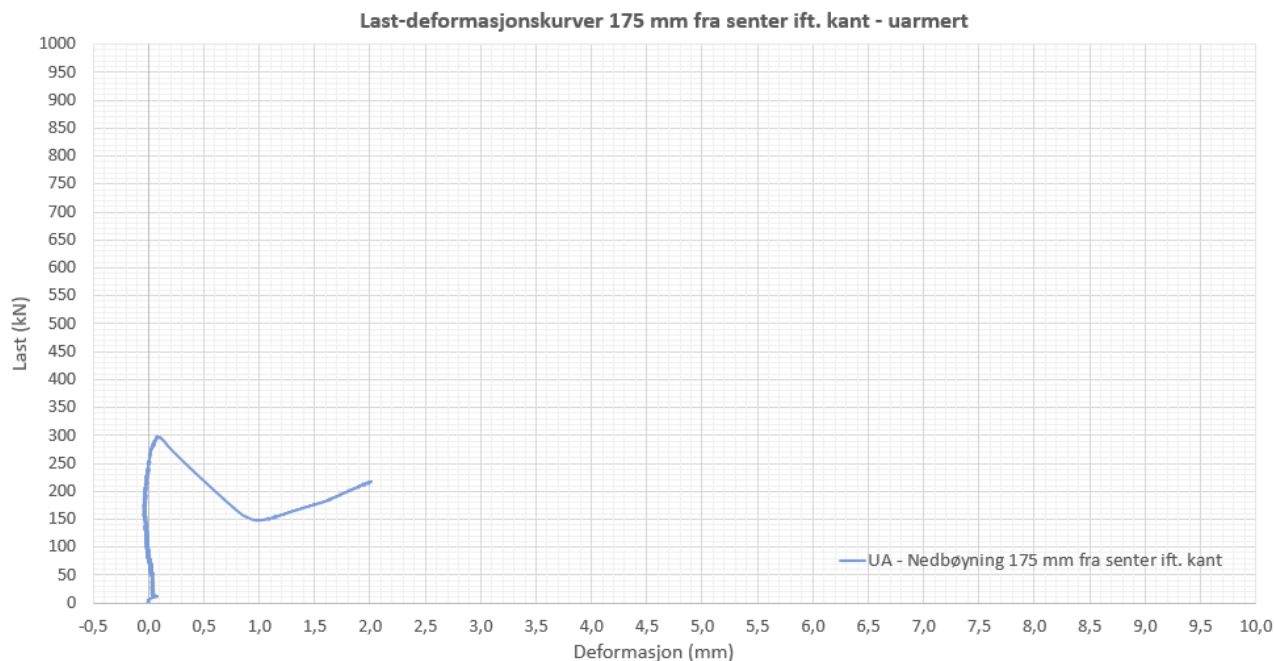
Figur 7.11: Last-tøyningskurver fra forsøkene med det uarmerte fundamentet. [1]

Last-deformasjonskurver

Last-deformasjonskurver fra forsøket med det uarmerte fundamentet, 250 og 175 mm fra sentrum ift. målepunktet 50 mm fra kanten av fundamentet, er vist på figur 7.12 og figur 7.13.



Figur 7.12: Last-deformasjonskurve for målepunktet 250 mm fra sentrum av det uarmerte fundamentet ift. målepunktet 50 mm fra kanten. [1]



Figur 7.13: Last-deformasjonskurver for målepunktet 175 mm fra sentrum av det uarmerte fundamentet ift. målepunktet 50 mm fra kanten. [1]

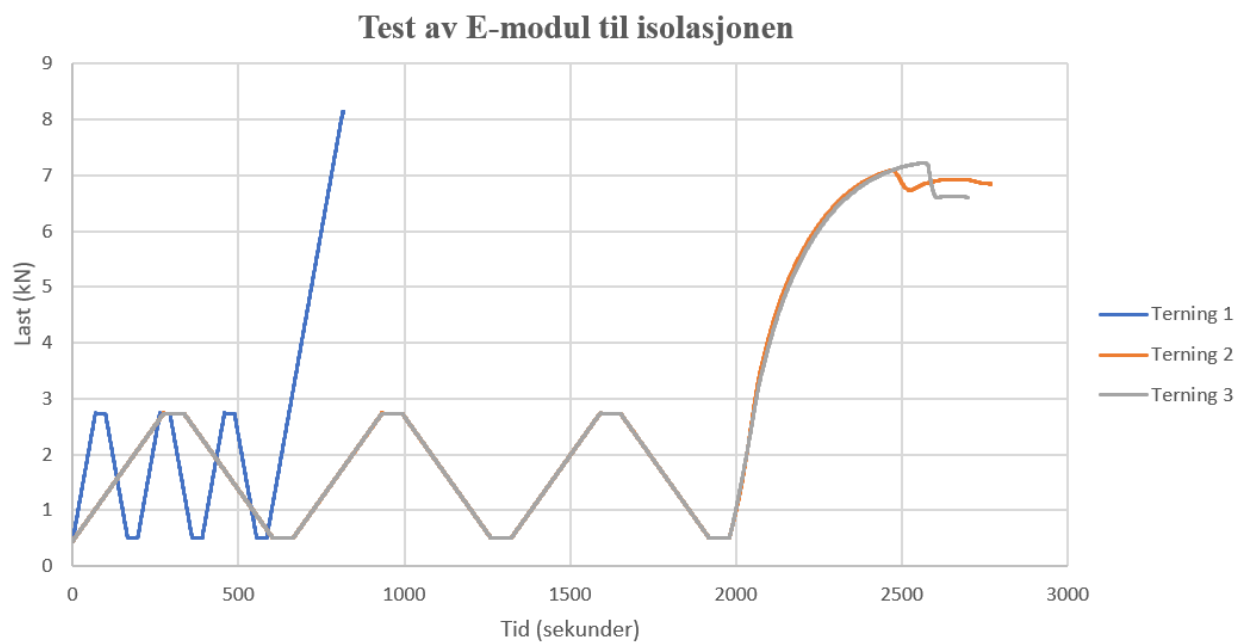
7.1.9 Trykkprøving av isolasjon

Det ble testet tre terninger på 100x100x100 mm av isolasjonen som ble benyttet i forsøkene med fundamentene. E-modulen ble bestemt på to ulike måter. Fra forsøk med terning 1, ble E-modulen bestemt ut ifra verdier hentet fra belastningssyklusene. Fra forsøk med terning 2 og 3 ble E-modulen både beregnet med verdier hentet fra belastningssyklusene (2A og 3A), i tillegg til verdier hentet fra den delen av forsøket, der isolasjonen ble belastet til brudd (2B og 3B). Resultatene fra målingen av isolasjonen sin E-modul er vist i tabell 7.21.

Tabell 7.21: Resultater fra testing av isolasjon. [1]

E-moduler og trykkfastheter for isolasjonen					
	Terning 1	Terning 2A	Terning 2B	Terning 3A	Terning 3B
Bruddspenning [kPa]	814	708	708	722	722
E-modul [MPa]	35,3	36,1	38,0	34,7	37,0

Det ble beregnet en gjennomsnittlig E-modul på 36,2 MPa. Belastningssyklusene samt belastningen av terningene til brudd, er vist på figur 7.14.



Figur 7.14: Resultater fra testing av E-modulen til isolasjonen. [1]

I produktdatabladet til isolasjonen ble det oppgitt en trykkfasthet og en E-modul på henholdsvis 700 kPa og 31 MPa. Disse verdiene ble brukt videre i håndberegningene.

7.2 Håndberegninger

I håndberegningdelen av resultatene i denne masteroppgaven presenteres resultatene fra ulike kapasitetsberegninger utført i Mathcad. De ulike kapasitetene ble beregnet etter de metodene som ble beskrevet i metodekapittelet.

Det er viktig å poengtere at flere av de ulike beregningsmodellene i de forskjellige regelverkene i utgangspunktet kun gjelder ved bruk av stålfiber. I det tyske regelverket er alle beregningsmodellene kun gyldige ved bruk av stålfiber. Skjærkapasitetsuttrykkene i NB38 og COIN gjelder ikke for syntetiske fibre. I NB15 er det ikke spesifisert at det må benyttes stålfiber som fiberarmering, men det er derimot angitt et krav til en midlere reststrekkfasthet på minimum 1,0 MPa ved 2,5 mm rissvidde (f_{R3m} fra trepunkts bøyetest iht. NS-EN 14651). Skjærkapasitetsuttrykkene i TR34, som er basert på RILEM-rapporten *Final recommendations of TC 162-TDF, Test and design methods for steel fibre reinforced concrete, sigma-epsilon-design method*, angir heller ikke at andre fibertyper enn stålfiber medfører en økning i skjærkapasiteten, selv om dette kun er i kombinasjon med lengdearmering.

Fullstendige beregninger finnes i vedlegg B. Vedlegget inkluderer beregninger etter de ulike regelverkene for moment-, skjær- og gjennomlokkingskapasiteter, kapasiteter beregnet etter den valgte litteraturen for plater på elastisk underlag og bruddlaste for fundamenter.

7.2.1 Momentkapasiteter

De beregnede momentkapasitetene til de forskjellige fundamenttypene iht. de ulike regelverkene og veilederne er vist i tabell 7.22. Momentkapasitetene ble beregnet tradisjonelt med likevekt om trykkresultantens angrepspunkt for de armerte fundamentene. Alle momentkapasiteter ble gitt i kNm/m. Momentkapasitetsverdiene fra NB15 er like, ettersom det i utgangspunktet beregnes med midlere reststrekkfasthetsverdier.

Tabell 7.22: Beregnede momentkapasiteter for de ulike fundamenttypene. [1]

Momentkapasiteter [kNm/m] - BF, SF og SA						
Karakteristiske reststrekkfastheter						
	EC2	NB38	COIN	DAfStb	NB15	TR34
BF	-	10,79	10,79	11,23	10,82	13,10
SF	-	22,54	22,54	23,45	22,89	22,10
Midlere reststrekkfastheter						
	EC2	NB38	COIN	DAfStb	NB15	TR34
BF	-	17,81	17,81	18,54	10,82	21,89
SF	-	37,17	37,17	38,66	22,89	36,85
Stangarmerte fundamenter						
	EC2	NB38	COIN	DAfStb	NB15	TR34
SA	109,84	-	-	-	-	-

7.2.2 Skjærkapasiteter

De beregnede skjærkapasitetene med karakteristiske og midlere reststrekkfasthetsverdier iht. de ulike regelverkene er vist i tabell 7.23. For de tradisjonelt armerte fundamentene ble skjærka-

siteten beregnet med formler fra EC2 og med formler fra den nye revisjonen av EC2, der skjær kontrolleres på spenningsbasis.

Tabell 7.23: Beregnede skjærkapasiteter for de ulike fundamenttypene. [1]

Skjærkapasiteter [kN] - BF, SF og SA					
Karakteristiske reststrekkfastheter					
	EC2	EC2 rev.	NB38	COIN	DAfStb
BF	-	-	87,11	104,34	90,54
SF	-	-	183,86	219,78	190,71
Midlere reststrekkfastheter					
	EC2	EC2 rev.	NB38	COIN	DAfStb
BF	-	-	144,75	173,16	150,25
SF	-	-	307,21	366,30	317,84
Stangarmerte fundamenter					
	EC2	EC2 rev.	NB38	COIN	DAfStb
SA	440,6	499,5	-	-	-

7.2.3 Gjennomlokkingskapasiteter

Kapasitetene ved konsentrerte laster, beregnet i henhold til de ulike regelverkene og retningslinjene, er vist i tabell 7.24. For de stangarmerte fundamentene ble kapasitetene beregnet i henhold til gjeldende EC2 og den kommende revisjonen av EC2. I beregningene etter NB15 og TR34 ble de oppgitte reduksjonene i kapasitetene fjernet. For TR34 som tar utgangspunkt i en kapasitet på 50% av forslaget fra RILEM-rapporten, ble det valgt å regne uten reduksjon i fiberbidraget.

Tabell 7.24: Skjærspenningskapasiteter ved konsentrerte laster for de ulike fundamenttypene. [1]

Skjærspenningskapasiteter [N/mm²] - BF, SF og SA							
Karakteristiske reststrekkfastheter							
	EC2	EC2 rev.	NB38	COIN	DAfStb	NB15	TR34
BF	-	-	0,348	0,209	0,181	0,594	0,149
SF	-	-	0,733	0,440	0,381	0,695	0,242
Midlere reststrekkfastheter							
	EC2	EC2 rev.	NB38	COIN	DAfStb	NB15	TR34
BF	-	-	0,577	0,346	0,301	0,594	0,249
SF	-	-	1,221	0,733	0,636	0,695	0,404
Stangarmerte fundamenter							
	EC2	EC2 rev.	NB38	COIN	DAfStb	NB15	TR34
SA	1,197	1,496	-	-	-	-	-

I tillegg til skjærspenningskapasitetene iht. de ulike regelverkene, ble det valgt å regne maksimale laster basert på skjærspenningskapasitetene. Resultatene er vist i tabell 7.25. For de stangarmerte fundamentene ble det utført en iterasjonsbasert kontroll med fire snitt innenfor en avstand 2,0d fra lastpåføringsplaten. For alle regelverkene ble mottrykket fra grunntrykket hensyntatt, slik at kapasitetene ble økt.

Årsaken til at gjennomlokkingskapasiteten i NB15 var betydelig større enn de beregnede kapasitetene iht. de andre regelverkene, var at 75% av den minste skjærspenningskapasiteten ν_{min} til betongen iht. EC2 inkluderes for rene fiberløsninger. I utgangspunktet forutsetter standarden at det er lagt inn en minste mengde stangarmering tilsvarende minimumsarmeringen, for at dette skal kunne være gyldig. NB15 er basert på tidligere norske rapporter med forslag til beregning av fiberarmert betong, der det ikke er spesifisert krav til lengdearmering for å kunne medta minimumsbidraget til betongen iht. EC2 [51].

Tabell 7.25: Beregnede gjennomlokkingskapasiteter for de ulike fundamenttypene med utgangspunkt i valgt testmetode. [1]

Gjennomlokkingskapasiteter [kN] - BF, SF og SA							
Karakteristiske reststrekkfastheter							
	EC2	EC2 rev.	NB38	COIN	DAfStb	NB15	TR34
BF	-	-	105,70	209,59	181,86	768,79	147,10
SF	-	-	222,74	441,47	383,07	899,16	238,80
Midlere reststrekkfastheter							
	EC2	EC2 rev.	NB38	COIN	DAfStb	NB15	TR34
BF	-	-	175,41	347,83	301,81	768,79	245,31
SF	-	-	371,06	735,79	638,45	899,16	398,00
Stangarmerte fundamenter							
	EC2	EC2 rev.	NB38	COIN	DAfStb	NB15	TR34
SA	727,19	297,62	-	-	-		

7.2.4 Riss- og bruddlaster

Det ble beregnet bruddlaster etter kapasitetsuttrykkene fra de ulike retningslinjene til dimensjonering av gulv på grunn, i tillegg til mer spesifikke uttrykk hentet fra ulike forskningsartikler som omhandlet dimensjonering av fundamenter. For de stålfiberarmerte og tradisjonelt armerte fundamentene ble bruddlastene beregnet med utgangspunkt i de bruddmønstrene som oppstod. For de basaltfiberarmerte fundamentene ble bruddlastene beregnet med utgangspunkt i det enkleste bruddmønsteret.

Plater på elastisk underlag

Grunnet testforutsetningene og antagelsene for fundamenter som beskrevet i metodekapittelet, ble det negative momentet ikke inkludert i de beregnede plastiske kapasitetene for innerlaster. Momentkapasiteten for de stangarmerte fundamentene ble satt lik $M_{Rd} = A_s * f_{yk} * z$, som beskrevet i metodekapitlet. For de fiberarmerte fundamentene ble fiberbetongens midlere og karakteristiske reststrekkfasthet for det positive og negative momentet benyttet. Resultatene er vist i tabell 7.26. Timoshenko fikk forkortelsen ST i tabellen. De spenningsbaserte kapasitetsuttrykkene ble

nummerert med den valgte forkortelsen til de ulike veilederne og -1. Risslastene ble beregnet med utgangspunkt i resultatene for strekkfasthet fra bjelketestene. Ettersom den midlere verdien for betongstrekkfastheten for bjelkene med basalt- og stålfiber var tilnærmet like, ble det valgt å beregne risslasten med utgangspunkt i samme betongstrekkfasthet. Betongstrekkfastheten fra bjelketestene var henholdsvis $5,98 \text{ N/mm}^2$ og $5,94 \text{ N/mm}^2$. Det ble derfor tatt utgangspunkt i en betongstrekkfasthet på $6,00 \text{ N/mm}^2$ i beregningene.

Tabell 7.26: Risslaster etter valgt litteratur for plater på elastisk underlag. [1]

Risslaster gulv på grunn [kN] - BF, SF og SA						
	NB15-1	NB15-2	DP3-1	DP3-2	ST-1	ST-2
BF, SF	307,63	254,41	349,23	304,26	274,64	366,94
SA	296,82	248,15	335,36	280,08	265,99	348,03

De beregnede bruddlastene etter kapasitetsuttrykkene fra den valgte litteraturen for gulv på grunn er vist i tabell 7.27. De plastiske uttrykkene ble hentet fra TR34 og NB15, og deretter ble den beregnede momentkapasiteten iht. de ulike regelverkene satt inn.

Tabell 7.27: Beregnede bruddlaster iht. kapasitetsuttrykk fra den valgte litteraturen. [1]

Bruddlaster gulv på grunn [kN] - BF, SF og SA						
Karakteristiske restfastheter						
		NB38	COIN	DAfStb	NB15	TR34
BF	NB15	82,79	82,79	86,18	83,06	100,61
	TR34	121,83	121,83	126,82	122,23	148,06
SF	NB15	172,95	172,95	179,97	175,70	169,64
	TR34	254,51	254,51	264,84	258,56	249,64
Midlere restfastheter						
		NB38	COIN	DAfStb	NB15	TR34
BF	NB15	136,72	136,82	142,29	83,06	167,97
	TR34	201,20	201,20	209,39	122,23	247,19
SF	NB15	285,27	285,27	296,72	175,70	282,85
	TR34	419,80	419,80	437,65	258,56	416,24
Stangarmerte fundamenter						
		EC2	-	-	-	-
SA	NB15	806,13	-	-	-	-
	TR34	1130,36	-	-	-	-

Bruddlaster fra bruddlinje- og stripemetodeberegninger

Resultater fra bruddlastberegningene er vist i tabell 7.28, 7.29 og 7.30. I tillegg ble det utført ikke-lineære beregninger etter uttrykk fra ulike forskningsartikler for fundamenter. Resultatene fra disse beregningene er vist i tabell 7.31, 7.32 og 7.33. De samme forkortelsene som ble benyttet i tabellen, ble benyttet i metodekapittelet. For de stålfiberarmerte og stangarmerte fundamentene ble

det beregnet bruddlaster, både med det plussformede og med det stjerneformede bruddmønsteret. For de basaltfiberarmerte fundamentene ble det tatt utgangspunkt i det enkleste bruddmønsteret. Det er verdt å merke seg at det stjerneformede bruddmønsteret gir 50% større kapasitet ved bruddlinjeberegninger enn det enkleste bruddmønsteret, som det meste av litteraturen og metoden i *Betongkonstruksjoner* [46] bygger på.

Tabell 7.28: Beregnede bruddlaster for de basaltfiberarmerte fundamentene. [1]

Bruddlaster [kN] - BF					
Karakteristiske restfastheter					
	NB38	COIN	DAfStb	NB15	TR34
ALM-1	100,89	100,89	105,00	101,17	122,48
J-LB	86,32	86,32	89,84	86,56	104,8
J-1	100,89	100,89	105,00	101,17	122,48
Midlere restfastheter					
	NB38	COIN	DAfStb	NB15	TR34
ALM-1	166,52	166,52	173,35	101,17	204,67
J-LB	142,48	142,48	148,32	86,56	175,12
J-1	166,52	166,52	173,35	101,17	204,67

Tabell 7.29: Beregnede bruddlaster for de stålfiberarmerte fundamentene. [1]

Bruddlaster [kN] - SF					
Karakteristiske restfastheter					
	NB38	COIN	DAfStb	NB15	TR34
ALM-1	210,75	210,75	219,25	214,02	206,63
ALM-2	316,12	316,12	328,88	321,03	309,95
J-LB	180,32	180,32	187,60	183,12	176,8
J-1	210,75	210,75	219,25	214,02	206,63
J-2	304,69	304,69	317,00	309,43	298,75
Midlere restfastheter					
	NB38	COIN	DAfStb	NB15	TR34
ALM-1	347,54	347,54	361,47	214,02	344,54
ALM-2	521,30	521,30	542,2	321,03	516,82
J-LB	297,36	297,36	309,28	183,12	294,8
J-1	347,54	347,54	361,47	214,02	344,54
J-2	502,46	502,46	522,60	309,43	498,14

Tabell 7.30: Beregnede bruddlaster for de stangarmerte fundamentene. [1]

Bruddlaster [kN] - SA	
ALM-1	1026,90
ALM-2	1540,35
J-LB	878,64
J-1	1026,9
J-2	1484,67
SM	1016,91

Tabell 7.31: Resultater fra ikke-lineære beregninger for de basaltfiberarmerte fundamentene. [1]

Bruddlaster [kN] - Ikke-lineære beregninger - BF										
Karakteristisk restfasthet										
<i>n = 1</i>					<i>n = 2</i>					
	NB38	COIN	DAfStb	NB15	TR34	NB38	COIN	DAfStb	NB15	TR34
J-NL	67,26	67,26	70,00	67,44	81,66	75,59	75,59	78,67	78,50	91,77
S-NL	97,26	97,26	101,23	97,53	118,08	98,15	98,15	102,15	98,42	98,42
<i>n = 3</i>					<i>n = 4</i>					
J-NL	78,93	78,93	82,15	79,15	95,83	80,74	80,74	84,03	80,97	98,03
S-NL	98,65	98,65	102,67	98,92	119,77	98,97	98,97	103,00	99,24	120,15
Midlere restfasthet										
<i>n = 1</i>					<i>n = 2</i>					
	NB38	COIN	DAfStb	NB15	TR34	NB38	COIN	DAfStb	NB15	TR34
J-NL	110,01	110,01	115,56	67,44	136,45	124,76	124,76	129,88	75,80	153,34
S-NL	160,54	160,54	167,12	97,53	197,31	162,00	162,00	168,64	98,42	199,11
<i>n = 3</i>					<i>n = 4</i>					
J-NL	130,29	130,29	135,63	79,15	160,14	133,27	133,27	138,73	80,97	163,80
S-NL	162,83	162,83	169,50	98,92	200,13	163,37	163,37	170,05	99,24	200,78

Tabell 7.32: Resultater fra ikke-lineære beregninger for de stålfiberarmerte fundamentene. [1]

Bruddlaster [kN] - Ikke-lineære beregninger - SF										
Karakteristisk restfasthet										
<i>n</i> = 1					<i>n</i> = 2					
	NB38	COIN	DAfStb	NB15	TR34	NB38	COIN	DAfStb	NB15	TR34
J-NL	140,50	140,50	146,17	142,68	137,76	157,90	157,90	164,27	160,35	154,81
S-NL	203,17	203,17	211,37	206,33	199,21	205,03	205,03	213,30	208,21	208,21
<i>n</i> = 3					<i>n</i> = 4					
J-NL	164,89	164,89	171,55	167,45	161,67	168,67	168,67	175,47	171,28	165,37
S-NL	206,07	206,07	214,39	209,27	202,05	206,74	206,74	215,09	209,95	202,7
Midlere restfasthet										
<i>n</i> = 1					<i>n</i> = 2					
	NB38	COIN	DAfStb	NB15	TR34	NB38	COIN	DAfStb	NB15	TR34
J-NL	231,69	231,69	240,98	142,68	229,70	260,38	260,38	270,82	160,35	258,14
S-NL	335,04	335,04	348,48	206,33	332,16	338,10	338,10	351,65	208,21	335,19
<i>n</i> = 3					<i>n</i> = 4					
J-NL	271,92	271,92	282,82	167,45	269,57	278,14	278,14	289,29	171,28	275,75
S-NL	339,82	339,82	353,45	209,27	336,90	340,93	340,93	354,59	209,95	337,99

Tabell 7.33: Resultater for bruddlaster i kN fra ikke-lineære beregninger av de stangarmerte fundamentene med uttrykk fra valgt litteratur. [1]

Ikke-lineære beregninger - SA				
	<i>n</i> = 1	<i>n</i> = 2	<i>n</i> = 3	<i>n</i> = 4
J-NL	648,60	769,38	803,46	821,85
S-NL	989,99	999,02	1004,11	1007,38

7.2.5 Forhåndsregninger av etteroppente flatdekker

Resultatene fra forhåndsregningene av flatdekkeelementene er vist i tabell 7.34. For de fiberarmerte dekkene ble verdier fra bjelketestene som ble utført i forbindelse med testingen av fundamentene benyttet. I likhet med kapasitetsberegningene til fundamentene ble det benyttet beregningsmessige og midlere reststrekkfasthetsverdier til de fiberarmerte flatdekkeelementene. Resultatene fra kapasitetsberegningene til de etteroppente flatdekkeelementene uten fiberarmering, med og uten skjærarmering, er vist i tabell 7.35. For beregninger av skjærkapasiteten ved konsentrerte laster ble beregningsmodellene fra NB38 og den kommende revisjonen av EC2 benyttet.

I beregningene av momentbruddlastene ble momentet i midtsnittet som følge av egenvekten hensyntatt. Ved beregning av betong- og lengdearmeringsbidraget til gjennomlokkingskapasitetene for dekkene, ble minimumskapasiteten dimensjonerende. Det ble også beregnet kapasiteter for de fiberarmerte flatdekkeelementene, der betongbidraget ikke ble inkludert i kapasitetene. Fullstendige beregninger for flatdekkeelementene finnes i vedlegg B.3.

Tabell 7.34: Beregnede bruddlaster for de fiberarmerte flatdekkeelementene. [1]

Kapasiteter fiberarmerte flatdekkeelementer				
Karakteristiske restfastheter				
	M_{Rd} [kNm]	$P_{Rd,m}$ [kN]	ν_{Rd} [N/mm ²]	$V_{Rd,\nu}$ [kN]
PTBF	95,80	225,42	1,338	232,27
PTSF	118,33	269,13	1,723	299,06
Karakteristiske restfastheter - u/betongbidrag				
	M_{Rd} [kNm]	$P_{Rd,m}$ [kN]	ν_{Rd} [N/mm ²]	$V_{Rd,\nu}$ [kN]
PTBF	21,56	41,46	0,348	60,37
PTSF	45,07	96,75	0,733	127,16
Midlere restfastheter				
	M_{Rd} [kNm]	$P_{Rd,m}$ [kN]	ν_{Rd} [N/mm ²]	$V_{Rd,\nu}$ [kN]
PTBF	109,28	247,83	1,568	272,09
PTSF	146,40	335,16	2,211	383,83
Midlere restfastheter - u/betongbidrag				
	M_{Rd} [kNm]	$P_{Rd,m}$ [kN]	ν_{Rd} [N/mm ²]	$V_{Rd,\nu}$ [kN]
PTBF	35,63	74,53	0,577	100,19
PTSF	74,34	165,61	1,221	211,935

Tabell 7.35: Beregnede bruddlaster for flatdekkeelementene uten fiberarmering, med og uten skjærarmering. [1]

Kapasiteter flatdekkeelementer uten fiber				
	M_{Rd} [kNm]	$P_{Rd,m}$ [kN]	ν_{Rd} [kN]	$V_{Rd,\nu}$ [kN]
PTS	75,11	167,44	5,213	904,78
PT	75,11	167,44	0,990	171,89

7.3 Resultater fra forprosjektet

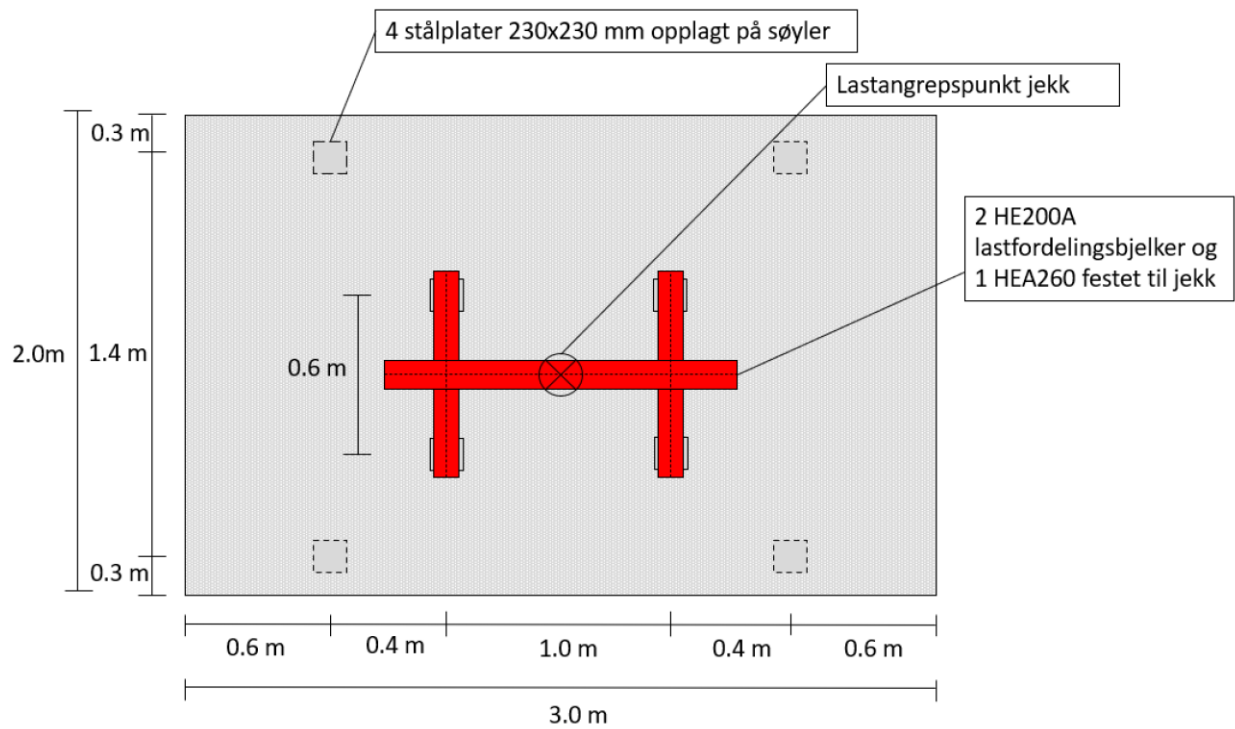
For å komplettere denne masteroppgaven med fokus på basaltfiber og fiberarmerte betongkonstruksjoner, ble det valgt å inkludere korrigerede resultater fra forprosjektet til masteroppgaven. Forprosjektet var i likhet med denne masteroppgaven en del av FoU-prosjektet *Skjærkontroll betongdekker (flatdekker) og testing av vegger og fundament*. Dette var den første delen av FoU-prosjektet, og ble utført høsten 2020. I forprosjektet ble det testet ni veggelementer. Elementene hadde et mål på 2 x 3 x 0,2 m. Tre av veggene var armert med 5 kg/m³ basaltfiber og K131-armeringsnett, tre med 7,5 kg/m³ basaltfiber, og tre med 10 kg/m³ basaltfiber. Betongen som ble brukt til veggelementene var en B35 M45 betong, med et estimert synkmål på 260 mm. Betongresepten er vist i tabell 7.36.

Tabell 7.36: Betongresepten som ble brukt til veggelementene i forprosjektet. [6]

Materialer	Mengde i kg/m ³
Sand 0-8 mm	945
Pukk 8-16 mm	862
Standard FA	400
Fritt vann	171
Flystoff (SP-stoff)	4,0
Herdingsakselerator	5,13
Totalt vann	177,8
Basalt MiniBars	Varierende (5 - 7,5 - 10)

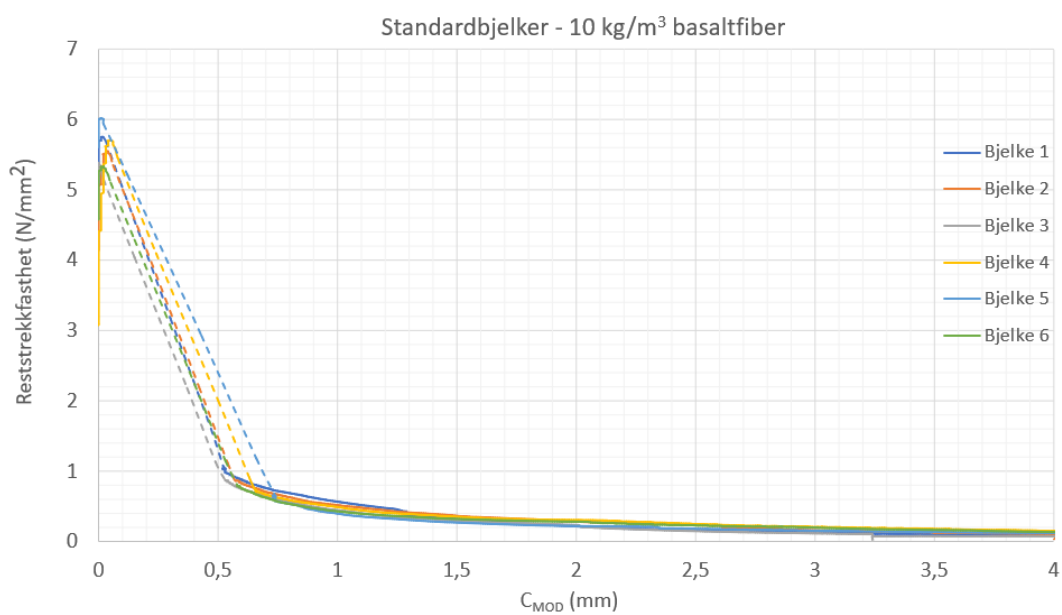
Veggene ble testet liggende opplagt på fire punkter, og lasten ble påført fra lastcellen via to lastfordelingsbjelker. Denne testmetoden ble valgt for å simulere løftesituasjonen til veggelementene i transportfasen. Denne situasjonen ble antatt å være den mest kritiske mekaniske belastningen for veggelementene. Resultatene fra den valgte testmetoden ga også en indikasjon på duktiliteten til plater armert med basaltfiber. I ferdig fase, der slike veggelementer er montert, antas det at det kun påføres vertikallaster ovenfra. Dette avhenger av bruksområdet. Dersom veggelementene benyttes i løsninger, der det oppstår krefter fra jord- og/eller vanntrykk, kan det oppstå bøyning. Ettersom det benyttes fugeløsninger mellom slike veggelementer, oppstår det ingen krefter fra kryp og svinn.

Testoppsettet for veggene med 10 kg/m³ basaltfiber er vist på figur 7.15. Avstandene og målene i testoppsettene ble bestemt på bakgrunn av forhåndsberegninger med reststrekkfasthetsverdier, der resultater fra tidligere bjelkeprøver med basaltfiber på NTNU ble benyttet. Disse beregningene ble gjort for at veggene i utgangspunktet skulle kunne bære egenlasten sin etter opprissing i forsøkene. Det var ønskelig med momentbrudd for veggene, og den opptredende skjærspenningen ble registrert, uten at skjærkapasiteten kunne fastsettes fra forsøkene.

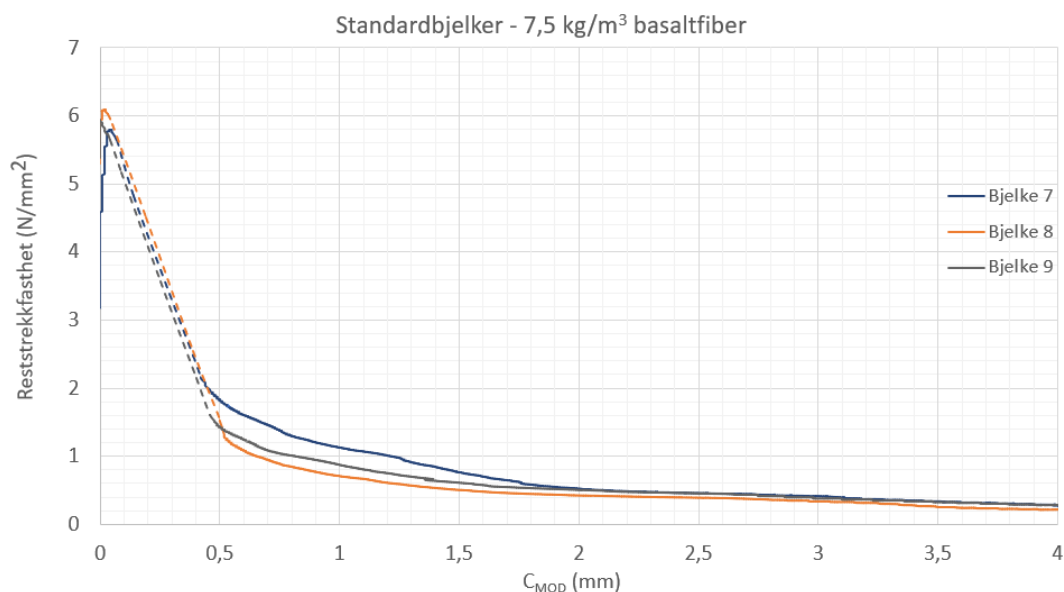


Figur 7.15: Testoppsettet for veggelementene med 10 kg/m^3 basaltfiber i forprosjektet. [6]

I tillegg til veggene, ble det testet seks bjelker med 10 kg/m^3 basaltfiber og tre bjelker med $7,5 \text{ kg/m}^3$ basaltfiber, for bestemmelse av reststrekkfastheter etter NS-EN 14651. Resultatene fra bjelkeprøvingen er vist på figur 7.16 og figur 7.17.



Figur 7.16: Resultater fra prøving av bjelker med 10 kg/m^3 basaltfiber etter NS-EN 14651 i forprosjektet. [1]



Figur 7.17: Resultater fra prøving av bjelker med 7,5 kg/m³ basaltfiber etter NS-EN 14651 i forprosjektet. [1]

De beregningsmessige reststrekfasthetsverdiene og de midlere verdiene bestemt fra bjelkeprøvingen er vist i tabell 7.37. Reststrekfasthetsverdiene fra bjelkeprøvingen i forprosjektet var svært lave, og nesten lik null ved de største rissviddene for begge fibermengdene. Dette medførte lave moment- og skjærkapasiteter for veggene med kun fiberarmering, som ble beregnet iht. NB38.

Tabell 7.37: Beregningsmessige og midlere reststrekfasthetsverdier i forprosjektet fra prøving av basaltfiberarmerte småbjelker etter NS-EN 14651. [6]

Reststrekfastheter fra forprosjektet (N/mm²)					
	$f_{ctl,k}$	$f_{R1,kber}$	$f_{R2,kber}$	$f_{R3,kber}$	$f_{R4,kber}$
7,5 kg	5,76	0,96	0,38	0,26	0,19
10,0 kg	5,25	1,06	0,19	0,12	0,07
	$f_{ctl,m}$	$f_{R1,m}$	$f_{R2,m}$	$f_{R3,m}$	$f_{R4,m}$
7,5 kg	5,87	1,59	0,63	0,44	0,31
10,0 kg	5,64	2,06	0,32	0,20	0,13

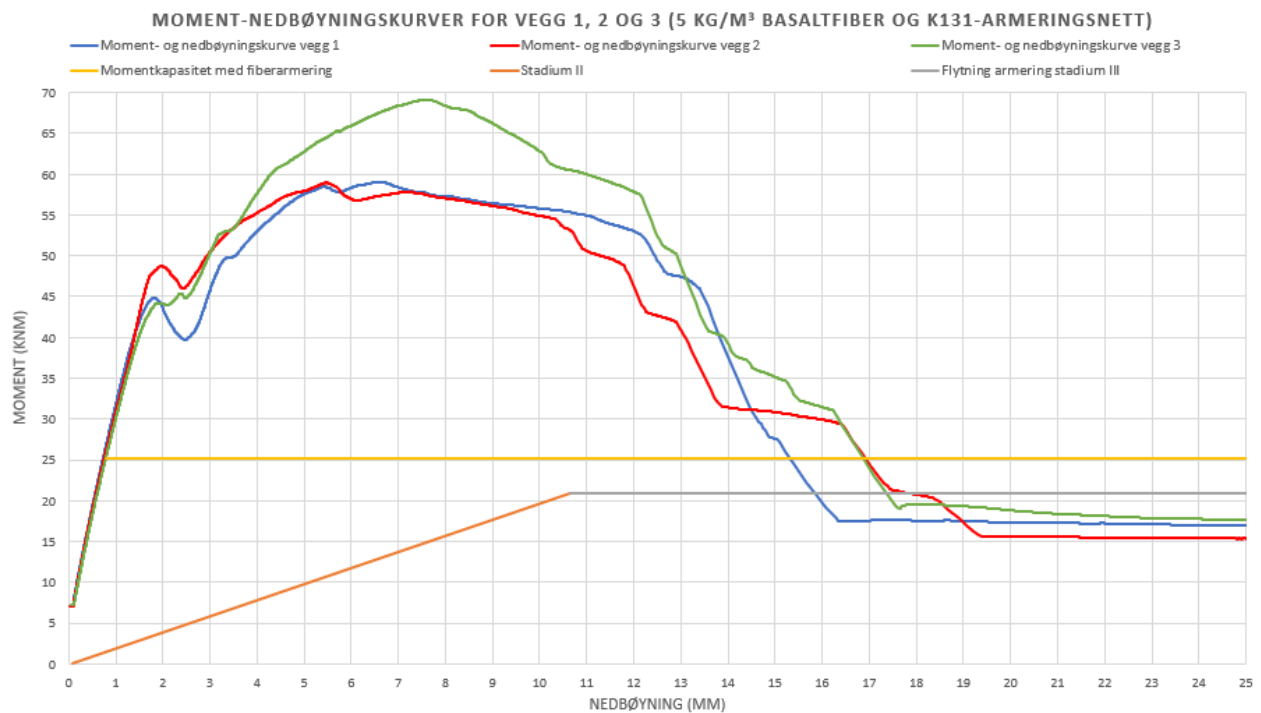
Fra reststrekfasthetsverdiene ble verdiene til momentkapasitetene beregnet iht. NB38, og er vist i tabell 7.38. Resultatene viser at veggelementene uten armeringsnett hadde veldig lav momentkapasitet.

Tabell 7.38: Beregnede momentkapasiteter for veggelementene i forprosjektet. [6]

M_{Rd} [kNm]	5,0 kg/m ³ basaltfiber og K131-armeringsnett	7,5 kg/m ³ basaltfiber	10,0 kg/m ³ basaltfiber
Håndberegninger iht. NB38	25,26	3,08	3,02
Lamellmetoden	26,48	-	-

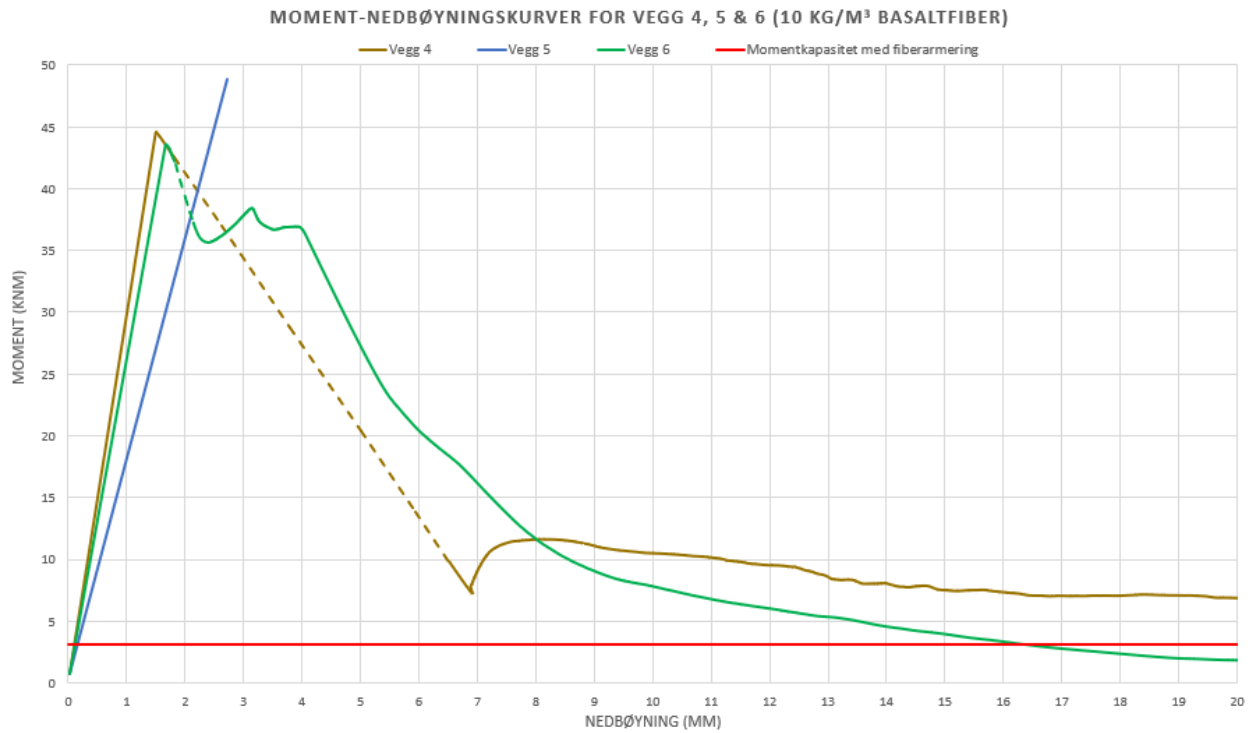
Resultatene fra forprosjektet ble korrigert i løpet av arbeidet med masteroppgaven. Opplagrene ble modifisert, ettersom det ble observert en membranefekt for de fire første testede veggene, der horisontale motkrefter oppstod fra opplagrene. Det ble lagt inn et teflonlag som tillot glidning, og en trefiberplate for å ta opp ujevnheter. Resultatene ble korrigert for nedbøyning som følge av komprimeringen av trefiberplaten. Videre ble også den teoretiske nedbøyningen som følge av egenvekten midt på platen mellom oppleggene inkludert, samt momentet fra egenlasten.

De første veggene som ble testet i forprosjektet var veggene med 5 kg/m^3 basaltfiber og K131-armeringsnett. Resultatene ble sammenlignet med den beregnede momentkapasiteten med og uten fiberbidraget, beregnet iht. NB38. Det ble satt opp en stadium II-kurve for å kunne undersøke ved hvilket moment flytning i armeringen uten fiberbidraget kunne antas, slik det er vist på figur 7.18. Resultatene viste at elementene fløt ved en lavere last enn det som var forventet. Dette kan skyldes at overdekningen som ble oppgitt, og ble benyttet i beregningene, ikke var korrekt.

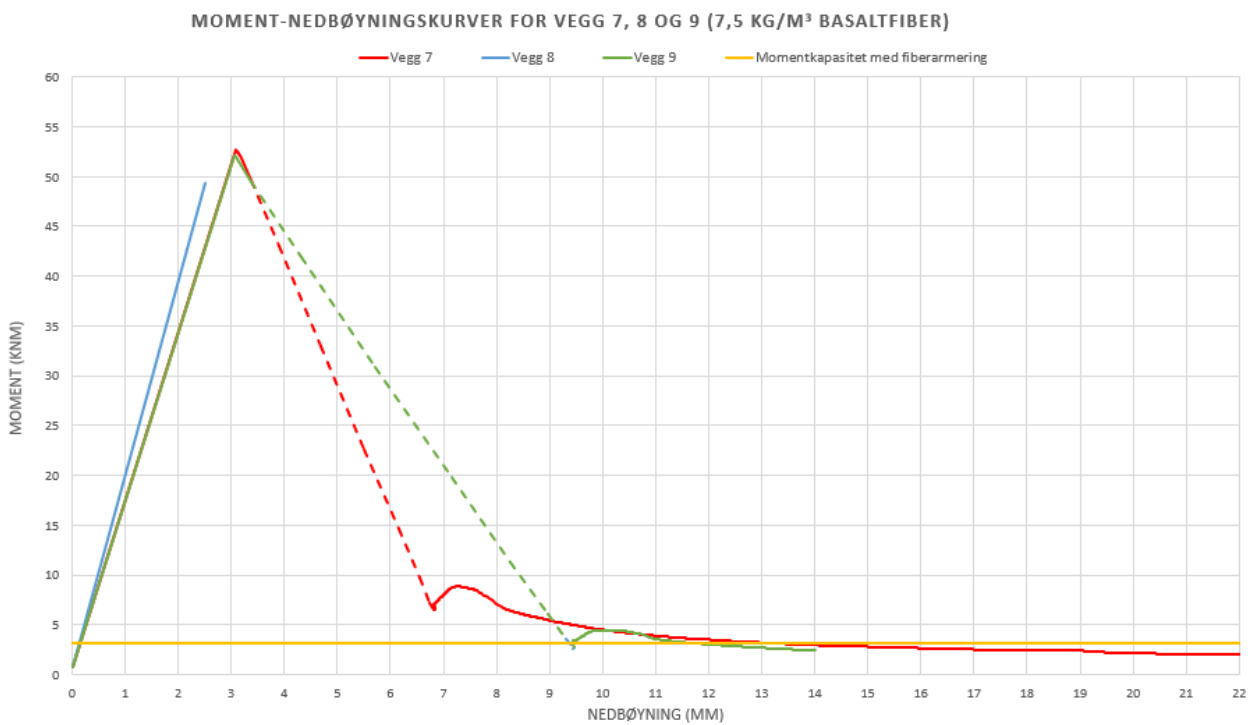


Figur 7.18: Moment-nedbøyningsskurver for veggene med K131-armeringsnett og 5 kg/m^3 basaltfiber. [1]

Resultatene for veggene kun armert med basaltfiber er vist på figur 7.19 og 7.20. Alle veggene klarte å bære egenlasten sin etter opprissing, med unntak av vegg 8, som var armert med $7,5 \text{ kg/m}^3$ basaltfiber. De horisontale kurvene viser den beregnede momentkapasiteten. Resultatene viste at vegger med denne armeringsløsningen hadde lav kapasitet og liten duktilitet. Det ble konkludert med at beregningsmodellene i NB38 samsvarte godt med de observerte resultatene fra forsøkene, men at den valgte fibermengden var for lav til bruk i bærende konstruksjoner.



Figur 7.19: Moment-nedbøyningskurver for veggene med 10 kg/m³ basaltfiber. [1]



Figur 7.20: Moment-nedbøyningskurver for veggene med 7,5 kg/m³ basaltfiber. [1]

7.4 Resultater fra lignende forsøk

På bakgrunn av de valgte testmetodene i denne masteroppgaven, ble det valgt å gjennomføre en litteraturstudie om lignende forsøk for å kunne sammenligne resultatene fra denne masteroppgaven med resultater tilknyttet testene i de valgte forskningsartiklene. Det var naturlig å trekke paralleller mellom forsøk av gulv på grunn og forsøkene i denne masteroppgaven, i tillegg til mer sammenlignbare forsøk med plater med større tykkelser. I de valgte forskningsartiklene ble kapasitetene til plater og fundamenter på elastisk underlag, deformasjoner, og stivheten til grunnen og dens betydning for den duktile oppførselen undersøkt.

7.4.1 Experimental Tests of Punching Shear Resistance of Concrete Foundations

Ved det tekniske universitet i Ostrava i Tsjekia har det blitt utført en rekke forsøk med fundamenter. I forskningsartikkelen *Experimental Tests of Punching Shear Resistance of Concrete Foundations* [61] av Martina Janulikova og Pavlina Mateckova, ble resultater fra én av disse forsøkene beskrevet. Forsøket ble utført i en rigg med en lastkapasitet på 1000 kN som var plassert utendørs i friluft på leirholdig jord.

Denne forskningsartikkelen beskrev testen av det tradisjonelt armerte fundamentet med en dimensjon på 150 x 2000 x 2000 mm. Det ble benyttet et armeringsnett på 8/100/100. Det ble også utført trykktester for å finne karakteristisk trykkfasthet, som ble bestemt til 47,6 MPa. En innvirkende faktor kan ha vært den lange tiden mellom støping og trykktesting, som var på fire måneder, da det i utgangspunktet var tenkt en betong med trykkfasthetsklasse B35. For dette fundamentet ble det benyttet et lastareal på 400 x 400 mm. Grunnet kryp i grunnen ble lasten påført gradvis i tidsintervaller. I hvert steg ble det påført 50 kN gradvis i 30 minutter, og lasten stod så i ro i 30 minutter etter hvert steg. I utgangspunktet ble det beskrevet at grunnen burde fått hvile lenger mellom hvert lastpåføringssteg, men ettersom testen måtte bli utført i løpet av én dag ble denne metoden valgt. Kapasiteten ved konsentrerte laster (gjennomlokking) ble beregnet i henhold til følgende uttrykk fra EC2:

$$\nu_{Rd} = C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_1 f_{ck})^{1/3} * 2d/a \geq \nu_{min} 2d/a$$

der a er avstand fra kanten av søylen til kontrollsnittet. Den maksimale skjærspenningen fra de gitte forutsetningene ble beregnet til 0,999 MPa, som ga en lastkapasitet på 392,6 kN med karakteristiske verdier. Platen gikk likevel ikke til brudd før det var påført en last på 945 kN. Rissmønsteret på undersiden av platen etter forsøket er vist på figur 7.21.



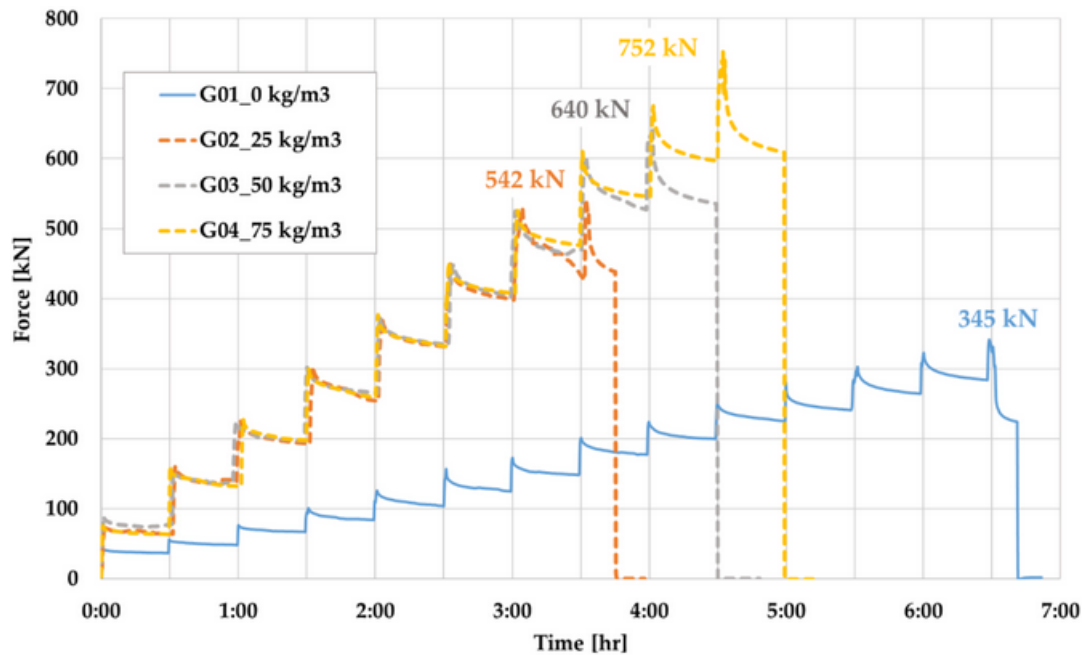
Figur 7.21: Rissmønster på undersiden av det stangarmerte fundamentet etter gjennomlokkingsbrudd. [61]

Konklusjonen fra dette forsøket var at den faktiske skjærkapasiteten var større enn den teoretiske kapasiteten, som betyr at EC2 ga skjærkapasiteter til sikker side for denne platen. I dette tilfellet var den faktiske kapasiteten mer enn 2 ganger større sammenlignet med den beregnede skjærkapasiteten iht. EC2. Dette kan gi en indikasjon på at standarden er for konservativ når det gjelder skjærkapasitetsberegninger for disse tilfellene. [61]

7.4.2 Experiments on Fiber Concrete Foundation Slabs in Interaction with the Subsoil

Forskningsartikkelen *Experiments on Fiber Concrete Foundation Slabs in Interaction with the Subsoil* [62] er i likhet med *Experimental Tests of Punching Shear Resistance of Concrete Foundations* utført ved det tekniske universitet i Ostrava. Under dette arbeidet ble det gjennomført fire forsøk med plater på grunn ute i friluft. Tre av platene var armert med stålfiber, og en plate var uarmert. Platene hadde en dimensjon på 2000 x 2000 x 150 mm. De valgte fiberdoseringene var på 25, 50 og 75 kg/m³, som tilsvarte et fibervolum på 0,32%, 0,64% og 0,96%. Den valgte fibertypen var DRAMIX 65/60BG, som hadde en lengde på 60 mm og en diameter på 0,9 mm. Strekkfastheten til denne stålfiberen var oppgitt til å være 1160 MPa.

I forsøket ble det valgt et lastareal på 400 x 400 mm. For de fiberarmerte betongplatene ble det valgt en pålastningshastighet på 75 kN/30 min, og for den uarmerte platen ble det valgt en pålastningshastighet på 25 kN/30 min. Det ble også utført tester av grunnen før plateforsøkene. Deformasjonsmodulen ble bestemt til 12 MPa ved geotekniske undersøkelser og prøver, og grunnen ble klassifisert som leire med middels plastisitet. Videre ble den interne friksjonsvinkelen bestemt til 19,3°, og kohesjonen til 9,0 fra en skjærbokstest. Påført last som funksjon av tid under forsøkene er vist på figur 7.22.



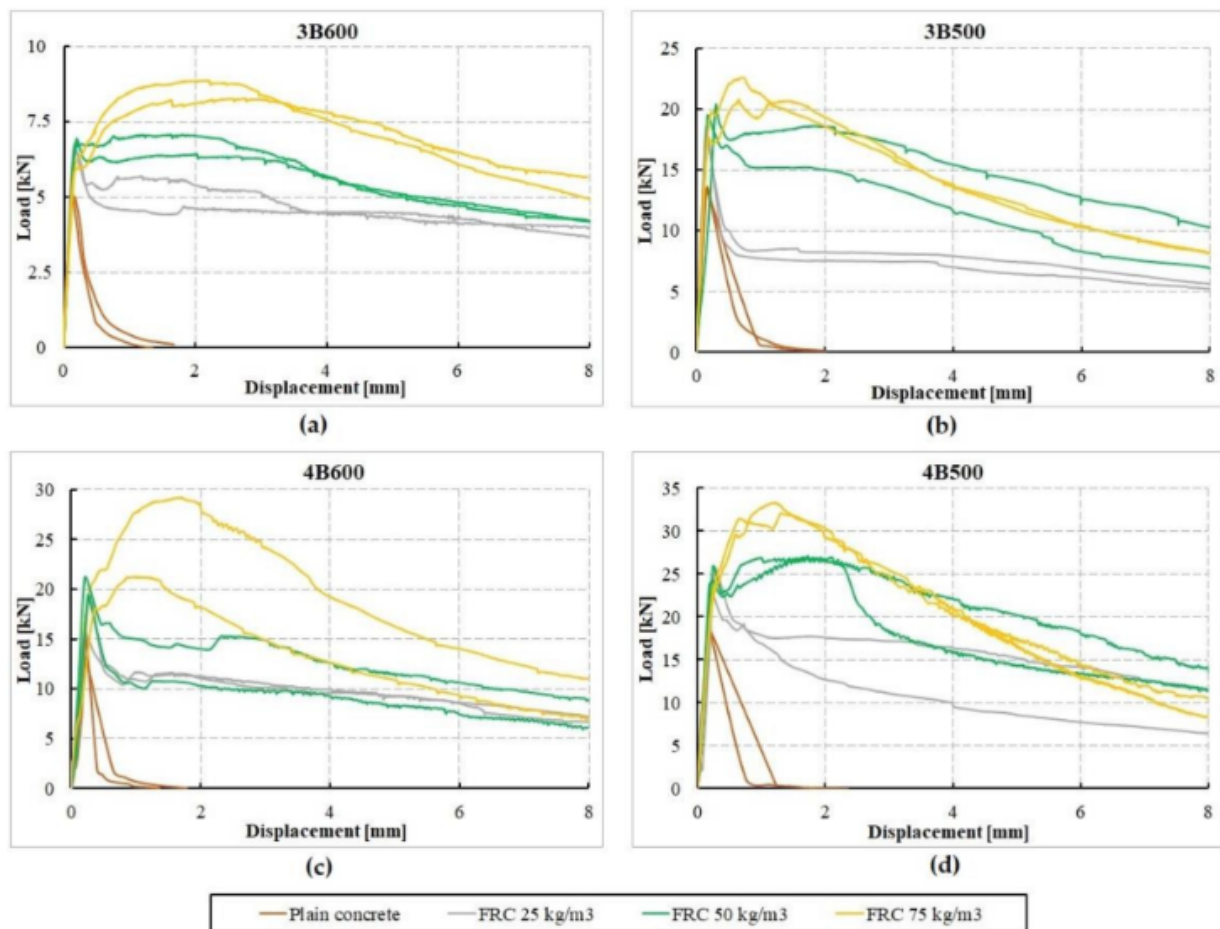
Figur 7.22: Resultater fra forsøk med fiberarmerte fundamenter fra Cajka. [62]

Basert på deformasjonsmålinger ble det beregnet interpolerte verdier for deformasjonen under lasten for de ulike fundamentene. Disse resultatene er vist i tabell 7.39. Resultatene viste at fundamentene med større fibermengder fikk mindre deformasjoner.

Tabell 7.39: Interpolerte verdier for deformasjoner i senter av fundamentene. [62]

Deformasjoner i senter av fundament				
Last (kN)	G01	G02	G03	G04
150	4,81	1,58	2,35	1,9
225	7,42	5,55	4,32	3,63
300	11,16	9,55	7,05	6,33
450		18,47	13,1	12,09
Makslast	13,19	25,49	30,89	34,76

Det ble også utført ulike tester med de ulike fibermengdene for bestemmelse av de mekaniske egenskapene til fiberbetongen. Blant annet ble det utført tre- og firepunkts bøyetest av prismer med og uten notch. I trepunkts bøyetestene ble det benyttet prismer med senteravstand på 600 mm (150 x 150 mm tverrsnitt med 50 mm notch), og senteravstand på 500 mm uten notch med samme tverrsnittsdimensjoner. I firepunkts bøyetestene ble det benyttet prismer uten notch med henholdsvis 600 og 500 mm senteravstand med en tverrsnittdimensjon på 150 x 150 mm. Resultatene fra disse forsøkene er vist på figur 7.23.



Figur 7.23: Resultater fra forsøk med fiberarmerte prismer fra Cajka. [62]

På bakgrunn av resultatene fra forsøkene ble det konkludert med at fiberarmering har en rekke fordeler. For plater på grunn påvirker fibermengden den totale deformasjonen. De fiberarmerte platene hadde også mindre riss enn den uarmerte platen. I den uarmerte platen oppstod det vertikale riss fra bunn til toppen av platen, og dette reduserte bøyestivheten betraktelig. Dette medførte at platen fikk store negative deformasjoner (oppløft langs kantene). Fibermengden påvirket lastkapasiteten, og denne var størst for platen med det høyeste fiberinnholdet. [62]

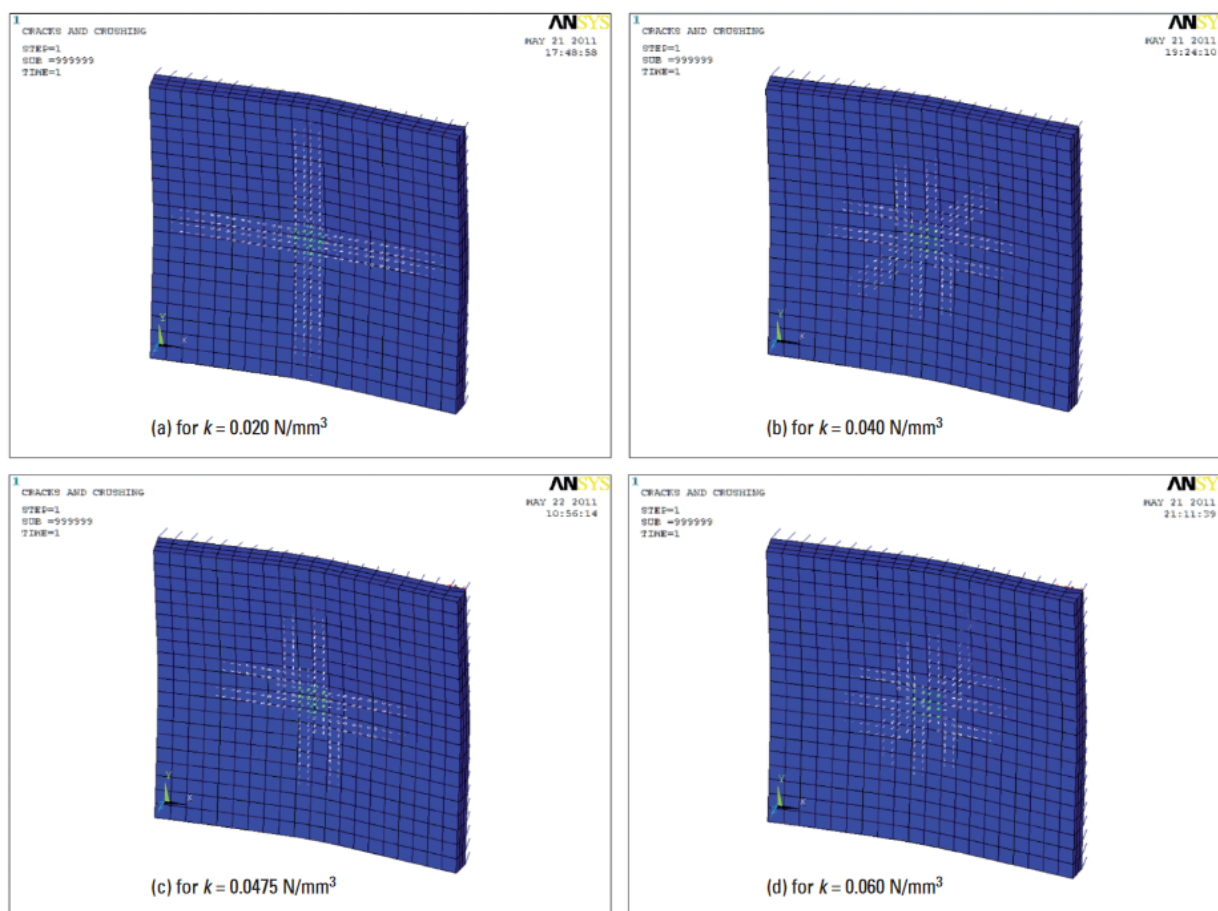
7.4.3 Analysis of the subgrade stiffness effect on the behaviour of ground-supported concrete slabs

I forskningsartikkelen *Analysis of the subgrade stiffness effect on the behaviour of ground-supported concrete slabs* [63] av professor Amir M. Alani og Morteza Aboutalebi ble betydningen av grunnens stivhet for betongplater sin mekaniske oppførsel studert. Arbeidet ble basert på resultater fra FE-analyser i Ansys 12.1. Platen som ble undersøkt hadde en dimensjon på 3 x 3 x 0,2 m, og et innlagt volumetrisk stangarmeringsforhold på 0,001.

Resultatene fra arbeidet viste at en økning i grunnens stivhet (k) medførte en konsentrasjon av en større andel av den totale deformasjonen rundt lastarealet. Dette førte til en økt deformasjonsrate i sentrum, og en reduksjon av platens totale deformasjonsvolum. Stivheten til underlaget påvirket også den duktile oppførselen for plater på grunn. Ettersom en større andel av platens totale deformasjon ble konsentrert rundt lastangrepspunktet, ble den duktile oppførselen ved større grunnstivheter redusert. Ettersom deformasjonsraten under den påførte lasten økte, opptrådte

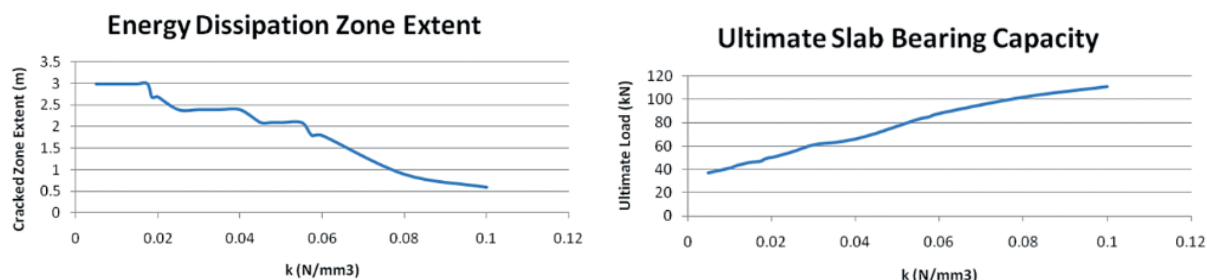
maksimalspenningene i et mindre område av platen, slik at spenningene kunne medføre opprissing og knusing. [63]

Resultatene fra FEM-analysene til Alani er vist på figur 7.24. Figuren viser rissutvikling for en 3 x 3 m plate ved samme last, men for ulike grunnstivheter. Resultatene indikerte at rissutviklingen i platen ble konsentrert i større grad i sentrum av platen ved større grunnstivheter. Dette ga større rissvidder i sentrum av platen ved lastangrepspunktet, som videre kunne gi utfordringer med tanke på armeringskorrosjon og uakseptable rissvidder.



Figur 7.24: Rissutvikling for plater på elastisk underlag for ulike grunnstivheter. [63]

Lengden til den undersøkte platens rissede område og kapasitet som funksjon av grunnens stivhet, er vist på figur 7.25. Figuren viser i utgangspunktet det samme som på figur 7.24, men med tall. Resultatene indikerte at rissutviklingen og kapasiteten for platen i stor grad varierte avhengig av stivheten til underlaget i det undersøkte dataområdet.



(a) Lengden av risset område som funksjon av grunnens stivhet. (b) Platens kapasitet som funksjon av grunnens stivhet.

Figur 7.25: Resultater fra FEM-analyser av Alani. [63]

Funnene i denne rapporten kan indikere at beregningsmodeller i gjeldende regelverk ikke tok nok hensyn til grunnens stivhet, og dens betydning for platers mekaniske oppførsel med tanke på den duktile oppførselen. På bakgrunn av kapasitetskravet var det nødvendig med en minimumsverdi for grunnens stivhet, men ved store stivheter kunne ikke dette sees bort fra med tanke på den duktile oppførselen. Det ble også beskrevet at det finnes få eksperimentelle undersøkelser med ulike grunnforhold og forskjellige stivheter for underlaget. Dette skyldes at det er svært dyrt og tidkrevende. Videre ble det vist at lastkapasiteten var en ikke-lineær funksjon av grunnens stivhet. Ved større stivheter økte kapasiteten, men ikke proporsjonalt med økningen av grunnens stivhet. [63]

7.4.4 Betongplater på grunnen påkjent av konsentrerte laster

Masteroppgaven *Betongplater på grunnen påkjent av konsentrerte laster* [64] er skrevet av Frode Seglem og Runar Heggen, og omhandler eksperimentelle og numeriske undersøkelser av betongplater på grunnen. I likhet med denne masteroppgaven ble platen testet på et underlag av isolasjon. Isolasjonen som ble benyttet i plateforsøket til Seglem og Heggen var Jackofoam 400 XPS, med en tykkelse på 100 mm. Den oppgitte stivheten fra produsenten var $0,15 \text{ N/mm}^3$. Det ble også utført trykkprøver av isolasjonen, som ga en stivhet på $0,155 \text{ N/mm}^3$.

Armeringen som ble benyttet i platen hadde en diameter på 8 mm, og en senteravstand på 156 mm, som tilsvarte et armeringsareal på $322 \text{ mm}^2/\text{m}$. Det ble benyttet en standard betong med fasthetsklasse B30. E-modul, sylindrefasthet og bøyestrekfasthet ble bestemt ved prøving. E-modulen ble beregnet til 26727 MPa, den karakteristiske sylindetrykkfastheten til 32,1 MPa, og bøyestrekfastheten til 5,08 MPa.

Betongplaten som ble testet i denne rapporten var på $3,5 \times 3,5 \text{ m}$, og hadde en tykkelse på 120 mm. I tillegg var platen fastholdt av 12 vinkler for å hindre oppløfting av kantene, og simulere uendelig utstrekning. Lastarealet ble satt til $100 \times 100 \text{ mm}$. Den valgte metoden i denne oppgaven var basert på en så realistisk tilnærming for plater på elastisk grunn som mulig. Underlagets stivhet tilsvarte pukk, hvilket er det mest normale underlaget å støpe gulv på. Etersom masteroppgaven til Seglem og Heggen var et bidrag i forbindelse med revisjonen av NB15, ble platen påført laster ved kant, i sentrum og ved hjørnene. Det ble kun valgt å undersøke resultatene fra senterlastene, ettersom de ble vurdert som mest relevante for denne masteroppgaven.

Platen ble testet for senterlast i tre faser. I de to første fasene ble platen først belastet til 200 kN, så avlastet til 0 kN, og deretter belastet til lastcellens kapasitet var nådd på 301 kN. Etersom platen ikke gikk til brudd, og heller ikke hadde synlige riss i overkant etter fase 2, ble platen testet på nytt med senterbelastning etter testene med hjørne- og kantlast. I fase 3 ble platen først

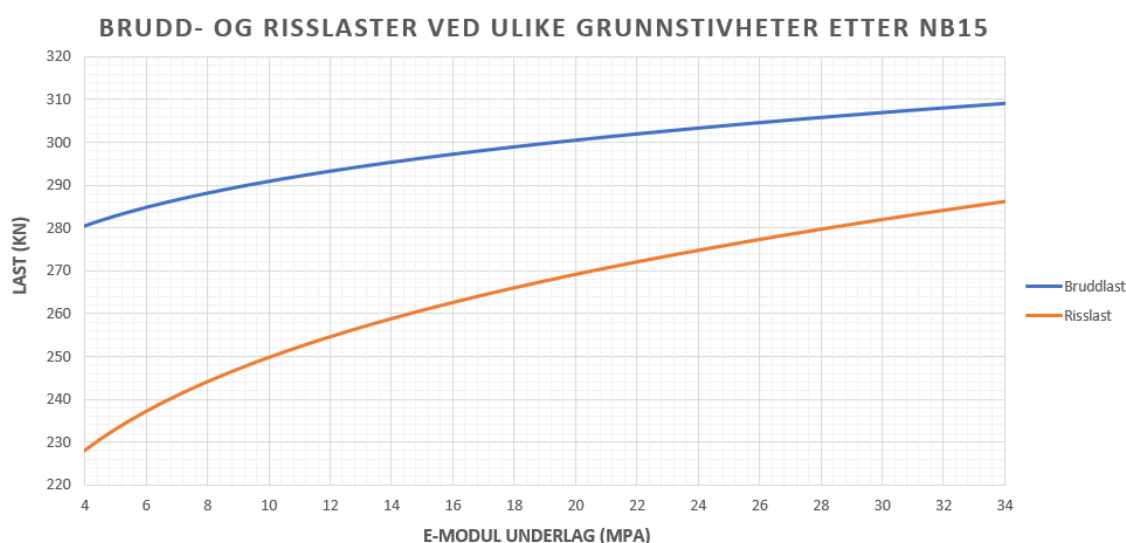
belastet til 300 kN, men da det ble forsøkt å låse lasten, sank den til null. Platen ble så testet igjen for senterlast etter at forsøkene med hjørne- og kantlast var ferdige. De første rissene ble observert ved 325 kN. Det oppstod gjennomlokkingsbrudd ved en påført last på 390 kN. [64]

7.5 Parameterstudie av stivheten til underlagets innvirkning på brudd- og risslaster

I tillegg til å undersøke resultater fra ulike forskningsartikler, ble det i denne masteroppgaven utført en parameterstudie for å evaluere betydningen av stivheten til testunderlaget. Undersøkelsen ble utført basert på det valgte tverrsnittet og materialdata som vist på figur 7.26. Parameterstudiet tok utgangspunkt i uttrykkene gitt i NB15 for riss- og bruddlast. For beregning av bruddlast ble det benyttet omgjorte formler som vist i metodekapittelet, og det negative momentet ble utelatt i kapasitetsuttrykkene. For beregning av risslaster ble uttrykket fra diagrammet i NB15 benyttet. Lastene ble beregnet med utgangspunkt i et isolasjonslag på 100 mm med en E-modul lik den plottede E-modulen langs horisontalaksen. De beregnede riss- og bruddlastene som funksjon av de valgte dataene og variasjonen i grunnens stivhet er vist på figur 7.27. Studien viste at den teoretiske riss- og bruddlasten økte ved større grunnstivheter. Resultatene illustrerte effekten av å øke grunnens stivhet, og at effekten var gradvis avtagende desto stivere underlaget var.

Plate			
b	2000	mm	Fundamentbredde
t	250	mm	Fundamenthøyde
d	225	mm	Effektiv tverrsnittshøyde
fctm	5,5	N/mm ²	Strekkfasthet betong
E _c	30	GPa	E-modul betong
M _{rd}	40	kNm/m	Momentkapasitet per m/bredde
c ₁	150	mm	Lastflate x-retning
c ₂	150	mm	Lastflate y-retning
r	84,63	mm	Ekvivalent sirkulær radius
v	0,2		Tverrkontraksjonstall betong
D	40690,10	kNm	Platestivhet
a	103,20	mm	Modifisert lastflateradius

Figur 7.26: Valgt tverrsnitts- og materialdata til parameterstudiet. [1]



Figur 7.27: Brudd- og risslaster som funksjon av underlagets stivhet. [1]

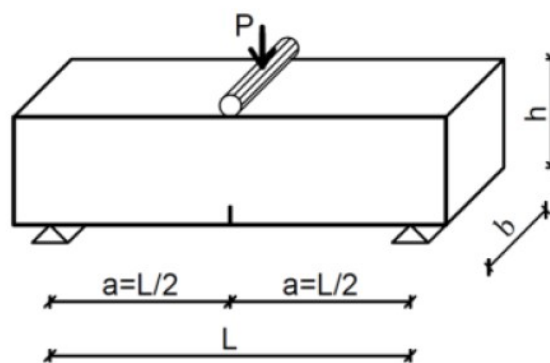
7.6 Evaluering av testmetoder for bestemmelse av restbøyestrekfasthetene til fiberarmert betong

Gjennom en litteraturstudie ble prøvingsmetoden i NS-EN 14651 [42] for prøving av basaltfiberarmerte bjelker evaluert. NS-EN 14651 inneholder en prøvingsmetode for bestemmelse av restbøyestrekfasthetene til betong armert med metalliske fibre. Denne testmetoden brukes også for polymerfibre, deriblant basaltfiber, grunnet mangel på egen utviklet metode for andre fibertyper. Det har lenge vært omdiskutert om denne metoden er egnet for ikke-metalliske fibertyper, og om det finnes en bedre testmetode. Ved bruk av standardiserte testmetoder kan det oppstå utfordringer med effekten rissutvikling kan ha på overgangen fra bøyning til strekk. Flere ulike testmetoder ble inkludert til sammenligning og evaluering av trepunkts bøyetest iht. NS-EN 14651.

7.6.1 Trepunkts bøyetest

I publikasjonen *Evaluation of test methods used to characterize fiber reinforced cementitious composites* [65] fra 2013, tok Paegle og Fischer for seg anvendeligheten til ulike standardiserte testmetoder utviklet for stålfiberarmert betong, for andre fibertyper. De undersøkte oppførselen til fiberarmerte sementkompositter under strekk- og bøyebelastning. I denne masteroppgaven ble det valgt å undersøke bøye- og restbøyestrekfasthetene fra publikasjonen. Til undersøkelsen av restbøyestrekfasthetene til fiberbetongen ble trepunkts bøyetest, firepunkts bøyetest og «round determinate panel test» evaluert. Fibertypene som ble undersøkt var fiber av polypropylen (PP) og fiber av polyvinylalkohol (PVA). Det ble brukt «digital image correlation» (DIC) og LVDTer til måling av deformasjoner.

Ved undersøkelsen av trepunkts bøyetest fra NS-EN 14651, utviklet Paegle og Fischer en modifisert testmetode for sagede bjelker med ulike geometrier. Den ene bjelketypen hadde en lengde på 500 mm, en høyde og en bredde på 150 mm. Den andre bjelketypen hadde en lengde på 120 mm, en høyde og en bredde på 40 mm. Testoppsettet er vist på figur 7.28.



Figur 7.28: Testoppsett for trepunkts bøyetest. [65]

Resultatene fra forsøkene indikerte at bjelken sin dimensjon ikke påvirket rissutviklingen til bjelken. Det viste seg at bjelkekantene deformerte seg etter opprissing over sagsporet, og at det var mye deformasjon LVDTene ikke fikk målt under selve opprissingen. Forgreininger av riss gjør områdene med spenning og tøyning i bjelker mer komplisert enn det antas i standardene. Materialegenskapene som hentes fra trepunkts bøyetest er ikke representative i tilfeller, der det oppstår mer enn ett riss fra sagsporet. [65]

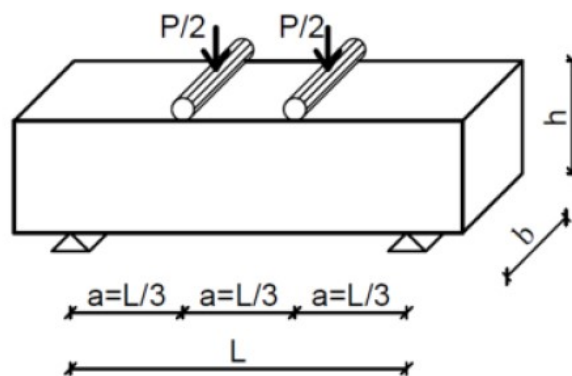
7.6.2 Firepunkts bøyetest

For bjelker som prøves etter firepunkts bøyetest tillater enkelte standarder ulike bjelkestørrelser som velges som en funksjon av fiberlengden. I forsøkene til Paegle og Fischer ble det brukt fire ulike bjelkegeometrier med PVA- og PP-fiber, gitt i tabell 7.40.

Tabell 7.40: Ulike bjelkegeometrier brukt i firepunkts bøyetest. [65]

Navn	Materiale	Lengde (mm)	Høyde (mm)	Bredde (mm)
PVA-50/150	PVA-ECC	150	50	50
PVA-75/450	PVA-ECC	450	75	150
PVA-150/450	PVA-ECC	450	150	150
PP-150/450	PP-FRCC	450	150	150

Testoppsettet som ble brukt til firepunkts bøyetest er vist på figur 7.29.

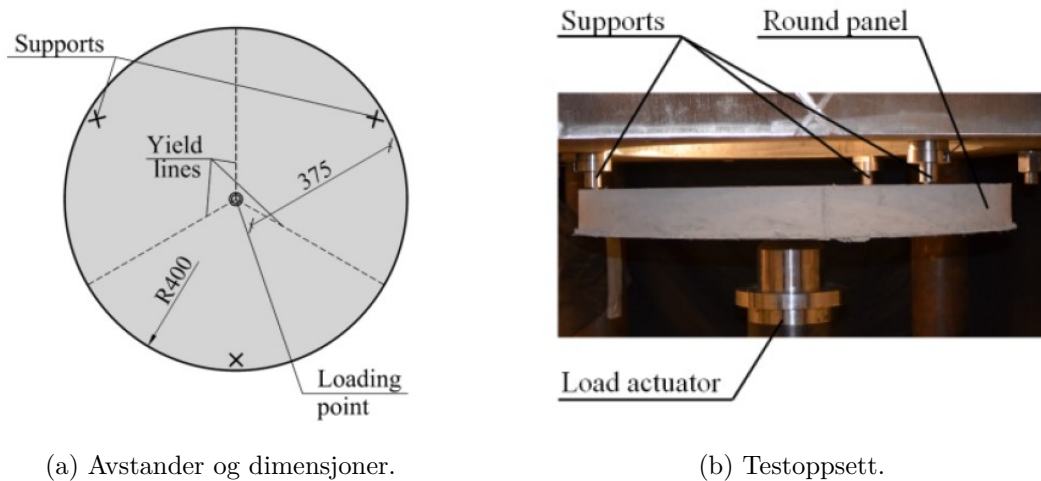


Figur 7.29: Testoppsettet for firepunkts bøyetest. [65]

Det viste seg fra testingen at PVA-150/450 og PP-150/450 ga resultater med stor spredning. Bjelkene med modifisert geometri, PVA-75/450 og PVA-50/150, hadde mer samsvarende resultater. For bjelkene med en høyde lik 1/3 av bjelkespenntet, oppstod det sprekker utenfor bøyesonen midt på bjelken. Paegle og Fischer konkluderte med at firepunkts bøyetest ikke var ideell for fiberarmert betong. Grunnet stor spredning i resultatene, ga bjelketesten vesentlig lavere karakteristiske verdier enn de midlere verdiene. Paegle og Fischer mente at testoppsettet og bjelkens geometri påvirket resultatene merkbart, hovedsakelig grunnet følsomheten til opplagrene bjelkene ble testet på. Riss som oppstod utenfor midtsonen av bjelken ble påvirket av både rotasjon og skjær. I tillegg måtte resultater forkastes, dersom det oppstod riss utenfor midtsonen, hvilket ble observert i 25% av testene. [65]

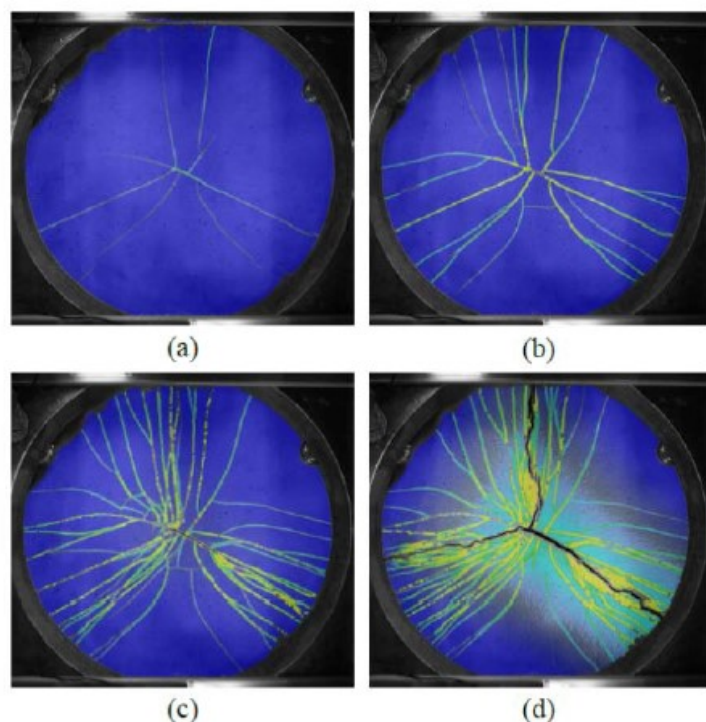
7.6.3 «Round determinate panel test»

En såkalt «round determinate panel test» er en standardisert testmetode for fiberarmert betong. Testoppsettet er et statistisk bestemt system og gir et forutsigbart rissmønster. Ved bruk av bruddlinjeteori kan risslokasjoner i prøven forutses. I henhold til standarden ASTM 1550-10 skal prøven ha en tykkelse på 75 mm. Testoppsettet med angitte dimensjoner er vist på figur 7.30a og 7.30b. [65]



Figur 7.30: Testoppsett og dimensjoner til «Round determinate panel test». [65]

Ved gjennomføring av testen oppdaget Paegle og Fischer at det oppstod flere riss samtidig. Det var derfor vanskelig å visuelt oppdage det første risset. Rissene kom omtrent på de forutbestemte bruddlinjene. Ytterligere deformasjon på prøven førte til nye riss og økning av rissvidden til de eksisterende rissene. Etter makslast oppstod det ingen nye riss. Det var da kun tre store riss med små riss rundt, slik det er vist på figur 7.31.



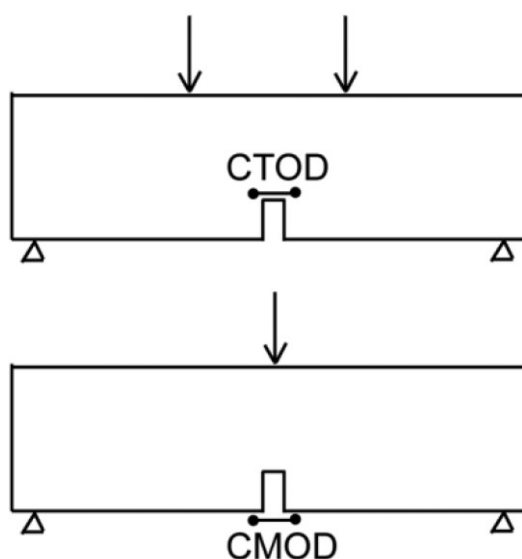
Figur 7.31: Forløpet av rissutviklingen til et prøveobjekt under «Round determinate panel test». Figur a) første opprissing. Figur b) riss ved 4 mm midtpunkts-deformasjon. Figur c) bruddlast. Figur d) riss etter makslast. [65]

Testresultatene hadde en høy spredning, men fortsatt lavere spredning enn bjelketestene med firepunkts bøyning. En slik spredning kan ha oppstått som en følge av forskjeller knyttet til utstøpingen og fiberorienteringen i prøvestykkene.

I studien konkluderte Paegle og Fischer med at trepunkts bøyetest ikke var egnet for fiberarmert betong, dersom det oppstod riss utenfor området rundt sagsporet. Firepunkts bøyetest kunne bli brukt, dersom bjelkelengden var mer enn tre ganger bjelkehøyden, for å minimere innvirkningen til skjærdeformasjoner på testresultatene. «Round panel determinate test» kunne brukes som en alternativ testmetode som tok høyde for flere riss samtidig og reduserte spredningen i testresultatene.

7.6.4 Trepunkts bøyetest kontra firepunkts bøyetest

Det forskes enda på hvilken bøyetest som er mest egnet til bestemmelse av restbøyestrekfastheter til fiberarmert betong. I *Fibre-reinforced concrete in fib Model Code 2010: principles, models and test variation* [66] av di Prisco et al. ble nettopp dette undersøkt for bjelker armert med stålfiber. Ved ikke-lineær beregning viste det seg at forskjellen mellom de to testmetodene var liten. For uarmert betong var hovedforskjellene mellom de to testene relatert til last-deformasjonskurven sitt toppunkt og første lastkurve etter toppunktet. En trepunkts bøyetest ga en lav risslast og en sprø oppførsel etter risslast. Denne effekten ble neglisjerbar for fiberbetong grunnet fibrenes «pull-out» effekt. De to testene bruker ulike metoder for måling av rissvidder. Måleenheten til trepunkts bøyetest er CMOD (crack mouth opening displacement), og måleenheten til firepunkts bøyetest er CTOD (crack tip opening displacement). Forskjellen mellom de to målemetodene er vist på figur 7.32.



Figur 7.32: Måling av CMOD og CTOD. [66]

Forholdet mellom CMOD og CTOD er gitt som:

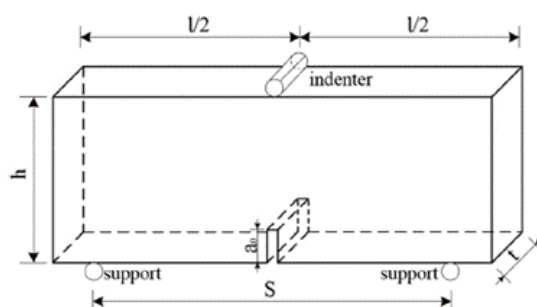
$$CMOD = 1,2 * CTOD$$

Dette gjelder dersom en lineær åpning av risskanten antas.

Di Prisco et al. mente at testmetodene sin pålitelighet samt begrensninger avhengte av den fiberarmerte betongen sin matriks, valg av stålfibertype og fibervolum. Trepunkts bøyetest er den testmetoden som er akseptert som Europeisk standard. Det ble understreket i rapporten at det var et behov for en metode som tar høyde for den faktiske utstøpingen, hvilket kan påvirke resultatene i stor grad for tynne elementer. Forskningsgruppen introduserte koeffisienter som tok høyde for inhomogen fiberfordeling, og koeffisienter som tok høyde for den store spredningen i resultatene. Rapporten ble publisert i 2013, og di Prisco et al. mente at det var et behov for å verifisere og optimalisere beregningsmodellene, undersøke langtidsoppførselen samt utmattelsesoppførselen og den multiaksielle mekaniske oppførselen til fiberbetong. Dette gjaldt da spesielt for andre fibersammensetninger enn stålfiber.

7.6.5 Trepunkts bøyetest av basaltfiberarmerte bjelker

I forskningsartikkelen *Fracture performance and numerical simulation of basalt fiber concrete using three-point bending test on notched beam* [67] av Sun et al. fra 2019, ble basaltfiberarmerte bjelker undersøkt for å vurdere effekten fiberdoseringen har for bjelken sin motstandsevne mot riss. Det ble utført trepunkts bøyetest av bjelker med ulike geometrier og fiberdoseringer for å undersøke forholdet mellom last og rissvidde (CMOD) under lastforløpet. Resultatene indikerte at de numeriske simuleringene samsvarte godt med resultatene fra testene. Ved økte fiberdoseringer økte lasten før første riss betydelig. Det viste seg at den grunnleggende robustheten økte med bjelkehøyden, og den økte også lineært med fiberdoseringen. Forskningsgruppen utviklet en metode for å evaluere og forutse rissoppførselen til basaltfiberarmerte betongbjelker med ulike geometrier og fibervolum gjennom FEA, finite element analysis. Testoppsettet til trepunkts bøyetesten som ble brukt i studien er vist på figur 7.33.



Figur 7.33: Testoppsettet brukt til trepunkts bøyetest av basaltfiberarmerte bjelker. [67]

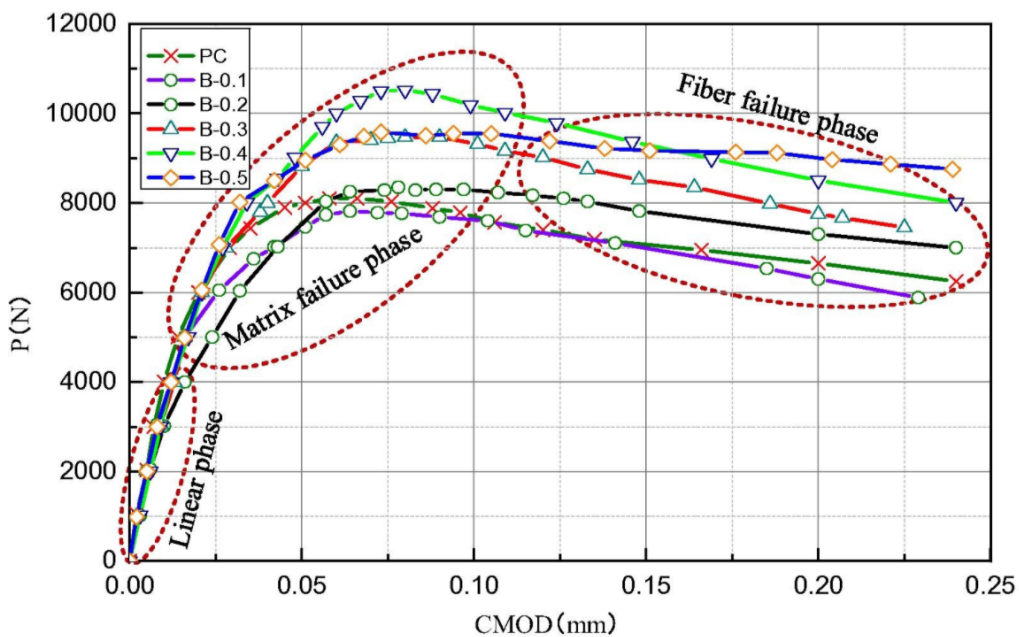
De ulike bjelkegeometriene er vist i tabell 7.41.

Tabell 7.41: De ulike bjelkegeometriene som ble undersøkt. [67]

Gruppe	Prøveobjektet sin størrelse (l x h x t)	a_0 (mm)	S (mm)
I	480 x 180 x 60	36	400
II	640 x 240 x 80	48	540
III	800 x 300 x 100	60	660

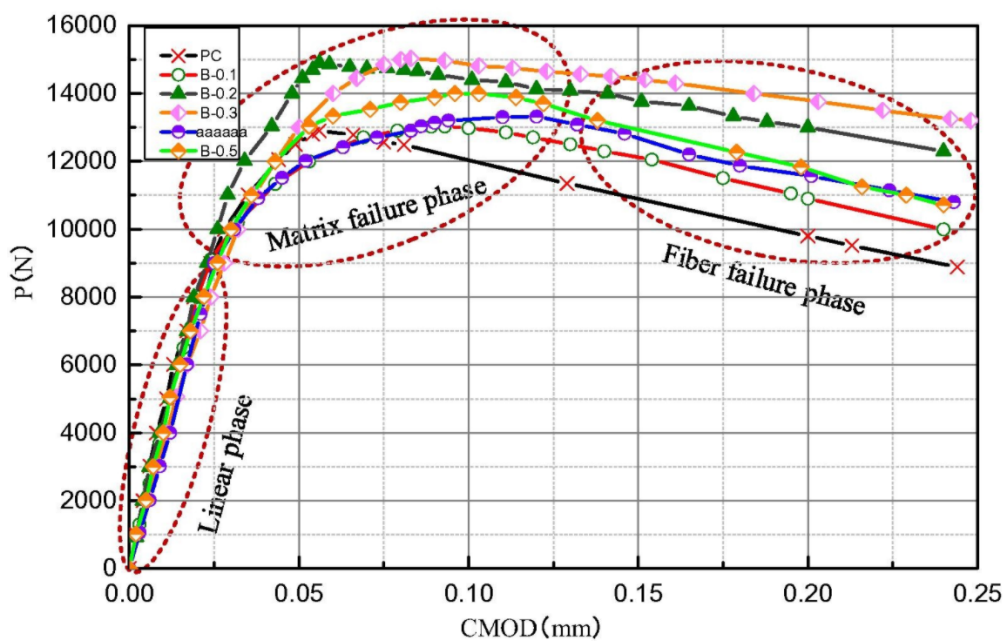
Last-deformasjonskurvene til de tre bjelkegruppene er vist på figur 7.34, 7.35 og 7.36. Fibervolumet til bjelkene varierte fra 0,1% til 0,5% (B-0.1 til B-0.5). Det ble testet tre bjelker av hver fiberdosering til hver bjelkegeometri, og det ble testet uarmerte betongbjelker til sammenligning.

Gruppe I



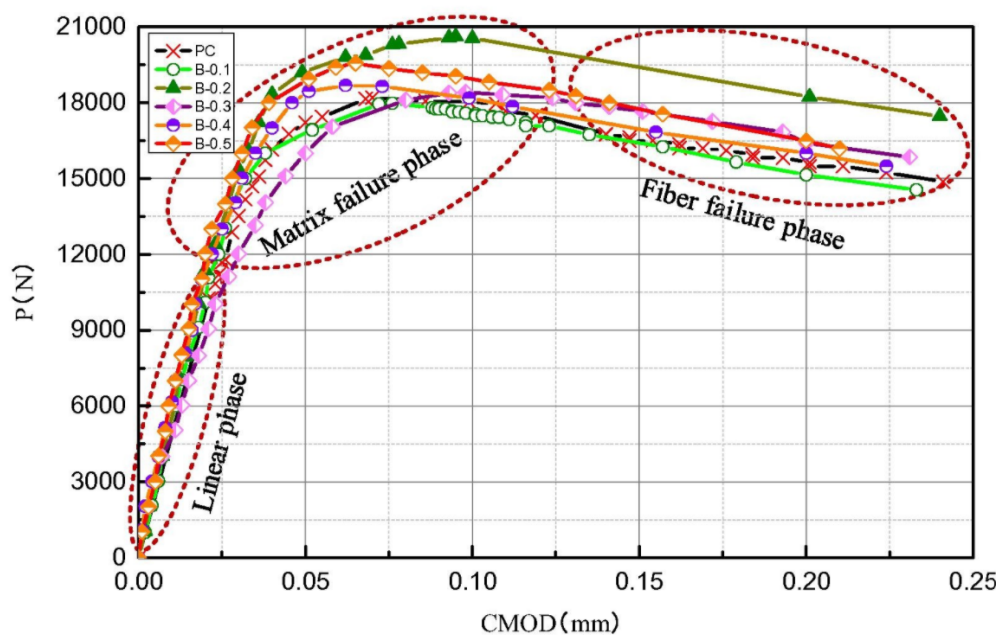
Figur 7.34: Last-deformasjonskurve Gruppe I. [67]

Gruppe II



Figur 7.35: Last-deformasjonskurve Gruppe II. [67]

Gruppe III

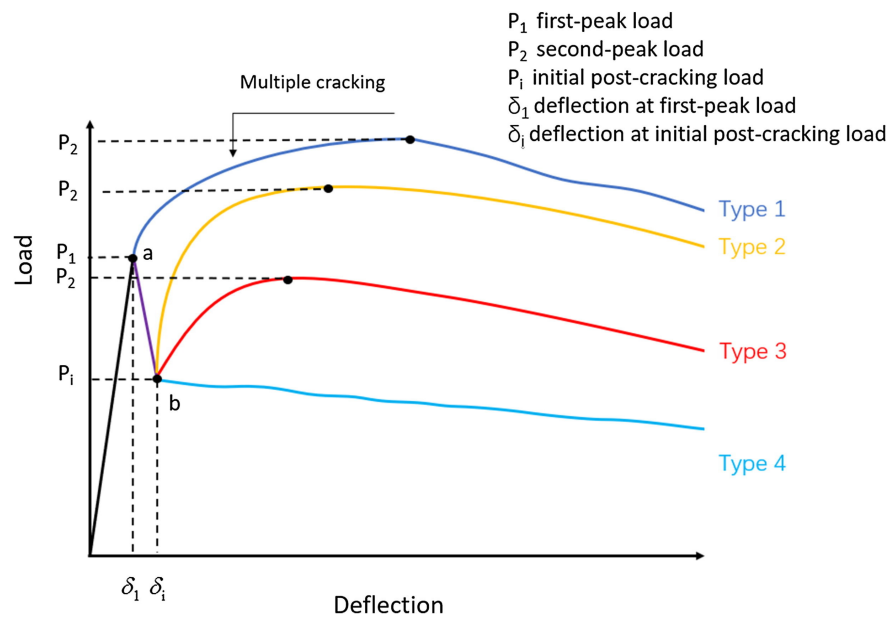


Figur 7.36: Last-deformasjonskurve Gruppe III. [67]

Resultatene viste at bjelke dimensjonene i gruppe III ga en betydelig økning i makslast. En økning i fiberdosering bidro også til en økning i makslast og ga de basaltfiberarmerte bjelkene en bedre robusthet.

7.6.6 Kategorisering av bøyepåførselen til fiberarmert betong

Bøyepåførselen til fiberarmert betong kan kategoriseres som «deflection-hardening» eller «deflection-softening». Dersom last-deformasjonskurven til betongen når en høyere last enn lasten ved første riss, kalles oppførselen «deflection hardening». Avhengig av betongsammensetningen, fibergeometrien og fibervolumet i betongen, kan resultatene fra bøyetester beskrives på fire ulike måter. Type 1 får flere riss etter opprissing av betongmatriksen. Denne typen gjelder ofte for UHPC, høyytelsesbetong. Type 2 får et lastfall etter matriks-opprissing, etterfulgt av en lastøkning større enn lasten ved første riss. Dette forekommer ofte ved testing av stålfiberarmerte bjelker med høyt fibervolum. Ved lavt fibervolum eller ved bruk av fiber med lav E-modul, vil ofte forløpet til type 3 eller type 4 oppstå. Forskjellen mellom type 3 og type 4 er at lasten øker etter første riss for type 3 før den avtar. De fire ulike forløpene er vist på figur 7.37. [68]



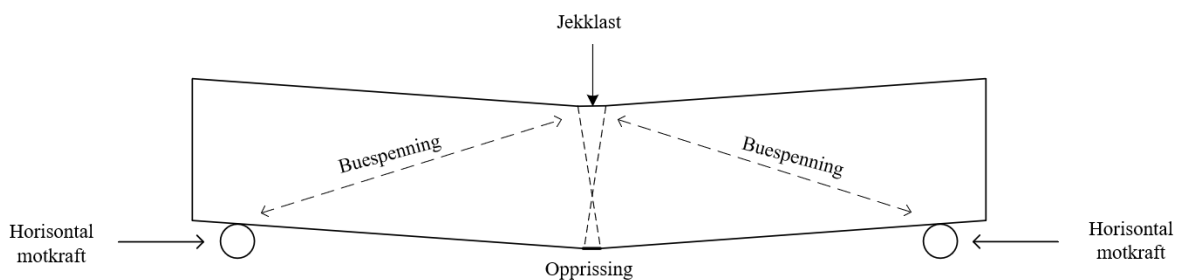
Figur 7.37: Kategorisering av rissoppførsel ved bjelketest. [68]

I studien *Post-cracking behaviour of basalt and macro polypropylene hybrid fibre reinforced concrete with different compressive strengths* [68] ble det observert en økning i trykkfastheten til betongen ved tilsetning av basaltfiber. Ved tilsetning av basalt-makrofiber, gikk betongen fra sprø til duktil ved brudd.

7.6.7 Membraneffekt i betongelementer

Grunnet den store forskjellen mellom strekkfastheten og trykkfastheten til betong, kan det oppstå en membraneffekt, også kalt bueffekt. Når det oppstår riss i betongen flytter nøytralaksen seg, og samtidig oppstår det en utvidelse av betongen i planet. Dersom denne utvidelsen forhindres, eksempelvis ved at betongelementet er fastholdt, gir bueffekten betongelementet økt styrke. For dekker brukes ofte ordet bueffekt til å beskrive denne situasjonen for enveisdekker, og membraneffekt for å beskrive denne situasjonen for toveisdekker. [69]

Membran- og bueffekt kan gi falske resultater ved testing, slik at betongen får en høyere kapasitet enn den har i virkeligheten. Under bjelketester, der bjelken ikke er fastholdt ved opplagene, kan det oppstå en buespenning mellom lastangrepspunktet fra jekken og ut til opplagene, der det oppstår en horisontal motkraft, slik det er illustrert på figur 7.38.



Figur 7.38: Illustrasjon av membraneffekten. [1]

Dersom det oppstår en slik membraneffekt, vil bjelkene tåle en høyere belastning enn de ville ha gjort i en virkelig situasjon. Det kan altså gi falske resultater, og dette gjelder også ved testing av plater.

I studien *Reliability analysis of FRP strengthened RC beams considering compressive membrane action* [70] fra 2018, ble det undersøkt til hvilken grad membraneffekt påvirker styrken til fiberarmert betong. Zeng et al. oppdaget at membraneffekten økte bæreevnen til betongen betydelig. Videre ble den strukturelle påliteligheten til bjelkene, bjelkegeometriene, samt egenskapene til fiberen og betongen undersøkt. Gjennom eksperimentelle undersøkelser og simuleringer konkluderte forskningsgruppen med at membraneffekten hadde en signifikant innvirkning på styrken til fiberarmerte betongbjelker. På et strukturelt nivå kan membraneffekt ha en god påvirkning på bjelker som blir belastet til brudd, men for testing av den faktiske kapasiteten til betongelementer har en membraneffekt en uheldig innvirkning på resultatene.

7.6.8 Bruk av restbøyestrekkefastheter fra NS-EN 14651 i ulike regelverk

Resultatene fra måling av restbøyestrekkefastheter fra trepunkts bøyetest iht. NS-EN 14651, brukes på forskjellige måter i ulike regelverk. For beregning av skjærkapasitet for fiberarmerte fundamenter brukes et gjennomsnitt av f_{R1} , f_{R2} , f_{R3} og f_{R4} i TR34. For beregning av momentkapasitet brukes f_{R1} og f_{R4} . I NB38 brukes kun f_{R3} til bruddgrenseberegninger.

Beregningsmodellene i TR34 kan virke å være mer gunstige enn beregningsmodellene i NB38 og Annex L for resultater fra bjelketester iht. NS-EN 14651, i tilfeller der oppførselen til bjelkene kan kategoriseres som type 4 med avtagende restbøyestrekkefasthet. For fundamentene med basaltfiber som ble testet i denne masteroppgaven, er beregningsmodellene i TR34 mer gunstige for bruddgrensekapasiteter, ettersom reststrekkefastheter ved mindre rissvidder inkluderes.

7.7 Betongens støpelighet

Det ble gjennomført litteraturstudier for fiberbetongens støpelighet, utførelse og mekaniske egenskaper. En av de største fordelene med betong som byggemateriale er betongens formbarhet. Betong består av mange delmaterialer; vann, sement, tilslag, kjemiske tilsetningsstoffer og tilsetningsmaterialer. Alle bestanddelene til betongens sammensetning er essensielle for blant annet betongens styrke og støpelighetsegenskaper.

Støpelighet er en kvalitet betongen har i fersk fase, og deles inn i tre underbegreper:

- Stabilitet
- Mobilitet
- Komprimerbarhet

En stabil betong vil holde seg homogen. Dette gjelder under transport, støpingsarbeid og i stillestående tilstand. Mobilitet beskriver betongens evne til å bevege seg, mens komprimerbarhet omhandler betongens evne til å omslutte armering, fylle ut hulrom og slippe ut eventuelle luftlommer under bearbeiding. [5]

7.7.1 Faktorer som påvirker støpeligheten

Grunnet betongens mange delmaterialer, er det mange faktorer som har innvirkning på hvordan betongen oppfører seg i fersk fase. Et økende masseforhold vil som regel gi en reduksjon av betongens stabilitet og mobilitet. Tilslaget påvirker også støpeligheten til betongen. For eksempel vil et naturlig tilslag, sammenlignet med knust tilslag, gi betongen en bedre mobilitet. Dersom tilslaget

består av en større andel små partikler, kan det bidra til å gi betongen en økt stabilitet. Andre små partikler som sement, silikastøv og flyveaske gir betongen derfor også bedre stabilitet [5].

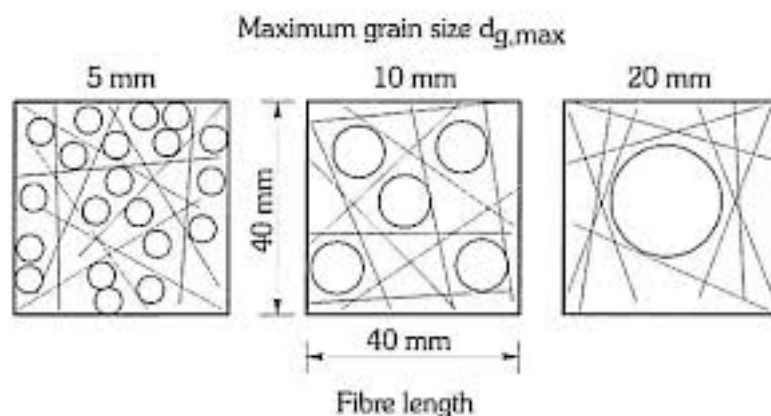
Fiber påvirker støpeligheten til betong. I *Concrete workability and fibre content* [71] er det beskrevet at tilslagets størrelse, form og mengden grovt tilslag samt fibrenes geometri og volum, har stor innflytelse på betongens støpelighet. Dette kommer særskilt frem ved måling av synk- og synkutbredelsesmå, der betongmobiliteten reduseres ved større fibermengder [71] [29] [72] [73]. Det ble observert at fibermengden kunne økes, dersom større mengder fint tilslag ble brukt [71]. Ettersom fiber binder vann, kan derfor større mengder fiberarmering gi et økt vannbehov [29]. Ved å øke doseringen av SP- og/eller L-stoff, kan betongen igjen oppnå den ønskede mobiliteten. Større mengder SP-stoff kan føre til segresjon. Fiberbetong kan fort segregere, selv med bruk av viskositetsøkende tilsetningsstoffer, og doseringen må derfor være kontrollert [72].

7.7.2 Partikkelmatriksmodellen

Partikkelmatriksmodellen deler betongens delmaterialer inn i en matriksfase og en partikkelfase. Når partikler kommer under en viss størrelse, blir ikke lenger oppførselen til partiklene styrt av tyngde eller form, men av overflateegenskapene. Disse materialene er en del av matriksfasen. Partikkelfasen defineres som partikler lik eller større enn 0,125 mm [74]. Fiberarmering blir derfor regnet som en del av partikkelfasen [72].

Matriksfasen er i væskeform, og bidrar blant annet med å fylle hulrom som styres av tilslaget. En av oppgavene til matriksen er å transportere de større partiklene. For å klare dette, er det viktig at matriksen er stabil. Stabiliteten til matriksen er derfor viktig, og en ustabil matriks kan forårsake separasjon. I motsetning til vanlig konstruksjonsbetong, er selvkomprimerende betong matriksdominert. En økt mengde matriks bidrar til større avstander mellom friksjonspartikler, altså mindre friksjon mellom tilslaget. Dette bedrer betongens mobilitet.

For å redusere porevolumet, og dermed oppnå god pakningstetthet i betongen, anbefales det å ikke bruke tilslag som er i størrelsesorden større enn fibrenes lengde [71]. Figur 7.39 viser effekten som små tilslagsstørrelser kan ha på pakningstettheten til betong.



Figur 7.39: Tilslagets størrelse sin effekt på fiberfordelingen. [71]

7.7.3 Proporsjonering av fiberbetong

NB38 [12] gir klare råd til hvilke faktorer som må tas til betraktning, dersom fiber tilsettes i betongen. Fibrenes effekt på betongens ferske egenskaper kan gjøre det nødvendig med endringer i betongsammensetningen. Ved tilsetning av fiber burde derfor følgende hensyntas:

- For å gi fibrene nok plass, bør sand/stein-forholdet eller fillerinnholdet økes.
- Vannbehovet og tilhørende bindemiddelvolum øker.
- Behovet for vannreducerende tilsetningsstoff øker.
- Prøveblandinger må lages for å sikre tilstrekkelig støpelighet.

7.8 Utførelse og støpemetode for fiberarmert betong

Det stilles spesielle krav til fiberbetong i bærende konstruksjoner. COIN, DAfStb og NB38 gir retningslinjer og beregningsmetoder for fiberarmert betong. Retningslinjene inkluderer blant annet innblanding av fiber, støpemetode, vibrering, fiberorientering og generell utførelse.

7.8.1 Dosering og innblanding av fiber

Nødvendig fibermengde avhenger av betongens anvendelsesområde, og hvilke egenskaper som kreves av betongen i fersk og herdet fase. Som nevnt, påvirker fiber betongens støpelighet. Der store fibermengder benyttes, bør betongresepten derfor justeres. I brukermanualen til ReforceTech oppgis det at justeringer i betongresepten kan være nødvendig med fiberdoseringer på over 8 kg/m^3 Basalt MiniBars for å opprettholde god støpelighet. [6]

Innblandingsprosedyren til fiberen kan variere avhengig av fibertype. ReforceTech sine Basalt MiniBars skal alltid tilsettes sist i blandeprosessen, og det anbefales at fiberene tilsettes via en vibrerende mater for å unngå store fiberansamlinger. Fiberen skal tilføres mens blanderen roterer. Denne prosedyren gjelder også for andre typer fiber, da en lang blandeperiode kan knekke og ødelegge fibre [72]. For betongblandinger med fiberdoseringer på over 10 kg/m^3 Basalt MiniBars anbefales det å utføre innblandingsprosessen på blandeverk, ikke i en betongbil. Fiber som tilføres direkte i betongbiler, skal tilføres med en hastighet på 10-15 kg/min. Bruk av doseringsblåser gir i tillegg en jevn spredning av fibre. [6]

7.8.2 Fiberorientering

Alle fibre som krysser riss bidrar til å redusere rissutviklingen i betongen [75] [76]. Fiberorienteringen har stor betydning for fibrenes effekt, og påvirker dermed betongens kapasiteter. I *Fibre Reinforcement in Load Carrying Concrete Structures* [75] er det beskrevet at fibrenes motstand mot uttrekking er størst når de har en vinkling på 15 til 40 grader på risset. Det er innenfor dette området den såkalte «pull-out»-effekten er størst, og fiberens mekaniske egenskaper blir best utnyttet. «Pull-out»-effekt er et begrep som beskriver fibrenes motstandsevne til å bli dratt ut av betongen [75]. Figur 7.40 fra forprosjektet til masteroppgaven viser hvordan basaltfiber ble dratt ut av betongen.



Figur 7.40: Basaltfiber som ble dratt ut av betongen. [6]

Fibers orientering, mekaniske egenskaper, geometri og forankringslengde samt kvaliteten til matriksen, er faktorer som påvirker fiberens effekt i betongen. For å forhindre et sprøtt brudd, er det viktig å ta hensyn til disse faktorene ved bruk av fiberbetong. Det er vanskelig å bestemme hvordan fibre orienterer seg i betongen, men de mekaniske egenskapene, fiberens geometri og matrikskvaliteten er det derimot mulig å forandre på, slik at fibre får størst mulig «pull-out»-effekt.

Fibergeometri omhandler lengden og diameteren til fiberen, eventuelle endekroker og andre overflateegenskaper fiberen har for å øke heften mellom fiberen og betongen. Endekroker gir fibre høyere «pull-out»-effekt ved at fiberen, gitt god forankring, må over i plastisk fase før den blir revet ut av betongen. Det er mulig å ta nytte av flere endekroker, men dette kan resultere i «for god» forankring. Dette fører til at fiberen ikke blir dratt ut, men ryker. Et slikt brudd vil som regel være sprøtt. [75]

For å få best mulig utnyttelse av fiber i betongen, kreves det god forankring av fiberen. Det er derfor viktig å ha tilstrekkelige mengder sterk matriks som fibre kan forankre seg i. Riller i fibre bidrar ytterligere til heft mellom fiberen og matriksen. Fiberoppsamlinger reduserer mengden matriks rundt fibre. Det er derfor viktig å kontrollere fiberinnholdet i betongen. Store områder med dårlig forankret fiber kan føre til at betong løsner fra konstruksjonen, hvilket gir en svekket konstruksjon. På figur 7.41 vises fibre som hadde innvirkning på rissutviklingen til et av veggelementene i forprosjektet.



Figur 7.41: Veggelement med fiberarmering etter brudd. [6]

NB38 gir anbefalinger til hvordan fiber bør tilsettes betongblandingen. Disse tilsetningsmetodene bidrar til jevn spredning av fibre og forhindrer store oppsamlinger. Andre faktorer som påvirker fiberorienteringen er blant annet støpemetode, betongresepten, fibrenes størrelse og geometri, og diskontinuitet i konstruksjonen, som utsparinger og armeringsstenger. Selv om dette er tatt i betraktning, vil det allikevel ikke være mulig å sikre en optimal fiberorientering.

7.8.3 Vibrering av fiberbetong

Betong vibreres for å forsikre at alle kanter og hjørner er fylt, for at betongen skal omslutte armeringen og for å fjerne store luftlommer. På byggeplass blir vibreringsarbeidet ofte utført med bruk av en tradisjonell stavvibrator. For fiberbetong fører bruk av stavvibrator til svakhetssoner i betongen. Vibratoren skyver på fibre slik at det kan oppstå større områder med mindre fiber, og dermed lavere kapasitet. Derfor anbefales det i stedet å bruke vibrobrygge eller formvibrering til vibrering av fiberbetong. For å oppnå en homogen betong, blir det anbefalt å vibrere med jevn hastighet, da dette bidrar til ivaretagelsen av en homogen blanding. [18]

Ved vibrering av fiberbetong over et kort tidsrom, påvirkes fiberorienteringen i mindre grad. Dette kan medføre dårlig komprimering av betongen. For selvkomprimerende betong er det særskilt viktig at betongen er stabil, da separasjon fører til at fibre synker til bunnen. [75]

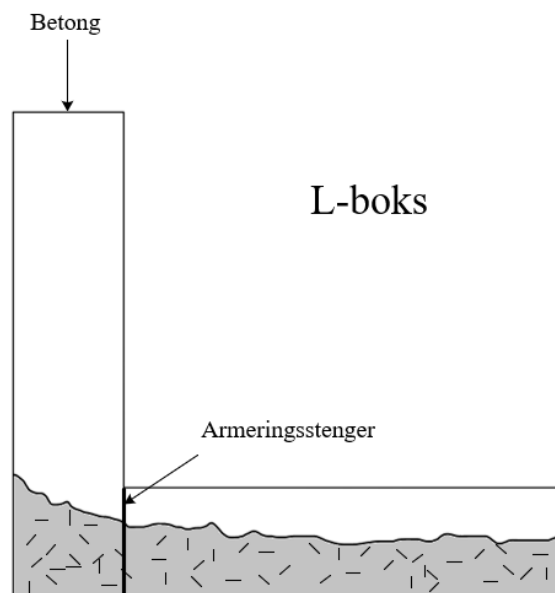
Ozyurt et al. [77] undersøkte hvordan fiberorienteringen ble påvirket av forskjellige vibreringsintervaller. Prøvene ble vibrert mellom to til åtte minutter. Fiberorienteringen i selvkomprimerende betong ble også undersøkt. Ozyurt et al. oppdaget at bruken av viskositetsøkende stoff bidro til å holde betongen stabil og fibre uniformt fordelt i en lenger periode. Dette gjaldt også for den selvkomprimerende betongen. Det ble observert at prøvene tilsatt fibre på 40 mm hadde en større tendens til å segregere enn prøvene tilsatt fibre på 6 mm [71].

7.8.4 Støpemetode

I doktorgradsavhandlingen *Fibre Reinforcement in Load Carrying Concrete Structures* [75] beskrev Døssland flere forsøk, der støpemetodens innvirkning på fiberorienteringen ble studert. Ut ifra støpemetoden kunne det observeres fiberorienteringer som enten var parallelle med, eller vinkelrett på betongstrømningen. Under et forsøk utført med L-boks, ble det observert at fibre orienterte seg med strømningens retning. I L-boks testen, vist på figur 7.42, blir betongen tilført fra toppen av boksen, hvilket gjør det mulig å undersøke fiberorienteringen mens betongen flyter. I et annet forsøk som omhandlet fiberorienteringen i betong, ble betongsylindere saget ut av herdnet betong i kombinasjon med et tunellprosjekt. I disse forsøkene ble det observert en fiberorientering vinkelrett på betongstrømningen.

Døssland ønsket ikke å trekke en konkret konklusjon fra disse forsøkene da:

- Fibrene testet med L-boks metoden kan ha blitt påvirket av "vegg-effekten".
- Fiberorienteringen i tunellprosjektet kan ha blitt påvirket av støpetrakten som ble brukt.



Figur 7.42: L-boks metoden for evaluering av fiberorienteringen. [1]

Oesch et al. [76] utforsket hvordan fiber orienterte seg ved støp av dekker, samt individuelle sylindrerprøver. X-ray CT bilder ble brukt for å få et helhetlig bilde av fiberorienteringen. Fibrene i dekkene hadde stor grad av anisotropi, mens fibre i sylindrerprøvene hadde tendenser til en isotropisk fiberfordeling.

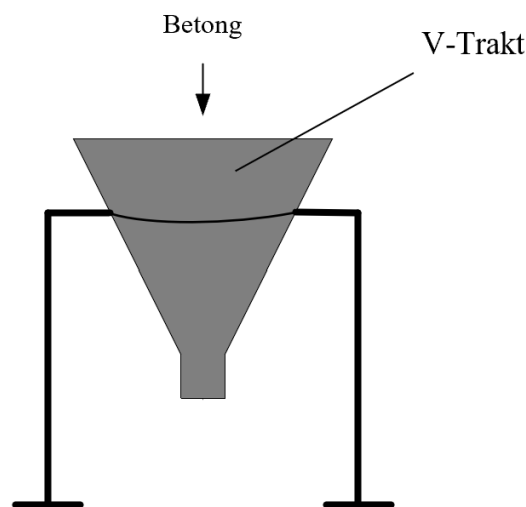
Når fiber kombineres med SKB bør flyteretningen til betongen holdes mest mulig konstant. En stabil SKB oppnår på den måten en fin spredning av fibre med en jevn orientering i betongen [78]. Fibrenes effekt på betongens bevegelighet kan gjøre det utfordrende å oppnå ønsket konsistens som tidligere nevnt. Dette bør tas til betrakning når det støpes med SKB. [71]

Hindringer

Fibre i betong som beveger seg langs flater har en tendens til å orientere seg parallelt med flaten. Eksempler på slike flater er utsparinger og vegger. Denne effekten er størst for betong med stor

mobilitet, eksempelvis selvkomprimerende betong. Støpeteknikken kan dermed resultere i mer fiber i lengderetningen. For konstruksjonsdeler som dekker er en slik fiberorientering ofte ønskelig, da dekkene kan oppnå høyere momentkapasitet. Trange områder og hjørner kan være utfordrende å fylle for fibre. Armering som ligger tett, kan derfor gi fibre problemer med å flyte mellom armeringsstengene, og ansamlinger kan oppstå. Et forebyggende tiltak kan være å øke avstanden mellom armeringsstengene. En avstand på to til tre ganger fiberlengden vil redusere sjansene for store fiberoppsamlinger [71]. [75]

I spesielle tilfeller har fiberarmering bidratt til å redusere armeringens blokkeringseffekt. Den lange og stive formen på enkelte fibertyper har bidratt til å løse eksisterende oppsamlinger av tilslag. Det er derimot større sannsynlighet for at fiberen danner oppsamlinger. Ved bruk av V-trakt testen observerte Grünewald og Walraven at stålfiber var med på å forårsake en blokkering. V-trakt testen er vist på figur 7.43. [71]

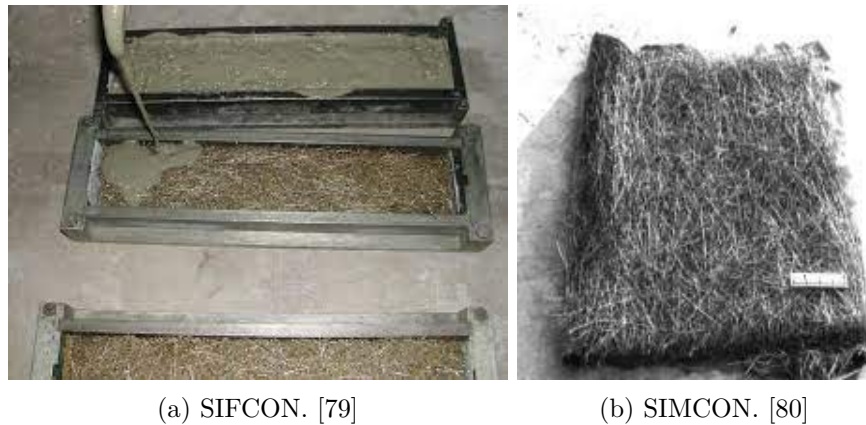


Figur 7.43: V-trakt testen. [1]

Slurry infiltrated fibre concrete (SIFCON) og Slurry infiltrated mat concrete (SIMCON)

For å forsikre god støpelighet, og for å forhindre oppsamlinger av fiber, blir fibervolumet ofte begrenset til 1-3% av betongvolumet. Dette setter en begrensning for kapasiteten betongen kan oppnå ved bruk av fiberarmering.

For å unngå fiberoppsamlinger ved store fibermengder ble SIFCON og SIMCON introdusert. Ved bruk av SIFCON og SIMCON kan fibervolumet være opp mot 30% uten utfordringer. Konseptet bak SIFCON og SIMCON går ut på å legge fiberarmeringen i forskalingen før støp. Dermed tilføres en sementbasert pasta som fyller rommet mellom fibre. Dermed tåler elementet et større bøyemoment. Forskjellen mellom SIFCON og SIMCON ligger i fiberarmeringen. Som vist på figur 7.44a, baserer SIFCON seg på korte fibre, mens SIMCON, vist på figur 7.44b, består av preproduserte fibermatter. [71]



Figur 7.44: SIFCON og SIMCON. [79][80]

7.8.5 Testing av fiberbetong

Testing av fiberinnhold i fersk fase

NB38 stiller krav om tilstrekkelig fiberfordeling ved levering på byggeplass. Fibermengden skal derfor testes gjennom vaskeprøver av betongen ved start, midt og slutt av støpeprosessen. Etter at fibrene har separert fra betongen, blir de veid eller telt. Utførelsen skal gjennomføres i henhold til retningslinjene i NB38. Dersom det er tilsatt stålfiber i betongen, vil det være mulig å hente ut fibrene ved hjelp av en magnet. [12]

Testmetoder for fiberorientering

Til analysering og kartlegging av fiberorienteringen er «fiberkutting» en av metodene som blir brukt. Testen utføres ved å sage den fiberarmerte testbjelken i to, for deretter å telle antallet fibre som krysser tverrsnittet. Blits blir ofte brukt for å tydeliggjøre fibrene under telling. Røntgenstråling (computertomografi "CT") er en annen metode som kan benyttes for å få et nøyaktig bilde av fiberorienteringen i en konstruksjonsdel [76]. Metoden "Alternating current-impedance spectroscopy"(AC-IS) kartlegger fiberfordeling og fiberorientering ved å påføre en eksitasjonsspenning over en rekke frekvenser, og registrere responsen fra fibre. Denne metoden kan bare benyttes når fibre er elektrisk ledende [77].

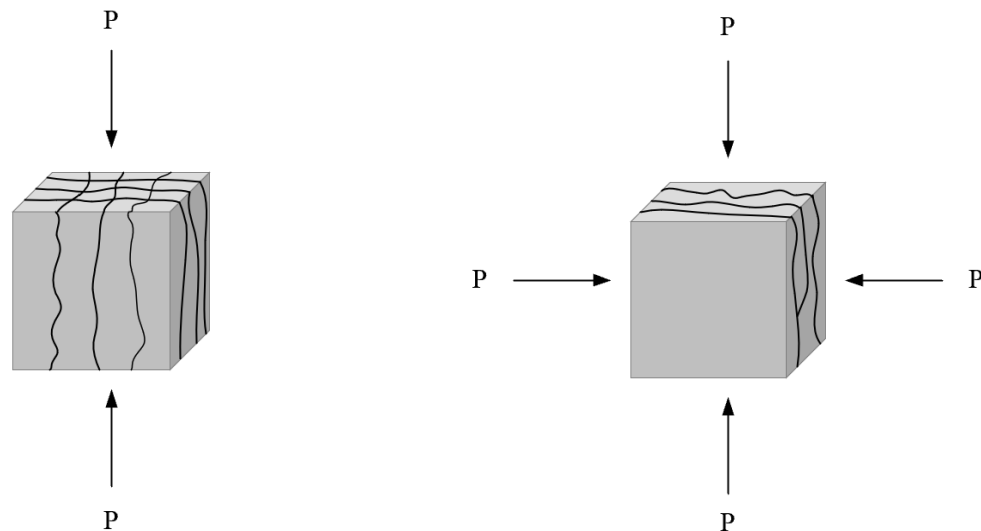
7.9 Betongens mekaniske egenskaper

Betongens fasthetsegenskaper; trykkfasthet, strekkfasthet, bøyefasthet og skjærfasthet, er nært beslektet. Ved brudd vil betongens strekkfasthet ha mer eller mindre betydning for alle bruddformene som kan oppstå, dersom betongens kapasitet overskrides. Strekkfastheten i betong er lav i forhold til trykkfastheten. Av sikkerhetsmessige grunner er det derfor ikke lov å dimensjonere med strekkfastheten. Armeringen må derfor være i stand til å ta opp alle strekkrefter. Strekkfastheten har betydning for viktige egenskaper som betongen er avhengig av. Blant annet påvirker strekkfastheten skjærkapasiteten, og bidrar til heft mot armeringen. Rissutviklingen i soner med strekkbelastning, bestemmes også i stor grad av betongens strekkfasthet. Dette påvirker blant annet betongens bestandighet. [5]

7.9.1 Betongens trykkfasthet

Testing av betongens trykkfasthet blir utført med et enaksielt trykk. Denne trykkbelastningen resulterer ikke i ren knusning av prøvestykket. Bruddet skjer ved oppsprekking parallelt med hovedspenningsretningen, og blir preget av strekktøyningsevnen til betongen.

I situasjoner der betongen blir utsatt for treaksialt trykk, er det fare for et rent knusningsbrudd. Knusningsbrudd finner sted ved betydelig høyere spenningsnivåer enn det som kan oppnås ved enaksielt trykk [5]. Idealisererte bruddmønstre ved en- og biaksiell trykkbelastning er vist på figur 7.45a og på 7.45b.



(a) Brudd ved enaksial trykkbelastning.

(b) Brudd ved biaksiell trykkbelastning.

Figur 7.45: Idealisererte bruddmønstre ved en- og biaksiell trykkbelastning. [1]

Betongens stivhet

Stivheten til betong er sterkt avhengig av fastheten til betongen. En økende fasthet og stivhet for tilslaget, gir betongen en økt stivhet, altså en høyere E-modul. [5]

7.9.2 Bruddutvikling

Betong er ikke et homogent materiale, og vil derfor ha soner som er sterkere enn andre. Porer og små riss er svakheter som kan initiere videre rissutvikling. Det finnes tiltak som er med på å redusere antall riss samt rissviddene, men det vil aldri være mulig å eliminere riss i sin helhet. Porene og sprekken fremkaller lokale spenningskonsentrasjoner som medfører mikrooppsprekking.

Et sprøtt materiale har ikke mulighet til å tøyes utover tøyningen ved maks spenning, men vil begynne å sprekke opp. Det frigjøres energi når sprekken utvides. Om materialet ikke er i stand til å absorbere denne energien, kan det føre til flere sprekker. Stivhetsforskjellene mellom sementlimet og tilslaget gjør at betongen ikke blir et helt sprøtt materiale, men vil ha en viss duktilitet. Denne duktiliteten er ofte ikke tilstrekkelig for de tøyningene betongen utsettes for, og flere mikroriss vil derfor oppstå. [5]

7.9.3 Fibrenes effekt på betongens mekaniske egenskaper

Bruddutvikling starter ofte ved eksisterende sprekker og porer i betongen. Ved testing av betongens mekaniske egenskaper vil effekten av sprekke og porene være så liten at den kan neglisjeres, dersom ingen kritiske feil har blitt gjort ved støp. Unøyaktighet i utførelsesprosedyren kan medføre langt større avvik i forsøkene. For eksempel har fukttilstanden i prøvelegemet stor betydning for trykkfastheten til betongen. En tørr terning kan ha opptil 20% høyere fasthet enn en fuktig terning. Dette skyldes friksjonen mellom prøven og maskinen. [5]

Materialets mekaniske egenskaper er av stor viktighet. En endring i betongsammensetningen kan ha et stort utslag på betongens mekaniske egenskaper. Det er derfor nødvendig å være bevisst på effekten en endring vil medføre.

Compressive behaviour of steel fibre reinforced concrete

Neves og Fernandes konkluderte i *Compressive behaviour of steel fibre reinforced concrete* [81] med at fiber hadde påvirkning på både trykkfastheten og E-modulen til betongen. Det ble testet stålfiber med endekroker, med to forskjellige diametere. Fibergeometrien er gitt i tabell 7.42. Det ble også testet to forskjellige matrikser, der resten av betongsammensetningen ble holdt konstant. Endringene i betongsammensetningen er gitt i tabell 7.43.

Tabell 7.42: Fibergeometrier brukt av Neves og Fernandes. [81]

z	Lengde 30 mm Diameter 33 mm
R	Lengde 30 mm Diameter 80 mm

Tabell 7.43: Modifikasjoner på betongen. [81]

A	Flyveaske og P-Stoff
B	SP-Stoff

Trykkfastheten fra de forskjellige testene er gitt i tabell 7.44, og E-modulene er gitt i tabell 7.45.

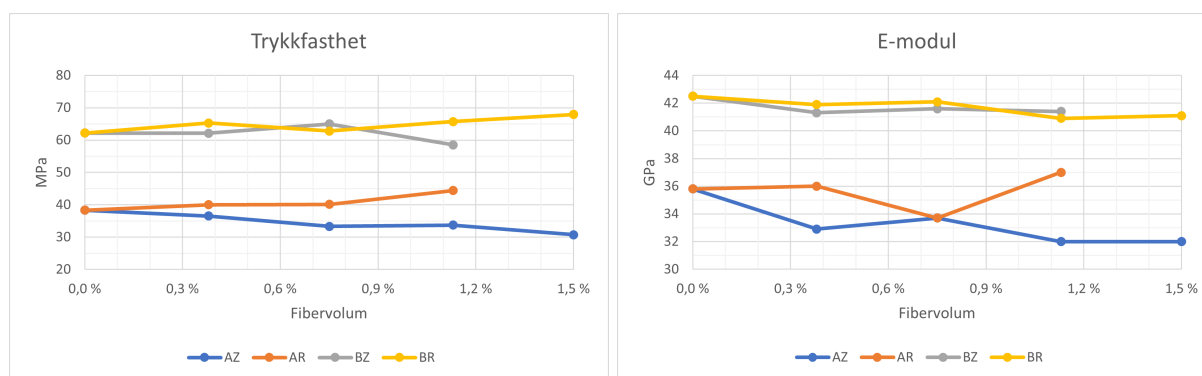
Tabell 7.44: Trykkfastheten til de testede elementene. [81]

Fibervolum	Trykkfasthet				
	0%	0,38%	0,75%	1,13%	1,5%
AZ	38,3	36,5	33,3	33,7	30,7
AR	38,3	40,0	40,1	44,4	-
BZ	62,2	62,1	65,0	58,5	-
BR	62,2	65,3	62,8	65,7	67,9

Tabell 7.45: E-modulen til de testede elementene. [81]

E-modul					
Fibervolum	0%	0,38%	0,75%	1,13%	1,5%
AZ	35,8	32,9	33,7	32,0	32,0
AR	35,8	36,0	33,7	37,0	-
BZ	42,5	41,3	41,6	41,4	-
BR	42,5	41,9	42,1	40,9	41,1

Figur 7.46a viser at trykkfastheten også ble påvirket av fibermengden, men at den varierte i stor grad med fiberdoseringen. Det ble konkludert med at fibermengdens effekt på trykkfastheten ble sterkt preget av fiberegenskapene og betongmatriksen. E-modulen viste derimot en tendens til å synke med fiberøkning, som vist på figur 7.46b. Neves og Fernandes anbefalte derfor at de mekaniske egenskapene burde testes for den spesifikke betongsammensetningen som blir brukt.



(a) Registrert trykkfasthet med ulike fibertyper, betongmatriks og fibervolum.

(b) Registrert E-modul med ulike fibertyper, betongmatriks og fibervolum.

Figur 7.46: Testresultater fra forsøk utført av Neves og Fernandes. [1][81]

Study of modulus of elasticity of steel fiber reinforced concrete

Misba Gul et al. forsket på hvordan tilsetning av stålfiber påvirket betongens E-modul [82]. Testingen ble utført med to typer stålfiber med dimensjoner gitt i tabell 7.46. Betongsammensetningen, utenom fibermengden, ble holdt konstant. Resultatene er gitt i tabell 7.47, 7.48 og 7.49. Figur 7.47a og 7.47b viser henholdsvis grafer av endringene i trykkfasthet og E-modul fra testene.

Tabell 7.46: Fibergeometri brukt i forsøkene til Gul et al. [82]

Fibertype	Benevnelse	Diameter	Lengde
HK 0750	A	0,7	50
HK 0735	B	0,7	35

Tabell 7.47: Resultater fra prøving av referansebetongen. [82]

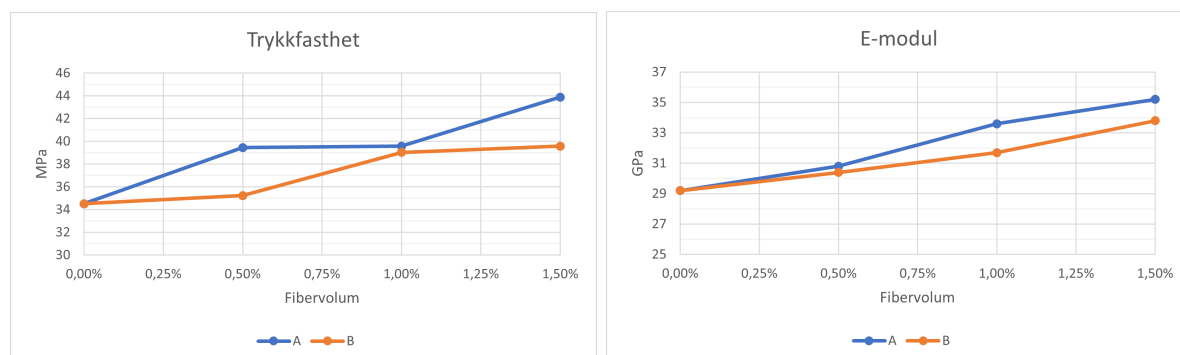
Referansebetong				
Fibervolum	0%			
Trykkfasthet	33,0	32,0	37,9	35,1
E-modul	29,4	29,7	27,9	29,8

Tabell 7.48: Resultater med fibertype A. [82]

Fiber A												
Fibervolum	0,5%				1,0%				1,5%			
Trykkfasthet	35,0	48,8	36,1	37,9	35,5	43,3	40,9	38,6	45,2	43,2	46,4	40,8
E-modul	30,4	30,7	30,2	31,7	34,3	33,3	32,9	34,0	36,7	36,5	33,7	33,7

Tabell 7.49: Resultater med fibertype B. [82]

Fiber B												
Fibervolum	0,5%				1,0%				1,5%			
Trykkfasthet	33,4	42,0	33,7	31,8	46,7	38,2	36,3	34,9	50,3	36,1	39,5	32,4
E-modul	30,2	30,4	30,4	30,7	31,4	32,8	31,1	31,3	34,6	33,4	33,7	33,6



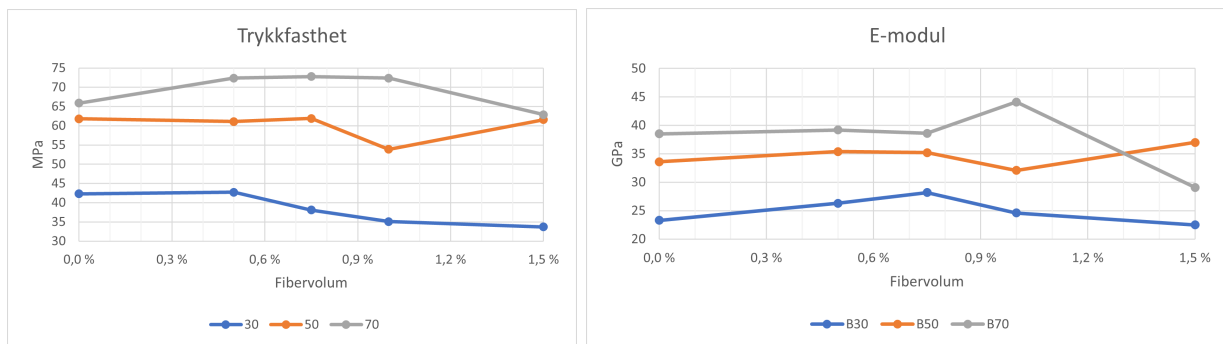
(a) Registrerte trykkfastheter med ulike fibergeometrier og ulike fiberdoseringer.

(b) Registrerte E-moduler med ulike fibergeometrier og ulike fiberdoseringer.

Figur 7.47: Testresultater fra forsøk utført av Gul et al. [1][82]

The Evaluation Of Elastic Modulus for Steel Fiber Reinforced Concrete

I *The Evaluation Of Elastic Modulus for Steel Fiber Reinforced Concrete* [83] ble det utført forsøk med betongelementer med forskjellige betongkvaliteter. Det ble brukt én type stålfiber, og utført fem tester per betongblanding, der den høyeste og laveste verdien ble forkastet. Byung-Wan Jo et al. ville ikke trekke en konkret konklusjon vedrørende fibrenes effekt på trykkfastheten eller E-modulen til betongen, da resultatene ikke ga entydige svar. Endringene i trykkfasthet og E-modul er henholdsvis vist på figur 7.48a og 7.48b. Det ble dog observert en korrelasjon mellom trykkfastheten og E-modulen. Da trykkfastheten økte, økte også E-modulen.



(a) Registrerte trykkfastheter med ulike betongsammensetninger.

(b) Registrerte E-moduler med ulike betongsammensetninger.

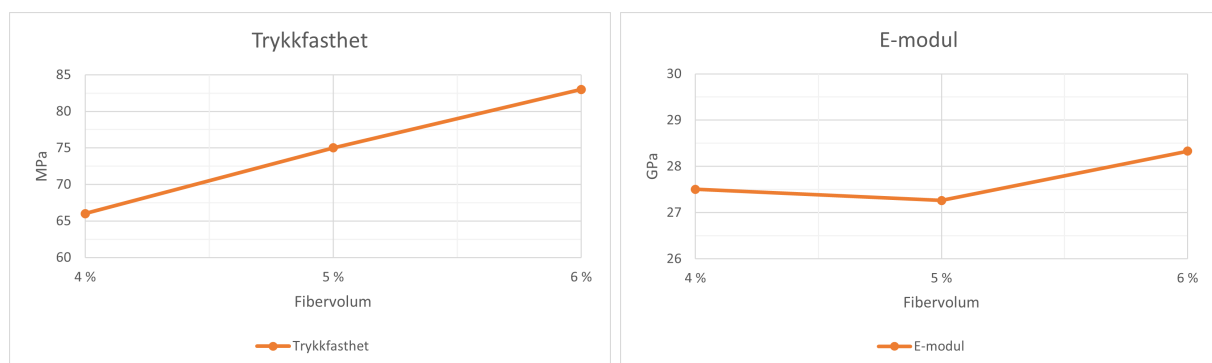
Figur 7.48: Testresultater fra forsøk utført av Byung-Wan Jo et al. [1][83]

Materials Development of Steel and Basalt Fiber-Reinforced Concretes

Usama Abbas ga i sin masteroppgave [29] beskrev at fiberarming ikke hadde betydelig påvirkning på betongens trykkfasthet ved lavt fibervolum opp mot 0,5%.

Compressive Behavior Characteristics of High-Performance Slurry-Infiltrated Fiber-Reinforced Cementitious Composites (SIFRCCs) under Uniaxial Compressive Stress

I forsøkene utført av Kim et al. på SIFRCC [84], fikk betongen en betydelig økt trykkfasthet ved introdusering av større mengder stålfiber i blandingen. Dette er vist på figur 7.49a. E-modulen var derimot relativt konstant, som vist på figur 7.49b. I forsøkene ble det brukt stålfiber med endekroker med en lengde på 60 mm og en diameter på 0,75 mm.



(a) Registrerte trykkfastheter med forskjellige doseringer av stålfiber.

(b) Registrerte E-moduler med forskjellige doseringer av stålfiber.

Figur 7.49: Testresultater fra forsøk utført av Kim et al. [1][84]

Study The Effect Of Polypropylene Fiber In Concrete

Daran og Lal undersøkte hvordan polypropylenfiber påvirket betongens ferske og herdede egenskaper [73]. Betongsammensetningen er gitt i tabell 7.50. Fibrene ga en økende trykkfasthet og E-modul frem til et fibervolum på 2%, som vist i tabell 7.51.

Tabell 7.50: Betongresept uten polypropylenfiber. [73]

Betongsammensetning	
Sement (kg/m ³)	438
Fint tilslag (kg/m ³)	695
Grovt tilslag (kg/m ³)	1107
Vann (L/m ³)	197
V/C-tall	0,45

Tabell 7.51: Resultater fra testing av polypropylenfiber i betong. [73]

Resultater fra trykktesting av terninger		
Fibermengde [%]	Trykkfasthet [MPa]	E-modul [GPa]
0,0	38,50	36,2
0,5	42,14	38,4
1,0	44,61	39,8
1,5	46,00	40,6
2,0	41,72	36,8

Stress-Strain Properties of Fiber Reinforced Mortar in Compression

Fanella og Naaman utførte forsøk med fibertyper av stål, glass og polypropylen [85]. Fibervolumene som ble testet var på 1, 2 og 3%. Ut ifra resultatene ble det konkludert med at stålfiber var den eneste fibertypen som hadde påvirkning på betongens trykkfasthet. Trykkfastheten varierte mellom 0-15%.

Effects of Basalt Fibres on Mechanical Properties of Concrete

El-Gelani et al. utforsket hvilken innvirkning basaltfiber hadde på blant annet trykkfastheten til betong. Mengdene basaltfiber som ble undersøkt var på 1,2 kg/m³ og 1,8 kg/m³. To blandinger ble testet, der den ene blandingen ble tilsatt flyveaske. Det ble konkludert med at basaltfiber i blandingen uten flyveaske, ikke hadde en effekt på trykkfastheten. I blandingen med flyveaske ga basaltfiber en økning i trykkfasthet opp mot 40%. Betongen var tiltenkt en trykkfasthet på 21 MPa. [86]

Ytterligere studier

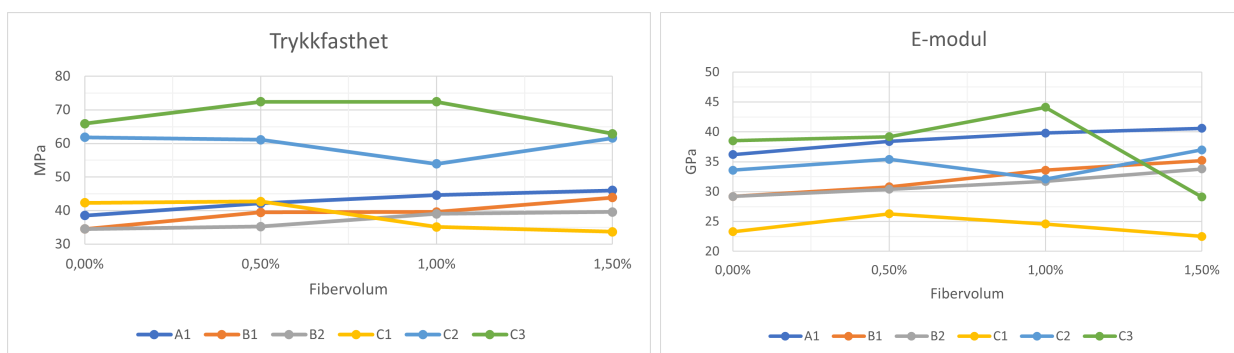
I følgende studier bygger ble det også observert en økning i trykkfastheten til betongen ved tilsetning av fiber:

- Concrete Workability and fibercontent[71]
- Deformation And Compressive Strength of Steel Fiber Reinforced MgO Concrete [87]
- Compressive Strengths and Modulus of Elasticity of Steel Fiber Reinforced Concrete Under Different Temperature Conditions [88]

I *Fresh and Hardened Properties of Steel Fiber Reinforced Concrete Produced With Fibers of Different Lengths and Diameters* ble det derimot ikke observert en korrelasjon mellom økt fiberinnhold og økt trykkfasthet [89].

På figur 7.50a og 7.50b er det satt opp en sammenligning av hvordan fibervolumet påvirket trykkfastheten og E-modulen til betongen. Resultatene ble hentet fra forskningsartiklene gitt under. Disse artiklene ble valgt, ettersom de testede fibervolumene samsvarte, og ga dermed et godt utgangspunkt for sammenligning.

- *Study The Effect Of Polypropylene Fiber In Concrete* [73]
A1 på figuren - Fibervolumet på 2% ble ekskludert i sammenligningen.
- *Study of modulus of elasticity of steelfiber reinforced concrete* [82]
B1 og B2 på figuren.
- *The Evaluation Of Elastic Modulus for Steel Fiber Reinforced Concrete* [83]
C1, C2 og C3 på figuren - Fibervolumet på 0,8% ble ekskludert i sammenligningen.



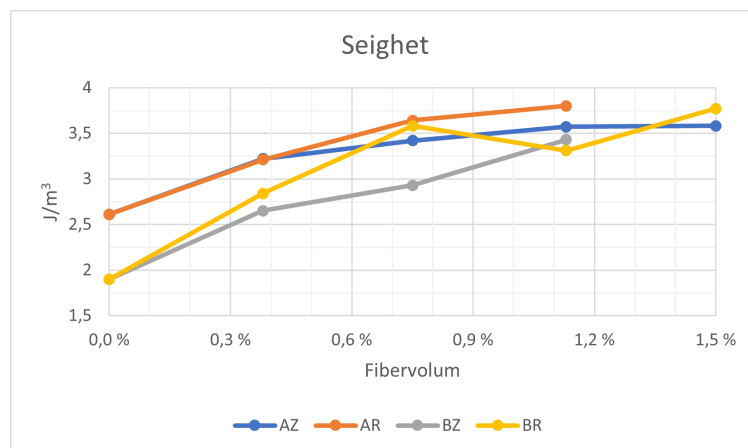
(a) Sammenligning av trykkfastheter ved ulike betong-sammensetninger.

(b) Sammenligning av E-moduler ved ulike betong-sammensetninger.

Figur 7.50: Sammenligning av fibrenes påvirkning på betongens mekaniske egenskaper. [1]

Seighet, utmatting og tøyning

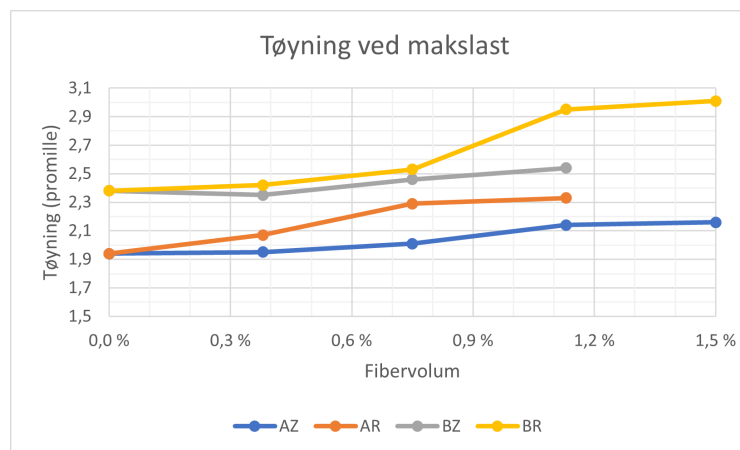
Det ble observert en økt seighet/slagseighet i flertallet av de undersøkte forskningsartiklene. Seighet gjør konstruksjoner blant annet mer motstandsdyktige mot store støt eller jordskjelv. [81] [71] [84] [82] [29] [85]. Figur 7.51 viser resultatene fra *Compressive behaviour of steel fiber reinforced concrete* [81].



Figur 7.51: Utvikling av seighet ved økende fibermengder. [1][81]

Fiberarmert betong viste også tendenser til høyere kapasitet for dynamisk belastning samt utmatting. [71] [82] [83] [85] [87].

Figur 7.52 viser tøyningresultatene fra *Compressive behaviour of steel fiber reinforced concrete* [81]. Grafen viser at fiberarming kunne gi en økt kapasitet for tøyning med økende fibermengder.



Figur 7.52: Tøyning av fiberbetong med økende fibervolum. [1][81]

8 | Diskusjon

I diskusjonskapittelet ble resultatene fra laboratorieforsøkene drøftet og diskutert. Gjennom kapittelet blir det referert til tabell- og figurnumre fra resultatkapittelet. Resultatene fra forsøkene ble knyttet opp mot og diskutert i lys av resultatene fra beregningene og litteraturstudiene. Mulige feilkilder og forhold som kan ha påvirket prøvingen, og derved resultatene fra forsøkene, er inkludert i dette kapittelet.

8.1 Forholdet mellom resultatene fra laboratorieforsøkene og resultatene fra håndberegningene

Verdiene fra prøvingen av terninger, sylindere og standardbjelker ble brukt til kapasitetsberegninger iht. ulike regelverk og retningslinjer, og deretter sammenlignet med resultatene fra fundamenttestene. I tillegg til de karakteristiske resttrekkfasthetsverdiene ble også de midlere verdiene benyttet i kapasitetsberegningene. Det ble beregnet bruddlaster etter uttrykk fra litteratur for gulv på grunn, fra utledninger etter bruddlinjeberegninger og fra forskningsartikler som omhandlet fundament.

8.1.1 Skjærkapasitet

Kapasiteten til de stangarmerte fundamentene kunne ikke fastsettes, ettersom det oppstod trykkbrudd under lastpåføringsplaten under testingen av begge fundamentene. De beregnede skjærkapasitetene med karakteristiske verdier etter gjeldende og revidert EC2 var 440,6 kN og 499,5 kN. Dermed kunne det konkluderes med at EC2 underestimerte skjærkapasiteten til de stangarmerte fundamentene i disse forsøkene betydelig, og at skjærkapasiteten i forsøkene var minimum to ganger større enn den beregnede skjærkapasiteten iht. EC2. I likhet med de stangarmerte fundamentene, underestimerte også de valgte regelverkene for fiberarmerte betongkonstruksjoner, skjærkapasitetene til de fiberarmerte fundamentene. I alle forsøkene var de beregnede skjærkapasitetene lavere enn de registrerte makslastene til de fiberarmerte fundamentene. Dette gjaldt både ved bruk av karakteristiske og midlere resttrekkfasthetsverdier.

Ved beregning av kapasiteter for konsentrerte laster underestimerte nye EC2 kapasiteten betydelig i forhold til gjeldende EC2. Det ble beregnet en gjennomlokkingskapasitet på 727,2 kN iht. gjeldende EC2, og en gjennomlokkingskapasitet på 297,6 kN iht. den nye revisjonen av EC2. Revisjonen av EC2 viste seg derfor å være svært konservativ for forsøkene i denne masteroppgaven.

8.1.2 Momentkapasitet, bruddlast og risslast

Ved bruk av de karakteristiske resttrekkfasthetsverdiene underestimerte alle regelverkene bruddlastene til de fiberarmerte fundamentene betydelig. Bruk av midlere restfastheter for fundamentene med basaltfiber, resulterte i beregningsmessige kapasiteter på rundt 200 kN for det enkleste bruddmønsteret med bruddlinjeberegninger. Dette tilsvarte omtrent halvparten av den lasten disse fundamentene fløt på etter risslast i forsøkene. De beregnede bruddlastene iht. retningslinjer for

gulv på grunn ga omtrent de samme kapasitetene som beregninger etter bruddlinjeteori, der TR34 ga større kapasiteter enn NB15. De beregnede risslastene iht. de ulike retningslinjene for plater på elastisk underlag varierte i liten grad, og samsvarte godt med de observerte resultatene.

Det uarmerte og de fiberarmerte fundamentene fikk momentbrudd. Ettersom de stålfiberarmerte fundamentene fikk et stjerneformet bruddmønster, kunne bruddlastene til disse fundamentene beregnes med utgangspunkt i et bruddmønster som ga større kapasiteter enn det enkleste bruddmønsteret. Disse bruddlastberegningene, med utgangspunkt i de beregnede momentkapasitetene iht. de ulike regelverkene, ga likevel lavere kapasitet enn det som ble registrert under forsøkene. Ved bruk av midlere restfastheter, ga likevel ikke det stjerneformede bruddmønsteret kapasitetsverdier langt fra det som ble registrert. NB38, COIN og DAfStb ga kapasiteter på rundt 520 kN med utgangspunkt i det stjerneformede bruddmønsteret. For de stålfiberarmerte fundamentene var den høyeste makslasten 672,1 kN og den laveste 592,8 kN under forsøkene. Dette kunne tyde på at det var andre faktorer som påvirket resultatene. I NB38 og Annex L er det blant annet ikke tillatt å regne med en faktor for volumeffekter for fiberarmerte konstruksjoner uten stangarmering på strekksiden. Det kan også ha oppstått en membraneffekt under testene som førte til at kapasitetene i forsøkene økte, men dette var lite sannsynlig grunnet to lag med plast mellom fundamentet og isolasjonen.

Mye av litteraturen, regelverkene og retningslinjene tar utgangspunkt i det enkleste bruddmønsteret, hvilket i mange tilfeller kan være svært konservativt. Dette ble observert for de stangarmerte og stålfiberarmerte fundamentene som ble testet. Resultatene viste at det i utgangspunktet kan spares mye armering, så lenge fundamentet er stivt nok til å kunne utvikle det rissmønsteret som gir større kapasitet. Fra beregninger med bruddlinjeteori i metodekapittelet, viste det seg at det stjerneformede bruddmønsteret teoretisk ga 50% høyere kapasitet enn det enkleste bruddmønsteret, som det meste av litteraturen tar utgangspunkt i. Dermed vil det i mange tilfeller kunne spares mye armering.

8.2 Prøving av fundamenter på elastisk underlag

Under prøvingen av fundamentene ble det registrert tøyninger og deformasjoner. Det ble benyttet tre LVDTer til de vertikale deformasjonsmålingene, og to LVDTer plassert horisontalt ved lastpåføringsflaten til tøyningmålingene. Med unntak av forsøket med det første fundamentet, ble det registrert deformasjoner 175, 250 og 950 mm fra sentrum. For det første fundamentet ble det registrert deformasjoner 250, 500 og 950 mm fra sentrum. Oppførselene i målingene før opprissing var svært variable, og var uavhengig av fundamenttypen som ble testet. Dette kunne skyldes ujevnheter i underlaget da det ble komprimert, luftlommer, eller at det oppstod rotasjoner som følge av at lasten ble påført noe eksentrisk fra lastcellen ned til lastklossen. Sannsynligvis kan det ha oppstått noe rotasjon i flere av forsøkene ettersom stålklossen ikke var plassert helt sentrisk ift. lastcellen. Denne effekten ble ikke oppdaget før de tre siste fundamenttestene med SA-1, SA-2 og UA. Variasjoner i betongplaten, ulik stivhet i de stangarmerte fundamentene sine to retninger grunnet ulik armering i primær- og sekundærretningen, kan også ha påvirket testresultatene. Fra last-tøyningskurvene til alle fundamentene kunne det observeres at målingene enten først viste strekktøyninger og deretter trykktøyninger for begge horisontalmålerne, eller at begge stod i ro og deretter gikk til trykk, eller at den ene stod i ro mens den andre viste trykktøyninger før måleren som stod i ro deretter fulgte etter.

8.2.1 Prøving av basaltfiberarmerte fundamenter

Resultatene fra prøvingen av de basaltfiberarmerte fundamentene viste at den valgte fibermengden ga et flyteplata rundt risslasten. Med unntak av BF-1, som fikk en liten økning i makslast etter riss,

ble det ikke registrert fastning (hardening oppførsel) for fundamentene med denne armeringsløsningen. Bruddmønstrene viste også at fundamentene med basaltfiber var lite duktile og mindre stive enn fundamentene med stangarmering og stålfiber. To av de basaltfiberarmerte fundamentene fikk et plussformet bruddmønster, mens det tredje fikk et Y-formet bruddmønster. Fundamentet som fikk det Y-formede bruddmønsteret hadde både lavest riss- og makslast av fundamentene armert med basaltfiber.

8.2.2 Prøving av stålfiberarmerte fundamenter

Testresultatene fra de stålfiberarmerte fundamentene viste at stålfiber kan være en god armeringsløsning for slike fundamenter. Alle fundamentene hadde betydelig større makslast enn risslast, uten store variasjoner i resultatene. Bruddmønstrene til fundamentene viste at stålfiber bidro til at fundamentene hadde større stivhet sammenlignet med fundamentene med basaltfiber. Bruddmønstrene viste at momentkapasiteten til de stålfiberarmerte fundamentene ble undervurdert ved tradisjonelle beregninger etter det enkleste bruddmønsteret, slik det er beskrevet i de fleste retningslinjer og regelverk. De stålfiberarmerte fundamentene oppførte seg mykere enn de stangarmerte fundamentene, og hadde større nedbøyninger ved tilsvarende lastnivåer. De korrigerte last-deformasjonskurvene for nedbøyningene 175 og 250 mm fra sentrum av platene etter risslast var svært like, og hadde liten spredning. I likhet med de basaltfiberarmerte fundamentene var det også det fundamentet som fikk høyest makslast, som fikk det mest kompliserte bruddmønsteret med flest bruddlinjer.

Andre studier om fundamenter armert med stålfiber viser også til gode resultater. I *Experiments on Fiber Concrete Foundations Slabs in Interaction with the Subsoil* ble det testet 2 x 2 m store plater med en tykkelse på 150 mm, og med flere ulike fibermengder. Det benyttede lastarealet på 400 x 400 mm var derimot mye større enn lastarealet på 150 x 150 mm som ble brukt for de fiberarmerte fundamentene, og stivheten til underlaget var rundt halvparten av stivheten til underlaget som ble brukt i denne masteroppgaven. Forsøkene i denne rapporten ga tilnærmet samme makslast ved bruk av 25 og 50 kg/m³ stålfiber som fundamentene i denne masteroppgaven. Dette ga en ytterligere bekreftelse på at stålfiber fungerer godt som armering i fundamenter.

8.2.3 Prøving av stangarmerte fundamenter

Rissmønstrene til fundamentene med stangarmering viste at denne armeringsløsningen ga svært stive fundamenter. I likhet med de stålfiberarmerte fundamentene, ble momentkapasiteten til de stangarmerte fundamentene undervurdert ved tradisjonelle beregninger etter det enkleste bruddmønsteret. Fra last-deformasjonskurvene kunne det observeres betydelig mindre deformasjoner ved de samme lastnivåene etter riss, sammenlignet med de stålfiberarmerte fundamentene. Dette viste at fundamentene med stangarmering var mye stivere enn de fiberarmerte fundamentene, og at det var langt igjen til momentbrudd. Deformasjonsmålingene 175 mm fra sentrum ift. 50 mm fra kanten av de stålfiberarmerte fundamentene viste en deformasjon på rundt 8 mm ved makslast. Tilsvarende deformasjonsmåling ved brudd for SA-2 var ca. 5,5 mm, og ca. 2,25 mm ved 550 kN påført last. Det oppstod trykkbrudd ved 930,4 og 963,5 kN for de stangarmerte fundamentene. Det var derfor vanskelig trekke en konklusjon vedrørende kapasiteten til fundamentene. Bruddlastberegninger med det stjerneformede bruddmønsteret ga en bruddlast på rundt 1500 kN, men det antas at det ville ha oppstått et gjennomlokkingsbrudd før dette. Oversiden av det ene stangarmerte fundamentet etter trykkbrudd er vist på figur 8.1. Det kan observeres en nedsenking der bruddet oppstod.



Figur 8.1: Overside av stangarmert fundament etter trykkbrudd. [1]

De målte rissviddene for de stangarmerte fundamentene var også mindre enn de målte rissviddene ved samme lastnivå for de stålfiberarmerte fundamentene. Dette viste at et stivere fundament førte til en rissutvikling som ga et mer komplisert rissmønster, og dermed mindre rissvidder. Årsaken til at det var mindre rissvidder for de stangarmerte fundamentene enn de stålfiberarmerte fundamentene, var at utnyttelsesgraden ved samme lastnivå er mye lavere for de stangarmerte fundamentene.

8.2.4 Prøving av uarmert fundament

Resultatene til det uarmerte fundamentet fungerte som en referanse og et sammenligningsgrunnlag for resultatene fra forsøkene med de andre fundamenttypene. Blant alle forsøkene i denne rapporten hadde det uarmerte fundamentet lavest risslast. Etter riss falt lasten, før den så steg igjen ettersom lasten gikk rett ned i grunnen. I likhet med det som var forventet, fikk fundamentet et enkelt riss og brudd på tvers av platen.

8.2.5 Testunderlaget

Resultatene fra prøvingen av E-modulen til isolasjonen, som ble brukt til testingen av fundamentene, ga høyere verdier enn den oppgitte E-modulen fra produsent. E-modulen ble gjennomsnittlig målt til 36,2 MPa, og den oppgitte E-modulen var på 31 MPa. Avvik ved så store stivheter gir lite utslag i de beregnede riss- og bruddlastene, slik det ble vist i parameterstudiet som ble utført i denne masteroppgaven. Det ble benyttet en egenutviklet testmetode for E-modulen, og det er derfor noe usikkerhet knyttet til den brukte metoden. Prøvestykkene sin geometri kan ha påvirket resultatene ettersom det var ujevnheter rundt om i isolasjonsplatene. Høyden til isolasjonsterningene varierte med ± 2 mm, i tillegg til at overflaten mot lastcellen ikke var plan på alle prøvestykkene. Ettersom det ble utført korttidsforsøk for bestemmelse av E-modulen, kan den høye lasten ha blitt forårsaket av kryp ved hurtig deformasjon. Det var forventet noe unøyaktighet i målingene, ettersom det ikke ble brukt nøyaktig måleutstyr, slik som det ble brukt ved testing av sylindrene. Deformasjoner ble målt direkte av prøvingsmaskinen, og deretter regnet om til tøyninger av mastergruppen.

Effekten stivheten til testunderlaget hadde på resultatene fra fundamentprøvingen var vanskelig å fastslå. Ettersom alle fundamentene ble testet på et isolasjonslag med samme E-modul, kunne ikke det trekkes en konklusjon basert på forsøkene. Slik det er beskrevet i tidligere forskningsartikler, har ikke effekten av underlaget i stor grad blitt studert eksperimentelt, grunnet store kostnader og tidsbruk.

I FEM-analysene utført i studien *Analysis of the subgrade stiffness effect on the behaviour of ground-supported concrete slabs*, viste resultatene at et stivere underlag førte til at en større andel av deformasjonen ble konsentrert rundt lasten. Dette førte til en mindre duktil oppførsel med større rissutvikling i sentrum av platen. Underlaget som ble benyttet i denne rapporten hadde en relativt høy stivhet. Det ble brukt 100 mm isolasjon med en E-modul på 31 MPa, som ga en k-verdi på $0,31 \text{ N/mm}^3$. Et underlag med puk, som er det mest vanlige å støpe på, tilsvarer en k-verdi på rundt $0,15 \text{ N/mm}^3$. Stivheten til isolasjonen kan antas å ha hatt en viss innvirkning på resultatene. For de stålfiberarmerte fundamentene kan stivheten til underlaget ha bidratt til en mer gunstig rissutvikling. Dette kan ha gitt større kapasitet enn det som ville vært tilfelle, dersom disse forsøkene hadde blitt utført på det som anses som et normalt underlag med en k-verdi på rundt $0,15 \text{ N/mm}^3$.

Parameterstudiet, der kapasitetsuttrykk fra NB15 ble benyttet, viste at stivheten til underlaget hadde en innvirkning på brudd- og risslasten. Denne effekten var gradvis avtagende med stivheten til underlaget. Med de valgte parameterene i parameterstudiet var det i størst grad risslasten som ble endret. For et underlag på 100 mm og en E-modul på 4 MPa med de valgte parameterene, var den beregnede risslasten i underkant av 230 kN. For et tilsvarende underlag med en E-modul på 34 MPa var risslasten nesten 290 kN. Den beregnede bruddlasten for tilsvarende underlag var 280 kN og 310 kN, og endret seg ikke i like stor grad som risslasten med de valgte parameterverdiene.

8.3 Bruk av prøvingsmetoden i NS-EN 14651 for basaltfiberarmerte bjelker

For bestemmelse av restbøyestrekkefasthetene til fiberarmert betong finnes det flere ulike metoder, deriblant trepunkts bøyetest, firepunkts bøyetest og «round determinate panel test». Litteratur viser til ulike utfordringer ved bruk av hver av de tre testmetodene for fiberarmert betong. Stor spredning i resultatene samt forkasting av resultater er bare noen av dem. I en studie ble det undersøkt hvorvidt bjelken sin geometri påvirket resultatene. For trepunkts bøyetest hadde bjelkegeometrien lite innvirkning på rissutviklingen. Bjelkegeometrien hadde en signifikant innvirkning på resultatene fra firepunkts bøyetest, der bjelker med modifiserte geometrier ga minst spredning i resultatene. Grunnet hyppig rissdannelse utenfor midtsonen, måtte mange resultater forkastes. «Round determinate panel test» ga en større forutsigbarhet av rissdannelsen. Som firepunkts bøyetest, viste det seg at denne testmetoden også ga stor spredning i resultatene.

Den mest brukte standardiserte metoden for bestemmelse av restbøyestrekkefasthetene til fiberbetong er trepunkts bøyetest iht. NS-EN 14651. Denne prøvingsmetoden er basert på, og utviklet for, forsøk med stålfiber. Ettersom det ikke enda er utviklet en egen metode for andre fibertyper, ble denne metoden brukt til prøvingen av de basaltfiberarmerte bjelkene i denne masteroppgaven. Under opprissing i trepunkts bøyetest blir store områder med deformasjon ikke målt. LVDTene måler kun deformasjonen rundt sagsporet på midten av bjelken, slik det er vist på figur 8.2. Flere studier viser til et mer komplisert forhold mellom spenning og tøyning i bjelker enn det standarden tar høyde for.



Figur 8.2: Måling av deformasjon under sagsporet. [1]

Resultater fra prøving av restbøyestrekfasthetene til fiberbetong kan i stor grad påvirkes av utstøping av elementene, betongmatriksen, fibertype og fibervolum. Ulike studier har innført koeffisienter som tar høyde for eksempelvis inhomogen fiberfordeling og stor spredning i resultatene, men dette er områder det enda forskes på. I tillegg kan en såkalt membraneffekt oppstå, som gir prøvene en høyere kapasitet enn de har i virkeligheten. Ved modifisering av testoppsett kan membraneffekten forhindres, men dette er det ikke tatt høyde for i trepunkts bøyetest.

Det er viktig å merke seg at materialegenskapene som hentes fra trepunkts bøyetest ikke er representative, dersom det oppstår mer enn ett riss over sagsporet. Under testingen av de stålfiberarmerte bjelkene oppsto det tilsynelatende forgreininger fra risset over sagsporet, slik det er vist på figur 8.3. Ved nærmere undersøkelser ble det dog tydelig at det kun oppstod ett riss over sagsporet. Forgreiningene skyldtes ikke dannelsen av flere riss, men oppstod grunnet fiber som krysset risset og sprakk ut av betongen.



Figur 8.3: Stålfiberarmert bjelke etter trepunkts bøyetest. [1]

Testmetoden i NS-EN 14651 ga lave verdier for restbøystrekkfastheter for basaltfiberarmerte bjelker etter $CMOD_{0,5}$, ettersom basaltfiberen kun tålte relativt små rissvidder. Kapasitetene avhengte av hvordan restbøystrekkfasthetene fra prøvingen ble brukt i beregninger. Det var tydelig at beregningsmetodikken for restbøystrekkfastheter i NB38 var mer gunstig for stålfiber. Sammenlignet med beregningsmetodikken i NB38, ga beregningsmetodikken i TR34 mer gunstige resultater for basaltfiberarmerte betong, ettersom restbøystrekkfastheter ved små rissvidder ble inkludert.

Dersom mindre rissvidder enn 0,5 mm ville blitt inkludert, kunne det ha blitt utfordrende å få nøyaktige målinger med prøvingsmaskinen for basaltfiberarmerte bjelker, grunnet bjelken sin sprø oppførsel ved opprissing. Det er et behov for videre forskning og utvikling av en metode som egner seg for måling av restbøystrekkfastheter ved små rissvidder, og tar hensyn til de mange faktorene som kan påvirke resultatene fra trepunkts bøyetest med betong armert med polymerfiber.

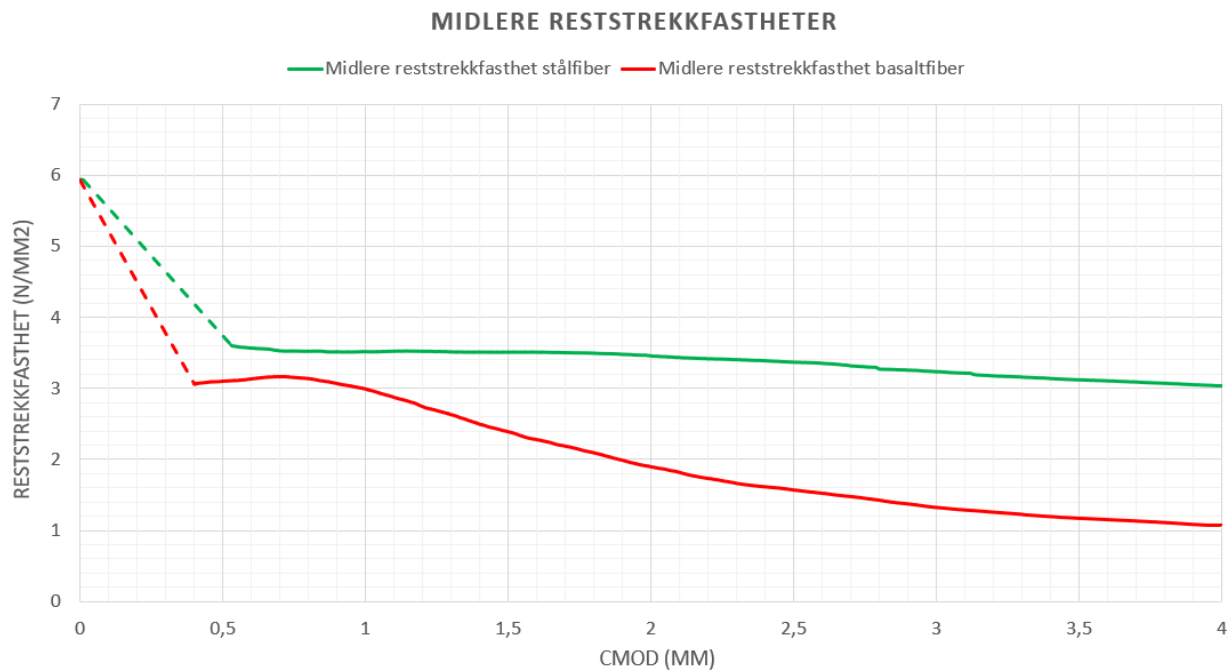
8.4 Fiberbetongen sine mekaniske egenskaper

Som nevnt i kapittel 5 Case, ble det kun testet terninger og sylindere tilsatt stålfiber. Ettersom kun tre av fundamentene ble støpt med stålfiber, var det interessant å vurdere hvordan tilsetningen av stålfiber påvirket de mekaniske egenskapene til betongen. Dette ble vurdert på bakgrunn av resultatene fra testingen av E-modulen og trykkfastheten til betongen.

8.4.1 Fiberbetongens restbøystrekkfastheter

Fra bjelketestene kom det frem at stålfiber ga høyere restbøystrekkfastheter enn basaltfiber ved de største rissviddene. Bjelkene armert med basaltfiber hadde tilnærmet samme reststrekkfasthet som stålfiber ved mindre rissvidder, men ved $CMOD_{2,5}$ var verdien mer enn halvert. Dette stemmer overens med de oppgitte mekaniske egenskapene til basaltfiber. De basaltfiberarmerte bjelkene kunne derfor klassifiseres som type 4 for kategorisering av bøyepåførselen til fiberbetongen, iht. figur 7.37. De stålfiberarmerte bjelkene hadde et stabilt flyteplata gjennom testene, og kunne dermed klassifiseres som type 3 iht. figur 7.37. Oppførselen til de stålfiberarmerte bjelkene og de

basaltfiberarmerte bjelkene er vist på figur 8.4 med midlere verdier fra forsøkene.



Figur 8.4: Midlere restbøyestrekfastheter for bjelkene med stålfiber og bjelkene med basaltfiber. [1]

8.4.2 Bjelketestene fra forprosjektet

Testing av bjelkene med basaltfiber fra masteroppgaven ga mye høyere restbøyestrekfastheter sammenlignet med resultatene fra forprosjektet, selv med samme fibermengde og testmetode. De eneste forskjellene var prøvingsmaskinen og materialsammensetningen som ble brukt. Det kan antas at prøvingsmaskinen som ble brukt i masteroppgaven ga mer nøyaktige målinger. Valg av betongresept har vist seg å påvirke fibrenes effekt til stor grad. Resepten brukt i masteroppgaven hadde følgende avvik fra resepten brukt i forprosjektet, hvilket kan ha hatt innvirkning på resultatene:

- Finstoff - Det ble brukt mer fint tilsalg. Dette ga fibrene bedre forutsetninger. Det er ikke usannsynlig at fibrene fikk en bedre fordeling, orientering og forankring med denne betongsammensetningen.
- Sement - I forprosjektet ble sementen Standard FA brukt i betongen. Denne sementen var tilsatt flyveaske. Cemex Miljøsement som ble brukt i masteroppgaven, var en slaggsement.
- Silika - I masteroppgaven ble det i tillegg benyttet mikrosilika.
- SKB - Fundamentene fra masteroppgaven ble støpt med SKB, hvilket kan ha bidratt til en bedre fiberfordeling og en mer gunstig fiberorientering med mer fiber i lengderetningen. Betongen i forprosjektet ble ikke testet for synkutbredelse, men hadde et høyt synkmål. Luftinnhold ble ikke målt i noen av betongblandingene, men en SKB vil lettere kvitte seg med store luftlommer som gir en tettere betong. Elementene ble vibrert med vibrobrygge i forprosjektet, men hverken tidsintervall eller intensitet ble oppgitt. Både for lite og for mye vibrering kan ha uønsket effekt på betongens kvalitet.
- L-stoff - Det ble tilsatt et luftinnførende tilsetningsstoff i betongen som ble brukt til fundamentene. L-stoff skaper så små luftlommer at de ikke har en betydelig effekt.

- D_{maks} - Den største tilslagsstørrelsen i betongresepten til fundamentene var større enn det som ble brukt i forprosjektet, selv om betongsammensetningen var tiltenkt en SKB.

Blanding og utstøping av elementene ble gjort på to forskjellige blandeverk. En mer gunstig blande-prosedyre og støpemetode kan dermed ha ledet til en gunstigere fiberfordeling og fiberorientering.

8.4.3 Terningtrykkfasthet

Trykkfastheten til betongen var høyere enn forventet. Dette kan skyldes en lenger herdeperiode, men det er ikke usannsynlig at fibreene kan ha påvirket testresultatene. Tidligere forskning viste til stor uenighet om til hvilken grad fibreenes påvirker betongens mekaniske egenskaper. Majoriteten mente at fibreene ga en økt trykkfasthet, men de fleste forsøkene ble utført med langt større fibermengder enn det som ble brukt i denne oppgaven.

Byung-Wan Jo et al. gjennomførte forsøk med fibermengder tilsvarende de som er brukt i denne masteroppgaven. Her ble det ikke trukket en endelig konklusjon, da resultatene ikke ga entydige svar. I *Effects of Basalt Fibres on Mechanical Properties of Concrete* ble det observert en økning i trykkfasthet på opp mot 40% i betong tilsatt flyveaske og basaltfiber. I betongen med basaltfiber, uten flyveaske, ble det ikke observert en endring i trykkfastheten til betongen. Dette kan tyde på at det var effekten av basaltfiber i kombinasjon med flyveaske som ga en økt trykkfasthet, grunnet matriksen. Betongen som ble brukt var en B25 betong. Det var en signifikant forskjell mellom hvordan stålfiber og basaltfiber påvirket betongens trykkfasthet. Det kan tenkes at tilsetning av basaltfiber ikke styrket betongen direkte. Tilsetning av fiber kan tilsvare tilsetning av ekstra tilslag. Fibrene binder vann, hvilket kan gi en sterkere betong. Blandingene uten flyveaske ga ingen endring i trykkfasthet, hvilket var en indikator på at en sterk matriks var avgjørende. Dette samsvarer med konklusjonene fra andre rapporter.

8.4.4 Sylindertrykkfasthet og E-modul

Det er enda større uenighet rundt forskning på fibreenes effekt på E-modulen til betong. Fiberarming kan ha en viss effekt, men denne varierer med valgt betongsammensetning, støpemetode og blande-prosedyre. Flere av forsøkene viste en korrelasjon mellom trykkfasthet og E-modul. Betong er ikke et homogent materiale, og resultater vil derfor variere selv for den samme betongblandingen. Det er vanskelig å fastslå hvordan fibreene orienterer og fordeler seg i betongen, og fiber er derfor en ytterligere faktor som bidrar til å gjøre betongen inhomogen. Det er viktig å gi fibreene gode forutsetninger ved å bruke en matriks som kan frakte fibreene, gjøre betongen stabil og sikre heft mellom betongen og fibreene.

Resultatene fra testingen som ble utført på betongens trykkfasthet og E-modul var entydige. Det samme kan også ses fra testingen av restbøyestrekfasthetene til betongen. Dette kan tyde på at det ble brukt en god blande-prosedyre og støpemetode for elementene. På bakgrunn av tidligere forskning og den lave spredningen i resultatene fra testingen, ble trykkfastheten og E-modulen vurdert som gyldig for beregninger av alle fundamenttypene.

8.5 Feilkilder

Som nevnt er det mange ulike forhold som kan ha påvirket resultatene fra laboratorieforsøkene. I litteraturstudien som omhandlet utførelse, støpemetode og fiberbetongens mekaniske egenskaper ble det tydeliggjort at utførelse og støpemetode i stor grad kan påvirke de ferdige elementene. Ettersom mastergruppen ikke var med på utstøping av elementene, kan dette vurderes som en feilkilde grunnet den tilknyttede usikkerheten rundt prosedyrene som ble brukt. Det kan forekomme slike avvik, selv om prosedyrer gitt i NB38 blir fulgt. Det ble ikke utført fibertelling eller testing av fiberorienteringen til elementene, hvilket fører til enda et usikkerhetsmoment. Det er nevnt ulike feilkilder med tilhørende potensielle forklaringer gjennom diskusjonskapittelet.

9 | Konklusjon

Til besvarelse av forskerspørsmålet bidro de fire valgte underspørsmålene til å spisse oppgaven. For å forstå valget av underspørsmålene, er det viktig å se oppgaven i en større sammenheng. Forskerspørsmålet tok for seg tilgjengelig beregningsmetodikk for beregning av fiberarmerte konstruksjoner. Det første underspørsmålet bidro med en sammenligning mellom de faktiske kapasitetene til fundamentene og de teoretiske beregnede kapasitetene. Det andre og tredje underspørsmålet tok for seg valg av testmetoder og evaluering av testoppsett. Dette bidro til å kunne vurdere gyldigheten til resultatene fra laboratoriarbeidet. Det siste underspørsmålet ble inkludert for å vurdere hvordan basalt- og stålfiber påvirker betongen sine mekaniske egenskaper i form av utførelse og støpemetode.

«Hvordan samsvarer resultatene fra de ulike beregningsmodellene med resultatene fra laboratorieprøvingen av fundamentene?»

Resultatene fra NB38, Annex L til nye EC2, COIN-rapporten, DAfStb, NB15 og TR34 varierte i liten grad for momentkapasitetene. Det viste seg gjennom laboratorietesting av fundamentene at de faktiske momentkapasitetene var høyere enn alle de beregnede momentkapasitetene. Det var TR34 som ga høyest momentkapasitet, og dermed lå nærmest den virkelige momentkapasiteten.

Resultatene fra beregningsmetodikken for de beregnede skjærkapasitetene hadde også lav spredning. NB38 ga lavest kapasitet, mens COIN-rapporten ga høyest kapasitet. Det oppstod trykkbrudd under lastfordelingsplaten for de stangarmerte fundamentene, og skjærkapasiteten kunne derfor ikke verifiseres gjennom prøving. Den påførte lasten ved trykkbrudd var dog mye høyere enn de beregnede skjærkapasitetene iht. EC2 og den reviderte EC2. Dette antyder at EC2 gir kapasiteter til sikker side, og kan anses som for konservativ for konstruksjonene i disse forsøkene.

De beregnede risslastene iht. NB15, Norcem-rapporten og *Theory of plates and shells* av Timoshenko samsvarte generelt godt med resultatene fra laboratieforsøkene.

«Hvordan påvirker testmetoden, inkludert valg av underlag, resultatene fra testingen av fundamentene?»

Testoppsettet til fundamentene opplagt på et elastisk underlag, og belastet med en sentrisk punktlast, kan ha ført med seg ulike usikkerhetsmomenter. Det kan ha oppstått en membraneffekt fra underlaget og rotasjoner som følge av eksentrisk lastpåføring. Disse effektene kan ha gitt høyere kapasiteter ved prøving, men dette tilsvarer ofte den virkelige situasjonen til fundamenter.

Teoretisk sett gir det valgte underlaget, som ble brukt til testing av fundamenter, høyere riss- og bruddlast samt mindre deformasjoner enn det som sannsynligvis ville være tilfellet med bruk av et underlag av pukk. Mindre deformasjoner kan føre til en mer konsentrert rissutvikling i sentrum av platen og mer kompliserte rissmønstre. Et underlag av pukk tilsvarer omtrent halve stivheten til det valgte underlaget, og er det mest normale underlaget å støpe på. Selv om testmetoden ble tilpasset forholdene på laboratoriet, gir den realistiske resultater for en virkelig situasjon.

«Hvilke utfordringer oppstår ved bruk av testmetoden i NS-EN 14651 for bjelketester med basaltfiber?»

Trepunkts bøyetest iht. NS-EN 14651 er den tilgjengelige testmetoden som gir minst spredning i resultatene i følge ulike studier. Ut ifra prøvingen av de fiberarmerte bjelkene i denne masteroppgaven, stemte dette godt både for bjelkene med basaltfiber og stålfiber. Basaltfiberen ga lite kapasitet ved store rissvidder. Dette skyldtes fiberen sin lave E-modul og sprø oppførsel ved større rissvidder.

En av utfordringene med trepunkts bøyetest er store områder i bjelken der deformasjonen ikke blir målt, og dersom det oppstår mer enn ett riss fra sagsporet, må resultatene forkastes. Dette skjedde ikke i noen av bjelketestene i denne masteroppgaven. Trepunkts bøyetest tar ikke høyde for de mange usikkerhetsmomentene ved prøving av fiberarmert betong.

Resultatene fra trepunkts bøyetest brukes ulikt i de forskjellige beregningsmodellene i TR34 og NB38. Fiberarmerte bjelker med lave fiberdoseringer og avtagende restbøyestrekfastheter får ofte lavere bruddgrensekapasiteter beregnet iht. NB38 sammenlignet med TR34, ettersom NB38 ikke inkluderer restbøyestrekfastheter ved små rissvidder. Det vil muligens være behov for utvikling av en ny testmetode. Dersom restbøyestrekfastheter ved mindre rissvidder enn 0,5 mm skal inkluderes i beregningene, vil det være behov for en testmetode som gjør det mulig å få mer nøyaktige målinger etter opprissing.

«Hvilken effekt har basalt- og stålfiber på betongens mekaniske egenskaper?»

Basalt- og stålfiber sin effekt på betongens mekaniske egenskaper kan variere i stor grad, avhengig av betongsammensetning, utførelse og støpemetode. Forskning viser en tendens til økning av trykkfasthet ved bruk av større fibermengder, men det er usikkerhet knyttet til hvorvidt dette skjer grunnet fiberen eller om andre faktorer spiller inn. Selv med samme prøveblanding er det store variasjoner i resultatene for måling av E-modulen til fiberbetong. Dette tyder på at fibre har en viss innvirkning, men at støpemetode, matriks og fiberorientering påvirker graden av denne effekten.

«Hvordan egner tilgjengelig beregningsmetodikk seg for beregning av konstruksjoner med fiberarmering?»

Resultatene fra beregningsmetodikk hentet fra NB38, Annex L til EC2, COIN-rapporten, DAfStb, NB15 og TR34 viste en gjennomgående tendens til underestimert av kapasitetene til fundamentene som ble testet.

Fundamentene sine høye kapasiteter i forsøkene kan ha blitt påvirket av ulike faktorer under prøvingen. Fiberbetongen sine mekaniske egenskaper kan påvirkes av fibre avhengig av betongsammensetningen, blandeprosedyren og utstøpingen. Membraneffekt og rotasjon kan også ha hatt en viss innvirkning på resultatene, men det er ikke mulig å fastslå den konkrete innvirkningen disse faktorene hadde på resultatene.

Det viste seg gjennom prøvingen av de basaltfiberarmerte fundamentene at den valgte fibermengden var for lav til bruk i fundamenter. På et generelt nivå kan det konkluderes at den valgte mengden basaltfiber ikke fører til høyere kapasitet etter riss. For de stålfiberarmerte fundamentene oppstod det derimot en fastning (hardening oppførsel) etter riss. Dette antyder at stålfiber kan være en god armeringsløsning for slike fundamenter.

10 | Anbefalinger og videre arbeid

Videre vil det være interessant å undersøke underlagets betydning for kapasiteter og den duktile bruddoppførselen til fundamenter. Det finnes lite tilgjengelig forskning på dette området. Det finnes ingen standarder som tar hensyn til underlaget sin stivhet i kapasitetsberegninger, ettersom det blir antatt konstant trykk over hele fundamentarealet i regelverkene.

Bruk av fiberarmering har økt i omfang og er et viktig interesseområde innen forskning. Nye Annex L til EC2 vil bidra til standardiserte beregningsregler for fiberarmerte konstruksjoner, og vil kunne føre til økt bruk av fiberarmering som erstatning av eller supplement til ordinær armering. Tradisjonelt har bruksområdene til fiberarmering vært begrenset til sprøytebetong og ikke-bærende konstruksjoner. Fullskalaforsøk vil kunne bidra til mer dokumentasjon om egnetheten til ulike fibertyper i bærende konstruksjoner, og dermed øke bruksområdene til fiberbetong.

Fiberarmering har vist seg fordelaktig i form av fiberen sin rissbegrensende effekt. Bruk av fiber fører til mer bestandige konstruksjoner med lenger levetid, hvilket kan føre til en reduksjon av miljøutslipp. Andre faktorer som påvirker miljøvennligheten til fiberarmering, er et mulig redusert materialbehov samt mindre miljøutslipp under selve produksjonsprosessen. En annen stor fordel ved bruk av fiberarmering er økonomi. Bruk av fiberarmering fører ofte til lavere kostnader i form av selve armeringen, utførelse, lagring og transport. Den totale fremdriften blir i enkelte tilfeller effektivisert ved bruk av fiberarmering, da tiden til både utførelse og prosjektering blir redusert. Dette kan gi økonomiske besparelser. Bransjen rådes til å bruke mer fiberbetong, grunnet fordelene fiberbetongen fører med seg.

Mastergruppen har utført forhåndsberegninger for etteroppspente dekker med fiberarmering, og skal bidra til prøving av dekkene etter innlevering av masteroppgaven.

Referanser

- [1] Veronica Eek Salice, Bendik Selmer-Anderssen Kråkenes, Bjørnar Hognestad Fauske, “Forfatterene sine egenproduserte figurer og tabeller,” 2021.
- [2] FN-sambandet, “Fns bærekraftsmål.” <https://www.fn.no/Statistikk/co2-utslipp>, jan 2021. Lest 19.01.2021.
- [3] Klima- og miljødepartementet, “Klimaendringer og norsk klimapolitikk.” <https://www.regjeringen.no/no/tema/klima-og-miljo/innsiktsartikler-klima-miljo/klimaendringer-og-norsk-klimapolitikk/id2636812/>, nov 2020. Lest 19.01.2021.
- [4] Innovasjon Norge, “Om Innovasjon Norge.” <https://www.innovasjon norge.no/no/om/hva-gjor-vi/>. Lest 19.01.2021.
- [5] M. Maage, *Betong Regelverk, teknologi og utførelse*. Betongnæringens Forlag AS, 2015.
- [6] Veronica Eek Salice, Bendik Selmer-Anderssen Kråkenes, Bjørnar Hognestad Fauske, “Bruk av basaltkompositt makrofiber i bærende konstruksjoner - Beregningsmetoder, eksperimentelle undersøkelser og bærekraft,” 2020.
- [7] J. Seehusen, “Nå skal det bli enklere å bruke fiberarmering.” <https://www.tu.no/artikler/na-skal-det-bli-enklere-a-bruke-fiberarmering/234736>, mar 2013. Lest 25.02.2021.
- [8] Lyskultur, “CEN.” <https://lyskultur.no/om-oss/cen/>. Lest 25.02.2021.
- [9] S. Norge, “Nasjonale tillegg.” <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/nasjonale-tillegg/>, may 2020. Lest 25.02.2021.
- [10] SINTEF, “Enklere å velge teknisk godkjente byggevarer.” <https://www.sintef.no/siste-nytt/2020/enklere-a-velge-teknisk-godkjente-byggevarer/>, jan 2020. Lest 25.02.2021.
- [11] “Forskrift om tekniske krav til byggverk (Byggteknisk forskrift).” <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2017-06-19-840>, 2017.
- [12] T. Kanstad, D. A. Juvik, A. Vatnar, A. E. Mathisen, S. Sandbakk, H. Vikan, E. Nikolaisen, Å. Døssland, N. Leirud, and G. O. Overrein, “Publikasjon nr.38, Fiberarmert betong i bærende konstruksjoner,” 2011.
- [13] T. A. Martius-Hammer, “COIN-Final report,” 2015.
- [14] Heidelberg Beton, “Steelcrete - Detailinformation zu Stahlfaserbeton für Planer und Verarbeiter,” 2019.
- [15] Bekaert Construction, “Expert talk - DAFStb Guideline.” <https://www.facebook.com/BekaertConstruction/videos/185646093167233>, nov 2020.

- [16] S. Pouillon, “Fibre Reinforced Concrete in Structural Applications - Prague, Czech Republic, September 10-11, 2015,” sep 2015.
- [17] S. Sandbakk, “Fiberarmert betong i bærende konstruksjoner,” *mur+betong*, no. 2, 2020.
- [18] T. Kanstad, D. A. Juvik, A. Vatnar, A. E. Mathisen, S. Sandbakk, H. Vikan, E. Nikolaisen, Å. Døssland, N. Leirud, and G. O. Overrein, “Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner. FA 2 Competitive constructions. SP 2.2 High tensile strength all round concrete,” 2011.
- [19] Z. Marcalikova, R. Cajka, V. Bilek, D. Bujdos, and O. Sucharda, “Determination of mechanical characteristics for fiber-reinforced concrete with straight and hooked fibers,” *Crystals*, vol. 10, no. 6, p. 545, 2020.
- [20] D. A. Juvik, “Fiberarmering.” <https://www.tekna.no/fag-og-nettverk/bygg-og-anlegg/byggbloggen/betonggulv-og-etasjeskillere/>, Feb 2016.
- [21] A. M. Mohaghegh, J. Silfwerbrand, and V. Arskog, “Properties of Fresh Macro Basalt Fibre (MiniBar) Self-Compacting Concrete (SCC) and Conventional Slump Concrete (CSC) Aimed for Marine Applications,” *EDITED BY THE NORDIC CONCRETE FEDERATION*, p. 43, 2015.
- [22] S. Sandbakk, L. W. Miller, and P. C. Standal, “Minibars - a non-corroding macro mineral fiber for rock support,” in *World Tunnel Congress 2017*, 2017.
- [23] J. Seehusen, “Konstruksjoner med fiberarmert betong ble ofte stanset av rådgiverne. Det har de ikke lenger grunn til,” Mar 2020.
- [24] Unicon, “SKB + Fiber = STERKT!” <https://www.unicon.no/skb-fiber-sterkt/>. Lest 16.07.2020.
- [25] T. M. Jensen, “SINTEF Teknisk Godkjenning TG 20462 .” <https://www.sintefcertification.no/Product/Index/3372>, Mar 2021.
- [26] H. K. Barbøl, “Betongdekker til Nyhavna.” <https://www.at.no/anlegg/378996>, Aug 2016. Lest 12.04.2021.
- [27] Byggeindustrien, “CCL og Thilt leverer spennarmert gulv på Betonmast-prosjekt.” <https://www.bygg.no/article/1416239>, Nov 2019.
- [28] S. K. Singh, “Polypropylene Fiber Reinforced Concrete: An Overview.” <https://www.nbmcw.com/product-solutions/concrete-chemicals-waterproofing-repairs/concrete-articles/pfrc.html>, des 2011. Lest 11.05.2021.
- [29] U. Abbas, “Materials Development of Steel-and Basalt Fiber-Reinforced Concretes,” Master’s thesis, NTNU, 2013.
- [30] Marianne Inmana, Eythor Rafn Thorhallssonb and Kamal Azrague, “A Mechanical and Environmental Assessment and Comparison of Basalt Fibre Reinforced Polymer (BFRP) Rebar and Steel Rebar in Concrete Beams,” 2017.
- [31] K. Rajput, “Difference Between Shallow and Deep Foundation | What Is Foundation | Types of Foundation.” <https://civiljungle.com/shallow-vs-deep/>. Lest 11.05.2021.
- [32] “End-bearing piles.” https://www.designingbuildings.co.uk/wiki/End-bearing_piles, sep 2020. Lest 11.05.2021.

- [33] “Introduction to Deep Foundations.” <http://www.civilittee-hu.com/uploads/1/Foundation/dr.rbabah/7/7-1.pdf>. Lest 11.05.2021.
- [34] “Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning - § 13-5. Radon.” <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/13/iii/13-5/>.
- [35] Pål Kjetil Eian, “Radonsikring – er veien viktige enn målet?,” 2019.
- [36] Standard Norge, “NS-EN 12390-3:2019 Prøving av herdnet betong - Del 3: Prøvelegemers trykkfasthet,” 2019.
- [37] Standard Norge, “NS-EN 12390-1:2012 Prøving av herdnet betong - Del 1: Form, mål og andre krav til prøvelegemer og former,” 2012.
- [38] Standard Norge, “NS 3420-0:2019+AC - Beskrivelsestekster for bygg, anlegg og installasjoner - Del 0: Orientering,” 2019.
- [39] Statens vegvesen, “14.631 Trykkfasthet, terning og sylinder,” 1996.
- [40] Standard Norge, *NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018 - Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, (Brussels), 2018.
- [41] Standard Norge, “NS-EN 12390-13:2013 - Prøving av herdnet betong – Del 13: Bestemmelse av sekantmodul for elastisitet under trykk,” 2014.
- [42] Standard Norge, “NS-EN 14651:2005+A1:2007 - Prøvmingsmetode for betong med metalliske fibre - Måling av nøyestrekfasthet (proporsjonalitetsgrense og restfastheter),” 2007.
- [43] E. Juliebø, “Sentrale begreper og definisjoner innen betongfaget.” https://www.cs.hioa.no/bygglab/Betonglab/diverse/ordl_bet04.pdf, jan 2005. Lest 16.04.2021.
- [44] J. N. Holmgren, K. I. Lefstad, and A. J. Malmo, “Beregningsregler for betongkonstruksjoner: revisjon av Eurokode 2,” Master’s thesis, NTNU, 2019.
- [45] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, “DafStb Guideline - Steel fibre reinforced concrete - Draft november 2012,” nov 2012.
- [46] S. I. Sørensen, *Betongkonstruksjoner: beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. Tapir akademisk, 2010.
- [47] S. P. Timoshenko and S. Woinowsky-Krieger, *Theory of plates and shells*. McGraw-hill, 1959.
- [48] T. I. Fredvik, H. Stemland, B. Kristiansen, A. Vatnar, B. Uppstad, O. Bondestad, D. Eriksen, K. Eikemo, A. E. Mathisen, and T. Cielicki, “Publikasjon nr.15, Betonggulv - Gulv på grunn og påstøp,” 2018.
- [49] T. K. Sandaker and J. E. Carlsen, *DP-3 BETONGGULV - Dimensjoneringskriterier for fiberarmert gulv*. Norcem FoU, 2002.
- [50] H. A. Iversen, “Industrigulv i betong,” Master’s thesis, NTNU, 2018.
- [51] H. Stemland, “Seniorforsker SINTEF.” Kommunikasjon på E-mail, 2021.
- [52] H. Stemland, “Betongcast nr. 8 NB pub.nr. 15 Betonggulv.” <https://www.youtube.com/watch?v=yCUns2RN9gw>.
- [53] K. Louch, R. Day, T. Hulett, N. Woods, D. Eddy, D. Simpson, R. Butler, D. Horton, P. Shaw, J. Clayton, M. Dalton, J. West, M. Jeffs, and L. Pettit, “TR 34: Concrete Industrial Ground Floors - Fourth Edition,” 2018.

- [54] M. Collins, “The concrete society - about us.”
- [55] Da Hua Jiang, “Flexural Strength of Square Spread Footing,” 1983.
- [56] K. S. S. Rao and S. Singh, “Lower-bound collapse load of square footing,” *Journal of Structural Engineering*, vol. 113, no. 8, pp. 1875–1879, 1987.
- [57] C. J. Malmo and H. Ø. Olsen, “Etteroppspente flatdekker med fiberarmering,” Master’s thesis, NTNU, 2017.
- [58] UiA Biblioteket, “Systematisk tilnærming til litteratursøk.” <https://libguides.uia.no/c.php?g=672621&p=4804881>. Lest 08.02.2021.
- [59] UiA Biblioteket, “Strategiske søk.” <https://libguides.uia.no/c.php?g=657947&p=4675875>. Lest 08.02.2021.
- [60] SocialTalent, “The Beginner’s Guide to Boolean Search Terms.” <https://www.socialtalent.com/blog/recruitment/the-beginners-guide-to-boolean-search-terms>. Lest 08.02.2021.
- [61] M. Janulikova and P. Mateckova, “Experimental testing of punching shear resistance of concrete foundations,” in *Proceedings of the 2nd Czech-China Scientific Conference 2016*, IntechOpen, 2017.
- [62] R. Cajka, Z. Marcalikova, M. Kozielova, P. Mateckova, and O. Sucharda, “Experiments on fiber concrete foundation slabs in interaction with the subsoil,” *Sustainability*, vol. 12, no. 9, p. 3939, 2020.
- [63] A. M. Alani and M. Aboutaleb, “Analysis of the subgrade stiffness effect on the behaviour of ground-supported concrete slabs,” *Structural Concrete*, vol. 13, no. 2, pp. 102–108, 2012.
- [64] F. Seglem and R. Heggen, “Betongplater på grunnen påkjent av konsentrerte laster,” Master’s thesis, NTNU, 2010.
- [65] I. Paegle and G. Fischer, “Evaluation of test methods used to characterize fiber reinforced cementitious composites,” 2013.
- [66] di Prisco et al., “Fibre-reinforced concrete in fib Model Code 2010: principles, models and test variation,” 2013.
- [67] Sun et al., “Fracture performance and numerical simulation of basalt fiber concrete using three-point bending test on notched beam,” 2019.
- [68] Shi et al., “Post-cracking behaviour of basalt and macro polypropylene hybrid fibre reinforced concrete with different compressive strengths ,” 2020.
- [69] H. Westergaard and W. Slater, “Moments and stresses in slabs,” 1921.
- [70] Zeng et al., “Reliability analysis of FRP strengthened RC beams considering compressive membrane action,” 2018.
- [71] H. Vikan, “Concrete workability and fibre content,” 2007.
- [72] Ali Mohammadi Mohaghegh, Johan Silfwerbrand and Vemund Årskog, “Properties of Fresh Macro Basalt Fibre (MiniBar) Self-Compacting Concrete (SCC) and Conventional Slump Concrete (CSC) Aimed for Marine Applications,” 2015.
- [73] D. S. Dharan and A. Lal, “Study The Effect Of Polypropylene Fiber In Concrete,” 2016.

- [74] S. S. Jan Karlsen, Steinar Ask, H. M. Øyvind Sæter, Tom Fredvik, and T. Cielicki, “Publikasjon nr.29, Veiledning for produksjon og bruk av selvkomprimerende betong,” 2007.
- [75] Aase Lyslo Dossland, “Fibre Reinforcement in Load Carrying Concrete Structures,” 2008.
- [76] Tyler Oesch, Eric Landis and Daniel Kuchma, “A methodology for quantifying the impact of casting procedure on anisotropy in fiber-reinforced concrete using X-ray CT,” 2018.
- [77] Nilufer Ozyurt, Thomas O. Mason and Surendra P. Shah, “Correlation of fiber dispersion rheology and mechanical performance of FRCs,” 2006.
- [78] Aase Dossland, “NB38 - Veileder for prosjektering, utførelse og kontroll av fiberarmert betong i bærende konstruksjoner,” 2017.
- [79] Purdue ECT Team, “Improvement of Self-Compacting Cement Slurry for Autoclaved SIFCON Containing High Volume Class C Fly Ash,” 2007.
- [80] Mert Yücel Yardimci and Serdar Aydin, “SIMCON: Slurry Infiltrated Mat Concrete,” 2007.
- [81] Rui D. Neves and Joao C. O. Fernandes de Almeida, “Compressive behaviour of steel fibre reinforced concrete,” 2005.
- [82] Misba Gul, Alsana Vashir and Javed A Naqash, “Study of Modulus of Elasticity of Steel Fibre Reinforced Concrete,” 2014.
- [83] Byung-Wan Jo, Young-Hyun Shon and Young-Jin Kim, “The Evaluation Of Elastic Modulus for Steel Fiber Reinforced Concrete,” 2001.
- [84] Seugwon Kim, Seungyeon Han, Cheolwoo Park and Kyong-Ku Yun, “Compressive Behavior Characteristics of High-Performance Slurry-Infiltrated Fiber-Reinforced Cementitious Composites (SIFRCCs) under Uniaxial COmpressive Stress,” 2020.
- [85] David A. Fanella and Antoine E. Naaman, “Stress-Strain Properties of Fiber Reinforced Mortar in Compression,” 1985.
- [86] A. M. El-Gelani, C. M. High, S. H. Rizkalla and E. A. Abdalla:, “Effects of Basalt Fibres on Mechanical Properties of Concrete,” 2018.
- [87] Feifei Jiang, Zhongyang Mao, Min Deng and Dawang Li, “Deformation And Compressive Strength of Steel Fiber Reinforced MgO Concrete,” 2019.
- [88] Mohamed Alfitouri Masoud, “Compressive Strengths and Modulus of Elasticity of Steel Fiber Reinforced Concrete Under Different Temperature Conditions,” 2015.
- [89] Merve Acikgenc Ulas, Kursat Esat Alyamac and Zulfu Cinar Ulucan, “Fresh and Hardened Properties of Steel Fiber Reinforced Concrete Produced With Fibers of Different Lengths and Diameters,” 2013.

Vedlegg

A Laboratorieforsøk

A.1 Data og spenningskurver fra prøving av terninger

A.2 Data og spenningskurver fra prøving av sylindere

A.3 Tøyings- og deformasjonsmålinger fra prøving av fundamenter

B Håndberegninger

B.1 Kapasitetsberegninger og gulv på grunn beregninger

B.1.1 Basaltfiberarmerte fundamenter

B.1.2 Stålfiberarmerte fundamenter

B.1.3 Stangarmerte fundamenter

B.2 Bruddlastberegninger

B.2.1 Basaltfiberarmerte fundamenter

B.2.2 Stålfiberarmerte fundamenter

B.2.3 Stangarmerte fundamenter

B.3 Etteroppspente dekker

B.3.1 Etteroppspente flatdekker med basaltfiber

B.3.2 Etteroppspente flatdekker med stålfiber

B.3.3 Etteroppspente flatdekker med kun spennkabler

B.3.4 Etteroppspente flatdekker med skjærarmering

C Datablader

C.1 Datablad isolasjon XPS700SL

A Laboratorieforsøk

A.1 Data og spenningskurver fra prøving av terninger

Parameter table:

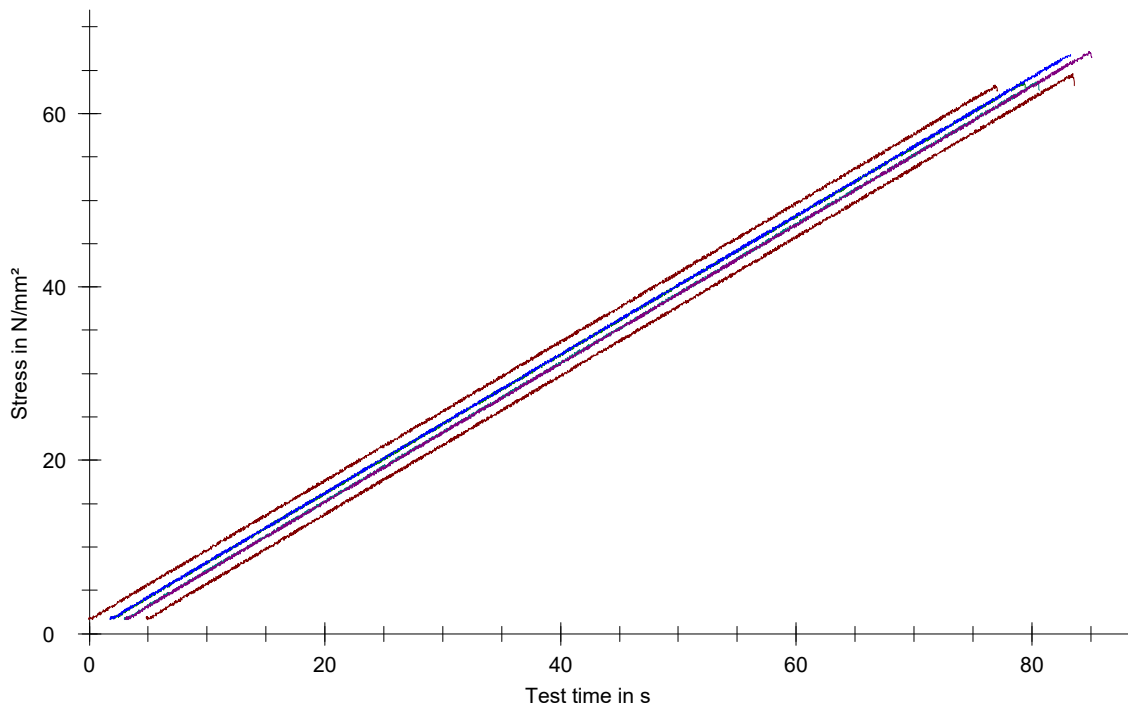
Test protocol :
 Tester : Bjørnar, Bendik og Veronica
 Customer :
 Test standard :
 Strength grade :
 Creation date :
 Age : 120 T
 Other :

Type strain extensometer :
 Machine data : Controller TT1234

Results:

Nr	Datum	ID	a mm	b mm	A mm ²	h mm	Weight kg	ρ g/cm ³	F _m kN	σ _m MPa
1	04/22/2021	T-1	100.0	100.0	10000.0	100.0	2.4	2.40	633.01	63.30
2	04/22/2021	T-2	100.0	100.0	10000.0	100.0	2.4	2.40	636.25	63.62
3	04/22/2021	T-3	100.0	100.0	10000.0	100.0	2.4	2.40	667.77	66.78
4	04/22/2021	T-4	100.0	100.0	10000.0	100.0	2.4	2.40	636.55	63.65
5	04/22/2021	T-5	100.0	100.0	10000.0	100.0	2.4	2.40	671.97	67.20
6	04/22/2021	T-6	100.0	100.0	10000.0	100.0	2.4	2.40	645.87	64.59

Series graphics:



Statistics:

Series n = 6	a mm	b mm	A mm ²	h mm	Weight kg	ρ g/cm ³	F _m kN	σ _m MPa
\bar{x}	100.0	100.0	10000.0	100.0	2.4	2.40	648.57	64.86
s	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.00	17.10	1.71
v	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.64	2.64

A.2 Data og spenningskurver fra prøving av sylindere

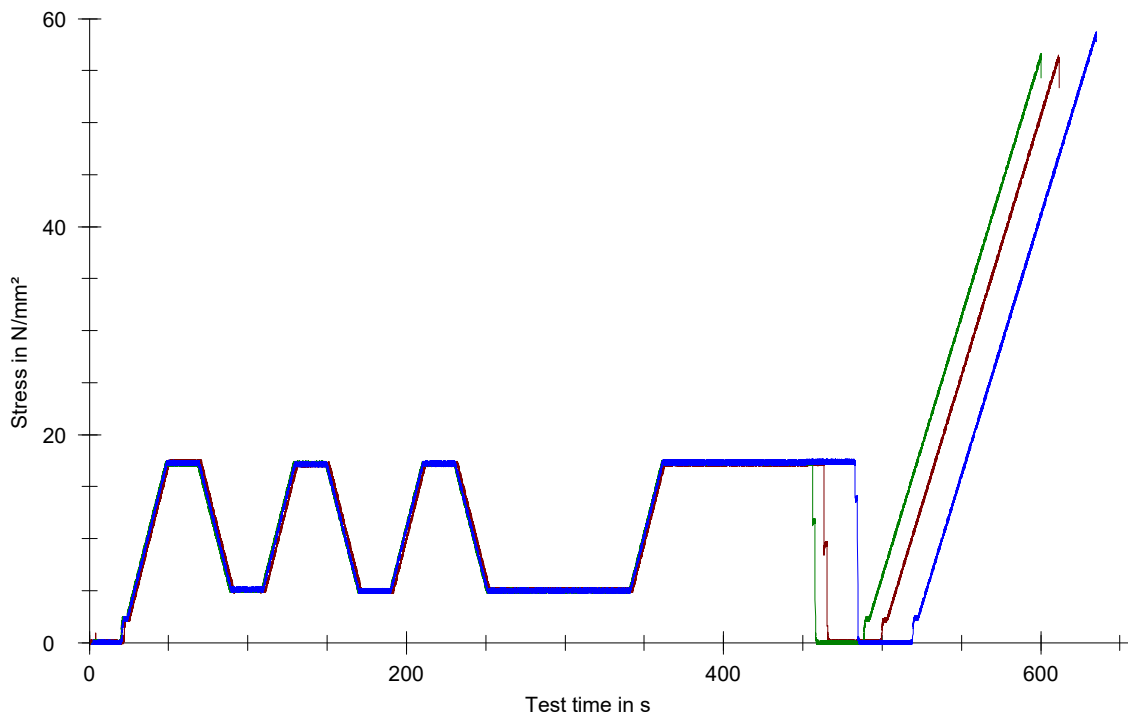
Parameter table:

Test protocol :		Type strain extensometer:	
Tester :	Steinar og VBB	Machine data :	Controller TT1234
Customer :			PistonStroke
Test standard :			LoadCell 3 MN
Strength grade:			Extensometer
Creation date :			Extensometer2
Other :			

Results:

Nr	Datum	ID	d mm	A mm ²	h mm	Weight g	Em GPa	ρ g/cm ³	F _m kN	σ _m MPa
1	04/23/2021	Syl-1	100.1	7872.8	194.8	3513.2	31.05	2.29	444.37	56.44
2	04/23/2021	Syl-2	100.3	7898.0	196.1	3522.2	29.65	2.27	447.24	56.63
3	04/23/2021	Syl-3	99.8	7827.3	195.7	3530.8	31.98	2.31	459.44	58.70

Series graphics:



Statistics:

Series n = 3	d mm	A mm ²	h mm	Weight g	Em GPa	ρ g/cm ³	F _m kN	σ _m MPa
\bar{x}	100.1	7866.1	195.5	3522.1	30.90	2.29	450.35	57.26
s	0.2	35.8	0.7	8.8	1.17	0.02	8.00	1.25
v	0.23	0.46	0.33	0.25	3.80	0.67	1.78	2.19

A.3 Tøyings- og deformasjonsmålinger fra prøving av fundamenter

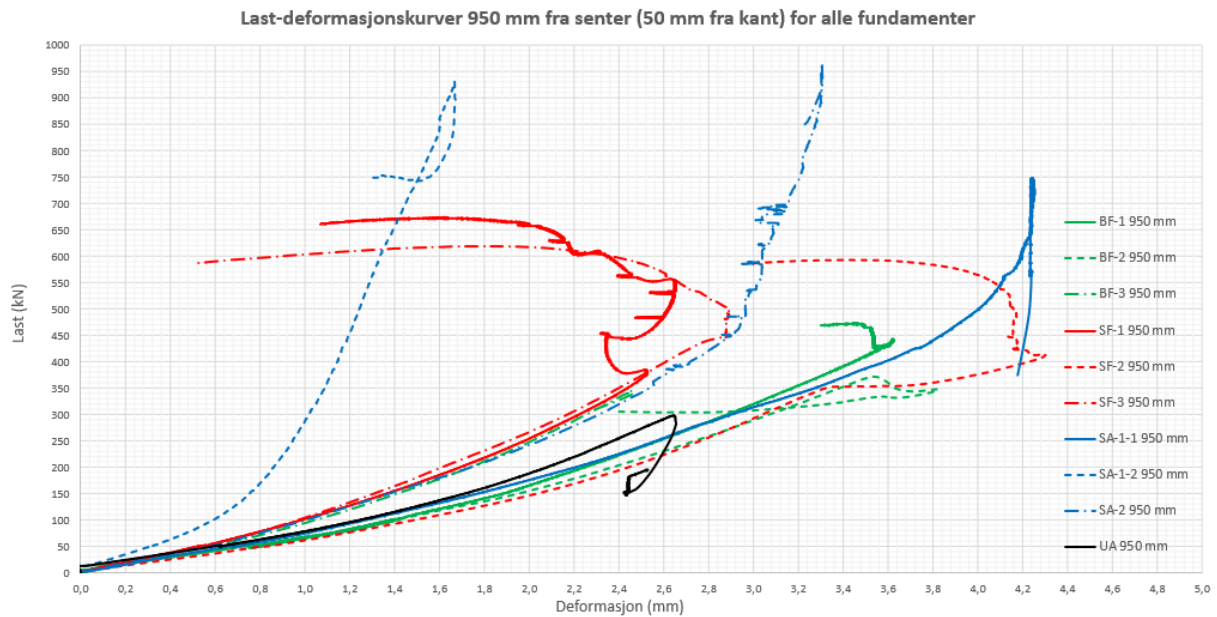
Resultater fundamenter

Innhold

1	Deformasjon 950 mm fra senter for alle fundamentene	2
2	Basaltfiberarmerte fundamenter	2
2.1	Korrigerte last-tøyingskurver	2
2.2	Last-deformasjonskurver.....	3
2.2.1	Deformasjon 175 mm fra senter ift. valgt referansepunkt 50 mm fra kant.....	3
2.2.2	Deformasjon 250 mm fra senter ift. valgt referansepunkt 50 mm fra kant.....	3
2.2.3	Deformasjon 175 mm fra senter	4
2.2.4	Deformasjon 250 mm fra senter	4
2.2.5	Deformasjon 500 mm fra senter	5
2.2.6	Deformasjon 950 mm fra senter	5
3	Stålfiberarmerte fundamenter	6
3.1	Korrigerte last-tøyingskurver	6
3.2	Last-deformasjonskurver.....	6
3.2.1	Deformasjon 175 mm fra senter ift. valgt referansepunkt 50 mm fra kant.....	6
3.2.2	Deformasjon 250 mm fra senter ift. valgt referansepunkt 50 mm fra kant.....	7
3.2.3	Deformasjon 175 mm fra senter	7
3.2.4	Deformasjon 250 mm fra senter	8
3.2.5	Deformasjon 950 mm fra senter	8
4	Stangarmerte fundamenter	9
4.1	Korrigerte last-tøyingskurver	9
4.2	Last-deformasjonskurver.....	9
4.2.1	Deformasjon 175 mm fra senter ift. valgt referansepunkt 50 mm fra kant.....	9
4.2.2	Deformasjon 250 mm fra senter ift. valgt referansepunkt 50 mm fra kant.....	10
4.2.3	Deformasjon 175 mm fra senter	10
4.2.4	Deformasjon 250 mm fra senter	11
4.2.5	Deformasjon 950 mm fra senter	11
5	Uarmert fundament.....	12
5.1	Korrigerte last-tøyingskurver	12
5.2	Last-deformasjonskurver.....	12
5.2.1	Deformasjon 175 mm fra senter ift. valgt referansepunkt 50 mm fra kant.....	12
5.2.2	Deformasjon 250 mm fra senter ift. valgt referansepunkt 50 mm fra kant.....	13
5.2.3	Deformasjon 175 mm fra senter	13
5.2.4	Deformasjon 250 mm fra senter	14
5.2.5	Deformasjon 950 mm fra senter	14

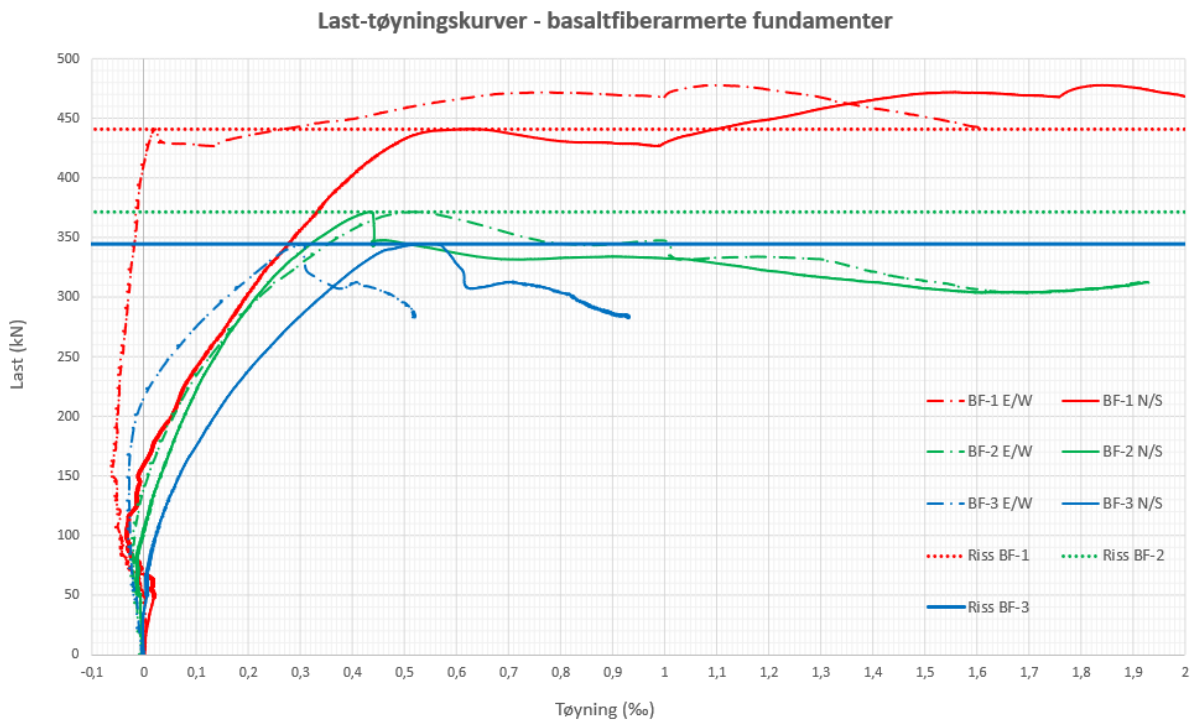
Resultater fundamenter

1 Deformasjon 950 mm fra senter for alle fundamentene



2 Basaltfiberarmerte fundamenter

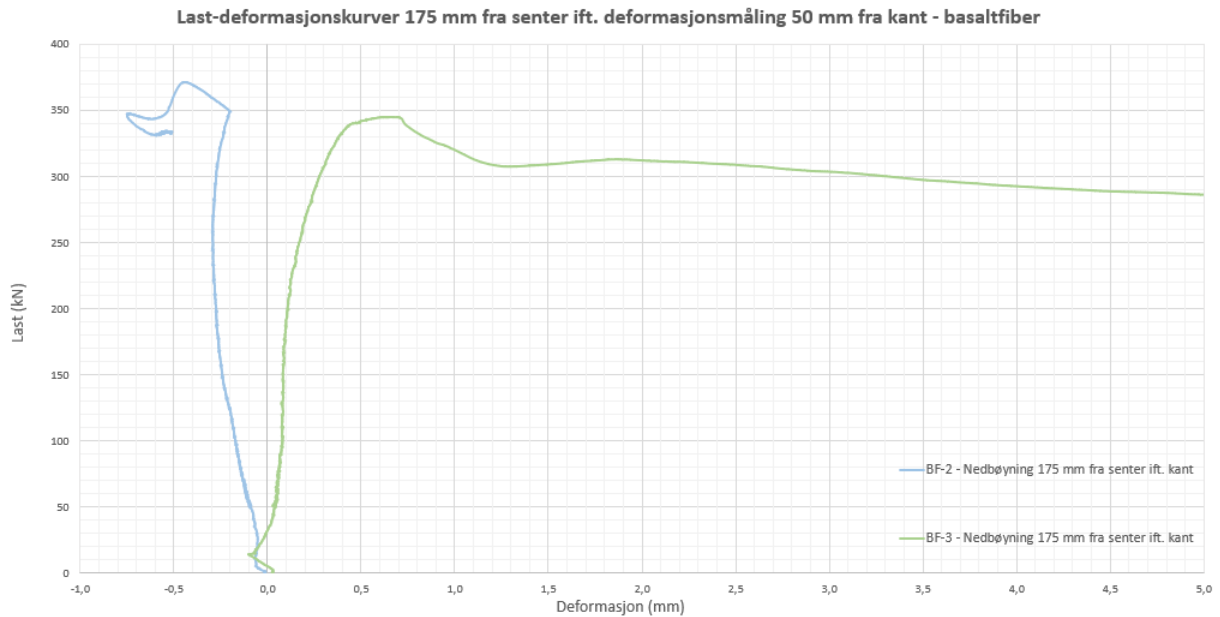
2.1 Korrigerte last-tøyingskurver



Resultater fundamenter

2.2 Last-deformasjonskurver

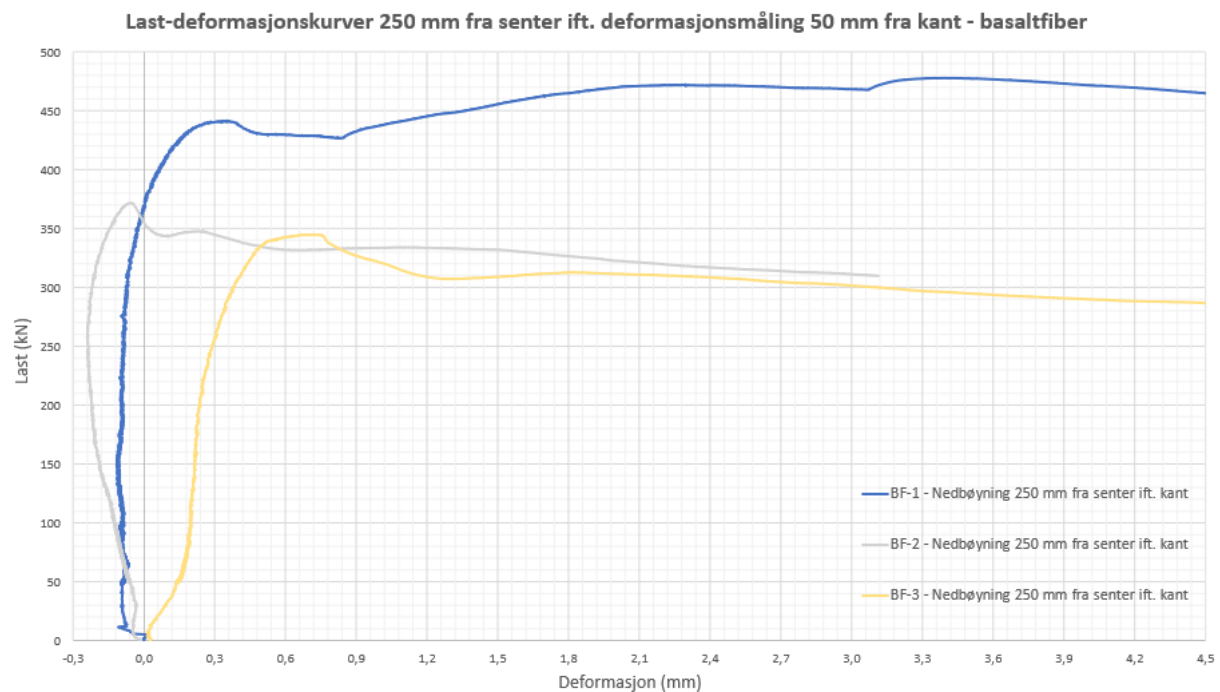
2.2.1 Deformasjon 175 mm fra senter ift. valgt referansepunkt 50 mm fra kant



Kommentar

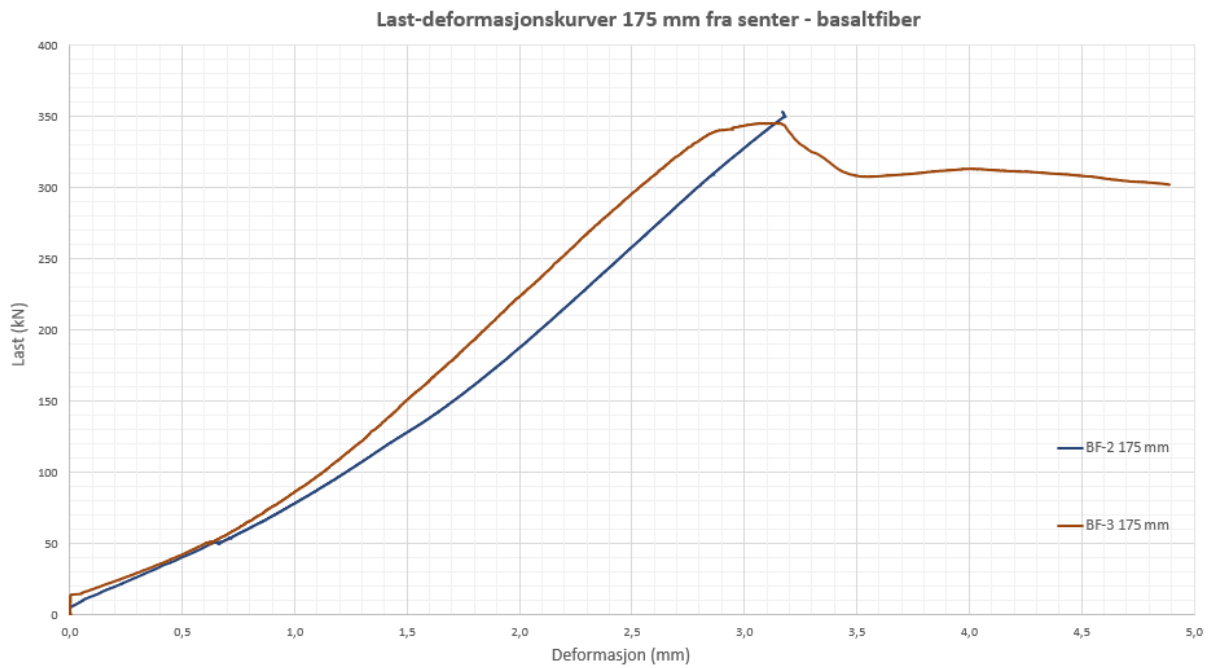
Målingen for BF-2 kan forkastes ettersom jekken traff LVDT'en underveis i forsøket.

2.2.2 Deformasjon 250 mm fra senter ift. valgt referansepunkt 50 mm fra kant



Resultater fundamenter

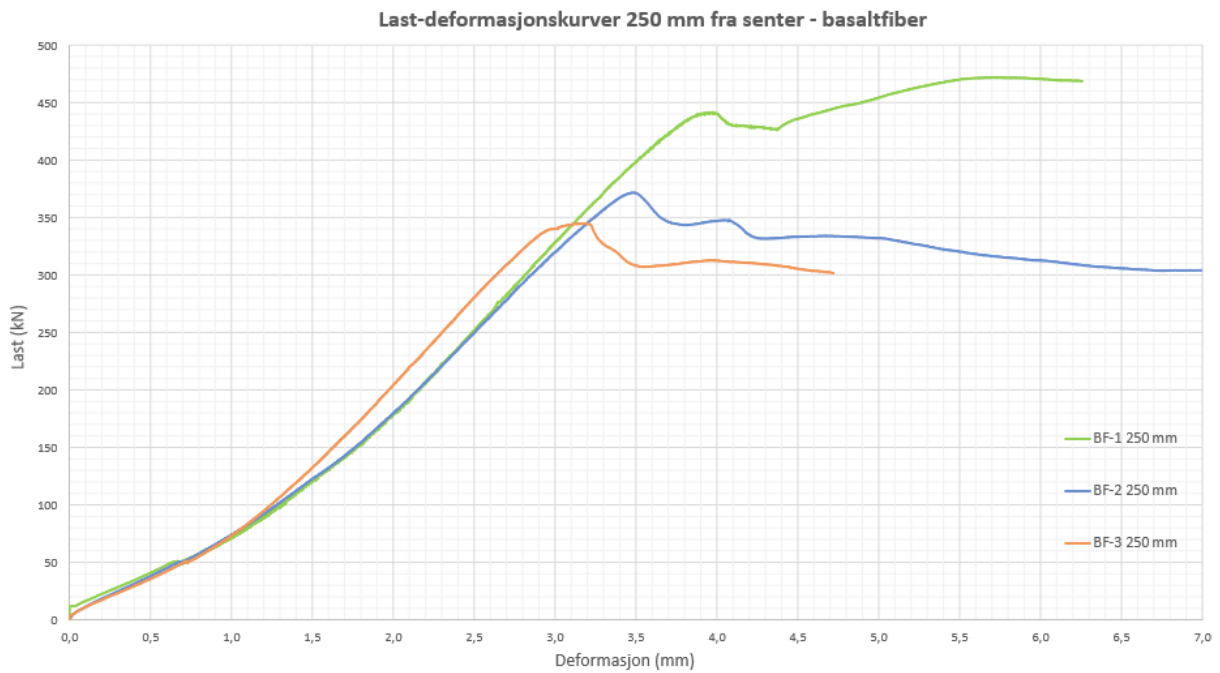
2.2.3 Deformasjon 175 mm fra senter



Kommentar

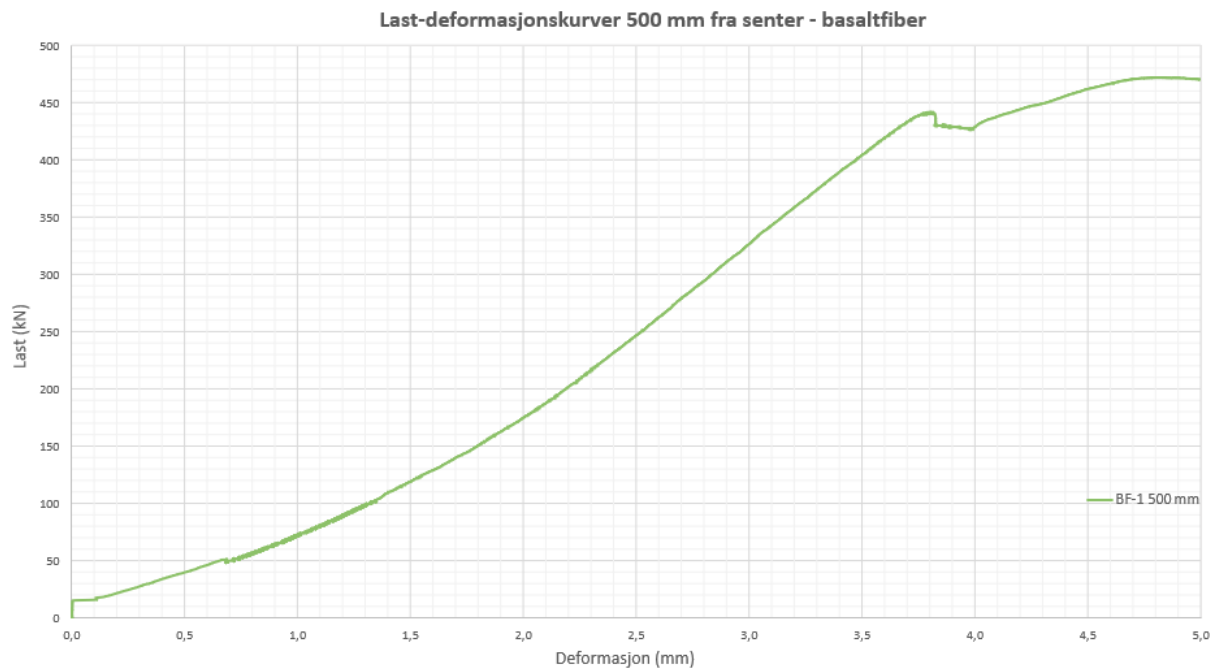
Som tidligere nevnt er deformasjonsmålingen 175 mm fra senter for BF-2 sannsynligvis ikke særlig gyldig..

2.2.4 Deformasjon 250 mm fra senter

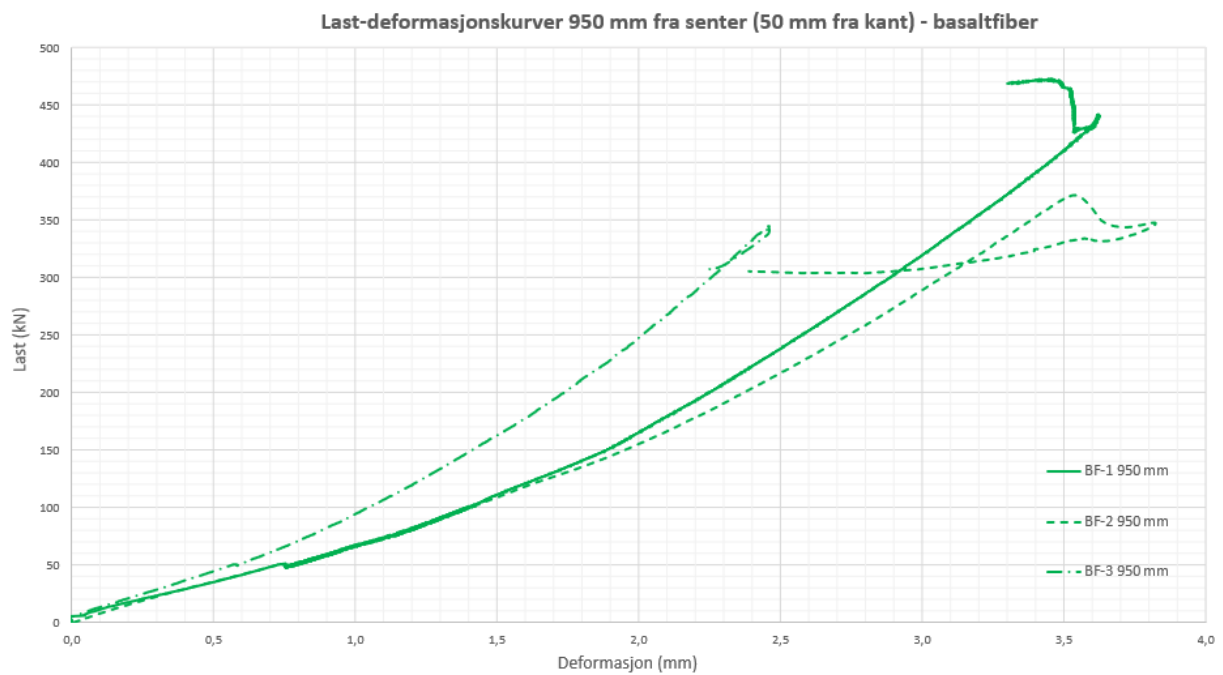


Resultater fundamenter

2.2.5 Deformasjon 500 mm fra senter



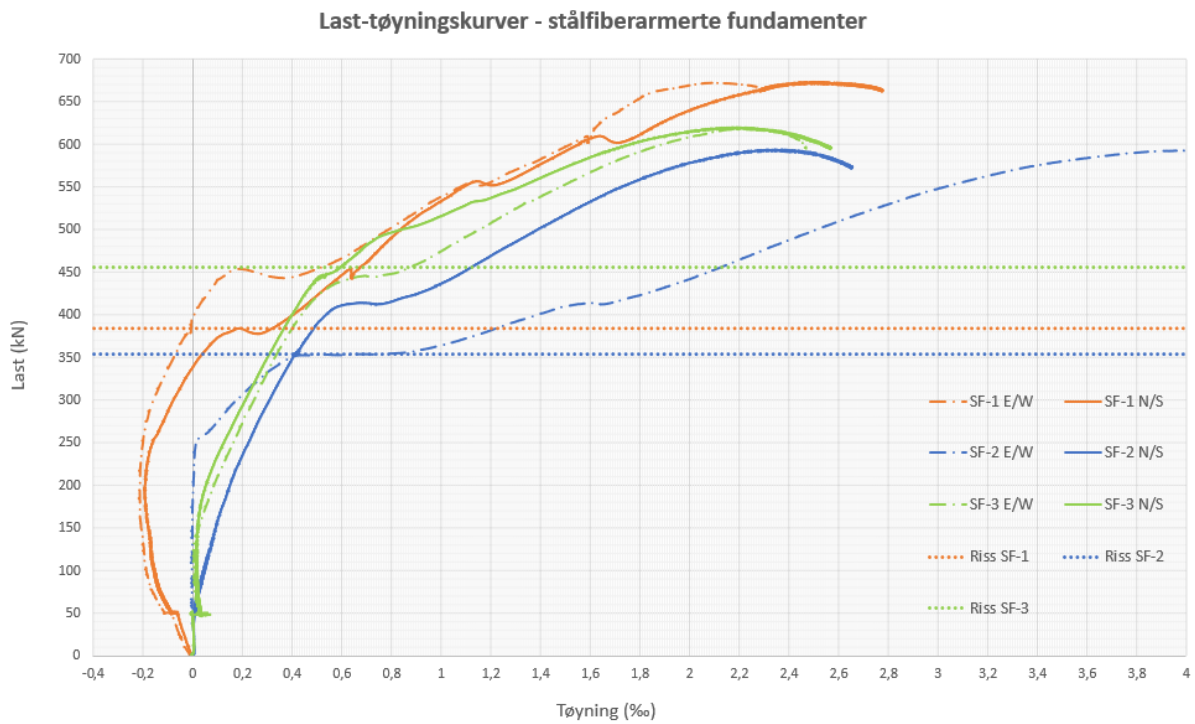
2.2.6 Deformasjon 950 mm fra senter



Resultater fundamenter

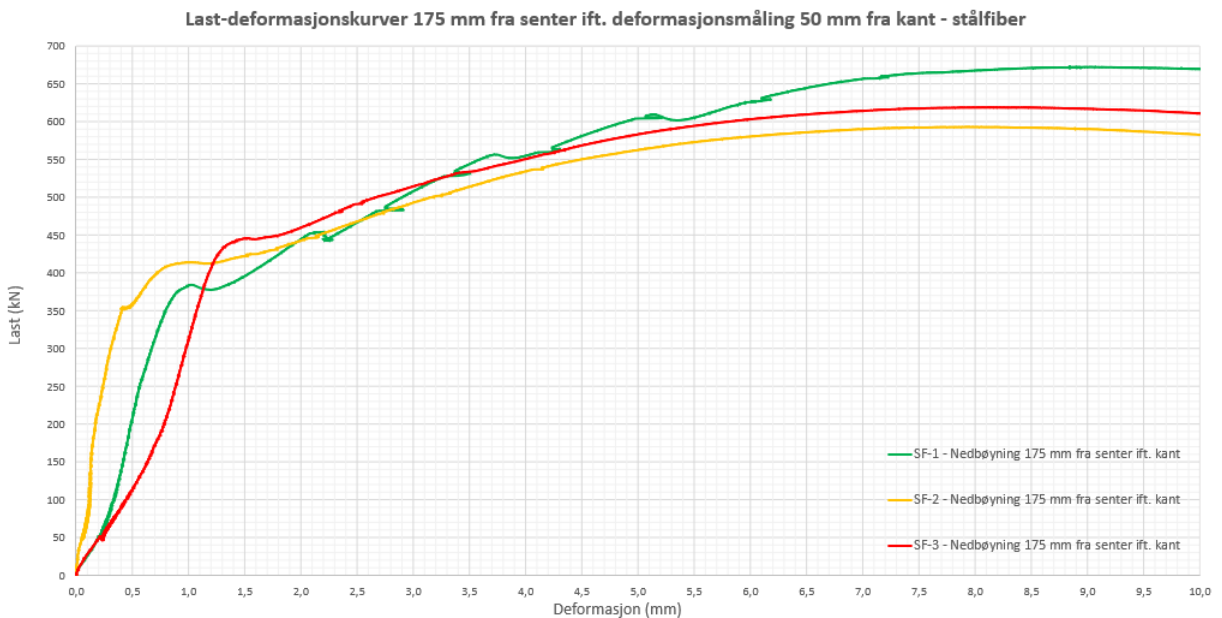
3 Stålfiberarmerte fundamenter

3.1 Korrigerte last-tøyningkurver



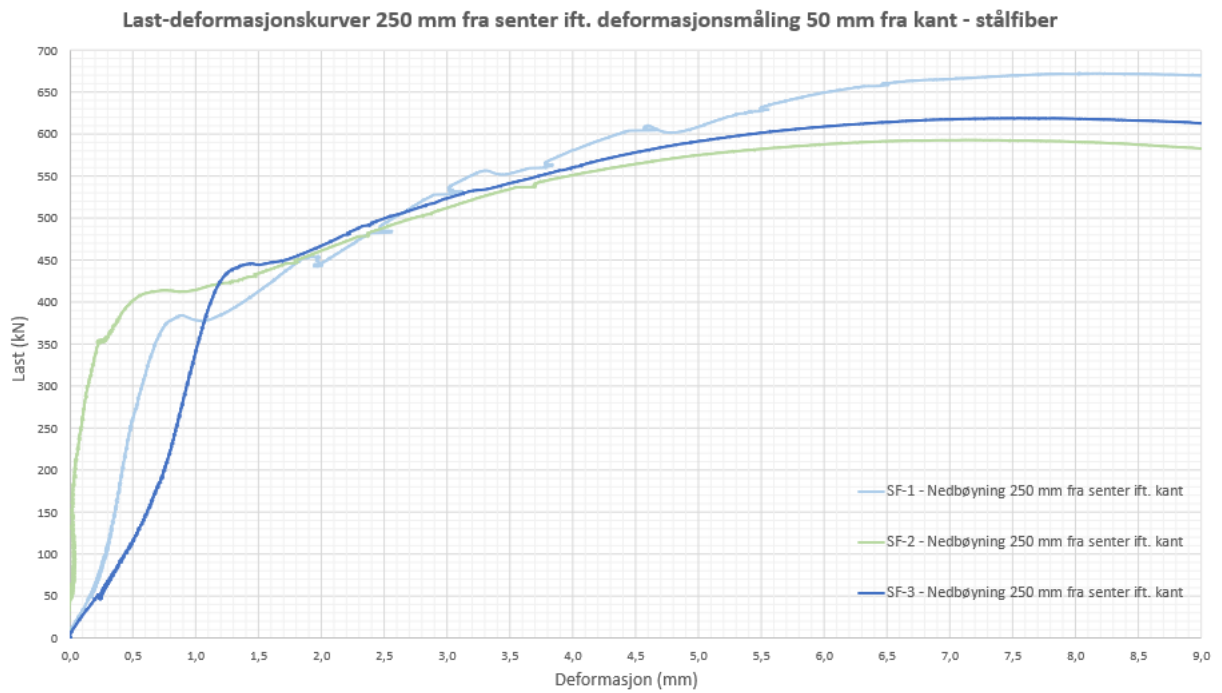
3.2 Last-deformasjonskurver

3.2.1 Deformasjon 175 mm fra senter ift. valgt referansepunkt 50 mm fra kant

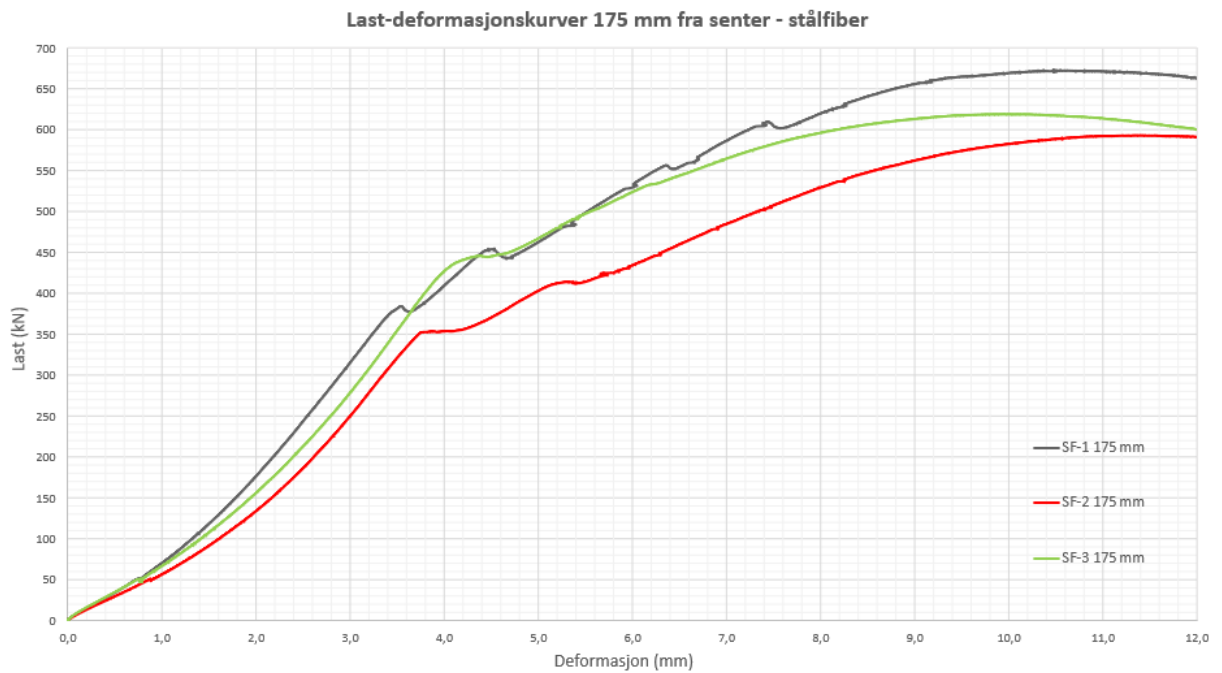


Resultater fundamenter

3.2.2 Deformasjon 250 mm fra senter ift. valgt referansepunkt 50 mm fra kant

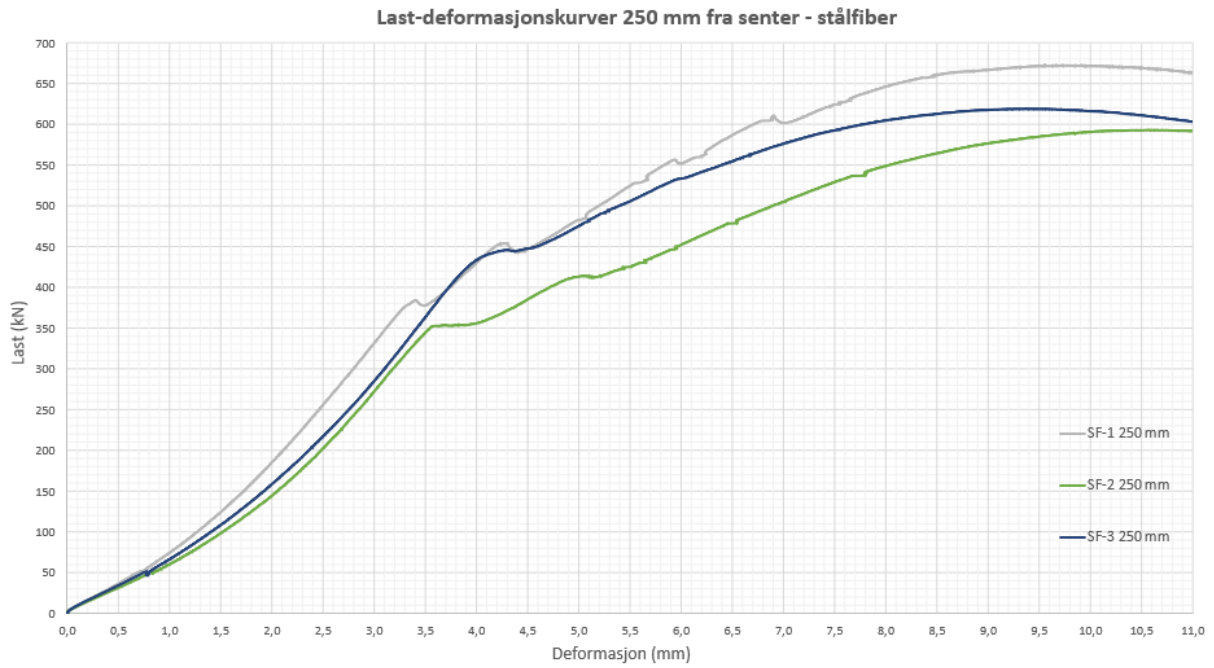


3.2.3 Deformasjon 175 mm fra senter

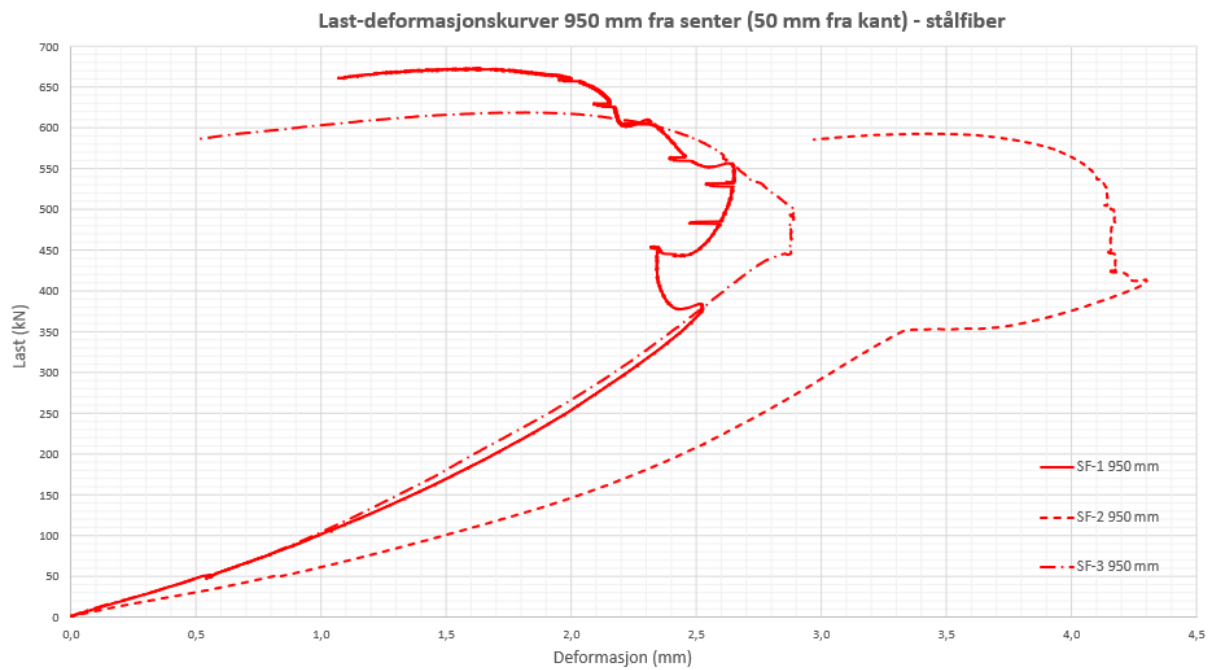


Resultater fundamenter

3.2.4 Deformasjon 250 mm fra senter



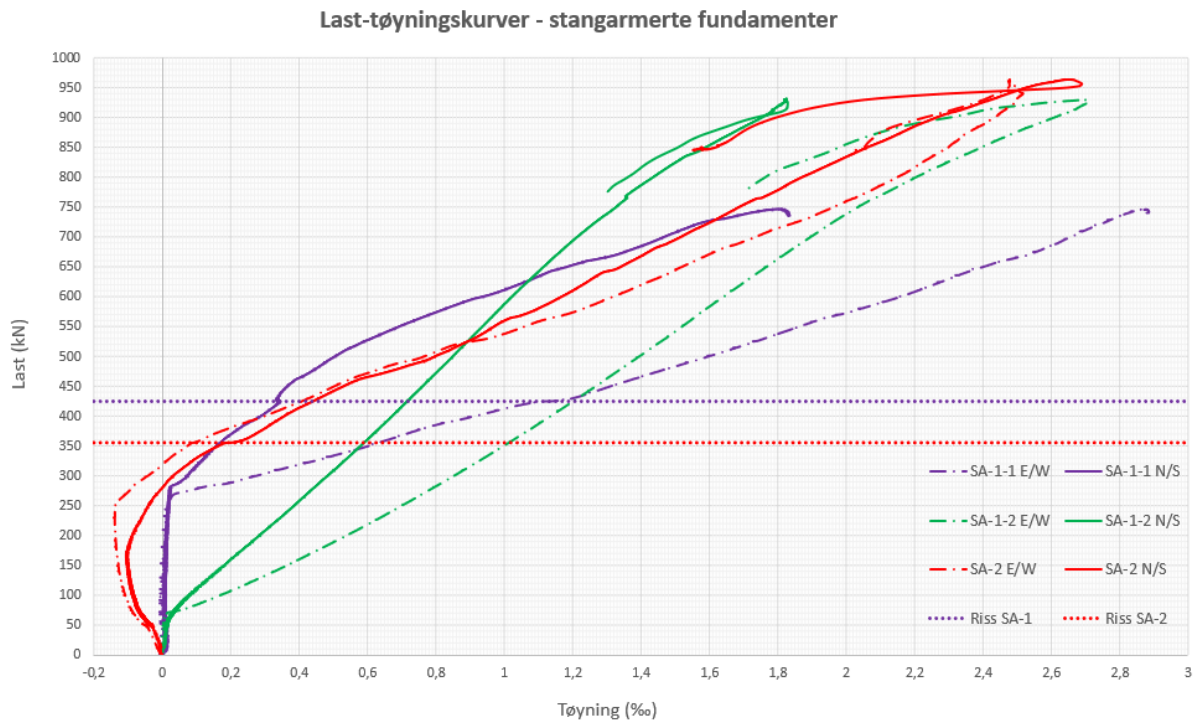
3.2.5 Deformasjon 950 mm fra senter



Resultater fundamenter

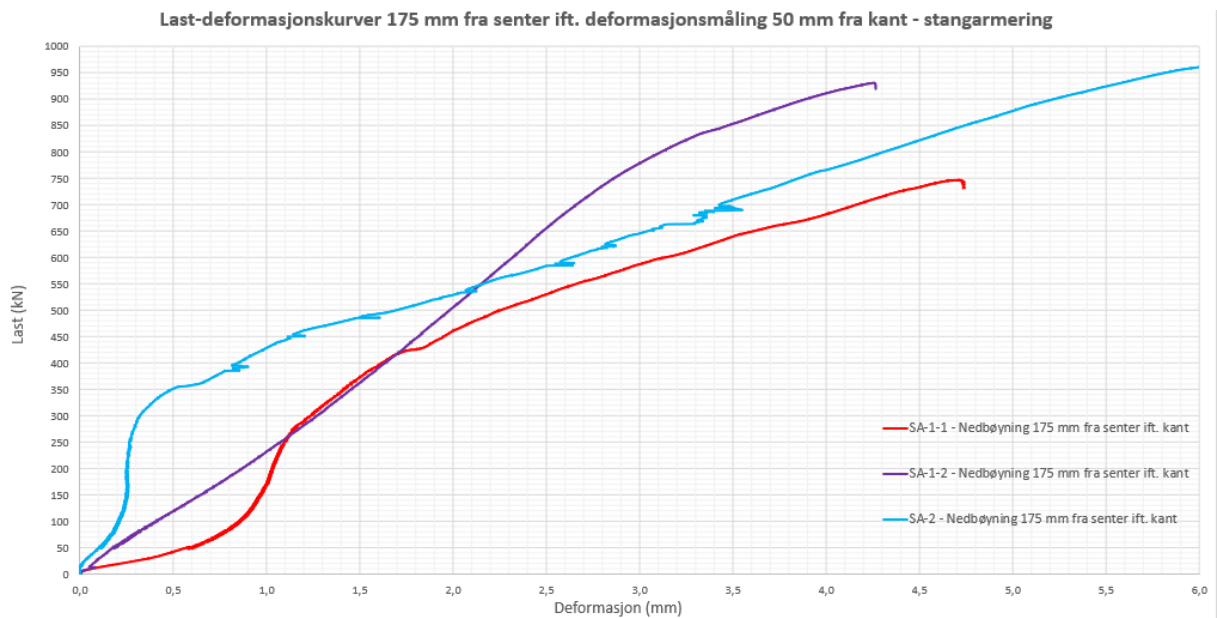
4 Stangarmerte fundamenter

4.1 Korrigerte last-tøyningskurver



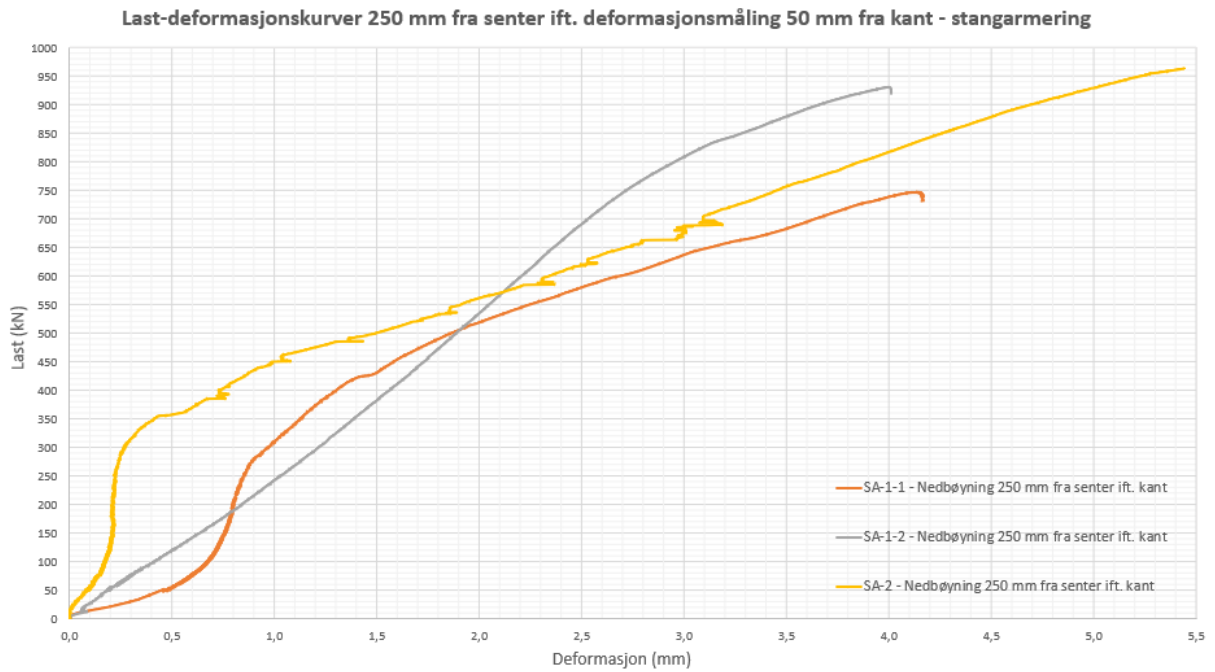
4.2 Last-deformasjonskurver

4.2.1 Deformasjon 175 mm fra senter ift. valgt referansepunkt 50 mm fra kant

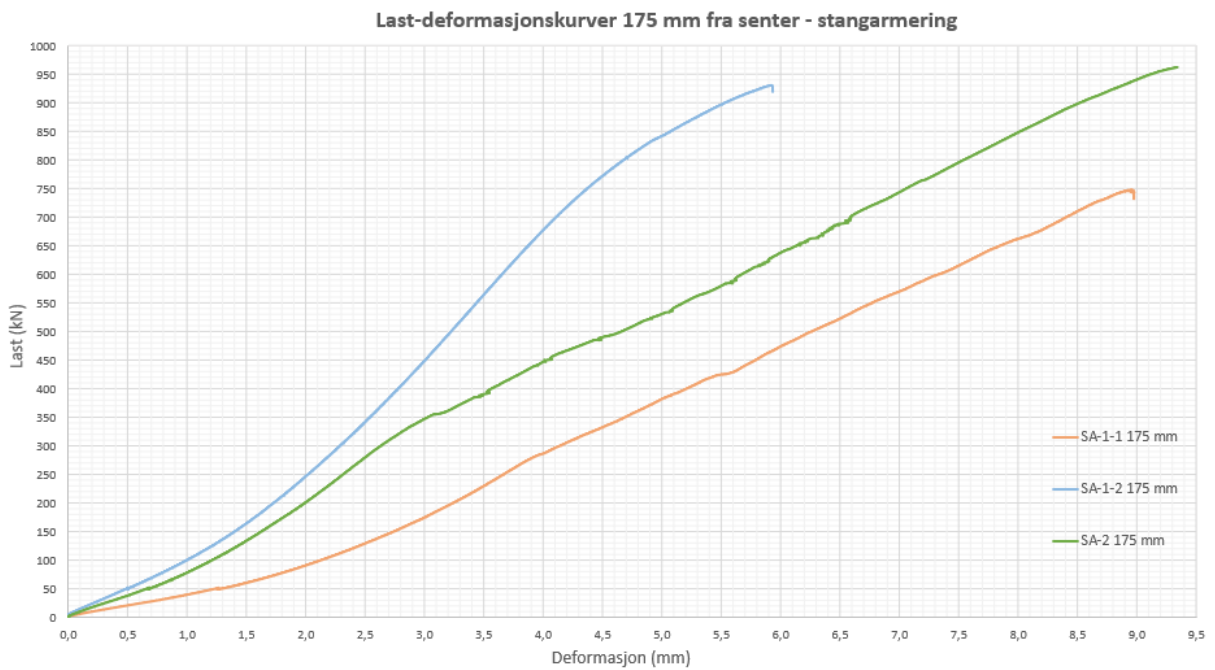


Resultater fundamenter

4.2.2 Deformasjon 250 mm fra senter ift. valgt referansepunkt 50 mm fra kant

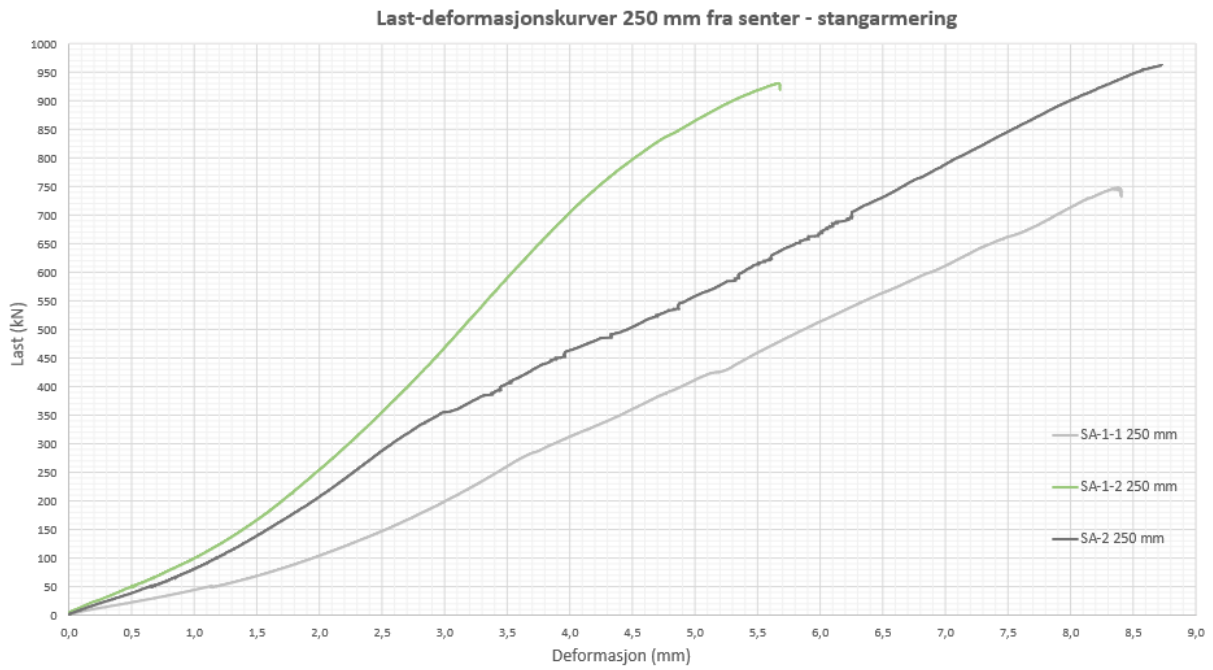


4.2.3 Deformasjon 175 mm fra senter

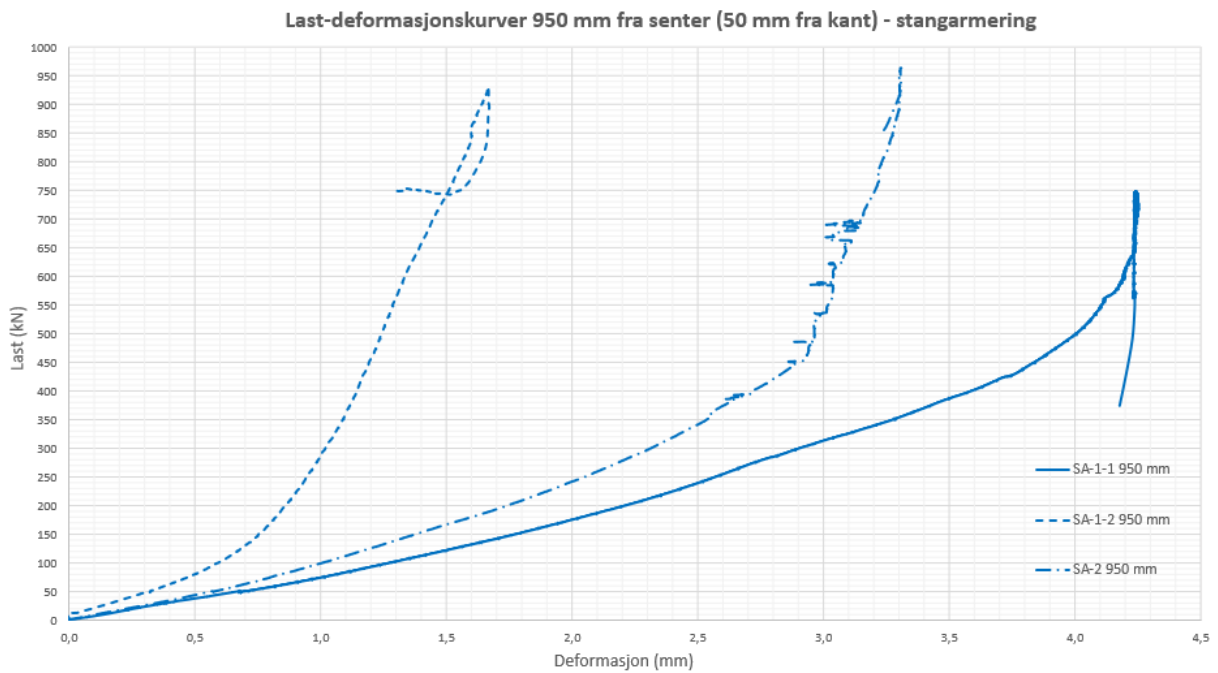


Resultater fundamenter

4.2.4 Deformasjon 250 mm fra senter



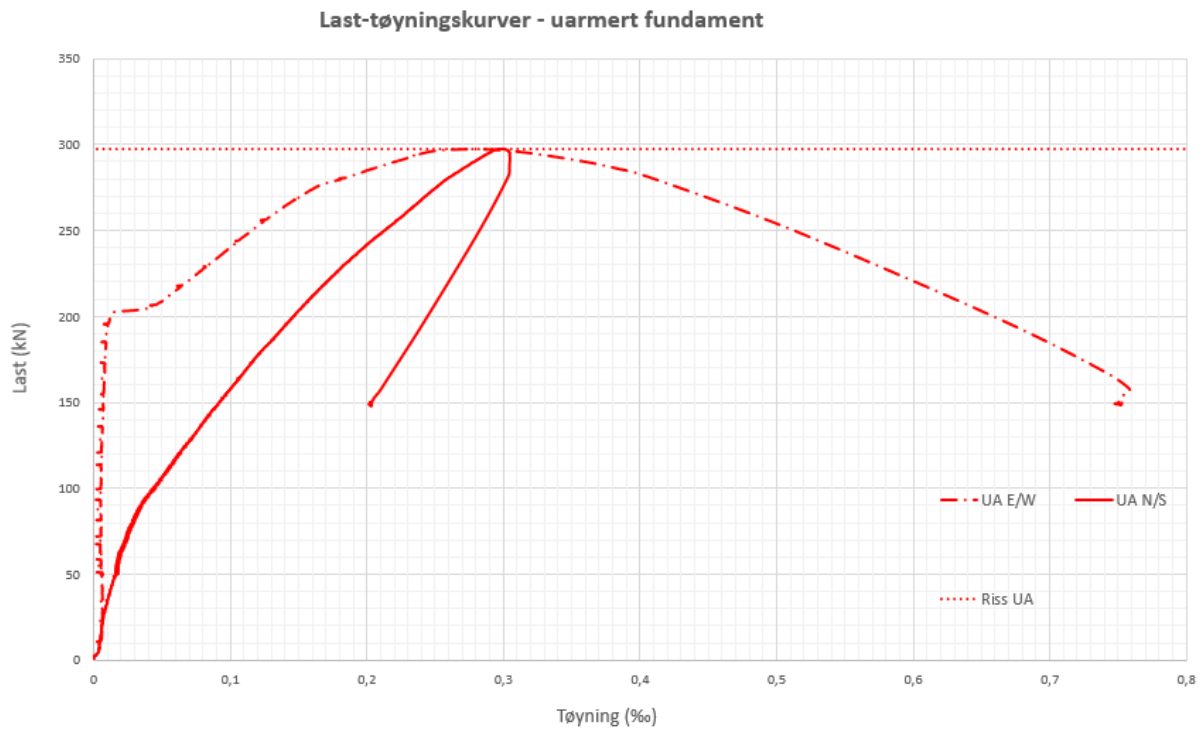
4.2.5 Deformasjon 950 mm fra senter



Resultater fundamenter

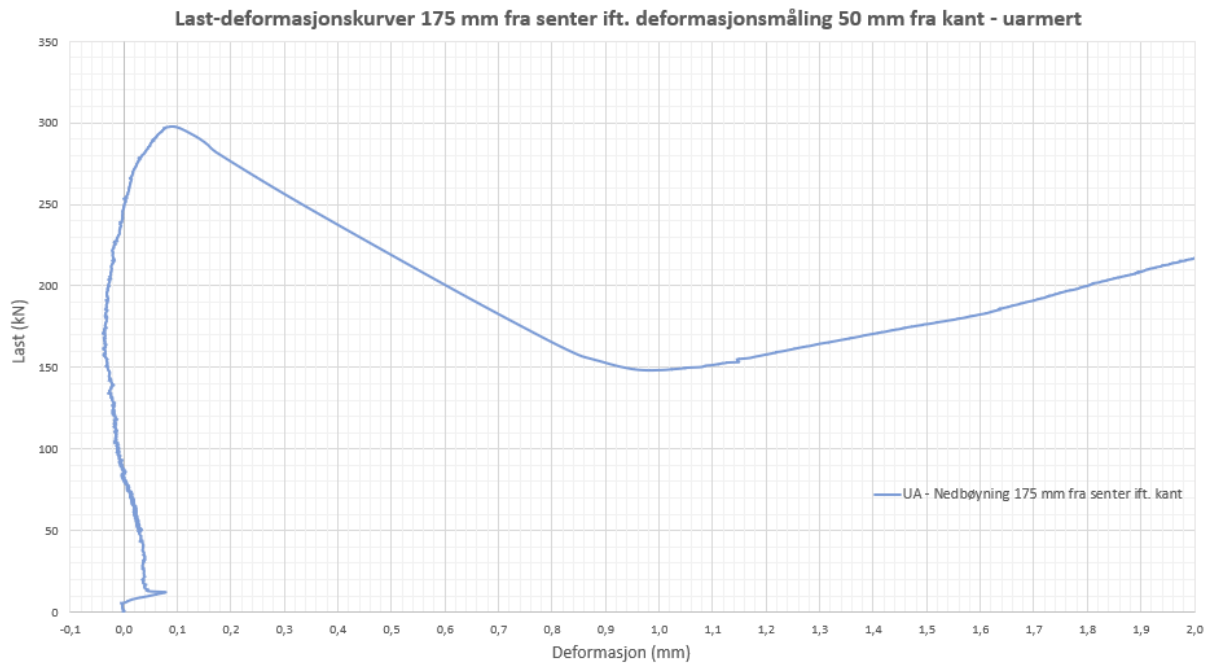
5 Uarmert fundament

5.1 Korrigerte last-tøyningkurver



5.2 Last-deformasjonskurver

5.2.1 Deformasjon 175 mm fra senter ift. valgt referansepunkt 50 mm fra kant

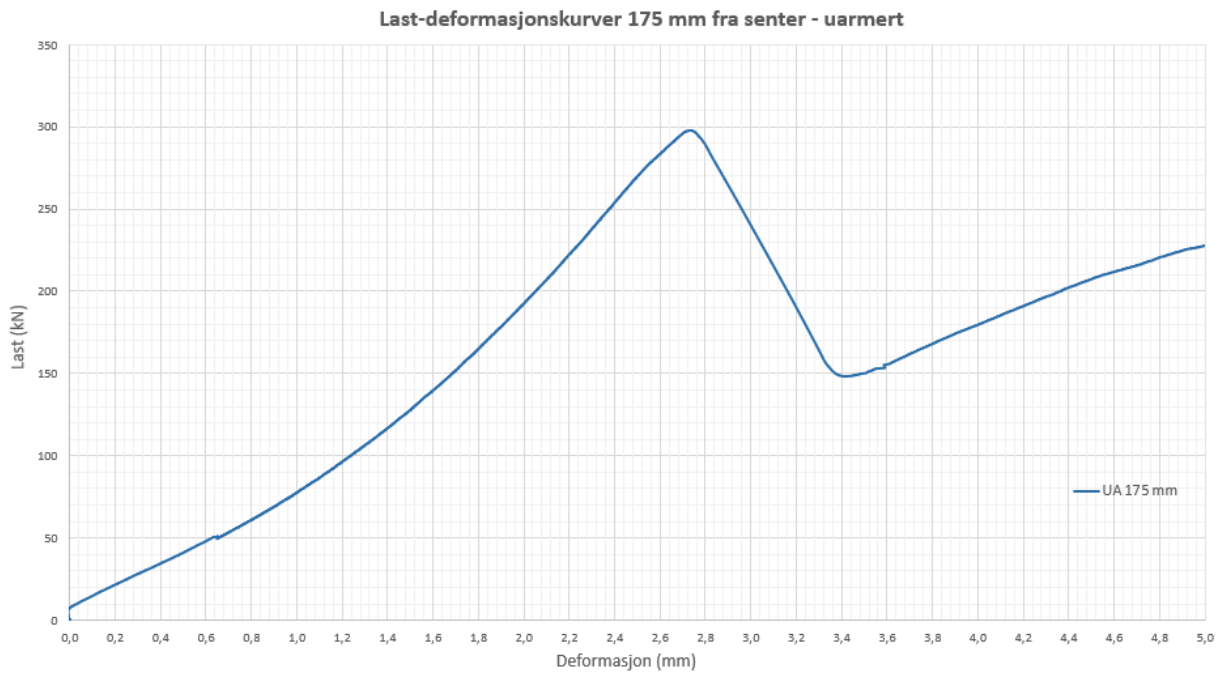


Resultater fundamenter

5.2.2 Deformasjon 250 mm fra senter ift. valgt referansepunkt 50 mm fra kant

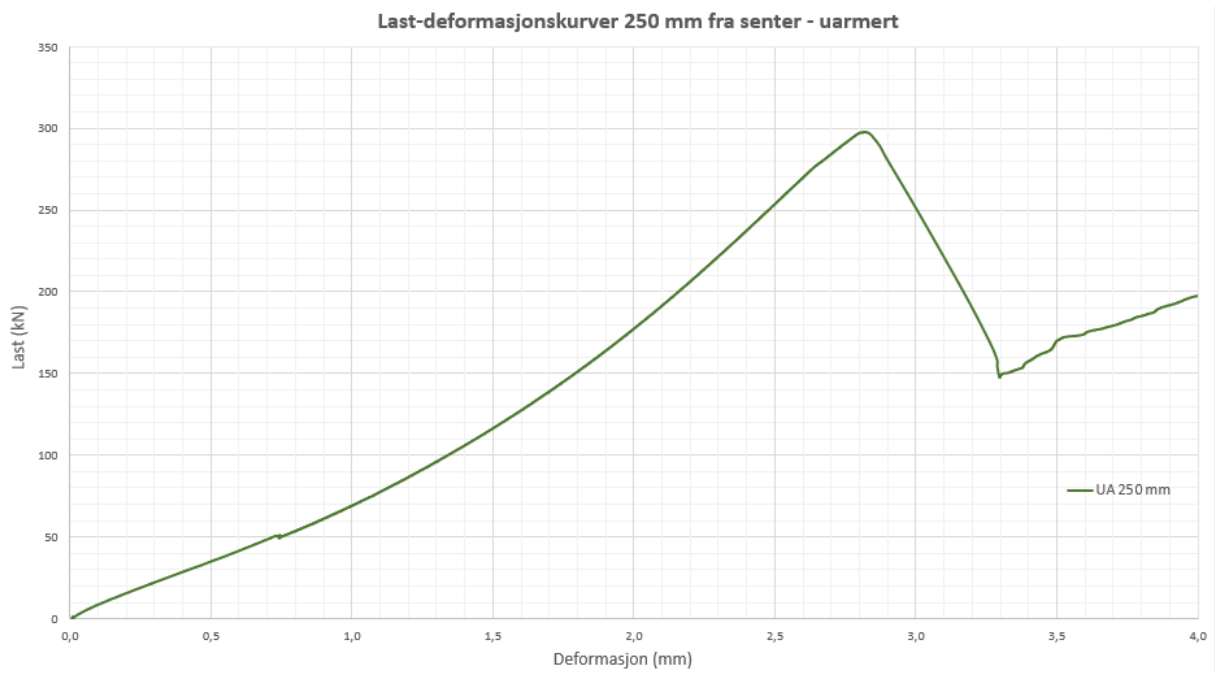


5.2.3 Deformasjon 175 mm fra senter

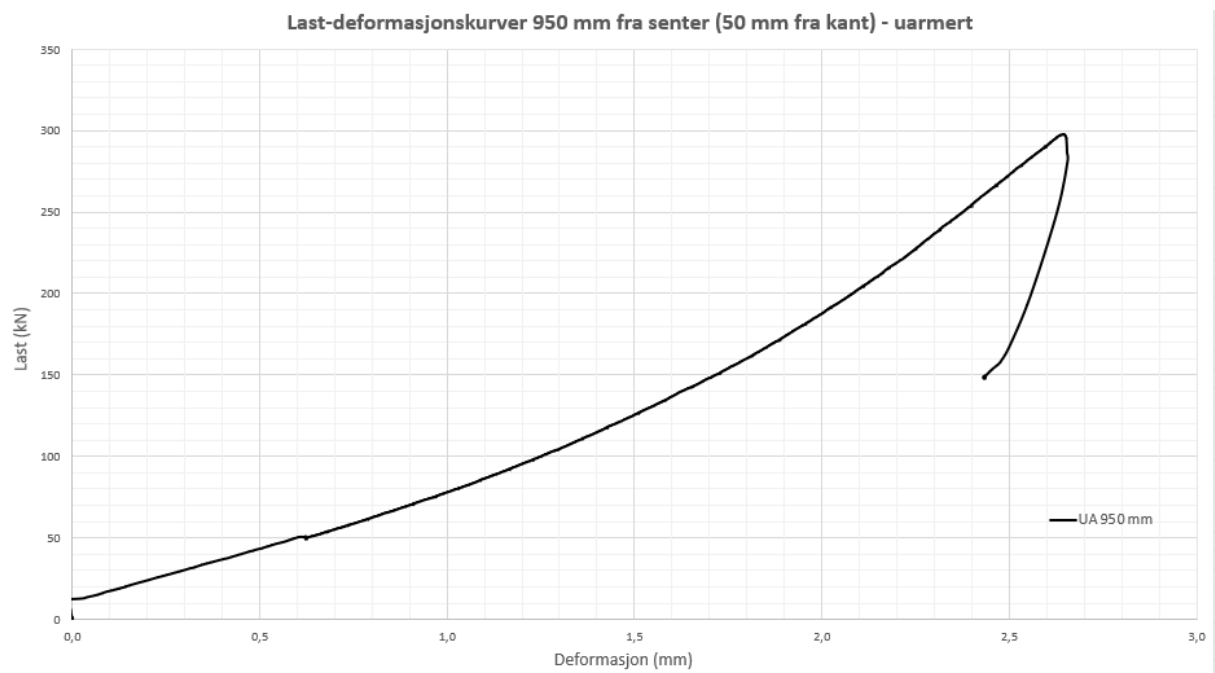


Resultater fundamenter

5.2.4 Deformasjon 250 mm fra senter



5.2.5 Deformasjon 950 mm fra senter



B Håndberegninger

B.1 Kapasitetsberegninger og gulv på grunn beregninger

B.1.1 Basaltfiberarmerte fundamenter

KAPASITETSBEREGNINGER, SKJÆR-, MOMENT- OG GJENNOMLOKKINGSKAPASITETER FOR BASALTFIBERARMERTE FUNDAMENTER: NB38, DAFstb, COIN, NB15, TR34, DP-3 OG TIMOSHENKO

BEREGNINGSGRUNNLAG

Restfastheter

Karakteristiske reststrekkfasthetsverdier - basaltfiber

$$f_{ctl.k} := 5.51 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.1k} := 2.27 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.2k} := 1.74 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{R.3k} := 1.20 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.4k} := 0.96 \frac{N}{mm^2}$$

Midlere verdier

$$f_{ctl.m} := 5.94 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.1m} := 3.12 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.2m} := 2.44 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{R.3m} := 1.56 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.4m} := 1.17 \frac{N}{mm^2}$$

Beregningsmessige verdier

$$f_{ctl.kber} := 5.51 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.1kber} := 1.87 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.2kber} := 1.46 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{R.3kber} := 0.94 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.4kber} := 0.70 \frac{N}{mm^2}$$

Geometri

$$c_1 := 150 \text{ mm} \quad c_2 := c_1 = 150 \text{ mm} \quad \text{Geometri søyle}$$

$$b := 2000 \text{ mm} \quad \text{Bredde fundament}$$

$$h := 250 \text{ mm} \quad \text{Høyde fundament}$$

$$A := c_1 \cdot c_2 = (2.25 \cdot 10^4) \text{ mm}^2 \quad \text{Flateareal søyle}$$

Betong

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

Faktor for langtidsvirkninger

$$\gamma_c := 1.0$$

Materialfaktor betong

$$E_c := 30.9 \text{ GPa}$$

E-modul bestemt fra forsøk

$$f_{ck} := 54.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Sylindertrykkfasthet bestemt fra forsøk

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 46.07 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende trykkfasthet

$$f_{ctm,fl} := 6.0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Betongtrekkfasthet fra bjelkeprøving

Isolasjon

$$\nu := 0.2$$

Poissons tall, tverrkontraksjonstallet

$$D := \frac{E_c \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} = (4.2 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Platestivhet

$$E_i := 31 \text{ MPa}$$

E-modul isolasjon

$$h_i := 100 \text{ mm}$$

Høyde isolasjon

$$k_i := \frac{E_i}{h_i} = 0.31 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3}$$

Grunnens stivhet

$$l_e := \sqrt[4]{\frac{D}{k_i}} = 606.375 \text{ mm}$$

Elastisk lengde

BEREGNINGER MED KARAKTERISTISKE RESTSTREKKFASTHETER

NB38

$$\gamma_{sf} := 1.0$$

$$\kappa_0 := 1.0$$

$$A_{ct} := b \cdot h = 0.5 \text{ m}^2$$

$$f_{Ftuk} := 0.37 \cdot f_{R.3kber} = 0.348 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{Ftu.ef} := \kappa_0 \cdot f_{Ftuk} = 0.348 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{Ftud} := \frac{f_{Ftu.ef}}{\gamma_{sf}} = 0.348 \frac{N}{mm^2}$$

Momentkapasitet

$$x := h \cdot \frac{f_{Ftud}}{0.8 \cdot f_{cd} + f_{Ftud}} = 2.337 \text{ mm}$$

$$z := 0.5 h + 0.1 x = 125.234 \text{ mm}$$

$$S_f := (h - x) \cdot b \cdot f_{Ftud} = 172.274 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} := S_f \cdot (0.5 h + 0.1 x) = 21.575 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Rd,forenklet} := 0.4 \cdot f_{Ftud} \cdot b \cdot h^2 = 17.39 \text{ kN} \cdot m$$

Skjærkapasitet

$$b_w := b = 2 \text{ m}$$

$$\tau_{Rd.cF} := f_{Ftud} = 0.348 \frac{N}{mm^2}$$

$$V_{Rd.skjær} := \tau_{Rd.cF} \cdot b_w \cdot z = 87.113 \text{ kN}$$

Gjennomlokking

$$d_v := 0.9 \cdot h = 225 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$a := 0.5 \cdot d_v = 0.113 \text{ m}$$

Kontrollsnitt

$$\beta_e := 1.0$$

Faktor for tilleggseffekter
pga eksentrisitet

$$b_0 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot a = 1306.9 \text{ mm}$$

Omkrets kontrollsnitt

$$\tau_{Rd.cF} := f_{Ftud} = 0.348 \frac{N}{mm^2}$$

$$V_{Rd.gjennomlokking} := \tau_{Rd.cF} \cdot b_0 \cdot \frac{d_v}{\beta_e} = 102.268 \text{ kN}$$

Kapasitet gjennomlokking

$$A_i := c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_1 \cdot a + 2 \cdot c_2 \cdot a + \pi \cdot a^2 = 129760.8 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd.gjennomlokking} := \frac{\tau_{Rd.cF} \cdot b_0 \cdot d_v}{1 - \frac{A_i}{b^2}} = 105.7 \text{ kN}$$

Korrigert for mottrykk

KAPASITETER NB38

$$M_{Rd.NB38} := M_{Rd} = 21.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet

$$M_{Rd.forenklet.NB38} := M_{Rd.forenklet} = 17.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet forenklet

$$V_{Rd.NB38.skjær} := V_{Rd.skjær} = 87.1 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet

$$V_{Rd.NB38.gjennomlokking} := V_{Rd.gjennomlokking} = 105.7 \text{ kN}$$

Kapasitet gjennomlokking

DAFSTB

$$\alpha_c := 0.85$$

$$\gamma_{ct} := 1.0$$

$$f_{cfk.L1} := f_{R.1kber} = 1.87 \frac{N}{mm^2} \quad L1 := f_{cfk.L1}$$

$$f_{cfk.L2} := f_{R.3kber} = 0.94 \frac{N}{mm^2} \quad L2 := f_{cfk.L2}$$

$$\frac{L2}{L1} = 0.503$$

$$\beta_u := 0.37$$

$$f_{ct0.u} := f_{cfk.L2} \cdot \beta_u = 0.348 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_c := b \cdot h = 0.5 \text{ m}^2$$

$$A_{ct} := 0.9 \cdot A_c = 0.45 \text{ m}^2$$

$$\kappa_G := \min \left(1.0 + A_{ct} \cdot \frac{0.5}{m^2}, 1.7 \right) = 1.225$$

$$\kappa_F := 1.0$$

$$f_{ctR.u} := \kappa_F \cdot \kappa_G \cdot f_{ct0.u} = 0.426 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ctd.u} := \frac{\alpha_c \cdot f_{ctR.u}}{\gamma_{ct}} = 0.362 \frac{N}{mm^2}$$

$$x := \frac{h \cdot f_{ctd.u}}{0.8 f_{cd} + f_{ctd.u}} = 2.433 \text{ mm}$$

Trykksonehøyde

$$S_f := (h - x) \cdot b \cdot f_{ctd.u}$$

Strekresultant fiberarmering

$$M_{Rd} := S_f \cdot (0.5 h + 0.1 x) = 22.458 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d := d_v = 225 \text{ mm}$$

$$\kappa_F := 0.5$$

$$A_{ct} := \min(b \cdot d, b \cdot 1.5 \text{ m}) = 0.45 \text{ m}^2$$

$$f_{ctR.u} := \kappa_F \cdot \kappa_G \cdot f_{ct0.u} = 0.213 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\kappa_G := \min\left(1.0 + A_{ct} \cdot \frac{0.5}{\text{m}^2}, 1.7\right) = 1.225$$

$$V_{Rd.cf} := \frac{\alpha_c \cdot f_{ctR.u} \cdot b \cdot h}{\gamma_{ct}} = 90.537 \text{ kN}$$

$$\nu_{Rd.cf} := \frac{\alpha_c \cdot f_{ctR.u}}{\gamma_{ct}} = 0.181 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$a := 2 d$$

$$b_0 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot a = 3427.4 \text{ mm}$$

$$V_{Rd.gjennomlokking} := \nu_{Rd.cf} \cdot b_0 \cdot d = 139.639 \text{ kN}$$

$$A_i := c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_1 \cdot a + 2 \cdot c_2 \cdot a + \pi \cdot a^2 = 928672.5 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd.gjennomlokking} := \frac{\nu_{Rd.cf} \cdot b_0 \cdot d}{1 - \frac{A_i}{b^2}} = 181.86 \text{ kN}$$

KAPASITETER DAfStb

$$M_{Rd.DAfStb} := M_{Rd} = 22.458 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet,
spenningsblokk

$$V_{Rd.DAfStb.skjær} := V_{Rd.cf} = 90.537 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet

$$\nu_{Rd.DAfStb.gjennomlokking} := \nu_{Rd.cf} = 0.181 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kapasitet gjennomlokking
(spenning)

$$V_{Rd.DAfStb.gjennomlokking} := V_{Rd.gjennomlokking} = 181.861 \text{ kN}$$

Kapasitet gjennomlokking

COIN

$$\gamma_{cf} := 1.0$$

Materialfaktor for reststrekkfasthet -
forsøk

$$f_{ftk.res2.5} := 0.37 \cdot f_{R.3kber} = 0.35 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk enaksiell restrekkfasthet -
bruddgrensetilstand

$$f_{ftd.res2.5} := \frac{f_{ftk.res2.5}}{\gamma_{cf}} = 0.35 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende reststrekkfasthet for
bruddgrensetilstanden

$$x := \frac{h \cdot f_{ftd.res2.5}}{0.8 f_{cd} + f_{ftd.res2.5}} = 2.337 \text{ mm}$$

Trykksonehøyde

$$S_f := (h - x) \cdot b \cdot f_{ftd.res2.5}$$

Strekkresultant fiberarmering

$$M_{Rd} := S_f \cdot (0.5 h + 0.1 x) = 21.575 \text{ kN} \cdot m$$

$$V_{Rd.cf} := 0.6 \cdot f_{ftd.res2.5} \cdot b \cdot h = 104.34 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet

$$a := 2 d$$

$$b_0 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot a = 3427.4 \text{ mm}$$

$$A_i := c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_1 \cdot a + 2 \cdot c_2 \cdot a + \pi \cdot a^2 = 928672.5 \text{ mm}^2$$

$$\nu_{Rd.cf} := 0.6 \cdot f_{ftd.res2.5} = 0.209 \frac{N}{mm^2}$$

$$V_{Rd.gjennomlokking} := \frac{\nu_{Rd.cf} \cdot b_0 \cdot d}{1 - \frac{A_i}{b^2}} = 209.59 \text{ kN}$$

KAPASITETER COIN

$$M_{Rd.COIN} := S_f \cdot (0.5 h + 0.1 x) = 21.575 \text{ kN} \cdot m$$

Momentkapasitet

$$V_{Rd.COIN.skjær} := V_{Rd.cf} = 104.34 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet

$$\nu_{Rd.COIN.gjennomlokking} := \nu_{Rd.cf} = 0.209 \frac{N}{mm^2}$$

Kapasitet gjennomlokking
(spenning)

$$V_{Rd.COIN.gjennomlokking} := V_{Rd.gjennomlokking} = 209.588 \text{ kN}$$

Kapasitet gjennomlokking

OPPSUMMERING KAPASITETSBEREGNINGER - KAR. RETFASTHETSVERDIER

KAPASITETER NB38

$$M_{Rd,NB38} = 21.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet

$$M_{Rd,forenklet,NB38} = 17.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet forenklet

$$V_{Rd,NB38,skjær} = 87.1 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet

$$V_{Rd,NB38,gjennomlokking} = 105.7 \text{ kN}$$

Kapasitet gjennomlokking

KAPASITETER DAfStb

$$M_{Rd,DAfStb} = 22.458 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet

$$V_{Rd,DAfStb,skjær} = 90.537 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet

$$\nu_{Rd,DAfStb,gjennomlokking} = 0.181 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kapasitet gjennomlokking
(spenning)

$$V_{Rd,DAfStb,gjennomlokking} = 181.861 \text{ kN}$$

Kapasitet gjennomlokking

KAPASITETER COIN

$$M_{Rd,COIN} = 21.575 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet

$$V_{Rd,COIN,skjær} = 104.34 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet

$$\nu_{Rd,COIN,gjennomlokking} = 0.209 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kapasitet gjennomlokking
(spenning)

$$V_{Rd,COIN,gjennomlokking} = 209.588 \text{ kN}$$

Kapasitet gjennomlokking

GULV PÅ GRUNN BEREGNINGER - TR34, NB15, DP-3 OG TIMOSHENKO

TR34

$$\gamma_m := 1.0$$

$$f_{r1} := f_{R.1kber} = 1.87 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{r2} := f_{R.2kber} = 1.46 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{r3} := f_{R.3kber} = 0.94 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{r4} := f_{R.4kber} = 0.7 \frac{N}{mm^2}$$

Momentkapasitet

$$\sigma_{r1} := 0.45 \cdot f_{r1} = 0.842 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{r4} := 0.37 \cdot f_{r4} = 0.259 \frac{N}{mm^2}$$

$$M_u := \frac{h^2}{\gamma_m} \cdot (0.29 \sigma_{r4} + 0.16 \cdot \sigma_{r1}) = 13.109 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{Rd.TR34} := M_u = 13.109 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

Gjennomlokkingskapasitet (mht. elastisk underlag)

$$\nu_f := 0.12 \cdot \frac{(f_{r1} + f_{r2} + f_{r3} + f_{r4})}{4} = 0.149 \frac{N}{mm^2}$$

$$a := 2 \cdot d$$

$$u_1 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot a = 3427.4 \text{ mm}$$

$$P_p := \nu_f \cdot u_1 \cdot d = 114.982 \text{ kN}$$

$$R_{cp} := 1.4 \cdot \left(\frac{d}{l_e}\right)^2 \cdot P_p + 0.47 \cdot (c_1 + c_2) \cdot \frac{d \cdot P_p}{l_e^2} = 32.084 \text{ kN}$$

$$P_{p.ny} := P_p + R_{cp} = 147.066 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.TR34.gjennomlokking} := P_{p.ny} = 147.1 \text{ kN}$$

NB15

$$f_{R3.prisme} := f_{R.3m} = 1.56 \frac{N}{mm^2}$$

Midlere reststrekkfasthet ved
2,5 mm rissvidde

$$f_{ftm.r2.5.prisme} := 0.37 \cdot f_{R3.prisme} = 0.577 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ftm.r2.5.gulv} := 0.75 \cdot f_{ftm.r2.5.prisme} = 0.433 \frac{N}{mm^2}$$

Midlere reststrekkfasthet gulv

$$f_{ftd.r2.5.gulv} := 0.7 \cdot f_{ftm.r2.5.prisme} = 0.404 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende reststrekkfasthet
gulv, ikke medtatt sikkerhetsfaktor på
1,5

$$M_f := 0.4 \cdot f_{ftm.r2.5.gulv} \cdot h^2 = 10.823 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{Rd.NB15} := M_f = 10.823 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$d := h = 250 \text{ mm}$$

Effektiv høyde NB15

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200 \cdot mm}{d}}, 2.0 \right) = 1.894$$

$$\nu_{min} := 0.035 k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot \frac{N}{mm^2}} = 0.672 \frac{N}{mm^2}$$

$$\nu_{Rd.c} := \nu_{min} = 0.672 \frac{N}{mm^2}$$

$$a := 0.15 \text{ m}$$

Lastflatens bredde

$$\nu_{Rd.cs} := 0.75 \cdot \nu_{Rd.c} + 0.6 \cdot f_{ftm.r2.5.gulv} \cdot \left(\frac{a+d}{a+4d} \right) = 0.594 \frac{N}{mm^2}$$

$$a := 2d$$

$$b_0 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot a = 3741.6 \text{ mm}$$

$$\nu_{Rd.cs} \cdot b_0 \cdot d = 555.857 \text{ kN}$$

$$A_i := c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_1 \cdot a + 2 \cdot c_2 \cdot a + \pi \cdot a^2 = 1107898.2 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd.gjennomlokking} := \frac{\nu_{Rd.cs} \cdot b_0 \cdot d}{1 - \frac{A_i}{b^2}} = 768.8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.NB15.gjennomlokking} := V_{Rd.gjennomlokking} = 768.79 \text{ kN}$$

PLATER PÅ ELASTISK UNDERLAG

ELASTISITETSTEORI

NB15 - Elastisk kapasitet

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

Sirkulær lastflateradius

$$a := \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h^2} - 0.675 \cdot h = 103.204 \text{ mm}$$

Modifisert lastflateradius

$$P_{cr} := \frac{f_{ctm.fl} \cdot h^2}{6 \cdot \left(0.104 - 0.08 \ln \left(\frac{a}{l_e} \right) \right)} = 254.4 \text{ kN}$$

Risslast diagram

$$P_{cr.NB15} := P_{cr} = 254.414 \text{ kN}$$

$$P_{cr.NB15.diagram} := P_{cr} = 254.414 \text{ kN}$$

$$P_{cr.Timoshenko2} := \frac{f_{ctm.fl} \cdot h^2}{0.275 \cdot (1 + \nu) \cdot \log \left(\frac{0.36 \cdot E_c \cdot h^3}{k_i \cdot a^4} \right)} = 307.63 \text{ kN}$$

NORCEM - Elastisk kapasitet

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

Radius sirkulær lastflate

$$a := \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h^2} - 0.675 \cdot h = 103.204 \text{ mm}$$

Modifisert lastflateradius

$$P_{cr} := \frac{f_{ctm,fl} \cdot h^2}{0.275 \cdot (1 + \nu) \cdot \left(\log \left(\frac{0.36 \cdot E_c \cdot h^3}{k_i \cdot a^4} \right) - 0.44 \right)} = 349.228 \text{ kN}$$

$$P_{cr,DP3} := P_{cr} = 349.228 \text{ kN}$$

$$a := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

Radius sirkulær lastflate

$$P_{cr} := \frac{f_{ctm,fl} \cdot h^2}{6 \cdot \left(0.104 - 0.183 \log \left(\frac{2a}{l_e} \right) \right)} = 304.3 \text{ kN}$$

Diagram

$$P_{cr,DP3,diagram} := P_{cr} = 304.258 \text{ kN}$$

Risslast diagram

Timoshenko - Elastisk kapasitet

$$u := c_1 = 150 \text{ mm}$$

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

Radius sirkulær lastflate

$$a := \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h^2} - 0.675 \cdot h = 103.204 \text{ mm}$$

Modifisert lastflateradius

$$P_{cr,Timoshenko} := \frac{f_{ctm,fl} \cdot h^2}{0.275 \cdot (1 + \nu) \cdot \log \left(\frac{E_c \cdot h^3}{k_i \cdot a^4} \right)} = 274.642 \text{ kN}$$

$$P_{cr,Timoshenko2} := \frac{1}{6} \cdot \frac{4 \cdot \pi \cdot f_{ctm,fl} \cdot h^2}{(1 + \nu) \cdot \left(\log \left(\frac{l_e}{u} \right) + 1.177 \right)} = 366.943 \text{ kN}$$

KAPASITETER ELASTISITETSTEORI

$$P_{cr.NB15} = 254.414 \text{ kN} \quad P_{cr.NB15.diagram} = 254.414 \text{ kN}$$

$$P_{cr.DP3} = 349.228 \text{ kN} \quad P_{cr.DP3.diagram} = 304.258 \text{ kN}$$

$$P_{cr.Timoshenko} := P_{cr} = 304.258 \text{ kN} \quad P_{cr.Timoshenko2} = 366.943 \text{ kN}$$

PLASTISITETSTEORI

Regner kun med det positive momentet.

MOMENTKAPASITET NB15

$$M_p := M_{Rd.NB15} = 10.823 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

TR34 - Plastisk kapasitet

$$a := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_{u.0} := 2 \pi \cdot M_p = 68 \text{ kN}$$

Interpolerte verdier:

$$P_{u.0.2} := \frac{4 \pi \cdot M_p}{1 - \frac{a}{3 l_e}} = 142.635 \text{ kN}$$

$$P_u := \left(2 \pi \cdot M_p + 5 \cdot \frac{a}{l_e} \cdot \left(\frac{30}{7} \cdot \pi \cdot M_p - 2 \cdot \pi \cdot M_p \right) \right) = 122.2 \text{ kN}$$

$$P_{pl.TR34.NB15} := P_u = 122.23 \text{ kN}$$

Først nevnes regelverk, så regelverket kapasiteten er hentet fra i uttrykket

NORCEM og NB15 - Plastisk kapasitet

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_d := 6 \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{r}{l_e} \right) \cdot M_p = 83.06 \text{ kN}$$

$$P_{pl.NB15.NB15} := P_d = 83.06 \text{ kN}$$

MOMENTKAPASITET TR34

$$M_p := M_{Rd,TR34} = 13.109 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

TR34 - Plastisk kapasitet

$$a := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_{u,0} := 2 \pi \cdot M_p = 82.369 \text{ kN}$$

Interpolerte verdier:

$$P_{u,0.2} := \frac{4 \pi \cdot M_p}{1 - \frac{a}{3 l_e}} = 172.775 \text{ kN}$$

$$P_u := \left(2 \pi \cdot M_p + 5 \cdot \frac{a}{l_e} \cdot \left(\frac{30}{7} \cdot \pi \cdot M_p - 2 \cdot \pi \cdot M_p \right) \right) = 148.1 \text{ kN}$$

$$P_{pl,TR34,TR34} := P_u = 148.059 \text{ kN}$$

NORCEM og NB15 - Plastisk kapasitet

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_d := 6 \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{r}{l_e} \right) \cdot M_p = 100.612 \text{ kN}$$

$$P_{pl,NB15,TR34} := P_d = 100.612 \text{ kN}$$

MOMENTKAPASITET NB38

$$M_p := \frac{M_{Rd,NB38}}{b} = 10.787 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

TR34 - Plastisk kapasitet

$$a := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_{u.0} := 2 \pi \cdot M_p = 67.778 \text{ kN}$$

Interpolerte verdier:

$$P_{u.0.2} := \frac{4 \pi \cdot M_p}{1 - \frac{a}{3 l_e}} = 142.171 \text{ kN}$$

$$P_u := \left(2 \pi \cdot M_p + 5 \cdot \frac{a}{l_e} \cdot \left(\frac{30}{7} \cdot \pi \cdot M_p - 2 \cdot \pi \cdot M_p \right) \right) = 121.8 \text{ kN}$$

$$P_{pl,TR34,NB38} := P_u = 121.833 \text{ kN}$$

NORCEM og NB15 - Plastisk kapasitet

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_d := 6 \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{r}{l_e} \right) \cdot M_p = 82.79 \text{ kN}$$

$$P_{pl,NB15,NB38} := P_d = 82.79 \text{ kN}$$

MOMENTKAPASITET COIN

$$M_p := \frac{M_{Rd.COIN}}{b} = 10.787 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

TR34 - Plastisk kapasitet

$$a := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_{u.0} := 2 \pi \cdot M_p = 67.778 \text{ kN}$$

Interpolerte verdier:

$$P_{u.0.2} := \frac{4 \pi \cdot M_p}{1 - \frac{a}{3 l_e}} = 142.171 \text{ kN}$$

$$P_u := \left(2 \pi \cdot M_p + 5 \cdot \frac{a}{l_e} \cdot \left(\frac{30}{7} \cdot \pi \cdot M_p - 2 \cdot \pi \cdot M_p \right) \right) = 121.8 \text{ kN}$$

$$P_{pl.TR34.COIN} := P_u = 121.833 \text{ kN}$$

NORCEM og NB15 - Plastisk kapasitet

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_d := 6 \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{r}{l_e} \right) \cdot M_p = 82.79 \text{ kN}$$

$$P_{pl.NB15.COIN} := P_d = 82.79 \text{ kN}$$

MOMENTKAPASITET DAFSTB

$$M_p := \frac{M_{Rd,DAfStb}}{b} = 11.229 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

TR34 - Plastisk kapasitet

$$a := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_{u.0} := 2 \pi \cdot M_p = 70.552 \text{ kN}$$

Interpolerte verdier:

$$P_{u.0.2} := \frac{4 \pi \cdot M_p}{1 - \frac{a}{3 l_e}} = 147.99 \text{ kN}$$

$$P_u := \left(2 \pi \cdot M_p + 5 \cdot \frac{a}{l_e} \cdot \left(\frac{30}{7} \cdot \pi \cdot M_p - 2 \cdot \pi \cdot M_p \right) \right) = 126.8 \text{ kN}$$

$$P_{pl,TR34,DAfStb} := P_u = 126.819 \text{ kN}$$

NORCEM og NB15 - Plastisk kapasitet

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_d := 6 \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{r}{l_e} \right) \cdot M_p = 86.178 \text{ kN}$$

$$P_{pl,NB15,DAfStb} := P_d = 86.178 \text{ kN}$$

OPPSUMMERING PLASTISKE BEREGNINGER

UTTRYKK FOR PLASTISK KAPASITET FRA TR34:

$$P_{pl.TR34.NB38} = 121.833 \text{ kN}$$

$$P_{pl.TR34.COIN} = 121.833 \text{ kN}$$

$$P_{pl.TR34.DAfStb} = 126.819 \text{ kN}$$

$$P_{pl.TR34.NB15} = 122.23 \text{ kN}$$

$$P_{pl.TR34.TR34} = 148.059 \text{ kN}$$

UTTRYKK FOR PLASTISK KAPASITET FRA NB15 OG NORCEM:

$$P_{pl.NB15.NB38} = 82.79 \text{ kN}$$

$$P_{pl.NB15.COIN} = 82.79 \text{ kN}$$

$$P_{pl.NB15.DAfStb} = 86.178 \text{ kN}$$

$$P_{pl.NB15.NB15} = 83.06 \text{ kN}$$

$$P_{pl.NB15.TR34} = 100.612 \text{ kN}$$

SAMMENLIGNING AV MOMENTKAPASITETER

$$M_{Rd.NB38} \cdot \frac{1}{b} = 10.787 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m} \qquad M_{Rd.forenklet.NB38} \cdot \frac{1}{b} = 8.695 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{Rd.COIN} \cdot \frac{1}{b} = 10.787 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{Rd.DAfStb} \cdot \frac{1}{b} = 11.229 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{Rd.TR34} = 13.109 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{Rd.NB15} = 10.823 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

SAMMENLIGNING AV SKJÆRKAPASITETER

Skjær

$$V_{Rd.NB38.skjær} = 87.113 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.COIN.skjær} = 104.34 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.DAfStb.skjær} = 90.537 \text{ kN}$$

Gjennomlokking

$$V_{Rd.NB38.gjennomlokking} = 105.697 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.COIN.gjennomlokking} = 209.588 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.DAfStb.gjennomlokking} = 181.861 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.NB15.gjennomlokking} = 768.793 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.TR34.gjennomlokking} = 147.066 \text{ kN}$$

BEREGNINGER MED MIDLERE RESTSTREKKFASTHETER

NB38

$$\gamma_{sf} := 1.0$$

$$\kappa_0 := 1.0$$

$$A_{ct} := b \cdot h = 0.5 \text{ m}^2$$

$$f_{Ftuk} := 0.37 \cdot f_{R.3m} = 0.577 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{Ftu.ef} := \kappa_0 \cdot f_{Ftuk} = 0.577 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{Ftud} := \frac{f_{Ftu.ef}}{\gamma_{sf}} = 0.577 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Momentkapasitet

$$x := h \cdot \frac{f_{Ftud}}{0.8 \cdot f_{cd} + f_{Ftud}} = 3.855 \text{ mm}$$

$$z := 0.5 h + 0.1 x = 125.385 \text{ mm}$$

$$S_f := (h - x) \cdot b \cdot f_{Ftud} = 284.15 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} := S_f \cdot (0.5 h + 0.1 x) = 35.628 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,forenklet} := 0.4 \cdot f_{Ftud} \cdot b \cdot h^2 = 28.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Skjærkapasitet

$$b_w := b = 2 \text{ m}$$

$$\tau_{Rd.cF} := f_{Ftud} = 0.577 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Rd.skjær} := \tau_{Rd.cF} \cdot b_w \cdot z = 144.745 \text{ kN}$$

Gjennomlokking

$$d_v := 0.9 \cdot h = 225 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$a := 0.5 \cdot d_v = 0.113 \text{ m}$$

Kontrollsnitt

$$\beta_e := 1.0$$

Faktor for tilleggseffekter
pga eksentrisitet

$$b_0 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot a = 1306.9 \text{ mm}$$

Omkrets kontrollsnitt

$$\tau_{Rd.cF} := f_{Ftud} = 0.577 \frac{N}{mm^2}$$

$$V_{Rd.gjennomlokking} := \tau_{Rd.cF} \cdot b_0 \cdot \frac{d_v}{\beta_e} = 169.722 \text{ kN}$$

Kapasitet gjennomlokking

$$A_i := c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_1 \cdot a + 2 \cdot c_2 \cdot a + \pi \cdot a^2 = 129760.8 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd.gjennomlokking} := \frac{\tau_{Rd.cF} \cdot b_0 \cdot d_v}{1 - \frac{A_i}{b^2}} = 175.4 \text{ kN}$$

KAPASITETER NB38

$$M_{Rd.NB38} := M_{Rd} = 35.6 \text{ kN} \cdot m$$

Momentkapasitet

$$M_{Rd.forenklet.NB38} := M_{Rd.forenklet} = 28.9 \text{ kN} \cdot m$$

Momentkapasitet forenklet

$$V_{Rd.NB38.skjær} := V_{Rd.skjær} = 144.7 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet

$$V_{Rd.NB38.gjennomlokking} := V_{Rd.gjennomlokking} = 175.4 \text{ kN}$$

Kapasitet gjennomlokking

DAFSTB

$$\alpha_c := 0.85$$

$$\gamma_{ct} := 1.0$$

$$f_{cfk.L1} := f_{R.1m} = 3.12 \frac{N}{mm^2} \quad L1 := f_{cfk.L1}$$

$$f_{cfk.L2} := f_{R.3m} = 1.56 \frac{N}{mm^2} \quad L2 := f_{cfk.L2}$$

$$\frac{L2}{L1} = 0.5$$

$$\beta_u := 0.37$$

$$f_{ct0.u} := f_{cfk.L2} \cdot \beta_u = 0.577 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_c := b \cdot h = 0.5 \text{ m}^2$$

$$A_{ct} := 0.9 \cdot A_c = 0.45 \text{ m}^2$$

$$\kappa_G := \min \left(1.0 + A_{ct} \cdot \frac{0.5}{m^2}, 1.7 \right) = 1.225$$

$$\kappa_F := 1.0$$

$$f_{ctR.u} := \kappa_F \cdot \kappa_G \cdot f_{ct0.u} = 0.707 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ctd.u} := \frac{\alpha_c \cdot f_{ctR.u}}{\gamma_{ct}} = 0.601 \frac{N}{mm^2}$$

$$x := \frac{h \cdot f_{ctd.u}}{0.8 f_{cd} + f_{ctd.u}} = 4.011 \text{ mm} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$S_f := (h - x) \cdot b \cdot f_{ctd.u} \quad \text{Strekresultant fiberarmering}$$

$$M_{Rd} := S_f \cdot (0.5 h + 0.1 x) = 37.079 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d := d_v = 225 \text{ mm}$$

$$\kappa_F := 0.5$$

$$A_{ct} := \min(b \cdot d, b \cdot 1.5 \text{ m}) = 0.45 \text{ m}^2$$

$$f_{ctR.u} := \kappa_F \cdot \kappa_G \cdot f_{ct0,u} = 0.354 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\kappa_G := \min\left(1.0 + A_{ct} \cdot \frac{0.5}{\text{m}^2}, 1.7\right) = 1.225$$

$$V_{Rd.cf} := \frac{\alpha_c \cdot f_{ctR.u} \cdot b \cdot h}{\gamma_{ct}} = 150.252 \text{ kN}$$

$$\nu_{Rd.cf} := \frac{\alpha_c \cdot f_{ctR.u}}{\gamma_{ct}} = 0.301 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$a := 2 d$$

$$b_0 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot a = 3427.4 \text{ mm}$$

$$V_{Rd.gjennomlokking} := \nu_{Rd.cf} \cdot b_0 \cdot d = 231.741 \text{ kN}$$

$$A_i := c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_1 \cdot a + 2 \cdot c_2 \cdot a + \pi \cdot a^2 = 928672.5 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd.gjennomlokking} := \frac{\nu_{Rd.cf} \cdot b_0 \cdot d}{1 - \frac{A_i}{b^2}} = 301.81 \text{ kN}$$

KAPASITETER DAfStb

$$M_{Rd.DAfStb} := M_{Rd} = 37.079 \text{ kN} \cdot m$$

Momentkapasitet,
spenningsblokk

$$V_{Rd.DAfStb.skjær} := V_{Rd.cf} = 150.252 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet

$$\nu_{Rd.DAfStb.gjennomlokking} := \nu_{Rd.cf} = 0.301 \frac{N}{mm^2}$$

Kapasitet gjennomlokking
(spenning)

$$V_{Rd.DAfStb.gjennomlokking} := V_{Rd.gjennomlokking} = 301.812 \text{ kN}$$

Kapasitet gjennomlokking

COIN

$$\gamma_{cf} := 1.0$$

Materialfaktor for reststrekkfasthet -
forsøk

$$f_{ftk.res2.5} := 0.37 \cdot f_{R.3m} = 0.58 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk enaksiell reststrekkfasthet -
bruddgrensetilstand

$$f_{ftd.res2.5} := \frac{f_{ftk.res2.5}}{\gamma_{cf}} = 0.58 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende reststrekkfasthet for
bruddgrensetilstanden

$$x := \frac{h \cdot f_{ftd.res2.5}}{0.8 f_{cd} + f_{ftd.res2.5}} = 3.855 \text{ mm} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$S_f := (h - x) \cdot b \cdot f_{ftd.res2.5} \quad \text{Strekresultant fiberarmering}$$

$$M_{Rd} := S_f \cdot (0.5 h + 0.1 x) = 35.628 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Rd.cf} := 0.6 \cdot f_{ftd.res2.5} \cdot b \cdot h = 173.16 \text{ kN} \quad \text{Skjærkapasitet}$$

$$\nu_{Rd.cf} := 0.6 f_{ftd.res2.5} = 0.346 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Kapasitet gjennomlokking}$$

$$a := 2 d$$

$$b_0 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot a = 3427.4 \text{ mm}$$

$$A_i := c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_1 \cdot a + 2 \cdot c_2 \cdot a + \pi \cdot a^2 = 928672.5 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd.gjennomlokking} := \frac{\nu_{Rd.cf} \cdot b_0 \cdot d}{1 - \frac{A_i}{b^2}} = 347.83 \text{ kN}$$

KAPASITETER COIN

$$M_{Rd.COIN} := S_f \cdot (0.5 h + 0.1 x) = 35.628 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momentkapasitet}$$

$$V_{Rd.COIN.skjær} := V_{Rd.cf} = 173.16 \text{ kN} \quad \text{Skjærkapasitet}$$

$$\nu_{Rd.COIN.gjennomlokking} := \nu_{Rd.cf} = 0.346 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Kapasitet gjennomlokking (spenning)}$$

$$V_{Rd.COIN.gjennomlokking} := V_{Rd.gjennomlokking} = 347.827 \text{ kN} \quad \text{Kapasitet gjennomlokking}$$

OPPSUMMERING KAPASITETSBEREGNINGER - MIDLERE RESTFASTHETSVERDIER

KAPASITETER NB38

$$M_{Rd,NB38} = 35.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet

$$M_{Rd,forenklet,NB38} = 28.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet forenklet

$$V_{Rd,NB38,skjær} = 144.7 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet

$$V_{Rd,NB38,gjennomlokking} = 175.4 \text{ kN}$$

Kapasitet gjennomlokking

KAPASITETER DAfStb

$$M_{Rd,DAfStb} = 37.079 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet

$$V_{Rd,DAfStb,skjær} = 150.252 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet

$$\nu_{Rd,DAfStb,gjennomlokking} = 0.301 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kapasitet gjennomlokking (spenning)

$$V_{Rd,DAfStb,gjennomlokking} = 301.812 \text{ kN}$$

Kapasitet gjennomlokking

KAPASITETER COIN

$$M_{Rd,COIN} = 35.628 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet

$$V_{Rd,COIN,skjær} = 173.16 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet

$$\nu_{Rd,COIN,gjennomlokking} = 0.346 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kapasitet gjennomlokking (spenning)

$$V_{Rd,COIN,gjennomlokking} = 347.827 \text{ kN}$$

Kapasitet gjennomlokking

GULV PÅ GRUNN BEREGNINGER - TR34, NB15, DP-3 OG TIMOSHENKO

TR34

$$\gamma_m := 1.0$$

$$f_{r1} := f_{R.1m} = 3.12 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{r2} := f_{R.2m} = 2.44 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{r3} := f_{R.3m} = 1.56 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{r4} := f_{R.4m} = 1.17 \frac{N}{mm^2}$$

Momentkapasitet

$$\sigma_{r1} := 0.45 \cdot f_{r1} = 1.404 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{r4} := 0.37 \cdot f_{r4} = 0.433 \frac{N}{mm^2}$$

$$M_u := \frac{h^2}{\gamma_m} \cdot (0.29 \sigma_{r4} + 0.16 \cdot \sigma_{r1}) = 21.886 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{Rd.TR34} := M_u = 21.886 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

Gjennomlokkingskapasitet (mht. elastisk underlag)

$$\nu_f := 0.12 \cdot \frac{(f_{r1} + f_{r2} + f_{r3} + f_{r4})}{4} = 0.249 \frac{N}{mm^2}$$

$$a := 2 \cdot d = 450 \text{ mm}$$

$$u_1 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot a = 3427.4 \text{ mm}$$

$$P_p := \nu_f \cdot u_1 \cdot d = 191.791 \text{ kN}$$

$$R_{cp} := 1.4 \cdot \left(\frac{d}{l_e}\right)^2 \cdot P_p + 0.47 \cdot (c_1 + c_2) \cdot \frac{d \cdot P_p}{l_e^2} = 53.517 \text{ kN}$$

$$P_{p.ny} := P_p + R_{cp} = 245.308 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.TR34.gjennomlokkning} := P_{p.ny} = 245.31 \text{ kN}$$

NB15

$$f_{R3.prisme} := f_{R.3m} = 1.56 \frac{N}{mm^2}$$

Midlere reststrekkfasthet ved
2,5 mm rissvidde

$$f_{ftm.r2.5.prisme} := 0.37 \cdot f_{R3.prisme} = 0.577 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ftm.r2.5.gulv} := 0.75 \cdot f_{ftm.r2.5.prisme} = 0.433 \frac{N}{mm^2}$$

Midlere reststrekkfasthet gulv

$$f_{ftd.r2.5.gulv} := 0.7 \cdot f_{ftm.r2.5.prisme} = 0.404 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende reststrekkfasthet
gulv, ikke medtatt sikkerhetsfaktor på
1,5

$$M_f := 0.4 \cdot f_{ftm.r2.5.gulv} \cdot h^2 = 10.823 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{Rd.NB15} := M_f = 10.823 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$d := h = 250 \text{ mm}$$

Effektiv høyde NB15

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200 \cdot mm}{d}}, 2.0 \right) = 1.894$$

$$\nu_{min} := 0.035 k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot \frac{N}{mm^2}} = 0.672 \frac{N}{mm^2}$$

$$\nu_{Rd.c} := \nu_{min} = 0.672 \frac{N}{mm^2}$$

$$a := 0.15 \text{ m}$$

Lastflatens bredde

$$\nu_{Rd.cs} := 0.75 \cdot \nu_{Rd.c} + 0.6 \cdot f_{ftm.r2.5.gulv} \cdot \left(\frac{a+d}{a+4d} \right) = 0.594 \frac{N}{mm^2}$$

$$a := 2d$$

$$b_0 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot a = 3741.6 \text{ mm}$$

$$\nu_{Rd.cs} \cdot b_0 \cdot d = 555.857 \text{ kN}$$

$$A_i := c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_1 \cdot a + 2 \cdot c_2 \cdot a + \pi \cdot a^2 = 1107898.2 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd.gjennomlokking} := \frac{\nu_{Rd.cs} \cdot b_0 \cdot d}{1 - \frac{A_i}{b^2}} = 768.8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.NB15.gjennomlokking} := V_{Rd.gjennomlokking} = 768.79 \text{ kN}$$

PLATER PÅ ELASTISK UNDERLAG

ELASTISITETSTEORI

NB15 - Elastisk kapasitet

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$a := \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h^2} - 0.675 \cdot h = 103.204 \text{ mm}$$

$$P_{cr} := \frac{f_{ctm.fl} \cdot h^2}{6 \cdot \left(0.104 - 0.08 \ln \left(\frac{a}{l_e} \right) \right)} = 254.4 \text{ kN}$$

Diagram

$$P_{cr.NB15} := P_{cr} = 254.414 \text{ kN}$$

$$P_{cr.NB15.diagram} := P_{cr} = 254.414 \text{ kN}$$

$$P_{cr.Timoshenko2} := \frac{f_{ctm.fl} \cdot h^2}{0.275 \cdot (1 + \nu) \cdot \log \left(\frac{0.36 \cdot E_c \cdot h^3}{k_i \cdot a^4} \right)} = 307.63 \text{ kN}$$

NORCEM - Elastisk kapasitet

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$a := \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h^2} - 0.675 \cdot h = 103.204 \text{ mm}$$

$$P_{cr} := \frac{f_{ctm,fl} \cdot h^2}{0.275 \cdot (1 + \nu) \cdot \left(\log \left(\frac{0.36 \cdot E_c \cdot h^3}{k_i \cdot a^4} \right) - 0.44 \right)} = 349.228 \text{ kN}$$

$$P_{cr,DP3} := P_{cr} = 349.228 \text{ kN}$$

$$a := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_{cr} := \frac{f_{ctm,fl} \cdot h^2}{6 \cdot \left(0.104 - 0.183 \log \left(\frac{2a}{l_e} \right) \right)} = 304.3 \text{ kN}$$

Diagram

$$P_{cr,DP3,diagram} := P_{cr} = 304.258 \text{ kN}$$

Timoshenko - Elastisk kapasitet

$$u := c_1 = 150 \text{ mm}$$

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$a := \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h^2} - 0.675 \cdot h = 103.204 \text{ mm}$$

$$P_{cr,Timoshenko} := \frac{f_{ctm,fl} \cdot h^2}{0.275 \cdot (1 + \nu) \cdot \log \left(\frac{E_c \cdot h^3}{k_i \cdot a^4} \right)} = 274.642 \text{ kN}$$

$$P_{cr,Timoshenko2} := \frac{1}{6} \cdot \frac{4 \cdot \pi \cdot f_{ctm,fl} \cdot h^2}{(1 + \nu) \cdot \left(\log \left(\frac{l_e}{u} \right) + 1.177 \right)} = 366.943 \text{ kN}$$

KAPASITETER ELASTISITETSTEORI

$$P_{cr.NB15} = 254.414 \text{ kN}$$

$$P_{cr.NB15.diagram} = 254.414 \text{ kN}$$

$$P_{cr.DP3} = 349.228 \text{ kN}$$

$$P_{cr.DP3.diagram} = 304.258 \text{ kN}$$

$$P_{cr.Timoshenko} := P_{cr} = 304.258 \text{ kN}$$

$$P_{cr.Timoshenko2} = 366.943 \text{ kN}$$

PLASTISITETSTEORI

Regner kun med det positive momentet.

MOMENTKAPASITET NB15

$$M_p := M_{Rd.NB15} = 10.823 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

TR34 - Plastisk kapasitet

$$a := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_{u.0} := 2 \pi \cdot M_p = 68 \text{ kN}$$

Interpolerte verdier:

$$P_{u.0.2} := \frac{4 \pi \cdot M_p}{1 - \frac{a}{3 l_e}} = 142.635 \text{ kN}$$

$$P_u := \left(2 \pi \cdot M_p + 5 \cdot \frac{a}{l_e} \cdot \left(\frac{30}{7} \cdot \pi \cdot M_p - 2 \cdot \pi \cdot M_p \right) \right) = 122.2 \text{ kN}$$

$$P_{pl.TR34.NB15} := P_u = 122.23 \text{ kN}$$

Først nevnes regelverk, så regelverket kapasiteten er hentet fra i uttrykket

NORCEM og NB15 - Plastisk kapasitet

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_d := 6 \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{r}{l_e} \right) \cdot M_p = 83.06 \text{ kN}$$

$$P_{pl.NB15.NB15} := P_d = 83.06 \text{ kN}$$

MOMENTKAPASITET TR34

$$M_p := M_{Rd,TR34} = 21.886 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

TR34 - Plastisk kapasitet

$$a := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_{u.0} := 2 \pi \cdot M_p = 137.516 \text{ kN}$$

Interpolerte verdier:

$$P_{u.0.2} := \frac{4 \pi \cdot M_p}{1 - \frac{a}{3 l_e}} = 288.451 \text{ kN}$$

$$P_u := \left(2 \pi \cdot M_p + 5 \cdot \frac{a}{l_e} \cdot \left(\frac{30}{7} \cdot \pi \cdot M_p - 2 \cdot \pi \cdot M_p \right) \right) = 247.2 \text{ kN}$$

$$P_{pl,TR34,TR34} := P_u = 247.186 \text{ kN}$$

NORCEM og NB15 - Plastisk kapasitet

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_d := 6 \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{r}{l_e} \right) \cdot M_p = 167.973 \text{ kN}$$

$$P_{pl,NB15,TR34} := P_d = 167.973 \text{ kN}$$

MOMENTKAPASITET NB38

$$M_p := \frac{M_{Rd,NB38}}{b} = 17.814 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

TR34 - Plastisk kapasitet

$$a := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_{u.0} := 2 \pi \cdot M_p = 111.93 \text{ kN}$$

Interpolerte verdier:

$$P_{u.0.2} := \frac{4 \pi \cdot M_p}{1 - \frac{a}{3 l_e}} = 234.781 \text{ kN}$$

$$P_u := \left(2 \pi \cdot M_p + 5 \cdot \frac{a}{l_e} \cdot \left(\frac{30}{7} \cdot \pi \cdot M_p - 2 \cdot \pi \cdot M_p \right) \right) = 201.2 \text{ kN}$$

$$P_{pl,TR34,NB38} := P_u = 201.195 \text{ kN}$$

NORCEM og NB15 - Plastisk kapasitet

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_d := 6 \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{r}{l_e} \right) \cdot M_p = 136.72 \text{ kN}$$

$$P_{pl,NB15,NB38} := P_d = 136.72 \text{ kN}$$

MOMENTKAPASITET COIN

$$M_p := \frac{M_{Rd,COIN}}{b} = 17.814 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

TR34 - Plastisk kapasitet

$$a := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_{u,0} := 2 \pi \cdot M_p = 111.93 \text{ kN}$$

Interpolerte verdier:

$$P_{u,0.2} := \frac{4 \pi \cdot M_p}{1 - \frac{a}{3 l_e}} = 234.781 \text{ kN}$$

$$P_u := \left(2 \pi \cdot M_p + 5 \cdot \frac{a}{l_e} \cdot \left(\frac{30}{7} \cdot \pi \cdot M_p - 2 \cdot \pi \cdot M_p \right) \right) = 201.2 \text{ kN}$$

$$P_{pl,TR34,COIN} := P_u = 201.195 \text{ kN}$$

NORCEM og NB15 - Plastisk kapasitet

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_d := 6 \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{r}{l_e} \right) \cdot M_p = 136.72 \text{ kN}$$

$$P_{pl,NB15,COIN} := P_d = 136.72 \text{ kN}$$

MOMENTKAPASITET DAFSTB

$$M_p := \frac{M_{Rd,DAfStb}}{b} = 18.539 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

TR34 - Plastisk kapasitet

$$a := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_{u.0} := 2 \pi \cdot M_p = 116.487 \text{ kN}$$

Interpolerte verdier:

$$P_{u.0.2} := \frac{4 \pi \cdot M_p}{1 - \frac{a}{3 l_e}} = 244.341 \text{ kN}$$

$$P_u := \left(2 \pi \cdot M_p + 5 \cdot \frac{a}{l_e} \cdot \left(\frac{30}{7} \cdot \pi \cdot M_p - 2 \cdot \pi \cdot M_p \right) \right) = 209.4 \text{ kN}$$

$$P_{pl,TR34,DAfStb} := P_u = 209.387 \text{ kN}$$

NORCEM og NB15 - Plastisk kapasitet

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_d := 6 \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{r}{l_e} \right) \cdot M_p = 142.286 \text{ kN}$$

$$P_{pl,NB15,DAfStb} := P_d = 142.286 \text{ kN}$$

OPPSUMMERING PLASTISKE BEREGNINGER

UTTRYKK FOR PLASTISK KAPASITET FRA TR34:

$$P_{pl.TR34.NB38} = 201.195 \text{ kN}$$

$$P_{pl.TR34.COIN} = 201.195 \text{ kN}$$

$$P_{pl.TR34.DAfStb} = 209.387 \text{ kN}$$

$$P_{pl.TR34.NB15} = 122.23 \text{ kN}$$

$$P_{pl.TR34.TR34} = 247.186 \text{ kN}$$

UTTRYKK FOR PLASTISK KAPASITET FRA NB15 OG NØRCEM:

$$P_{pl.NB15.NB38} = 136.72 \text{ kN}$$

$$P_{pl.NB15.COIN} = 136.72 \text{ kN}$$

$$P_{pl.NB15.DAfStb} = 142.286 \text{ kN}$$

$$P_{pl.NB15.NB15} = 83.06 \text{ kN}$$

$$P_{pl.NB15.TR34} = 167.973 \text{ kN}$$

SAMMENLIGNING AV MOMENTKAPASITETER

$$M_{Rd.NB38} \cdot \frac{1}{b} = 17.814 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m} \qquad M_{Rd.forenklet.NB38} \cdot \frac{1}{b} = 14.43 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{Rd.COIN} \cdot \frac{1}{b} = 17.814 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{Rd.DAfStb} \cdot \frac{1}{b} = 18.539 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{Rd.TR34} = 21.886 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{Rd.NB15} = 10.823 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

SAMMENLIGNING AV SKJÆRKAPASITETER

Skjær

$$V_{Rd.NB38.skjær} = 144.745 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.COIN.skjær} = 173.16 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.DAfStb.skjær} = 150.252 \text{ kN}$$

Gjennomlokking

$$V_{Rd.NB38.gjennomlokking} = 175.412 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.COIN.gjennomlokking} = 347.827 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.DAfStb.gjennomlokking} = 301.812 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.NB15.gjennomlokking} = 768.793 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.TR34.gjennomlokking} = 245.308 \text{ kN}$$

B.1.2 Stålfiberarmerte fundamenter

KAPASITETSBEREGNINGER, SKJÆR-, MOMENT- OG GJENNOMLOKKINGSKAPASITETER FOR STÅLFIBERARMERTE FUNDAMENTER: NB38, DafStb, COIN, NB15, TR34, DP-3 OG TIMOSHENKO

BEREGNINGSGRUNNLAG

Restfastheter

Karakteristiske reststrekkfasthetsverdier - stålfiber

$$f_{ctl,k} := 4.68 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.1k} := 2.73 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.2k} := 2.66 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{R.3k} := 2.61 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.4k} := 2.31 \frac{N}{mm^2}$$

Midlere verdier

$$f_{ctl,m} := 5.98 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.1m} := 3.57 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.2m} := 3.48 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{R.3m} := 3.30 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.4m} := 3.10 \frac{N}{mm^2}$$

Beregningsmessige verdier

$$f_{ctl,kber} := 4.68 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.1kber} := 2.14 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.2kber} := 2.09 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{R.3kber} := 1.98 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.4kber} := 1.86 \frac{N}{mm^2}$$

Geometri

$$c_1 := 150 \text{ mm} \quad c_2 := c_1 = 150 \text{ mm} \quad \text{Geometri søyle}$$

$$b := 2000 \text{ mm} \quad \text{Bredde fundament}$$

$$h := 250 \text{ mm} \quad \text{Høyde fundament}$$

$$A := c_1 \cdot c_2 = (2.25 \cdot 10^4) \text{ mm}^2 \quad \text{Flateareal søyle}$$

Betong

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

Faktor for langtidsvirkninger

$$\gamma_c := 1.0$$

Materialfaktor betong

$$E_c := 30.9 \text{ GPa}$$

E-modul bestemt fra forsøk

$$f_{ck} := 54.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Sylindertrykkfasthet bestemt fra forsøk

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 46.07 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende trykkfasthet

$$f_{ctm,fl} := 6.0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Betongtrekkfasthet fra bjelkeprøving

Isolasjon

$$\nu := 0.2$$

Poissons tall, tverrkontraksjonstallet

$$D := \frac{E_c \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} = (4.2 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Platestivhet

$$E_i := 31 \text{ MPa}$$

E-modul isolasjon

$$h_i := 100 \text{ mm}$$

Høyde isolasjon

$$k_i := \frac{E_i}{h_i} = 0.31 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3}$$

Grunnens stivhet

$$l_e := \sqrt[4]{\frac{D}{k_i}} = 606.375 \text{ mm}$$

Elastisk lengde

BEREGNINGER MED KARAKTERISTISKE RESTSTREKKFASTHETER

NB38

$$\gamma_{sf} := 1.0$$

$$\kappa_0 := 1.0$$

$$A_{ct} := b \cdot h = 0.5 \text{ m}^2$$

$$f_{Ftuk} := 0.37 \cdot f_{R.3kber} = 0.733 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{Ftu.ef} := \kappa_0 \cdot f_{Ftuk} = 0.733 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{Ftud} := \frac{f_{Ftu.ef}}{\gamma_{sf}} = 0.733 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Momentkapasitet

$$x := h \cdot \frac{f_{Ftud}}{0.8 \cdot f_{cd} + f_{Ftud}} = 4.872 \text{ mm}$$

$$z := 0.5 h + 0.1 x = 125.487 \text{ mm}$$

$$S_f := (h - x) \cdot b \cdot f_{Ftud} = 359.161 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} := S_f \cdot (0.5 h + 0.1 x) = 45.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,forenklet} := 0.4 \cdot f_{Ftud} \cdot b \cdot h^2 = 36.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Skjærkapasitet

$$b_w := b = 2 \text{ m}$$

$$\tau_{Rd.cF} := f_{Ftud} = 0.733 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Rd.skjær} := \tau_{Rd.cF} \cdot b_w \cdot z = 183.864 \text{ kN}$$

Gjennomlokking

$$d_v := 0.9 \cdot h = 225 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$a := 0.5 \cdot d_v = 0.113 \text{ m}$$

Kontrollsnitt

$$\beta_e := 1.0$$

Faktor for tilleggseffekter
pga eksentrisitet

$$b_0 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot a = 1306.9 \text{ mm}$$

Omkrets kontrollsnitt

$$\tau_{Rd.cF} := f_{Ftud} = 0.733 \frac{N}{mm^2}$$

$$V_{Rd.gjennomlokking} := \tau_{Rd.cF} \cdot b_0 \cdot \frac{d_v}{\beta_e} = 215.416 \text{ kN}$$

Kapasitet gjennomlokking

$$A_i := c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_1 \cdot a + 2 \cdot c_2 \cdot a + \pi \cdot a^2 = 129760.8 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd.gjennomlokking} := \frac{\tau_{Rd.cF} \cdot b_0 \cdot d_v}{1 - \frac{A_i}{b^2}} = 222.6 \text{ kN}$$

Korrigert for mottrykk

KAPASITETER NB38

$$M_{Rd.NB38} := M_{Rd} = 45.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet

$$M_{Rd.forenklet.NB38} := M_{Rd.forenklet} = 36.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet forenklet

$$V_{Rd.NB38.skjær} := V_{Rd.skjær} = 183.9 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet

$$V_{Rd.NB38.gjennomlokking} := V_{Rd.gjennomlokking} = 222.6 \text{ kN}$$

Kapasitet gjennomlokking

DAFSTB

$$\alpha_c := 0.85$$

$$\gamma_{ct} := 1.0$$

$$f_{cfk.L1} := f_{R.1kber} = 2.14 \frac{N}{mm^2} \quad L1 := f_{cfk.L1}$$

$$f_{cfk.L2} := f_{R.3kber} = 1.98 \frac{N}{mm^2} \quad L2 := f_{cfk.L2}$$

$$\frac{L2}{L1} = 0.925$$

$$\beta_u := 0.37$$

$$f_{ct0.u} := f_{cfk.L2} \cdot \beta_u = 0.733 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_c := b \cdot h = 0.5 \text{ m}^2$$

$$A_{ct} := 0.9 \cdot A_c = 0.45 \text{ m}^2$$

$$\kappa_G := \min \left(1.0 + A_{ct} \cdot \frac{0.5}{m^2}, 1.7 \right) = 1.225$$

$$\kappa_F := 1.0$$

$$f_{ctR.u} := \kappa_F \cdot \kappa_G \cdot f_{ct0.u} = 0.897 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ctd.u} := \frac{\alpha_c \cdot f_{ctR.u}}{\gamma_{ct}} = 0.763 \frac{N}{mm^2}$$

$$x := \frac{h \cdot f_{ctd.u}}{0.8 f_{cd} + f_{ctd.u}} = 5.069 \text{ mm}$$

Trykksonehøyde

$$S_f := (h - x) \cdot b \cdot f_{ctd.u}$$

Strekresultant fiberarmering

$$M_{Rd} := S_f \cdot (0.5 h + 0.1 x) = 46.899 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d := d_v = 225 \text{ mm}$$

$$\kappa_F := 0.5$$

$$A_{ct} := \min(b \cdot d, b \cdot 1.5 \text{ m}) = 0.45 \text{ m}^2$$

$$f_{ctR.u} := \kappa_F \cdot \kappa_G \cdot f_{ct0.u} = 0.449 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\kappa_G := \min\left(1.0 + A_{ct} \cdot \frac{0.5}{\text{m}^2}, 1.7\right) = 1.225$$

$$V_{Rd.cf} := \frac{\alpha_c \cdot f_{ctR.u} \cdot b \cdot h}{\gamma_{ct}} = 190.705 \text{ kN}$$

$$\nu_{Rd.cf} := \frac{\alpha_c \cdot f_{ctR.u}}{\gamma_{ct}} = 0.381 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$a := 2 d$$

$$b_0 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot a = 3427.4 \text{ mm}$$

$$V_{Rd.gjennomlokking} := \nu_{Rd.cf} \cdot b_0 \cdot d = 294.133 \text{ kN}$$

$$A_i := c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_1 \cdot a + 2 \cdot c_2 \cdot a + \pi \cdot a^2 = 928672.5 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd.gjennomlokking} := \frac{\nu_{Rd.cf} \cdot b_0 \cdot d}{1 - \frac{A_i}{b^2}} = 383.07 \text{ kN}$$

KAPASITETER DAfStb

$$M_{Rd.DAfStb} := M_{Rd} = 46.899 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet,
spenningsblokk

$$V_{Rd.DAfStb.skjær} := V_{Rd.cf} = 190.705 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet

$$\nu_{Rd.DAfStb.gjennomlokking} := \nu_{Rd.cf} = 0.381 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kapasitet gjennomlokking
(spenning)

$$V_{Rd.DAfStb.gjennomlokking} := V_{Rd.gjennomlokking} = 383.069 \text{ kN}$$

Kapasitet gjennomlokking

COIN

$$\gamma_{cf} := 1.0$$

Materialfaktor for reststrekkfasthet -
forsøk

$$f_{ftk.res2.5} := 0.37 \cdot f_{R.3kber} = 0.73 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk enaksiell restrekkfasthet -
bruddgrensetilstand

$$f_{ftd.res2.5} := \frac{f_{ftk.res2.5}}{\gamma_{cf}} = 0.73 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende reststrekkfasthet for
bruddgrensetilstanden

$$x := \frac{h \cdot f_{ftd.res2.5}}{0.8 f_{cd} + f_{ftd.res2.5}} = 4.872 \text{ mm}$$

Trykksonehøyde

$$S_f := (h - x) \cdot b \cdot f_{ftd.res2.5}$$

Strekkresultant fiberarmering

$$M_{Rd} := S_f \cdot (0.5 h + 0.1 x) = 45.07 \text{ kN} \cdot m$$

$$V_{Rd.cf} := 0.6 \cdot f_{ftd.res2.5} \cdot b \cdot h = 219.78 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet

$$a := 2 d$$

$$b_0 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot a = 3427.4 \text{ mm}$$

$$A_i := c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_1 \cdot a + 2 \cdot c_2 \cdot a + \pi \cdot a^2 = 928672.5 \text{ mm}^2$$

$$\nu_{Rd.cf} := 0.6 \cdot f_{ftd.res2.5} = 0.4396 \frac{N}{mm^2}$$

$$V_{Rd.gjennomlokking} := \frac{\nu_{Rd.cf} \cdot b_0 \cdot d}{1 - \frac{A_i}{b^2}} = 441.47 \text{ kN}$$

KAPASITETER COIN

$$M_{Rd.COIN} := S_f \cdot (0.5 h + 0.1 x) = 45.07 \text{ kN} \cdot m$$

Momentkapasitet

$$V_{Rd.COIN.skjær} := V_{Rd.cf} = 219.78 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet

$$\nu_{Rd.COIN.gjennomlokking} := \nu_{Rd.cf} = 0.44 \frac{N}{mm^2}$$

Kapasitet gjennomlokking
(spenning)

$$V_{Rd.COIN.gjennomlokking} := V_{Rd.gjennomlokking} = 441.472 \text{ kN}$$

Kapasitet gjennomlokking

OPPSUMMERING KAPASITETSBEREGNINGER - KAR. RETFASTHETSVERDIER

KAPASITETER NB38

$$M_{Rd,NB38} = 45.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet

$$M_{Rd,forenklet,NB38} = 36.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet forenklet

$$V_{Rd,NB38,skjær} = 183.9 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet

$$V_{Rd,NB38,gjennomlokking} = 222.6 \text{ kN}$$

Kapasitet gjennomlokking

KAPASITETER DAfStb

$$M_{Rd,DAfStb} = 46.899 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet

$$V_{Rd,DAfStb,skjær} = 190.705 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet

$$\nu_{Rd,DAfStb,gjennomlokking} = 0.381 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kapasitet gjennomlokking
(spenning)

$$V_{Rd,DAfStb,gjennomlokking} = 383.069 \text{ kN}$$

Kapasitet gjennomlokking

KAPASITETER COIN

$$M_{Rd,COIN} = 45.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet

$$V_{Rd,COIN,skjær} = 219.78 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet

$$\nu_{Rd,COIN,gjennomlokking} = 0.44 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kapasitet gjennomlokking
(spenning)

$$V_{Rd,COIN,gjennomlokking} = 441.472 \text{ kN}$$

Kapasitet gjennomlokking

GULV PÅ GRUNN BEREGNINGER - TR34, NB15, DP-3 OG TIMOSHENKO

TR34

$$\gamma_m := 1.0$$

$$f_{r1} := f_{R.1kber} = 2.14 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{r2} := f_{R.2kber} = 2.09 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{r3} := f_{R.3kber} = 1.98 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{r4} := f_{R.4kber} = 1.86 \frac{N}{mm^2}$$

Momentkapasitet

$$\sigma_{r1} := 0.45 \cdot f_{r1} = 0.963 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{r4} := 0.37 \cdot f_{r4} = 0.688 \frac{N}{mm^2}$$

$$M_u := \frac{h^2}{\gamma_m} \cdot (0.29 \sigma_{r4} + 0.16 \cdot \sigma_{r1}) = 22.104 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{Rd.TR34} := M_u = 22.104 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

Gjennomlokkingskapasitet (mht. elastisk underlag)

$$\nu_f := 0.12 \cdot \frac{(f_{r1} + f_{r2} + f_{r3} + f_{r4})}{4} = 0.242 \frac{N}{mm^2}$$

$$a := 2 \cdot d$$

$$u_1 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot a = 3427.4 \text{ mm}$$

$$P_p := \nu_f \cdot u_1 \cdot d = 186.701 \text{ kN}$$

$$R_{cp} := 1.4 \cdot \left(\frac{d}{l_e}\right)^2 \cdot P_p + 0.47 \cdot (c_1 + c_2) \cdot \frac{d \cdot P_p}{l_e^2} = 52.097 \text{ kN}$$

$$P_{p.ny} := P_p + R_{cp} = 238.798 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.TR34.gjennomlokkning} := P_{p.ny} = 238.8 \text{ kN}$$

NB15

$$f_{R3.prisme} := f_{R3m} = 3.3 \frac{N}{mm^2}$$

Midlere reststrekkfasthet ved
2,5 mm rissvidde

$$f_{ftm.r2.5.prisme} := 0.37 \cdot f_{R3.prisme} = 1.221 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ftm.r2.5.gulv} := 0.75 \cdot f_{ftm.r2.5.prisme} = 0.916 \frac{N}{mm^2}$$

Midlere reststrekkfasthet gulv

$$f_{ftd.r2.5.gulv} := 0.7 \cdot f_{ftm.r2.5.prisme} = 0.855 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende reststrekkfasthet
gulv, ikke medtatt sikkerhetsfaktor på
1,5

$$M_f := 0.4 \cdot f_{ftm.r2.5.gulv} \cdot h^2 = 22.894 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{Rd.NB15} := M_f = 22.894 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$d := h = 250 \text{ mm}$$

Effektiv høyde NB15

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200 \cdot mm}{d}}, 2.0 \right) = 1.894$$

$$\nu_{min} := 0.035 k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot \frac{N}{mm^2}} = 0.672 \frac{N}{mm^2}$$

$$\nu_{Rd.c} := \nu_{min} = 0.672 \frac{N}{mm^2}$$

$$a := 0.15 \text{ m}$$

Lastflatens bredde

$$\nu_{Rd.cs} := 0.75 \cdot \nu_{Rd.c} + 0.6 \cdot f_{ftm.r2.5.gulv} \cdot \left(\frac{a+d}{a+4d} \right) = 0.695 \frac{N}{mm^2}$$

$$a := 2d$$

$$b_0 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot a = 3741.6 \text{ mm}$$

$$\nu_{Rd.cs} \cdot b_0 \cdot d = 650.116 \text{ kN}$$

$$A_i := c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_1 \cdot a + 2 \cdot c_2 \cdot a + \pi \cdot a^2 = 1107898.2 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd.gjennoml\ddot{o}kking} := \frac{\nu_{Rd.cs} \cdot b_0 \cdot d}{1 - \frac{A_i}{b^2}} = 899.2 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.NB15.gjennoml\ddot{o}kking} := V_{Rd.gjennoml\ddot{o}kking} = 899.16 \text{ kN}$$

PLATER PÅ ELASTISK UNDERLAG

ELASTISITETSTEORI

NB15 - Elastisk kapasitet

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

Radius omgjort sirkulær lastflate

$$a := \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h^2} - 0.675 \cdot h = 103.204 \text{ mm}$$

Modifisert lastflateradius

$$P_{cr} := \frac{f_{ctm.fl} \cdot h^2}{6 \cdot \left(0.104 - 0.08 \ln \left(\frac{a}{l_e} \right) \right)} = 254.4 \text{ kN}$$

Risslast diagram

$$P_{cr.NB15} := P_{cr} = 254.414 \text{ kN}$$

$$P_{cr.NB15.diagram} := P_{cr} = 254.414 \text{ kN}$$

$$P_{cr.Timoshenko2} := \frac{f_{ctm.fl} \cdot h^2}{0.275 \cdot (1 + \nu) \cdot \log \left(\frac{0.36 \cdot E_c \cdot h^3}{k_i \cdot a^4} \right)} = 307.63 \text{ kN}$$

NORCEM - Elastisk kapasitet

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

Radius sirkulær lastflate

$$a := \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h^2} - 0.675 \cdot h = 103.204 \text{ mm}$$

Modifisert lastflateradius

$$P_{cr} := \frac{f_{ctm,fl} \cdot h^2}{0.275 \cdot (1 + \nu) \cdot \left(\log \left(\frac{0.36 \cdot E_c \cdot h^3}{k_i \cdot a^4} \right) - 0.44 \right)} = 349.228 \text{ kN}$$

$$P_{cr,DP3} := P_{cr} = 349.228 \text{ kN}$$

$$a := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

Radius sirkulær lastflate

$$P_{cr} := \frac{f_{ctm,fl} \cdot h^2}{6 \cdot \left(0.104 - 0.183 \log \left(\frac{2a}{l_e} \right) \right)} = 304.3 \text{ kN}$$

Diagram

$$P_{cr,DP3,diagram} := P_{cr} = 304.258 \text{ kN}$$

Risslast diagram

Timoshenko - Elastisk kapasitet

$$u := c_1 = 150 \text{ mm}$$

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

Radius sirkulær lastflate

$$a := \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h^2} - 0.675 \cdot h = 103.204 \text{ mm}$$

Modifisert lastflateradius

$$P_{cr,Timoshenko} := \frac{f_{ctm,fl} \cdot h^2}{0.275 \cdot (1 + \nu) \cdot \log \left(\frac{E_c \cdot h^3}{k_i \cdot a^4} \right)} = 274.642 \text{ kN}$$

$$P_{cr,Timoshenko2} := \frac{1}{6} \cdot \frac{4 \cdot \pi \cdot f_{ctm,fl} \cdot h^2}{(1 + \nu) \cdot \left(\log \left(\frac{l_e}{u} \right) + 1.177 \right)} = 366.943 \text{ kN}$$

KAPASITETER ELASTISITETSTEORI

$$P_{cr.NB15} = 254.414 \text{ kN} \quad P_{cr.NB15,diagram} = 254.414 \text{ kN}$$

$$P_{cr.DP3} = 349.228 \text{ kN} \quad P_{cr.DP3,diagram} = 304.258 \text{ kN}$$

$$P_{cr.Timoshenko} := P_{cr} = 304.258 \text{ kN} \quad P_{cr.Timoshenko2} = 366.943 \text{ kN}$$

PLASTISITETSTEORI

Regner kun med det positive momentet.

MOMENTKAPASITET NB15

$$M_p := M_{Rd.NB15} = 22.894 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

TR34 - Plastisk kapasitet

$$a := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_{u,0} := 2 \pi \cdot M_p = 143.846 \text{ kN}$$

Interpolerte verdier:

$$P_{u,0.2} := \frac{4 \pi \cdot M_p}{1 - \frac{a}{3 l_e}} = 301.728 \text{ kN}$$

$$P_u := \left(2 \pi \cdot M_p + 5 \cdot \frac{a}{l_e} \cdot \left(\frac{30}{7} \cdot \pi \cdot M_p - 2 \cdot \pi \cdot M_p \right) \right) = 258.6 \text{ kN}$$

$$P_{pl.TR34.NB15} := P_u = 258.564 \text{ kN} \quad \text{Først nevnes regelverk, så regelverket kapasiteten er hentet fra i uttrykket}$$

NORCEM og NB15 - Plastisk kapasitet

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_d := 6 \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{r}{l_e} \right) \cdot M_p = 175.704 \text{ kN}$$

$$P_{pl.NB15.NB15} := P_d = 175.704 \text{ kN}$$

MOMENTKAPASITET TR34

$$M_p := M_{Rd,TR34} = 22.104 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

TR34 - Plastisk kapasitet

$$a := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_{u,0} := 2 \pi \cdot M_p = 138.881 \text{ kN}$$

Interpolerte verdier:

$$P_{u,0.2} := \frac{4 \pi \cdot M_p}{1 - \frac{a}{3 l_e}} = 291.315 \text{ kN}$$

$$P_u := \left(2 \pi \cdot M_p + 5 \cdot \frac{a}{l_e} \cdot \left(\frac{30}{7} \cdot \pi \cdot M_p - 2 \cdot \pi \cdot M_p \right) \right) = 249.6 \text{ kN}$$

$$P_{pl,TR34,TR34} := P_u = 249.641 \text{ kN}$$

NORCEM og NB15 - Plastisk kapasitet

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_d := 6 \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{r}{l_e} \right) \cdot M_p = 169.64 \text{ kN}$$

$$P_{pl,NB15,TR34} := P_d = 169.64 \text{ kN}$$

MOMENTKAPASITET NB38

$$M_p := \frac{M_{Rd,NB38}}{b} = 22.535 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

TR34 - Plastisk kapasitet

$$a := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_{u.0} := 2 \pi \cdot M_p = 141.592 \text{ kN}$$

Interpolerte verdier:

$$P_{u.0.2} := \frac{4 \pi \cdot M_p}{1 - \frac{a}{3 l_e}} = 297.001 \text{ kN}$$

$$P_u := \left(2 \pi \cdot M_p + 5 \cdot \frac{a}{l_e} \cdot \left(\frac{30}{7} \cdot \pi \cdot M_p - 2 \cdot \pi \cdot M_p \right) \right) = 254.5 \text{ kN}$$

$$P_{pl,TR34,NB38} := P_u = 254.513 \text{ kN}$$

NORCEM og NB15 - Plastisk kapasitet

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_d := 6 \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{r}{l_e} \right) \cdot M_p = 172.951 \text{ kN}$$

$$P_{pl,NB15,NB38} := P_d = 172.951 \text{ kN}$$

MOMENTKAPASITET COIN

$$M_p := \frac{M_{Rd.COIN}}{b} = 22.535 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

TR34 - Plastisk kapasitet

$$a := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_{u.0} := 2 \pi \cdot M_p = 141.592 \text{ kN}$$

Interpolerte verdier:

$$P_{u.0.2} := \frac{4 \pi \cdot M_p}{1 - \frac{a}{3 l_e}} = 297.001 \text{ kN}$$

$$P_u := \left(2 \pi \cdot M_p + 5 \cdot \frac{a}{l_e} \cdot \left(\frac{30}{7} \cdot \pi \cdot M_p - 2 \cdot \pi \cdot M_p \right) \right) = 254.5 \text{ kN}$$

$$P_{pl.TR34.COIN} := P_u = 254.513 \text{ kN}$$

NORCEM og NB15 - Plastisk kapasitet

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_d := 6 \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{r}{l_e} \right) \cdot M_p = 172.951 \text{ kN}$$

$$P_{pl.NB15.COIN} := P_d = 172.951 \text{ kN}$$

MOMENTKAPASITET DAFSTB

$$M_p := \frac{M_{Rd,DAfStb}}{b} = 23.449 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

TR34 - Plastisk kapasitet

$$a := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_{u.0} := 2 \pi \cdot M_p = 147.337 \text{ kN}$$

Interpolerte verdier:

$$P_{u.0.2} := \frac{4 \pi \cdot M_p}{1 - \frac{a}{3 l_e}} = 309.052 \text{ kN}$$

$$P_u := \left(2 \pi \cdot M_p + 5 \cdot \frac{a}{l_e} \cdot \left(\frac{30}{7} \cdot \pi \cdot M_p - 2 \cdot \pi \cdot M_p \right) \right) = 264.8 \text{ kN}$$

$$P_{pl,TR34,DAfStb} := P_u = 264.84 \text{ kN}$$

NORCEM og NB15 - Plastisk kapasitet

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_d := 6 \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{r}{l_e} \right) \cdot M_p = 179.969 \text{ kN}$$

$$P_{pl,NB15,DAfStb} := P_d = 179.969 \text{ kN}$$

OPPSUMMERING PLASTISKE BEREGNINGER

UTTRYKK FOR PLASTISK KAPASITET FRA TR34:

$$P_{pl.TR34.NB38} = 254.513 \text{ kN}$$

$$P_{pl.TR34.COIN} = 254.513 \text{ kN}$$

$$P_{pl.TR34.DAfStb} = 264.84 \text{ kN}$$

$$P_{pl.TR34.NB15} = 258.564 \text{ kN}$$

$$P_{pl.TR34.TR34} = 249.641 \text{ kN}$$

UTTRYKK FOR PLASTISK KAPASITET FRA NB15 OG NØRCEM:

$$P_{pl.NB15.NB38} = 172.951 \text{ kN}$$

$$P_{pl.NB15.COIN} = 172.951 \text{ kN}$$

$$P_{pl.NB15.DAfStb} = 179.969 \text{ kN}$$

$$P_{pl.NB15.NB15} = 175.704 \text{ kN}$$

$$P_{pl.NB15.TR34} = 169.64 \text{ kN}$$

SAMMENLIGNING AV MOMENTKAPASITETER

$$M_{Rd.NB38} \cdot \frac{1}{b} = 22.535 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m} \qquad M_{Rd.forenklet.NB38} \cdot \frac{1}{b} = 18.315 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{Rd.COIN} \cdot \frac{1}{b} = 22.535 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{Rd.DAfStb} \cdot \frac{1}{b} = 23.449 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{Rd.TR34} = 22.104 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{Rd.NB15} = 22.894 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

SAMMENLIGNING AV SKJÆRKAPASITETER

Skjær

$$V_{Rd.NB38.skjær} = 183.864 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.COIN.skjær} = 219.78 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.DAfStb.skjær} = 190.705 \text{ kN}$$

Gjennomlokking

$$V_{Rd.NB38.gjennomlokking} = 222.638 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.COIN.gjennomlokking} = 441.472 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.DAfStb.gjennomlokking} = 383.069 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.NB15.gjennomlokking} = 899.16 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.TR34.gjennomlokking} = 238.798 \text{ kN}$$

BEREGNINGER MED MIDLERE RESTSTREKKFASTHETER

NB38

$$\gamma_{sf} := 1.0$$

$$\kappa_0 := 1.0$$

$$A_{ct} := b \cdot h = 0.5 \text{ m}^2$$

$$f_{Ftuk} := 0.37 \cdot f_{R.3m} = 1.221 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{Ftu.ef} := \kappa_0 \cdot f_{Ftuk} = 1.221 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{Ftud} := \frac{f_{Ftu.ef}}{\gamma_{sf}} = 1.221 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Momentkapasitet

$$x := h \cdot \frac{f_{Ftud}}{0.8 \cdot f_{cd} + f_{Ftud}} = 8.017 \text{ mm}$$

$$z := 0.5 h + 0.1 x = 125.802 \text{ mm}$$

$$S_f := (h - x) \cdot b \cdot f_{Ftud} = 590.923 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} := S_f \cdot (0.5 h + 0.1 x) = 74.339 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,forenklet} := 0.4 \cdot f_{Ftud} \cdot b \cdot h^2 = 61.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Skjærkapasitet

$$b_w := b = 2 \text{ m}$$

$$\tau_{Rd.cF} := f_{Ftud} = 1.221 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Rd.skjær} := \tau_{Rd.cF} \cdot b_w \cdot z = 307.208 \text{ kN}$$

Gjennomlokking

$$d_v := 0.9 \cdot h = 225 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$a := 0.5 \cdot d_v = 0.113 \text{ m}$$

Kontrollsnitt

$$\beta_e := 1.0$$

Faktor for tilleggseffekter
pga eksentrisitet

$$b_0 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot a = 1306.9 \text{ mm}$$

Omkrets kontrollsnitt

$$\tau_{Rd.cF} := f_{Ftud} = 1.221 \frac{N}{mm^2}$$

$$V_{Rd.gjennomlokking} := \tau_{Rd.cF} \cdot b_0 \cdot \frac{d_v}{\beta_e} = 359.027 \text{ kN}$$

Kapasitet gjennomlokking

$$A_i := c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_1 \cdot a + 2 \cdot c_2 \cdot a + \pi \cdot a^2 = 129760.8 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd.gjennomlokking} := \frac{\tau_{Rd.cF} \cdot b_0 \cdot d_v}{1 - \frac{A_i}{b^2}} = 371.1 \text{ kN}$$

KAPASITETER NB38

$$M_{Rd.NB38} := M_{Rd} = 74.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet

$$M_{Rd.forenklet.NB38} := M_{Rd.forenklet} = 61.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet forenklet

$$V_{Rd.NB38.skjær} := V_{Rd.skjær} = 307.2 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet

$$V_{Rd.NB38.gjennomlokking} := V_{Rd.gjennomlokking} = 371.1 \text{ kN}$$

Kapasitet gjennomlokking

DAFSTB

$$\alpha_c := 0.85$$

$$\gamma_{ct} := 1.0$$

$$f_{cfk.L1} := f_{R.1m} = 3.57 \frac{N}{mm^2} \quad L1 := f_{cfk.L1}$$

$$f_{cfk.L2} := f_{R.3m} = 3.3 \frac{N}{mm^2} \quad L2 := f_{cfk.L2}$$

$$\frac{L2}{L1} = 0.924$$

$$\beta_u := 0.37$$

$$f_{ct0.u} := f_{cfk.L2} \cdot \beta_u = 1.221 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_c := b \cdot h = 0.5 \text{ m}^2$$

$$A_{ct} := 0.9 \cdot A_c = 0.45 \text{ m}^2$$

$$\kappa_G := \min \left(1.0 + A_{ct} \cdot \frac{0.5}{m^2}, 1.7 \right) = 1.225$$

$$\kappa_F := 1.0$$

$$f_{ctR.u} := \kappa_F \cdot \kappa_G \cdot f_{ct0.u} = 1.496 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ctd.u} := \frac{\alpha_c \cdot f_{ctR.u}}{\gamma_{ct}} = 1.271 \frac{N}{mm^2}$$

$$x := \frac{h \cdot f_{ctd.u}}{0.8 f_{cd} + f_{ctd.u}} = 8.336 \text{ mm} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$S_f := (h - x) \cdot b \cdot f_{ctd.u} \quad \text{Strekresultant fiberarmering}$$

$$M_{Rd} := S_f \cdot (0.5 h + 0.1 x) = 77.323 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d := d_v = 225 \text{ mm}$$

$$\kappa_F := 0.5$$

$$A_{ct} := \min(b \cdot d, b \cdot 1.5 \text{ m}) = 0.45 \text{ m}^2$$

$$f_{ctR.u} := \kappa_F \cdot \kappa_G \cdot f_{ct0,u} = 0.748 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\kappa_G := \min\left(1.0 + A_{ct} \cdot \frac{0.5}{\text{m}^2}, 1.7\right) = 1.225$$

$$V_{Rd.cf} := \frac{\alpha_c \cdot f_{ctR.u} \cdot b \cdot h}{\gamma_{ct}} = 317.842 \text{ kN}$$

$$\nu_{Rd.cf} := \frac{\alpha_c \cdot f_{ctR.u}}{\gamma_{ct}} = 0.636 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$a := 2 d$$

$$b_0 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot a = 3427.4 \text{ mm}$$

$$V_{Rd.gjennomlokkning} := \nu_{Rd.cf} \cdot b_0 \cdot d = 490.221 \text{ kN}$$

$$A_i := c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_1 \cdot a + 2 \cdot c_2 \cdot a + \pi \cdot a^2 = 928672.5 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd.gjennomlokkning} := \frac{\nu_{Rd.cf} \cdot b_0 \cdot d}{1 - \frac{A_i}{b^2}} = 638.45 \text{ kN}$$

KAPASITETER DAFStb

$$M_{Rd.DAfStb} := M_{Rd} = 77.323 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet,
spenningsblokk

$$V_{Rd.DAfStb.skjær} := V_{Rd.cf} = 317.842 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet

$$\nu_{Rd.DAfStb.gjennomlokking} := \nu_{Rd.cf} = 0.636 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kapasitet gjennomlokking
(spenning)

$$V_{Rd.DAfStb.gjennomlokking} := V_{Rd.gjennomlokking} = 638.449 \text{ kN}$$

Kapasitet gjennomlokking

COIN

$$\gamma_{cf} := 1.0$$

Materialfaktor for reststrekkfasthet -
forsøk

$$f_{ftk.res2.5} := 0.37 \cdot f_{R.3m} = 1.22 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Karakteristisk enaksiell reststrekkfasthet -
bruddgrensetilstand

$$f_{ftd.res2.5} := \frac{f_{ftk.res2.5}}{\gamma_{cf}} = 1.22 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende reststrekkfasthet for
bruddgrensetilstanden

$$x := \frac{h \cdot f_{ftd.res2.5}}{0.8 f_{cd} + f_{ftd.res2.5}} = 8.017 \text{ mm} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$S_f := (h - x) \cdot b \cdot f_{ftd.res2.5} \quad \text{Strekkresultant fiberarmering}$$

$$M_{Rd} := S_f \cdot (0.5 h + 0.1 x) = 74.339 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Rd.cf} := 0.6 \cdot f_{ftd.res2.5} \cdot b \cdot h = 366.3 \text{ kN} \quad \text{Skjærkapasitet}$$

$$\nu_{Rd.cf} := 0.6 f_{ftd.res2.5} = 0.733 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Kapasitet gjennomlokking}$$

$$a := 2 d$$

$$b_0 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot a = 3427.4 \text{ mm}$$

$$A_i := c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_1 \cdot a + 2 \cdot c_2 \cdot a + \pi \cdot a^2 = 928672.5 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd.gjennomlokking} := \frac{\nu_{Rd.cf} \cdot b_0 \cdot d}{1 - \frac{A_i}{b^2}} = 735.79 \text{ kN}$$

KAPASITETER COIN

$$M_{Rd.COIN} := S_f \cdot (0.5 h + 0.1 x) = 74.339 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momentkapasitet}$$

$$V_{Rd.COIN.skjær} := V_{Rd.cf} = 366.3 \text{ kN} \quad \text{Skjærkapasitet}$$

$$\nu_{Rd.COIN.gjennomlokking} := \nu_{Rd.cf} = 0.733 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Kapasitet gjennomlokking (spenning)}$$

$$V_{Rd.COIN.gjennomlokking} := V_{Rd.gjennomlokking} = 735.787 \text{ kN} \quad \text{Kapasitet gjennomlokking}$$

OPPSUMMERING KAPASITETSBEREGNINGER - MIDLERE RESTFASTHETSVERDIER

KAPASITETER NB38

$$M_{Rd,NB38} = 74.3 \text{ kN} \cdot m$$

Momentkapasitet

$$M_{Rd,forenklet,NB38} = 61.1 \text{ kN} \cdot m$$

Momentkapasitet forenklet

$$V_{Rd,NB38,skjær} = 307.2 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet

$$V_{Rd,NB38,gjennomlokking} = 371.1 \text{ kN}$$

Kapasitet gjennomlokking

KAPASITETER DAfStb

$$M_{Rd,DAfStb} = 77.323 \text{ kN} \cdot m$$

Momentkapasitet

$$V_{Rd,DAfStb,skjær} = 317.842 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet

$$\nu_{Rd,DAfStb,gjennomlokking} = 0.636 \frac{N}{mm^2}$$

Kapasitet gjennomlokking (spenning)

$$V_{Rd,DAfStb,gjennomlokking} = 638.449 \text{ kN}$$

Kapasitet gjennomlokking

KAPASITETER COIN

$$M_{Rd,COIN} = 74.339 \text{ kN} \cdot m$$

Momentkapasitet

$$V_{Rd,COIN,skjær} = 366.3 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet

$$\nu_{Rd,COIN,gjennomlokking} = 0.733 \frac{N}{mm^2}$$

Kapasitet gjennomlokking (spenning)

$$V_{Rd,COIN,gjennomlokking} = 735.787 \text{ kN}$$

Kapasitet gjennomlokking

GULV PÅ GRUNN BEREGNINGER - TR34, NB15, DP-3 OG TIMOSHENKO

TR34

$$\gamma_m := 1.0$$

$$f_{r1} := f_{R.1m} = 3.57 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{r2} := f_{R.2m} = 3.48 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{r3} := f_{R.3m} = 3.3 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{r4} := f_{R.4m} = 3.1 \frac{N}{mm^2}$$

Momentkapasitet

$$\sigma_{r1} := 0.45 \cdot f_{r1} = 1.607 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{r4} := 0.37 \cdot f_{r4} = 1.147 \frac{N}{mm^2}$$

$$M_u := \frac{h^2}{\gamma_m} \cdot (0.29 \sigma_{r4} + 0.16 \cdot \sigma_{r1}) = 36.854 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{Rd.TR34} := M_u = 36.854 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

Gjennomlokkingskapasitet (mht. elastisk underlag)

$$\nu_f := 0.12 \cdot \frac{(f_{r1} + f_{r2} + f_{r3} + f_{r4})}{4} = 0.404 \frac{N}{mm^2}$$

$$a := 2 \cdot d = 450 \text{ mm}$$

$$u_1 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot a = 3427.4 \text{ mm}$$

$$P_p := \nu_f \cdot u_1 \cdot d = 311.168 \text{ kN}$$

$$R_{cp} := 1.4 \cdot \left(\frac{d}{l_e}\right)^2 \cdot P_p + 0.47 \cdot (c_1 + c_2) \cdot \frac{d \cdot P_p}{l_e^2} = 86.828 \text{ kN}$$

$$P_{p.ny} := P_p + R_{cp} = 397.996 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.TR34.gjennomlokking} := P_{p.ny} = 398 \text{ kN}$$

NB15

$$f_{R3.prisme} := f_{R.3m} = 3.3 \frac{N}{mm^2}$$

Midlere reststrekkfasthet ved
2,5 mm rissvidde

$$f_{ftm.r2.5.prisme} := 0.37 \cdot f_{R3.prisme} = 1.221 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ftm.r2.5.gulv} := 0.75 \cdot f_{ftm.r2.5.prisme} = 0.916 \frac{N}{mm^2}$$

Midlere reststrekkfasthet gulv

$$f_{ftd.r2.5.gulv} := 0.7 \cdot f_{ftm.r2.5.prisme} = 0.855 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende reststrekkfasthet
gulv, ikke medtatt sikkerhetsfaktor på
1,5

$$M_f := 0.4 \cdot f_{ftm.r2.5.gulv} \cdot h^2 = 22.894 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{Rd.NB15} := M_f = 22.894 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$d := h = 250 \text{ mm}$$

Effektiv høyde NB15

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200 \cdot mm}{d}}, 2.0 \right) = 1.894$$

$$\nu_{min} := 0.035 k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot \frac{N}{mm^2}} = 0.672 \frac{N}{mm^2}$$

$$\nu_{Rd.c} := \nu_{min} = 0.672 \frac{N}{mm^2}$$

$$a := 0.15 \text{ m}$$

Lastflatens bredde

$$\nu_{Rd.cs} := 0.75 \cdot \nu_{Rd.c} + 0.6 \cdot f_{ftm.r2.5.gulv} \cdot \left(\frac{a+d}{a+4d} \right) = 0.695 \frac{N}{mm^2}$$

$$a := 2d$$

$$b_0 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot a = 3741.6 \text{ mm}$$

$$\nu_{Rd.cs} \cdot b_0 \cdot d = 650.116 \text{ kN}$$

$$A_i := c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_1 \cdot a + 2 \cdot c_2 \cdot a + \pi \cdot a^2 = 1107898.2 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd.gjennomlokkning} := \frac{\nu_{Rd.cs} \cdot b_0 \cdot d}{1 - \frac{A_i}{b^2}} = 899.2 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.NB15.gjennomlokkning} := V_{Rd.gjennomlokkning} = 899.16 \text{ kN}$$

PLATER PÅ ELASTISK UNDERLAG

ELASTISITETSTEORI

NB15 - Elastisk kapasitet

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$a := \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h^2} - 0.675 \cdot h = 103.204 \text{ mm}$$

$$P_{cr} := \frac{f_{ctm.fl} \cdot h^2}{6 \cdot \left(0.104 - 0.08 \ln \left(\frac{a}{l_e} \right) \right)} = 254.4 \text{ kN}$$

Diagram

$$P_{cr.NB15} := P_{cr} = 254.414 \text{ kN}$$

$$P_{cr.NB15.diagram} := P_{cr} = 254.414 \text{ kN}$$

$$P_{cr.Timoshenko2} := \frac{f_{ctm.fl} \cdot h^2}{0.275 \cdot (1 + \nu) \cdot \log \left(\frac{0.36 \cdot E_c \cdot h^3}{k_i \cdot a^4} \right)} = 307.63 \text{ kN}$$

NORCEM - Elastisk kapasitet

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$a := \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h^2} - 0.675 \cdot h = 103.204 \text{ mm}$$

$$P_{cr} := \frac{f_{ctm,fl} \cdot h^2}{0.275 \cdot (1 + \nu) \cdot \left(\log \left(\frac{0.36 \cdot E_c \cdot h^3}{k_i \cdot a^4} \right) - 0.44 \right)} = 349.228 \text{ kN}$$

$$P_{cr,DP3} := P_{cr} = 349.228 \text{ kN}$$

$$a := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_{cr} := \frac{f_{ctm,fl} \cdot h^2}{6 \cdot \left(0.104 - 0.183 \log \left(\frac{2a}{l_e} \right) \right)} = 304.3 \text{ kN}$$

Diagram

$$P_{cr,DP3,diagram} := P_{cr} = 304.258 \text{ kN}$$

Timoshenko - Elastisk kapasitet

$$u := c_1 = 150 \text{ mm}$$

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$a := \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h^2} - 0.675 \cdot h = 103.204 \text{ mm}$$

$$P_{cr,Timoshenko} := \frac{f_{ctm,fl} \cdot h^2}{0.275 \cdot (1 + \nu) \cdot \log \left(\frac{E_c \cdot h^3}{k_i \cdot a^4} \right)} = 274.642 \text{ kN}$$

$$P_{cr,Timoshenko2} := \frac{1}{6} \cdot \frac{4 \cdot \pi \cdot f_{ctm,fl} \cdot h^2}{(1 + \nu) \cdot \left(\log \left(\frac{l_e}{u} \right) + 1.177 \right)} = 366.943 \text{ kN}$$

KAPASITETER ELASTISITETSTEORI

$$P_{cr.NB15} = 254.414 \text{ kN} \quad P_{cr.NB15.diagram} = 254.414 \text{ kN}$$

$$P_{cr.DP3} = 349.228 \text{ kN} \quad P_{cr.DP3.diagram} = 304.258 \text{ kN}$$

$$P_{cr.Timoshenko} := P_{cr} = 304.258 \text{ kN} \quad P_{cr.Timoshenko2} = 366.943 \text{ kN}$$

PLASTISITETSTEORI

Regner kun med det positive momentet.

MOMENTKAPASITET NB15

$$M_p := M_{Rd.NB15} = 22.894 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

TR34 - Plastisk kapasitet

$$a := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_{u.0} := 2 \pi \cdot M_p = 143.846 \text{ kN}$$

Interpolerte verdier:

$$P_{u.0.2} := \frac{4 \pi \cdot M_p}{1 - \frac{a}{3 l_e}} = 301.728 \text{ kN}$$

$$P_u := \left(2 \pi \cdot M_p + 5 \cdot \frac{a}{l_e} \cdot \left(\frac{30}{7} \cdot \pi \cdot M_p - 2 \cdot \pi \cdot M_p \right) \right) = 258.6 \text{ kN}$$

$$P_{pl.TR34.NB15} := P_u = 258.564 \text{ kN} \quad \text{Først nevnes regelverk, så regelverket kapasiteten er hentet fra i uttrykket}$$

NORCEM og NB15 - Plastisk kapasitet

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_d := 6 \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{r}{l_e} \right) \cdot M_p = 175.704 \text{ kN}$$

$$P_{pl.NB15.NB15} := P_d = 175.704 \text{ kN}$$

MOMENTKAPASITET TR34

$$M_p := M_{Rd,TR34} = 36.854 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

TR34 - Plastisk kapasitet

$$a := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_{u,0} := 2 \pi \cdot M_p = 231.563 \text{ kN}$$

Interpolerte verdier:

$$P_{u,0.2} := \frac{4 \pi \cdot M_p}{1 - \frac{a}{3 l_e}} = 485.722 \text{ kN}$$

$$P_u := \left(2 \pi \cdot M_p + 5 \cdot \frac{a}{l_e} \cdot \left(\frac{30}{7} \cdot \pi \cdot M_p - 2 \cdot \pi \cdot M_p \right) \right) = 416.2 \text{ kN}$$

$$P_{pl,TR34,TR34} := P_u = 416.237 \text{ kN}$$

NORCEM og NB15 - Plastisk kapasitet

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_d := 6 \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{r}{l_e} \right) \cdot M_p = 282.849 \text{ kN}$$

$$P_{pl,NB15,TR34} := P_d = 282.849 \text{ kN}$$

MOMENTKAPASITET NB38

$$M_p := \frac{M_{Rd,NB38}}{b} = 37.17 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

TR34 - Plastisk kapasitet

$$a := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_{u.0} := 2 \pi \cdot M_p = 233.543 \text{ kN}$$

Interpolerte verdier:

$$P_{u.0.2} := \frac{4 \pi \cdot M_p}{1 - \frac{a}{3 l_e}} = 489.876 \text{ kN}$$

$$P_u := \left(2 \pi \cdot M_p + 5 \cdot \frac{a}{l_e} \cdot \left(\frac{30}{7} \cdot \pi \cdot M_p - 2 \cdot \pi \cdot M_p \right) \right) = 419.8 \text{ kN}$$

$$P_{pl,TR34,NB38} := P_u = 419.797 \text{ kN}$$

NORCEM og NB15 - Plastisk kapasitet

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_d := 6 \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{r}{l_e} \right) \cdot M_p = 285.268 \text{ kN}$$

$$P_{pl,NB15,NB38} := P_d = 285.268 \text{ kN}$$

MOMENTKAPASITET COIN

$$M_p := \frac{M_{Rd,COIN}}{b} = 37.17 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

TR34 - Plastisk kapasitet

$$a := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_{u.0} := 2 \pi \cdot M_p = 233.543 \text{ kN}$$

Interpolerte verdier:

$$P_{u.0.2} := \frac{4 \pi \cdot M_p}{1 - \frac{a}{3 l_e}} = 489.876 \text{ kN}$$

$$P_u := \left(2 \pi \cdot M_p + 5 \cdot \frac{a}{l_e} \cdot \left(\frac{30}{7} \cdot \pi \cdot M_p - 2 \cdot \pi \cdot M_p \right) \right) = 419.8 \text{ kN}$$

$$P_{pl,TR34,COIN} := P_u = 419.797 \text{ kN}$$

NORCEM og NB15 - Plastisk kapasitet

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_d := 6 \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{r}{l_e} \right) \cdot M_p = 285.268 \text{ kN}$$

$$P_{pl,NB15,COIN} := P_d = 285.268 \text{ kN}$$

MOMENTKAPASITET DAFSTB

$$M_p := \frac{M_{Rd,DAfStb}}{b} = 38.662 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

TR34 - Plastisk kapasitet

$$a := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_{u.0} := 2 \pi \cdot M_p = 242.917 \text{ kN}$$

Interpolerte verdier:

$$P_{u.0.2} := \frac{4 \pi \cdot M_p}{1 - \frac{a}{3 l_e}} = 509.539 \text{ kN}$$

$$P_u := \left(2 \pi \cdot M_p + 5 \cdot \frac{a}{l_e} \cdot \left(\frac{30}{7} \cdot \pi \cdot M_p - 2 \cdot \pi \cdot M_p \right) \right) = 436.6 \text{ kN}$$

$$P_{pl,TR34,DAfStb} := P_u = 436.647 \text{ kN}$$

NORCEM og NB15 - Plastisk kapasitet

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 84.628 \text{ mm}$$

$$P_d := 6 \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{r}{l_e} \right) \cdot M_p = 296.718 \text{ kN}$$

$$P_{pl,NB15,DAfStb} := P_d = 296.718 \text{ kN}$$

OPPSUMMERING PLASTISKE BEREGNINGER

UTTRYKK FOR PLASTISK KAPASITET FRA TR34:

$$P_{pl.TR34.NB38} = 419.797 \text{ kN}$$

$$P_{pl.TR34.COIN} = 419.797 \text{ kN}$$

$$P_{pl.TR34.DAfStb} = 436.647 \text{ kN}$$

$$P_{pl.TR34.NB15} = 258.564 \text{ kN}$$

$$P_{pl.TR34.TR34} = 416.237 \text{ kN}$$

UTTRYKK FOR PLASTISK KAPASITET FRA NB15 OG NØRCEM:

$$P_{pl.NB15.NB38} = 285.268 \text{ kN}$$

$$P_{pl.NB15.COIN} = 285.268 \text{ kN}$$

$$P_{pl.NB15.DAfStb} = 296.718 \text{ kN}$$

$$P_{pl.NB15.NB15} = 175.704 \text{ kN}$$

$$P_{pl.NB15.TR34} = 282.849 \text{ kN}$$

SAMMENLIGNING AV MOMENTKAPASITETER

$$M_{Rd.NB38} \cdot \frac{1}{b} = 37.17 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m} \qquad M_{Rd.forenklet.NB38} \cdot \frac{1}{b} = 30.525 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{Rd.COIN} \cdot \frac{1}{b} = 37.17 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{Rd.DAfStb} \cdot \frac{1}{b} = 38.662 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{Rd.TR34} = 36.854 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{Rd.NB15} = 22.894 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

SAMMENLIGNING AV SKJÆRKAPASITETER

Skjær

$$V_{Rd.NB38.skjær} = 307.208 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.COIN.skjær} = 366.3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.DAfStb.skjær} = 317.842 \text{ kN}$$

Gjennomlokking

$$V_{Rd.NB38.gjennomlokking} = 371.064 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.COIN.gjennomlokking} = 735.787 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.DAfStb.gjennomlokking} = 638.449 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.NB15.gjennomlokking} = 899.16 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.TR34.gjennomlokking} = 397.996 \text{ kN}$$

B.1.3 Stangarmerte fundamenter

FUNDAMENTBEREGNINGER - FUNDAMENT MED STANGARMERING

Geometri

Fundament

$l := 2000 \text{ mm}$ Lengde fundament

$b := 2000 \text{ mm}$ Bredde fundament

$h := 250 \text{ mm}$ Høyde fundament

$c := 50 \text{ mm}$ Overdekning

Søyle/stålplate

$b_x := 120 \text{ mm}$ Lengde x-retning

$b_y := 120 \text{ mm}$ Lengde y-retning

$a_x := \frac{b}{2} - \frac{b_x}{2} = 940 \text{ mm}$ Avstand søylekant til fundamentkant, x-retning

$a_y := \frac{b}{2} - \frac{b_y}{2} = 940 \text{ mm}$ Avstand søylekant til fundamentkant, y-retning

Materialdata

Betong

$f_{ck} := 54.2 \frac{N}{mm^2}$ Karakteristisk trykkfasthet betong

$\alpha_{cc} := 0.85$ Koeffisient

$\gamma_c := 1.0$ Materialfaktor betong - labforsøk

$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 46.1 \frac{N}{mm^2}$ Dimensjonerende trykkfasthet

$f_{ctm} := 6.00 \frac{N}{mm^2}$ Middelerdi aksialtrekkfasthet B55

$E_c := 30.9 \text{ GPa}$

Armering

$$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$$

Karakterisk flytegrense

$$\gamma_s := 1.0$$

Materialfaktor stangarmering - labforsøk

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 500 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende flytegrense

$$E_s := 210 \text{ GPa}$$

Innlagt armering

$$\emptyset 16 := 16 \text{ mm}$$

Diameter valgt armering - $\emptyset 16$

$$A_{s,\emptyset 16} := \pi \cdot \left(\frac{\emptyset 16}{2} \right)^2 = 201.1 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittareal per armeringsjern

x-retning

$$A_{s,x,kant} := 2 \cdot A_{s,\emptyset 16} = 402.1 \text{ mm}^2$$

Innlagt armering på hver kant av fundamentet i x-retning

$$A_{s,x,midtsone} := 7 \cdot A_{s,\emptyset 16} = 1407.4 \text{ mm}^2$$

Innlagt armering i midtsone av fundament i x-retning

$$A_{s,x} := 2 \cdot A_{s,x,kant} + A_{s,x,midtsone} = 2211.7 \text{ mm}^2$$

Total innlagt armering x-retning

y-retning

$$A_{s,y,kant} := 2 \cdot A_{s,\emptyset 16} = 402.1 \text{ mm}^2$$

Innlagt armering på hver kant av fundamentet i y-retning

$$A_{s,y,midtsone} := 10 \cdot A_{s,\emptyset 16} = 2010.6 \text{ mm}^2$$

Innlagt armering i midtsone av fundament i y-retning

$$A_{s,y} := 2 \cdot A_{s,y,kant} + A_{s,y,midtsone} = 2814.9 \text{ mm}^2$$

Total innlagt armering y-retning

Gjennomsnitt

$$A_s := \frac{(A_{s,y} + A_{s,x})}{2} = 2513.3 \text{ mm}^2$$

-- .. .

Kapasiteter, moment

$$d_x := h - c - \frac{\text{Ø16}}{2} = 192 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde x-retning

$$d_y := d_x - \text{Ø16} = 176 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde y-retning

$$d_v := \frac{d_x + d_y}{2} = 184 \text{ mm}$$

Gjennomsnittlig effektiv tverrsnittshøyde

Rissmoment

$$W := \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = 20833333.333 \text{ mm}^3$$

$$M_{cr} := f_{ctm} \cdot W = 125 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$q_{cr} := \frac{M_{cr}}{a_x^2} \cdot 2 = 282.933 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{cr} := q_{cr} \cdot b = 565.867 \text{ kN}$$

$$\frac{P_{cr}}{g} = 63.606 \text{ ton} \quad \text{Riss ved 44 tonn påført last}$$

Rissmoment (Sørensen, s. 124)

$$\eta := \frac{E_s}{E_c} = 6.796$$

$$A_c := b \cdot h = (5 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$x := \frac{A_c \cdot 0.5 \cdot h + \eta \cdot A_s \cdot d_x}{A_c + \eta \cdot A_s} = 127.213 \text{ mm}$$

$$I_{c1} := b \cdot \frac{h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(x - \frac{h}{2}\right)^2 = 0.003 \text{ m}^4$$

$$I_{s1} := A_{s,x} \cdot (d_x - x)^2 = (9.283 \cdot 10^{-6}) \text{ m}^4$$

Bøyestivhet for uopprisset tverrsnitt:

$$EI_1 := E_s \cdot I_{s1} + E_c \cdot I_{c1} = (8.249 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$M_{cr} := \frac{I_{c1} + \eta \cdot I_{s1}}{h - x} \cdot f_{ctm} = 130.456 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$q_{cr} := M_{cr} \cdot \frac{2}{a_x^2} = 295.282 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{cr} := q_{cr} \cdot b = 590.564 \text{ kN}$$

Skjærstrekkapasitet (uten beregningsmessig behov for skjærarmering)

$$C_{Rd.c} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.2$$

$$b_{w.x} := l = 2000 \text{ mm}$$

$$b_{w.y} := b = 2000 \text{ mm}$$

$$k := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200 \cdot \text{mm}}{d_v}}, 2\right) = 2$$

$$\rho_x := \frac{A_{s.x}}{b_{w.x} \cdot d_x} = 0.00576$$

Armeringsttetthet x-retning

$$\rho_y := \frac{A_{s.y}}{b_{w.y} \cdot d_y} = 0.008$$

Armeringsttetthet y-retning

$$\rho := \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0.00679$$

$$V_{Rd.c} := C_{Rd.c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot b \cdot d_v = 440.6 \text{ kN}$$

$$\nu_{Rd.c} := C_{Rd.c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.197 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\nu_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{2}{3}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2}\right)^{\frac{1}{2}} = 0.409 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av gjennomlokking

Kontroll 2.0d fra søylekant

$$d := 0.5 \cdot (d_x + d_y) = 184 \text{ mm}$$

$$a := 2 \cdot d$$

$$u_1 := 2 \cdot (b_x + b_y) + 2 \cdot \pi \cdot a = 2792.2 \text{ mm}$$

$$A_i := b_x \cdot b_y + 2 \cdot b_x \cdot a + 2 \cdot b_y \cdot a + \pi \cdot a^2 = 616487 \text{ mm}^2$$

$$\nu_{Rd.c.2.0d} := \nu_{Rd.c} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a} = 1.197 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Når er utnyttelsesgraden 1,0?

$$N_{Ed.1} := \frac{\nu_{Rd.c.2.0d} \cdot u_1 \cdot d}{1 - \frac{A_i}{b^2}} = 727.2 \text{ kN}$$

Kontroll 1.5d fra søylekant

$$a := 1.5 \cdot d$$

$$u_2 := 2 \cdot (b_x + b_y) + 2 \cdot \pi \cdot a = 2214.2 \text{ mm}$$

$$A_i := b_x \cdot b_y + 2 \cdot b_x \cdot a + 2 \cdot b_y \cdot a + \pi \cdot a^2 = 386194 \text{ mm}^2$$

$$\nu_{Rd.c.1.5d} := \nu_{Rd.c} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a} = 1.596 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Når er utnyttelsesgraden 1,0?

$$N_{Ed.2} := \frac{\nu_{Rd.c.1.5d} \cdot u_2 \cdot d}{1 - \frac{A_i}{b^2}} = 719.9 \text{ kN}$$

Kontroll 1.0d fra søylekant

$$a := 1.0 \cdot d$$

$$u_3 := 2 \cdot (b_x + b_y) + 2 \cdot \pi \cdot a = 1636.1 \text{ mm}$$

$$A_i := b_x \cdot b_y + 2 \cdot b_x \cdot a + 2 \cdot b_y \cdot a + \pi \cdot a^2 = 209081.8 \text{ mm}^2$$

$$\nu_{Rd.c.1.0d} := \nu_{Rd.c} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a} = 2.395 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Når er utnyttelsesgraden 1,0?

$$N_{Ed.3} := \frac{\nu_{Rd.c.1.0d} \cdot u_3 \cdot d}{1 - \frac{A_i}{b^2}} = 760.6 \text{ kN}$$

Kontroll 0.5d fra søylekant

$$a := 0.5 \cdot d$$

$$u_4 := 2 \cdot (b_x + b_y) + 2 \cdot \pi \cdot a = 1058.1 \text{ mm}$$

$$A_i := b_x \cdot b_y + 2 \cdot b_x \cdot a + 2 \cdot b_y \cdot a + \pi \cdot a^2 = 85150.4 \text{ mm}^2$$

$$\nu_{Rd.c.0.5d} := \nu_{Rd.c} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a} = 4.789 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Når er utnyttelsesgraden 1,0?

$$N_{Ed.4} := \frac{\nu_{Rd.c.0.5d} \cdot u_4 \cdot d}{1 - \frac{A_i}{b^2}} = 952.6 \text{ kN}$$

Oppsummert

$$N_{Ed.1} = 727.185 \text{ kN} \quad N_{Ed.2} = 719.859 \text{ kN}$$

$$N_{Ed.3} = 760.609 \text{ kN} \quad N_{Ed.4} = 952.614 \text{ kN}$$

Gjennomlokkingsbrudd ved ca 727 kN påført last

Revisjon EC2

Skjær

$$d := (d_x + d_y) \cdot 0.5 = 184 \text{ mm}$$

$$z := 0.9 \cdot d = 165.6 \text{ mm}$$

$$D_{lower} := 22 \text{ mm}$$

Øvre tilslagsstørrelse

$$d_{dg} := \min((16 \text{ mm} + D_{lower}), 40 \text{ mm}) = 38 \text{ mm}$$

$$\tau_{Rd.cmin} := \frac{10}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}}} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \frac{N}{\text{mm}^2} = 1.496 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\rho_{ly} := \frac{A_{s,y}}{b \cdot d_y} = 0.008$$

Armeringstetthet y-retning

$$\rho_{lx} := \frac{A_{s,x}}{b \cdot d_x} = 0.006$$

Armeringstetthet x-retning

$$\rho_l := \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} = 0.007$$

Armeringstetthet

$$\tau_{Rd.c.up} := \frac{0.6}{\gamma_c} \cdot \left(100 \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{mm^2}{N} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{\frac{1}{3}} \frac{N}{mm^2} = 1.179 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{Rd.c} := \max(\tau_{Rd.c.up}, \tau_{Rd.c.min}) = 1.496 \frac{N}{mm^2}$$

$$V_{Rd.skjær} := \tau_{Rd.c} \cdot b \cdot z = 495.55 \text{ kN}$$

Gjennomlokking

$$a := 0.5 d$$

Kontrollsnitt

$$\beta_e := 1.0$$

Faktor for tilleggseffekter
pga eksentrisitet

$$b_0 := 2 \cdot (b_x + b_y) + 2 \cdot \pi \cdot a = 1058.1 \text{ mm}$$

Omkrets kontrollsnitt

$$V_{Rd.gjennomlokking} := \tau_{Rd.c} \cdot b_0 \cdot d = 291.288 \text{ kN}$$

$$A_i := b_x \cdot b_y + 2 \cdot b_x \cdot a + 2 \cdot b_y \cdot a + \pi \cdot a^2 = 85150.4 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd.gjennomlokking} := \frac{\tau_{Rd.c} \cdot b_0 \cdot d}{1 - \frac{A_i}{b^2}} = 297.62 \text{ kN}$$

PLATER PÅ ELASTISK UNDERLAG

$$f_{ctm,fl} := 6.0 \frac{N}{mm^2}$$

Isolasjon

$$\nu := 0.2$$

Poissons tall, tverrkontraksjonstallet

$$D := \frac{E_c \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} = (4.2 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Platestivhet

$$E_i := 31 \text{ MPa}$$

E-modul isolasjon

$$h_i := 100 \text{ mm}$$

Høyde isolasjon

$$k_i := \frac{E_i}{h_i} = 0.31 \frac{N}{mm^3}$$

Grunnens stivhet

$$l_e := \sqrt[4]{\frac{D}{k_i}} = 606.375 \text{ mm}$$

Elastisk lengde

$$c_1 := 120 \text{ mm}$$

$$c_2 := c_1 = 120 \text{ mm}$$

Geometri søyle

$$A := c_1 \cdot c_2 = (1.44 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

Flateareal søyle

ELASTISITETSTEORI

NB15 - Elastisk kapasitet

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 67.703 \text{ mm}$$

$$a := \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h^2} - 0.675 \cdot h = 95.511 \text{ mm}$$

$$P_{cr} := \frac{f_{ctm,fl} \cdot h^2}{0.275 \cdot (1 + \nu) \cdot \log\left(\frac{0.36 \cdot E_c \cdot h^3}{k_i \cdot a^4}\right)} = 296.816 \text{ kN}$$

$$P_{cr,NB15} := P_{cr} = 296.816 \text{ kN}$$

$$P_{cr} := \frac{f_{ctm,fl} \cdot h^2}{6 \cdot \left(0.104 - 0.08 \ln\left(\frac{a}{l_e}\right)\right)} = 248.2 \text{ kN}$$

Diagram

$$P_{cr,NB15,diagram} := P_{cr} = 248.153 \text{ kN}$$

NORCEM - Elastisk kapasitet

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 67.703 \text{ mm}$$

$$a := \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h^2} - 0.675 \cdot h = 95.511 \text{ mm}$$

$$P_{cr} := \frac{f_{ctm,fl} \cdot h^2}{0.275 \cdot (1 + \nu) \cdot \left(\log \left(\frac{0.36 \cdot E_c \cdot h^3}{k_i \cdot a^4} \right) - 0.44 \right)} = 335.358 \text{ kN}$$

$$P_{cr,DP3} := P_{cr} = 335.358 \text{ kN}$$

$$a := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 67.703 \text{ mm}$$

$$P_{cr} := \frac{f_{ctm,fl} \cdot h^2}{6 \cdot \left(0.104 - 0.183 \log \left(\frac{2 \cdot a}{l_e} \right) \right)} = 280.1 \text{ kN}$$

Diagram

$$P_{cr,DP3,diagram} := P_{cr} = 280.078 \text{ kN}$$

Timoshenko - Elastisk kapasitet

$$u := c_1 = 120 \text{ mm}$$

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 67.703 \text{ mm}$$

$$a := \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h^2} - 0.675 \cdot h = 95.511 \text{ mm}$$

$$P_{cr,Timoshenko} := \frac{f_{ctm,fl} \cdot h^2}{0.275 \cdot (1 + \nu) \cdot \log \left(\frac{E_c \cdot h^3}{k_i \cdot a^4} \right)} = 265.99 \text{ kN}$$

$$P_{cr,Timoshenko2} := \frac{1}{6} \cdot \frac{4 \cdot \pi \cdot f_{ctm,fl} \cdot h^2}{(1 + \nu) \cdot \left(\log \left(\frac{l_e}{u} \right) + 1.177 \right)} = 348.034 \text{ kN}$$

KAPASITETER ELASTISITETSTEORI

$$P_{cr.NB15} = 296.816 \text{ kN} \quad P_{cr.NB15.diagram} = 248.153 \text{ kN}$$

$$P_{cr.DP3} = 335.358 \text{ kN} \quad P_{cr.DP3.diagram} = 280.078 \text{ kN}$$

$$P_{cr.Timoshenko} = 265.99 \text{ kN} \quad P_{cr.Timoshenko2} = 348.034 \text{ kN}$$

PLASTISITETSTEORI

Regner kun med det positive momentet.

MOMENTKAPASITET

$$M_p := \frac{A_s}{b} \cdot f_{yk} \cdot 0.95 \cdot d = 109.83 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

TR34 - Plastisk kapasitet

$$a := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 67.703 \text{ mm}$$

$$P_{u,0} := 2 \cdot \pi \cdot M_p = 690.083 \text{ kN}$$

Interpolerte verdier:

$$P_{u,0.2} := \frac{4 \cdot \pi \cdot M_p}{1 - \frac{a}{3 l_e}} = 1433.517 \text{ kN}$$

$$P_u := \left(2 \cdot \pi \cdot M_p + 5 \cdot \frac{a}{l_e} \cdot \left(\frac{30}{7} \cdot \pi \cdot M_p - 2 \cdot \pi \cdot M_p \right) \right) = 1130.4 \text{ kN}$$

$$P_{pl.TR34} := P_u = 1130.362 \text{ kN}$$

NORCEM og NB15 - Plastisk kapasitet

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 67.703 \text{ mm}$$

$$P_d := 6 \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{r}{l_e} \right) \cdot M_p = 806.133 \text{ kN}$$

$$P_{pl.NB15} := P_d = 806.133 \text{ kN}$$

B.2 Bruddlastberegninger

B.2.1 Basaltfiberarmerte fundamenter

BRUDDLINJEBEREGNINGER - BASALTFIBERARMERTE FUNDAMENTER

Geometri

$$l := 2 \text{ m} \quad \text{Bredde fundament}$$

$$b_j := 150 \text{ mm} \quad \text{Bredde søyle}$$

$$a := \frac{l}{2} - \frac{b_j}{2} = 925 \text{ mm} \quad \text{Avstand søyleliv til kant av fundament}$$

$$\alpha := \frac{b_j}{l} = 0.075 \quad \text{Forhold mellom søylebredde og fundamentbredde}$$

Momentkapasiteter med karakteristiske reststrekkfasthetsverdier

$$m_{rd.nb38.k} := 10.79 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{rd.coin.k} := 10.79 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{rd.dafstb.k} := 11.23 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{rd.nb15.k} := 10.82 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{rd.tr34.k} := 13.10 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Momentkapasiteter med karakteristiske reststrekkfasthetsverdier

$$m_{rd.nb38.m} := 17.81 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{rd.coin.m} := 17.81 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{rd.dafstb.m} := 18.54 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{rd.nb15.m} := 10.82 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{rd.tr34.m} := 21.89 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

KARAKTERISTISK RESTSTREKKFASTHET

NB38

$$P_{ALM1.nb38k} := \frac{2 \cdot m_{rd.nb38.k} \cdot l^2}{a^2} = 100.89 \text{ kN}$$

Bruddmønster +

$$P_{ALM2.nb38k} := \frac{3 \cdot m_{rd.nb38.k} \cdot l^2}{a^2} = 151.33 \text{ kN}$$

Bruddmønster X

$$P_{LB.J.nb38k} := 8 \cdot m_{rd.nb38.k} = 86.32 \text{ kN}$$

Nedre grense

$$P_{J.1.nb38k} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb38.k}}{(1-\alpha)^2} = 100.89 \text{ kN}$$

Bruddmønster + Jiang

$$P_{J.2.nb38k} := \frac{24 \cdot m_{rd.nb38.k}}{(1-\alpha)^2 \cdot (2+\alpha)} = 145.86 \text{ kN}$$

Bruddmønster X Jiang

Ikke-lineære løsninger

$$n := 1.0$$

$$P_{NL.J.nb38k1} := 32 \cdot m_{rd.nb38.k} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 67.26 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38k1} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb38.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 97.26 \text{ kN}$$

$$n := 2$$

$$P_{NL.J.nb38k2} := 32 \cdot m_{rd.nb38.k} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 75.59 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38k2} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb38.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 98.15 \text{ kN}$$

$$n := 3$$

$$P_{NL.J.nb38k3} := 32 \cdot m_{rd.nb38.k} \cdot \frac{(1 \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 78.93 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38k3} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb38.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8 n + 10 n \cdot \alpha^3 + 3 (1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 98.65 \text{ kN}$$

$$n := 4$$

$$P_{NL.J.nb38k4} := 32 \cdot m_{rd.nb38.k} \cdot \frac{(1 \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 80.74 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38k4} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb38.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8 n + 10 n \cdot \alpha^3 + 3 (1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 98.97 \text{ kN}$$

COIN

$$P_{ALM1.coink} := \frac{2 \cdot m_{rd.coin.k} \cdot l^2}{a^2} = 100.89 \text{ kN}$$

Bruddmønster +

$$P_{ALM2.coink} := \frac{3 \cdot m_{rd.coin.k} \cdot l^2}{a^2} = 151.33 \text{ kN}$$

Bruddmønster X

$$P_{LB.J.coink} := 8 \cdot m_{rd.coin.k} = 86.32 \text{ kN}$$

Nedre grense

$$P_{J.1.coink} := \frac{8 \cdot m_{rd.coin.k}}{(1 - \alpha)^2} = 100.89 \text{ kN}$$

Bruddmønster + Jiang

$$P_{J.2.coink} := \frac{24 \cdot m_{rd.coin.k}}{(1 - \alpha)^2 \cdot (2 + \alpha)} = 145.86 \text{ kN}$$

Bruddmønster X Jiang

Ikke-lineære løsninger

$$n := 1.0$$

$$P_{NL.J.coink1} := 32 \cdot m_{rd.coin.k} \cdot \frac{(1 \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 67.26 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coink1} := \frac{8 \cdot m_{rd.coin.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12+8n+10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 97.26 \text{ kN}$$

$$n := 2$$

$$P_{NL.J.coink2} := 32 \cdot m_{rd.coin.k} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 75.59 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coink2} := \frac{8 \cdot m_{rd.coin.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12+8n+10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 98.15 \text{ kN}$$

$$n := 3$$

$$P_{NL.J.coink3} := 32 \cdot m_{rd.coin.k} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 78.93 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coink3} := \frac{8 \cdot m_{rd.coin.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12+8n+10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 98.65 \text{ kN}$$

$$n := 4$$

$$P_{NL.J.coink4} := 32 \cdot m_{rd.coin.k} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 80.74 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coink4} := \frac{8 \cdot m_{rd.coin.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12+8n+10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 98.97 \text{ kN}$$

DafStb

$$P_{ALM1.dafstbk} := \frac{2 \cdot m_{rd.dafstb.k} \cdot l^2}{a^2} = 105 \text{ kN}$$

Bruddmønster +

$$P_{ALM2.dafstbk} := \frac{3 \cdot m_{rd.dafstb.k} \cdot l^2}{a^2} = 157.5 \text{ kN}$$

Bruddmønster X

$$P_{LB.J.dafstbk} := 8 \cdot m_{rd.dafstb.k} = 89.84 \text{ kN}$$

Nedre grense

$$P_{J.1.dafstbk} := \frac{8 \cdot m_{rd.dafstb.k}}{(1-\alpha)^2} = 105 \text{ kN} \quad \text{Bruddmønster + Jiang}$$

$$P_{J.2.dafstbk} := \frac{24 \cdot m_{rd.dafstb.k}}{(1-\alpha)^2 \cdot (2+\alpha)} = 151.81 \text{ kN} \quad \text{Bruddmønster X Jiang}$$

Ikke-lineære løsninger

$$n := 1.0$$

$$P_{NL.J.dafstbk1} := 32 \cdot m_{rd.dafstb.k} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 70 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbk1} := \frac{8 \cdot m_{rd.dafstb.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 101.23 \text{ kN}$$

$$n := 2$$

$$P_{NL.J.dafstbk2} := 32 \cdot m_{rd.dafstb.k} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 78.67 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbk2} := \frac{8 \cdot m_{rd.dafstb.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 102.15 \text{ kN}$$

$$n := 3$$

$$P_{NL.J.dafstbk3} := 32 \cdot m_{rd.dafstb.k} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 82.15 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbk3} := \frac{8 \cdot m_{rd.dafstb.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 102.67 \text{ kN}$$

$$n := 4$$

$$P_{NL.J.dafstbk4} := 32 \cdot m_{rd.dafstb.k} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 84.03 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbk4} := \frac{8 \cdot m_{rd.dafstb.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 103 \text{ kN}$$

NB15

$$P_{ALM1.nb15k} := \frac{2 \cdot m_{rd.nb15.k} \cdot l^2}{a^2} = 101.17 \text{ kN}$$

Bruddmønster +

$$P_{ALM2.nb15k} := \frac{3 \cdot m_{rd.nb15.k} \cdot l^2}{a^2} = 151.75 \text{ kN}$$

Bruddmønster X

$$P_{LBJ.nb15k} := 8 \cdot m_{rd.nb15.k} = 86.56 \text{ kN}$$

Nedre grense

$$P_{J.1.nb15k} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb15.k}}{(1-\alpha)^2} = 101.17 \text{ kN}$$

Bruddmønster + Jiang

$$P_{J.2.nb15k} := \frac{24 \cdot m_{rd.nb15.k}}{(1-\alpha)^2 \cdot (2+\alpha)} = 146.26 \text{ kN}$$

Bruddmønster X Jiang

Ikke-lineære løsninger

$$n := 1.0$$

$$P_{NL.J.nb15k1} := 32 \cdot m_{rd.nb15.k} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 67.44 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15k1} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb15.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 97.53 \text{ kN}$$

$$n := 2$$

$$P_{NL.J.nb15k2} := 32 \cdot m_{rd.nb15.k} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 75.8 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15k2} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb15.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 98.42 \text{ kN}$$

$$n := 3$$

$$P_{NL.J.nb15k3} := 32 \cdot m_{rd.nb15.k} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 79.15 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15k3} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb15.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 98.92 \text{ kN}$$

$$n := 4$$

$$P_{NL.J.nb15k4} := 32 \cdot m_{rd.nb15.k} \cdot \frac{(1 \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 80.97 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15k4} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb15.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8 n + 10 n \cdot \alpha^3 + 3 (1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 99.24 \text{ kN}$$

TR34

$$P_{ALM1.tr34k} := \frac{2 \cdot m_{rd.tr34.k} \cdot l^2}{a^2} = 122.48 \text{ kN}$$

Bruddmønster +

$$P_{ALM2.tr34k} := \frac{3 \cdot m_{rd.tr34.k} \cdot l^2}{a^2} = 183.73 \text{ kN}$$

Bruddmønster X

$$P_{LB.J.tr34k} := 8 \cdot m_{rd.tr34.k} = 104.8 \text{ kN}$$

Nedre grense

$$P_{J.1.tr34k} := \frac{8 \cdot m_{rd.tr34.k}}{(1 - \alpha)^2} = 122.48 \text{ kN}$$

Bruddmønster + Jiang

$$P_{J.2.tr34k} := \frac{24 \cdot m_{rd.tr34.k}}{(1 - \alpha)^2 \cdot (2 + \alpha)} = 177.08 \text{ kN}$$

Bruddmønster X Jiang

Ikke-lineære løsninger

$$n := 1.0$$

$$P_{NL.J.tr34k1} := 32 \cdot m_{rd.tr34.k} \cdot \frac{(1 \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 81.66 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34k1} := \frac{8 \cdot m_{rd.tr34.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8 n + 10 n \cdot \alpha^3 + 3 (1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 118.08 \text{ kN}$$

$$n := 2$$

$$P_{NL.J.tr34k2} := 32 \cdot m_{rd.tr34.k} \cdot \frac{(1 \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 91.77 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34k2} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb15.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8 n + 10 n \cdot \alpha^3 + 3 (1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 98.42 \text{ kN}$$

$$n := 3$$

$$P_{NL.J.tr34k3} := 32 \cdot m_{rd.tr34.k} \cdot \frac{(1 - \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 95.83 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34k3} := \frac{8 \cdot m_{rd.tr34.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 119.77 \text{ kN}$$

$$n := 4$$

$$P_{NL.J.tr34k4} := 32 \cdot m_{rd.tr34.k} \cdot \frac{(1 - \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 98.03 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34k4} := \frac{8 \cdot m_{rd.tr34.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 120.15 \text{ kN}$$

OPPSUMMERING BRUDDLASTER - KARAKTERISTISKE RESTSTREKKFASTHETER

$$P_{ALM1.nb38k} = 100.89 \text{ kN}$$

$$P_{ALM1.coink} = 100.89 \text{ kN}$$

$$P_{ALM1.dafstbk} = 105 \text{ kN}$$

$$P_{ALM2.nb38k} = 151.33 \text{ kN}$$

$$P_{ALM2.coink} = 151.33 \text{ kN}$$

$$P_{ALM2.dafstbk} = 157.5 \text{ kN}$$

$$P_{LB.J.nb38k} = 86.32 \text{ kN}$$

$$P_{LB.J.coink} = 86.32 \text{ kN}$$

$$P_{LB.J.dafstbk} = 89.84 \text{ kN}$$

$$P_{J.1.nb38k} = 100.89 \text{ kN}$$

$$P_{J.1.coink} = 100.89 \text{ kN}$$

$$P_{J.1.dafstbk} = 105 \text{ kN}$$

$$P_{J.2.nb38k} = 145.86 \text{ kN}$$

$$P_{J.2.coink} = 145.86 \text{ kN}$$

$$P_{J.2.dafstbk} = 151.81 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb38k1} = 67.26 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.coink1} = 67.26 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.dafstbk1} = 70 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38k1} = 97.26 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coink1} = 97.26 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbk1} = 101.23 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb38k2} = 75.59 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.coink2} = 75.59 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.dafstbk2} = 78.67 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38k2} = 98.15 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coink2} = 98.15 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbk2} = 102.15 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb38k3} = 78.93 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.coink3} = 78.93 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.dafstbk3} = 82.15 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38k3} = 98.65 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coink3} = 98.65 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbk3} = 102.67 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb38k4} = 80.74 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.coink4} = 80.74 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.dafstbk4} = 84.03 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38k4} = 98.97 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coink4} = 98.97 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbk4} = 103 \text{ kN}$$

$P_{ALM1.tr34k} = 122.48 \text{ kN}$	$P_{ALM1.nb15k} = 101.17 \text{ kN}$
$P_{ALM2.tr34k} = 183.73 \text{ kN}$	$P_{ALM2.nb15k} = 151.75 \text{ kN}$
$P_{LB.J.tr34k} = 104.8 \text{ kN}$	$P_{LB.J.nb15k} = 86.56 \text{ kN}$
$P_{J.1.tr34k} = 122.48 \text{ kN}$	$P_{J.1.nb15k} = 101.17 \text{ kN}$
$P_{J.2.tr34k} = 177.08 \text{ kN}$	$P_{J.2.nb15k} = 146.26 \text{ kN}$
$P_{NL.J.tr34k1} = 81.66 \text{ kN}$	$P_{NL.J.nb15k1} = 67.44 \text{ kN}$
$P_{NL.S.tr34k1} = 118.08 \text{ kN}$	$P_{NL.S.nb15k1} = 97.53 \text{ kN}$
$P_{NL.J.tr34k2} = 91.77 \text{ kN}$	$P_{NL.J.nb15k2} = 75.8 \text{ kN}$
$P_{NL.S.tr34k2} = 98.42 \text{ kN}$	$P_{NL.S.nb15k2} = 98.42 \text{ kN}$
$P_{NL.J.tr34k3} = 95.83 \text{ kN}$	$P_{NL.J.nb15k3} = 79.15 \text{ kN}$
$P_{NL.S.tr34k3} = 119.77 \text{ kN}$	$P_{NL.S.nb15k3} = 98.92 \text{ kN}$
$P_{NL.J.tr34k4} = 98.03 \text{ kN}$	$P_{NL.J.nb15k4} = 80.97 \text{ kN}$
$P_{NL.S.tr34k4} = 120.15 \text{ kN}$	$P_{NL.S.nb15k4} = 99.24 \text{ kN}$

MIDLERE RESTSTREKKFASTHET

NB38

$$P_{ALM1.nb38m} := \frac{2 \cdot m_{rd.nb38.m} \cdot l^2}{a^2} = 166.52 \text{ kN} \quad \text{Bruddmønster +}$$

$$P_{ALM2.nb38m} := \frac{3 \cdot m_{rd.nb38.m} \cdot l^2}{a^2} = 249.78 \text{ kN} \quad \text{Bruddmønster X}$$

$$P_{LBJ.nb38m} := 8 \cdot m_{rd.nb38.m} = 142.48 \text{ kN} \quad \text{Nedre grense}$$

$$P_{J.1.nb38m} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb38.m}}{(1-\alpha)^2} = 166.52 \text{ kN} \quad \text{Bruddmønster + Jiang}$$

$$P_{J.2.nb38m} := \frac{24 \cdot m_{rd.nb38.m}}{(1-\alpha)^2 \cdot (2+\alpha)} = 240.75 \text{ kN} \quad \text{Bruddmønster X Jiang}$$

Ikke-lineære løsninger

$$n := 1.0$$

$$P_{NLJ.nb38m1} := 32 \cdot m_{rd.nb38.m} \cdot \frac{(1-\alpha + \alpha^2 + n \cdot (2-\alpha-\alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3+\alpha+n \cdot (9-\alpha))} = 111.01 \text{ kN}$$

$$P_{NLS.nb38m1} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb38.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12+8n+10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 160.54 \text{ kN}$$

$$n := 2$$

$$P_{NLJ.nb38m2} := 32 \cdot m_{rd.nb38.m} \cdot \frac{(1-\alpha + \alpha^2 + n \cdot (2-\alpha-\alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3+\alpha+n \cdot (9-\alpha))} = 124.76 \text{ kN}$$

$$P_{NLS.nb38m2} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb38.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12+8n+10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 162 \text{ kN}$$

$$n := 3$$

$$P_{NLJ.nb38m3} := 32 \cdot m_{rd.nb38.m} \cdot \frac{(1-\alpha + \alpha^2 + n \cdot (2-\alpha-\alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3+\alpha+n \cdot (9-\alpha))} = 130.29 \text{ kN}$$

$$P_{NLS.nb38m3} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb38.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12+8n+10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 162.83 \text{ kN}$$

$$n := 4$$

$$P_{NL.J.nb38m4} := 32 \cdot m_{rd.nb38.m} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 133.27 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38m4} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb38.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 163.36 \text{ kN}$$

COIN

$$P_{ALM1.coinm} := \frac{2 \cdot m_{rd.coin.m} \cdot l^2}{a^2} = 166.52 \text{ kN} \quad \text{Bruddmønster +}$$

$$P_{ALM2.coinm} := \frac{3 \cdot m_{rd.coin.m} \cdot l^2}{a^2} = 249.78 \text{ kN} \quad \text{Bruddmønster X}$$

$$P_{LBJ.coinm} := 8 \cdot m_{rd.coin.m} = 142.48 \text{ kN} \quad \text{Nedre grense}$$

$$P_{J.1.coinm} := \frac{8 \cdot m_{rd.coin.m}}{(1 - \alpha)^2} = 166.52 \text{ kN} \quad \text{Bruddmønster + Jiang}$$

$$P_{J.2.coinm} := \frac{24 \cdot m_{rd.coin.m}}{(1 - \alpha)^2 \cdot (2 + \alpha)} = 240.75 \text{ kN} \quad \text{Bruddmønster X Jiang}$$

Ikke-lineære løsninger

$$n := 1.0$$

$$P_{NL.J.coinm1} := 32 \cdot m_{rd.coin.m} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 111.01 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coinm1} := \frac{8 \cdot m_{rd.coin.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 160.54 \text{ kN}$$

$$n := 2$$

$$P_{NL.J.coinm2} := 32 \cdot m_{rd.coin.m} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 124.76 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coinm2} := \frac{8 \cdot m_{rd.coin.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 162 \text{ kN}$$

$$n := 3$$

$$P_{NL.J.coinm3} := 32 \cdot m_{rd.coin.m} \cdot \frac{(1 \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 130.29 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coinm3} := \frac{8 \cdot m_{rd.coin.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8 n + 10 n \cdot \alpha^3 + 3 (1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 162.83 \text{ kN}$$

$$n := 4$$

$$P_{NL.J.coinm4} := 32 \cdot m_{rd.coin.m} \cdot \frac{(1 \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 133.27 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coinm4} := \frac{8 \cdot m_{rd.coin.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8 n + 10 n \cdot \alpha^3 + 3 (1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 163.36 \text{ kN}$$

DafStb

$$P_{ALM1.dafstbm} := \frac{2 \cdot m_{rd.dafstb.m} \cdot l^2}{a^2} = 173.35 \text{ kN} \quad \text{Bruddmønster +}$$

$$P_{ALM2.dafstbm} := \frac{3 \cdot m_{rd.dafstb.m} \cdot l^2}{a^2} = 260.02 \text{ kN} \quad \text{Bruddmønster X}$$

$$P_{LB.J.dafstbm} := 8 \cdot m_{rd.dafstb.m} = 148.32 \text{ kN} \quad \text{Nedre grense}$$

$$P_{J.1.dafstbm} := \frac{8 \cdot m_{rd.dafstb.m}}{(1 - \alpha)^2} = 173.35 \text{ kN} \quad \text{Bruddmønster + Jiang}$$

$$P_{J.2.dafstbm} := \frac{24 \cdot m_{rd.dafstb.m}}{(1 - \alpha)^2 \cdot (2 + \alpha)} = 250.62 \text{ kN} \quad \text{Bruddmønster X Jiang}$$

Ikke-lineære løsninger

$$n := 1.0$$

$$P_{NL.J.dafstbm1} := 32 \cdot m_{rd.dafstb.m} \cdot \frac{(1 \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 115.56 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbm1} := \frac{8 \cdot m_{rd.dafstb.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8 n + 10 n \cdot \alpha^3 + 3 (1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 167.12 \text{ kN}$$

$$n := 2$$

$$P_{NL.J.dafstbm2} := 32 \cdot m_{rd.dafstb.m} \cdot \frac{(1 - \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 129.88 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbm2} := \frac{8 \cdot m_{rd.dafstb.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 168.64 \text{ kN}$$

$$n := 3$$

$$P_{NL.J.dafstbm3} := 32 \cdot m_{rd.dafstb.m} \cdot \frac{(1 - \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 135.63 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbm3} := \frac{8 \cdot m_{rd.dafstb.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 169.5 \text{ kN}$$

$$n := 4$$

$$P_{NL.J.dafstbm4} := 32 \cdot m_{rd.dafstb.m} \cdot \frac{(1 - \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 138.73 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbm4} := \frac{8 \cdot m_{rd.dafstb.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 170.05 \text{ kN}$$

NB15

$$P_{ALM1.nb15m} := \frac{2 \cdot m_{rd.nb15.m} \cdot l^2}{a^2} = 101.17 \text{ kN}$$

Bruddmønster +

$$P_{ALM2.nb15m} := \frac{3 \cdot m_{rd.nb15.m} \cdot l^2}{a^2} = 151.75 \text{ kN}$$

Bruddmønster X

$$P_{LBJ.nb15m} := 8 \cdot m_{rd.nb15.m} = 86.56 \text{ kN}$$

Nedre grense

$$P_{J.1.nb15m} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb15.m}}{(1 - \alpha)^2} = 101.17 \text{ kN}$$

Bruddmønster + Jiang

$$P_{J.2.nb15m} := \frac{24 \cdot m_{rd.nb15.m}}{(1 - \alpha)^2 \cdot (2 + \alpha)} = 146.26 \text{ kN}$$

Bruddmønster X Jiang

Ikke-lineære løsninger

$$n := 1.0$$

$$P_{NL.J.nb15m1} := 32 \cdot m_{rd.nb15.m} \cdot \frac{(1 - \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 67.44 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15m1} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb15.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 97.53 \text{ kN}$$

$$n := 2$$

$$P_{NL.J.nb15m2} := 32 \cdot m_{rd.nb15.m} \cdot \frac{(1 - \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 75.8 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15m2} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb15.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 98.42 \text{ kN}$$

$$n := 3$$

$$P_{NL.J.nb15m3} := 32 \cdot m_{rd.nb15.m} \cdot \frac{(1 - \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 79.15 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15m3} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb15.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 98.92 \text{ kN}$$

$$n := 4$$

$$P_{NL.J.nb15m4} := 32 \cdot m_{rd.nb15.m} \cdot \frac{(1 - \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 80.97 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15m4} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb15.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 99.24 \text{ kN}$$

TR34

$$P_{ALM1.tr34m} := \frac{2 \cdot m_{rd.tr34.m} \cdot l^2}{a^2} = 204.67 \text{ kN}$$

Bruddmønster +

$$P_{ALM2.tr34m} := \frac{3 \cdot m_{rd.tr34.m} \cdot l^2}{a^2} = 307 \text{ kN}$$

Bruddmønster X

$$P_{LB.J.tr34m} := 8 \cdot m_{rd.tr34.m} = 175.12 \text{ kN}$$

Nedre grense

$$P_{J.1.tr34m} := \frac{8 \cdot m_{rd.tr34.m}}{(1-\alpha)^2} = 204.67 \text{ kN}$$

Bruddmønster + Jiang

$$P_{J.2.tr34m} := \frac{24 \cdot m_{rd.tr34.m}}{(1-\alpha)^2 \cdot (2+\alpha)} = 295.91 \text{ kN}$$

Bruddmønster X Jiang

Ikke-lineære løsninger

$$n := 1.0$$

$$P_{NL.J.tr34m1} := 32 \cdot m_{rd.tr34.m} \cdot \frac{(1-\alpha + \alpha^2 + n \cdot (2-\alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3+\alpha + n \cdot (9-\alpha))} = 136.45 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34m1} := \frac{8 \cdot m_{rd.tr34.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12+8n+10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 197.31 \text{ kN}$$

$$n := 2$$

$$P_{NL.J.tr34m2} := 32 \cdot m_{rd.tr34.m} \cdot \frac{(1-\alpha + \alpha^2 + n \cdot (2-\alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3+\alpha + n \cdot (9-\alpha))} = 153.34 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34m2} := \frac{8 \cdot m_{rd.tr34.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12+8n+10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 199.11 \text{ kN}$$

$$n := 3$$

$$P_{NL.J.tr34m3} := 32 \cdot m_{rd.tr34.m} \cdot \frac{(1-\alpha + \alpha^2 + n \cdot (2-\alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3+\alpha + n \cdot (9-\alpha))} = 160.14 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34m3} := \frac{8 \cdot m_{rd.tr34.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12+8n+10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 200.13 \text{ kN}$$

$$n := 4$$

$$P_{NL.J.tr34m4} := 32 \cdot m_{rd.tr34.m} \cdot \frac{(1-\alpha + \alpha^2 + n \cdot (2-\alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3+\alpha + n \cdot (9-\alpha))} = 163.8 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34m4} := \frac{8 \cdot m_{rd.tr34.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12+8n+10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 200.78 \text{ kN}$$

OPPSUMMERING BRUDDLASTER - KARAKTERISTISKE RESTSTREKKFASTHETER

$P_{ALM1.nb38m} = 166.52 \text{ kN}$	$P_{ALM1.coinm} = 166.52 \text{ kN}$	$P_{ALM1.dafstbm} = 173.35 \text{ kN}$
$P_{ALM2.nb38m} = 249.78 \text{ kN}$	$P_{ALM2.coinm} = 249.78 \text{ kN}$	$P_{ALM2.dafstbm} = 260.02 \text{ kN}$
$P_{LB.J.nb38m} = 142.48 \text{ kN}$	$P_{LB.J.coinm} = 142.48 \text{ kN}$	$P_{LB.J.dafstbm} = 148.32 \text{ kN}$
$P_{J.1.nb38m} = 166.52 \text{ kN}$	$P_{J.1.coinm} = 166.52 \text{ kN}$	$P_{J.1.dafstbm} = 173.35 \text{ kN}$
$P_{J.2.nb38m} = 240.75 \text{ kN}$	$P_{J.2.coinm} = 240.75 \text{ kN}$	$P_{J.2.dafstbm} = 250.62 \text{ kN}$
$P_{NL.J.nb38m1} = 111.01 \text{ kN}$	$P_{NL.J.coinm1} = 111.01 \text{ kN}$	$P_{NL.J.dafstbm1} = 115.56 \text{ kN}$
$P_{NL.S.nb38m1} = 160.54 \text{ kN}$	$P_{NL.S.coinm1} = 160.54 \text{ kN}$	$P_{NL.S.dafstbm1} = 167.12 \text{ kN}$
$P_{NL.J.nb38m2} = 124.76 \text{ kN}$	$P_{NL.J.coinm2} = 124.76 \text{ kN}$	$P_{NL.J.dafstbm2} = 129.88 \text{ kN}$
$P_{NL.S.nb38m2} = 162 \text{ kN}$	$P_{NL.S.coinm2} = 162 \text{ kN}$	$P_{NL.S.dafstbm2} = 168.64 \text{ kN}$
$P_{NL.J.nb38m3} = 130.29 \text{ kN}$	$P_{NL.J.coinm3} = 130.29 \text{ kN}$	$P_{NL.J.dafstbm3} = 135.63 \text{ kN}$
$P_{NL.S.nb38m3} = 162.83 \text{ kN}$	$P_{NL.S.coinm3} = 162.83 \text{ kN}$	$P_{NL.S.dafstbm3} = 169.5 \text{ kN}$
$P_{NL.J.nb38m4} = 133.27 \text{ kN}$	$P_{NL.J.coinm4} = 133.27 \text{ kN}$	$P_{NL.J.dafstbm4} = 138.73 \text{ kN}$
$P_{NL.S.nb38m4} = 163.36 \text{ kN}$	$P_{NL.S.coinm4} = 163.36 \text{ kN}$	$P_{NL.S.dafstbm4} = 170.05 \text{ kN}$

$P_{ALM1.tr34m} = 204.67 \text{ kN}$	$P_{ALM1.nb15m} = 101.17 \text{ kN}$
$P_{ALM2.tr34m} = 307 \text{ kN}$	$P_{ALM2.nb15m} = 151.75 \text{ kN}$
$P_{LB.J.tr34m} = 175.12 \text{ kN}$	$P_{LB.J.nb15m} = 86.56 \text{ kN}$
$P_{J.1.tr34m} = 204.67 \text{ kN}$	$P_{J.1.nb15m} = 101.17 \text{ kN}$
$P_{J.2.tr34m} = 295.91 \text{ kN}$	$P_{J.2.nb15m} = 146.26 \text{ kN}$
$P_{NL.J.tr34m1} = 136.45 \text{ kN}$	$P_{NL.J.nb15m1} = 67.44 \text{ kN}$
$P_{NL.S.tr34m1} = 197.31 \text{ kN}$	$P_{NL.S.nb15m1} = 97.53 \text{ kN}$
$P_{NL.J.tr34m2} = 153.34 \text{ kN}$	$P_{NL.J.nb15m2} = 75.8 \text{ kN}$
$P_{NL.S.tr34m2} = 199.11 \text{ kN}$	$P_{NL.S.nb15m2} = 98.42 \text{ kN}$
$P_{NL.J.tr34m3} = 160.14 \text{ kN}$	$P_{NL.J.nb15m3} = 79.15 \text{ kN}$
$P_{NL.S.tr34m3} = 200.13 \text{ kN}$	$P_{NL.S.nb15m3} = 98.92 \text{ kN}$
$P_{NL.J.tr34m4} = 163.8 \text{ kN}$	$P_{NL.J.nb15m4} = 80.97 \text{ kN}$
$P_{NL.S.tr34m4} = 200.78 \text{ kN}$	$P_{NL.S.nb15m4} = 99.24 \text{ kN}$

OPPSUMMERING BRUDDLASTER - REGELVERK FOR REGELVERK

NB38

$$P_{ALM1.nb38m} = 166.52 \text{ kN}$$

$$P_{ALM1.nb38k} = 100.89 \text{ kN}$$

$$P_{ALM2.nb38m} = 249.78 \text{ kN}$$

$$P_{ALM2.nb38k} = 151.33 \text{ kN}$$

$$P_{LB.J.nb38m} = 142.48 \text{ kN}$$

$$P_{LB.J.nb38k} = 86.32 \text{ kN}$$

$$P_{J.1.nb38m} = 166.52 \text{ kN}$$

$$P_{J.1.nb38k} = 100.89 \text{ kN}$$

$$P_{J.2.nb38m} = 240.75 \text{ kN}$$

$$P_{J.2.nb38k} = 145.86 \text{ kN}$$

COIN

$$P_{ALM1.coinm} = 166.52 \text{ kN}$$

$$P_{ALM1.coink} = 100.89 \text{ kN}$$

$$P_{ALM2.coinm} = 249.78 \text{ kN}$$

$$P_{ALM2.coink} = 151.33 \text{ kN}$$

$$P_{LB.J.coinm} = 142.48 \text{ kN}$$

$$P_{LB.J.coink} = 86.32 \text{ kN}$$

$$P_{J.1.coinm} = 166.52 \text{ kN}$$

$$P_{J.1.coink} = 100.89 \text{ kN}$$

$$P_{J.2.coinm} = 240.75 \text{ kN}$$

$$P_{J.2.coink} = 145.86 \text{ kN}$$

DAfStb

$$P_{ALM1.dafstbm} = 173.35 \text{ kN}$$

$$P_{ALM1.dafstbk} = 105 \text{ kN}$$

$$P_{ALM2.dafstbm} = 260.02 \text{ kN}$$

$$P_{ALM2.dafstbk} = 157.5 \text{ kN}$$

$$P_{LB.J.dafstbm} = 148.32 \text{ kN}$$

$$P_{LB.J.dafstbk} = 89.84 \text{ kN}$$

$$P_{J.1.dafstbm} = 173.35 \text{ kN}$$

$$P_{J.1.dafstbk} = 105 \text{ kN}$$

$$P_{J.2.dafstbm} = 250.62 \text{ kN}$$

$$P_{J.2.dafstbk} = 151.81 \text{ kN}$$

NB15

$$P_{ALM1.nb15m} = 101.17 \text{ kN}$$

$$P_{ALM1.nb15k} = 101.17 \text{ kN}$$

$$P_{ALM2.nb15m} = 151.75 \text{ kN}$$

$$P_{ALM2.nb15k} = 151.75 \text{ kN}$$

$$P_{LB.J.nb15m} = 86.56 \text{ kN}$$

$$P_{LB.J.nb15k} = 86.56 \text{ kN}$$

$$P_{J.1.nb15m} = 101.17 \text{ kN}$$

$$P_{J.1.nb15k} = 101.17 \text{ kN}$$

$$P_{J.2.nb15m} = 146.26 \text{ kN}$$

$$P_{J.2.nb15k} = 146.26 \text{ kN}$$

TR34

$$P_{ALM1.tr34m} = 204.67 \text{ kN}$$

$$P_{ALM1.tr34k} = 122.48 \text{ kN}$$

$$P_{ALM2.tr34m} = 307 \text{ kN}$$

$$P_{ALM2.tr34k} = 183.73 \text{ kN}$$

$$P_{LB.J.tr34m} = 175.12 \text{ kN}$$

$$P_{LB.J.tr34k} = 104.8 \text{ kN}$$

$$P_{J.1.tr34m} = 204.67 \text{ kN}$$

$$P_{J.1.tr34k} = 122.48 \text{ kN}$$

$$P_{J.2.tr34m} = 295.91 \text{ kN}$$

$$P_{J.2.tr34k} = 177.08 \text{ kN}$$

OPPSUMMERING IKKE-LINEÆRE BEREGNINGER

NB38

$$P_{NL.J.nb38m1} = 111.01 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb38k1} = 67.26 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38m1} = 160.54 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38k1} = 97.26 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb38m2} = 124.76 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb38k2} = 75.59 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38m2} = 162 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38k2} = 98.15 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb38m3} = 130.29 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb38k3} = 78.93 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38m3} = 162.83 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38k3} = 98.65 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb38m4} = 133.27 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb38k4} = 80.74 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38m4} = 163.36 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38k4} = 98.97 \text{ kN}$$

COIN

$$P_{NL.J.coinm1} = 111.01 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.coink1} = 67.26 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coinm1} = 160.54 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coink1} = 97.26 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.coinm2} = 124.76 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.coink2} = 75.59 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coinm2} = 162 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coink2} = 98.15 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.coinm3} = 130.29 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.coink3} = 78.93 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coinm3} = 162.83 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coink3} = 98.65 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.coinm4} = 133.27 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.coink4} = 80.74 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coinm4} = 163.36 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coink4} = 98.97 \text{ kN}$$

DAfStb

$$P_{NL.J.dafstbm1} = 115.56 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.dafstbk1} = 70 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbm1} = 167.12 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbk1} = 101.23 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.dafstbm2} = 129.88 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.dafstbk2} = 78.67 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbm2} = 168.64 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbk2} = 102.15 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.dafstbm3} = 135.63 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.dafstbk3} = 82.15 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbm3} = 169.5 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbk3} = 102.67 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.dafstbm4} = 138.73 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.dafstbk4} = 84.03 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbm4} = 170.05 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbk4} = 103 \text{ kN}$$

NB15

$$P_{NL.J.nb15m1} = 67.44 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb15k1} = 67.44 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15m1} = 97.53 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15k1} = 97.53 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb15m2} = 75.8 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb15k2} = 75.8 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15m2} = 98.42 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15k2} = 98.42 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb15m3} = 79.15 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb15k3} = 79.15 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15m3} = 98.92 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15k3} = 98.92 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb15m4} = 80.97 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb15k4} = 80.97 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15m4} = 99.24 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15k4} = 99.24 \text{ kN}$$

TR34

$$P_{NL.J.tr34m1} = 136.45 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.tr34k1} = 81.66 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34m1} = 197.31 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34k1} = 118.08 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.tr34m2} = 153.34 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.tr34k2} = 91.77 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34m2} = 199.11 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34k2} = 98.42 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.tr34m3} = 160.14 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.tr34k3} = 95.83 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34m3} = 200.13 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34k3} = 119.77 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.tr34m4} = 163.8 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.tr34k4} = 98.03 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34m4} = 200.78 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34k4} = 120.15 \text{ kN}$$

B.2.2 Stålfiberarmerte fundamenter

BRUDDLINJEBEREGNINGER - STÅLFIBERARMERTE FUNDAMENTER

Geometri

$$l := 2 \text{ m} \quad \text{Bredde fundament}$$

$$b_j := 150 \text{ mm} \quad \text{Bredde søyle}$$

$$a := \frac{l}{2} - \frac{b_j}{2} = 925 \text{ mm} \quad \text{Avstand søyleliv til kant av fundament}$$

$$\alpha := \frac{b_j}{l} = 0.075 \quad \text{Forhold mellom søylebredde og fundamentbredde}$$

Momentkapasiteter med karakteristiske resttrekkfasthetsverdier

$$m_{rd.nb38.k} := 22.54 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{rd.coin.k} := 22.54 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{rd.dafstb.k} := 23.45 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{rd.nb15.k} := 22.89 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{rd.tr34.k} := 22.10 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Momentkapasiteter med karakteristiske resttrekkfasthetsverdier

$$m_{rd.nb38.m} := 37.17 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{rd.coin.m} := 37.17 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{rd.dafstb.m} := 38.66 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{rd.nb15.m} := 22.89 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{rd.tr34.m} := 36.85 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

KARAKTERISTISK RESTSTREKKFASTHET

NB38

$$P_{ALM1.nb38k} := \frac{2 \cdot m_{rd.nb38.k} \cdot l^2}{a^2} = 210.75 \text{ kN}$$

Bruddmønster +

$$P_{ALM2.nb38k} := \frac{3 \cdot m_{rd.nb38.k} \cdot l^2}{a^2} = 316.12 \text{ kN}$$

Bruddmønster X

$$P_{LB.J.nb38k} := 8 \cdot m_{rd.nb38.k} = 180.32 \text{ kN}$$

Nedre grense

$$P_{J.1.nb38k} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb38.k}}{(1-\alpha)^2} = 210.75 \text{ kN}$$

Bruddmønster + Jiang

$$P_{J.2.nb38k} := \frac{24 \cdot m_{rd.nb38.k}}{(1-\alpha)^2 \cdot (2+\alpha)} = 304.69 \text{ kN}$$

Bruddmønster X Jiang

Ikke-lineære løsninger

$$n := 1.0$$

$$P_{NL.J.nb38k1} := 32 \cdot m_{rd.nb38.k} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 140.5 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38k1} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb38.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 203.17 \text{ kN}$$

$$n := 2$$

$$P_{NL.J.nb38k2} := 32 \cdot m_{rd.nb38.k} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 157.9 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38k2} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb38.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 205.03 \text{ kN}$$

$$n := 3$$

$$P_{NL.J.nb38k3} := 32 \cdot m_{rd.nb38.k} \cdot \frac{(1 \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 164.89 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38k3} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb38.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8 n + 10 n \cdot \alpha^3 + 3 (1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 206.07 \text{ kN}$$

$$n := 4$$

$$P_{NL.J.nb38k4} := 32 \cdot m_{rd.nb38.k} \cdot \frac{(1 \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 168.67 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38k4} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb38.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8 n + 10 n \cdot \alpha^3 + 3 (1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 206.74 \text{ kN}$$

COIN

$$P_{ALM1.coink} := \frac{2 \cdot m_{rd.coin.k} \cdot l^2}{a^2} = 210.75 \text{ kN}$$

Bruddmønster +

$$P_{ALM2.coink} := \frac{3 \cdot m_{rd.coin.k} \cdot l^2}{a^2} = 316.12 \text{ kN}$$

Bruddmønster X

$$P_{LBJ.coink} := 8 \cdot m_{rd.coin.k} = 180.32 \text{ kN}$$

Nedre grense

$$P_{J.1.coink} := \frac{8 \cdot m_{rd.coin.k}}{(1 - \alpha)^2} = 210.75 \text{ kN}$$

Bruddmønster + Jiang

$$P_{J.2.coink} := \frac{24 \cdot m_{rd.coin.k}}{(1 - \alpha)^2 \cdot (2 + \alpha)} = 304.69 \text{ kN}$$

Bruddmønster X Jiang

Ikke-lineære løsninger

$$n := 1.0$$

$$P_{NL.J.coink1} := 32 \cdot m_{rd.coin.k} \cdot \frac{(1 \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 140.5 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coink1} := \frac{8 \cdot m_{rd.coin.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12+8n+10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 203.17 \text{ kN}$$

$$n := 2$$

$$P_{NL.J.coink2} := 32 \cdot m_{rd.coin.k} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 157.9 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coink2} := \frac{8 \cdot m_{rd.coin.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12+8n+10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 205.03 \text{ kN}$$

$$n := 3$$

$$P_{NL.J.coink3} := 32 \cdot m_{rd.coin.k} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 164.89 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coink3} := \frac{8 \cdot m_{rd.coin.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12+8n+10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 206.07 \text{ kN}$$

$$n := 4$$

$$P_{NL.J.coink4} := 32 \cdot m_{rd.coin.k} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 168.67 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coink4} := \frac{8 \cdot m_{rd.coin.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12+8n+10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 206.74 \text{ kN}$$

DAfStb

$$P_{ALM1.dafstbk} := \frac{2 \cdot m_{rd.dafstb.k} \cdot l^2}{a^2} = 219.25 \text{ kN} \quad \text{Bruddmønster +}$$

$$P_{ALM2.dafstbk} := \frac{3 \cdot m_{rd.dafstb.k} \cdot l^2}{a^2} = 328.88 \text{ kN} \quad \text{Bruddmønster X}$$

$$P_{LB.J.dafstbk} := 8 \cdot m_{rd.dafstb.k} = 187.6 \text{ kN} \quad \text{Nedre grense}$$

$$P_{J.1.dafstbk} := \frac{8 \cdot m_{rd.dafstb.k}}{(1-\alpha)^2} = 219.25 \text{ kN}$$

Bruddmønster + Jiang

$$P_{J.2.dafstbk} := \frac{24 \cdot m_{rd.dafstb.k}}{(1-\alpha)^2 \cdot (2+\alpha)} = 317 \text{ kN}$$

Bruddmønster X Jiang

Ikke-lineære løsninger

$$n := 1.0$$

$$P_{NL.J.dafstbk1} := 32 \cdot m_{rd.dafstb.k} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 146.17 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbk1} := \frac{8 \cdot m_{rd.dafstb.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 211.37 \text{ kN}$$

$$n := 2$$

$$P_{NL.J.dafstbk2} := 32 \cdot m_{rd.dafstb.k} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 164.27 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbk2} := \frac{8 \cdot m_{rd.dafstb.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 213.3 \text{ kN}$$

$$n := 3$$

$$P_{NL.J.dafstbk3} := 32 \cdot m_{rd.dafstb.k} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 171.55 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbk3} := \frac{8 \cdot m_{rd.dafstb.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 214.39 \text{ kN}$$

$$n := 4$$

$$P_{NL.J.dafstbk4} := 32 \cdot m_{rd.dafstb.k} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 175.47 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbk4} := \frac{8 \cdot m_{rd.dafstb.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 215.09 \text{ kN}$$

NB15

$$P_{ALM1.nb15k} := \frac{2 \cdot m_{rd.nb15.k} \cdot l^2}{a^2} = 214.02 \text{ kN}$$

Bruddmønster +

$$P_{ALM2.nb15k} := \frac{3 \cdot m_{rd.nb15.k} \cdot l^2}{a^2} = 321.03 \text{ kN}$$

Bruddmønster X

$$P_{LBJ.nb15k} := 8 \cdot m_{rd.nb15.k} = 183.12 \text{ kN}$$

Nedre grense

$$P_{J.1.nb15k} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb15.k}}{(1-\alpha)^2} = 214.02 \text{ kN}$$

Bruddmønster + Jiang

$$P_{J.2.nb15k} := \frac{24 \cdot m_{rd.nb15.k}}{(1-\alpha)^2 \cdot (2+\alpha)} = 309.43 \text{ kN}$$

Bruddmønster X Jiang

Ikke-lineære løsninger

$$n := 1.0$$

$$P_{NL.J.nb15k1} := 32 \cdot m_{rd.nb15.k} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 142.68 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15k1} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb15.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 206.33 \text{ kN}$$

$$n := 2$$

$$P_{NL.J.nb15k2} := 32 \cdot m_{rd.nb15.k} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 160.35 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15k2} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb15.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 208.21 \text{ kN}$$

$$n := 3$$

$$P_{NL.J.nb15k3} := 32 \cdot m_{rd.nb15.k} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 167.45 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15k3} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb15.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 209.27 \text{ kN}$$

$$n := 4$$

$$P_{NL.J.nb15k4} := 32 \cdot m_{rd.nb15.k} \cdot \frac{(1 \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 171.28 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15k4} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb15.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8 n + 10 n \cdot \alpha^3 + 3 (1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 209.95 \text{ kN}$$

TR34

$$P_{ALM1.tr34k} := \frac{2 \cdot m_{rd.tr34.k} \cdot l^2}{a^2} = 206.63 \text{ kN}$$

Bruddmønster +

$$P_{ALM2.tr34k} := \frac{3 \cdot m_{rd.tr34.k} \cdot l^2}{a^2} = 309.95 \text{ kN}$$

Bruddmønster X

$$P_{LB.J.tr34k} := 8 \cdot m_{rd.tr34.k} = 176.8 \text{ kN}$$

Nedre grense

$$P_{J.1.tr34k} := \frac{8 \cdot m_{rd.tr34.k}}{(1 - \alpha)^2} = 206.63 \text{ kN}$$

Bruddmønster + Jiang

$$P_{J.2.tr34k} := \frac{24 \cdot m_{rd.tr34.k}}{(1 - \alpha)^2 \cdot (2 + \alpha)} = 298.75 \text{ kN}$$

Bruddmønster X Jiang

Ikke-lineære løsninger

$$n := 1.0$$

$$P_{NL.J.tr34k1} := 32 \cdot m_{rd.tr34.k} \cdot \frac{(1 \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 137.76 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34k1} := \frac{8 \cdot m_{rd.tr34.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8 n + 10 n \cdot \alpha^3 + 3 (1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 199.21 \text{ kN}$$

$$n := 2$$

$$P_{NL.J.tr34k2} := 32 \cdot m_{rd.tr34.k} \cdot \frac{(1 \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 154.81 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34k2} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb15.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8 n + 10 n \cdot \alpha^3 + 3 (1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 208.21 \text{ kN}$$

$$n := 3$$

$$P_{NL.J.tr34k3} := 32 \cdot m_{rd.tr34.k} \cdot \frac{(1 - \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 161.67 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34k3} := \frac{8 \cdot m_{rd.tr34.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 202.05 \text{ kN}$$

$$n := 4$$

$$P_{NL.J.tr34k4} := 32 \cdot m_{rd.tr34.k} \cdot \frac{(1 - \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 165.37 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34k4} := \frac{8 \cdot m_{rd.tr34.k}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 202.7 \text{ kN}$$

OPPSUMMERING BRUDDLASTER - KARAKTERISTISKE RESTSTREKKFASTHETER

$$P_{ALM1.nb38k} = 210.75 \text{ kN} \quad P_{ALM1.coink} = 210.75 \text{ kN} \quad P_{ALM1.dafstbk} = 219.25 \text{ kN}$$

$$P_{ALM2.nb38k} = 316.12 \text{ kN} \quad P_{ALM2.coink} = 316.12 \text{ kN} \quad P_{ALM2.dafstbk} = 328.88 \text{ kN}$$

$$P_{LB.J.nb38k} = 180.32 \text{ kN} \quad P_{LB.J.coink} = 180.32 \text{ kN} \quad P_{LB.J.dafstbk} = 187.6 \text{ kN}$$

$$P_{J.1.nb38k} = 210.75 \text{ kN} \quad P_{J.1.coink} = 210.75 \text{ kN} \quad P_{J.1.dafstbk} = 219.25 \text{ kN}$$

$$P_{J.2.nb38k} = 304.69 \text{ kN} \quad P_{J.2.coink} = 304.69 \text{ kN} \quad P_{J.2.dafstbk} = 317 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb38k1} = 140.5 \text{ kN} \quad P_{NL.J.coink1} = 140.5 \text{ kN} \quad P_{NL.J.dafstbk1} = 146.17 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38k1} = 203.17 \text{ kN} \quad P_{NL.S.coink1} = 203.17 \text{ kN} \quad P_{NL.S.dafstbk1} = 211.37 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb38k2} = 157.9 \text{ kN} \quad P_{NL.J.coink2} = 157.9 \text{ kN} \quad P_{NL.J.dafstbk2} = 164.27 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38k2} = 205.03 \text{ kN} \quad P_{NL.S.coink2} = 205.03 \text{ kN} \quad P_{NL.S.dafstbk2} = 213.3 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb38k3} = 164.89 \text{ kN} \quad P_{NL.J.coink3} = 164.89 \text{ kN} \quad P_{NL.J.dafstbk3} = 171.55 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38k3} = 206.07 \text{ kN} \quad P_{NL.S.coink3} = 206.07 \text{ kN} \quad P_{NL.S.dafstbk3} = 214.39 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb38k4} = 168.67 \text{ kN} \quad P_{NL.J.coink4} = 168.67 \text{ kN} \quad P_{NL.J.dafstbk4} = 175.47 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38k4} = 206.74 \text{ kN} \quad P_{NL.S.coink4} = 206.74 \text{ kN} \quad P_{NL.S.dafstbk4} = 215.09 \text{ kN}$$

$P_{ALM1.tr34k} = 206.63 \text{ kN}$	$P_{ALM1.nb15k} = 214.02 \text{ kN}$
$P_{ALM2.tr34k} = 309.95 \text{ kN}$	$P_{ALM2.nb15k} = 321.03 \text{ kN}$
$P_{LB.J.tr34k} = 176.8 \text{ kN}$	$P_{LB.J.nb15k} = 183.12 \text{ kN}$
$P_{J.1.tr34k} = 206.63 \text{ kN}$	$P_{J.1.nb15k} = 214.02 \text{ kN}$
$P_{J.2.tr34k} = 298.75 \text{ kN}$	$P_{J.2.nb15k} = 309.43 \text{ kN}$
$P_{NL.J.tr34k1} = 137.76 \text{ kN}$	$P_{NL.J.nb15k1} = 142.68 \text{ kN}$
$P_{NL.S.tr34k1} = 199.21 \text{ kN}$	$P_{NL.S.nb15k1} = 206.33 \text{ kN}$
$P_{NL.J.tr34k2} = 154.81 \text{ kN}$	$P_{NL.J.nb15k2} = 160.35 \text{ kN}$
$P_{NL.S.tr34k2} = 208.21 \text{ kN}$	$P_{NL.S.nb15k2} = 208.21 \text{ kN}$
$P_{NL.J.tr34k3} = 161.67 \text{ kN}$	$P_{NL.J.nb15k3} = 167.45 \text{ kN}$
$P_{NL.S.tr34k3} = 202.05 \text{ kN}$	$P_{NL.S.nb15k3} = 209.27 \text{ kN}$
$P_{NL.J.tr34k4} = 165.37 \text{ kN}$	$P_{NL.J.nb15k4} = 171.28 \text{ kN}$
$P_{NL.S.tr34k4} = 202.7 \text{ kN}$	$P_{NL.S.nb15k4} = 209.95 \text{ kN}$

MIDLERE RESTSTREKKFASTHET

NB38

$$P_{ALM1.nb38m} := \frac{2 \cdot m_{rd.nb38.m} \cdot l^2}{a^2} = 347.54 \text{ kN}$$

Bruddmønster +

$$P_{ALM2.nb38m} := \frac{3 \cdot m_{rd.nb38.m} \cdot l^2}{a^2} = 521.3 \text{ kN}$$

Bruddmønster X

$$P_{LBJ.nb38m} := 8 \cdot m_{rd.nb38.m} = 297.36 \text{ kN}$$

Nedre grense

$$P_{J.1.nb38m} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb38.m}}{(1-\alpha)^2} = 347.54 \text{ kN}$$

Bruddmønster + Jiang

$$P_{J.2.nb38m} := \frac{24 \cdot m_{rd.nb38.m}}{(1-\alpha)^2 \cdot (2+\alpha)} = 502.46 \text{ kN}$$

Bruddmønster X Jiang

Ikke-lineære løsninger

$$n := 1.0$$

$$P_{NLJ.nb38m1} := 32 \cdot m_{rd.nb38.m} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 231.69 \text{ kN}$$

$$P_{NLS.nb38m1} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb38.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 335.04 \text{ kN}$$

$$n := 2$$

$$P_{NLJ.nb38m2} := 32 \cdot m_{rd.nb38.m} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 260.38 \text{ kN}$$

$$P_{NLS.nb38m2} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb38.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 338.1 \text{ kN}$$

$$n := 3$$

$$P_{NLJ.nb38m3} := 32 \cdot m_{rd.nb38.m} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 271.92 \text{ kN}$$

$$P_{NLS.nb38m3} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb38.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 339.82 \text{ kN}$$

$$n := 4$$

$$P_{NL.J.nb38m4} := 32 \cdot m_{rd.nb38.m} \cdot \frac{(1 - \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 278.14 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38m4} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb38.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 340.93 \text{ kN}$$

COIN

$$P_{ALM1.coinm} := \frac{2 \cdot m_{rd.coin.m} \cdot l^2}{a^2} = 347.54 \text{ kN}$$

Bruddmønster +

$$P_{ALM2.coinm} := \frac{3 \cdot m_{rd.coin.m} \cdot l^2}{a^2} = 521.3 \text{ kN}$$

Bruddmønster X

$$P_{LBJ.coinm} := 8 \cdot m_{rd.coin.m} = 297.36 \text{ kN}$$

Nedre grense

$$P_{J.1.coinm} := \frac{8 \cdot m_{rd.coin.m}}{(1 - \alpha)^2} = 347.54 \text{ kN}$$

Bruddmønster + Jiang

$$P_{J.2.coinm} := \frac{24 \cdot m_{rd.coin.m}}{(1 - \alpha)^2 \cdot (2 + \alpha)} = 502.46 \text{ kN}$$

Bruddmønster X Jiang

Ikke-lineære løsninger

$$n := 1.0$$

$$P_{NL.J.coinm1} := 32 \cdot m_{rd.coin.m} \cdot \frac{(1 - \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 231.69 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coinm1} := \frac{8 \cdot m_{rd.coin.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 335.04 \text{ kN}$$

$$n := 2$$

$$P_{NL.J.coinm2} := 32 \cdot m_{rd.coin.m} \cdot \frac{(1 - \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 260.38 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coinm2} := \frac{8 \cdot m_{rd.coin.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 338.1 \text{ kN}$$

$$n := 3$$

$$P_{NL.J.coinm3} := 32 \cdot m_{rd.coin.m} \cdot \frac{(1 - \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 271.92 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coinm3} := \frac{8 \cdot m_{rd.coin.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 339.82 \text{ kN}$$

$$n := 4$$

$$P_{NL.J.coinm4} := 32 \cdot m_{rd.coin.m} \cdot \frac{(1 - \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 278.14 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coinm4} := \frac{8 \cdot m_{rd.coin.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 340.93 \text{ kN}$$

DafStb

$$P_{ALM1.dafstb.m} := \frac{2 \cdot m_{rd.dafstb.m} \cdot l^2}{a^2} = 361.47 \text{ kN}$$

Bruddmønster +

$$P_{ALM2.dafstb.m} := \frac{3 \cdot m_{rd.dafstb.m} \cdot l^2}{a^2} = 542.2 \text{ kN}$$

Bruddmønster X

$$P_{LB.J.dafstb.m} := 8 \cdot m_{rd.dafstb.m} = 309.28 \text{ kN}$$

Nedre grense

$$P_{J.1.dafstb.m} := \frac{8 \cdot m_{rd.dafstb.m}}{(1 - \alpha)^2} = 361.47 \text{ kN}$$

Bruddmønster + Jiang

$$P_{J.2.dafstb.m} := \frac{24 \cdot m_{rd.dafstb.m}}{(1 - \alpha)^2 \cdot (2 + \alpha)} = 522.6 \text{ kN}$$

Bruddmønster X Jiang

Ikke-lineære løsninger

$$n := 1.0$$

$$P_{NL.J.dafstbm1} := 32 \cdot m_{rd.dafstb.m} \cdot \frac{(1 - \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 240.98 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbm1} := \frac{8 \cdot m_{rd.dafstb.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 348.48 \text{ kN}$$

$$n := 2$$

$$P_{NL.J.dafstbm2} := 32 \cdot m_{rd.dafstb.m} \cdot \frac{(1 - \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 270.82 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbm2} := \frac{8 \cdot m_{rd.dafstb.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 351.65 \text{ kN}$$

$$n := 3$$

$$P_{NL.J.dafstbm3} := 32 \cdot m_{rd.dafstb.m} \cdot \frac{(1 - \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 282.82 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbm3} := \frac{8 \cdot m_{rd.dafstb.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 353.45 \text{ kN}$$

$$n := 4$$

$$P_{NL.J.dafstbm4} := 32 \cdot m_{rd.dafstb.m} \cdot \frac{(1 - \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 289.29 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbm4} := \frac{8 \cdot m_{rd.dafstb.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 354.59 \text{ kN}$$

NB15

$$P_{ALM1.nb15m} := \frac{2 \cdot m_{rd.nb15.m} \cdot l^2}{a^2} = 214.02 \text{ kN}$$

Bruddmønster +

$$P_{ALM2.nb15m} := \frac{3 \cdot m_{rd.nb15.m} \cdot l^2}{a^2} = 321.03 \text{ kN}$$

Bruddmønster X

$$P_{LBJ.nb15m} := 8 \cdot m_{rd.nb15.m} = 183.12 \text{ kN}$$

Nedre grense

$$P_{J.1.nb15m} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb15.m}}{(1 - \alpha)^2} = 214.02 \text{ kN}$$

Bruddmønster + Jiang

$$P_{J.2.nb15m} := \frac{24 \cdot m_{rd.nb15.m}}{(1 - \alpha)^2 \cdot (2 + \alpha)} = 309.43 \text{ kN}$$

Bruddmønster X Jiang

Ikke-lineære løsninger

$$n := 1.0$$

$$P_{NL.J.nb15m1} := 32 \cdot m_{rd.nb15.m} \cdot \frac{(1 - \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 142.68 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15m1} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb15.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 206.33 \text{ kN}$$

$$n := 2$$

$$P_{NL.J.nb15m2} := 32 \cdot m_{rd.nb15.m} \cdot \frac{(1 - \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 160.35 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15m2} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb15.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 208.21 \text{ kN}$$

$$n := 3$$

$$P_{NL.J.nb15m3} := 32 \cdot m_{rd.nb15.m} \cdot \frac{(1 - \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 167.45 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15m3} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb15.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 209.27 \text{ kN}$$

$$n := 4$$

$$P_{NL.J.nb15m4} := 32 \cdot m_{rd.nb15.m} \cdot \frac{(1 - \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 171.28 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15m4} := \frac{8 \cdot m_{rd.nb15.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 209.95 \text{ kN}$$

TR34

$$P_{ALM1.tr34m} := \frac{2 \cdot m_{rd.tr34.m} \cdot l^2}{a^2} = 344.54 \text{ kN}$$

Bruddmønster +

$$P_{ALM2.tr34m} := \frac{3 \cdot m_{rd.tr34.m} \cdot l^2}{a^2} = 516.82 \text{ kN}$$

Bruddmønster X

$$P_{LB.J.tr34m} := 8 \cdot m_{rd.tr34.m} = 294.8 \text{ kN}$$

Nedre grense

$$P_{J.1.tr34m} := \frac{8 \cdot m_{rd.tr34.m}}{(1-\alpha)^2} = 344.54 \text{ kN}$$

Bruddmønster + Jiang

$$P_{J.2.tr34m} := \frac{24 \cdot m_{rd.tr34.m}}{(1-\alpha)^2 \cdot (2+\alpha)} = 498.14 \text{ kN}$$

Bruddmønster X Jiang

Ikke-lineære løsninger

$$n := 1.0$$

$$P_{NL.J.tr34m1} := 32 \cdot m_{rd.tr34.m} \cdot \frac{(1-\alpha + \alpha^2 + n \cdot (2-\alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3+\alpha + n \cdot (9-\alpha))} = 229.7 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34m1} := \frac{8 \cdot m_{rd.tr34.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12+8n+10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 332.16 \text{ kN}$$

$$n := 2$$

$$P_{NL.J.tr34m2} := 32 \cdot m_{rd.tr34.m} \cdot \frac{(1-\alpha + \alpha^2 + n \cdot (2-\alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3+\alpha + n \cdot (9-\alpha))} = 258.14 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34m2} := \frac{8 \cdot m_{rd.tr34.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12+8n+10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 335.19 \text{ kN}$$

$$n := 3$$

$$P_{NL.J.tr34m3} := 32 \cdot m_{rd.tr34.m} \cdot \frac{(1-\alpha + \alpha^2 + n \cdot (2-\alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3+\alpha + n \cdot (9-\alpha))} = 269.57 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34m3} := \frac{8 \cdot m_{rd.tr34.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12+8n+10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 336.9 \text{ kN}$$

$$n := 4$$

$$P_{NL.J.tr34m4} := 32 \cdot m_{rd.tr34.m} \cdot \frac{(1-\alpha + \alpha^2 + n \cdot (2-\alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3+\alpha + n \cdot (9-\alpha))} = 275.75 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34m4} := \frac{8 \cdot m_{rd.tr34.m}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12+8n+10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 337.99 \text{ kN}$$

OPPSUMMERING BRUDDLASTER - KARAKTERISTISKE RESTSTREKKFASTHETER

$P_{ALM1.nb38m} = 347.54 \text{ kN}$	$P_{ALM1.coinm} = 347.54 \text{ kN}$	$P_{ALM1.dafstbm} = 361.47 \text{ kN}$
$P_{ALM2.nb38m} = 521.3 \text{ kN}$	$P_{ALM2.coinm} = 521.3 \text{ kN}$	$P_{ALM2.dafstbm} = 542.2 \text{ kN}$
$P_{LB.J.nb38m} = 297.36 \text{ kN}$	$P_{LB.J.coinm} = 297.36 \text{ kN}$	$P_{LB.J.dafstbm} = 309.28 \text{ kN}$
$P_{J.1.nb38m} = 347.54 \text{ kN}$	$P_{J.1.coinm} = 347.54 \text{ kN}$	$P_{J.1.dafstbm} = 361.47 \text{ kN}$
$P_{J.2.nb38m} = 502.46 \text{ kN}$	$P_{J.2.coinm} = 502.46 \text{ kN}$	$P_{J.2.dafstbm} = 522.6 \text{ kN}$
$P_{NL.J.nb38m1} = 231.69 \text{ kN}$	$P_{NL.J.coinm1} = 231.69 \text{ kN}$	$P_{NL.J.dafstbm1} = 240.98 \text{ kN}$
$P_{NL.S.nb38m1} = 335.04 \text{ kN}$	$P_{NL.S.coinm1} = 335.04 \text{ kN}$	$P_{NL.S.dafstbm1} = 348.48 \text{ kN}$
$P_{NL.J.nb38m2} = 260.38 \text{ kN}$	$P_{NL.J.coinm2} = 260.38 \text{ kN}$	$P_{NL.J.dafstbm2} = 270.82 \text{ kN}$
$P_{NL.S.nb38m2} = 338.1 \text{ kN}$	$P_{NL.S.coinm2} = 338.1 \text{ kN}$	$P_{NL.S.dafstbm2} = 351.65 \text{ kN}$
$P_{NL.J.nb38m3} = 271.92 \text{ kN}$	$P_{NL.J.coinm3} = 271.92 \text{ kN}$	$P_{NL.J.dafstbm3} = 282.82 \text{ kN}$
$P_{NL.S.nb38m3} = 339.82 \text{ kN}$	$P_{NL.S.coinm3} = 339.82 \text{ kN}$	$P_{NL.S.dafstbm3} = 353.45 \text{ kN}$
$P_{NL.J.nb38m4} = 278.14 \text{ kN}$	$P_{NL.J.coinm4} = 278.14 \text{ kN}$	$P_{NL.J.dafstbm4} = 289.29 \text{ kN}$
$P_{NL.S.nb38m4} = 340.93 \text{ kN}$	$P_{NL.S.coinm4} = 340.93 \text{ kN}$	$P_{NL.S.dafstbm4} = 354.59 \text{ kN}$

$$P_{ALM1.tr34m} = 344.54 \text{ kN} \quad P_{ALM1.nb15m} = 214.02 \text{ kN}$$

$$P_{ALM2.tr34m} = 516.82 \text{ kN} \quad P_{ALM2.nb15m} = 321.03 \text{ kN}$$

$$P_{LB.J.tr34m} = 294.8 \text{ kN} \quad P_{LB.J.nb15m} = 183.12 \text{ kN}$$

$$P_{J.1.tr34m} = 344.54 \text{ kN} \quad P_{J.1.nb15m} = 214.02 \text{ kN}$$

$$P_{J.2.tr34m} = 498.14 \text{ kN} \quad P_{J.2.nb15m} = 309.43 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.tr34m1} = 229.7 \text{ kN} \quad P_{NL.J.nb15m1} = 142.68 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34m1} = 332.16 \text{ kN} \quad P_{NL.S.nb15m1} = 206.33 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.tr34m2} = 258.14 \text{ kN} \quad P_{NL.J.nb15m2} = 160.35 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34m2} = 335.19 \text{ kN} \quad P_{NL.S.nb15m2} = 208.21 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.tr34m3} = 269.57 \text{ kN} \quad P_{NL.J.nb15m3} = 167.45 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34m3} = 336.9 \text{ kN} \quad P_{NL.S.nb15m3} = 209.27 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.tr34m4} = 275.75 \text{ kN} \quad P_{NL.J.nb15m4} = 171.28 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34m4} = 337.99 \text{ kN} \quad P_{NL.S.nb15m4} = 209.95 \text{ kN}$$

OPPSUMMERING BRUDDLASTER - REGELVERK FOR REGELVERK

NB38

$$P_{ALM1.nb38m} = 347.54 \text{ kN}$$

$$P_{ALM1.nb38k} = 210.75 \text{ kN}$$

$$P_{ALM2.nb38m} = 521.3 \text{ kN}$$

$$P_{ALM2.nb38k} = 316.12 \text{ kN}$$

$$P_{LB.J.nb38m} = 297.36 \text{ kN}$$

$$P_{LB.J.nb38k} = 180.32 \text{ kN}$$

$$P_{J.1.nb38m} = 347.54 \text{ kN}$$

$$P_{J.1.nb38k} = 210.75 \text{ kN}$$

$$P_{J.2.nb38m} = 502.46 \text{ kN}$$

$$P_{J.2.nb38k} = 304.69 \text{ kN}$$

COIN

$$P_{ALM1.coinm} = 347.54 \text{ kN}$$

$$P_{ALM1.coink} = 210.75 \text{ kN}$$

$$P_{ALM2.coinm} = 521.3 \text{ kN}$$

$$P_{ALM2.coink} = 316.12 \text{ kN}$$

$$P_{LB.J.coinm} = 297.36 \text{ kN}$$

$$P_{LB.J.coink} = 180.32 \text{ kN}$$

$$P_{J.1.coinm} = 347.54 \text{ kN}$$

$$P_{J.1.coink} = 210.75 \text{ kN}$$

$$P_{J.2.coinm} = 502.46 \text{ kN}$$

$$P_{J.2.coink} = 304.69 \text{ kN}$$

DAfStb

$$P_{ALM1.dafstbm} = 361.47 \text{ kN}$$

$$P_{ALM1.dafstbk} = 219.25 \text{ kN}$$

$$P_{ALM2.dafstbm} = 542.2 \text{ kN}$$

$$P_{ALM2.dafstbk} = 328.88 \text{ kN}$$

$$P_{LB.J.dafstbm} = 309.28 \text{ kN}$$

$$P_{LB.J.dafstbk} = 187.6 \text{ kN}$$

$$P_{J.1.dafstbm} = 361.47 \text{ kN}$$

$$P_{J.1.dafstbk} = 219.25 \text{ kN}$$

$$P_{J.2.dafstbm} = 522.6 \text{ kN}$$

$$P_{J.2.dafstbk} = 317 \text{ kN}$$

NB15

$$P_{ALM1.nb15m} = 214.02 \text{ kN}$$

$$P_{ALM1.nb15k} = 214.02 \text{ kN}$$

$$P_{ALM2.nb15m} = 321.03 \text{ kN}$$

$$P_{ALM2.nb15k} = 321.03 \text{ kN}$$

$$P_{LB.J.nb15m} = 183.12 \text{ kN}$$

$$P_{LB.J.nb15k} = 183.12 \text{ kN}$$

$$P_{J.1.nb15m} = 214.02 \text{ kN}$$

$$P_{J.1.nb15k} = 214.02 \text{ kN}$$

$$P_{J.2.nb15m} = 309.43 \text{ kN}$$

$$P_{J.2.nb15k} = 309.43 \text{ kN}$$

TR34

$$P_{ALM1.tr34m} = 344.54 \text{ kN}$$

$$P_{ALM1.tr34k} = 206.63 \text{ kN}$$

$$P_{ALM2.tr34m} = 516.82 \text{ kN}$$

$$P_{ALM2.tr34k} = 309.95 \text{ kN}$$

$$P_{LB.J.tr34m} = 294.8 \text{ kN}$$

$$P_{LB.J.tr34k} = 176.8 \text{ kN}$$

$$P_{J.1.tr34m} = 344.54 \text{ kN}$$

$$P_{J.1.tr34k} = 206.63 \text{ kN}$$

$$P_{J.2.tr34m} = 498.14 \text{ kN}$$

$$P_{J.2.tr34k} = 298.75 \text{ kN}$$

OPPSUMMERING IKKE-LINEÆRE BEREGNINGER

NB38

$$P_{NL.J.nb38m1} = 231.69 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb38k1} = 140.5 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38m1} = 335.04 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38k1} = 203.17 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb38m2} = 260.38 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb38k2} = 157.9 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38m2} = 338.1 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38k2} = 205.03 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb38m3} = 271.92 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb38k3} = 164.89 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38m3} = 339.82 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38k3} = 206.07 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb38m4} = 278.14 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb38k4} = 168.67 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38m4} = 340.93 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb38k4} = 206.74 \text{ kN}$$

COIN

$$P_{NL.J.coinm1} = 231.69 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.coink1} = 140.5 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coinm1} = 335.04 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coink1} = 203.17 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.coinm2} = 260.38 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.coink2} = 157.9 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coinm2} = 338.1 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coink2} = 205.03 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.coinm3} = 271.92 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.coink3} = 164.89 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coinm3} = 339.82 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coink3} = 206.07 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.coinm4} = 278.14 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.coink4} = 168.67 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coinm4} = 340.93 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.coink4} = 206.74 \text{ kN}$$

DAfStb

$$P_{NL.J.dafstbm1} = 240.98 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.dafstbk1} = 146.17 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbm1} = 348.48 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbk1} = 211.37 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.dafstbm2} = 270.82 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.dafstbk2} = 164.27 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbm2} = 351.65 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbk2} = 213.3 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.dafstbm3} = 282.82 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.dafstbk3} = 171.55 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbm3} = 353.45 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbk3} = 214.39 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.dafstbm4} = 289.29 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.dafstbk4} = 175.47 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbm4} = 354.59 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.dafstbk4} = 215.09 \text{ kN}$$

NB15

$$P_{NL.J.nb15m1} = 142.68 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb15k1} = 142.68 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15m1} = 206.33 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15k1} = 206.33 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb15m2} = 160.35 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb15k2} = 160.35 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15m2} = 208.21 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15k2} = 208.21 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb15m3} = 167.45 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb15k3} = 167.45 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15m3} = 209.27 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15k3} = 209.27 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb15m4} = 171.28 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.nb15k4} = 171.28 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15m4} = 209.95 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.nb15k4} = 209.95 \text{ kN}$$

TR34

$$P_{NL.J.tr34m1} = 229.7 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.tr34k1} = 137.76 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34m1} = 332.16 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34k1} = 199.21 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.tr34m2} = 258.14 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.tr34k2} = 154.81 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34m2} = 335.19 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34k2} = 208.21 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.tr34m3} = 269.57 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.tr34k3} = 161.67 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34m3} = 336.9 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34k3} = 202.05 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.tr34m4} = 275.75 \text{ kN}$$

$$P_{NL.J.tr34k4} = 165.37 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34m4} = 337.99 \text{ kN}$$

$$P_{NL.S.tr34k4} = 202.7 \text{ kN}$$

B.2.3 Stangarmerte fundamenter

STRIPEMETODEN - STANGARMERT FUNDAMENT

Geometri

$$l := 2000 \text{ mm}$$

Bredde fundament

$$A := l^2 = 4 \text{ m}^2$$

Grunnflateareal fundament

$$b_j := 150 \text{ mm}$$

Søylebredde

$$t := 250 \text{ mm}$$

Høyde fundament

$$c := 50 \text{ mm}$$

Overdekning

$$\phi := 16 \text{ mm}$$

Diameter armeringsjern

$$d_z := t - \left(c + \frac{\phi}{2} \right) = 192 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$z_z := 0.95 \cdot d_z = 182.4 \text{ mm}$$

Momentarm

$$a := \frac{l}{2} - \frac{b_j}{2} = 925 \text{ mm}$$

Avstand søyleliv til kant av fundament

Inndeling feltstriper

$$c := 0.4 \text{ m}$$

Lengde ytre feltstripe

$$b := \frac{l}{2} - \frac{b_j}{2} - c = 0.525 \text{ m}$$

Lengde indre feltstripe

$$d := 0.4 \text{ m}$$

Bredde ytre feltstripe

$$e := l - 2 \cdot d = 1.2 \text{ m}$$

Bredde indre feltstrippe

Armering

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Flytespenning armering

$$A_{sY} := 2 \cdot \frac{\phi^2 \cdot \pi}{4} = 402.12 \text{ mm}^2$$

Ytre stripe - 2ø16, cc 200

$$M_Y := \frac{A_{sY} \cdot z_z \cdot f_{yk}}{d} = 91.68 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momentkapasitet ytre stripe

$$A_{sI} := 7 \cdot \frac{\phi^2 \cdot \pi}{4} = 1407.43 \text{ mm}^2$$

Indre stripe - 7ø16, cc 165

$$M_I := \frac{A_{sI} \cdot z_z \cdot f_{yk}}{e} = 106.96 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Momentkapasitet indre stripe

$$q_1 := \frac{2 \cdot M_Y}{a^2} = 214.31 \frac{kN}{m^2}$$

Maks last ytre stripe

$$M_G := q_1 \cdot c \cdot \left(b + \frac{c}{2} \right) = 62.15 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Momentbelastning indre stripe, ytre felt

$$M_{Iy} := M_I - M_G = 44.82 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Gjenværende momentkapasitet indre stripe, indre felt.

$$q_2 := \frac{2 \cdot M_{Iy}}{b^2} = 325.19 \frac{kN}{m^2}$$

Last som dekker den gjenværende momentkapasiteten indre stripe, indre felt

Bruddlast stripemetoden

$$P_{brudd} := 2 \cdot \left(q_2 \cdot \left(b + \frac{b_j}{2} \right) \cdot e + 2 \cdot \left(q_1 \cdot \left(a + \frac{b_j}{2} \right) \cdot d \right) + q_1 \cdot c \cdot e \right) = 1016.91 \text{ kN}$$

BRUDDLINJEBEREGNINGER

$$\emptyset 16 := 16 \text{ mm}$$

Diameter valgt armering - $\emptyset 16$

$$A_{s,\emptyset 16} := \pi \cdot \left(\frac{\emptyset 16}{2} \right)^2 = 201.1 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittareal per armeringsjern

y-retning

$$A_{s,y,kant} := 2 \cdot A_{s,\emptyset 16} = 402.1 \text{ mm}^2$$

Innlagt armering på hver kant av fundamentet i x-retning

$$A_{s,y,midtsone} := 7 \cdot A_{s,\emptyset 16} = 1407.4 \text{ mm}^2$$

Innlagt armering i midtsone av fundament i x-retning

$$A_{sy} := \frac{(2 \cdot A_{s,y,kant} + A_{s,y,midtsone})}{l} = 1105.8 \frac{\text{mm}^2}{m}$$

Total innlagt armering x-retning

z-retning

$$A_{s,z.kant} := 2 \cdot A_{s,\emptyset 16} = 402.1 \text{ mm}^2$$

Innlagt armering på hver kant av fundamentet i y-retning

$$A_{s,z.midtsone} := 10 \cdot A_{s,\emptyset 16} = 2010.6 \text{ mm}^2$$

Innlagt armering i midtsone av fundament i y-retning

$$A_{sz} := \frac{(2 \cdot A_{s,z.kant} + A_{s,z.midtsone})}{l} = 1407.4 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Total innlagt armering y-retning

Gjennomsnitt

$$c_{nom} := 50 \text{ mm}$$

$$d_s := t - c_{nom} - \frac{\emptyset 16}{2} = 192 \text{ mm}$$

$$d_p := t - c_{nom} - \emptyset 16 - \frac{\emptyset 16}{2} = 176 \text{ mm}$$

$$d_g := \frac{d_s + d_p}{2} = 184 \text{ mm}$$

$$A_{sg} := \frac{A_{sy} + A_{sz}}{2} = 1256.637 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$z_g := 0.95 \cdot d_g = 174.8 \text{ mm}$$

$$m_{dg} := A_{sg} \cdot f_{yk} \cdot z_g = 109.83 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

BRUDDLINJEBEREGNINGER

$$\alpha := \frac{b_j}{l} = 0.075$$

$$P_{ALM1} := \frac{2 \cdot m_{dg} \cdot l^2}{a^2} = 1026.9 \text{ kN}$$

Bruddmønster +

$$P_{ALM2} := \frac{3 \cdot m_{dg} \cdot l^2}{a^2} = 1540.35 \text{ kN}$$

Bruddmønster X

$$P_{LB,J} := 8 \cdot m_{dg} = 878.64 \text{ kN}$$

Nedre grænse

$$P_{J,1} := \frac{8 \cdot m_{dg}}{(1-\alpha)^2} = 1026.9 \text{ kN}$$

Bruddmønster + Jiang

$$P_{J,2} := \frac{24 \cdot m_{dg}}{(1-\alpha)^2 \cdot (2+\alpha)} = 1484.67 \text{ kN}$$

Bruddmønster X Jiang

Ikke-lineære beregninger

$$n := 1$$

$$P_{NL,J1} := 32 \cdot m_{dg} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 684.6 \text{ kN}$$

$$P_{NL,S1} := \frac{8 \cdot m_{dg}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 989.99 \text{ kN}$$

$$n := 2$$

$$P_{NL,J2} := 32 \cdot m_{dg} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 769.38 \text{ kN}$$

$$P_{NL,S2} := \frac{8 \cdot m_{dg}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 999.02 \text{ kN}$$

$$n := 3$$

$$P_{NL,J3} := 32 \cdot m_{dg} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1-\alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 803.46 \text{ kN}$$

$$P_{NL,S3} := \frac{8 \cdot m_{dg}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1+n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1-n) \cdot \alpha^5)}} = 1004.11 \text{ kN}$$

$$n := 4$$

$$P_{NL,J4} := 32 \cdot m_{dg} \cdot \frac{(1 \cdot \alpha + \alpha^2 + n \cdot (2 - \alpha - \alpha^2))}{(1 - \alpha)^2 \cdot (3 + \alpha + n \cdot (9 - \alpha))} = 821.85 \text{ kN}$$

$$P_{NL,S4} := \frac{8 \cdot m_{dg}}{1 - \frac{15 \cdot \alpha \cdot (1 + n)}{(12 + 8n + 10n \cdot \alpha^3 + 3(1 - n) \cdot \alpha^5)}} = 1007.38 \text{ kN}$$

Oppsummering ikke-lineære beregninger

$$P_{NL,J1} = 684.6 \text{ kN}$$

$$P_{NL,J2} = 769.38 \text{ kN}$$

$$P_{NL,S1} = 989.99 \text{ kN}$$

$$P_{NL,S2} = 999.02 \text{ kN}$$

$$P_{NL,J3} = 803.46 \text{ kN}$$

$$P_{NL,J4} = 821.85 \text{ kN}$$

$$P_{NL,S3} = 1004.11 \text{ kN}$$

$$P_{NL,S4} = 1007.38 \text{ kN}$$

B.3 Etteroppspente flatdekker

B.3.1 Etteroppspente flatdekker med basaltfiber

BEREGNING AV ETTEROPPSPENTE FIBERARMERTE FLATDEKKER - BF

BEREGNINGSGRUNNLAG

GEOMETRI

$c_1 := 200 \text{ mm}$	$c_2 := c_1 = 200 \text{ mm}$	Geometri søyle
$b := 2000 \text{ mm}$		Bredde dekke (y-retning)
$l := 2300 \text{ mm}$		Lengde dekke (x-retning)
$h := 250 \text{ mm}$		Høyde dekke
$A := c_1 \cdot c_2 = 40000 \text{ mm}^2$		Flateareal søyle
$e_x := 300 \text{ mm}$		Avstand kant til sentrum opplegg x-retning
$e_y := 300 \text{ mm}$		Avstand kant til sentrum opplegg y-retning
$b_x := l - 2 \cdot e_x = 1700 \text{ mm}$		Spennlengde x-retning
$b_y := b - 2 \cdot e_y = 1400 \text{ mm}$		Spennlengde y-retning

FIBERARMERING - RESTFASTHETER - BASALTFIBER (10 kg/m³)

Karakteristiske reststrekkfasthetsverdier

$$f_{ctl.k} := 5.51 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.1k} := 2.27 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.2k} := 1.74 \frac{N}{mm^2}$$
$$f_{R.3k} := 1.20 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.4k} := 0.96 \frac{N}{mm^2}$$

Midlere verdier

$$f_{ctl.m} := 5.94 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.1m} := 3.12 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.2m} := 2.44 \frac{N}{mm^2}$$
$$f_{R.3m} := 1.56 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.4m} := 1.17 \frac{N}{mm^2}$$

Beregningsmessige verdier

$$f_{ctl.kber} := 5.51 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.1kber} := 1.87 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.2kber} := 1.46 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{R.3kber} := 0.94 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.4kber} := 0.70 \frac{N}{mm^2}$$

BETONG

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

Faktor

$$\gamma_c := 1.0$$

Materialfaktor betong

$$E_{cm} := 30.9 \text{ GPa}$$

E-modul forsøk fundamenter

$$f_{ck} := 54.2 \frac{N}{mm^2}$$

Sylindertrykkfasthet forsøk fundamenter

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 46.07 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende trykkfasthet

$$f_{ctm} := 6.0 \frac{N}{mm^2}$$

Strekfasthet - bjelkeforsøk fundamenter

LASTER

$$p_k := 25 \frac{kN}{m^3}$$

Egenvekt betong

$$g_k := p_k \cdot h = 6.25 \frac{kN}{m^2}$$

Flatelast egenvekt dekke

SPENNARMERING

$s_y := 150 \text{ mm}$	Senteravstand spennarmering y-retning
$s_x := 600 \text{ mm}$	Senteravstand spennarmering x-retning
$E_p := 195000 \frac{N}{mm^2}$	E-modul spennarmering
$A_p := 150 \text{ mm}^2$	Tverrsnittsareal av én spennkabel
$n_x := 3$	Antall spennkabler horisontalt (langs lengderetningen, jevnt fordelt)
$n_y := 3$	Antall spennkabler vertikalt (over søylebredden, konsentrert)
$A_{p,x} := n_x \cdot A_p = 450 \text{ mm}^2$	Tverrsnittsareal spennarmering x-retning
$A_{p,y} := n_y \cdot A_p = 450 \text{ mm}^2$	Tverrsnittsareal spennarmering y-retning
$d_x := 160 \text{ mm}$	Effektiv tverrsnittshøyde ved søyle, x-retning
$d_y := 160 \text{ mm}$	Effektiv tverrsnittshøyde ved søyle, y-retning
$f_{pk} := 1600 \frac{N}{mm^2}$	Spennstålets karakteristiske flytegrense
$f_{p0.1k} := 1500 \frac{N}{mm^2}$	Spennstålets "0,1%-grense" - karakteristisk flytegrense

EC2 5.10.2.1(2) Største spennkraft

$k_3 := 0.95$	
$P_{max} := k_3 \cdot f_{p0.1k} \cdot A_p = 213.75 \text{ kN}$	Største spennkraft
$k_7 := 0.75$	
$k_8 := 0.85$	

$$\sigma_{pm0} := \min(k_7 \cdot f_{pk}, k_8 \cdot f_{p0.1k}) = 1200 \frac{N}{mm^2}$$

$$P_{m0} := A_p \cdot \sigma_{pm0} = 180 \text{ kN}$$

Verdi som ikke bør overskrides etter tap

LÅSETAP

x-retning

$$\Delta L_{las} := 4 \text{ mm}$$

Låseglidning

$$L := 2300 \text{ mm}$$

Lengde spennkabler, y-retning

$$\Delta \varepsilon_{las} := \frac{\Delta L_{las}}{L} = 0.00174$$

Tøyning låsing

$$\varepsilon_{p.jekkk} := \frac{f_{p0.1k}}{E_p} = 0.008$$

Oppspenningstøyning

$$Lasetap := \frac{\Delta \varepsilon_{las}}{\varepsilon_{p.jekkk}} = 22.609\%$$

Låsetap i prosent

$$\Delta P_{las} := \frac{\Delta \varepsilon_{las}}{\varepsilon_{p.jekkk}} \cdot P_{max} = 48.326 \text{ kN}$$

Låsetap spennkraft

$$\Delta P_{las.tap.x.prosent} := \frac{\Delta P_{las}}{P_{max}} = 0.226$$

y-retning

$$\Delta L_{las} := 4 \text{ mm}$$

Låseglidning

$$L := 2000 \text{ mm}$$

Lengde spennkabler, y-retning

$$\Delta \varepsilon_{las} := \frac{\Delta L_{las}}{L} = 0.002$$

Tøyning låsing

$$\varepsilon_{p.jekkk} := \frac{f_{p0.1k}}{E_p} = 0.008$$

Oppspenningstøyning

$$Lasetap := \frac{\Delta \varepsilon_{las}}{\varepsilon_{p.jekkk}} = 26\%$$

Låsetap i prosent

$$\Delta P_{las} := \frac{\Delta \varepsilon_{las}}{\varepsilon_{p.jekkk}} \cdot P_{max} = 55.575 \text{ kN}$$

Låsetap spennkraft

$$\Delta P_{las.tap.y.prosent} := \frac{\Delta P_{las}}{P_{max}} = 26\%$$

FRIKSJONSTAP

x-retning

$$\mu := 0.2$$

Antatt friksjonskoeffisient

$$t := \frac{h}{2} = 125 \text{ mm}$$

Tyngdepunkt betongtverrsnitt

$$L := 2300 \text{ mm}$$

Lengde dekke (kabel) x-retning

$$c := 50 \text{ mm}$$

Overdekning jevnt fordelte kabler

$$e_p := \frac{h}{2} - c = 75 \text{ mm}$$

Eksentrisitet, avstand mellom betongtverrsnittets t.p-akse og spennarmering

$$\theta_A := \frac{2 e_p}{0.5 L} = 0.13$$

Helning ved enden av dekket spennkabel

$$\theta_m := 0$$

Helning midtsnitt spennkabel

$$\theta := \theta_A - \theta_m = 0.13$$

Vinkelendring

$$x := \frac{L}{2} = (1.15 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Avstand fra aktiv ende til midtfelt

$$k := 0.01 \text{ m}^{-1}$$

Utsiktet krumningsendring per lengdeenhet

$$P_x := P_{max} \cdot (1 - \mu \cdot (\theta + k \cdot x)) = 207.682 \text{ kN}$$

Spennkraft etter friksjonstap

$$\Delta P_{\mu} := P_{max} - P_x = 6.068 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu.tap.x.prosent} := \frac{\Delta P_{\mu}}{P_{max}} = 2.8387\%$$

y-retning

$$\mu := 0.2$$

Antatt friksjonskoeffisient

$$t := \frac{h}{2} = 125 \text{ mm}$$

Tyngdepunkt betongverrsnitt

$$c := 70 \text{ mm}$$

Overdekning konsentrerte kabler

$$e_p := \frac{h}{2} - c = 55 \text{ mm}$$

Eksentrisitet, avstand mellom betongverrsnittets t.p-akse og spennarmering

$$L := 2000 \text{ mm}$$

Lengde dekke (kabel) y-retning

$$\theta_A := \frac{2 e_p}{0.5 L} = 0.11$$

Helning ved enden av dekket spennkabel

$$\theta_m := 0$$

Helning midtsnitt spennkabel

$$\theta := \theta_A - \theta_m = 0.11$$

Vinkelendring

$$x := \frac{L}{2} = (1 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Avstand fra aktiv ende til midtfelt

$$k := 0.01 \text{ m}^{-1}$$

Utsiktet krumningsendring per lengdeenhet

$$P_x := P_{max} \cdot (1 - \mu \cdot (\theta + k \cdot x)) = 208.62 \text{ kN}$$

Spennkraft etter friksjonstap

$$\Delta P_\mu := P_{max} - P_x = 5.13 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu, \text{tap.y.prosent}} := \frac{\Delta P_\mu}{P_{max}} = 2.4\%$$

RELAKSASJONSTAP

Antar klasse 2 spenntau.

$$\sigma_{pi} := \sigma_{pm0} = (1.2 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

$$\rho_{1000} := 2.5\%$$

$$t := 1000$$

Antar 1000 timer

$$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.75$$

$$\Delta P_{pr} := A_p \cdot 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} \cdot \sigma_{pi} \cdot 10^{-5} = 0.027 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{pr.tap.prosent} := \frac{\Delta P_{pr}}{P_{max}} = 0.013\%$$

TAP FRA DEFORMASJON AV BETONGEN VED OPPSPENNING - x-retning

$$b := 2300 \text{ mm}$$

$$h = 250 \text{ mm}$$

$$A_c := b \cdot h = 0.575 \text{ m}^2$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 6.311$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 0.576 \text{ m}^2$$

$$y_t := (\eta - 1) \cdot A_p \cdot \frac{e_p}{A_t} = 0.076 \text{ mm}$$

$$I_t := b \cdot \frac{h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_p - y_t)^2 = (2.997 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$P_0 := \sigma_{pm0} \cdot A_p = 180 \text{ kN}$$

$$j := 0.5$$

$$\Delta \sigma_c := \frac{P_0}{A_t} + \frac{P_0 \cdot (e_p - y_t)^2}{I_t} = 0.494 \frac{N}{mm^2}$$

$$\Delta P_{el} := A_p \cdot E_p \cdot \frac{j \cdot \Delta \sigma_c}{E_{cm}} = 0.234 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{el.tap.prosent} := \frac{\Delta P_{el}}{P_{max}} = 0.109\%$$

TAP FRA DEFORMASJON AV BETONGEN VED OPPSPENNING - y-retning

$$b := 2000 \text{ mm}$$

$$h = 250 \text{ mm}$$

$$A_c := b \cdot h = 0.5 \text{ m}^2$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 6.311$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 0.501 \text{ m}^2$$

$$y_t := (\eta - 1) \cdot A_p \cdot \frac{e_p}{A_t} = 0.087 \text{ mm}$$

$$I_t := b \cdot \frac{h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_p - y_t)^2 = (2.607 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$P_0 := \sigma_{pm0} \cdot A_p = 180 \text{ kN}$$

$$j := 0.5$$

$$\Delta \sigma_c := \frac{P_0}{A_t} + \frac{P_0 \cdot (e_p - y_t)^2}{I_t} = 0.568 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta P_{el} := A_p \cdot E_p \cdot \frac{j \cdot \Delta \sigma_c}{E_{cm}} = 0.269 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{el.tap.prosent} := \frac{\Delta P_{el}}{P_{max}} = 0.126\%$$

TOTALT KORTTIDSTAP

x-retning

$$\Delta P_{tap.x} := \Delta P_{\mu.tap.x.prosent} + \Delta P_{las.tap.x.prosent} + \Delta P_{pr.tap.prosent} + \Delta P_{el.tap.prosent} = 25.586\%$$

$$P_{0.x} := (1 - \Delta P_{tap.x}) \cdot P_{max} = 159.06 \text{ kN} \quad \text{Spennkraft etter tap x-retning}$$

y-retning

$$\Delta P_{tap.y} := \Delta P_{\mu.tap.y.prosent} + \Delta P_{las.tap.y.prosent} + \Delta P_{pr.tap.prosent} + \Delta P_{el.tap.prosent} = 28.538\%$$

$$P_{0.y} := (1 - \Delta P_{tap.y}) \cdot P_{max} = 152.749 \text{ kN} \quad \text{Spennkraft etter tap y-retning}$$

NB38 - KARAKTERISTISKE RESTSTREKKFASTHETER

$$\gamma_{sf} := 1.0$$

$$\kappa_0 := 1.0$$

$$A_{ct} := b \cdot h = 0.5 \text{ m}^2$$

$$f_{Ftuk} := 0.37 \cdot f_{R.3kber} = 0.348 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{Ftu.ef} := \kappa_0 \cdot f_{Ftuk} = 0.348 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{Ftud} := \frac{f_{Ftu.ef}}{\gamma_{sf}} = 0.348 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

MOMENTKAPASITET

x-retning

$$P_{0.x} = 159.06 \text{ kN}$$

$$S_{p.x} := P_{0.x} \cdot n_x$$

$$x_x := \frac{f_{Ftud} \cdot b \cdot h + S_{p.x}}{f_{cd} \cdot 0.8 \cdot b + f_{Ftud} \cdot b} = 8.75 \text{ mm}$$

$$S_{f,x} := (h - x_x) \cdot b \cdot f_{Ftud} = 167.813 \text{ kN} \quad \text{Fiberbidrag strekkraft}$$

$$M_{Rd,x,kar} := S_{f,x} \cdot (0.5 h + 0.1 \cdot x_x) + S_{p,x} \cdot (d_x - 0.4 \cdot x_x) = 95.802 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$g_{k,x} := g_k \cdot b = 12.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Linjelast x-retning}$$

$$M_{gk,midtsnitt} := \frac{g_{k,x} \cdot b_x^2}{8} = 4.516 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Moment egenvekt midtsnitt}$$

$$M_{gk,støtte} := g_{k,x} \frac{e_x^2}{2} = 0.563 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Fratrekk}$$

$$M_{gk} := M_{gk,midtsnitt} - M_{gk,støtte} = 3.953 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Moment egenvekt v/søyle inkl. fratrekk}$$

$$P_{Rd,m,x,kar} := \frac{M_{Rd,x,kar} \cdot 4}{b_x} = 225.417 \text{ kN} \quad \text{Lastkapasitet moment x-retning}$$

y-retning

$$P_{0,y} = 152.749 \text{ kN}$$

$$S_{p,y} := P_{0,y} \cdot n_y = 458.247 \text{ kN}$$

$$x_y := \frac{f_{Ftud} \cdot l \cdot h + S_{p,y}}{f_{cd} \cdot 0.8 \cdot l + f_{Ftud} \cdot l} = 7.692 \text{ mm}$$

$$S_{f,y} := (h - x_y) \cdot l \cdot f_{Ftud} = 193.832 \text{ kN} \quad \text{Fiberbidrag strekkraft}$$

$$M_{Rd,y,kar} := S_{f,y} \cdot (0.5 h + 0.1 \cdot x_y) + S_{p,y} \cdot (d_y - 0.4 \cdot x_y) = 96.288 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$g_{k,y} := g_k \cdot l = 14.375 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Linjelast x-retning}$$

$$M_{gk,midtsnitt} := \frac{g_{k,y} \cdot b_y^2}{8} = 3.522 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Moment egenvekt midtsnitt}$$

$$M_{gk,støtte} := g_{k,y} \frac{e_y^2}{2} = 0.647 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Fratrekk}$$

$$M_{gk} := M_{gk.midtsnitt} - M_{gk.stotte} = 2.875 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment egenvekt v/søyle
inkl. fratrekk

$$P_{Rd.m.y.kar} := \frac{M_{Rd.y.kar} \cdot 4}{b_y} = 275.107 \text{ kN}$$

Lastkapasitet moment x-retning

GJENNOMLOKKING

$$f_{yd} := f_{p0.1k} = 1500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$d_v := 140 \text{ mm}$$

$$D_{lower} := 22 \text{ mm}$$

$$d_{dg} := \min((16 \text{ mm} + D_{lower}), 40 \text{ mm}) = 38 \text{ mm}$$

$$\tau_{Rd.cmin} := \frac{10}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v}} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0.99 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{Ftud} = 0.348 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{Rd.cF} := \tau_{Rd.cmin} + f_{Ftud} = 1.338 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$a := 0.5 \cdot d_v = 70 \text{ mm}$$

$$\beta_e := 1.0$$

$$b_0 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot a = 1239.8 \text{ mm}$$

$$V_{Rd.gjennomlokkning.kar} := \tau_{Rd.cF} \cdot b_0 \cdot \frac{d_v}{\beta_e} = 232.267 \text{ kN}$$

$$\tau_{Rd.cF.betong.kar} := \tau_{Rd.cF} = 1.338 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

NB38 - MIDLERE RESTSTREKKFASTHETER

$$\gamma_{sf} := 1.0$$

$$\kappa_0 := 1.0$$

$$A_{ct} := b \cdot h = 0.5 \text{ m}^2$$

$$f_{Ftuk} := 0.37 \cdot f_{R.3m} = 0.577 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{Ftu.ef} := \kappa_0 \cdot f_{Ftuk} = 0.577 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{Ftud} := \frac{f_{Ftu.ef}}{\gamma_{sf}} = 0.577 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

MOMENTKAPASITET

x-retning

$$P_{0,x} = 159.06 \text{ kN}$$

$$S_{p,x} := P_{0,x} \cdot n_x$$

$$x_x := \frac{f_{Ftud} \cdot b \cdot h + S_{p,x}}{f_{cd} \cdot 0.8 \cdot b + f_{Ftud} \cdot b} = 10.229 \text{ mm}$$

$$S_{f,x} := (h - x_x) \cdot b \cdot f_{Ftud} = 276.792 \text{ kN} \quad \text{Fiberbidrag strekkraft}$$

$$M_{Rd.x.m} := S_{f,x} \cdot (0.5 h + 0.1 \cdot x_x) + S_{p,x} \cdot (d_x - 0.4 \cdot x_x) = 109.279 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$g_{k,x} := g_k \cdot b = 12.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Linjelast x-retning}$$

$$M_{gk.midtsnitt} := \frac{g_{k,x} \cdot b_x^2}{8} = 4.516 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Moment egenvekt midtsnitt}$$

$$M_{gk.støtte} := g_{k,x} \frac{e_x^2}{2} = 0.563 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Fratrekk}$$

$$M_{gk} := M_{gk.midtsnitt} - M_{gk.støtte} = 3.953 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Moment egenvekt v/søyle inkl. fratrekk}$$

$$P_{Rd.m.x.m} := \frac{(M_{Rd.x.m} - M_{gk}) \cdot 4}{b_x} = 247.825 \text{ kN} \quad \text{Lastkapasitet moment x-retning}$$

y-retning

$$P_{0,y} = 152.749 \text{ kN}$$

$$S_{p,y} := P_{0,y} \cdot n_x = 458.247 \text{ kN}$$

$$x_y := \frac{f_{Ftud} \cdot l \cdot h + S_{p,y}}{f_{cd} \cdot 0.8 \cdot l + f_{Ftud} \cdot l} = 9.177 \text{ mm}$$

$$S_{f,y} := (h - x_y) \cdot l \cdot f_{Ftud} = 319.707 \text{ kN}$$

Fiberbidrag strekkraft

$$M_{Rd,y,m} := S_{f,y} \cdot (0.5 h + 0.1 \cdot x_y) + S_{p,y} \cdot (d_y - 0.4 \cdot x_y) = 111.894 \text{ kN} \cdot m$$

$$g_{k,y} := g_k \cdot l = 14.375 \frac{\text{kN}}{m}$$

Linjelast x-retning

$$M_{gk,midtsnitt} := \frac{g_{k,y} \cdot b_y^2}{8} = 3.522 \text{ kN} \cdot m$$

Moment egenvekt midtsnitt

$$M_{gk,støtte} := g_{k,y} \frac{e_y^2}{2} = 0.647 \text{ kN} \cdot m$$

Fratrekk

$$M_{gk} := M_{gk,midtsnitt} - M_{gk,støtte} = 2.875 \text{ kN} \cdot m$$

Moment egenvekt v/søyle
inkl. fratrekk

$$P_{Rd,m,y,m} := \frac{(M_{Rd,y,m} - M_{gk}) \cdot 4}{b_y} = 311.483 \text{ kN}$$

Lastkapasitet moment x-retning

GJENNOMLOKKING

$$f_{yd} := f_{p0.1k} = 1500 \frac{N}{mm^2}$$

$$d_v := 140 \text{ mm}$$

$$D_{lower} := 22 \text{ mm}$$

$$d_{dg} := \min((16 \text{ mm} + D_{lower}), 40 \text{ mm}) = 38 \text{ mm}$$

$$\tau_{Rd,cmin} := \frac{10}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v}} \frac{N}{mm^2} = 0.99 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{Ftud} = 0.577 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{Rd.cF} := \tau_{Rd.cmin} + f_{Ftud} = 1.568 \frac{N}{mm^2}$$

$$a := 0.5 \cdot d_v = 70 \text{ mm}$$

$$\beta_e := 1.0$$

$$b_0 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot a = 1239.8 \text{ mm}$$

$$V_{Rd.gjennomlokking.m} := \tau_{Rd.cF} \cdot b_0 \cdot \frac{d_v}{\beta_e} = 272.085 \text{ kN}$$

$$\tau_{Rd.cF.betong.mid} := \tau_{Rd.cF} = 1.568 \frac{N}{mm^2}$$

BEREGNINGER UTEN BETONG- OG LENGDEARMERINGSBIDRAGET

NB38 - KARAKTERISTISKE RESTSTREKKFASTHETER

$$\gamma_{sf} := 1.0$$

$$\kappa_0 := 1.0$$

$$f_{Ftuk} := 0.37 \cdot f_{R.3kber} = 0.348 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{Ftu.ef} := \kappa_0 \cdot f_{Ftuk} = 0.348 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{Ftud} := \frac{f_{Ftu.ef}}{\gamma_{sf}} = 0.348 \frac{N}{mm^2}$$

MOMENTKAPASITET

x-retning

$$b := 2000 \text{ mm}$$

$$x_x := \frac{f_{Ftud} \cdot b \cdot h}{f_{cd} \cdot 0.8 \cdot b + f_{Ftud} \cdot b} = 2.337 \text{ mm}$$

$$S_{f,x} := (h - x_x) \cdot b \cdot f_{Ftud} = 172.274 \text{ kN}$$

Fiberbidrag strekkraft

$$M_{Rd,x,kar.fiber} := S_{f,x} \cdot (0.5 h + 0.1 \cdot x_x) = 21.575 \text{ kN} \cdot m$$

$$g_{k,x} := g_k \cdot b = 12.5 \frac{\text{kN}}{m}$$

Linjelast x-retning

$$M_{gk,midtsnitt} := \frac{g_{k,x} \cdot b_x^2}{8} = 4.516 \text{ kN} \cdot m$$

Moment egenvekt midtsnitt

$$M_{gk,støtte} := g_{k,x} \frac{e_x^2}{2} = 0.563 \text{ kN} \cdot m$$

Fratrekk

$$M_{gk} := M_{gk,midtsnitt} - M_{gk,støtte} = 3.953 \text{ kN} \cdot m$$

Moment egenvekt v/søyle
inkl. fratrekk

$$P_{Rd,m,x,kar.fiber} := \frac{(M_{Rd,x,kar.fiber} - M_{gk}) \cdot 4}{b_x} = 41.462 \text{ kN}$$

Lastkapasitet moment x-retning

y-retning

$$x_y := \frac{f_{Ftud} \cdot l \cdot h}{f_{cd} \cdot 0.8 \cdot l + f_{Ftud} \cdot l} = 2.337 \text{ mm}$$

$$S_{f,y} := (h - x_y) \cdot l \cdot f_{Ftud} = 198.115 \text{ kN}$$

Fiberbidrag strekkraft

$$M_{Rd,y,kar.fiber} := S_{f,y} \cdot (0.5 h + 0.1 \cdot x_y) = 24.811 \text{ kN} \cdot m$$

$$g_{k,y} := g_k \cdot l = 14.375 \frac{\text{kN}}{m}$$

Linjelast x-retning

$$M_{gk,midtsnitt} := \frac{g_{k,y} \cdot b_y^2}{8} = 3.522 \text{ kN} \cdot m$$

Moment egenvekt midtsnitt

$$M_{gk,støtte} := g_{k,y} \frac{e_y^2}{2} = 0.647 \text{ kN} \cdot m$$

Fratrekk

$$M_{gk} := M_{gk,midtsnitt} - M_{gk,støtte} = 2.875 \text{ kN} \cdot m$$

Moment egenvekt v/søyle
inkl. fratrekk

$$P_{Rd,m,y,kar.fiber} := \frac{(M_{Rd,y,kar.fiber} - M_{gk}) \cdot 4}{b_y} = 62.674 \text{ kN}$$

Lastkapasitet moment x-retning

GJENNOMLOKKING

$$V_{Rd.gjennomlokkning.kar.fiber} := f_{Ftud} \cdot b_0 \cdot \frac{d_v}{\beta_e} = 60.369 \text{ kN}$$

$$\tau_{Rd.cF.kar} := f_{Ftud} = 0.348 \frac{N}{mm^2}$$

NB38 - MIDLERE RESTSTREKKFASTHETER

$$\gamma_{sf} := 1.0$$

$$\kappa_0 := 1.0$$

$$f_{Ftuk} := 0.37 \cdot f_{R.3m} = 0.577 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{Ftu.ef} := \kappa_0 \cdot f_{Ftuk} = 0.577 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{Ftud} := \frac{f_{Ftu.ef}}{\gamma_{sf}} = 0.577 \frac{N}{mm^2}$$

MOMENTKAPASITET

x-retning

$$b := 2000 \text{ mm}$$

$$x_x := \frac{f_{Ftud} \cdot b \cdot h}{f_{cd} \cdot 0.8 \cdot b + f_{Ftud} \cdot b} = 3.855 \text{ mm}$$

$$S_{f,x} := (h - x_x) \cdot b \cdot f_{Ftud} = 284.15 \text{ kN}$$

Fiberbidrag strekkraft

$$M_{Rd.x.m.fiber} := S_{f,x} \cdot (0.5 h + 0.1 \cdot x_x) = 35.628 \text{ kN} \cdot m$$

$$g_{k,x} := g_k \cdot b = 12.5 \frac{kN}{m}$$

Linjelast x-retning

$$M_{gk.midtsnitt} := \frac{g_{k,x} \cdot b_x^2}{8} = 4.516 \text{ kN} \cdot m$$

Moment egenvekt midtsnitt

$$M_{gk.stotte} := g_{k,x} \frac{e_x^2}{2} = 0.563 \text{ kN} \cdot m$$

Fratrekk

$$M_{gk} := M_{gk.midtsnitt} - M_{gk.støtte} = 3.953 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment egenvekt v/søyle
inkl. fratrekk

$$P_{Rd.m.x.m.fiber} := \frac{(M_{Rd.x.m.fiber} - M_{gk}) \cdot 4}{b_x} = 74.53 \text{ kN}$$

Lastkapasitet moment x-retning

y-retning

$$x_y := \frac{f_{Ftud} \cdot l \cdot h}{f_{cd} \cdot 0.8 \cdot l + f_{Ftud} \cdot l} = 3.855 \text{ mm}$$

$$S_{f,y} := (h - x_y) \cdot l \cdot f_{Ftud} = 326.772 \text{ kN}$$

Fiberbidrag strekkraft

$$M_{Rd.y.m.fiber} := S_{f,y} \cdot (0.5 h + 0.1 \cdot x_y) = 40.973 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$g_{k,y} := g_k \cdot l = 14.375 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Linjelast x-retning

$$M_{gk.midtsnitt} := \frac{g_{k,y} \cdot b_y^2}{8} = 3.522 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment egenvekt midtsnitt

$$M_{gk.støtte} := g_{k,y} \frac{e_y^2}{2} = 0.647 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fratrekk

$$M_{gk} := M_{gk.midtsnitt} - M_{gk.støtte} = 2.875 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment egenvekt v/søyle
inkl. fratrekk

$$P_{Rd.m.y.m.fiber} := \frac{(M_{Rd.y.m.fiber} - M_{gk}) \cdot 4}{b_y} = 108.85 \text{ kN}$$

Lastkapasitet moment x-retning

GJENNOMLOKKING

$$V_{Rd.gjennomlokking.m.fiber} := f_{Ftud} \cdot b_0 \cdot \frac{d_v}{\beta_e} = 100.188 \text{ kN}$$

$$\tau_{Rd.cF.mid} := f_{Ftud} = 0.577 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

OPPSUMMERING AV KAPASITETER

GJENNOMLOKKING

M/BETONGBIDRAG

$$V_{Rd.gjennomlokking.kar} = 232.267 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.gjennomlokking.m} = 272.085 \text{ kN}$$

U/BETONGBIDRAG

$$V_{Rd.gjennomlokking.kar.fiber} = 60.369 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.gjennomlokking.m.fiber} = 100.188 \text{ kN}$$

MOMENT

M/BETONGBIDRAG

$$M_{Rd.y.kar} = 96.288 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.y.m} = 111.894 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$P_{Rd.m.y.kar} = 275.107 \text{ kN}$$

$$P_{Rd.m.y.m} = 311.483 \text{ kN}$$

$$M_{Rd.x.kar} = 95.802 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.x.m} = 109.279 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$P_{Rd.m.x.kar} = 225.417 \text{ kN}$$

$$P_{Rd.m.x.m} = 247.825 \text{ kN}$$

U/BETONGBIDRAG

$$M_{Rd.y.kar.fiber} = 24.811 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.y.m.fiber} = 40.973 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$P_{Rd.m.y.kar.fiber} = 62.674 \text{ kN}$$

$$P_{Rd.m.y.m.fiber} = 108.85 \text{ kN}$$

$$M_{Rd.x.kar.fiber} = 21.575 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.x.m.fiber} = 35.628 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$P_{Rd.m.x.kar.fiber} = 41.462 \text{ kN}$$

$$P_{Rd.m.x.m.fiber} = 74.53 \text{ kN}$$

SKJÆRSPENNINGSKAPASITETER

$$\tau_{Rd.cF.betong.kar} = 1.338 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{Rd.cF.betong.mid} = 1.568 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{Rd.cF.kar} = 0.348 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{Rd.cF.mid} = 0.577 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

B.3.2 Etteroppspente flatdekker med stålfiber

BEREGNING AV ETTEROPPSPENTE FIBERARMERTE FLATDEKKER - SF

BEREGNINGSGRUNNLAG

GEOMETRI

$c_1 := 200 \text{ mm}$	$c_2 := c_1 = 200 \text{ mm}$	Geometri søyle
$b := 2000 \text{ mm}$		Bredde dekke (y-retning)
$l := 2300 \text{ mm}$		Lengde dekke (x-retning)
$h := 250 \text{ mm}$		Høyde dekke
$A := c_1 \cdot c_2 = 40000 \text{ mm}^2$		Flateareal søyle
$e_x := 300 \text{ mm}$		Avstand kant til sentrum opplegg x-retning
$e_y := 300 \text{ mm}$		Avstand kant til sentrum opplegg y-retning
$b_x := l - 2 \cdot e_x = 1700 \text{ mm}$		Spennlengde x-retning
$b_y := b - 2 \cdot e_y = 1400 \text{ mm}$		Spennlengde y-retning

FIBERARMERING - RESTFASTHETER - STÅLFIBER (30 kg/m³)

Karakteristiske reststrekkfasthetsverdier

$$f_{ctl.k} := 4.68 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.1k} := 2.73 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.2k} := 2.66 \frac{N}{mm^2}$$
$$f_{R.3k} := 2.61 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.4k} := 2.31 \frac{N}{mm^2}$$

Midlere verdier

$$f_{ctl.m} := 5.98 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.1m} := 3.57 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.2m} := 3.48 \frac{N}{mm^2}$$
$$f_{R.3m} := 3.30 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.4m} := 3.10 \frac{N}{mm^2}$$

Beregningsmessige verdier

$$f_{ctl.kber} := 4.68 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.1kber} := 2.14 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.2kber} := 2.09 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{R.3kber} := 1.98 \frac{N}{mm^2} \quad f_{R.4kber} := 1.86 \frac{N}{mm^2}$$

BETONG

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

Faktor

$$\gamma_c := 1.0$$

Materialfaktor betong

$$E_{cm} := 30.9 \text{ GPa}$$

E-modul forsøk fundamenter

$$f_{ck} := 54.2 \frac{N}{mm^2}$$

Sylindertrykkfasthet forsøk fundamenter

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 46.07 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende trykkfasthet

$$f_{ctm} := 6.0 \frac{N}{mm^2}$$

Strekfasthet - bjelkeforsøk fundamenter

LASTER

$$p_k := 25 \frac{kN}{m^3}$$

Egenvekt betong

$$g_k := p_k \cdot h = 6.25 \frac{kN}{m^2}$$

Flatelast egenvekt dekke

SPENNARMERING

$s_y := 150 \text{ mm}$	Senteravstand spennarmering y-retning
$s_x := 600 \text{ mm}$	Senteravstand spennarmering x-retning
$E_p := 195000 \frac{N}{mm^2}$	E-modul spennarmering
$A_p := 150 \text{ mm}^2$	Tverrsnittsareal av én spennkabel
$n_x := 3$	Antall spennkabler horisontalt (langs lengderetningen, jevnt fordelt)
$n_y := 3$	Antall spennkabler vertikalt (over søylebredden, konsentrert)
$A_{p,x} := n_x \cdot A_p = 450 \text{ mm}^2$	Tverrsnittsareal spennarmering x-retning
$A_{p,y} := n_y \cdot A_p = 450 \text{ mm}^2$	Tverrsnittsareal spennarmering y-retning
$d_x := 160 \text{ mm}$	Effektiv tverrsnittshøyde ved søyle, x-retning
$d_y := 160 \text{ mm}$	Effektiv tverrsnittshøyde ved søyle, y-retning
$f_{pk} := 1600 \frac{N}{mm^2}$	Spennstålets karakteristiske flytegrense
$f_{p0.1k} := 1500 \frac{N}{mm^2}$	Spennstålets "0,1%-grense" - karakteristisk flytegrense

EC2 5.10.2.1(2) Største spennkraft

$k_3 := 0.95$	
$P_{max} := k_3 \cdot f_{p0.1k} \cdot A_p = 213.75 \text{ kN}$	Største spennkraft
$k_7 := 0.75$	
$k_8 := 0.85$	

$$\sigma_{pm0} := \min(k_7 \cdot f_{pk}, k_8 \cdot f_{p0.1k}) = 1200 \frac{N}{mm^2}$$

$$P_{m0} := A_p \cdot \sigma_{pm0} = 180 \text{ kN}$$

Verdi som ikke bør overskrides etter tap

LÅSETAP

x-retning

$$\Delta L_{las} := 4 \text{ mm}$$

Låseglidning

$$L := 2300 \text{ mm}$$

Lengde spennkabler, y-retning

$$\Delta \varepsilon_{las} := \frac{\Delta L_{las}}{L} = 0.00174$$

Tøyning låsing

$$\varepsilon_{p.jekkk} := \frac{f_{p0.1k}}{E_p} = 0.008$$

Oppspenningstøyning

$$Lasetap := \frac{\Delta \varepsilon_{las}}{\varepsilon_{p.jekkk}} = 22.609\%$$

Låsetap i prosent

$$\Delta P_{las} := \frac{\Delta \varepsilon_{las}}{\varepsilon_{p.jekkk}} \cdot P_{max} = 48.326 \text{ kN}$$

Låsetap spennkraft

$$\Delta P_{las.tap.x.prosent} := \frac{\Delta P_{las}}{P_{max}} = 0.226$$

y-retning

$$\Delta L_{las} := 4 \text{ mm}$$

Låseglidning

$$L := 2000 \text{ mm}$$

Lengde spennkabler, y-retning

$$\Delta \varepsilon_{las} := \frac{\Delta L_{las}}{L} = 0.002$$

Tøyning låsing

$$\varepsilon_{p.jekkk} := \frac{f_{p0.1k}}{E_p} = 0.008$$

Oppspenningstøyning

$$Lasetap := \frac{\Delta \varepsilon_{las}}{\varepsilon_{p.jekkk}} = 26\%$$

Låsetap i prosent

$$\Delta P_{las} := \frac{\Delta \varepsilon_{las}}{\varepsilon_{p.jekkk}} \cdot P_{max} = 55.575 \text{ kN}$$

Låsetap spennkraft

$$\Delta P_{las.tap.y.prosent} := \frac{\Delta P_{las}}{P_{max}} = 26\%$$

FRIKSJONSTAP

x-retning

$$\mu := 0.2$$

Antatt friksjonskoeffisient

$$t := \frac{h}{2} = 125 \text{ mm}$$

Tyngdepunkt betongtverrsnitt

$$L := 2300 \text{ mm}$$

Lengde dekke (kabel) x-retning

$$c := 50 \text{ mm}$$

Overdekning jevnt fordelte kabler

$$e_p := \frac{h}{2} - c = 75 \text{ mm}$$

Eksentrisitet, avstand mellom betongtverrsnittets t.p-akse og spennarmering

$$\theta_A := \frac{2 e_p}{0.5 L} = 0.13$$

Helning ved enden av dekket spennkabel

$$\theta_m := 0$$

Helning midtsnitt spennkabel

$$\theta := \theta_A - \theta_m = 0.13$$

Vinkelendring

$$x := \frac{L}{2} = (1.15 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Avstand fra aktiv ende til midtfelt

$$k := 0.01 \text{ m}^{-1}$$

Utsiktet krumningsendring per lengdeenhet

$$P_x := P_{max} \cdot (1 - \mu \cdot (\theta + k \cdot x)) = 207.682 \text{ kN}$$

Spennkraft etter friksjonstap

$$\Delta P_{\mu} := P_{max} - P_x = 6.068 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu.tap.x.prosent} := \frac{\Delta P_{\mu}}{P_{max}} = 2.8387\%$$

y-retning

$$\mu := 0.2$$

Antatt friksjonskoeffisient

$$t := \frac{h}{2} = 125 \text{ mm}$$

Tyngdepunkt betongverrsnitt

$$c := 70 \text{ mm}$$

Overdekning konsentrerte kabler

$$e_p := \frac{h}{2} - c = 55 \text{ mm}$$

Eksentrisitet, avstand mellom betongverrsnittets t.p-akse og spennarmering

$$L := 2000 \text{ mm}$$

Lengde dekke (kabel) y-retning

$$\theta_A := \frac{2 e_p}{0.5 L} = 0.11$$

Helning ved enden av dekket spennkabel

$$\theta_m := 0$$

Helning midtsnitt spennkabel

$$\theta := \theta_A - \theta_m = 0.11$$

Vinkelendring

$$x := \frac{L}{2} = (1 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Avstand fra aktiv ende til midtfelt

$$k := 0.01 \text{ m}^{-1}$$

Utsiktet krumningsendring per lengdeenhet

$$P_x := P_{max} \cdot (1 - \mu \cdot (\theta + k \cdot x)) = 208.62 \text{ kN}$$

Spennkraft etter friksjonstap

$$\Delta P_\mu := P_{max} - P_x = 5.13 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu, tap, y, prosent} := \frac{\Delta P_\mu}{P_{max}} = 2.4\%$$

RELAKSASJONSTAP

Antar klasse 2 spenntau.

$$\sigma_{pi} := \sigma_{pm0} = (1.2 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

$$\rho_{1000} := 2.5\%$$

$$t := 1000$$

Antar 1000 timer

$$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.75$$

$$\Delta P_{pr} := A_p \cdot 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} \cdot \sigma_{pi} \cdot 10^{-5} = 0.027 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{pr.tap.prosent} := \frac{\Delta P_{pr}}{P_{max}} = 0.013\%$$

TAP FRA DEFORMASJON AV BETONGEN VED OPPSPENNING - x-retning

$$b := 23000 \text{ mm}$$

$$h = 250 \text{ mm}$$

$$A_c := b \cdot h = 5.75 \text{ m}^2$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 6.311$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 5.751 \text{ m}^2$$

$$y_t := (\eta - 1) \cdot A_p \cdot \frac{e_p}{A_t} = 0.008 \text{ mm}$$

$$I_t := b \cdot \frac{h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_p - y_t)^2 = (2.995 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$P_0 := \sigma_{pm0} \cdot A_p = 180 \text{ kN}$$

$$j := 0.5$$

$$\Delta \sigma_c := \frac{P_0}{A_t} + \frac{P_0 \cdot (e_p - y_t)^2}{I_t} = 0.049 \frac{N}{mm^2}$$

$$\Delta P_{el} := A_p \cdot E_p \cdot \frac{j \cdot \Delta \sigma_c}{E_{cm}} = 0.023 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{el.tap.prosent} := \frac{\Delta P_{el}}{P_{max}} = 0.011\%$$

TAP FRA DEFORMASJON AV BETONGEN VED OPPSPENNING - y-retning

$$b := 2000 \text{ mm}$$

$$h = 250 \text{ mm}$$

$$A_c := b \cdot h = 0.5 \text{ m}^2$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 6.311$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 0.501 \text{ m}^2$$

$$y_t := (\eta - 1) \cdot A_p \cdot \frac{e_p}{A_t} = 0.087 \text{ mm}$$

$$I_t := b \cdot \frac{h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_p - y_t)^2 = (2.607 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$P_0 := \sigma_{pm0} \cdot A_p = 180 \text{ kN}$$

$$j := 0.5$$

$$\Delta \sigma_c := \frac{P_0}{A_t} + \frac{P_0 \cdot (e_p - y_t)^2}{I_t} = 0.568 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta P_{el} := A_p \cdot E_p \cdot \frac{j \cdot \Delta \sigma_c}{E_{cm}} = 0.269 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{el.tap.prosent} := \frac{\Delta P_{el}}{P_{max}} = 0.126\%$$

TOTALT KORTTIDSTAP

x-retning

$$\Delta P_{tap.x} := \Delta P_{\mu.tap.x.prosent} + \Delta P_{las.tap.x.prosent} + \Delta P_{pr.tap.prosent} + \Delta P_{el.tap.prosent} = 25.586\%$$

$$P_{0.x} := (1 - \Delta P_{tap.x}) \cdot P_{max} = 159.06 \text{ kN} \quad \text{Spennkraft etter tap x-retning}$$

y-retning

$$\Delta P_{tap.y} := \Delta P_{\mu.tap.y.prosent} + \Delta P_{las.tap.y.prosent} + \Delta P_{pr.tap.prosent} + \Delta P_{el.tap.prosent} = 28.538\%$$

$$P_{0.y} := (1 - \Delta P_{tap.y}) \cdot P_{max} = 152.749 \text{ kN} \quad \text{Spennkraft etter tap y-retning}$$

NB38 - KARAKTERISTISKE RESTSTREKKFASTHETER

$$\gamma_{sf} := 1.0$$

$$\kappa_0 := 1.0$$

$$f_{Ftuk} := 0.37 \cdot f_{R.3kber} = 0.733 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{Ftu.ef} := \kappa_0 \cdot f_{Ftuk} = 0.733 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{Ftud} := \frac{f_{Ftu.ef}}{\gamma_{sf}} = 0.733 \frac{N}{mm^2}$$

MOMENTKAPASITET

x-retning

$$b := 2000 \text{ mm}$$

$$P_{0.x} = 159.06 \text{ kN}$$

$$S_{p.x} := P_{0.x} \cdot n_x$$

$$x_x := \frac{f_{Ftud} \cdot b \cdot h + S_{p.x}}{f_{cd} \cdot 0.8 \cdot b + f_{Ftud} \cdot b} = 11.22 \text{ mm}$$

$$S_{f,x} := (h - x_x) \cdot b \cdot f_{Ftud} = 349.861 \text{ kN}$$

Fiberbidrag strekkraft

$$M_{Rd,x,kar} := S_{f,x} \cdot (0.5 h + 0.1 \cdot x_x) + S_{p,x} \cdot (d_x - 0.4 \cdot x_x) = 118.332 \text{ kN} \cdot m$$

$$g_{k,x} := g_k \cdot b = 12.5 \frac{\text{kN}}{m}$$

Linjelast x-retning

$$M_{gk,midtsnitt} := \frac{g_{k,x} \cdot b_x^2}{8} = 4.516 \text{ kN} \cdot m$$

Moment egenvekt midtsnitt

$$M_{gk,støtte} := g_{k,x} \frac{e_x^2}{2} = 0.563 \text{ kN} \cdot m$$

Fratrekk

$$M_{gk} := M_{gk,midtsnitt} - M_{gk,støtte} = 3.953 \text{ kN} \cdot m$$

Moment egenvekt v/søyle
inkl. fratrekk

$$P_{Rd,m,x,kar} := \frac{(M_{Rd,x,kar} - M_{gk}) \cdot 4}{b_x} = 269.128 \text{ kN}$$

Lastkapasitet moment x-retning

y-retning

$$P_{0,y} = 152.749 \text{ kN}$$

$$S_{p,y} := P_{0,y} \cdot n_y = 458.247 \text{ kN}$$

$$x_y := \frac{f_{Ftud} \cdot l \cdot h + S_{p,y}}{f_{cd} \cdot 0.8 \cdot l + f_{Ftud} \cdot l} = 10.173 \text{ mm}$$

$$S_{f,y} := (h - x_y) \cdot l \cdot f_{Ftud} = 404.104 \text{ kN}$$

Fiberbidrag strekkraft

$$M_{Rd,y,kar} := S_{f,y} \cdot (0.5 h + 0.1 \cdot x_y) + S_{p,y} \cdot (d_y - 0.4 \cdot x_y) = 122.379 \text{ kN} \cdot m$$

$$g_{k,y} := g_k \cdot l = 14.375 \frac{\text{kN}}{m}$$

Linjelast x-retning

$$M_{gk,midtsnitt} := \frac{g_{k,y} \cdot b_y^2}{8} = 3.522 \text{ kN} \cdot m$$

Moment egenvekt midtsnitt

$$M_{gk,støtte} := g_{k,y} \frac{e_y^2}{2} = 0.647 \text{ kN} \cdot m$$

Fratrekk

$$M_{gk} := M_{gk.midtsnitt} - M_{gk.stotte} = 2.875 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment egenvekt v/søyle
inkl. fratrekk

$$P_{Rd.m.y.kar} := \frac{(M_{Rd.y.kar} - M_{gk}) \cdot 4}{b_y} = 341.44 \text{ kN}$$

Lastkapasitet moment x-retning

GJENNOMLOKKING

$$f_{yd} := f_{p0.1k} = 1500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$d_v := 140 \text{ mm}$$

$$D_{lower} := 22 \text{ mm}$$

$$d_{dg} := \min((16 \text{ mm} + D_{lower}), 40 \text{ mm}) = 38 \text{ mm}$$

$$\tau_{Rd.cmin} := \frac{10}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v}} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0.99 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{Ftud} = 0.733 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{Rd.cF} := \tau_{Rd.cmin} + f_{Ftud} = 1.723 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$a := 0.5 \cdot d_v = 70 \text{ mm}$$

$$\beta_e := 1.0$$

$$b_0 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot a = 1239.8 \text{ mm}$$

$$V_{Rd.gjennomlokkning.kar} := \tau_{Rd.cF} \cdot b_0 \cdot \frac{d_v}{\beta_e} = 299.059 \text{ kN}$$

$$\tau_{Rd.cF.betong.kar} := \tau_{Rd.cF} = 1.723 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

NB38 - MIDLERE RESTSTREKKFASTHETER

$$\gamma_{sf} := 1.0$$

$$\kappa_0 := 1.0$$

$$f_{Ftuk} := 0.37 \cdot f_{R.3m} = 1.221 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{Ftu.ef} := \kappa_0 \cdot f_{Ftuk} = 1.221 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{Ftud} := \frac{f_{Ftu.ef}}{\gamma_{sf}} = 1.221 \frac{N}{mm^2}$$

MOMENTKAPASITET

x-retning

$$b := 2000 \text{ mm}$$

$$P_{0,x} = 159.06 \text{ kN}$$

$$S_{p,x} := P_{0,x} \cdot n_x$$

$$x_x := \frac{f_{Ftud} \cdot b \cdot h + S_{p,x}}{f_{cd} \cdot 0.8 \cdot b + f_{Ftud} \cdot b} = 14.283 \text{ mm}$$

$$S_{f,x} := (h - x_x) \cdot b \cdot f_{Ftud} = 575.622 \text{ kN} \quad \text{Fiberbidrag strekkraft}$$

$$M_{Rd,x,m} := S_{f,x} \cdot (0.5 h + 0.1 \cdot x_x) + S_{p,x} \cdot (d_x - 0.4 \cdot x_x) = 146.398 \text{ kN} \cdot m$$

$$g_{k,x} := g_k \cdot b = 12.5 \frac{kN}{m} \quad \text{Linjelast x-retning}$$

$$M_{gk,midtsnitt} := \frac{g_{k,x} \cdot b_x^2}{8} = 4.516 \text{ kN} \cdot m \quad \text{Moment egenvekt midtsnitt}$$

$$M_{gk.støtte} := g_{k,x} \frac{e_x^2}{2} = 0.563 \text{ kN} \cdot m \quad \text{Fratrekk}$$

$$M_{gk} := M_{gk,midtsnitt} - M_{gk.støtte} = 3.953 \text{ kN} \cdot m \quad \text{Moment egenvekt v/søyle inkl. fratrekk}$$

$$P_{Rd.m.x.m} := \frac{(M_{Rd.x.m} - M_{gk}) \cdot 4}{b_x} = 335.163 \text{ kN} \quad \text{Lastkapasitet moment x-retning}$$

y-retning

$$P_{0,y} = 152.749 \text{ kN}$$

$$S_{p,y} := P_{0,y} \cdot n_y = 458.247 \text{ kN}$$

$$x_y := \frac{f_{Ftud} \cdot l \cdot h + S_{p,y}}{f_{cd} \cdot 0.8 \cdot l + f_{Ftud} \cdot l} = 13.249 \text{ mm}$$

$$S_{f,y} := (h - x_y) \cdot l \cdot f_{Ftud} = 664.867 \text{ kN} \quad \text{Fiberbidrag strekkraft}$$

$$M_{Rd.y.m} := S_{f,y} \cdot (0.5 h + 0.1 \cdot x_y) + S_{p,y} \cdot (d_y - 0.4 \cdot x_y) = 154.88 \text{ kN} \cdot m$$

$$g_{k,y} := g_k \cdot l = 14.375 \frac{\text{kN}}{m} \quad \text{Linjelast x-retning}$$

$$M_{gk.midtsnitt} := \frac{g_{k,y} \cdot b_y^2}{8} = 3.522 \text{ kN} \cdot m \quad \text{Moment egenvekt midtsnitt}$$

$$M_{gk.støtte} := g_{k,y} \frac{e_y^2}{2} = 0.647 \text{ kN} \cdot m \quad \text{Fratrekk}$$

$$M_{gk} := M_{gk.midtsnitt} - M_{gk.støtte} = 2.875 \text{ kN} \cdot m \quad \text{Moment egenvekt v/søyle inkl. fratrekk}$$

$$P_{Rd.m.y.m} := \frac{(M_{Rd.y.m} - M_{gk}) \cdot 4}{b_y} = 434.301 \text{ kN} \quad \text{Lastkapasitet moment x-retning}$$

GJENNOMLOKING

$$f_{yd} := f_{p0.1k} = 1500 \frac{N}{mm^2}$$

$$d_v := 140 \text{ mm}$$

$$D_{lower} := 22 \text{ mm}$$

$$d_{dg} := \min((16 \text{ mm} + D_{lower}), 40 \text{ mm}) = 38 \text{ mm}$$

$$\tau_{Rd.cmin} := \frac{10}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v}} \frac{N}{mm^2} = 0.99 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{Ftud} = 1.221 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{Rd.cF} := \tau_{Rd.cmin} + f_{Ftud} = 2.211 \frac{N}{mm^2}$$

$$a := 0.5 \cdot d_v = 70 \text{ mm}$$

$$\beta_e := 1.0$$

$$b_0 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot a = 1239.8 \text{ mm}$$

$$V_{Rd.gjennomlokking.m} := \tau_{Rd.cF} \cdot b_0 \cdot \frac{d_v}{\beta_e} = 383.833 \text{ kN}$$

$$\tau_{Rd.cF.betong.mid} := \tau_{Rd.cF} = 2.211 \frac{N}{mm^2}$$

BEREGNINGER UTEN BETONG- OG LENGDEARMERINGSBIDRAGET

NB38 - KARAKTERISTISKE RESTSTREKKFASTHETER

$$\gamma_{sf} := 1.0$$

$$\kappa_0 := 1.0$$

$$f_{Ftuk} := 0.37 \cdot f_{R.3kber} = 0.733 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{Ftu.ef} := \kappa_0 \cdot f_{Ftuk} = 0.733 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{Ftud} := \frac{f_{Ftu.ef}}{\gamma_{sf}} = 0.733 \frac{N}{mm^2}$$

MOMENTKAPASITET

x-retning

$$b := 2000 \text{ mm}$$

$$x_x := \frac{f_{Ftud} \cdot b \cdot h}{f_{cd} \cdot 0.8 \cdot b + f_{Ftud} \cdot b} = 4.872 \text{ mm}$$

$$S_{f,x} := (h - x_x) \cdot b \cdot f_{Ftud} = 359.161 \text{ kN}$$

Fiberbidrag strekkraft

$$M_{Rd,x,kar.fiber} := S_{f,x} \cdot (0.5 h + 0.1 \cdot x_x) = 45.07 \text{ kN} \cdot m$$

$$g_{k,x} := g_k \cdot b = 12.5 \frac{\text{kN}}{m}$$

Linjelast x-retning

$$M_{gk,midtsnitt} := \frac{g_{k,x} \cdot b_x^2}{8} = 4.516 \text{ kN} \cdot m$$

Moment egenvekt midtsnitt

$$M_{gk,støtte} := g_{k,x} \frac{e_x^2}{2} = 0.563 \text{ kN} \cdot m$$

Fratrekk

$$M_{gk} := M_{gk,midtsnitt} - M_{gk,støtte} = 3.953 \text{ kN} \cdot m$$

Moment egenvekt v/søyle
inkl. fratrekk

$$P_{Rd,m,x,kar.fiber} := \frac{(M_{Rd,x,kar.fiber} - M_{gk}) \cdot 4}{b_x} = 96.746 \text{ kN}$$

Lastkapasitet moment x-retning

y-retning

$$x_y := \frac{f_{Ftud} \cdot l \cdot h}{f_{cd} \cdot 0.8 \cdot l + f_{Ftud} \cdot l} = 4.872 \text{ mm}$$

$$S_{f,y} := (h - x_y) \cdot l \cdot f_{Ftud} = 413.035 \text{ kN}$$

Fiberbidrag strekkraft

$$M_{Rd,y,kar.fiber} := S_{f,y} \cdot (0.5 h + 0.1 \cdot x_y) = 51.831 \text{ kN} \cdot m$$

$$g_{k,y} := g_k \cdot l = 14.375 \frac{\text{kN}}{m}$$

Linjelast x-retning

$$M_{gk,midtsnitt} := \frac{g_{k,y} \cdot b_y^2}{8} = 3.522 \text{ kN} \cdot m$$

Moment egenvekt midtsnitt

$$M_{gk,støtte} := g_{k,y} \frac{e_y^2}{2} = 0.647 \text{ kN} \cdot m$$

Fratrekk

$$M_{gk} := M_{gk,midtsnitt} - M_{gk,støtte} = 2.875 \text{ kN} \cdot m$$

Moment egenvekt v/søyle
inkl. fratrekk

$$P_{Rd,m,y,kar.fiber} := \frac{(M_{Rd,y,kar.fiber} - M_{gk}) \cdot 4}{b_y} = 139.873 \text{ kN}$$

Lastkapasitet moment x-retning

GJENNOMLOKKING

$$V_{Rd.gjennomlokkning.kar.fiber} := f_{Ftud} \cdot b_0 \cdot \frac{d_v}{\beta_e} = 127.161 \text{ kN}$$

$$\tau_{Rd.cF.kar} := f_{Ftud} = 0.733 \frac{N}{mm^2}$$

NB38 - MIDLERE RESTSTREKKFASTHETER

$$\gamma_{sf} := 1.0$$

$$\kappa_0 := 1.0$$

$$f_{Ftuk} := 0.37 \cdot f_{R.3m} = 1.221 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{Ftu.ef} := \kappa_0 \cdot f_{Ftuk} = 1.221 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{Ftud} := \frac{f_{Ftu.ef}}{\gamma_{sf}} = 1.221 \frac{N}{mm^2}$$

MOMENTKAPASITET

x-retning

$$b := 2000 \text{ mm}$$

$$x_x := \frac{f_{Ftud} \cdot b \cdot h}{f_{cd} \cdot 0.8 \cdot b + f_{Ftud} \cdot b} = 8.017 \text{ mm}$$

$$S_{f.x} := (h - x_x) \cdot b \cdot f_{Ftud} = 590.923 \text{ kN}$$

Fiberbidrag strekkraft

$$M_{Rd.x.m.fiber} := S_{f.x} \cdot (0.5 h + 0.1 \cdot x_x) = 74.339 \text{ kN} \cdot m$$

$$g_{k.x} := g_k \cdot b = 12.5 \frac{kN}{m}$$

Linjelast x-retning

$$M_{gk.midtsnitt} := \frac{g_{k.x} \cdot b_x^2}{8} = 4.516 \text{ kN} \cdot m$$

Moment egenvekt midtsnitt

$$M_{gk.stotte} := g_{k.x} \frac{e_x^2}{2} = 0.563 \text{ kN} \cdot m$$

Fratrekk

$$M_{gk} := M_{gk.midtsnitt} - M_{gk.støtte} = 3.953 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment egenvekt v/søyle
inkl. fratrekk

$$P_{Rd.m.x.m.fiber} := \frac{(M_{Rd.x.m.fiber} - M_{gk}) \cdot 4}{b_x} = 165.614 \text{ kN}$$

Lastkapasitet moment x-retning

y-retning

$$x_y := \frac{f_{Ftud} \cdot l \cdot h}{f_{cd} \cdot 0.8 \cdot l + f_{Ftud} \cdot l} = 8.017 \text{ mm}$$

$$S_{f.y} := (h - x_y) \cdot l \cdot f_{Ftud} = 679.562 \text{ kN}$$

Fiberbidrag strekkraft

$$M_{Rd.y.m.fiber} := S_{f.y} \cdot (0.5 h + 0.1 \cdot x_y) = 85.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$g_{k.y} := g_k \cdot l = 14.375 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Linjelast x-retning

$$M_{gk.midtsnitt} := \frac{g_{k.y} \cdot b_y^2}{8} = 3.522 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment egenvekt midtsnitt

$$M_{gk.støtte} := g_{k.y} \frac{e_y^2}{2} = 0.647 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fratrekk

$$M_{gk} := M_{gk.midtsnitt} - M_{gk.støtte} = 2.875 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment egenvekt v/søyle
inkl. fratrekk

$$P_{Rd.m.y.m.fiber} := \frac{(M_{Rd.y.m.fiber} - M_{gk}) \cdot 4}{b_y} = 236.043 \text{ kN}$$

Lastkapasitet moment x-retning

GJENNOMLOKKING

$$V_{Rd.gjennomlokking.m.fiber} := f_{Ftud} \cdot b_0 \cdot \frac{d_v}{\beta_e} = 211.935 \text{ kN}$$

$$\tau_{Rd.cF.mid} := f_{Ftud} = 1.221 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

OPPSUMMERING AV KAPASITETER

GJENNOMLOKKING

M/BETONGBIDRAG

$$V_{Rd.gjennomlokking.kar} = 299.059 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.gjennomlokking.m} = 383.833 \text{ kN}$$

U/BETONGBIDRAG

$$V_{Rd.gjennomlokking.kar.fiber} = 127.161 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.gjennomlokking.m.fiber} = 211.935 \text{ kN}$$

MOMENT

M/BETONGBIDRAG

$$M_{Rd.y.kar} = 122.379 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.y.m} = 154.88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$P_{Rd.m.y.kar} = 341.44 \text{ kN}$$

$$P_{Rd.m.y.m} = 434.301 \text{ kN}$$

$$M_{Rd.x.kar} = 118.332 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.x.m} = 146.398 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$P_{Rd.m.x.kar} = 269.128 \text{ kN}$$

$$P_{Rd.m.x.m} = 335.163 \text{ kN}$$

U/BETONGBIDRAG

$$M_{Rd.y.kar.fiber} = 51.831 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.y.m.fiber} = 85.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$P_{Rd.m.y.kar.fiber} = 139.873 \text{ kN}$$

$$P_{Rd.m.y.m.fiber} = 236.043 \text{ kN}$$

$$M_{Rd.x.kar.fiber} = 45.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.x.m.fiber} = 74.339 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$P_{Rd.m.x.kar.fiber} = 96.746 \text{ kN}$$

$$P_{Rd.m.x.m.fiber} = 165.614 \text{ kN}$$

SKJÆRSPENNINGSKAPASITETER

$$\tau_{Rd.cF.betong.kar} = 1.723 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{Rd.cF.betong.mid} = 2.211 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{Rd.cF.kar} = 0.733 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{Rd.cF.mid} = 1.221 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

B.3.3 Etteroppspente flatdekker med kun spennkabler

BEREGNING AV ETTEROPPSPENDE FIBERARMERTE FLATDEKKER

BEREGNINGSGRUNNLAG

GEOMETRI

$c_1 := 200 \text{ mm}$	$c_2 := c_1 = 200 \text{ mm}$	Geometri søyle
$b := 2000 \text{ mm}$		Bredde dekke (y-retning)
$l := 2300 \text{ mm}$		Lengde dekke (x-retning)
$h := 250 \text{ mm}$		Høyde dekke
$A := c_1 \cdot c_2 = 40000 \text{ mm}^2$		Flateareal søyle
$e_x := 300 \text{ mm}$		Avstand kant til sentrum opplegg x-retning
$e_y := 300 \text{ mm}$		Avstand kant til sentrum opplegg y-retning
$b_x := l - 2 \cdot e_x = 1700 \text{ mm}$		Spennlengde x-retning
$b_y := b - 2 \cdot e_y = 1400 \text{ mm}$		Spennlengde y-retning

BETONG

$\alpha_{cc} := 0.85$	Faktor
$\gamma_c := 1.0$	Materialfaktor betong
$E_{cm} := 30.9 \text{ GPa}$	E-modul forsøk fundamenter
$f_{ck} := 54.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	Sylindertrykkfasthet forsøk fundamenter
$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 46.07 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	Dimensjonerende trykkfasthet
$f_{ctm} := 6.0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	Strekfasthet - bjelkeforsøk fundamenter

LASTER

$p_k := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	Egenvekt betong
$g_k := p_k \cdot h = 6.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	Flatelast egenvekt dekke

SPENNARMERING

$s_y := 150 \text{ mm}$	Senteravstand spennarmering y-retning
$s_x := 600 \text{ mm}$	Senteravstand spennarmering x-retning
$E_p := 195000 \frac{N}{mm^2}$	E-modul spennarmering
$A_p := 150 \text{ mm}^2$	Tverrsnittsareal av én spennkabel
$n_x := 3$	Antall spennkabler horisontalt (langs lengderetningen, jevnt fordelt)
$n_y := 3$	Antall spennkabler vertikalt (over søylebredden, konsentrert)
$A_{p,x} := n_x \cdot A_p = 450 \text{ mm}^2$	Tverrsnittsareal spennarmering x-retning
$A_{p,y} := n_y \cdot A_p = 450 \text{ mm}^2$	Tverrsnittsareal spennarmering y-retning
$d_x := 160 \text{ mm}$	Effektiv tverrsnittshøyde ved søyle, x-retning
$d_y := 160 \text{ mm}$	Effektiv tverrsnittshøyde ved søyle, y-retning
$f_{pk} := 1600 \frac{N}{mm^2}$	Spennstålets karakteristiske flytegrense
$f_{p0.1k} := 1500 \frac{N}{mm^2}$	Spennstålets "0,1%-grense" - karakteristisk flytegrense

EC2 5.10.2.1(2) Største spennkraft

$k_3 := 0.95$	
$P_{max} := k_3 \cdot f_{p0.1k} \cdot A_p = 213.75 \text{ kN}$	Største spennkraft
$k_7 := 0.75$	
$k_8 := 0.85$	

$$\sigma_{pm0} := \min(k_7 \cdot f_{pk}, k_8 \cdot f_{p0.1k}) = 1200 \frac{N}{mm^2}$$

$$P_{m0} := A_p \cdot \sigma_{pm0} = 180 \text{ kN}$$

Verdi som ikke bør overskrides etter tap

LÅSETAP

x-retning

$$\Delta L_{las} := 4 \text{ mm}$$

Låseglidning

$$L := 2300 \text{ mm}$$

Lengde spennkabler, y-retning

$$\Delta \varepsilon_{las} := \frac{\Delta L_{las}}{L} = 0.00174$$

Tøyning låsing

$$\varepsilon_{p.jekkk} := \frac{f_{p0.1k}}{E_p} = 0.008$$

Oppspenningstøyning

$$Lasetap := \frac{\Delta \varepsilon_{las}}{\varepsilon_{p.jekkk}} = 22.609\%$$

Låsetap i prosent

$$\Delta P_{las} := \frac{\Delta \varepsilon_{las}}{\varepsilon_{p.jekkk}} \cdot P_{max} = 48.326 \text{ kN}$$

Låsetap spennkraft

$$\Delta P_{las.tap.x.prosent} := \frac{\Delta P_{las}}{P_{max}} = 0.226$$

y-retning

$$\Delta L_{las} := 4 \text{ mm}$$

Låseglidning

$$L := 2000 \text{ mm}$$

Lengde spennkabler, y-retning

$$\Delta \varepsilon_{las} := \frac{\Delta L_{las}}{L} = 0.002$$

Tøyning låsing

$$\varepsilon_{p.jekkk} := \frac{f_{p0.1k}}{E_p} = 0.008$$

Oppspenningstøyning

$$Lasetap := \frac{\Delta \varepsilon_{las}}{\varepsilon_{p.jekkk}} = 26\%$$

Låsetap i prosent

$$\Delta P_{las} := \frac{\Delta \varepsilon_{las}}{\varepsilon_{p.jekkk}} \cdot P_{max} = 55.575 \text{ kN}$$

Låsetap spennkraft

$$\Delta P_{las.tap.y.prosent} := \frac{\Delta P_{las}}{P_{max}} = 26\%$$

FRIKSJONSTAP

x-retning

$$\mu := 0.2$$

Antatt friksjonskoeffisient

$$t := \frac{h}{2} = 125 \text{ mm}$$

Tyngdepunkt betongtverrsnitt

$$L := 2300 \text{ mm}$$

Lengde dekke (kabel) x-retning

$$c := 50 \text{ mm}$$

Overdekning jevnt fordelte kabler

$$e_p := \frac{h}{2} - c = 75 \text{ mm}$$

Eksentrisitet, avstand mellom betongtverrsnittets t.p-akse og spennarmering

$$\theta_A := \frac{2 e_p}{0.5 L} = 0.13$$

Helning ved enden av dekket spennkabel

$$\theta_m := 0$$

Helning midtsnitt spennkabel

$$\theta := \theta_A - \theta_m = 0.13$$

Vinkelendring

$$x := \frac{L}{2} = (1.15 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Avstand fra aktiv ende til midtfelt

$$k := 0.01 \text{ m}^{-1}$$

Utsiktet krumningsendring per lengdeenhet

$$P_x := P_{max} \cdot (1 - \mu \cdot (\theta + k \cdot x)) = 207.682 \text{ kN}$$

Spennkraft etter friksjonstap

$$\Delta P_{\mu} := P_{max} - P_x = 6.068 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu.tap.x.prosent} := \frac{\Delta P_{\mu}}{P_{max}} = 2.8387\%$$

y-retning

$$\mu := 0.2$$

Antatt friksjonskoeffisient

$$t := \frac{h}{2} = 125 \text{ mm}$$

Tyngdepunkt betongverrsnitt

$$c := 70 \text{ mm}$$

Overdekning konsentrerte kabler

$$e_p := \frac{h}{2} - c = 55 \text{ mm}$$

Eksentrisitet, avstand mellom betongverrsnittets t.p-akse og spennarmering

$$L := 2000 \text{ mm}$$

Lengde dekke (kabel) y-retning

$$\theta_A := \frac{2 e_p}{0.5 L} = 0.11$$

Helning ved enden av dekket spennkabel

$$\theta_m := 0$$

Helning midtsnitt spennkabel

$$\theta := \theta_A - \theta_m = 0.11$$

Vinkelendring

$$x := \frac{L}{2} = (1 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Avstand fra aktiv ende til midtfelt

$$k := 0.01 \text{ m}^{-1}$$

Utsiktet krumningsendring per lengdeenhet

$$P_x := P_{max} \cdot (1 - \mu \cdot (\theta + k \cdot x)) = 208.62 \text{ kN}$$

Spennkraft etter friksjonstap

$$\Delta P_\mu := P_{max} - P_x = 5.13 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu, \text{tap.y.prosent}} := \frac{\Delta P_\mu}{P_{max}} = 2.4\%$$

RELAKSASJONSTAP

Antar klasse 2 spenntau.

$$\sigma_{pi} := \sigma_{pm0} = (1.2 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

$$\rho_{1000} := 2.5\%$$

$$t := 1000$$

Antar 1000 timer

$$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.75$$

$$\Delta P_{pr} := A_p \cdot 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} \cdot \sigma_{pi} \cdot 10^{-5} = 0.027 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{pr.tap.prosent} := \frac{\Delta P_{pr}}{P_{max}} = 0.013\%$$

TAP FRA DEFORMASJON AV BETONGEN VED OPPSPENNING - x-retning

$$b := 2300 \text{ mm}$$

$$h = 250 \text{ mm}$$

$$A_c := b \cdot h = 0.575 \text{ m}^2$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 6.311$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 0.576 \text{ m}^2$$

$$y_t := (\eta - 1) \cdot A_p \cdot \frac{e_p}{A_t} = 0.076 \text{ mm}$$

$$I_t := b \cdot \frac{h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_p - y_t)^2 = (2.997 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$P_0 := \sigma_{pm0} \cdot A_p = 180 \text{ kN}$$

$$j := 0.5$$

$$\Delta \sigma_c := \frac{P_0}{A_t} + \frac{P_0 \cdot (e_p - y_t)^2}{I_t} = 0.494 \frac{N}{mm^2}$$

$$\Delta P_{el} := A_p \cdot E_p \cdot \frac{j \cdot \Delta \sigma_c}{E_{cm}} = 0.234 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{el.tap.prosent} := \frac{\Delta P_{el}}{P_{max}} = 0.109\%$$

TAP FRA DEFORMASJON AV BETONGEN VED OPPSPENNING - y-retning

$$b := 2000 \text{ mm}$$

$$h = 250 \text{ mm}$$

$$A_c := b \cdot h = 0.5 \text{ m}^2$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 6.311$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 0.501 \text{ m}^2$$

$$y_t := (\eta - 1) \cdot A_p \cdot \frac{e_p}{A_t} = 0.087 \text{ mm}$$

$$I_t := b \cdot \frac{h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_p - y_t)^2 = (2.607 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$P_0 := \sigma_{pm0} \cdot A_p = 180 \text{ kN}$$

$$j := 0.5$$

$$\Delta \sigma_c := \frac{P_0}{A_t} + \frac{P_0 \cdot (e_p - y_t)^2}{I_t} = 0.568 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta P_{el} := A_p \cdot E_p \cdot \frac{j \cdot \Delta \sigma_c}{E_{cm}} = 0.269 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{el.tap.prosent} := \frac{\Delta P_{el}}{P_{max}} = 0.126\%$$

TOTALT KORTTIDSTAP

x-retning

$$\Delta P_{tap.x} := \Delta P_{\mu.tap.x.prosent} + \Delta P_{las.tap.x.prosent} + \Delta P_{pr.tap.prosent} + \Delta P_{el.tap.prosent} = 25.586\%$$

$$P_{0.x} := (1 - \Delta P_{tap.x}) \cdot P_{max} = 159.06 \text{ kN} \quad \text{Spennkraft etter tap x-retning}$$

y-retning

$$\Delta P_{tap.y} := \Delta P_{\mu.tap.y.prosent} + \Delta P_{las.tap.y.prosent} + \Delta P_{pr.tap.prosent} + \Delta P_{el.tap.prosent} = 28.538\%$$

$$P_{0.y} := (1 - \Delta P_{tap.y}) \cdot P_{max} = 152.749 \text{ kN} \quad \text{Spennkraft etter tap y-retning}$$

MOMENTKAPASITET

x-retning

$$P_{0.x} = 159.06 \text{ kN}$$

$$S_{p.x} := P_{0.x} \cdot n_x$$

$$x_x := \frac{S_{p.x}}{f_{cd} \cdot 0.8 \cdot b} = 6.474 \text{ mm}$$

$$M_{Rd.x} := S_{p.x} \cdot (d_x - 0.4 \cdot x_x) = 75.113 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$g_{k.x} := g_k \cdot b = 12.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Linjelast x-retning}$$

$$M_{gk.midtsnitt} := \frac{g_{k.x} \cdot b_x^2}{8} = 4.516 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Moment egenvekt midtsnitt}$$

$$M_{gk.støtte} := g_{k.x} \frac{e_x^2}{2} = 0.563 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Fratrekk}$$

$$M_{gk} := M_{gk.midtsnitt} - M_{gk.støtte} = 3.953 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Moment egenvekt v/søyle inkl. fratrekk}$$

$$P_{Rd.m.x} := \frac{(M_{Rd.x} - M_{gk}) \cdot 4}{b_x} = 167.436 \text{ kN} \quad \text{Lastkapasitet moment x-retning}$$

y-retning

$$P_{0,y} = 152.749 \text{ kN}$$

$$S_{p,y} := P_{0,y} \cdot n_y = 458.247 \text{ kN}$$

$$x_y := \frac{S_{p,y}}{f_{cd} \cdot 0.8 \cdot l} = 5.406 \text{ mm}$$

$$M_{Rd,y} := S_{p,y} \cdot (d_y - 0.4 \cdot x_y) = 72.329 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$g_{k,y} := g_k \cdot l = 14.375 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Linjelast x-retning

$$M_{gk,\text{midtsnitt}} := \frac{g_{k,y} \cdot b_y^2}{8} = 3.522 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment egenvekt midtsnitt

$$M_{gk,\text{støtte}} := g_{k,y} \frac{e_y^2}{2} = 0.647 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fratrekk

$$M_{gk} := M_{gk,\text{midtsnitt}} - M_{gk,\text{støtte}} = 2.875 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment egenvekt v/søyle
inkl. fratrekk

$$P_{Rd,m,y} := \frac{(M_{Rd,y} - M_{gk}) \cdot 4}{b_y} = 198.439 \text{ kN}$$

Lastkapasitet moment x-retning

GJENNOMLOKKING

$$f_{yd} := f_{p0.1k} = 1500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$d_y := 140 \text{ mm}$$

$$D_{\text{lower}} := 22 \text{ mm}$$

$$d_{dg} := \min((16 \text{ mm} + D_{\text{lower}}), 40 \text{ mm}) = 38 \text{ mm}$$

$$\tau_{Rd,\text{cmin}} := \frac{10}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v}} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0.99 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{Rd.c} := \tau_{Rd.cmin} = 0.99 \frac{N}{mm^2}$$

$$a := 0.5 \cdot d_v = 70 \text{ mm}$$

$$\beta_e := 1.0$$

$$b_0 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot a = 1239.8 \text{ mm}$$

$$V_{Rd.gjennomlokkning.kar} := \tau_{Rd.c} \cdot b_0 \cdot \frac{d_v}{\beta_e} = 171.897 \text{ kN}$$

OPPSUMMERING AV KAPASITETER

$$V_{Rd.gjennomlokkning.kar} = 171.897 \text{ kN}$$

$$\tau_{Rd.c} = 0.99 \frac{N}{mm^2}$$

$$P_{Rd.m.x} = 167.436 \text{ kN}$$

$$M_{Rd.y} = 72.329 \text{ kN} \cdot m$$

$$P_{Rd.m.y} = 198.439 \text{ kN}$$

$$M_{Rd.x} = 75.113 \text{ kN} \cdot m$$

B.3.4 Etteroppspente flatdekker med skjærarmering

BEREGNING AV ETTEROPPSPENDE FIBERARMERTE FLATDEKKER

BEREGNINGSGRUNNLAG

GEOMETRI

$c_1 := 200 \text{ mm}$	$c_2 := c_1 = 200 \text{ mm}$	Geometri søyle
$b := 2000 \text{ mm}$		Bredde dekke (y-retning)
$l := 2300 \text{ mm}$		Lengde dekke (x-retning)
$h := 250 \text{ mm}$		Høyde dekke
$A := c_1 \cdot c_2 = 40000 \text{ mm}^2$		Flateareal søyle
$e_x := 300 \text{ mm}$		Avstand kant til sentrum opplegg x-retning
$e_y := 300 \text{ mm}$		Avstand kant til sentrum opplegg y-retning
$b_x := l - 2 \cdot e_x = 1700 \text{ mm}$		Spennlengde x-retning
$b_y := b - 2 \cdot e_y = 1400 \text{ mm}$		Spennlengde y-retning

BETONG

$\alpha_{cc} := 0.85$	Faktor
$\gamma_c := 1.0$	Materialfaktor betong
$E_{cm} := 30.9 \text{ GPa}$	E-modul forsøk fundamenter
$f_{ck} := 54.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	Sylindertrykkfasthet forsøk fundamenter
$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 46.07 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	Dimensjonerende trykkfasthet
$f_{ctm} := 6.0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	Strekfasthet - bjelkeforsøk fundamenter

LASTER

$p_k := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	Egenvekt betong
$g_k := p_k \cdot h = 6.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	Flatelast egenvekt dekke

SPENNARMERING

$s_y := 150 \text{ mm}$	Senteravstand spennarmering y-retning
$s_x := 600 \text{ mm}$	Senteravstand spennarmering x-retning
$E_p := 195000 \frac{N}{mm^2}$	E-modul spennarmering
$A_p := 150 \text{ mm}^2$	Tverrsnittsareal av én spennkabel
$n_x := 3$	Antall spennkabler horisontalt (langs lengderetningen, jevnt fordelt)
$n_y := 3$	Antall spennkabler vertikalt (over søylebredden, konsentrert)
$A_{p,x} := n_x \cdot A_p = 450 \text{ mm}^2$	Tverrsnittsareal spennarmering x-retning
$A_{p,y} := n_y \cdot A_p = 450 \text{ mm}^2$	Tverrsnittsareal spennarmering y-retning
$d_x := 160 \text{ mm}$	Effektiv tverrsnittshøyde ved søyle, x-retning
$d_y := 160 \text{ mm}$	Effektiv tverrsnittshøyde ved søyle, y-retning
$f_{pk} := 1600 \frac{N}{mm^2}$	Spennstålets karakteristiske flytegrense
$f_{p0.1k} := 1500 \frac{N}{mm^2}$	Spennstålets "0,1%-grense" - karakteristisk flytegrense

EC2 5.10.2.1(2) Største spennkraft

$k_3 := 0.95$	
$P_{max} := k_3 \cdot f_{p0.1k} \cdot A_p = 213.75 \text{ kN}$	Største spennkraft
$k_7 := 0.75$	
$k_8 := 0.85$	

$$\sigma_{pm0} := \min(k_7 \cdot f_{pk}, k_8 \cdot f_{p0.1k}) = 1200 \frac{N}{mm^2}$$

$$P_{m0} := A_p \cdot \sigma_{pm0} = 180 \text{ kN}$$

Verdi som ikke bør overskrides etter tap

LÅSETAP

x-retning

$$\Delta L_{las} := 4 \text{ mm}$$

Låseglidning

$$L := 2300 \text{ mm}$$

Lengde spennkabler, y-retning

$$\Delta \varepsilon_{las} := \frac{\Delta L_{las}}{L} = 0.00174$$

Tøyning låsing

$$\varepsilon_{p.jekkk} := \frac{f_{p0.1k}}{E_p} = 0.008$$

Oppspenningstøyning

$$Lasetap := \frac{\Delta \varepsilon_{las}}{\varepsilon_{p.jekkk}} = 22.609\%$$

Låsetap i prosent

$$\Delta P_{las} := \frac{\Delta \varepsilon_{las}}{\varepsilon_{p.jekkk}} \cdot P_{max} = 48.326 \text{ kN}$$

Låsetap spennkraft

$$\Delta P_{las.tap.x.prosent} := \frac{\Delta P_{las}}{P_{max}} = 0.226$$

y-retning

$$\Delta L_{las} := 4 \text{ mm}$$

Låseglidning

$$L := 2000 \text{ mm}$$

Lengde spennkabler, y-retning

$$\Delta \varepsilon_{las} := \frac{\Delta L_{las}}{L} = 0.002$$

Tøyning låsing

$$\varepsilon_{p.jekkk} := \frac{f_{p0.1k}}{E_p} = 0.008$$

Oppspenningstøyning

$$Lasetap := \frac{\Delta \varepsilon_{las}}{\varepsilon_{p.jekkk}} = 26\%$$

Låsetap i prosent

$$\Delta P_{las} := \frac{\Delta \varepsilon_{las}}{\varepsilon_{p.jekkk}} \cdot P_{max} = 55.575 \text{ kN}$$

Låsetap spennkraft

$$\Delta P_{las.tap.y.prosent} := \frac{\Delta P_{las}}{P_{max}} = 26\%$$

FRIKSJONSTAP

x-retning

$$\mu := 0.2$$

Antatt friksjonskoeffisient

$$t := \frac{h}{2} = 125 \text{ mm}$$

Tyngdepunkt betongtverrsnitt

$$L := 2300 \text{ mm}$$

Lengde dekke (kabel) x-retning

$$c := 50 \text{ mm}$$

Overdekning jevnt fordelte kabler

$$e_p := \frac{h}{2} - c = 75 \text{ mm}$$

Eksentrisitet, avstand mellom betongtverrsnittets t.p-akse og spennarmering

$$\theta_A := \frac{2 e_p}{0.5 L} = 0.13$$

Helning ved enden av dekket spennkabel

$$\theta_m := 0$$

Helning midtsnitt spennkabel

$$\theta := \theta_A - \theta_m = 0.13$$

Vinkelendring

$$x := \frac{L}{2} = (1.15 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Avstand fra aktiv ende til midtfelt

$$k := 0.01 \text{ m}^{-1}$$

Utsiktet krumningsendring per lengdeenhet

$$P_x := P_{max} \cdot (1 - \mu \cdot (\theta + k \cdot x)) = 207.682 \text{ kN}$$

Spennkraft etter friksjonstap

$$\Delta P_{\mu} := P_{max} - P_x = 6.068 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu.tap.x.prosent} := \frac{\Delta P_{\mu}}{P_{max}} = 2.8387\%$$

y-retning

$$\mu := 0.2$$

Antatt friksjonskoeffisient

$$t := \frac{h}{2} = 125 \text{ mm}$$

Tyngdepunkt betongverrsnitt

$$c := 70 \text{ mm}$$

Overdekning konsentrerte kabler

$$e_p := \frac{h}{2} - c = 55 \text{ mm}$$

Eksentrisitet, avstand mellom betongverrsnittets t.p-akse og spennarmering

$$L := 2000 \text{ mm}$$

Lengde dekke (kabel) y-retning

$$\theta_A := \frac{2 e_p}{0.5 L} = 0.11$$

Helning ved enden av dekket spennkabel

$$\theta_m := 0$$

Helning midtsnitt spennkabel

$$\theta := \theta_A - \theta_m = 0.11$$

Vinkelendring

$$x := \frac{L}{2} = (1 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Avstand fra aktiv ende til midtfelt

$$k := 0.01 \text{ m}^{-1}$$

Utsiktet krumningsendring per lengdeenhet

$$P_x := P_{max} \cdot (1 - \mu \cdot (\theta + k \cdot x)) = 208.62 \text{ kN}$$

Spennkraft etter friksjonstap

$$\Delta P_\mu := P_{max} - P_x = 5.13 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu, \text{tap.y.prosent}} := \frac{\Delta P_\mu}{P_{max}} = 2.4\%$$

RELAKSASJONSTAP

Antar klasse 2 spenntau.

$$\sigma_{pi} := \sigma_{pm0} = (1.2 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

$$\rho_{1000} := 2.5\%$$

$$t := 1000$$

Antar 1000 timer

$$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.75$$

$$\Delta P_{pr} := A_p \cdot 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} \cdot \sigma_{pi} \cdot 10^{-5} = 0.027 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{pr, tap, prosent} := \frac{\Delta P_{pr}}{P_{max}} = 0.013\%$$

TAP FRA DEFORMASJON AV BETONGEN VED OPPSPENNING - x-retning

$$b := 2300 \text{ mm}$$

$$h = 250 \text{ mm}$$

$$A_c := b \cdot h = 0.575 \text{ m}^2$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 6.311$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 0.576 \text{ m}^2$$

$$y_t := (\eta - 1) \cdot A_p \cdot \frac{e_p}{A_t} = 0.076 \text{ mm}$$

$$I_t := b \cdot \frac{h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_p - y_t)^2 = (2.997 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$P_0 := \sigma_{pm0} \cdot A_p = 180 \text{ kN}$$

$$j := 0.5$$

$$\Delta \sigma_c := \frac{P_0}{A_t} + \frac{P_0 \cdot (e_p - y_t)^2}{I_t} = 0.494 \frac{N}{mm^2}$$

$$\Delta P_{el} := A_p \cdot E_p \cdot \frac{j \cdot \Delta \sigma_c}{E_{cm}} = 0.234 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{el.tap.prosent} := \frac{\Delta P_{el}}{P_{max}} = 0.109\%$$

TAP FRA DEFORMASJON AV BETONGEN VED OPPSPENNING - y-retning

$$b := 2000 \text{ mm}$$

$$h = 250 \text{ mm}$$

$$A_c := b \cdot h = 0.5 \text{ m}^2$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 6.311$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 0.501 \text{ m}^2$$

$$y_t := (\eta - 1) \cdot A_p \cdot \frac{e_p}{A_t} = 0.087 \text{ mm}$$

$$I_t := b \cdot \frac{h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_p - y_t)^2 = (2.607 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$P_0 := \sigma_{pm0} \cdot A_p = 180 \text{ kN}$$

$$j := 0.5$$

$$\Delta \sigma_c := \frac{P_0}{A_t} + \frac{P_0 \cdot (e_p - y_t)^2}{I_t} = 0.568 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta P_{el} := A_p \cdot E_p \cdot \frac{j \cdot \Delta \sigma_c}{E_{cm}} = 0.269 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{el.tap.prosent} := \frac{\Delta P_{el}}{P_{max}} = 0.126\%$$

TOTALT KORTTIDSTAP

x-retning

$$\Delta P_{tap.x} := \Delta P_{\mu.tap.x.prosent} + \Delta P_{las.tap.x.prosent} + \Delta P_{pr.tap.prosent} + \Delta P_{el.tap.prosent} = 25.586\%$$

$$P_{0.x} := (1 - \Delta P_{tap.x}) \cdot P_{max} = 159.06 \text{ kN} \quad \text{Spennkraft etter tap x-retning}$$

y-retning

$$\Delta P_{tap.y} := \Delta P_{\mu.tap.y.prosent} + \Delta P_{las.tap.y.prosent} + \Delta P_{pr.tap.prosent} + \Delta P_{el.tap.prosent} = 28.538\%$$

$$P_{0.y} := (1 - \Delta P_{tap.y}) \cdot P_{max} = 152.749 \text{ kN} \quad \text{Spennkraft etter tap y-retning}$$

MOMENTKAPASITET

x-retning

$$P_{0.x} = 159.06 \text{ kN}$$

$$S_{p.x} := P_{0.x} \cdot n_x$$

$$x_x := \frac{S_{p.x}}{f_{cd} \cdot 0.8 \cdot b} = 6.474 \text{ mm}$$

$$M_{Rd.x} := S_{p.x} \cdot (d_x - 0.4 \cdot x_x) = 75.113 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$g_{k.x} := g_k \cdot b = 12.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Linjelast x-retning}$$

$$M_{gk.midtsnitt} := \frac{g_{k.x} \cdot b_x^2}{8} = 4.516 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Moment egenvekt midtsnitt}$$

$$M_{gk.støtte} := g_{k.x} \frac{e_x^2}{2} = 0.563 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Fratrekk}$$

$$M_{gk} := M_{gk.midtsnitt} - M_{gk.støtte} = 3.953 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Moment egenvekt v/søyle inkl. fratrekk}$$

$$P_{Rd.m.x} := \frac{(M_{Rd.x} - M_{gk}) \cdot 4}{b_x} = 167.436 \text{ kN} \quad \text{Lastkapasitet moment x-retning}$$

y-retning

$$P_{0,y} = 152.749 \text{ kN}$$

$$S_{p,y} := P_{0,y} \cdot n_y = 458.247 \text{ kN}$$

$$x_y := \frac{S_{p,y}}{f_{cd} \cdot 0.8 \cdot l} = 5.406 \text{ mm}$$

$$M_{Rd,y} := S_{p,y} \cdot (d_y - 0.4 \cdot x_y) = 72.329 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$g_{k,y} := g_k \cdot l = 14.375 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Linjelast x-retning

$$M_{gk,\text{midtsnitt}} := \frac{g_{k,y} \cdot b_y^2}{8} = 3.522 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment egenvekt midtsnitt

$$M_{gk,\text{støtte}} := g_{k,y} \frac{e_y^2}{2} = 0.647 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fratrekk

$$M_{gk} := M_{gk,\text{midtsnitt}} - M_{gk,\text{støtte}} = 2.875 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment egenvekt v/søyle
inkl. fratrekk

$$P_{Rd,m,y} := \frac{(M_{Rd,y} - M_{gk}) \cdot 4}{b_y} = 198.439 \text{ kN}$$

Lastkapasitet moment x-retning

GJENNOMLOKKING

$$f_{yd} := f_{p0.1k} = 1500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$d_y := 140 \text{ mm}$$

$$D_{\text{lower}} := 22 \text{ mm}$$

$$d_{dg} := \min((16 \text{ mm} + D_{\text{lower}}), 40 \text{ mm}) = 38 \text{ mm}$$

$$\tau_{Rd,\text{cmin}} := \frac{10}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v}} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0.99 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_{sx} := 3 \cdot A_p = 450 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy} := 3 \cdot A_p = 450 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{lx} := \frac{A_{sx}}{b \cdot d_x} = 0.001$$

$$\rho_{ly} := \frac{A_{sy}}{l \cdot d_y} = 0.001$$

$$\rho_l := \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} = 0.001$$

$$\tau_{Rd.c} := \frac{0.6}{\gamma_c} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} = 0.747 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$A_{sw} := 16 \cdot \pi \cdot \left(\frac{12}{2} \text{ mm} \right)^2 = 1809.6 \text{ mm}^2 \quad \text{Areal skjærarmring}$$

$$a := 0.5 \cdot d_v = 70 \text{ mm}$$

$$b_0 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot a = 1239.8 \text{ mm}$$

$$f_{ywd} := 500 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\rho_w := \frac{A_{sw}}{b_0 \cdot d_v} = 0.01$$

$$\beta_e := 1.0$$

$$\eta_c := 1.0$$

$$\mu_p := 8.0$$

$$k_{bp} := \sqrt{5 \mu_p \cdot \frac{d_v}{b_0}} = ? \quad \text{Indre søyler}$$

$$\eta_s := \left(15 \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{1}{\eta_c \cdot k_{bp}} \right)^{\frac{3}{2}} = 0.651$$

$$\tau_{Rd.cs} := \max(\eta_c \cdot \tau_{Rd.cmin} + \eta_s \cdot \rho_w \cdot f_{ywd}, \rho_w \cdot f_{ywd}) = 5.213 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Rd.gjennomlokking.kar} := \tau_{Rd.cs} \cdot b_0 \cdot \frac{d_v}{\beta_e} = 904.779 \text{ kN}$$

OPPSUMMERING AV KAPASITETER

$$\tau_{Rd.cs} = 5.213 \frac{N}{mm^2}$$

$$V_{Rd.gjennomlokking.kar} = 904.779 \text{ kN}$$

$$P_{Rd.m.x} = 167.436 \text{ kN}$$

$$M_{Rd.y} = 72.329 \text{ kN} \cdot m$$

$$P_{Rd.m.y} = 198.439 \text{ kN}$$

$$M_{Rd.x} = 75.113 \text{ kN} \cdot m$$

C Datablader

C.1 Datablad isolasjon XPS700SL

Dimensjoner og tekniske data

		Falsede plater (ship lap)										Rettkantede plater (but edge)						Standard						
		XPS 250 SL		XPS 300 SL		XPS 400 SL		XPS 500 SL		XPS 700 SL		XPS 200 BE		POLAR 300 BE		XPS 300 BE			XPS 400 BE		XPS 500 BE		XPS 700 BE	
		585x1185	585x2385	585x1185	585x2385	585x1185	585x2385	585x1185	585x2385	585x1185	585x2385	600x1200	600x2400	600x1200	600x2400	600x1200	600x2400	600x1200	600x2400	600x1200	600x2400	600x1200	600x2400	
Tykkelse	I pakken																							
30 mm	14 stk											x												
50 mm	8 stk	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x				x	x	x						x	x
60 mm	7 stk			x	x										x									
70 mm	6 stk			x	x												x	x						
80 mm	5 stk			x	x					x														
100 mm	4 stk	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x						x	x			x	x		x
120 mm	3 stk			x																				
150 mm	3 stk				x																			
Varme-konduktivitet	λD W/mK	0,033 - 39		0,033 - 39		0,033 - 39		0,033 - 39		0,033 - 39		0,033 - 39		0,027*		0,033 - 39		0,033 - 39		0,033 - 39		0,033 - 39		EN 13164
Trykkfasthet kPa	Kort.10%	250		300		400		500		700		200		300		300		400		500		700		EN 826
	Lang.2%*	110		140		180		225		250		90		140		140		180		225		250		
Tykkelse	< 50 mm	-2 / + 2		-2 / + 2		-2 / + 2		-2 / + 2		-2 / + 2		-2 / + 2		-2 / + 2		-2 / + 2		-2 / + 2		-2 / + 2		-2 / + 2		EN 823
	50 ≤ 120	-2 / + 3		-2 / + 3		-2 / + 3		-2 / + 3		-2 / + 3		-2 / + 3		-2 / + 3		-2 / + 3		-2 / + 3		-2 / + 3		-2 / + 3		
	> 120 mm	-2 / + 6		-2 / + 6		-2 / + 6		-2 / + 6		-2 / + 6		-2 / + 6		-2 / + 6		-2 / + 6		-2 / + 6		-2 / + 6		-2 / + 6		
Elastitets-modul	kPa	9000		11300		15300		21500		31000		7000		11300		11300		15300		21500		31000		EN 826
Dimensjons-stabilitet	%	≤ 2 %		≤ 2 %		≤ 2 %		≤ 2 %		≤ 2 %		≤ 2 %		≤ 2 %		≤ 2 %		≤ 2 %		≤ 2 %		≤ 2 %		EN 1604
23°C og 90 % RF																								
Utvidelses-koeffisient																								
Lengderetning	mm/mK	0,08		0,08		0,08		0,08		0,08		0,08		0,08		0,08		0,08		0,08		0,08		
Tverretning	mm/mK	0,06		0,06		0,06		0,06		0,06		0,06		0,06		0,06		0,06		0,06		0,06		
Brannklasse		Eurocl. F		Eurocl. F		Eurocl. F		Eurocl. F		Eurocl. F		Eurocl. F		Eurocl. F		Eurocl. F		Eurocl. F		Eurocl. F		Eurocl. F		EN 13501-1
Vannopptak																								
Langtids neddykning	Vol %	≤ 0,7		≤ 0,7		≤ 0,7		≤ 0,7		≤ 0,7		≤ 0,7		≤ 0,7		≤ 0,7		≤ 0,7		≤ 0,7		≤ 0,7		EN 12087
Vannopptak																								
Diffusjon	Vol %	≤ 2		≤ 2		≤ 2		≤ 2		≤ 2		≤ 2		≤ 2		≤ 2		≤ 2		≤ 2		≤ 2		EN 12088
Vannopptak																								
Frost / Tine veksling	Vol %	< 1		< 1		< 1		< 1		< 1		< 1		< 1		< 1		< 1		< 1		< 1		EN 12091

Bestillingsvarer

 x

Lagerført

 x

Sundolitt® XPS 250 XPS - EN 13164 - T1 - CS(10\Y)250 - DS(23,90) - WL(T)0,7 -WD(V)2 - FTCD1
 Sundolitt® XPS 300 XPS - EN 13164 - T1 - CS(10\Y)300 - DS(23,90) - WL(T)0,7 -WD(V)2 - FTCD1
 Sundolitt® XPS 400 XPS - EN 13164 - T1 - CS(10\Y)400 - DS(23,90) - WL(T)0,7 -WD(V)2 - FTCD1
 Sundolitt® XPS 500 XPS - EN 13164 - T1 - CS(10\Y)500 - DS(23,90) - WL(T)0,7 -WD(V)2 - FTCD1
 Sundolitt® XPS 700 XPS - EN 13164 - T1 - CS(10\Y)700 - DS(23,90) - WL(T)0,7 -WD(V)2 - FTCD1

Sundolitt XPS SL = XPS produkt med fals (ship lap).

Sundolitt XPS BE = XPS produkt med rett kant (but edge).

Alle produkter er fri for flammehemmere og HKFK/HFK.

Endringer kan bli gjennomført uten varsel.

* Forventede verdier.

Ålesund

Gjelder fra 20.06.2019