



Universitetet
i Stavanger

DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

MASTEROPPGAVE

Studieprogram/spesialisering: Konstruksjon og materialer Byggkonstruksjoner	Vårsemesteret, 2017 Åpen / Konfidensiell
Forfatter: Bodil Krogedal	 (signatur forfatter)
Fagansvarlig: Kjell Tore Fosså Veiledere: Kjell Tore Fosså, UIS Jon Halvar Eiane, Dimensjon Rådgivning AS	
Tittel på masteroppgaven: Fiberarmering i samvirkekonstruksjon Engelsk tittel: Fiber Reinforced Composite Concrete Structure	
Studiepoeng: 30	
Emneord: Samvirkeplater Fiberarmert betong Stålfiber Dekkestøp Multideck 146	Sidetall: 83 + vedlegg/annet: 86 Stavanger, 14.06.2017

Forside for masteroppgave
Det teknisk-naturvitenskapelige fakultet

Sammendrag

Denne oppgaven omhandler fiberarmert samvirkekonstruksjon. En samvirkekonstruksjon er en konstruksjon satt sammen av betong og stål, hvor de to materialene jobber sammen for å oppnå ønsket kapasitet. Oppgaven tar for seg samvirkekonstruksjoner med stålfiber, uten fiber og med slakkarmering for å se utnyttelsen av fibrene og hvordan betongen og stålet jobber sammen. Ønsket er å sjekke om stålfiber kan erstatte slakkarmering i samvirkekonstruksjoner.

For en slakkarmert samvirkekonstruksjon benyttes EN 1994 til beregningsveiledning, men for en fiberarmert samvirkekonstruksjon er det ikke noe tilgjengelig eurokode. I oppgaven er det gjennomført beregninger som er basert på tilgjengelige veiledninger fra SINTEF, RILEM og svensk veiledning, hvor hensikten er å sammenligne beregningene med prøveforsøk. Når man skal beregne på prøveforsøk beskrives materialoppførselen i henhold til teori uten sikkerhetsfaktorer, det vil da bli forventet at resultatet fra målingene er i samsvar med beregningene.

Det ble utført støping og testing på universitetet i Stavanger og hos Velde på Sviland. Testene på universitetet omhandler firepunktstest som vil si bjelketest med to punktlaster, mens testene på Velde ble de gjennomført med jevnt fordelt last og punktlast. Disse testene skulle avdekke endring i egenskapene ved fibertilsetning, hvor den ferske betongen også evalueres.

Testresultatene viser at den ferske betongens egenskaper har liten påvirkning ved tilsetning av 0,8% stålfiber. Under testing av trykk- og bøyestrekfasthet viser fibrene en mer seig og duktil oppførsel, og vil gi betongen bedre styrke mot rissutvikling. Dette viser også igjen på dekketestene på universitetet hvor prøven med fibertilsetning fikk minst synlige riss.

Resultatene i studiet viser at fiberarmert samvirkekonstruksjon er godt egnet til bruk. Ved å sammenligne beregningene med testresultat for nedbøying viste prøvene en stor forbedring av stivhet med tilsetning av stålfiber. Denne sammenligningen viser også at stålfiber har en bedre effekt under testing sammenliknet med hva som var forventet basert på beregningene. For dekketesten på Velde viser beregningene et konservativt resultat for nedbøying og bruddlast. Mer forskning bør gjennomføres for å finne måter og metoder for å få en bedre utnyttelse av fiberen. Dette vil gi mer kunnskap og erfaring som kan føre til at man kan redusere fibermengde i en konstruksjon og samtidig få gode egenskaper som tilfredsstiller kravene.

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet våren 2016 som markerer min avslutning på en 5-årig utdanning på konstruksjon og material med fordypning byggkonstruksjoner ved universitetet i Stavanger. Oppgaven er skrevet i samarbeid med Dimensjon Rådgivning AS. Jeg vil rette en stor takk til mine veiledere Jon Halvar Eiane i Dimensjon og Kjell Tore Fossa på universitetet i Stavanger, for all kunnskap og støtte under gjennomføring av dette prosjektet.

Flere personer har bidratt til at denne oppgaven har blitt gjennomført. Jeg vil uttrykke min takknemlighet til Stian Tovslid i SV Betong, Andreas Bure i Kingspan som hjalp med leveranse av stålplatene fra England, Inge Bjerk i SV Betong som hjalp til med forskaling og støping hos Velde og Michal Malek, Hernan Mujica og Reidar Velde i Velde AS som hjalp til med leveranse av ferdigbetong og betongmateriale til testene som ble støpt på Universitetet.

Jeg vil takke Samdar Kakay og Jarle Berge som alltid var behjelpelige til støping og testing på universitetet. Til beregningene fikk jeg god hjelp fra Samindi Mudiyansele Samarakoon og jeg vil rette en stor takk til henne.

Til slutt vil jeg benytte anledningen til å takke familien min for all støtte og oppmuntring. Jeg vil rette en spesiell takk til min gode kjæreste som har bidratt til gode samtaler og støttende ord gjennom studietiden min.

Stavanger, Juni 2017

Bodil Krogedal

Innhold

Sammendrag	i
Forord	ii
Figurliste	vi
Tabelliste	viii
Forkortelser og symbol.....	ix
1 Innledning.....	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Formål	2
1.3 Innhold	2
2 Generelt om betong	3
2.1 Armert betong.....	3
2.2 Sement	4
2.3 Tilslag	4
2.4 Tilsetning.....	4
2.5 Fersk betongs egenskaper.....	5
2.6 Fasthetsutvikling og modenhet.....	6
2.7 Selvkomprimerende betong.....	7
3 Betongkonstruksjoner	9
3.1 Fiberarmert betong.....	9
3.1.1 Fibertyper	9
3.1.2 Fiberens virkemåte	12
3.1.3 Effekten av fiber i betong	12
3.1.4 Fibers bruksområde	14
3.1.5 Regelverk	14
3.1.6 Branndimensjonering for fiberarmert konstruksjon	15
3.2 Samvirkekonstruksjon	17
3.2.1 Fordel.....	17
3.2.2 Typer stålplater.....	18
3.2.3 Virkemåte	19
3.2.4 Bruksområde	21
3.2.5 Regelverk	21
3.2.6 Branndimensjonering for samvirkekonstruksjon	21
3.3 Fiberarmert samvirkekonstruksjon	23
3.3.1 Branndimensjonering for fiberarmert samvirkekonstruksjon.....	24
4 Strukturell analyse	25
4.1 Dimensjonering av fiberarmert betong.....	25
4.1.1 Laster	25
4.1.2 Materialelegenskaper – forutsetninger.....	25
4.1.3 Bruddgrensetilstand – ULS	28
4.1.3.1 Bøying	28
4.1.3.2 Skjær	29

4.1.4	Bruksgrensetilstand – SLS	29
4.1.4.1	Nedbøying.....	30
4.1.4.2	Riss.....	30
4.2	<i>Dimensjonering av samvirkekonstruksjon</i>	31
4.2.1	Detaljerings bestemmelser	31
4.2.2	Laster	32
4.2.3	Analyse av krefter og moment	33
4.2.4	Bekreftelse av stålplate som forskaling.....	33
4.2.5	Bruddgrensetilstand - ULS	34
4.2.5.1	Bøying	34
4.2.5.2	Skjær	37
4.2.6	Bruksgrensetilstand - SLS.....	38
4.2.6.1	Nedbøying.....	38
4.2.6.2	Riss.....	39
4.3	<i>Dimensjonering av fiberarmert samvirkekonstruksjon</i>	40
4.3.1	Bruddgrensetilstand - ULS	40
4.3.1.1	Bøying	40
4.3.1.2	Skjær	41
4.3.2	Bruksgrensetilstand - SLS.....	42
4.3.2.1	Nedbøying.....	42
4.3.2.2	Riss.....	42
5	Prøveplan og testmetoder.....	45
5.1	<i>Material og proporsjonering</i>	45
5.2	<i>Tilslag</i>	47
5.3	<i>Tilsetningsstoff</i>	49
5.4	<i>Forberedende arbeid</i>	49
5.5	<i>Prøving av fersk betong</i>	51
5.5.1	Synkmål og utbredelsesmål.....	51
5.5.2	Densitet	51
5.5.3	Luftinnhold	52
5.6	<i>Prøving av herdet betong</i>	52
5.6.1	Trykktesting	52
5.6.2	Bøyestrekkefasthet.....	52
5.6.3	Firepunkts test.....	53
5.6.4	Fullskala dekketest	54
6	Dimensjonering.....	55
6.1	<i>Dimensjoneringsprinsipp</i>	55
6.2	<i>Detaljeringsbestemmelser</i>	55
6.3	<i>Dimensjonering av prøve 1-3</i>	56
6.3.1	Dimensjonerende laster	56
6.3.2	Bruddgrensetilstand	57
6.3.3	Bruksgrensetilstand	58
6.4	<i>Dimensjonering av prøve 4</i>	60
6.4.1	Bekreftelse av stålplaten som forskaling.....	60
6.4.2	Dimensjonerende laster	61
6.4.3	Bruddgrensetilstand	61
6.4.4	Bruksgrensetilstand	61
7	Eksperimentelt resultat.....	63
7.1	<i>Fersk betong</i>	64
7.1.1	Utbredelsesmål og synkmål.....	64

7.1.2	Densitet	65
7.1.3	Luftinnhold	65
7.2	<i>Herdet betong</i>	65
7.2.1	Trykktesting	65
7.2.2	Bøystrekkfasthet.....	67
7.2.3	Firepunkts test.....	68
7.2.4	Fullskala dekketest	75
8	Konklusjon	80
9	Forslag til videre arbeid.....	81
	Referanser	82
	Vedlegg	84

Figurliste

Figur 1.1: Samvirkekonstruksjon	1
Figur 2.1: Fersk betong	5
Figur 3.1: Ulike fiberformer [4]	9
Figur 3.2: Stålfiber med endeforankring	10
Figur 3.3: Kraft- deformasjons forhold for konstruksjon uten armering (a) og med fiberarmert betong (b)	12
Figur 3.4: Myk (a) og hard (b) oppførsel under enaksial strekk [8]	13
Figur 3.5: Brann motstand for bjelke-plate [14]	16
Figur 3.6: Samvirkedekke	17
Figur 3.7: Eksempel på trapesformede stålplater [17]	18
Figur 3.8: Eksempel på trauprofilerte stålplate med innadgående form [17]	19
Figur 3.9: Oppnå heft mellom plate og betong [15]	19
Figur 3.10: Oppførsel til samvirkedekke [18]	20
Figur 3.11: Ulike måter en samvirkekonstruksjon kan feile [18]	20
Figur 3.12: Stålplate installasjon [21]	21
Figur 3.13: Minimums isolasjonsdybde for trapesformet stålplate [24]	22
Figur 3.14: minimums isolasjonsdybde for trauprofil med innadgående form [24]	22
Figur 3.15: Minimums isolasjons dybde [16]	22
Figur 3.16: a) Kontinuerlig armert og b) fiberarmert samvirkekonstruksjon [25]	23
Figur 3.17: Colmore Plaza [26]	
Figur 3.18: Teesside House [26]	23
Figur 4.1: Prinsipp for bestemmelse av proporsjonalitetsgrense og last ved spesifiserte rissvidder [4]	27
Figur 4.2: Spennings- og tøyingsfordeling [4]	29
Figur 4.3: Generelt tverrsnitt EC4 del 1-1, 9.2.1 [15]	31
Figur 4.4: Minimum bærelengde EC4 del 1-1, 9.2.3 [15]	32
Figur 4.5: Momentberegning for nøytralakse over stålplaten [15]	35
Figur 4.6: Momentberegning for nøytralakse under stålplaten [15]	36
Figur 4.7: Spenning-tøyings kurve	37
Figur 4.8: Momentkapasitet for konstruksjon med armert fiberbetong [4]	40
Figur 4.9: Spenningsfordeling i risset tverrsnitt (a) uten og (b) med fiber [36]	44
Figur 5.1: Stålfiber DE 50/0,75 N	46
Figur 5.2: Multideck 146	46
Figur 5.3: Fordelingskurve for tilslag benyttet i testene	48
Figur 5.4: Støpeform for terning 150x150x150	49
Figur 5.5: Støpeform til bjelke 150x150x550	50
Figur 5.6: Forskaling av dekke	50
Figur 5.7: Forskaling av fullskala dekketest	50
Figur 5.8: Form brukt ved å måle konsistens	51
Figur 5.9: Utstyr for å måle luftinnhold	52
Figur 5.10: Ordning av lasting på prøvestykket	53
Figur 5.11: Lastrigg for dekke på 600mm	53
Figur 5.12: Lastrigg for dekke på 2,4 meter	54
Figur 5.13: Fullskala dekketest med jevnt fordelt last	54

Figur 5.14: Fullskala dekketest med punktlast.....	54
Figur 6.1: Tversnitt av test stykke (alle enheter i mm)	55
Figur 6.2: Statikk for stålplaten som forskaling.....	60
Figur 7.1: Dekketest for prøve 4.1.....	64
Figur 7.2: Testmasking for trykktesting.....	65
Figur 7.3: Trykkfasthet til terning ved 28 døgn	66
Figur 7.4: Testmaskin for bøyestrekfasthet.....	67
Figur 7.5: Bøyestrektesting ved 28 døgn	67
Figur 7.6: Riss ved punktlast for samvirkedekket med armering.....	68
Figur 7.7: Last - tid for prøve F	69
Figur 7.8: Kraft - nedbøying for prøve 1 – uten armering.....	69
Figur 7.9: Kraft - nedbøying for prøve 2 – med armering.....	69
Figur 7.10: Kraft - nedbøying for prøve 3 – med fiberarmering	69
Figur 7.11: Endeslipp for a) prøve F, b) prøve 1-uten armering, c) prøve 2-med armering og d) prøve 3-med fiberarmering.....	71
Figur 7.12: Tøyning i betongen for prøve 1 – uten armering.....	72
Figur 7.13: Tøyning i betongen for prøve 2 – med armering.....	72
Figur 7.14: Tøyning i betongen for prøve 3 – med fiberarmering	72
Figur 7.15: Prøve 1 - tøyning i stålplaten	73
Figur 7.16: Prøve 2 - tøyning i stålplaten	73
Figur 7.17: Prøve 3 - tøyning i stålplaten	73
Figur 7.18: Rissutvikling for a) prøve F, b) prøve 1-uten armering, c) prøve 2-med armering og d) prøve 3-med fiberarmering.....	74
Figur 7.19: Gjennomgående riss for prøve 1-uten armering.....	74
Figur 7.20: Fullskala dekketest hos Velde	75
Figur 7.21: Enden på dekket etter test.....	75
Figur 7.22: Dekket etter test	76
Figur 7.23: Last-nedbøying for prøvene	76
Figur 7.24: Last - nedbøying for dekke 4.1	77
Figur 7.25: a) endeslipp og b) rissutvikling for prøve 4.1.....	78

Tabelliste

Tabell 2.1: Typiske verdier for funksjonsrate $H(\theta)$ i temperaturspenn 0-40 °C [2].....	7
Tabell 3.1: Klassifisering av stålfiber [4]	10
Tabell 3.2: Tommefingerregel for å erstatte slakkarmering med stålfiber.....	13
Tabell 4.1: Fasthetsklasse for normalbetong og fiberarmert betong	26
Tabell 4.2: Restfasthets klasse	26
Tabell 4.3: Minimums bærelengde [15]	32
Tabell 5.1: Prøver som støpes på UIS	45
Tabell 5.2: Prøver som støpes hos Velde	45
Tabell 5.3: Eksempel på proporsjonering.....	47
Tabell 5.4: Tilslags inndeling.....	48
Tabell 5.5: Tilsetningsstoff benyttet i testene	49
Tabell 6.1: Samvirkekonstruksjons tester	56
Tabell 6.2: Resultat prøve 1-3 i bruddgrensetilstand.....	57
Tabell 6.3: Utnyttelse for samvirkekonstruksjonene i bruddgrensetilstand	58
Tabell 6.4: Resultat prøve 1-3 i bruksgrensetilstand	58
Tabell 6.5: Utnyttelse for samvirkekonstruksjonene i bruksgrensetilstand	59
Tabell 6.6: Fiberarmert samvirkekonstruksjons tester	60
Tabell 6.7: Resultat for stålplaten som forskaling.....	60
Tabell 6.8: Resultat prøve 4 i bruddgrensetilstand	61
Tabell 6.9: Resultat prøve 4 i bruksgrensetilstand.....	62
Tabell 7.1: Prøver utstøpt på UIS	63
Tabell 7.2: Prøver utstøpt hos Velde.....	63
Tabell 7.3: Ferske egenskapene til testene	64
Tabell 7.4: Resultat ved trykktesting.....	66
Tabell 7.5: Resultat ved bøyestrekkttest	67
Tabell 7.6: Nedbøyings resultat.....	70
Tabell 7.7: Bruddlast for prøvene.....	71
Tabell 7.8: Laster på prøve 4.1	77

Forkortelser og symbol

Store bokstaver

A_c	<i>Betongens tverrsnittsareal</i>
A_p	<i>Stålplatens areal</i>
A_{pe}	<i>Effektive stålplatearealet</i>
A_s	<i>Armeringsarealet</i>
D	<i>Densitet</i>
E_{cm}	<i>Sekant, betongens elastisitetsmodul</i>
E_p	<i>Stålplatens elastisitetsmodul</i>
F	<i>Last</i>
F_{Ri}	<i>Last ved spesifikk rissvidde</i>
I	<i>Gjennomsnittlig andre ordens moment</i>
I_{cu}	<i>Andre ordens moment for urisset tverrsnitt</i>
I_{cc}	<i>Andre ordens moment for risset tverrsnitt</i>
L	<i>Lengde</i>
L_f	<i>Stålfibrenes lengde</i>
L_s	<i>Skjærspennet</i>
M_{cr}	<i>Rissmoment</i>
M_{Ed}	<i>Dimensjonerende moment</i>
M_{Ri}	<i>Moment ved spesifikk rissvidde</i>
M_{Rd}	<i>Dimensjonerende momentkapasitet</i>
M_{pa}	<i>Stålplatens momentkapasitet</i>
N_c	<i>Kompresjonskraft i betongen</i>
$N_{c,f}$	<i>Kompresjonskraft i betong for full skjærtilkobling</i>
N_p	<i>Kraft i stålplaten</i>
N_s, S_a	<i>Kraft i armeringen</i>
P	<i>Punktlast</i>
S_f	<i>Kraft i stålfibrene</i>
T_c	<i>Kraft i betong</i>
V	<i>Volum</i>
V_{Ed}	<i>Dimensjonerende moment</i>
$V_{l,rd}$	<i>Langsgående skjærmotstand</i>
V_{Rdc}	<i>Vertikal skjærkapasitet</i>
V_{Rdcf}	<i>Vertikal skjærkapasitet for fiberarmert betong</i>
V_{Rdct}	<i>Vertikal skjærkapasitet for betongen</i>

Små bokstaver

b	<i>Tverrsnittets bredde</i>
b_b	<i>Bredden av bunnen av betongribben</i>
b_0	<i>Senteravstand mellom de utstående dyblene</i>
b_r	<i>Bredden av ribbene i korrugerte stålplate</i>
b_s	<i>Senteravstand mellom tilstøtende ribber i korrugerte stålplate</i>
b_w	<i>Minste bredde av tverrsnitt i strekksonen</i>
c	<i>Minste betongoverdekning</i>
d_a	<i>Avstand mellom armering og topp fiber i betong</i>

d_g	<i>Største tilslagsstørrelse</i>
d_p	<i>Avstand mellom platens nøytralakse og topp betong</i>
e	<i>Tyngdepunktlinje for stålplaten</i>
e_p	<i>Plastisk nøytralakse for stålplaten</i>
f_c	<i>Kompresjonsstyrke</i>
f_{cd}	<i>Dimensjonerende betongtrykkfasthet</i>
f_{cf}	<i>Bøyestrekfasthet</i>
f_{ck}	<i>Betongens karakteristiske sylindetrykkfasthet</i>
f_{ctk}	<i>Betongens karakteristiske aksialtrekkfasthet</i>
f_{ctm}	<i>Midlere strekkfasthet</i>
$f_{ftk,res,2,5}$	<i>Karakteristisk rest strekkfasthet</i>
$f_{ftd,res,2,5}$	<i>Dimensjonerende rest strekkfasthet</i>
$f_{R,i}$	<i>Rest bøyestrekfasthet</i>
f_{yd}	<i>Armeringens dimensjonerende flytegrense</i>
f_{yk}	<i>Armeringens karakteristiske flytegrense</i>
f_{ypd}	<i>Stålplaten dimensjonerende flytegrense</i>
g	<i>Egenvekt</i>
h	<i>Tverrsnittshøyde</i>
h_c	<i>Betongens tverrsnittshøyde</i>
h_p	<i>Stålplaten tverrsnittshøyde</i>
k	<i>Empirisk faktor</i>
l_{bc}, l_{bs}	<i>Opplagers lengde</i>
m	<i>Empirisk faktor</i>
m_1	<i>Vekt av tom beholder</i>
m_2	<i>Vekt av beholder med betong</i>
n	<i>Forholdet mellom materialene</i>
q	<i>Nyttelast</i>
$s_{r,max}$	<i>Største rissavstand</i>
v_f	<i>Volumandel fiber</i>
w, w_k	<i>Rissvidde</i>
w_{k1}	<i>Første rissvidde</i>
w_{k2}	<i>Rissvidde når armeringen når flytegrensen</i>
w_{max}	<i>Tillat rissvidde</i>
x	<i>Trykksonehøyden</i>
x_{cc}	<i>Trykksonehøyde for risset tverrsnitt</i>
x_{cu}	<i>Trykksonehøyde for urisset tverrsnitt</i>
x_{pl}	<i>Betongens høyde som er i kompresjon</i>
z	<i>Momentarm</i>

Greske bokstaver

β	<i>Koeffisient</i>
γ_{cf}	<i>Fibrenes materialfaktor</i>
γ_{vs}	<i>Partialfaktor for bruddgrensetilstand</i>
Δt	<i>Tidsperiode</i>
δ	<i>Nedbøying</i>
δ_{lovlig}	<i>Tillat nedbøying</i>
ε	<i>Tøyning</i>

ϵ_{cu}	<i>Tøyningsgrense for trykk i betongen</i>
ϵ_{ft}	<i>Maksimum strekkbelastning</i>
ϵ_{cm}	<i>Midlere tøyning i betongen mellom riss</i>
ϵ_{sm}	<i>Midlere tøyning i armeringen</i>
ϵ_{yd}	<i>Armeringens tøyningenes</i>
η	<i>Grad av skjærtilkobling</i>
η_0	<i>Kapasitetsfaktor</i>
ρ_1	<i>Armeringsforhold for lengdearmring</i>
σ	<i>Spenning</i>
σ_c	<i>Spenning i betongen</i>
σ_{cp}	<i>Trykkspenning i betongen fra aksialbelastning</i>
$\sigma_{fk,mid}$	<i>Middelspenning i fibre</i>
σ_s	<i>Spenningen i armeringen</i>
σ_{sr}	<i>Spenning i armeringen for risset tverrsnitt</i>
ϕ	<i>Stålfibrener diameter</i>
ϕ_h	<i>Armeringsdiameter</i>

Forkortelser

CMOD	<i>Crack mouth open displacement</i>
COIN	<i>Concrete Innovation Centre</i>
FIB	<i>The International federation for structural concrete</i>
PP-fiber	<i>Polypropylen fiber</i>
RILEM	<i>International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures</i>
SINTEF	<i>Stiftelsen for industriell og teknisk forskning ved Norges tekniske høgskole</i>
SKB	<i>Selvkompimerende betong</i>
v/c-forhold	<i>Vann-sement forhold</i>

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Armert betong er et godt egnet konstruksjonsmateriale for sin gode trykkstyrke og stor motstand mot brann, aldring og mekaniske påkjenninger. I dag er betong et av de aller viktigste byggematerialene og benyttes i både plasstøpte konstruksjoner og prefabrikkerte betongelementer. En stor fordel med å benytte betong er at den kan formes og benyttes i flere ulike geometrier. Samfunnet er i stadig utvikling av nye material og sammensetning av dem for å forenkle arbeidsdagen. Når man skal bygge en konstruksjon er det ønskelig å utføre jobben mest økonomisk, med minst mulig tid. Tid er penger, og med dette er man alltid på jakt etter en tidsbesparende løsning for å få en like sterk, eller bedre konstruksjon.



Figur 1.1: Samvirkekonstruksjon

En samvirkekonstruksjon er en konstruksjon satt sammen av betong og stål, hvor de to materialene jobber sammen for å oppnå ønsket kapasitet. På bunnen av konstruksjonen blir det benyttet en stålplate som tar opp strekkraftene, og betongen blir plassert på toppen. Fordelen med å benytte stålplate er rask transport til byggeplass hvor de er enkle å montere. De vil også ha funksjon som forskaling for betongdekket, som igjen vil spare tid for arbeiderne. I bygninger, spesielt næringsbygg er det flere innfestninger fra teknisk fag som festes i underkant av dekket. En stor fordel med å benytte stålplate er at disse festene kan borres og merkes før betongen støpes, som gir arbeiderne bedre arbeidsforhold hvor de slipper å borre flere hull i et tykt hulldekke.

For å opprettholde kravene innen risskontroll må det i henhold til EC2 del 1-1 [1] benyttes topparmering ved enkle jern, eller kontinuerlige armeringsmatter. Ved å benytte fiber i betongen vil det gi konstruksjonen en mer duktil oppførsel, samtidig som materialeegenskapene for riss vil forbedres, og moment- og skjærkapasiteten øke. Ved å bytte ut alt eller en liten mengde slakkarmering med stålfiber vil det gi bedre arbeidsforhold til arbeiderne, tidsbesparende og det vil resultere i en god og sterk konstruksjon.

En utfordring med fiber er at i internasjonale standarder mangler det dimensjoneringsgrunnlag for fiberarmerte betongkonstruksjoner. Dette gjør det vanskelig å vise til sikker bruk i bærekonstruksjon, som er mye av grunnen til at fiber i dag er mest brukt i gulv på grunn. Stålfiber til denne bruk er benyttet i lang tid, hvor de har vist gode egenskaper. Ved å kombinere stålfiber i en samvirkekonstruksjon kan stålet jobbe sammen og fordele kreftene riktig slik konstruksjonsdelen blir sikker innenfor brukskravene.

1.2 Formål

Formålet med oppgaven er å studere og utføre testing på samvirkekonstruksjoner med stålfiber, uten fiber og med slakkarmering for å se utnyttelsen av samvirke mellom stålplaten og betongen og påvirkning av fiber. Det er også ønskelig å sjekke om stålfiber kan erstatte slakkarmering i samvirkekonstruksjoner.

Målet er at oppgaven kan bidra til at fiberarmert samvirkekonstruksjon blir en godkjent konstruksjon som opprettholder kravene innen styrke og bæring, hovedsakelig i bygg hvor det er behov for flere innfestninger fra tekniske fag, som for eksempel næringsbygg. For å se på utnyttelsen av fibre i henhold til tilgjengelige veiledninger vil det bli utført en bergingsdel som vil bli sammenlignet med prøveforsøk.

1.3 Innhold

Første del av oppgaven går ut på å gjennomføre et litteraturstudium om fiberarmert betong og samvirkekonstruksjoner for å oppnå god kunnskap om materialene og deres oppførsel, styrke og egenskaper. Her vil også dimensjoneringsmetodene for fiberarmerte konstruksjoner og samvirkekonstruksjoner basert på tilgjengelige standarder og veiledninger bli presentert. Videre vil oppgaven bestå av en beskrivende prøveplan hvor ulike materialvalg og proporsjonering av betong blir forklart. Testene vil bli utført på prøver uten armering, med slakkarmering og med fiberarmering, og de fiberarmerte dekkene har ulike spennlengde for å se hvordan spennlengden påvirker konstruksjonsegenskapene. Siste del av oppgaven inneholder beregnings- og testresultater, hvor det blir utført evaluering og diskusjon. Helt til slutt presenteres konklusjonen.

For å få en håndterbar prøvematrix ble oppgaven begrenset med valg av type betongresept, mengde fiber og type stålplate som ble benyttet.

2 Generelt om betong

Betong er et godt egnet konstruksjonsmateriale for sin gode trykkstyrke og stor motstand mot brann, aldring og mekaniske påkjenninger. Den er et miljøvennlig byggemateriale som er bra til flere formål og kan brukes til flere ulike former. Den ferdige betongen må tilfredsstillende krav innen miljø, styrke, anvendelsesområde og ønske om bearbeidbarhet. Det som styrer valget av fasthetsklasse er valg av miljø eller bestandighetsklasse.

Betong er en blanding av grov tilslag, sand, sement, vann, tilsetningsstoff og mineral tilsetninger slik som pozzolane. Det som vil påvirke den ferdig støpte betongen er både mengde og type mineraler som blir brukt. Dette kan vi i stor grad påvirke. Ofte så vil forbedring av en egenskap påvirke negativt på en annen egenskap, derfor må man ofte prioritere de viktigste egenskapene som er ønskelig for den ferdige konstruksjonen.

Armering blir brukt for å overta strekkraftene når betongen begynner å risse. Begrensning av opprissing kan oppnås på tre måter:

- Økt mengde tradisjonell armering
- Bruk av spennarmering
- Ved hjelp av fiberarmering

2.1 Armert betong

Armert betong er en betongblanding med kontinuerlige stålstenger. Armering i betong er oftest stenger som er bundet sammen som nett, eller kabler av stål. Fordelen med å bruke stenger er at de er bøyelige og kan brukes i flere ulike geometrier. Kablene som brukes som armering i betongen kan være både slakke og oppspente. Denne måten å bygge en konstruksjon på er mulig på grunn av at de to materialene har samme varmeutvikling. Dette vil gjøre at de vil følge hverandre ved temperaturendring, slik at stålet ikke vil sprenges seg løs fra betongen. [2]

Tradisjonelt er det kompresjonsstyrken til betongen som er dens viktigste kvalitet. Grunnen til at vi armerer en bygningsdel i betong er fordi betongen ikke selv klarer å motstå de påkjenningene den blir utsatt for. Betongen trenger hjelp av armeringsstålet til å motstå strekkraftene som prøver å slite betongmolekylene fra hverandre. Stålet klarer å mobilisere mange flere newton per kvadratmeter mot de ytre kreftene i forhold til betongen.

Det er mest økonomisk at betongen selv tar trykkraftene, men noen ganger brukes armeringen til å ta opp disse kreftene også slik at man kan redusere tverrsnittet ved å ha en slankere søyle.

Fordelen med å bruke stål er at det er billig i forhold til styrken, mens ulempen er at det fort kan korrodere i aggressivt miljø. Betongen vil her virke som beskyttelse for stålet, hvor overdekningen er dimensjonerende for at stålet ikke skal korrodere og sprengne betongen.

2.2 Sement

Den mest brukte sementtypen i Norge kalles Portland sement. Denne type sement ble først produsert i Norge i 1892. Sementfabrikkene i Brevik og Kjøpsvik eies av Norem A/S, og er noen av de mest moderne og energieffektive fabrikkene i Europa.

Det er to hovedsementtyper som brukes. CEM I er ofte kalt Portland sement, og CEM II er ofte kalt Portland-sammensatt sement. CEM II er tilsatt flyve aske, slagg eller silika som er pozzolane, og som er tilsatt sementen for å oppnå ønsket egenskaper i herdet fase. Pozzolane er avfallsstoff fra andre industrier, det er derfor en stor fordel å bruke dette videre til utvikling av nye material.

Middelstørrelsen på kornstørrelsen til sement er på ca. 0,02mm. Sement har en høy finmalingsgrad, som gir sementen en hurtig fasthets- og varmeutvikling [3]

2.3 Tilslag

Tilslaget som blir benyttet i betong er inndelt i ulike fraksjoner for å kunne oppnå ønsket egenskaper til fersk-, herdet- og hard betong. Den minste fraksjonen som normalt blir benyttet i betongen er sand med gradering 0-8mm, mens grovere tilslag har gradering fra 8mm og større. Flere produsenter har også flere fraksjoner med mindre graderinger som gjør at man kan danne ulike graderingskurver for ulik bruk av betong. [3]

Tilslaget opptar mellom 65 til 75 prosent av betongvolumet. Derfor er egenskapene til tilslaget og variasjon i størrelsene avgjørende for egenskaper og kvalitet på betongen. Tilslaget vil kunne påvirke betongens bearbeidbarhet, komprimerbarhet, slumtap og luftinnhold. Egenskapene til tilslaget vil også påvirke produsenten økonomisk. Ved å benytte et tilslag med lavt vannbehov og god støpelighet kan sementmengden reduseres. Dette betyr at det er mer økonomisk å benytte tilslag med høyere pris og kvalitet i forhold til billigere men også dårligere kvalitet og større variasjon i egenskapene. [3]

2.4 Tilsetning

Betongindustrien har fått en stor utvikling i nyere tid, spesielt med tanken på nye og mer effektive tilsetningsstoff. Effekten av tilsetningsstoff er avhengig av flere faktorer, slik som mengde, tidspunkt den blir innblandet, konsistens, tilslag, temperatur og blandingstid.

Det er flere ulike tilsetningsklasser hvor hver klasse har sin fordel og påvirkning på betongen. Plastiserende og superplastiserende stoffer representerer den største gruppen av

tilsetningsstoffer brukt i Norge. Hovedoppgaven til stoffet er å spre sementpartiklene slik at betongen blir mer flytende. Dette fører til at betongen lett klarer å fylle formene, uten at det påvirke sluttstyrken.

Ved en betongmiksing vil generelt alle faktorer som påskynder hydratiseringen resultere i en redusert grad av utvidelse, derfor er det viktig å tilsette et ekspanderende stoff for å forhindre dette. [3] Dette stoffet hjelper mot riss i betongen.

Når betongen tørker vil porevannet fordampe, dette vil føre til at trykket i væsken blir transportert til kapilærporeveggene som vil resultere i krymping. Ved å tilsette et krymp reduserende stoff vil det redusere volumreduksjon fra hydraulisk krymp med å minske overflatetrykket og ved kjemisk effekt. Dette stoffet vil hjelpe mot eller forsinke mikro-riss og gir en lav hydraulisk slutt krymp.

Tilsetningsstoff er dannet for å lage god betong bedre. En dårlig betong vil normalt ikke kunne forbedres med tilsetningsstoffer. [3]

2.5 Fersk betongs egenskaper

Den ferske betongens egenskaper kan beskrives ut ifra støpeligheten. Støpeligheten til betongen kan deles inn i tre deler.

- Stabilitet vil si betongene evne til å forbli homogen gjennom den ferske fasen, både når den ligger i ro eller er i bevegelse på grunn av transport eller når betongen fyller formene. Har betongen dårlig stabilitet kan det føre til at betongen separeres.
- Mobilitet vil si evnen betongen har til å bevege seg på grunn av påsatt last. Mobiliteten til betongen er opprettholdt med høyt vanninnhold og lav mengde med grov tilslag.
- Kompresjonsevnen til betongen er hvor god den er til å fylle formene, og slippe ut luftlommer. Mengden energi som må bli gitt for at betongen skal kunne komprimeres er avhengig av mobiliteten. [3]



Figur 2.1: Fersk betong

Betongens egenskaper er avhengige av råmaterialene som benyttes og hvordan de kombineres. En material modell som ofte benyttes for å forklare forholdet mellom støpelighet

og design kalles partikkel-matriks modell. I henhold til denne modellen er betongen et tofase system bestående av en matriks fase og en partikkel fase. Matriksfasen vil være den flytende komponenten som omfavner partikkelfasen og fyller tomrom i betongen. Denne fasen består av alle flytende komponentene og partiklene som er mindre enn 0.125mm. Partikkelfasen består av alle gjenværende delene av tilslaget, som vil si partiklene større enn 0.125mm. Partikkelfasen er friksjonsdominerende, mens matriksen vil være en tung, viskøs væske. [3]

For å oppnå ønsket flyt egenskaper til matriksen og betongen er vann/sement-forholdet viktig. V/c-forholdet vil si masseforholdet mellom vann og sement, bindemiddel og finstoff mindre enn 0.25mm. Masseforholdet vil også påvirke kompresjonsstyrken og varigheten til betongen

2.6 Fasthetsutvikling og modenhet

Når sementen reagerer med vann oppstår det en hydratisering. Under denne sementhydratiseringen blir det utviklet varme. De første dagene etter støping kan dette føre til temperatur økning i betongen. Hydratiseringen er temperaturavhengig, det betyr at betong i varme omgivelser vil få rask hydratiseringen mens i lavere temperatur vil hydratiseringstiden reduseres. Varmeutviklingsforløpet til sement er også avhengig av sementens kjemiske sammensetning og finhet. Tilsetningsstoff kan også påvirke varmeutviklingen ved hydratisering.

Utrykket "herdeteknologi" ble introdusert av Freiesleben-Hansen og Pedersen, hvor de utviklet en modell som beskriver forholdet mellom varme og hydratiserings rate. Ved å ta utgangspunkt fra Arrhenius ligningen, ble det utviklet en hastighetsfunksjon, $H(\theta)$. Denne funksjonen gir hydratiseringsraten ved en gitt temperatur, sammenlignet med referansetemperaturen som er 20 grader.

Ut ifra hastighetsfunksjon $H(\theta)$ kan hydratiseringsprosessen beregnes hvor man kan definere betongens virtuelle alder, også kalt betongens modenhet. Modenheten til betongen er avhengig av hydratiseringsrate, som er avhengig av temperaturen. Har betongen samme temperatur som referansetemperaturen vil betongen oppnå 7 dagers modenhet akkurat 7 dager etter støping. Blir derimot betongen oppbevart i en lavere temperatur vil det ta lenger tid. Denne modenheten kan da oppnås etter eksempel 10 dager.

Modenheten kan beregnes som et tidsintegral av hastighetsfunksjonen fra miksetid til testetid. Generelt vet man ikke temperaturutviklingen som en matematisk funksjon, men som en målbar temperatur historie. Derfor kan man forenklet dividere tidsrommet inn i n tidsintervall, hvor man beregner gjennomsnittstemperaturen i de gitte intervallene. Ved å benytte Tabell 2.1 kan man definere ekvivalente verdi av funksjonen. Derfra beregner man modenheten med å multiplisere $H(\theta)$ med Δt . (Hele kapittelet er fra [3])

$$M = \int_{t_0}^t H(\theta) dt, \rightarrow \theta = \theta(t) \quad 2.1$$

$$M = \sum_{t_0}^t H(\theta) \Delta t_i \quad 2.2$$

Temp. [°C]	$H(\theta)$	Temp. [°C]	$H(\theta)$
0	0,15	20	1,00
1	0,17	21	1,05
2	0,20	22	1,10
3	0,23	23	1,15
4	0,26	24	1,20
5	0,29	25	1,26
6	0,33	26	1,32
7	0,37	27	1,38
8	0,41	28	1,44
9	0,45	29	1,51
10	0,50	30	1,57
11	0,54	31	1,64
12	0,59	32	1,72
13	0,64	33	1,79
14	0,70	34	1,87
15	0,75	35	1,95
16	0,80	36	2,04
17	0,85	37	2,13
18	0,90	38	2,22
19	0,95	39	2,31
20	1,00	40	2,41

Tabell 2.1: Typiske verdier for funksjonsrate $H(\theta)$ i temperaturspenn 0-40 °C [2]

2.7 Selvkomprimerende betong

Selvkomprimerende betong (SKB) er et begrep på å beskrive type betong og plasseringsteknikk som skal brukes ved støping. Ved bruk av slik betong skal ikke noe ekstrautstyr brukes til vibrering. Kompresjonen oppstår på grunn av gravitasjonen og er avhengig av flyteegenskapene til betongen. [3]

For en SKB er matriksfasen dominerende, derfor er den beste metoden for å bestemme konsistente ved utbredelsesmål. Egenskapene til den ferske betongen er avhengig av egenskapene til fasene og mengdeforholdet mellom dem. [3]

SKB har vist gode resultat sammen med fiberarmert betong. Den store mengden av finstoff som er tilsatt SKB gir fibrene bedre heft. Man trenger ikke å bruke vibrator og dette gjør at fibrene fordeler seg bedre, mer tilfeldig og jevnere.

SKB stiller spesielle krav til proporsjonering. Det er viktig med en jevn tilslagsgradering, uten partikkelsprang for å oppnå en stabil SKB. [4]

3 Betongkonstruksjoner

3.1 Fiberarmert betong

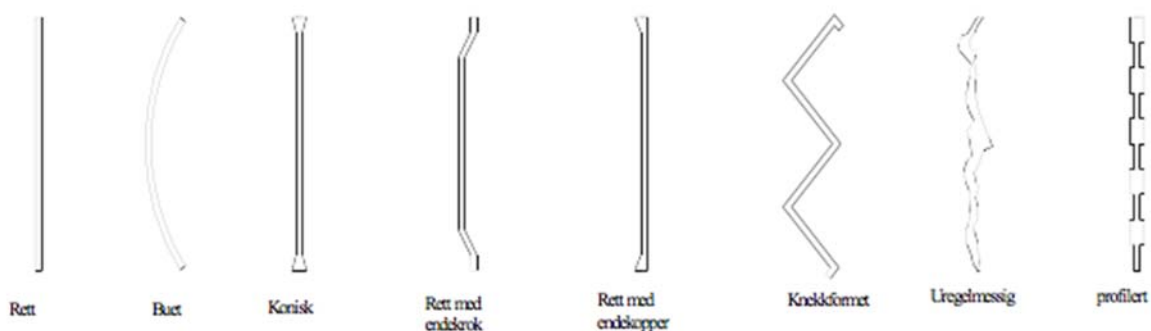
Fiberarmert betong er betong som inneholder fibermaterial for å øke konstruksjonens strukturelle integritet. De korte adskilte fibre er jevnt fordelt og vilkårlig orientert. Den ferdige betongens egenskaper er avhengig av fibermaterial, geometri, distribusjon, orientering og tetthet.

Ved bruk av fiberarmering blir byggeprosessen mer effektiv siden mengde kontinuerlig armering kan reduseres, og man vil da spare mye tid. Dette har også en helsegevinst for arbeiderne som slipper å binde like store mengder med jern. En fordel med fiberarmert betong er også knyttet til belastningsskader med tanken på tunge løft av armeringsstenger og vibreringsutstyr. Fiber er dyrt, men dette tjenes fort inn med tanken på tid og arbeid som blir spart.

I dag blir fiber brukt for å forbedre materialeegenskapene til betongen. De siste tiårene har det vært mye forskning på fiberarmert hvor fiberarmerte materiale har blitt brukt i mange forskningsrapporter og lærebøker. [4]

3.1.1 Fibertyper

Det fins ulike fibertyper som gir ulike fordeler til betongen. De mest brukte fibertyperne er stålfiber-, glassfiber-, syntetisk fiber- og naturlig fiber materialer. De som er mest anvendt på byggeplass er stål- og syntetisk fiberarmert betong. Fiber kan ha ulik lengde, tykkelse og form, og kan både være flate og sirkulære. Dette må avklares med leverandør avhengig av bruksområde.



Figur 3.1: Ulike fiberformer [4]

Form, dimensjon og lengde av fibre er viktig. En tynn og kort fiber vil bare være effektiv de første timene etter støping, det vil si fibre reduserer sprekke når betongen stivner. For å øke betongens strekkfasthet må lengden på fibre økes.

Fibrene er ofte beskrevet med slankhetstall, det vil si forholdet mellom lengde og diameter. Mengden fiber som er tilsatt måles som en prosentandel av det totale volumet, dette betegnes som volumfraksjon.

Generelt kan fibertypene deles inn i mikro- og makrofiber som er avhengig av størrelsen på fibrene. Mikrofiber er godt dokumentert, og statens veivesen krever at denne type fiber brukes i alle tunneler med tanken på brann. Disse fibrene har ingen konstruktiv effekt. Makrofiber har en konstruktiv effekt, og kan være både plast og stål. Mellom disse er det stålfibrene som tåler mest.

Stålfiber

Stålfiber kan være rette eller formede stenger av stål som egner seg bra for homogen innblanding i betongen. Definisjoner, spesifikasjoner og krav til stålfiber for betong er gitt i NS-EN 14889-1. Det finnes ulike typer stålfibre, som er klassifisert i følgende grupper. [4]

I:	cold-drawn wire	kaldstrukket ståltråd
II:	cut sheet	Stanset fra stålplate
III:	melt ekstrahert	smelteslagg
IV:	shaved cold drawn wire	splittet kaldstrukket ståltråd
V:	milled from blocks	frest fra stålblock

Tabell 3.1: Klassifisering av stålfiber [4]

Stålfibrene som blir brukt i Norge er kaldtrukket metalltråder med et slankhetstall mellom 0,45-0,65, og en lengde mellom 35-60 mm. For at fibrene skal få god heft i betongen, er de designet med endeforankring på hver side.



Figur 3.2: Stålfiber med endeforankring

Jo slankere en fiber er, jo mer effektiv blir den. Ulempen med en veldig slank fiber er at det blir vanskelig å blande den inn. Det kan også oppstå fiberballer som gjør betongen til en ikke-homogen blanding.

I en fiberarmert betong kan fibrene komme nær overflaten. Fibrene kan korrodere, og det vil da oppstå små rustflekker på overflaten og vil danne porer i betongen. Dette er ikke noe vakkert syn, og det er derfor viktig å overflatebehandle betongen hvor det skal være en fin og jevn overflate. Det vil ikke gi nok krefter til at det oppstår avskalling på betongen, men kan påvirke betongens struktur.

Glassfiber

Glassfiber er tynne fibre fremstilt av smeltet glass som blandes inn i betongen. Slike fibre er svært bøyelige, men også spenstige slik at de vil rette seg ut igjen uten varig deformasjon. [5] Dette gir ubegrenset med byggetekniske løsninger, som bidrar til gode resultat både estetisk og økonomisk. Blandinger med glassfiber er spesielt designet for å være motstandsdyktig mot alkali. [5]

En stor fordel ved bruk av glassfiber er at de kan benyttes i tynne plater, som resulterer i lavere vekt i motsetning til tradisjonell støpte betongkonstruksjoner. Glassfiber har utmerket motstand mot krep. [6]

Syntetisk fiber

En type syntetisk fiber er polymerfiber. Disse er rette eller formede stykker polymermateriale som blir blandet inn i betongen. Definisjoner, spesifikasjoner og krav til polymerfiber for betong er gitt i NS-EN 14889-2. Polymerfibre klassifiseres etter lengder, hvor klasse 1 er fibre $\leq 30\text{mm}$ og klasse 2 er fibre $> 30\text{mm}$. Klasse 1 fibre er ikke dokumentert for lastbærende konstruksjoner, og klasse 2 må bare benyttes til bruk de er dokumentert for. Under langtidslast er det knyttet stor usikkerhet til polymerfibre, derfor må disse egenskapene dokumenteres spesielt ved slik bruk. [4]

Syntetisk fibre har liten elastisitetsmodul, og vil derfor ikke gi store forbedringer til styrken. Fordelen er at de vil hjelpe til å absorbere energi og vil derfor gi en større seighet til konstruksjonen og større motstand mot påvirkninger.

En vanlig polymerfiber materiale er polypropylen. Disse har ofte en lengde mellom 30-50mm. For at denne skal ha god heft i betongen har den knotter eller riller på overflaten.

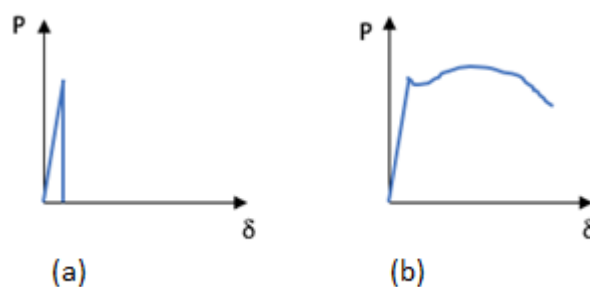
Basalt fiber

Basaltfiber er relativt nytt og har samme kjemiske sammensetning som glassfiber, men den har bedre karakteristisk styrke. Basalt er den vanligste steintypen i jordskorpen, og er dannet ved hurtig avkjøling av lava. Den får mye oppmerksomhet for sin høye temperatur og slitestyrke.

Fordelen ved bruk av basaltfiber er at man ikke trenger å ta hensyn til overdekning med tanken på korrosjon. Ulempen er at basaltfibrene begynner å utnytte sin styrke seint i opprisset, og dette gjør at konstruksjonen ser farlig ut selv om den er sikker. [7]

3.1.2 Fiberens virkemåte

Hovedoppgaven til fiber er å forbedre duktilitetsegenskapen til konstruksjonen. Når en betongkonstruksjon er ferdig støpt vil det alltid kunne oppstå riss ved tørking. Når risset oppstår vil fibrene ta tak, omfordele kreftene og ta opp strekkreftene. Fordelen med en fiberarmert konstruksjon er at hele tverrsnittet vil være armert. Dette vil gjøre at faren for sprekker reduseres og avskalling på grunn av rust av stålet kan elimineres.



Figur 3.3: Kraft- deformasjons forhold for konstruksjon uten armering (a) og med fiberarmert betong (b)

Figur 3.3 viser to ulike situasjoner for påsatt kraft og deformasjon for en konstruksjon når riss oppstår. Er konstruksjonen uarmert vil konstruksjonen gå til budd når riss oppstår, mens med fiberarmering vil konstruksjonen klare å opprettholde sin bruksegenskap på grunn av at fibrene utnytter sin kraft og holder betongen sammen. Dette er grunnen til at fiber blir forklart med restbøyestrekfasthet, siden de gjør sitt arbeid etter opprissing.

Når man tilsetter fiber til betongen blir den mer sårbar for feil, og ved ferdig støpt betong er det vanskelig å kontrollere om type fiber og mengde er korrekt. Det er derfor viktig at man følger standarden NS-EN 13670 – utførelse av betongkonstruksjoner, slik at utførelsen og kontrollering av konstruksjonen blir gjort riktig.

3.1.3 Effekten av fiber i betong

Vanligvis brukes fiber i betongen for å kontrollere plastisk svinn- og uttørkningsvinn spekker. Det kan også redusere permeabiliteten og deretter være med på å redusere blødning av vann i betongen. Fibrene vil ha liten innvirkning på bøyestrekfastheten til betongen, så det kan vanligvis ikke erstatte vanlig slakkarmering. Hvis fiber skal kunne erstatte hele armeringsarealet må dette dokumenteres riktig. En tommelfingerregel om mengde slakkarmering som tilsvarer hvilke mengde stålfiber er fremstilt i Tabell 3.2, denne tabellen er oppgitt av Velde og fremstilt fra testing utført av dem.

Armeringsmatte	Mengde stålfiber
1 matte k 257	20 kg
2 matter k 275	25 kg
2 matter k 335	30 kg

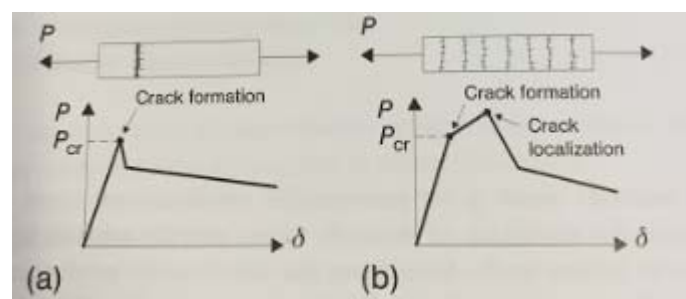
Tabell 3.2: Tommelfingerregel for å erstatte slakkarmering med stålfiber

Utfordringen med å kutte all slakkarmering med fiber er at konstruksjonen blir noe sprøere. En konstruksjon med kontinuerlig armering vil gi tydelig forvarsel før konstruksjonen gir etter for ytre påkjenning, og etter brudd vil konstruksjonen henge litt sammen ved hjelp av armeringsstengene. En fiberarmert konstruksjon kan i verste fall bryte sammen uten forvarsel og føre til total kollaps.

Elastiske egenskaper og kompresjonsstyrken til betongen er lite påvirket av fibre, med mindre det blir tilsatt en høy prosentandel. Ved bruk av fiber som armering i betongen vil det kunne oppstå problem med mengde- og retningsfordeling. De mest kritiske områdene kan være rundt utsparinger og hvor konstruksjonen er utsatt for konsentrerte laster. Her bør det ilegges noe slakkarmering, eller større mengde fiber for å opprettholde kapasiteten. [8]

Hvis elastisitetsmodulen til fibermateriale er større enn matriksen, vil fibre hjelpe til å bære belastningen ved å øke strekkstyrken. Det har blitt vist at tilsetning av små, tett plasserte og jevnt fordelt fibre i betongen vil fungere som sprekk fanger og vil forbedre de statiske og dynamiske egenskapene. Fibrenes oppgave i betongen er å ta opp strekkspenningene. Stålfiber vil være svært effektivt. De begynner å ta over strekkspenningene ved svært små rissvidder, ofte før synlige riss oppstår. [9]

Oppførselen til fibre under enaksial strekk vil variere med sammensetning og kan vise en hard eller myk oppførsel. Ved en myk oppførsel vil det oppstå en styrkereduksjon etter første sprekk, hvor det ikke tillates flere riss. Ved en hard oppførsel vil det tillates flere riss før konstruksjonen feiler. [8]



Figur 3.4: Myk (a) og hard (b) oppførsel under enaksial strekk [8]

3.1.4 Fibers bruksområde

Anvendelse av fiberarmert betong har hovedsakelig begrenset seg til gulv på mark, fortau og sprøytebetong for bergsikring. Dette er blant annet på grunn av en konservativ byggebransje og manglende veiledning og regelverk, men også på grunn av utfordringen med å oppnå ønsket fordeling av fibrene ved støping og begrenset erfaring med bruk av fiber.

Utfordringen med et industrigulv på mark er store gjentatte laster fra trucker og lift, hvor det er ønskelig å øke varigheten på gulvet og øke styrke mot opprissing. [10] Stålfiber ha vist seg godt egnet for industrigulv. Fordelen med fiber i forhold til kontinuerlig slakkarmering er spart arbeidstid, transport, større fugefritt areal og mindre oppriss. [4] Fiber har fått en stor rolle innen tunellforinger. Tuneller er ofte utsatt for vann eller jordtrykk, hvor fibrene vil bidra til å øke styrkekapasiteten mot krymp og vil være med å redusere permeabilitet. [10]

3.1.5 Regelverk

Standardisering og regelverk finnes innen svært mange område og situasjoner. Dette er viktig for å oppnå systematisering både innenfor næringslivet og i samfunnet som helhet. Dette gjør også arbeidet senere mer effektivt. [11]

For at fiberarmert betong skal kunne brukes i konstruksjoner må det være tilrettelagt regelverk og veiledning som er godkjent til bruk. Dette er for å vise at bygget og konstruksjonen opprettholder kravene som er satt innen bæreevne, bestandighet, fasthet og støpelighet.

Norsk regelverk

I Norge har det manglet veiledninger og standarder om fiberarmering. Det er mest hensiktsmessig å ha et nasjonalt dokument som henviser til gjeldende regelverk og flere internasjonale regelverk er blitt utviklet, men ingen dekker behovet helt. Norsk standard er under utvikling nå, og er planlagt å bli publisert i nærmeste fremtid.

For en raskere materialutvikling har SINTEF og NTNU, i regi av forskningsprogrammet *Concrete Innovation Centre (COIN)* utført omfattende forsøk med ulike konstruksjonselementer av fiberarmert betong for bærende konstruksjoner. Ut fra dette prosjektet har et forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner som kalles COIN Project report 29 blitt utviklet. Bakgrunnen for denne rapporten er et økende behov for retningslinjer innen dette feltet.

På grunn av begrenset erfaring, sier norske innledende veiledning at alle konstruksjoner med sikkerhetslevel 2 eller høyere skal ha slakkarmering i tillegg til fiber for å kunne overføre all utvendig last.

Materialsiden innenfor fiber er bra, hvor det er dannet standarder for stål- og polymerfiber.

- Stålfiber: EN 14889-1
- Polymer: EN 14889-2

Er det andre materiale som skal brukes som fiber i betong må de deklarereres på samme måte som stål- og polymerfiber.

Internasjonalt regelverk

Det finnes ikke noen eurocode som kan brukes innen fiberarmert betong, men flere land har utviklet retningslinjer som sammen med EC2 del 1-1 [1] kan brukes til å dimensjonere bærende konstruksjoner.

I 2010 ble den tyske veiledningen publisert. Denne skulle gi egenskaper og anvendelser av stålfiber i betong. Før denne standarden ble publisert ble fiberarmert betong hovedsakelig brukt i industrigulv i Tyskland, slik som det blir gjort i Norge i dag.

I 2014 ble den svenske og den danske veiledningen publisert. Den svenske veiledningen gjelder for dimensjonering av bygg og andre anleggsarbeid innen betong med stålfiber og polymerfiber. Den danske veiledningen dekker design, utførelse ved støping med stålfiber. Den danske veiledningen er basert på den tyske, med noen små endringer.

I en tid hvor det ikke var noe form for internasjonale retningslinjer ble FIB Model Code dannet ved initiativ fra *International Committee for Concrete (CEB)* og *International Federation for Prestressing (FIP)*. FIB står for *The International Federation for Structural Concrete* og er en prenormativ organisasjon. Det vil si FIB er en organisasjon som arbeider med innledende fasen av eksperimentell forskning, hvor forskningsresultatene blir brukt til å utvikle standarder eller retningslinjer. Målet til FIB Model Code er å være som en basis for fremtidige retningslinjer og presentere ny utvikling innen betong konstruksjoner og strukturelle material. Derfor har mye av arbeidet omhandlet nyskapende material slik som fiberarmert betong. [8]

RILEM er en mer teoretisk organisasjon i forhold til FIB, som vil fremme vitenskapelig samarbeid i områder med byggkonstruksjoner og materialer. RILEM TC-162-TDF er en beregnings veiledning for bruk av stålfiber i strukturelle konstruksjoner. Både FIB og RILEM har påvirkning og arbeidere fra flere land, som gjør at de kan følge utviklingen fra flere plasser.

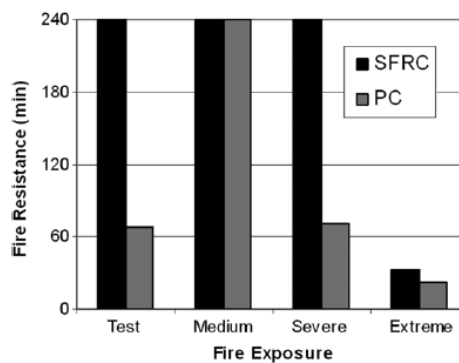
3.1.6 Branndimensjonering for fiberarmert konstruksjon

Den første ulykkessituasjonen som ofte blir tatt i betraktning ved design er brann. Ifølge EC1 del 1-2 [12] bør man ved branntekniske dimensjonering ta hensyn til valg av aktuelle dimensjonerende brannscenario, bestemmelse av tilhørende dimensjonerende brann, beregning av temperaturutvikling i konstruksjonsdelen og beregning av mekanisk oppførsel av konstruksjonen utsatt for brann

Både stål og betong har gode brannegenskaper. Utfordringene oppstår ofte i døråpninger, vindu eller ved bruk av lettvegger. I betongkonstruksjoner er det armering inni, som her består av stålfiber. Stål er i likhet med betong et ubrennbart materiale, men rundt 450 grader har stålet mistet halvparten av sin bæreevne, og når temperaturen når 600 grader er all bæreevne borte. Konstruksjonen sin evne mot brann vil derfor være avhengig av hvor godt vi klarer å kle inne stålet med overdekning eller behandling. Kravet for å kunne oppnå en motstandstid på 60 min er en overdekning på 25mm ved bruk av vanlig betong. [13]

Under brann vil spenningene bygges opp inni konstruksjonen, og momentet kan bøyes oppover på grunn av gradvis variasjon i temperaturen. I slike situasjoner er det behov for topparmering i midten av spenner for å unngå total kollaps. [8]

Flere studier viser at stålfiber har en positiv virkning på brannmotstanden, hvor et av dem ble utført på universitetet i Michigan og som ble publisert i 2011. [14]



Figur 3.5: Brann motstand for bjelke-plate [14]

Figur 3.5 over viser at ved mer alvorlige tilfeller vil fiberarmert betong opprettholde lasten i opptil fire timer, mens vanlig betong klarer rett over en time. Ved ekstreme forhold er ingen av materialtypene innenfor kravet på en time. Ved en så rask oppvarming vil ikke betongen klare å fordele kreftene. Slike høye temperaturer er ikke realistiske, derfor gir medium og alvorlige tilfellene en mer representativt fremstilling.

En stor fordel med dekket/bjelken i studiet var at de prøvene som var tilsatt stålfiber klarte å fordele kreftene til kaldere områder etter at opplagerne mistet sin styrke. Dette er ved hjelp av den forbedrede strekkstyrken og duktilegenskapene til stålfibrene. Denne lastoverføringen resulterte i lavere defleksjonsrate for konstruksjonen. [14]

3.2 Samvirkekonstruksjon

Et samvirkedekke vil være en konstruksjon i kombinasjon av stålplater og betong. Definisjonen gitt av EC4 del 1-1 [15] for en samvirkedel er «konstruksjonsdel med komponenter som består av betong og konstruksjonsstål eller kaldformet stål, og som er forbundet med skjærforbindelser for å begrense glidning i lengderetning mellom betong og stål samt for å hindre at delene separeres.». [15]



Figur 3.6: Samvirkedekke

3.2.1 Fordel

Den store forskjellen mellom et vanlig betongdekket og samvirkedekke er at stålplatene vil brukes som forskaling i tidlig støpe fase samtidig som armering i et ferdig dekke. Fordelen med dette er at forskalingsarbeidet reduseres, som vil føre til store besparelser innen kost. Eneste man trenger er endeforskaling slik at betongen ikke sklir utenfor dekke. Bløt betong har en høyere vekt enn ferdig støpt betong og økt trykk ved utpumping av betong fra bil kan føre til at det trengs midlertidig understøttelse ved utstøping. Denne understøtten bør stå i opptil 7 dager før den kan fjernes.

En stor fordel med å bruke slike plater er både transport og montasje. Man kan transportere flere plater samtidig siden de kan stables oppå hverandre når de transporteres med trailer. Platene er enkle og kjappe å montere, noe som reduserer byggetiden.

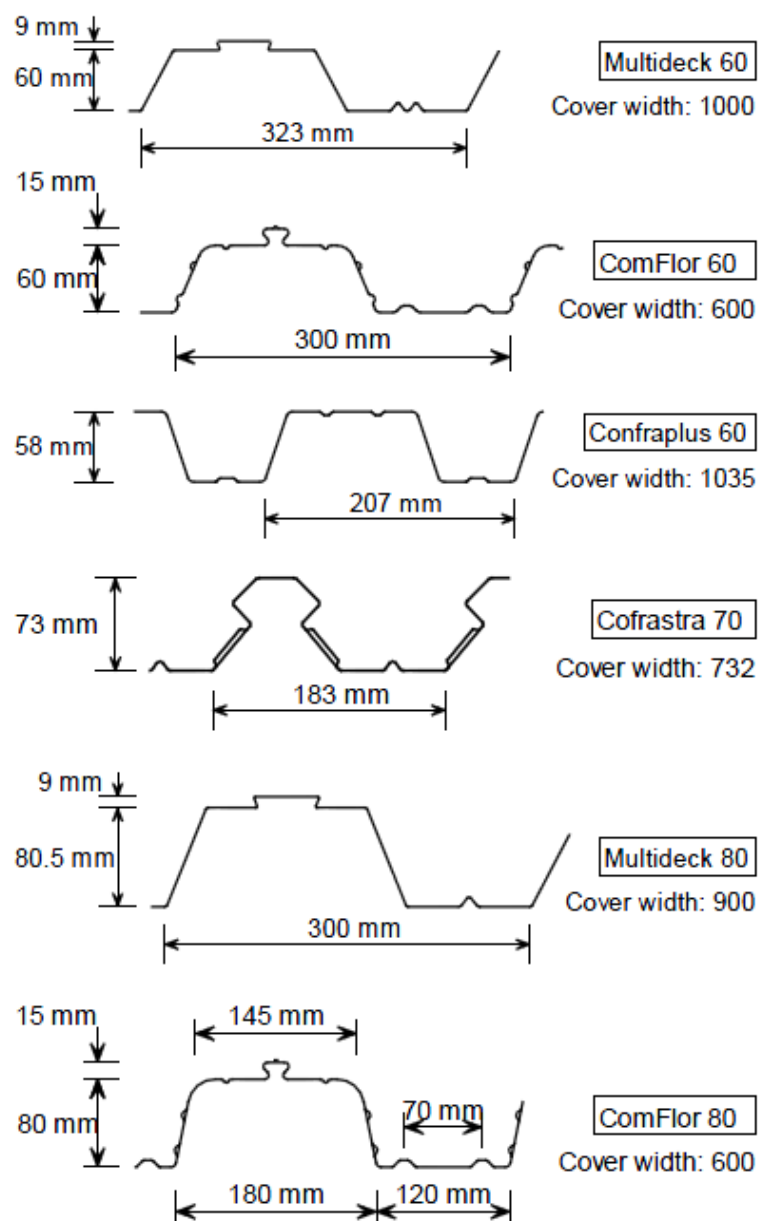
I et bygg, spesielt kontor er det mange installasjoner slik som rør og himling som skal installeres under et dekke. Ved bruk av betongdekke må festene borres inn i betongen. Disse festene skal henge fra taket, og dette kan føre til mye støv over arbeiderne og dårlig arbeidsforhold med tanken på arbeidsstilling. Bruker man stålplater blir slike installasjoner enklere å utføre. Festene til himling og rør kan festes før betongen støpes, hvor det vil være en tynn stålplate man må trenge gjennom. Dette vil føre til en enklere jobb som utføres kjappere, mindre arbeid og bedre arbeidsforhold for arbeiderne.

Et samvirkedekke er betraktelig stivere og sterkere enn mange andre gulvsystemer. Dette fører til at man kan redusere vekt på dekket og tykkelse som vil gjøre at dekket kan spenne

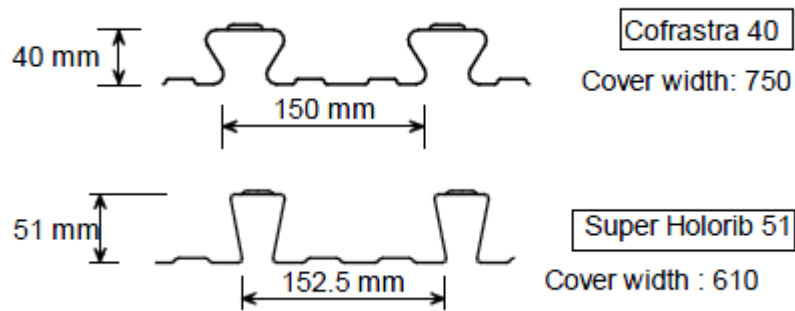
over flere meter på grunn av lavere egenvekt. Fundamentene som dekket hviler oppå kan også redusere størrelsen når vekten blir lettere. [16]

3.2.2 Typer stålplater

Det er flere ulike typer stålplater som kan brukes i en samvirkekonstruksjon. De ulike typene har ulik form, høyde, dybde og ulik avstand mellom ribbene. Vanligvis vil platene ha en tykkelse mellom 0,75mm til 1,5 mm, dybde mellom 40mm til over 100mm og er ofte galvanisert som en beskyttelse mot korrosjon. De to hovedtypene er åpen trauprofilerte plater, også kalt trapesformet stålplate. Den andre typer kalles trauprofil med innadgående form, dette er stålplater som peker innover.

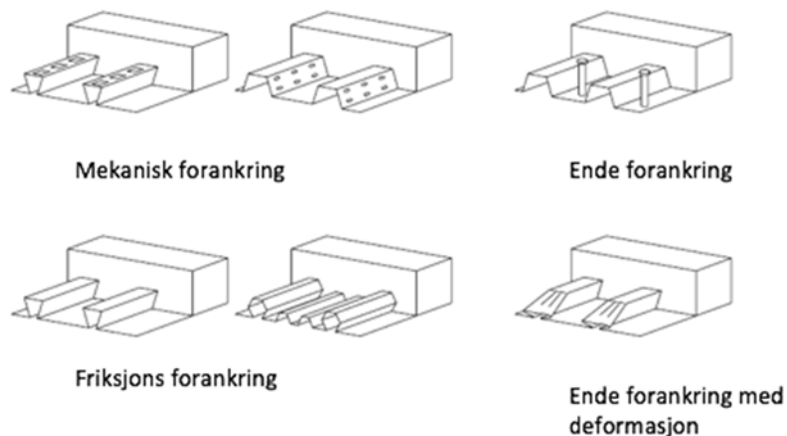


Figur 3.7: Eksempel på trapesformede stålplater [17]



Figur 3.8: Eksempel på trauprofilerte stålplate med innadgående form [17]

Valget av type stålplate er avhengig av hvordan samvirke mellom stålplaten og betongen skal oppnås, ønsket sluttmotstand, stivhetskrav og spennvidde. Heft mellom stålplaten og betongen oppnås på grunn av platens struktur og kan dannes ved at platen bøyes opp og danner en krok eller det kan benyttes sveisete «stud connectors». Slik Figur 3.9 viser kan heft mellom stålplaten og betongen oppstå med friksjon, mekanisk forankring og er avhengig av geometrien til stålplaten.



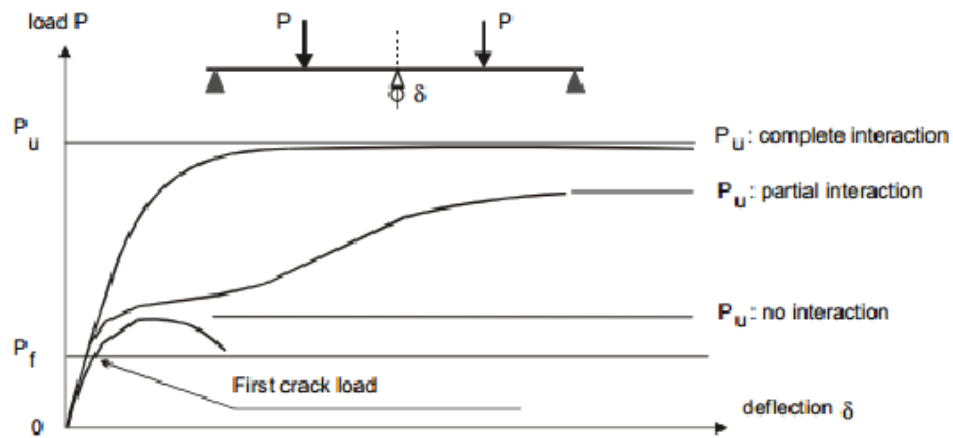
Figur 3.9: Oppnå heft mellom plate og betong [15]

3.2.3 Virkemåte

Den profilerte stålplaten bør kunne overføre langsgående skjær i grensesnittet mellom stål og betong. Ved påført last så vil samvirkeplaten bøyes og skjærspenningene bygges opp i grensesnittet mellom stålplaten og betongen. Da vil stålplaten oppføre seg slik som armeringen gjør hvor den vil ta strekkraftene på undersiden.

Er forbindelsen mellom de to materialene perfekt vil kontakten gi full samvirkeeffekt. Dette oppnås hvis langsgående deformasjon er like i stålplaten og i betongen. Oppstår det en relativ forskyvning har konstruksjonen en ufullstendig effekt, og det vil oppstå en slipp som resulterer

i en langsgående deformasjon. Samvirkedekket oppnår størst stivhet ved full sammenkobling og lavest ved ingen sammenkobling. [18]



P_u : ultimate load and P_f : first crack load

Figur 3.10: Oppførsel til samvirkedekke [18]

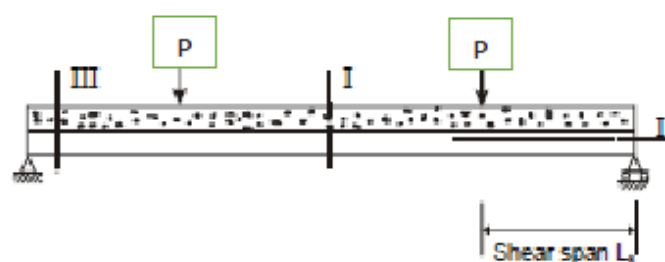
I situasjoner ved sammenhengene dekker brukes det ofte kontinuerlig overkantarmoring enten med jern eller matte. Dette er for å øke styrken av tverrsnittet i område med negativt moment som ofte vil oppstå over interne støtte. Armeringen hjelper mot spreking av betongen på toppen av overflaten.

For et samvirkedekke er det ofte tre ulike feil modus.

Type I: Denne type feil vil ofte være kritisk for moderate til høye spennlengder med høyt samspill mellom stålet og betongen. Det vil oppstå på grunn av positivt bøyemoment, men dette er ikke den dominerende grunnen for feil.

Type II: Denne type feil vil oftest oppstå i et samvirkedekke, og vil oppstå på grunn av langsgående skjær. Karakteristiske trekk for en slik type feil er utvikling av diagonale strekksprekker ved og nær den konsentrerte lasten og følger av en slipp i enden.

Type III: Denne type feil er mest sannsynlig å oppstå for dekker med korte spenn og som er utsatt for konsentrerte laster nær oppleggene. Det vil oppstå på grunn av vertikal skjær nær endestøttene. [18]



Figur 3.11: Ulike måter en samvirkekonstruksjon kan feile [18]

3.2.4 Bruksområde

Samvirkekonstruksjoner har vært på markedet i lange tider. For flere år siden var platene 50mm dype, hvor spennvidden var rundt 3 m. Ved behov for lenger spenn ble det brukt kostbare understøtter. For å kunne slippe å bruke disse understøttende ble det utviklet dypere stålplater. [19] I dag er det flere selvbærende stålplater som kan strekke seg over lange spenn. Vanlige korrugerte plater har en bølgehøyde på 70-80 mm ca. som kan ha en spennvidde opp til 6 m. Skal man lenger en 6 m bør man benytte høyere stålplater, opp til 128-130 mm. [20]

Samvirkekonstruksjon har blitt mest brukt i kontorbygg med stålramme, men er også blitt anvendt i flere andre ulike bygninger slik som skole, sykehus, oppussings prosjekt og både små og store hus. [16]



Figur 3.12: Stålplate installasjon [21]

3.2.5 Regelverk

Regelverk innen samvirkekonstruksjon har lenge vært tilgjengelig, hvor den gjeldene eurokoden er EC4 del 1-1 [15]. Mellom hver gang en ny utgave blir publisert kan det gå flere år. Det vil si at den eurokoden man bruker nå er basert på tester og metoder som stammer fra 1980 eller 1990-tallet, og disse metodene følger ikke dagens samvirkekonstruksjoner i Europa. Dagens kunnskap blir ikke representert i eurokoden, og det blir ikke tatt hensyn til noen samspill mellom betongen og stålet som nå er tilgjengelig på det europeiske markedet. En ny standard er under utvikling som skal bli publisert i 2018. Denne vil være basert på reaksjon og kommentarer som følger dagens standard i byggebransjen. [22]

Innen samvirkedekke er det spesiell interesse for utvikling av nye stålplater. Flere nye stålplater følger prinsippet om at det er ønskelig å ha flere hulrom i tverrsnittet som reduserer mengden betong og vekten av dekket, men likevel resulterer i en effektiv bøyestivhet.

3.2.6 Branndimensjonering for samvirkekonstruksjon

Når man skal dimensjonere en samvirkekonstruksjon for brann må man følge EC4 del 1-2 [23]. Denne eurokoden beskriver at en konstruksjon skal dimensjoneres slik at den kan

opprettholde sin funksjon under en angitt last, angitt branneksponeing og for en angitt tidsperiode.

Ved bruk av et samvirke dekke vil stålplatene være fritt eksponert mot luft og eventuell brann fra undersiden. Den høye varmeledningsevnen og slankheten til stålplaten gjør at den vil miste styrken under brann raskere enn betongkonstruksjoner gjør. I slike konstruksjoner er det ofte plassert minimumsarmering, som på dette tidspunktet vil virke som strekkarmering for konstruksjonen.

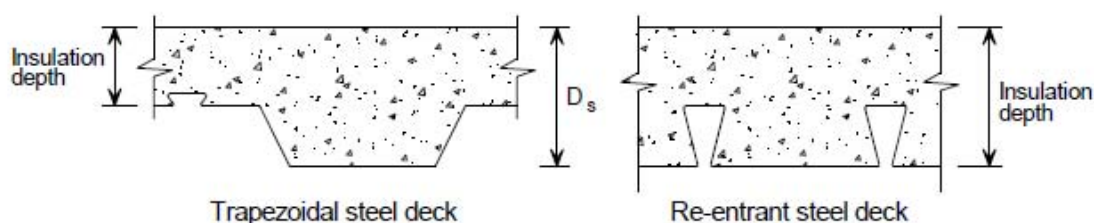
Generell praksis for design er at stålplaten ikke gir noe bidrag til konstruksjonens styrke. Stålplaten vil likevel være til god nytte med tanken på å opprettholde integriteten slik at ikke brannen når betongen. [24] Isolasjonskravet for et samvirke dekke er opprettholdt ved å bruke riktig betongtykkelse. Isolasjonsdybden måles ut ifra form på platen, derfor er kravene avhengige av struktur på stålplaten.

Concrete type	Minimum thickness of concrete (mm) for a fire resistance period (mins) of:					
	30	60	90	120	180	240
Normal concrete (All cases)	60	70	80	90	115	130
Lightweight concrete (All cases)	50	60	70	80	100	115

Figur 3.13: Minimums isolasjonsdybde for trapesformet stålplate [24]

Concrete type	Minimum thickness of concrete (mm) for a fire resistance period (min) of:					
	30	60	90	120	180	240
Normal concrete	90	90	110	125	150	170
Lightweight concrete	90	90	105	115	135	150

Figur 3.14: minimums isolasjonsdybde for trauprofil med innadgående form [24]

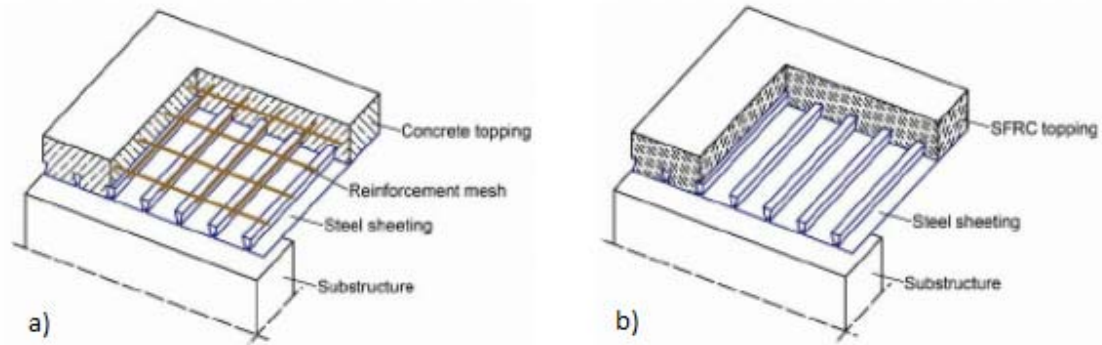


Figur 3.15: Minimums isolasjons dybde [16]

I henhold til Kingspan kan multideck med stålplatehøyde fra 50mm til 146mm motstå brann i opptil fire timer. For at dette skal være opprettholdt krever Kingspan at det skal ilegges armering i hver traue.

3.3 Fiberarmert samvirkekonstruksjon

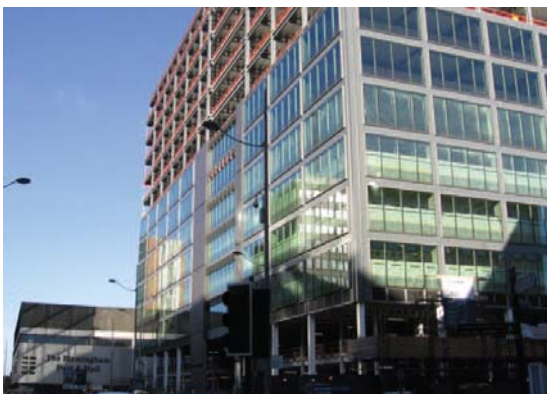
En fiberarmert samvirkekonstruksjon er konstruert på samme måte som er samvirkekonstruksjon, hvor mye eller alt av armeringen er byttet ut med fiber. Her blir mye tid spart ved å slippe å fordele armeringen eller kablene i dekket.



Figur 3.16: a) Kontinuerlig armert og b) fiberarmert samvirkekonstruksjon [25]

Ved påført last vil stålplaten ta strekkraftene, og stålfibrene vil gi konstruksjonen full dybde armering og bra rissvidde kontroll.

I dag er det god utvikling av denne type konstruksjon internasjonalt. Kingspan har i kombinasjon av stålplater og stålfiber utviklet samvirkekonstruksjoner av ulike stålplater med høyde fra 50mm til 80mm. Samvirkekonstruksjon sammen med fiberarmert betong er blitt brukt i flere høye konstruksjoner i England. Eksempel på slike bygg er Colmore Plaza i Birmingham som er et kontorbygg på 14 etasjer, og Teesside House i Middlesbrough som er et 10 etasjers studentbolig bygg.



Figur 3.17: Colmore Plaza [26]



Figur 3.18: Teesside House [26]

3.3.1 Branndimensjonering for fiberarmert samvirkekonstruksjon

Det finnes ikke noe standard for branndimensjonering for fiberarmert samvirkekonstruksjon. Her blir det benyttet samme praksis som for samvirkekonstruksjoner, som sier at stålplaten ikke gir noe bidrag til konstruksjonens styrke. Klarer den fiberarmerte betongen å opprettholde lasten under brann er konstruksjonen sikker.

En fiberarmert samvirkekonstruksjon er ikke et vanlig produkt. For at konstruksjonen skal kunne opprettholde kravet må en spesiell type og dosering av fibre brukes i henhold til fiberprodusentens spesifikasjoner for det aktuelle dekket, og andre fibertyper eller dekker kan ikke erstattes. [24]

Kingspan har utført flere testprogram ved bruk av stålfibertypen Dramix i samvirkekonstruksjoner. Dette har gitt gode resultat med godkjent brannkrav på 1 time og 1,5 time. [26]

4 Strukturell analyse

I en strukturell analyse vil man velge de dimensjonerende situasjonene som kan inntreffe, slik at konstruksjonen oppfyller sin funksjon. De ulike situasjonene skal også være så alvorlige og varierte at de dekker alle mulige forhold som kan forventes å oppstå under utførelse og bruken av konstruksjonen

Dimensjonering av fiberarmert betong blir utført i henhold til COIN 29 [4] og RILEM TC 162-TDF [27]. For dimensjoneringsdeler som ikke dekkes av de to første veiledningene benyttes den svenske standarden SS 812310:2014 Fiberbetong – dimensjonering av fiberbetongkonstruksjoner [28] og FIB Model Code 2010 [8].

Beregningene av samvirkedekket er utført ved hjelp av EC4 del 1-1 [15], sammen med EC3 del 1-3 [29] og EC2 del 1-1 [1].

Dimensjonering av en fiberarmert samvirkekonstruksjon blir utført med en kombinasjon av standardene nevnt over. En fiberarmert samvirkekonstruksjon kan forenkles til en konstruksjon med armert fiberbetong, hvor stålplaten virker som bunnarmering.

4.1 Dimensjonering av fiberarmert betong

Konstruksjoner som er utført og dimensjonert ut ifra COIN 29 [4] skal tilfredsstille funksjonskravene angitt i EC2 del 1-1 [1] for dimensjonerende grensetilstand, styrke, brukskrav og levetid. Ut fra denne rapporten kan fiberarmert betong benyttes i pålitelighetsklasse 1. Der det er nedstyrtingsfare i alle pålitelighetsklassene skal det utføres utvidet kontroll.

4.1.1 Laster

Vekten til betongen er avhengig om den er tørr eller våt. EC1 del 1-1 Tabell A.1 [30] anbefaler 24kN/m^3 for vanlig tørr betong, og øke vekten med 1kN/m^3 for armering, og 1kN/m^3 ekstra ved våt betong. Egenvekten til fiberarmert betong settes lik kontinuerlig armert betong, 25kN/m^3 .

4.1.2 Materialelegenskaper – forutsetninger

Fiberarmert betong er klassifisert på samme måte som vanlig betong, ved kompresjonsstyrken og antagelse om at kompresjon og strekkstyrkeforholdet er det samme. For fiberarmert betong er karakteristisk fasthet slik som for vanlige fasthetsklasse i overensstemmelse med EC2 del 1-1 [1]. I henhold til EC2 del 1-1, 3.1 [1] skal man ta hensyn til tidspunkt lasten blir påført konstruksjonen. Dette er fordi betongens trykkfasthet, strekkfasthet og elastisitetsmodulen er avhengig av sementtype, temperatur og herdeforhold.

I tillegg til fasthet blir fiberarmert betongen klassifisert i henhold til betongens karakteristiske rest strekkfasthet for 2,5mm rissvidde, hvor karakteristisk rest strekkfasthet defineres som resulterende strekkraftresultat per arealenheter av et gjennomgående riss i betongen.

	Fasthetsklasser							
	B20	B25	B30	B35	B40	B50	B60	B70
Sylinder trykkfasthet	20	25	30	35	45	50	60	70
Terning trykkfasthet	25	30	37	45	55	67	68	78
Strekkfasthet (aksial strekk) $f_{ctk,0,05}$	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,9	3,1	3,2

Tabell 4.1: Fasthetsklasse for normalbetong og fiberarmert betong

Restfasthets Klasse	R0,5	R0,75	R1,0	R1,5	R2,0	R2,5	R3,0	R3,5
$f_{ftk,res 2,5}$	0,5	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0
$f_{R,3 (2,5 mm)}$	1,3	2,0	2,7	4,0	5,4	6,7	8,1	10,8

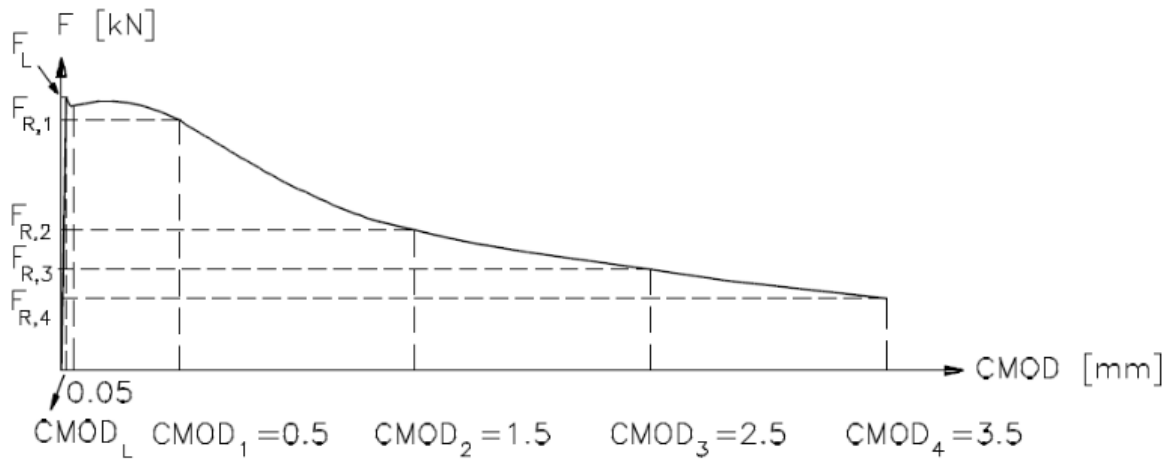
Tabell 4.2: Restfasthets klasse

Rest bøyestrekfasthet og rest strekkfasthet er ofte bestemt ut fra prøveresultat, enten ved bruk av crack mouth opening displacement (CMOD) eller nedbøyingskontrollert bøyetest. Meningen med begge målingene er å formulere:

- Et forhold mellom CMOD og nedbøyning på midten av bjelken
- Et forhold mellom spenning – CMOD (σ - ϵ -metode) som er registrert fra bøyetest og spenning – sprekkvidde (σ - w -metode) som er målt under enaksial strekk test. [31]

Beregningsmetoden i COIN 29 [4] og RILEM TC 162-TDF [27] er basert på σ - ϵ -metoden, som er dannet på samme grunnlag som design for vanlig betong. I henhold til RILEM kan denne metoden benyttes for stålfiberarmert betong med trykkstyrke opp til C50/60 som tilsvarer B50. [27]

For at rest bøyestrekfasthet kan bestemmes må last ved proporsjonalitetsgrensen og de 4 forhåndsdefinerte rissviddene som er illustrert i Figur 4.1 være bestemt.



Figur 4.1: Prinsipp for bestemmelse av proporsjonalitetsgrense og last ved spesifiserte rissvidder [4]

Hvor de 4 forhåndsdefinerte rissviddene er:

- F_{R1} – last ved 0,5mm rissvidde
- F_{R2} – last ved 1,5mm rissvidde
- F_{R3} – last ved 2,5mm rissvidde
- F_{R4} – last ved 3,5mm rissvidde

Da kan rest bøyestrekfasthet beregnes ut fra målt last eller moment ved forskrevet nedbøying slik:

$$f_{R,i} = \frac{6M_{Ri}}{bh^2} \quad 4.1$$

hvor,

$$M_{R,i} = \frac{F_{Ri}L}{4} \quad 4.2$$

Bestemt ut fra bøyeprov og standard bjelker er forholdet mellom rest strekkfasthet og rest bøyestrekfasthet utviklet.

$$f_{ftk,res,2,5} = 0,37f_{Rk,3} \quad 4.3$$

Denne metoden stemmer ikke med virkelig spenningsfordeling etter oppriss, og er derfor ikke benyttet direkte i dimensjoneringsreglene gitt i COIN 29 [4].

Teoretisk kan rest strekkfasthet relatert til 2,5mm rissvidde regnes ut slik i henhold til COIN 29:

$$f_{ftk,res,2,5} = \eta_0 v_f \sigma_{fk,mid} \quad 4.4$$

hvor v_f = volumandel fiber

$\sigma_{fk,mid}$ = middelspenning i alle fiber som krysser risset med tilfeldig fordelte forankringslengder og retninger. SINTEF anbefaler 500MPa for stålfiber og 250MPa for PP-fiber.

η_0 = kapasitetsfaktor, det vil si forholdet mellom normalkraftresultanten av fibre med aktuell retningsfordeling, og resultatkraften i ensrettede fibre med samme spenning. For fibre som er tilfeldig orientert kan η_0 antas å være 1/3.

4.1.3 Bruddgrensetilstand – ULS

Bruddgrensetilstanden til en konstruksjon vil si tilstander som er av betydning for menneskers sikkerhet og/eller konstruksjonens sikkerhet under eventuelle sammenbrudd eller konstruksjonssvikt. [32]

En stor fordel med å bruke fiber er at de kan ta strekkrefter etter opprissing. Strekksonen kan forenklet karakteriseres ved en uniform spenningsfordeling med spenning tilsvarende dimensjonerende rest stressfasthet.

I likhet med vanlig betong, kan man med fiberarmert betong bestemme kapasiteten til konstruksjonen ved å anta at plane tverrsnitt forblir plane etter tøyning. Ved å benytte denne antagelsen kan man følge Hookes lov, hvor betongen og armeringen er lineært elastisk. Man kan også anta at fibrenes trykksone er lik som ved bruk av vanlig armering som er gitt i EC2 del 1-1, 3.1.7(3) [1], hvor man benytter rektangulær spenningsfordeling.

4.1.3.1 Bøying

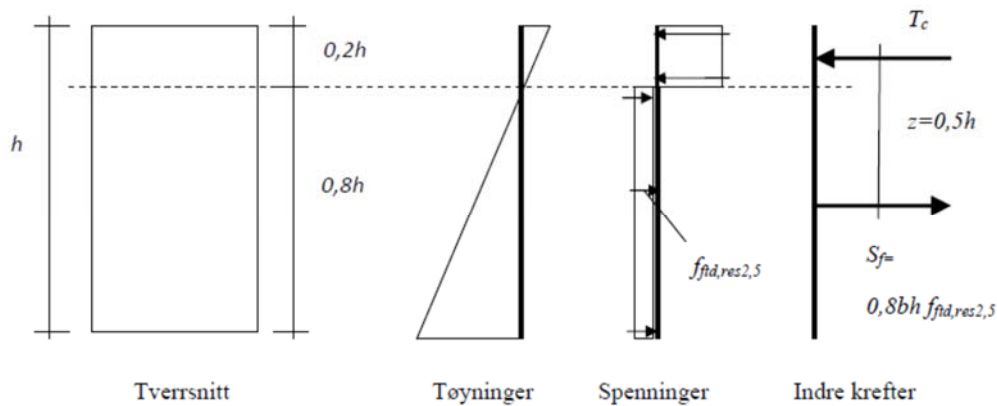
For en fiberarmert konstruksjon kan kapasiteten i henhold til COIN 29 [4] forenklet beregnes ved å anta at rest strekkfastheten virker over 0,8h og at den indre momentarmen er 0,5h. Momentkapasiteten for et rektangulært tverrsnitt er da gitt som:

$$M_{Rd} = 0,4f_{ftd,res,2,5}bh^2 \quad 4.5$$

Hvor $f_{ftd,res,2,5}$ er dimensjonerende rest strekkfasthet og kan beregnes med følgende ligning

$$f_{ftd,res,2,5} = f_{ftk,res,2,5}/\gamma_{cf} \quad 4.6$$

Og γ_{cf} er materialfaktor for fibrene som settes lik 1,5.



Figur 4.2: Spennings- og tøyningsfordeling [4]

Hvis rest strekkfasthet er større enn 2,5MPa må trykksonehøyden bestemmes med aksiell likevekt mellom strekkresultatet og en spenningsblokk med høyde lik 0,8h og spenning f_{cd} .

4.1.3.2 Skjær

Det fleste metodene og modellene for å beregne skjærkapasiteten er basert på resultat fra testing med konvensjonell armering. Gyldigheten av skjærberegninger utført ved hjelp av COIN 29 [4] er derfor begrenset til tverrsnitt med konvensjonell armering sammen med fiberarmering.

I henhold til RILEM [27] er det ikke noe aksepterte beregningsmetoder for å finne effekten til fiber i konstruksjoner uten konvensjonell armering eller trykksone. Den svenske standarden [28] har en formel som kan benyttes for å beregne skjær for gulv på grunn, men ikke på bærende konstruksjoner med fiberarmert betong.

4.1.4 Bruksgrensetilstand – SLS

Bruksgrensetilstand til en konstruksjon vil si tilstander som har betydning for konstruksjonens eller konstruksjonsdelenes funksjonsdyktighet ved normal bruk, menneskers komfort og konstruksjonens utseende. Det skilles mellom reversible og irreversible tilstander. [32]

Under beregning av laster i bruksgrensetilstand tar man hensyn til egenvekt til konstruksjonen, og en liten del av nyttelast. Hvor stor del av nyttelast som skal tas i betraktning er avhengig av brukskategori til konstruksjonsdelen, og kan finnes i EC 1990, tabell A1.1 [32]. For en konstruksjon som skal testes i laboratorium benyttes total last som er påført konstruksjonen, uten noe form for sikkerhetsfaktorer.

Opprissing er vanlig i betong som utsettes for krefter og laster, og kan også bli påvirket av miljøet. For å kunne begrense rissvidde er det lagt inn et krav om minimumsarmering. Beregning og kravene for minimumsarmering for en fiberarmert konstruksjon følger EC2 del 1-1, 7.3.2 [1]. Dette baserer seg på antagelser om at strekksonen i et tverrsnitt skal ha samme

kapasitet etter rissdannelse som umiddelbart før. Det er ulike ligninger for ulike konstruksjonsdeler, for et dekke er minimumskravet:

$$A_s \geq 0,26A_c(f_{ctm} - 2,1f_{ftk,res,2,5})/f_{yk} \quad 4.7$$

$$A_s \geq 0,0013A_c(1 - 2,1\frac{f_{ftk,res,2,5}}{f_{ctm}}) \quad 4.8$$

Hvor A_c er tverrsnittarealet til betongen, f_{ctm} er midlere strekkfasthet for den aktuelle betongklassen, f_{yk} er armeringens karakteristiske flytegrense og $f_{ftk,res,2,5}$ er karakteristisk rest strekkfasthet relatert til 2,5mm rissvidde som angitt tidligere.

Ulikheten med ligning 4.7 og 4.8 og ligningene for minimumsarmering som er oppgitt i EC2 del 1-1, NA.9.2.1.1(1) [1] for vanlig betong er et tilleggselement som representerer fibrenes bidrag ved rest strekkfasthet. Blir beregnet minimumsarmeringen lik eller mindre enn null faller kravet om armering bort.

4.1.4.1 Nedbøying

Nedbøying er ikke forklart i COIN 29 [4], FIB Model Code [8] eller RILEM [27]. Den svenske standarden, 7.4.3 [28] beskriver beregning av nedbøying på en fiberarmert konstruksjon.

For konstruksjonsdeler uten konvensjonell armering kan nedbøying av risset del være basert på elastisk analyse hvor man bruker en effektiv elastisitetsmodul for å finne kryp. Nedbøying for den rissede delen kan beregnes ved å beskrive konstruksjonen med å ha en risset og en urisset elastisk del.

Dette er basert på samme forutsetninger og beregningsprinsipp som er fremstilt i EC2 del 1-1, 7.4.3 [1]. Her blir det forklart at for en konstruksjonsdel som er forventet å risse opp, men som ikke forventes å bli fullstendig opprisset vil ha en oppførsel mellom dem.

4.1.4.2 Riss

Ved å tilsette fiber i betongen kan dette ha god påvirkning på riss. Små mengder kan føre til liten eller ingen synlige riss ved brukstilstand. Beregningsgrunnlaget i COIN 29 [4] er basert på armert fiberbetong.

For å kunne bruke beregningsforslaget lagt frem i RILEM [27] må en av de følgende betingelsene være opprettholdt

- Tilstedeværelse av konvensjonell armering
- Tilstedeværelse av normal kompresjonskraft
- Riss kontroll opprettholdt ved det strukturelle systemet (omfordeling av indre moment eller krefter begrenset ved rotasjons kapasiteten)

I henhold til Svensk standard, 7.3.4 [28] kan rissviddden beregnes på fiberarmerte konstruksjoner som er utsatt for bøyning ved følgende ligning

$$w_{max} = \varepsilon_{ft} 2(h - x) \quad 4.9$$

Hvor ε_{ft} er maksimum strekkbelastning for den relevante lastkombinasjonen, og x er trykksonehøyden for det rissete tverrsnittet.

4.2 Dimensjonering av samvirkekonstruksjon

Når en samvirkekonstruksjon skal sjekkes for bruk må den sjekkes på to stadier. Det første stadiet er om stålplaten kan brukes som forskaling for bløt betong, og det andre er en analysedel av samvirkekonstruksjonen.

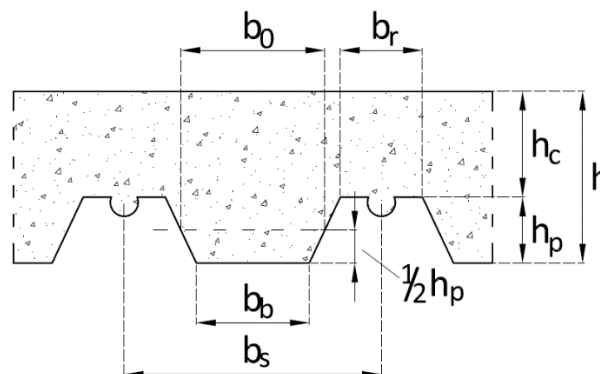
4.2.1 Detaljerings bestemmelser

Det er flere krav som må tilfredsstilles, hvor de fleste er dannet ut ifra god erfaring. Ifølge EC4 del 1-1, 9.2.1(1) og 9.2.1(2) [15] skal konstruksjonen tilfredsstillende kravet på tykkelsen:

- Total høyde, $h \geq 90\text{mm}$
- Betongtykkelse over stålplaten, $h_c \geq 50\text{mm}$

Det er ikke noe begrensninger på hvor høye stålplatene skal være, dette vil være avhengig av egenvekten til betongen som påvirker nedbøyningen.

I følge EC4 del 1-1 skal platehøyden (h) være total høyde, mens betonghøyden (h_c) være fra den flate overflaten til platen opp til toppen av betongen.



Figur 4.3: Generelt tverrsnitt EC4 del 1-1, 9.2.1 [15]

Beregningene i henhold til EC4 del 1-1 [15] er begrenset til stålplater med smal stegavstand. Forholdet mellom steglengde og stegavstanden er viktig med tanken på skjær. Er dette forholdet for liten vil det påvirke skjær styrken til sammenkoblingen, og det kan oppstå utilstrekkelig vertikal skjærmotstand. Er stegavstanden for stor kan dette påvirke evnen

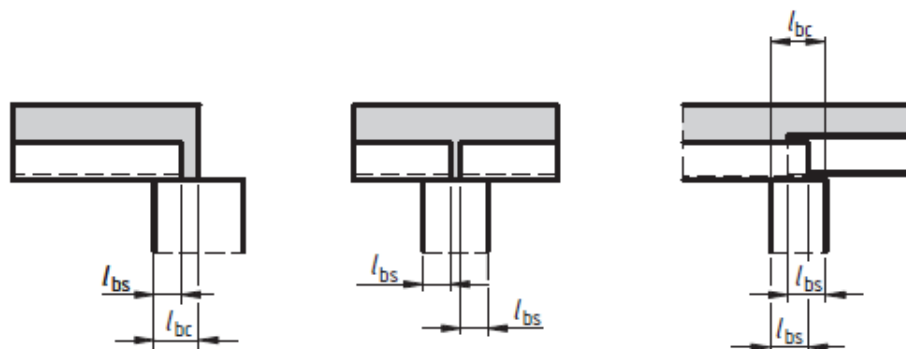
dekket har til å fordele lasten. Dette kan også oppstå hvis betongtykkelsen er minimert for å oppnå minst mulig vekt. [33]

Ved bruk av tilleggsarmering er kravet inne oppriss at armeringen skal være større enn 80mm/m^2 i henhold til EC4 del 1-1, 9.2(4) [15]. Dette er basert på minste betongtykkelsen over stålplaten. Det er også spesifisert at avstanden mellom stengene ikke skal overskride minsteverdien av $2h$ eller 350mm .

Konstruksjonen må også opprettholde minimums bærelengde ved opplager. Bærelengde vil si lengden av platen eller dekket som er i direkte kontakt med opplageren. Dette er for å unngå skader i platen og opplaget, og at det ikke oppstår sammenbrudd som et resultat av utilsiktet forskyvning under montering. Bærelengden vil være avhengig av om opplagermaterialet er stål eller betong, og om det er indre eller ytre opplager.

Opplager materiale	l_{bc}	l_{bs}
Betong eller stål	75mm	50mm
Andre materiale	100mm	70mm

Tabell 4.3: Minimums bærelengde [15]



Figur 4.4: Minimum bærelengde EC4 del 1-1, 9.2.3 [15]

4.2.2 Laster

Våt betong veier mer en tørr betong, derfor kan det ofte være nødvendig å bruke understøtter når dekket støpes. Disse understøttene hjelper til med at konstruksjonen ikke bøyes, eller i verste fall knekke under utstøping.

Når man skal regne ut lasten på stålplaten, må man sammen med egenvekten legge til en tilleggslast. EC4 del 1-1, 9.3.2(1) [15] refererer til EC1 del 1-6 [34]. Her blir det foreslått en bevegelig last for verktøy og arbeidere på et areal på $(3 \times 3)\text{m}$, med en intensitet på 10% av betongvekten, større enn $0,75\text{kN/m}^2$, og mindre en $1,5\text{kN/m}^3$. Utenfor dette arbeidsarealet brukes $0,75\text{kN/m}^3$ som nyttelast. Er dekket mindre en $(3 \times 3)\text{m}$ benyttes $0,75\text{kN/m}^3$ på hele dekket.

Ved støping kan stålplaten få en nedbøying som kan føre til damming. Dette vil være en tilleggslast som oppstår ved utstøping. I henhold til EC4 del 1-1, 9.3.2(2) [15] kan damdannelse neglisjeres hvis den sentriske nedbøyingen(δ) av platen på grunn av egenvekt og den våte betongens vekt er mindre enn $1/10$ av platetykkelsen. Overskrides denne grenseverdien kan man forutsette at betongens nominelle tykkelse økes med 0.7δ .

4.2.3 Analyse av krefter og moment

Vanligvis vil et dekke være kontinuerlig over to eller flere spenn, hvor det ved å støpes betong oppå vil ses på som er kontinuerlig dekke. Et midtopplegg vil med elastisk analyse fører til et negativt moment som ofte krever mer armering. Dette kan unngås ved å designe dekkene som flere et spenns fritt opplagte dekker, bruke omfordelings moment eller plastisk analyse. Ofte blir dekke designet som et spenns dekker hvor man kan bruke lineær-elastisk metode. [33]

EC4 del 1-1, 9.4.1 [15] refererer til EC 3 del 1-3 [28], som gir veiledning til global analyse for kontinuerlige konstruksjonsdeler. Elastisk global analyse kan brukes på grunn av en sikker nedre grense til bruddgrense er innhentet. I tilfeller hvor det er usikkerhet av effekten til omfordeling ved nedbøying, trengs det ikke å tas hensyn til omfordeling i bruksgrense. [33]

4.2.4 Bekreftelse av stålplate som forskaling

Designsjekken som gjøres før betongen blir støpt er basert på EC3 del 1-3 [29], som omhandler egenskapene til stålplaten. I de fleste tilfeller er det denne fasen som bestemmer designet på stålplaten, og ikke selve samvirkedekket.

Ofte blir anbefalte verdier som er basert på tester gitt av produsenten. Skjærkapasiteten til platen må sjekkes slik at det opprettholder kravene som er satt i henhold til EC3 del 1-3, 6.1.5 [29]. Man må også sjekke lokal tverr-skjær kapasitet for steg i henhold til EC3 del 1-3 6.1.7.3 [29]. Når en konstruksjon er utsatt for både aksial kraft, skjær og bøyning som et resultat av påført last, skal konstruksjonen sjekkes for ulike kombinasjoner av disse kreftene i henhold til EC3 del 1-3, 6.1.10 og 6.1.11 [29].

For å sjekke bruksgrense for stålplaten under herding av betongen sjekkes nedbøyingen. Her refererer EC4 del 1-1, 9.8.2(2) [15] til EC3 del 1-3, 7.3(2) [29] som slår fast at elastisk teori bør brukes med karakteristiske verdier. Dette tilsvarer en irreversibel grensetilstand som er passende for nedbøying av stålplaten på grunn av vekten av det ferdige dekket. Godkjent maksimum deformasjon er gitt av EC4 del 1-1, 9.6(2) [15] og settes som $L/180$. [33]

4.2.5 Bruddgrensetilstand - ULS

Dimensjonerende kapasitet til et samvirkedekke i bruddgrense kan beregnes ut ifra EC4 del 1-1 [15] ved å bruke delvis forbindelse metoden eller ved empirisk faktor (m-k) metoden. Begge metodene er basert på tester for å evaluere skjærtilkobling.

For å unngå risiko for plutselig svikt, må stålplaten ha duktil oppførsel i langsgående skjær retning. Er platen for sprø kan ikke delvis forbindelse metoden benyttes, og man må da bruke m-k metoden med en ytterligere sikkerhetsfaktor på 1,25. For å sjekke om stålplaten er duktil må kravene i EC4 del 1-1, 9.7.3(3) [15] opprettholdes.

En empirisk m-k metode har lenge blitt brukt. Det er vanskelig å forutse effekten av endring ved bruk av denne metoden på grunn av manglende analytiske modeller. Denne testmetoden er modifisert i EC4 del 1-1 [15] for å gi en kontinuitet med tidligere bruk.

4.2.5.1 Bøyning

For bøyning brukes delvis forbindelse metoden. Denne metoden er basert på å etablere mengden av skjærtilkobling mellom betongen og stålplaten for en gitt bøyemotstand.

EC4 del 1-1, 9.7.2(3) [15] sier at det deformerte arealet av platen kan ignoreres i beregningene hvis ikke annet er bevist ved testing. For et dekke i bøyning hvor styrken til materialet er kjent, kan det effektive arealet av stålplaten beregnet fra moment motstand. Noen ganger er stålplate arealet redusert med halvparten av det påvirkede arealet. [33]

Bøyemotstanden til samvirke dekket er basert på enkel plastisk teori ved å bruke rektangulære spenningsblokker. I vanlig armert betong er komprimeringsbelastningen begrenset, men i et samvirke dekket er ikke dette et problem på grunn av at stålplaten har en lavere strekkgrense.

Graden av skjærtilkobling er definert som:

$$\eta = \frac{N_c}{N_{c,f}} \quad 4.10$$

hvor N_c = kompresjonskraft i betongen

$N_{c,f}$ = kompresjonskraft i betongen for full skjærtilkobling

For tilfeller hvor $\eta=0$, finnes det ikke noe samvirke mellom betongen og stålplaten, og stålplaten tar hele bøyemotstanden selv. For tilfeller hvor $\eta=1$, vil det være full skjærtilkobling. Verdier mellom 0 og 1 vil det være delvis tilkobling. Dette er typisk i tilfeller ved bruk av åpen profil på stålplatene.

Bøyning for konstruksjon uten armering

For å kunne bestemme momentkapasiteten til konstruksjonen må kraften i betongen og stålplaten defineres.

$$N_{cf} = 0,85f_{cd}h_c b \quad 4.11$$

$$N_p = A_p f_{ypd} \quad 4.12$$

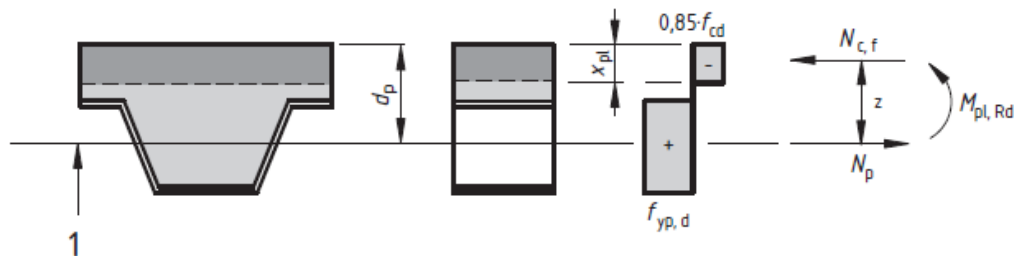
hvor N_{cf} = kompresjonskraft i betongen

N_p = kraft i stålplaten

Dybden ned i betongen som er i kompresjon kan beregnes ut ifra aksiell likevekt.

$$x_{pl} = \frac{N_p}{0,85f_{cd}b} \quad 4.13$$

I tilfelle hvor $x_{pl} < h_c$ vil det bety at nøytralaksen ligger over stålplaten og man kan da følge EC4 del 1-1, 9.7.2(5) [15].



Tegnforklaring

- 1 tyngdepunktslinje for den korrugerte stålplaten

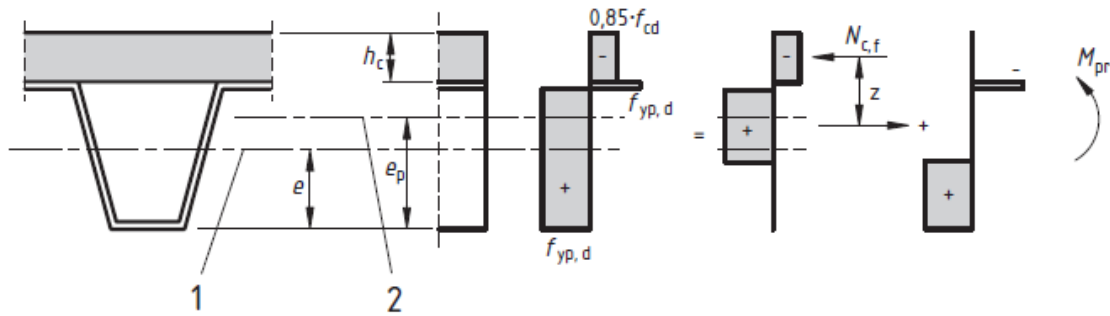
Figur 4.5: Momentberegning for nøytralakse over stålplaten [15]

I strekk vil stålplaten få helt plastisk oppførsel, hvor stålplatens momentkapasitet, M_{pa} er lik null. Ligningen for momentkapasitet vil være:

$$M_{rd} = N_p \left(d_p - \frac{x_{pl}}{2} \right) \quad 4.14$$

Her vil d_p være dybden fra toppen av betongen og ned til senter av platen.

Blir verdien utregnet i formel 4.13 større enn h_c vil nøytralaksen bli plassert i stålplaten og man bør følge EC4 del 1-1, 9.7.2(6) [15]. Her vil det være noe kompresjonsbidrag fra stålplaten, og $M_{pa} > 0$.



Tegnforklaring

- 1 tyngdepunktlinje for den korrugerte stålplaten
- 2 plastisk nøytralakse for den korrugerte stålplaten

Figur 4.6: Momentberegning for nøytralakse under stålplaten [15]

Ligningen for å finne momentarm vil være

$$z = h - 0,5h_c - e_p + (e_p - e) \frac{N_{cf}}{A_{pe}f_{yp,d}} \quad 4.15$$

Og momentkapasiteten

$$M_{pr} = 1,25M_{pa} \left(1 - \frac{N_{cf}}{A_{pe}f_{yp,d}}\right) \leq M_{pa} \quad 4.16$$

$$M_{rd} = N_{cf}z + M_{pr} \quad 4.17$$

- hvor
- h = høyden til konstruksjonen
 - h_c = betong høyden
 - e_p = plastisk nøytralakse for stålplaten
 - e = tyngdepunktlinje for stålplaten
 - A_{pe} = effektive arealet til stålplaten

Bøying for konstruksjon med armering

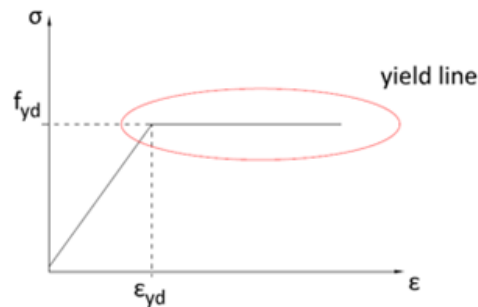
Nå konstruksjonen har topparmering vil dette føre til at nøytralaksen vil forskyves oppover på tverrsnittet. Da vil topparmeringen være med og ta opp trykkreftene sammen med betongen, og stålplaten tar strekkreftene på undersiden på midten av spennet. Kraften i armeringen vil være

$$N_s = A_s f_{yd} \quad 4.18$$

Dybde av betong som er i kompresjon kan beregnes ved likevekt mellom kraften i armeringen, betongen og stålplaten, hvor ligningen blir

$$x_{pl} = \frac{N_p - N_s}{0,85f_{cd}b} \quad 4.19$$

For å kunne bruke formell 4.19 for å bestemme kraften i armeringen må det sjekkes at armeringen gir etter. For at armeringen skal gi etter må tøyningen i armeringen være større enn grensetøyning. Er tøyningen mindre enn grensetøyningen går man inn i spennings-tøyningsskurven og regner ut spenningen ved den beregnede tøyningen.



Figur 4.7: Spennings-tøyningsskurve

Ligningen for momentkapasiteten er avhengig av om kompresjonsdybden er større eller mindre enn betonghøyden, hvor man tar likevekt mellom kreftene.

4.2.5.2 Skjær

Skjærdesign for et samvirkedekke er basert på testresultat. Dette involverer et kompromiss mellom å utforske samspillet mellom de relevante parameterne og begrense kostnad av testing slik at man forhindrer bruk av nye profiler.

Langsgående skjærmotstand kan beregnes ut fra m-k metoden med følgende ligning fra EC4 del 1-1, 9.7.3(4) [15].

$$V_{l,rd} = \frac{b d_p}{\gamma_{vs}} \left(\frac{m A_p}{b L_s} + k \right) \quad 4.20$$

Hvor m og k er empiriske faktorer funnet fra testing og er ofte oppgitt av produsent, γ_{vs} er partialfaktoren for bruddgrensetilstanden og L_s er skjærspennet som defineres i henhold til 9.7.3(5) [15].

Vertikalt skjær sjekkes ut ifra EC4 del 1-1, 9.7.5 [15], hvor motstanden avhengig av effektiv dybde av tverrsnittet. På et samvirkedekke vil stålet ta strekkreftene, hvor stålplatearealet blir satt til armeringsarealet. Beregningen blir utført i henhold til EC2 del 1-1, 6.2.2 [1].

$$V_{Rdct} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d_p \quad 4.21$$

hvor $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$ med d i diameter

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$$

A_{sl} = tverrsnittarealet med en strekkarmering med forankringslenged $\geq (l_{bd} + d)$ forbi det betraktete snittet

b_w = minste bredden av tverrsnittet i strekksonen

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2f_{cd}$ hvor $N_{Ed}=0$ ved trykk

$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$ (anbefalte verdi av nasjonalt tillegg)

$k_1 = 0,15$ (anbefalte verdi av nasjonalt tillegg)

$v_{min} = 0,035k^{\frac{3}{2}}f_{ck}^{\frac{1}{2}}$ (anbefalte verdi av nasjonalt tillegg)

Når konstruksjonen påføres en konsentrert last bør kapasiteten for gjennomlokking bestemmes i samsvar med EC2 del 1-1, 6.4.4 [1]. Denne ligningen vil gi skjærmotstanden som en spenning, derfor er det nødvendig å vite dybden som denne spenningen er antatt å handle på.

4.2.6 Bruksgrensetilstand - SLS

4.2.6.1 Nedbøying

Reglene i EC4 del 1-1, 9.8.2(4) [15] sier at nedbøyingberegningene kan utelates hvis to kriterier er oppfyllet. Det første er at forholdet mellom spenn og tykkelse ikke overskrider kravene gitt i EC2 del 1-1, 7.4 [1]. For et fritt opplagt dekke er grenseverdien satt til 20mm, for ytre spenn på et kontinuerlig dekke er kravet 26mm og for et indre spenn er det 30mm. [33] Det andre kriteriet er virkning av endeglidning, og gjelder bare for eksterne spenn. Hvis lasten som fører til en slip på 0,5mm overskrider 1,2 ganger design last i bruksgrense kan man utelate nedbøyingberegning. Dette refererer til intern slip last som blir funnet i tester, og som sjelden er tilgjengelig for designere.

For å kunne beregne nedbøyingen til konstruksjonsdeler benyttes virtuelle krefters prinsipp. Dette prinsippet sier at ytre virtuelt arbeid skal være likt indre virtuelt arbeid. Under nedbøyingberegningene tar man bare hensyn til bøyedeformasjon, det vil si at nedbøyingen på grunn av skjærdeformasjon er negligjert. Skjærdeformasjonen er avhengig av tverrsnittform og lengde/høyde forholdet til konstruksjonen. Vanligvis er det nødvendig å ta skjærdeformasjonen med for høye bjelker. Oftest vil det gi god nok nøyaktighet for armerte betongkonstruksjoner ved å negligjere skjærdeformasjonen. [35]

I beregningen benytter man elastisk analyse. For å kunne bestemme nedbøyingen må man bestemme bøyetsivheten EI , hvor E er elastitetsmodulen til materialet og I er andre ordens moment for tverrsnittet. Her transformeres tverrsnittet om til betong. Andre ordens moment må bestemmes for både risset og urisset del, hvor man bruker gjennomsnittsverdiene for beregning av nedbøying.

$$I_c = \frac{I_{cu} + I_{cc}}{2} \quad 4.22$$

hvor I_c = gjennomsnittsverdi av andre ordens moment

I_{cu} = andre ordens moment for urisnet del

I_{cc} = andre ordens moment for risset del

For et opprisset tverrsnitt kan dette gjøres ved å benytte areal likevekt om nøytralaksen. For et uopprisset tverrsnitt benyttes enkel tyngdepunktsberegning.

Trykksonehøyden er avhengig av materialstivhetsforholdet og armeringsforholdet, og uavhengig av påsatte laster og bøyemoment. [35] Nedbøyingen som beregnes legges sammen med nedbøyingen fra avsnitt 4.2.4, hvor man får en total nedbøyning som sjekkes mot kravet, $L/250$.

4.2.6.2 Riss

Ifølge EC4 del 1-1, 9.8.1(2) [15] skal rissvidde sjekkes med minimumsarmering. For et kontinuerlig dekke skal armeringen for positivt moment være større enn 0,2% av betongtverrsnittet ved ustøttet dekke, og 0,4% av betongtverrsnittet ved støttet dekke. Denne mengden vil ikke automatisk sikre for riss, derfor bør man bruke metoden som er beskrevet i EC2 del 1-1 [1].

For å sjekke om konstruksjonen er opprisset sjekkes rissmomentet. Dette kan bestemmes hvis en forutsetter at tverrsnittet risser opp når strekkspenning i underkant når strekkfastheten.

$$M_{cr} = \frac{f_{ctm} I_{cu}}{h - x_{cu}} \quad 4.23$$

hvor f_{ctm} er midlere strekkfasthet for betongen, og I_{cu} og x_{cu} er parametere for uopprisset tverrsnitt. Er dette momentet mindre en design moment vil konstruksjonen være opprisset.

I henhold til EC2 del 1-1, 7.3.4 [1] kan man beregne rissvidde på grunn av ytre last.

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad 4.24$$

Hvor $s_{r,max}$ er største rissavstand og i tilfeller der armeringen med heft i strekksonen har tilstrekkelig liten avstand kan senteravstand beregnes fra

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi_h / \rho_{p,eff} \quad 4.25$$

hvor k_1 = tar hensyn til heftegenskapene ved armering

0,18 for stenger med god heft og 1,6 for stenger med tilnærmet glatt overflate

k_2 = tar hensyn til tøyingsfordelingen

0,5 for bøyning og 1,0 for rent strekk

k_3 og k_4 = finnes i nasjonale tillegg, hvor anbefalte verdier er henholdsvis 3,4 og 0,425

ϕ_h = armeringsdiameter, som her settes lik platetykkelsen

$\rho_{s,eff} = (A_s + \xi_1^2 x A_p') / A_{c,eff}$, hvor A_p , $A_{c,eff}$ og ξ_1 er definer i EC 2, 7.3.2(3) [1]

c = minimums betongoverdekning

ϵ_{sm} og ϵ_{cm} er midlere tøyning i henholdsvis armeringen og betongen. Den midlere tøyningen kan beregnes med formel 4.26.

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + n\rho_{p,eff})}{E_p} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_p} \quad 4.26$$

hvor σ_s = spenningen i strekkarmeringen under forutsetningen av et opprisset tverrsnitt i henhold til EC4 del 1-1, 7.4.3(3)

n = forholdet mellom E_p/E_{cm}

k_1 = faktor som avhenger av lastens varighet

0,6 for kortvarig last og 0,4 for langvarig last

Vanligvis under dimensjonering av risskontroll benytter man ligningen direkte fra standarden for å finne spenningen i armeringen. Under testing blir det benyttet en annen metode. Her blir rissvidde for første riss beregnet, deretter beregnes rissvidde som er forventet å oppstå når stålet når sin maksimums spenning.

4.3 Dimensjonering av fiberarmert samvirkekonstruksjon

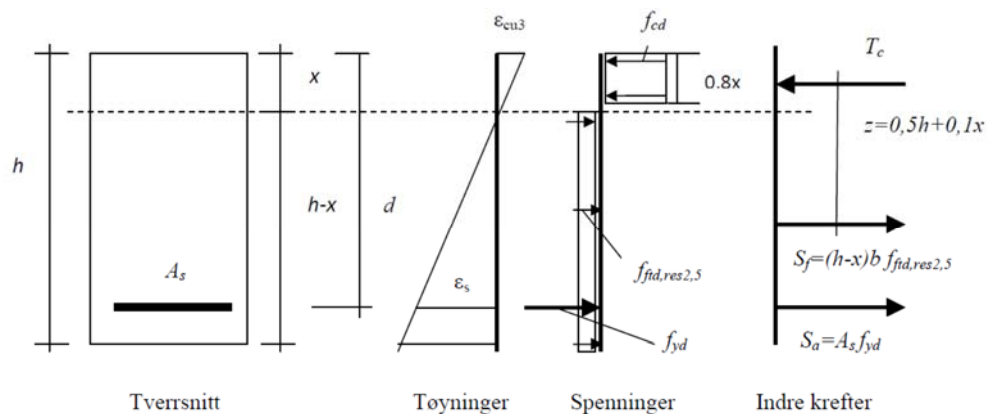
Når man skal dimensjonere en fiberarmert samvirkekonstruksjon kombinerer man beregningsmetodene fra avsnitt 4.1 og avsnitt 4.2.

4.3.1 Bruddgrensetilstand - ULS

4.3.1.1 Bøying

For en konstruksjon med armert fiberbetong skal det påvises at konstruksjonsdelen bærer den dimensjonerende lasten med samvirke mellom stangarmeringen og stålfiber.

For å bestemme momentkapasiteten kan man ifølge COIN 29 [4] ta likevekt om trykkresultantens angrepspunkt.



Figur 4.8: Momentkapasitet for konstruksjon med armert fiberbetong [4]

$$M_{Rd} = S_f(0.5h + 0,1x) + S_a(d - 0,4x) \quad 4.27$$

Hvor T_c = kompresjonskraft i betongen = N_{cf}
 S_a = trykkraft i stålplaten = N_p
 S_f = kraft fra fiber

Som vist i Figur 4.8 kan strekkapasiteten medtas med konstant spenning over strekksonenhøyden, hvor trykksonenhøyden bestemmes ut fra aksiell likevekt. COIN 29 [4] sier at for konstruksjoner i pålitelighetsklasse 2-4 skal det bevises at dimensjonerende bøyemoment og aksialkrefter kan opprettholdes av stålplaten uten bidrag fra fiberarmeringen. Dette gjøres ved samme metode brukt i avsnitt 4.2.5.1.

Når en konstruksjonsdel som er armert med konvensjonell armering og fiber er utsatt for bøyning og aksialkraft, skal dimensjoneringen utføres med hjelp av M-N diagram.

4.3.1.2 Skjær

Reglene som er oppgitt i COIN 29 [4] kan benyttes hvor forholdet mellom spennvidde og tverrsnittshøyden er minst 3 ved tosidig opplegg, og 1,5 ved utkraget del. Konstruksjonsdeler som ikke oppfyller dette kravet kan dimensjoneres i henhold til EC2 del 1-1, 6.5 [1]. Fiberarmert betong har en bevist effekt på skjær, derfor er det ikke behov for tradisjonell bøylearmering. Total skjærkapasitet er kapasiteten til betongen med armering, lagt sammen med kapasiteten til fibrene.

$$V_{rd,c} = V_{Rdct} + V_{Rdcf} \quad 4.28$$

Skjærkapasitet for betong med stålplaten som armering, V_{Rdct} beregnes ved å bruke formel 4.21. Skjærkapasitet for fiberarmert betong beregnes med følgende ligning:

$$V_{Rdcf} = 0,6f_{ftd,res,2,5}b_w h \quad 4.29$$

I henhold til RILEM [27] er ligningen for skjærkapasiteten for betong med stålplaten som armering lik formel 4.21, mens skjærkapasiteten for fiberarmert betong har følgende ligning:

$$V_{Rdcf} = 0,7k_f k_1 \tau_{fd} b_w d_p \quad 4.30$$

hvor k_f = faktor som har hensyn til bidrag fra steget i et T-tverrsnitt, ved rektangulært tverrsnitt settes lik 1,0.

$k_1 = 0,15$ (anbefalte verdi av nasjonalt tillegg)

$\tau_{fd} = 0,12f_{R,k4}$

$f_{R,k4}$ = rest bøyestrekfasthet ved 3,5mm rissvidde

Den svenske standarden, 6.2.2 [28] og FIB Model code [8] fremstiller en samlet formel for skjærkapasiteten for armert fiberbetong. Formelen fra 4.21 er sammensatt med formell for fiberkapasiteten.

$$V_{Rdcf} = 0,18k \left[100\rho_1 \left(1 + 7,5 \frac{f_{tdres}}{f_{ctk}} \right) f_{ck} \right]^{\frac{1}{3}} b_w d_p \quad 4.31$$

Faktorene k og ρ_1 er de samme som brukt i formell 4.21. f_{ctk} er karakteristisk strekkstyrke for betongen uten fiber.

4.3.2 Bruksgrensetilstand - SLS

4.3.2.1 Nedbøying

For en konstruksjonsdel med konvensjonell armering og fiberarmert betong bruker man EC2 del 1-1, 7.4.3(3) [1]. Når man skal fastslå moment-kurvatur forholdet for et tverrsnitt, skal man ta i betraktning rest strekkfasthet. For å bestemme trykksonehøyden og andre ordens moment må man ta hensyn til alle materialene og geometrien. Fiber bidrar til å øke trykksonehøyden i tverrsnittet, noe som vil påvirke nedbøyingen positivt i forhold til hva beregningene viser.

4.3.2.2 Riss

Beregningsmetoden for riss og rissvidder som er beskrevet i COIN 29 [4] er basert på et forslag av Løfgren 2008. Beregningsmessig tar man hensyn til fibrene ved å beregne spenning i armeringen med utgangspunkt i spennings- tøyingsforløpet med uniform rest strekkfasthet i strekksonen. På grunn av en økende trykksonehøyden forårsaket av stålfibrene, vil spenningen i armeringen reduseres.

For å beregne rissvidder på grunn av ytre laster kan man bruke EC2 del 1-1, 7.3.4 [1] til dimensjoneringsgrunnlag slik som avsnitt 4.2.6.2 forteller. Her blir fiberbetongens rest strekkfasthet tatt hensyn til ved beregninger av armeringsspenningen, σ_s og σ_{sr} . Uttrykket $s_{r,max}$ fra ligning 4.25 modifiseres med en faktor k_5 for å ta hensyn til fibertilsetningen.

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 k_5 \phi / \rho_{s,eff} \quad 4.32$$

hvor $k_5 = (1 - f_{ftk,res,2,5} / f_{ctm})$

Rissvidder kan oppstå ved volumendring i betongen, men slike beregninger er mer omfattende og er tyngre tilgjengelige siden slike metoder benyttes svært sjeldent. Denne beregningen er svært aktuell hvor man ønsker å oppnå vanntette konstruksjonsdeler. Volumendringer som kan oppstå i betongen kan være svinn eller oppførsel ved temperaturendringer. Metoden som er foreslått i COIN 29 [4] er basert på Løfgren 2008 og Engström 2006 som er modellert ved hjelp av fjærer. Hvordan slike riss skal unngås eller

begrenses er ikke tatt med i EC2 del 1-1 [1], det er derfor valgt og ikke tas med i denne oppgaven.

I henhold til RILEM TC 162-TDF [27] er rissvidde begrenset til 0,25mm. Rissvidde på grunn av ytre last kan beregnes ved hjelp av ligning

$$w_k = \beta s_{rmax} \varepsilon_{sm} \quad 4.33$$

hvor β er koeffisient som er relatert til gjennomsnittlig rissavstand. Gjennomsnittlig rissavstanden beregnes fra

$$s_{rmax} = \left(50 + 0,25 k_1 k_2 \frac{\phi_h}{\rho_r} \right) \left(\frac{50}{L_f / \phi} \right) \quad 4.34$$

hvor k_1 og k_2 = samme som for ligning 4.25

ϕ_h = diameter på armeringsjern, som her settes lik tykkelsen på stålplaten

L_f = stålfiberens lengde

ϕ = stålfiberens diameter

ρ_r = effektive armerings forholdet, A_p/A_{ceff} .

A_{ceff} vil si betongen som omfavner armeringen. På en samvirkekonstruksjon vil dette være betongen som er plassert på den nederste og øverste flensen. Første leddet i ligningen over representerer effekten av betongoverdekningen, som har en direkte effekt på rissavstanden.

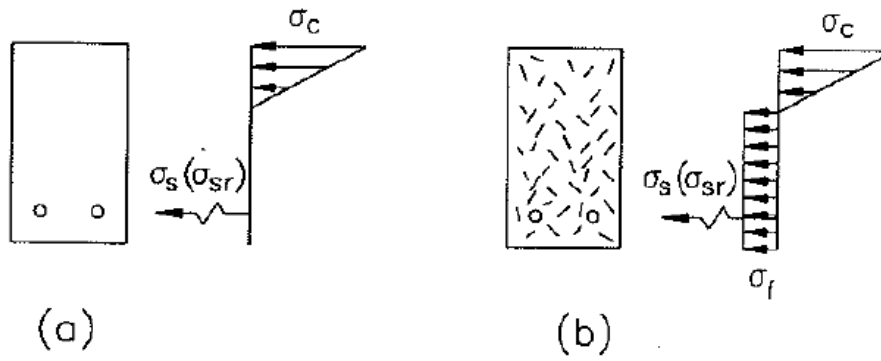
Midlere ståltøyning i armeringen som er tillat under påsatt last er

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_p} \left(1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right) \quad 4.35$$

hvor $\beta_1 = 1,0$ for stenger med god heft og 0,5 for stenger med tilnærmet glatt overflate

$\beta_2 = 1,0$ på grunn av enkel, lasting på kort sikt og 0,5 for vedvarende last eller last som gjentas gjennom flere sykler.

For en fiberarmert konstruksjon må man ta hensyn til fibreene ved beregning av spenningen i trykkarmeringen. I en vanlig armert betongkonstruksjon vil trykkspenningen etter riss være lik null, men ved bruk av fiber vil den settes lik σ_f , som vist i Figur 4.9.



Figur 4.9: Spenningsfordeling i risset tverrsnitt (a) uten og (b) med fiber [36]

Gjennomsnittlig riss avstand, s_{rm} er antatt uavhengig av fiberinnhold, men i virkeligheten vil den spille en rolle på riss på grunn av:

- Forbedrende heft mellom stål og betong
- Trykk styrke til fibrene før oppriss

Det vil si at denne måten å beregne riss på er konservativt. [36]

5 Prøveplan og testmetoder

Noen prøver skal støpes hos Velde og noen skal støpes på laboratoriet på UIS.

Prøvene som støpes på UIS:

	Hva	Dimensjon lxbxh [mm]	Type betong	Antall
Serie A	Terning med 0,8% fiber	150x150x150	B30 + 0,8 % fiber	3
Serie B	Terning med 0,45% fiber	150x150x150	B30 + 0,45 % fiber	3
Serie C	Terning uten fiber	150x150x150	B30	3
Serie D	Bjelke med 0,8% fiber	550x150x150	B30 + 0,8 % fiber	2
Serie E	Bjelke uten fiber	550x150x150	B30	2
Serie F	Dekke med stålplate	600x600x215	B30	2

Tabell 5.1: Prøver som støpes på UIS

Prøvene som støpes hos Velde:

	Hva	Dimensjon lxb [m]	Type betong	Mengde armering	Antall
Prøve 1	Samvirkekonstruksjon* u/armering	2,4x0,9	B30	-	1
Prøve 2	Samvirkekonstruksjon* m/armering	2,4x0,9	B30	4ø10c250 Overdekning 25mm	1
Prøve 3	Fiberarmert samvirkekonstruksjon*	2,4x0,9	B30 + 0,45 % fiber	-	1
Prøve 4	Fiberarmert samvirkekonstruksjon*	7,5x1,2	B30 + 0,45 % fiber	-	3

Tabell 5.2: Prøver som støpes hos Velde

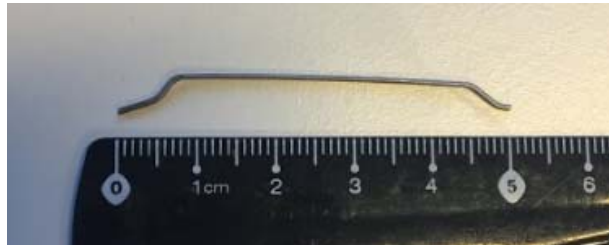
*Samvirkekonstruksjon er dekke med stålplate i bunn.

5.1 Material og proporsjonering

Det er viktig at samme betongresept brukes på prøvene slik at prøvene kan sammenlignes. Betongdekkene blir dimensjonert for kontordekke hvor det oftest blir brukt fasthetsklasse B30. I samarbeid med Velde ble det valgt betongresept på B30 som er godt egnet til bruk i kombinasjon med fiber.

Sementen som skal brukes i testene er miljøsement type CEM II. Denne type sement er tilsatt ca 30% slagg for å redusere CO₂-utslippet og for å forbedre egenskapene.

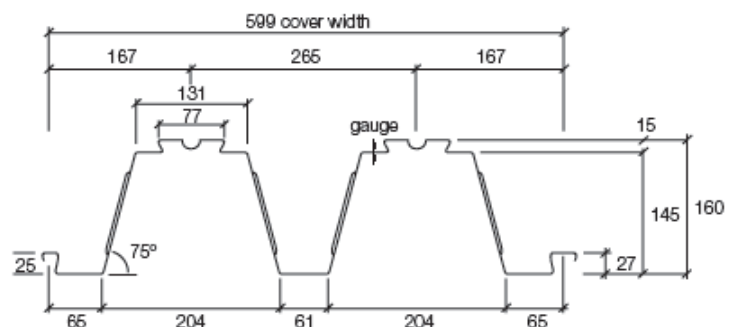
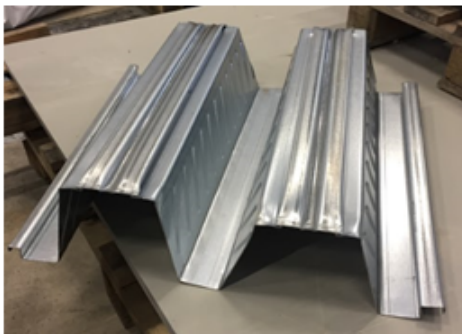
Stålfibrene skal erstatte kontinuerlig armering, derfor skal stålfiber, DE 50/0,75 N levert av Mapei benyttes. Det første tallet i benevnelsen forklarer lengden på fibrene i mm og det andre tallet er diameteren i mm. Mengden fiber som skal benyttes er 0,45%. Tilsettes det mer stålfiber i betongen vil det oppstå problem som fiberballing ved pumping. For å undersøke oppførselen og styrken til betong med større mengde fiber blir også prøver med 0,8% fiber støpt på UIS.



Figur 5.1: Stålfiber DE 50/0,75 N

Ved bruk av fiber er anbefalt v/c -tall satt til 0,55 eller 0,5, hvor det også trengs superplastiserende tilsetning. Her blir masseforholdet satt til 0,55. Noe luft er ønskelig i betongen slik at den kan bevege seg ved temperaturendringer. Luft innhold i betongen er satt til 1,5%.

Multideck 146 fra Kingspan er konstruert til å kunne strekke seg over lange spenn. Dette er en trapesformet stålplate med total høyde på 160mm. En stor fordel er at man sparer opp til 30% betong i forhold til andre trapesformet stålplater som er på markedet. I en samvirkekonstruksjon finnes det ulike sjiktforbindelser. Multideck 146 er designet slik at de oppnår heft med betongen ved hjelp av friksjonsforankring.



Figur 5.2: Multideck 146

Tabell 5.3 viser resepten som skal benyttes i testene ved bruk av 0.45 % fiber, alle reseptene er plassert i vedlegg B.

Prosj./id.: **0,45% FIBER**

Blandevolum:		50 liter			
Materialer	Resept kg/m ³	Sats kg	Fukt* %	Korr. kg	Oppveid** kg
Cemex Miljø-CEMII/B-S 52,5	325,0	16,252			16,252
	0	0,000	50	0,000	0,000
	0,0	0,000	0	0,000	0,000
Fritt vann	178,8	8,939		-0,370	8,569
Absorbert vann	0,0	0,000			0,000
Tilslag 16/22	237,4	11,868	0,0	0,000	11,868
Tilslag 11/16	255,6	12,781	0,0	0,000	12,781
Tilslag 8/11	273,9	13,694	0,5	0,068	13,762
Tilslag 5/8	73,0	3,652	0,0	0,000	3,652
Tilslag 2/5	73,0	3,652	0,0	0,000	3,652
Tilslag 0/2	912,9	45,645	0,0	0,000	45,645
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000
Dynamo SXN	2,1	0,106	81,5	0,086	0,106
Visco Flow N	1,3	0,065	82	0,053	0,065
Mapecrete SRA-N	3,3	0,163	99,5	0,162	0,163
Expancrete	16,3	0,813	0	0,000	0,813
Stålfiber	35,1	1,755			1,755
PP-fiber	0,0	0,000			0,000

Tabell 5.3: Eksempel på proporsjonering

5.2 Tilslag

For en samvirkekonstruksjon spesifiserer EC4 del 1-1 [15] at det største tilslagets størrelse ikke skal overskride:

$$d_g \leq \begin{cases} 0,4h_c \\ b_0/3 \\ 31,5\text{mm} \end{cases} \quad 5.1$$

Ved å bruke multideck 146 med en total dekkhøyde på 215mm, blir største tillate tilslagsstørrelse beregnet til 22mm. I henhold til COIN 29 [4] skal d_g ikke være større enn halvparten av fiberlengden som tilsvarer 25mm.

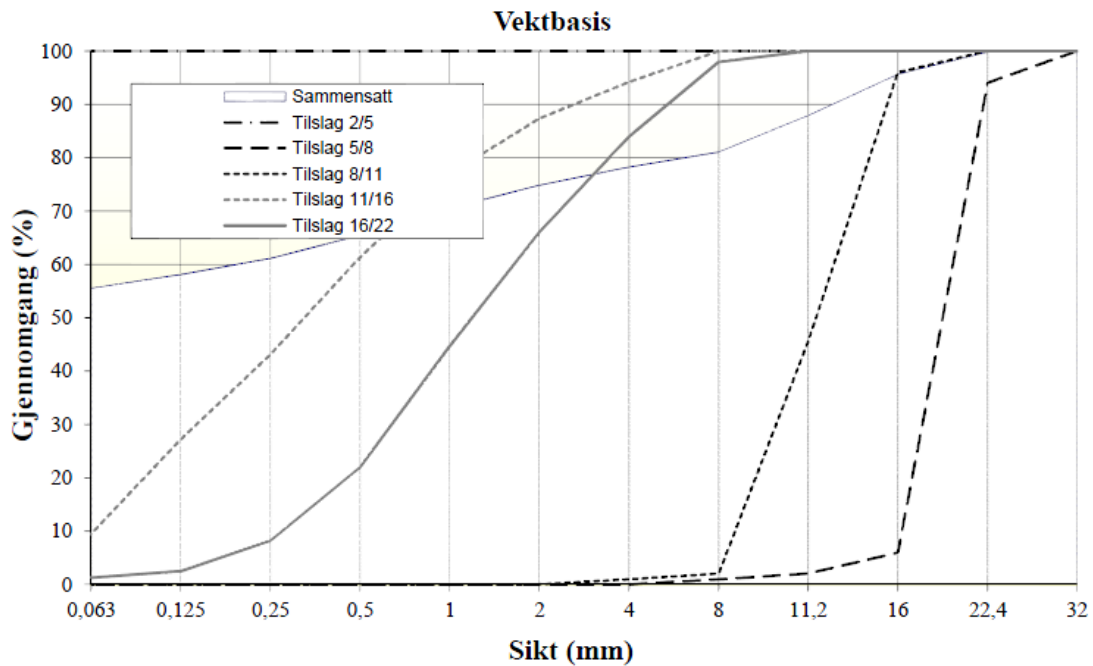
For å oppnå en god fordeling av tilslagene er betongresepten basert på 6 ulike tilslag størrelser, hvor det er størst andel av de minste størrelsene. Fiberarmert betong krever mer finstoff og mindre steinstørrelse på grunn av at fibrenes lange, slanke form reduserer

betongens bearbeidbare. [4] Store mengder med finstoff vil også forsikre at stålfibrene kan passe mellom tilslags partiklene. [37]

Sammensatt tilslag

Fraksjon	Navn	Densitet [kg/m ³]	Abs. fukt [%]	Alk. reakt. [%]	Klorider [%]	Andel		Bruk
						volum	vekt	
I	Tilslag 16/22	2640	0,0	0,0	0,00	0,130	0,130	ok
II	Tilslag 11/16	2640	0,0	0,0	0,00	0,140	0,140	ok
III	Tilslag 8/11	2640	0,0	0,0	0,00	0,150	0,150	ok
IV	Tilslag 5/8	2640	0,0	0,0	0,00	0,040	0,040	ok
V	Tilslag 2/5	2640	0,0	0,0	0,00	0,040	0,040	ok
VI	Tilslag 0/2	2640	0,0	0,0	0,00	0,500	0,500	ok
VII		2700	0,0	0,0	0,00	0,000	0,000	
VIII		2700	0,0	0,0	0,00	0,000	0,000	
IX		2700	0,0	0,0	0,00	0,000	0,000	
X		2700	0,0	0,0	0,00	0,000	0,000	
Sammensatt		2640		0,0	0,00	1,000	1,000	

Tabell 5.4: Tilslags inndeling



Figur 5.3: Fordelingskurve for tilslag benyttet i testene

5.3 Tilsetningsstoff

Ved bruk av fiberarmert betong er det nødvendig at betongen er selvkomprimerende. Et ofte brukt superplastiserende stoff i selvkomprimerende betong er Dynamo SX-N. Dette er et svært effektivt superplastiserende tilsetningsstoff basert på modifiserte akrylpolymerer.

For å minke svinn tilsettes det et ekspanderende stoff kalt expancrete i betongen. Krypreduserende tilsetning som tilsettes er mapecrete som vil minke volumreduksjon. Ved å bruke Expancrete og Mapecrete sammen vil fordelene fra begge stoffene forsterkes.

For å få en lengre levetid på betongen tilsettes Sika Visco Flow N. Dette er bra å bruke hvor det krever lang brukstid og hvor man ønsker minst mulig variasjon i konsistens fra lass til lass.

Tabell 5.5 viser typer og mengde tilsetningsstoff brukt i reseptene som er benyttet i testene.

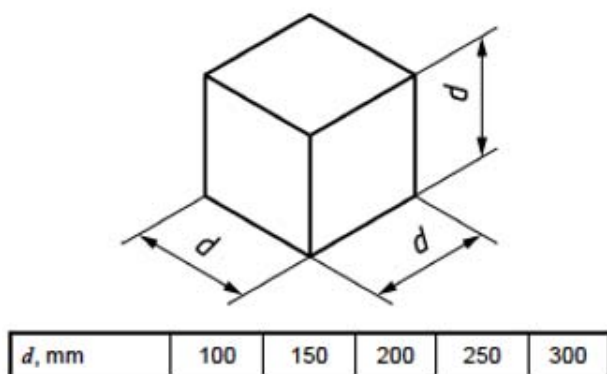
Stoff	Type	Mengde
Superplastiserende	Dynamo SX-N	0,65% av sement
Ekspanderende	Expancrete	5% av sement
Kryp reduserende	Mapecrete SRA-N	1% av sement
Levetidsforlenger	Sika Visco Flow N	0,4% av sement

Tabell 5.5: Tilsetningsstoff benyttet i testene

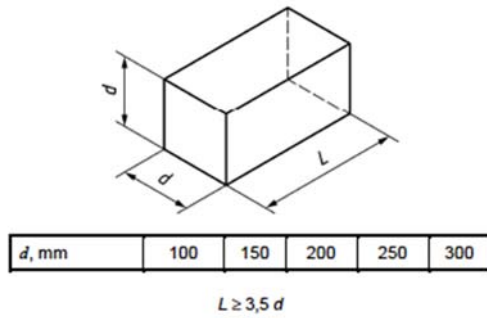
5.4 Forberedende arbeid

Støpingen på UIS skal deles på tre omganger. Det er en resept med 0,45% fiber, en med 0,8% fiber og en uten fiber, derfor blir det blandet tre resepter.

Prøvene støpes i standardiserte former. RILEM TC 162-TDF [31] anbefaler at prøver med fiberarmering bør ha en overflate på (150x150)mm, derfor blir terningene støpt i former på (150x150x150)mm og bjelkene på (550x150x150)mm.



Figur 5.4: Støpeform for terning 150x150x150



Figur 5.5: Støpeform til bjelke 150x150x550

Dekket som støpes ut på UIS følger stålplatens bredde, hvor dimensjonen er (600x600x215)mm.



Figur 5.6: Forskaling av dekke

Dekkene som støpes hos Velde blir forskalt og støpt over bakke. Dette er for å sjekke stålplatens egenskaper som forskaling til den våte betongen. Det blir benyttet kassetter som endeforskaling.



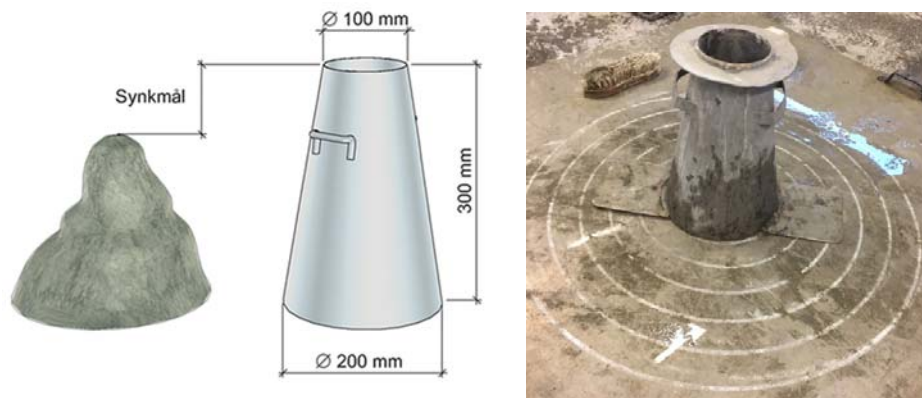
Figur 5.7: Forskaling av fullskala dekketest

5.5 Prøving av fersk betong

5.5.1 Synkmål og utbredelsesmål

Konsistensen til betongen blir målt ved bruk av synkmål- og utbredelsesmål metoden som bestemmes i henhold til NS-EN 12350-2-8:2009. Dette er statiske metoder. [38] [39]

En sylinder som er plassert på et brett fylles med betong. Ved bruk av selvkomprimerende betong fylles sylindren opp i en omgang uten mekanisk komprimering. Deretter dras sylindren opp med en jevn hastighet. Synkmål er høyden betongen har sunket, mens utbredelsesmål er hvor stor diameter betongen flyt ut.



Figur 5.8: Form brukt ved å måle konsistens

Den mest vanlige målemetoden er synkmål. Synkmålet gjenspeiler til en viss grad både betongens mobilitet og komprimerbarhet. Ved bruk av selvkomprimerende betong er den beste målemetoden utbredelsesmål. Med denne metoden vil betongens mobilitet og utflytningsevne bli målt. Dette målet blir i større grad påvirket av betongens viskositet. For å oppnå en stabil selvkomprimerende betong er det viktig at tilslagsgraderingen er jevn og uten partikkelsprang. [4]

5.5.2 Densitet

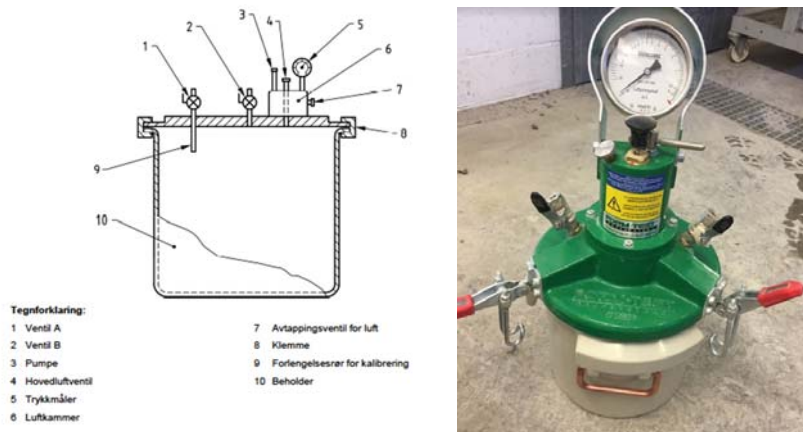
Densitet bestemmes i henhold til NS-EN 12350-6:2009 [40]. En beholder på ca. 8 liter blir fylt opp med betong, hvor den veies. Kravet for densiteten til normalbetong ligger mellom 2000-2600 kg/m³. Formelen for å beregne densiteten er:

$$D = \frac{m_2 - m_1}{V} \quad 5.2$$

hvor m_1 = Vekt av tom beholder [kg]
 m_2 = Vekt av beholder med betong [kg]
 V = Volumet av beholderen [m³]

5.5.3 Luftinnhold

Luftinnholdet bestemmes i henhold til NS-EN 12350-7:2009 [41]. Metoden som skal brukes er trykkmålemetoden, hvor et trykk utlignes i en tett beholder med ukjent volum av luft i betongen. Det er et ur på trykkmåleren som kalibreres i prosent av luft for det resulterende trykket.



Figur 5.9: Utstyr for å måle luftinnhold

5.6 Prøving av herdet betong

5.6.1 Trykktesting

Trykkfastheten til betongen bestemmes i henhold til NS-EN 12390-3:2009 [42]. Prøvestykkene blir tatt ut av formen dag 2 etter støping, og plassert i vannbad med temperatur på 20 ± 2 grader før de blir trykktestet 28 dager etter støping.

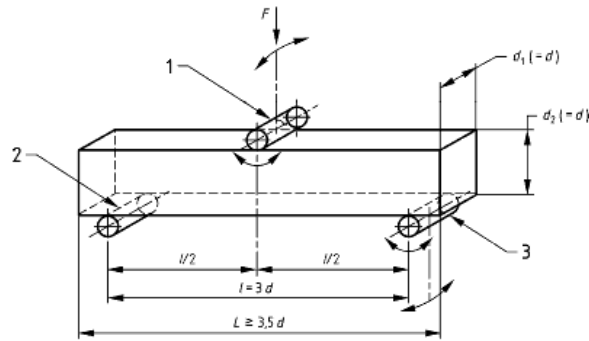
Prøvestykket blir lastet med en konstant hastighet på $0,5\text{MPa/s}$ i en trykkmaskin. Lasten blir påført helt til prøvestykket ikke klarer å opprettholde lasten. Bruddformen på prøvene blir sjekket i henhold til standarden. Maksimumslasten noteres og kompresjonsstyrken til betongen blir beregnet.

$$f_c = \frac{F}{A_c} \quad 5.3$$

hvor F = maksimums last ved svikt [N]
 A_c = tvernsnittarealet av prøven

5.6.2 Bøyestrekfasthet

Bøyestrekfasthet bestemmes i henhold til NS-EN 12390-5:2009 [43]. Bjelkene blir plassert på en bøyemaskin hvor en punktlast blir påført. Opplagerne på begge sidene er fritt opplagt slik at kreftene blir fordelt likt mellom dem.



Key

- 1 Loading roller (capable of rotation and of being inclined)
- 2 Supporting roller
- 3 Supporting roller (capable of rotation and of being inclined)

Figur 5.10: Ordning av lasting på prøvestykket

Punktlastene øker med en jevn hastighet på 0,5 MPa/s, helt til prøvestykket ikke klarer å motstå kraften. Den påsatte lasten måles, og bøyestrekfastheten beregnes ut fra

$$f_{cf} = \frac{3 F l}{2 d_1 d_2^2} \quad 5.4$$

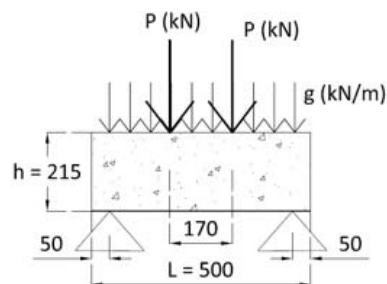
hvor F = maksimums last [N]

l = avstand mellom opplager [mm]

d_1 og d_2 = dimensjon av prøvestykket [mm]

5.6.3 Firepunkts test

Prøve F som blir støpt på UIS plasseres i vannbad på 20 ± 2 grader, og blir testet etter 28 dager. Dekketest blir gjennomført med nedbøyingkontroll med en nedbøying på 0,5mm/min.



Figur 5.11: Lastrigg for dekke på 600mm

Dekke 1 – 3 som støpes hos Velde skal lagres innendørs i en hall på 20 ± 2 grader. 28 dager etter støping skal dekkene fraktes til UIS hvor de skal testes. Her skal bli dekkene plassert på en lastrigg, hvor oppleggene er fritt opplagt. For å oppnå standard prosedyre blir spennvidden satt til 2,1meter med to punktlaste symmetrisk plassert.

Testene skal bli gjennomført med nedbøyingkontroll med nedbøying på 2mm/min. I kombinasjon med lastriggen skal det også benyttes programmet strain master til å kontrollere riss og nedbøying på konstruksjonen.



Figur 5.12: Lastrigg for dekke på 2,4 meter

5.6.4 Fullskala dekketest

Tre dekker med dimensjon (7,5x1,2) meter støpes ut hos Velde. Etter utstøping blir dekkene oppbevart i en innendørs hall med 20 ± 2 grader. 28 dager etter støping blir dekkene testet. Testprosedyren går ut på at det bygges en kant rundt dekkene, hvor det fylles med vann oppi bassenget på toppen av dekket. Dette vil gjøre av vannet blir jevnt fordelt. Vannet blir pumpet med en jevn hastighet slik at lasten får en jevn økning. For å øke lasten blir det plassert en punktlast på midten av spennet på det ene dekket. Det blir benyttet manuelt måleutstyr til å måle last og nedbøying.



Figur 5.13: Fullskala dekketest med jevnt fordelt last



Figur 5.14: Fullskala dekketest med punktlast

6 Dimensjonering

Håndberegninger er utført ved hjelp av programmet mathcad og er plassert i vedlegg E og F, og oppsummering av beregningsresultatene blir presentert her.

6.1 Dimensjoneringsprinsipp

Prøve 1-3 blir valgt å støpes på 2,4 meter på grunn av begrensinger på lastrigg på UIS. Begrensningen for en slakkarmert konstruksjon er ofte 7,5m, derfor blir denne spennlengden valgt for de lange dekkene. Blir spennet lenger bør det brukes spennkabler for å tilfredsstille kravene. Bredden er satt til 1,2m for å være sikker på at konstruksjonen oppføres som et dekke, og ikke en bjelke.

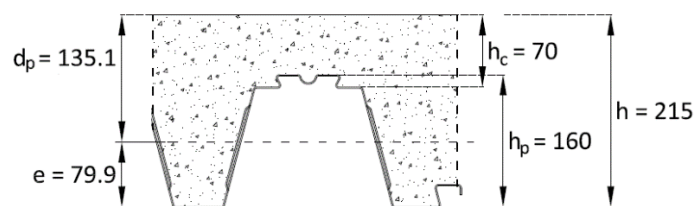
For at et element kan defineres som et dekke sier EC2 del 1-1 [1] at minste bredde må være større enn $4xh$ som tilsvarer 860mm for en dekkedøyd på 215mm. Dimensjonen på dekkene er (1,2x7,5)m og (0,9x2,4)m, det vil si begge tilfredsstiller kravet. Et samvirkedekke vil være et enveis dekke, hvor kreftene vil bli overført en vei. Dette er på grunn av stålplaten design, og kreftene vil bli overført i lengderetningen til stålplaten. Dimensjoneringskravet for et enveis dekke er at L/B er større eller lik 2,5.

6.2 Detaljeringsbestemmelser

I overenstemmelse med kravene i kapittel 4.2.1 vil konstruksjonens høyde i beregningene være: $h_c = 70\text{mm}$, betong over hovedoverflate av stålplaten

$h_p = 160\text{mm}$, total dybde av stålplaten

Total høyde av samvirkedekket blir da 215mm, som er mindre enn $h_c + h_p$. Det vil si at ved beregning vil den relevante betongtykkelsen settes lik $h_c - 15\text{mm} = 55\text{mm}$.



Figur 6.1: Tversnitt av test stykke (alle enheter i mm)

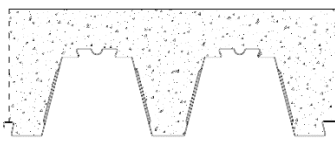
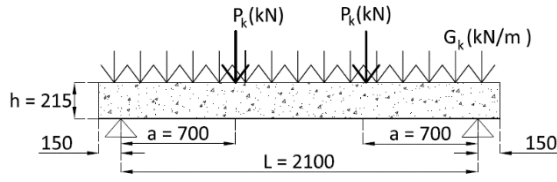
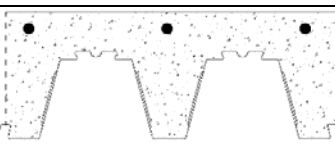
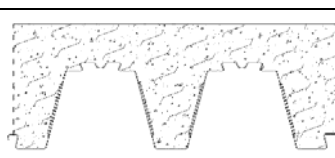
I samsvar med EC4 del 1-1, 3.5(2) [15] er anbefalt tykkelse på stålplaten 0,7mm. Tykkelsen på multideck 146 fra Kingspan er 1,5mm, som tilfredsstiller kravet. På dekkene som er 2,4meter benyttes det ytre opplegg på stål, med en bærelengde på 150mm. Dette gir en spennvidde på 2,1meter. På prøve 4 benyttes opplegg av tre, som gir en bærelengde på 100mm, og spennvidde på 7,3 meter.

Prøve 2 inneholder slakkarmering i topp av dekket. Beregningsreglene følger EC4 del 1-1, 9.8.1(2) som tar hensyn til om dekket er understøttet eller ikke og 9.2.1 som tar hensyn til minimumsarmering og senteravstand. [15] Armeringen sjekkes med EC2 del 1-1, 7.3.2 [1] som gir minimumsarmeringen for at konstruksjonen skal motstå riss. Kravet for dekket opprettholdes med minimumsarmeringen som blir 4ø10c250, med en overdekning på 25mm.

Ut fra formel 4.4 vil betong med 0,45% tilsatt fiber oppnå en rest strekkfasthet på 0,75 MPa. Dette betyr at betongen blir klassifisert som B30-R0,75, som vil si en sylinder trykkfasthet på 30 MPa og 0,75 MPa karakteristisk rest strekkfasthet ved 2,5mm rissvidde. Rest bøyestrekfasthet ved samme rissvidde er 2,0 MPa.

Under beregningene beskrives materialoppførselen uten sikkerhetsfaktorer siden testene utføres i laboratorium. Dette fører til at forventet resultat fra målingene er i samsvar med beregningene. Alle dekkene var dimensjonert som et spenns, fritt opplagt dekke.

6.3 Dimensjonering av prøve 1-3

Prøve	Tverrsnitt	Statikk
1 - Samvirke-konstruksjon u/armering		
2 - Samvirke-konstruksjon m/armering		
3 - Fiberarmert samvirke-konstruksjon		

Tabell 6.1: Samvirkekonstruksjons tester

6.3.1 Dimensjonerende laster

Dekkene blir utsatt for to punktlaster og egenvekten som er jevnt fordelt. Egenvekten er hentet fra Kingspan, vedlegg A-2. Total egenvekt G_k blir regnet til 2,87 kN/m, og punktlast P_k blir satt til 75kN. Ved å bruke statikktabeller og superposisjon blir moment og skjærkraften som dekkene ble utsatt for beregnet.

$$M_{Ed} = \frac{G_k L^2}{8} + P_k a = 54,1 \text{ kNm} \quad 6.1$$

$$V_{Ed} = P_k + \frac{G_k L}{2} = 78,0 \text{ kN} \quad 6.2$$

6.3.2 Bruddgrensetilstand

Trykksonehøyden til prøve 1 er mindre enn betonghøyden, som vil si at trykksonen er plassert i betongen. Ved å følge avsnitt 4.2.5.1, blir momentkapasiteten til tverrsnittet beregnet.

For prøve 2 vil nøytralaksen også ligge i betongen, hvor man kan bruke følgende ligning for å beregne momentkapasiteten.

$$M_{rd} = N_{cf}(d_p - 0,5x_{pl}) + N_s(d_p - d_a) \quad 6.3$$

hvor d_p = avstand mellom platens nøytralakse og topp fiber i betong

d_a = avstand mellom armering og topp fiber i betong

For prøve 3 kan man følge 4.3.1.1 for beregning av momentkapasiteten.

Under beregningene på langsgående skjærmotstand vil sikkerhetsfaktoren fjernes. De empiriske faktorene m og k er angitt fra stålplate produsent og er henholdsvis satt til 146,7 MPa og 0,0335 MPa. Konstruksjonene er ikke utsatt for noe aksial kraft, denne delen av ligningen for vertikal skjærkapasitet er derfor fjernet. Skjærkapasiteten beregnes ut ifra avsnitt 4.2.5.2.

	Prøve 1	Ref.	Prøve 2	Ref.	Prøve 3	Ref.
Kompresjonskraft i betongen - N_{cf}	1041 kN	4.11	1041 kN	4.11	-	-
Trykkraft i stålplaten - N_p	951 kN	4.12	951 kN	4.12	951 kN	Figur 4.8
Kraft i armeringen - N_s	-	-	157 kN	4.18	-	-
Kraft fra fiber - S_f	-	-	-	-	105 kN	Figur 4.8
Trykksonehøyde - x_{pl}	50,3mm	4.13	42mm	4.19	59,3mm	Figur 4.8
Momentkapasitet - M_{rd}	104,6 kNm	4.14	110 kNm	6.3	117,9 kNm	4.27
Langsgående skjærkapasitet - V_{lrd}	106,7 kN	4.20	106,7 kN	4.20	106,7 kN	4.20
Vertikal skjærkapasitet - V_{Rdc}	81,3 kN	4.21	81,3 kN	4.21	125,3 kN	4.21+4.29
	-	-	-	-	126,9 kN	4.31

Tabell 6.2: Resultat prøve 1-3 i bruddgrensetilstand

Tabell 6.3 viser utnyttelsen av dekkene i bruddgrensetilstand. Alle prøvene opprettholder lasten og har tilstrekkelig kapasitet. Tabellen viser at ved å benytte fiberarmert betong vil moment- og skjærkapasiteten i henhold til beregninger ut ifra regelverk være bedre enn ved å bruke uarmert betongkonstruksjoner. Prøven med fiber fikk 13% økning i momentkapasiteten i forhold til prøven uten armering. Det er hele 34% utnyttelsesforskjell på skjærkapasiteten med eller uten fiber, som viser at fiber har en god påvirkning på skjærkapasiteten til konstruksjonen. For prøven med og uten armering er konstruksjonen nær til å feile på grunn av skjær, mens prøven med fiber har en kapasitetsøkning på 55% og klarer

å opprettholde lasten lenger. Beregningene for skjær i henhold til COIN 29 og svensk standard er veldig like, hvor det viser at begge ligningene er egnet for beregning.

	Prøve 1	Prøve 2	Prøve 3
Momentkapasitet	51,70 %	49,20 %	45,90 %
Skjærkapasitet - EC2 del 1-1	96,00 %	96 %	-
Skjærkapasitet - COIN 29	-	-	62,30 %
Skjærkapasitet - SS812310	-	-	61,50 %

Tabell 6.3: Utnyttelse for samvirkekonstruksjonene i bruddgrensetilstand

6.3.3 Bruksgrensetilstand

Under beregningene i bruksgrense benyttes samme moment og skjærlaster som i bruddgrense. Dette er med tanken på at dekkene blir testet i laboratorium hvor ingen faktorer benyttes.

$$\frac{L}{d_p} = 15,5 \quad 6.4$$

Nedbøyningsberegningen tilfredsstiller kravet for et fritt opplagt dekke som er 20mm, men på grunn av testene blir nedbøyningen beregnet. For å beregne nedbøyningen til prøve 1 og 2 benyttes avsnitt 4.2.6.1, hvor prøve 1 er enkelarmert, mens prøve 2 er en dobbelarmert konstruksjon. Prøve 3 blir beregnet som et enkelarmert dekke på grunn av manglende standardisering for fiberarmert betong, noe som vil resultere i en konservativ beregning. For å beregne nedbøyningen for konstruksjonen benyttes statikk tabeller og superposisjon for de ulike lastene.

Sprekkmomentet er beregnet mindre enn dimensjonerende moment for alle prøvene, som vil si at konstruksjonen risser opp. Bruddlasten vil være høyest for fiberarmerte prøven, dette er på grunn av stålfibrene tar opp noe av spenningene som oppstår på grunn av påsatt last. For prøve 1 og 2 blir beregningene like.

	Prøve 1	Ref.	Prøve 2	Ref.	Prøve 3	Ref.
Nedbøying - δ	1,93mm	Statikk tabell	1,909mm	Statikk tabell	1,874mm	Statikk tabell
Rissmoment - M_{cr}	12,78 kNm	4.23	12,75 kNm	4.23	32,9	4.23
Rissavstand - $S_{r,max}$	193mm	4.25	90,7mm	4.25	191mm	4.32
	-	-	-	-	40mm	4.33
Første riss - w_{k1}	0,016mm	4.24	$7,55 \times 10^{-3}$ mm	4.24	0,015mm	4.24
- $w_{k1rilem}$	-	-	-	-	$5,529 \times 10^{-6}$ mm	4.34
Riss ved maks spenning - w_{k2}	0,281mm	4.24	0,133mm	4.24	0,279mm	4.24
- $w_{k2rilem}$	-	-	-	-	0,113mm	4.34
Bruddlast - P_b	217,5 kN	Vedlegg E-2	216,8 kN	Vedlegg E-3	217,9kN	Vedlegg E-4

Tabell 6.4: Resultat prøve 1-3 i bruksgrensetilstand

Tillate rissvidde for prøve 1 og 2 er vanligvis 0,3mm, men for å kunne sammenligne resultatene settes tillat rissvidde for alle prøvene lik rissvidden for fiberarmerte konstruksjoner, altså 0,25mm [27]. Tillate nedbøyningen for dekkene vil være

$$\delta_{lovlig} = \frac{L}{250} = 8,4mm \quad 6.5$$

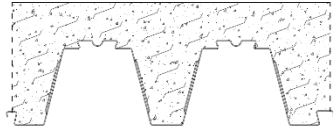
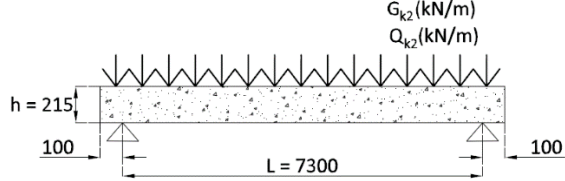
Tabell 6.5 viser utnyttelsen av dekkene i bruksgrensetilstand. For beregning på nedbøyning har topparmering noe positivt bidrag, på grunn av at de er plassert i kompresjonssonen til betongen. For prøve 3 tar man ikke hensyn til fibrene, noe som fører til at virkelig nedbøyning forventes å bli noe bedre enn beregnet. Alle rissberegningene for det første risset er innenfor kravet. Prøven som viser best resultat i rissberegningene er prøve 2, med topparmering. Riss som oppstår når armeringen når flytegrensen kan være større enn tillat rissvidde. Denne sjekkes bare under testprøving fordi dekker som benyttes i konstruksjoner skal ikke få så store spenninger i armeringen.

Beregningsmessig får RILEM en lavere rissvidde i forhold til COIN 29. Dette er på grunn av at i beregningen i COIN 29 tar man hensyn til overdekningen til stålplaten, mens i RILEM er denne verdien satt til 50mm.

	Prøve 1	Prøve 2	Prøve 3
Nedbøyning	23 %	22,70 %	23 %
Første riss			
EC4 del 1-1, 7.4	6,40 %	3 %	-
COIN 29	-	-	6,20 %
RILEM	-	-	2,21x10 ⁻³ %
Riss ved maks spenning			
EC4 del 1-1, 7.4	112,50 %	53 %	-
COIN 29	-	-	111,50 %
RILEM	-	-	45,10 %

Tabell 6.5: Utnyttelse for samvirkekonstruksjonene i bruksgrensetilstand

6.4 Dimensjonering av prøve 4

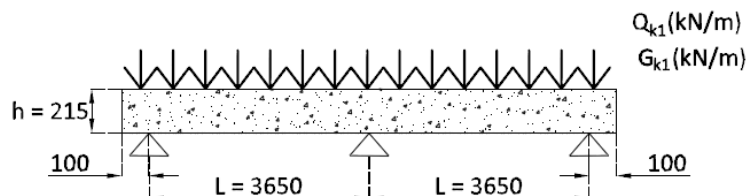
Prøve	Tverrsnitt	Statikk
4 –Fiberarmert samvirke-konstruksjon		

Tabell 6.6: Fiberarmert samvirkekonstruksjons tester

Bredden på prøve 4 er 1,2m. Under dimensjonering av dekker benyttes 1 meter bredde, derfor er alle beregningene under per meter lengde.

6.4.1 Bekreftelse av stålplaten som forskaling

Beregninger for bekreftelse av stålplaten som forskaling er utført på fullskaletesten i henhold til avsnitt 4.2.4. Uten bruk av understøttelse ved støping vil nedbøyingen bli for stor, derfor er det behov for støtte i midten av spennet.



Figur 6.2: Statikk for stålplaten som forskaling

Egenvekt for den våte betongen og stålplaten er hentet fra Kingspan vedlegg A-2 og er satt til 3,25kN/m. Den variable lasten er satt i henhold til EC1 del 1-6 [34], 0,75kN/m. Maks moment og skjær vil oppstå ved midtopplegg og vil ha følgende verdier

$$M_{Rdf} = 0,125(G_{k1} + Q_{k1}) \left(\frac{L}{2}\right)^2 = 7kNm \quad 6.6$$

$$V_{Rdf} = 1,25(G_{k1} + Q_{k1}) \frac{L}{2} = 18, kN \quad 6.7$$

	Prøve 4	Ref.	Utnyttelse
Momentkapasitet til stålplaten - M_{crd}	42,3 kNm	Vedlegg A-2	9,4%
Skjærkapasitet til stålplaten - V_{bRd}	197,9 kN	EC3 del 1-1, 6.1.5 [29]	9,5%
Lokal tverr-skjær kapasitet for steg - R_{wrd}	1643 kN	EC3 del 1-1, 6.1.7.3 [29]	1,1%
Nedbøying - δ_1	4,5mm	Statikk tabell	21,8%
Kombinert skjær og moment	-	-	10,5%

Tabell 6.7: Resultat for stålplaten som forskaling

Som Tabell 6.7 viser har stålplaten stor nok kapasitet til å opprettholde funksjonen under forskaling ved å benytte understøttelse. Man trenger ikke ta hensyn til damming for

samvirkekonstruksjonen under støping, for beregnet nedbøying i midten av dekket med kun egenvekt ble 3,7mm, og tillat nedbøying er 21,5mm.

6.4.2 Dimensjonerende laster

Den totale egenvekten G_{k2} for fullskaladekket blir regnet til 3,2 kN/m. Dekket dimensjoneres for kontor som i henhold til EC1 del 1-1 [30] har en jevnt fordelt nyttelast på 3kN/m.

$$M_{Ed} = \frac{(G_{k2} + Q_{k2})L^2}{8} = 43,5kNm \quad 6.8$$

$$V_{Ed} = \frac{(G_{k2} + Q_{k2})L}{2} = 23,2kN \quad 6.9$$

6.4.3 Bruddgrensetilstand

Moment og skjærkapasiteten til den fiberarmerte samvirkekonstruksjonen er større enn moment og skjær som oppstår på grunn av påsatt last.

	Prøve 4	Ref.	Utnyttelse
Trykkraft i stålplaten - S_a	1057 kN	fig 4,8	-
Kraft fra fiber - S_f	117 kN	fig 4,8	-
Trykksonehøyde - x_{pl}	59,3mm	fig 4,8	-
Momentkapasitet - M_{Rd}	131 kNm	4,26	33,2%
Vertikal skjærkapasitet - V_{Rd}	275,3 kN	4,20+4,28	8,4%
	279,0 kN	4,3	8,3%

Tabell 6.8: Resultat prøve 4 i bruddgrensetilstand

For å bevise at konstruksjonen kan opprettholdes uten fiberbidraget benyttes samme metode som ble benyttet for prøve 1, det er bevist at momentet opprettholdes uten bidrag fra fibreene i vedlegg F.

6.4.4 Bruksgrensetilstand

For å bestemme trykksonehøyden og andre ordens moment må man ta hensyn til alle materialene og tverrsnittsgeometrien. Her blir det ikke tatt hensyn til fibreene på grunn av manglende standardisering.

Tillate rissvidde for en fiberarmert konstruksjon er satt til 0,25mm. Tillate nedbøyingen for prøven vil være $L/250$ som er 30mm.

Tabell 6.9 viser utnyttelsen av dekket i bruksgrensetilstand. Prøven viser tilstrekkelig kapasitet, hvor både nedbøying og riss tilfredsstille kravene. Nedbøyingen får en høy

utnyttelse, noe som må tas med i betraktning under dimensjonering. Den tilfredsstillende kravet men er veldig nær, noe som kan gjøre at nedbøyningen blir for stor i forhold til bruks- og synlighetsskyld. Forskjellen på rissviddeberegningen utført i henhold til COIN 29 og RILEM fikk stor forskjell, og dette er av samme grunn som ble nevnt for avsnitt 6.3.3.

	Prøve 4	Ref.	Utnyttelse
Nedbøyning – δ_2	19,1mm	Statikk tabell	64 %
Rissmoment - M_{cr}	13,7 kNm	4.23	-
Rissavstand – $S_{r,max}$	191mm	4.32	-
	40mm	4.33	-
Første riss – w_{k1} – $w_{k1rilem}$	0,015mm	4.24	6 %
	$6,3 \times 10^{-6}$ mm	4.34	$2,5 \times 10^{-3}$ %
Riss ved maks spenning – w_{k2} – $w_{k2rilem}$	0,279mm	4.24	111,50 %
	0,112mm	4.34	44,80 %

Tabell 6.9: Resultat prøve 4 i bruksgrensetilstand

7 Ekspérimentelt resultat

Prøvene som er utstøpt:

	Hva	Dimensjon lxbxh [mm]	Type betong	Antall
Serie A	Terning med 0,8% fiber	150x150x150	B30 + 0,8 % fiber	3
Serie B	Terning med 0,45% fiber	150x150x150	B30 + 0,45 % fiber	3
Serie C	Terning uten fiber	150x150x150	B30	3
Serie D	Bjelke med 0,8% fiber	550x150x150	B30 + 0,8 % fiber	2
Serie E	Bjelke uten fiber	550x150x150	B30	2
Serie F	Dekke med stålplate	600x600x215	B30	2

Tabell 7.1: Prøver utstøpt på UIS

	Hva	Dimensjon lxb [m]	Type betong	Mengde armering	Antall
Prøve 1	Samvirkekonstruksjon* u/armering	2,4x0,9	B30	-	1
Prøve 2	Samvirkekonstruksjon* m/armering	2,4x0,9	B30	4ø10c250 Overdekning 25mm	1
Prøve 3	Fiberarmert samvirkekonstruksjon*	2,4x0,9	B30 + 0,45 % fiber	-	1
Prøve 4	Fiberarmert samvirkekonstruksjon*	7,5x1,2	B30 + 0,45 % fiber	-	3

Tabell 7.2: Prøver utstøpt hos Velde

*Samvirkekonstruksjon er dekke med stålplate i bunn.

Serie A til E som ble støpt ut på UIS gikk som planlagt og ble utført og oppbevart på riktig måte i henhold til standarden.

For serie F ble den ene testen ødelagt når forskalingen skulle fjernes, noe som resulterte i at kun en prøve ble testet. Under testing oppstod det problemer med programmet "strain master". Programmet analyserte de første 230 sekundene av prøven. Kontakten mellom prøven og lastriggen oppstod ca. 450 sekunder etter teststart. Dette betyr at resultatene fra "strain master" ikke kan benyttes til å evaluere resultatet.

Prøve 1-3 ble utført og støpt etter planen. Etter utstøping måtte dekkene oppbevares ute hos Velde. For å ha kontroll på betongens alder ved testing ble modenheten beregnet ved hjelp av gjennomsnittstemperatur hentet fra yr.no. [44] Ut ifra Vedlegg C oppnådde betongen en modenhet på ca. 11 dager etter 33 dager. 33 dager etter støp ble dekkene fraktet til UIS for testing.

Prøve 4 ble støpt ute på bakkenivå. Dette gjør at man ikke kan sjekke stålplatens oppførsel under støping, men i henhold til beregningene utført i vedlegg F har stålplaten god kapasitet til å opprettholde ønsket egenskaper under støping. Etter utstøping ble dekkene oppbevart ute til herding, og etter 35 dager ble dekkene testet. Vedlegg C viser at betongen hadde oppnådd en modenhet på 12 dager.

Prøvene gikk ikke til brudd med de planlagte testmetoden. Det ble derfor utført en ekstra test på et av dekkene, hvor det ble påført en punktlast på midten.



Figur 7.1: Dekketest for prøve 4.1

7.1 Fersk betong

Prøve	Utbredelsesmål [mm]	Synkmål [mm]	Luft [%]	Densitet [kg/m ³]
0,8% fiber	495	200	3,0	2319
0,45% fiber	450	230	3,4	2325
B30	450	220	2,2	2344

Tabell 7.3: Ferske egenskapene til testene

Mengden fiber som er tilsatt betongen er ikke så stor, derfor er det ikke forventet store endringer i støpelighet til de ulike reseptene. Betongen med 0,8% fiber har høyt luftinnhold og lavest densitet, noe som kan påvirke støpeligheten positivt.

7.1.1 Utbredelsesmål og synkmål

Utbredelsesmålingene som ble utført på den ferske betongen er fremstilt i Tabell 7.3 over. Disse målingene er noe mindre enn kravet til selvkompimerende betong som er angitt til å være 59-80 cm. [4] Denne differansen kan være forårsaket av stålfibrene.

Ved en økende fibermengde eller fiberlengde pleier synkutbredelsen å minke. Synkmålene kan bli redusert med ca. 35mm ved tilsetning av fiber. Dette er ikke tilfelle her, noe som kan være på grunn av liten mengde fiber som er tilsatt eller ulike påvirkninger og usikkerheter under støping.

7.1.2 Densitet

Alle målingene fra testene er innenfor kravet for normalbetong som er $2400\text{kg}/\text{m}^3$. Resultatene fra målingene på prøvene er meget stabile. Stålfiber vil ikke påvirke densiteten til den ferske betongen noe særlig, selv om det er en tendens på at densiteten minker ved økende fibermengde.

7.1.3 Luftinnhold

For at luftinnholdet ikke skal påvirke slutfastheten til betong er maks grensen på luftinnhold i normalbetong satt til 4%. I resepten fra Velde var det satt opp et luftinnhold på 1,5%. Alle resultatene fremstilt i Tabell 7.3 er innenfor kravet, men noe over ønsket verdi. Dette kan være forårsaket av feil utførelse i støpefase, slik som miksetid og miksemaskin som ble benyttet.

7.2 Herdet betong

7.2.1 Trykktesting



Figur 7.2: Testmasking for trykktesting

Ut fra EC2 del 1-1 [1] skal en B30 ha en styrke på

$$F_{max} = 37\text{MPa} \times 150\text{mm} \times 150\text{mm} = 832,5\text{kN}$$

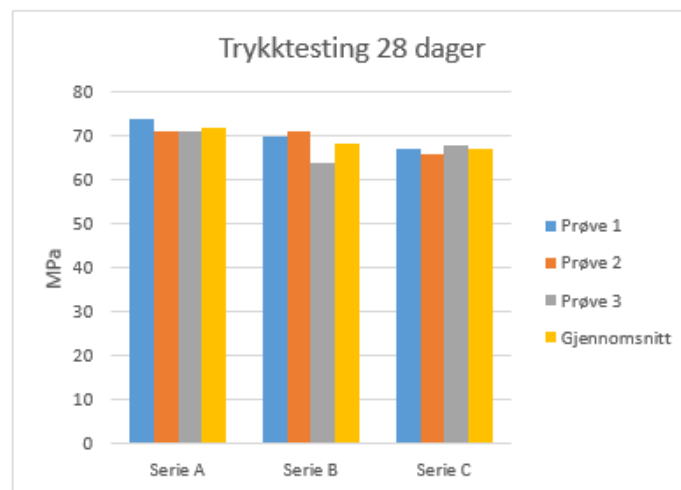
7.1

For hver betongblanding ble 3 terninger støpt ut, og alle resultatene fra prøvingen ligger godt over F_{max} for en B30 betong.

Serie	Dimensjon mm	Fibermengde volumprosent	Densitet kg/l	F_{max} kN	f_{cm} MPa	f_{ck} MPa		Gj. snitt f_{cm} Mpa	Gj. snitt f_{ck} Mpa
A1	150x150x150	0,8	2,43	1653,7	74	66			
A2	150x150x150	0,8	2,42	1589,2	71	63		72	64
A3	150x150x150	0,8	-	1606,5	71	63			
B1	150x150x150	0,45	2,38	1575,8	70	62			
B2	150x150x150	0,45	2,38	1586,6	71	63		68	61
B3	150x150x150	0,45	-	1433,7	64	57	*		
C1	150x150x150	-	2,38	1499,1	67	59	*		
C2	150x150x150	-	2,4	1483,2	66	58		67	59
C3	150x150x150	-	-	1530,1	68	60			

Tabell 7.4: Resultat ved trykktesting

*Terningene hadde noe avrundede kanter, ikke 100% kvadratisk form



Figur 7.3: Trykkfasthet til terning ved 28 døg

Resultatene ligger over standard verdier, hadde det blitt benyttet støpetester kunne man forbedret og rettet på resepten slik trykkfastheten kunne vært mer i henhold til standarden. Dette er godt tegn innenfor kapasitet, men dårlig økonomisk hvor det benyttes en sterkere betong enn hva som er nødvendig.

Flere forskere har funnet ut at fiberinnholdet ikke har noen påvirkning på trykkfastheten. Den eneste påvirkningen er at betongen som inneholder fiber blir noe seigere og vil ikke bli knust på samme måte. Disse prøvene fikk også mindre riss, noe som viser at fibrene påvirker betongens styrke mot rissutvikling. Alle prøvene er stabile med noe variasjon. Resultatet viser at med økende mengde stålfiber i betongen vil trykkfastheten øke noe. Serie B vil ha en noe høyere gjennomsnittlig trykkfasthet enn resultatet viser på grunn av prøve B3 hadde noe ødelagt form som ga en lavere trykkfasthet enn de andre. Prøve C1 hadde også noe ødelagt form men dette var ikke så mye, og påvirket ikke trykkfasthets resultatet.

7.2.2 Bøyestrekfasthet



Figur 7.4: Testmaskin for bøyestrekfasthet

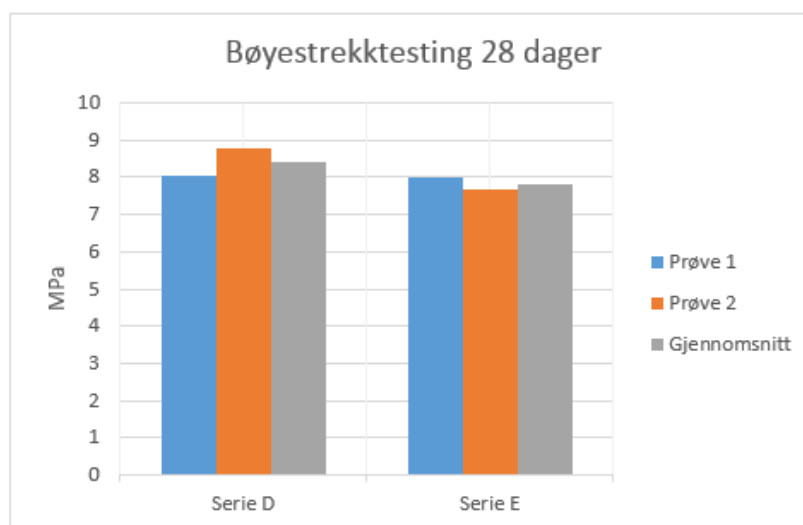
I henhold til EC2 del 1-1, 3.1.8 [1] kan bøyestrekfastheten for en B30 betong finnes ved hjelp av følgende ligning.

$$f_{cf} = \max\left(\frac{1,6h}{1000} f_{ctk}; f_{ctk}\right) \quad 7.2$$

Høyden til prøven var 150mm, f_{ctk} vil si betongens karakteristiske aksialstrekfasthet som for B30 betong er 3,8 MPa. Dette gir en bøyestrekfasthet på 3,8 MPa. Alle resultatene fra bøyestrekprøven er innenfor kravet.

Serie	Dimensjon mm	Fibermengde volumprosent	F_{max} kN	f_{cf} MPa	Gj. snitt f_{cf} Mpa
D1	150x150x550	0,8	36,2	8,05	8,4
D2	150x150x550	0,8	39,7	8,80	
E1	550x150x150	-	36,1	8,01	7,8
E2	550x150x150	-	34,5	7,66	

Tabell 7.5: Resultat ved bøyestrektest



Figur 7.5: Bøyestrektesting ved 28 døg

Prøvene som inneholder stålfiber fikk ca. 10% høyere bøyestrekfasthet enn prøvene uten fiber. Dette viser også igjen med at prøven uten fiber fikk en mer sprø oppførsel, mens prøven med fiber ble mer duktil som resulterte i et mer seigt brudd.

7.2.3 Firepunkts test

Generelle observasjoner

Med økende last på dekkene begynte dekket å deformeres vertikalt. På dette stadiet vil stålplaten jobbe sammen med betongen for å ta opp strekkreftene som blir påført tverrsnittet. Etter at lasten passerte ca. 80kN oppstod det flere knekkelyder som kommer av at betongen separeres fra stålplaten som følge av svikt i sammenkoblingen mellom de to materialene. Synlige riss oppstod fra strekksonen av konstruksjonen, hvor de største var plassert rett under der punktlasten ble påført. På enden av dekket viste det klar slipp, hvor betongen hadde sluppet fullstendig fra stålplaten. Resultatene viser at alle testene fikk feilmodus II, som er på grunn av skjær som gir strekksprekker og som gir konstruksjonen en endeslipp.

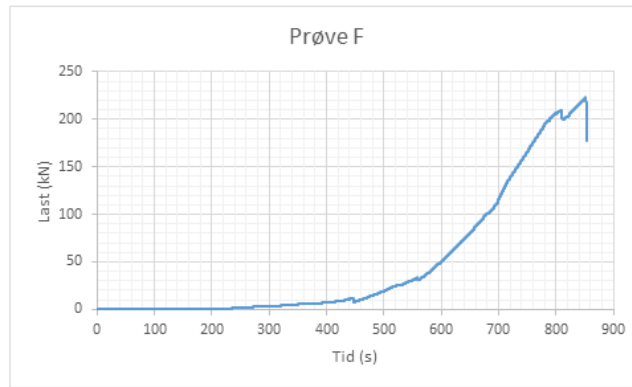


Figur 7.6: Riss ved punktlast for samvirkedekket med armering

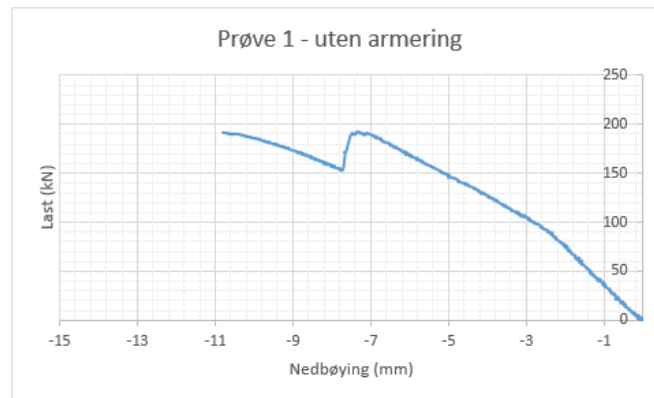
Last – nedbøying oppførsel

Forholdet mellom last og nedbøying er fremstilt i Figur 7.8 – Figur 7.10. Lasten som fremstilles i grafene er totallast fra hele lastriggen. Nedbøyingen viser klar tendens til å øke med lasten, og alle prøvene viser samme utvikling. Første endring i stigningen på grafene er når et riss oppstod eller separasjon og slipp i konstruksjonen. Generell oppførsel for en konstruksjon under last vil kunne deles inn i tre deler. Før oppriss, etter oppriss og etter topp belastning. Alle prøvene viser lik oppførsel i den lineære delen før oppriss. Etter oppriss mister konstruksjonen sin lineære oppførsel, hvor grafen fortsetter mot topplast. Etter denne topplasten er nådd vil lastkapasiteten reduseres og nedbøyingen øker.

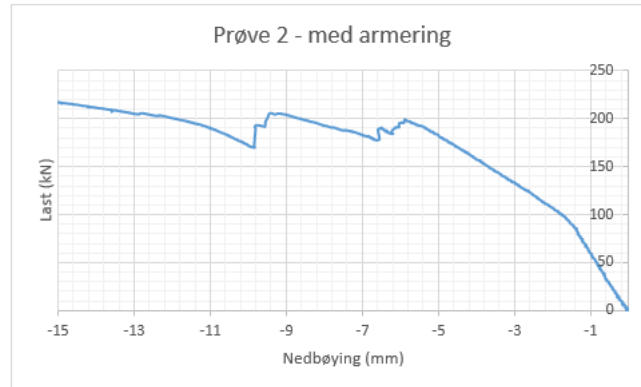
Figur 7.7 viser hvordan lasten utviklet seg i forhold til tiden under testing av prøve F, det lille dekket uten armering. I starten av grafen viser en flat kurve, her var det ikke kontakt mellom dekket og lastriggen. 450 sekunder etter oppstart oppstod det er lite hakk i grafen, det var her kontakten oppstod. Grafen viser at lasten steg fort når den først kom i kontakt med dekket, og at dekket tok en makslast på 206 kN.



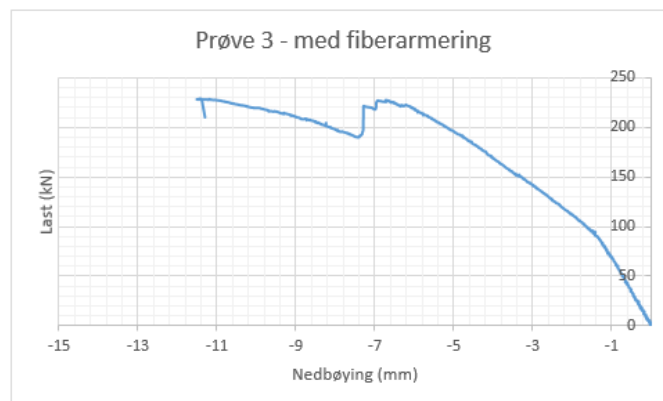
Figur 7.7: Last - tid for prøve F



Figur 7.8: Kraft - nedbøying for prøve 1 – uten armering



Figur 7.9: Kraft - nedbøying for prøve 2 – med armering



Figur 7.10: Kraft - nedbøying for prøve 3 – med fiberarmering

Første topp på grafen viser makslasten som dekket klarer og motstå før den får noe synlige skader eller feil som påvirker bæreevnen. På prøven uten armering oppstår denne ved lavest last, og i tillegg ved størst nedbøying. I henhold til standarden skal prøven uten armering være svakest, derfor er denne oppførselen som antatt. Prøvene uten armering viser store likheter når det kommer til lasten. Den stiger fort og går mot få stigningstopper. Den minste prøven får derimot en høyere påført last, som er på grunn av kortere spennvidde.

Alle prøvene har en lineær oppførsel i starten før riss oppstår. Lasten på prøven uten armering gikk sakte oppover igjen, men kom ikke like langt opp som på de andre to. Dette er fordi prøvene med slakk- og fiberarmering får en mer duktil oppførsel og klarer å opprettholde lasten lenger ved å fordele kreftene til stålet. Dette vil ikke prøven uten armering klare, og det vil føre til et sprøere og raskere brudd. Prøven med fiberarmering viser at fibrene får en hard oppførsel, som tillater flere riss før konstruksjonen feiler. Etter topplasten er nådd viser prøvene tegn til å stabiliseres, hadde prøvene fortsatt ville mest sannsynlig lasten minke, mens nedbøyingen fortsette å øke.

Som Tabell 7.6 viser var nedbøyingen best for prøve 3, med fiber for både testene og beregningene, og prøve 1, uten armering var den som kom verst ut. Prøven uten armering har 3 % nedbøyingsokning i forhold til prøven med fiber i henhold til beregningene. I henhold til testene er denne økningen på 55%. For prøve 2 med armering er økning på 2% i henhold til beregningene, mens for beregningene er den 12%. Dette viser en stor forbedring av stivhet ved bruk av fiber, og at stålfiber har en bedre effekt på virkelig testing i forhold til hva beregningene viser.

Selv om dekkene fikk høyere nedbøying enn hva beregningene fikk, er alle nedbøyingresultatene for den gitte lasten innenfor beregningskravet som er 8,4mm fra formel 6.5. Prøve 1, uten armering har høyest prosentandel med 60,7% av beregningskravet. For at denne type dekke skal kunne benyttes i konstruksjoner burde det utføres en ny vurdering, dette er med tanken på at prosentandelen er høy. Konstruksjonen vil være sikker, men nedbøyingen vil bli for stor under denne lasten og resultere i dårlige bruksegenskaper, funksjonsdyktighet og vil påvirke konstruksjonens utseende. Prøve 3, med fiberarmering oppnådde en mindre prosentandel, 39%, som er godt innenfor kravet og godt egnet til bruk.

	Prøve 1	Prøve 2	Prøve 3
Total Kraft	150 kN	150 kN	150 kN
Beregnet	-1,93mm	-1,909mm	-1,874mm
Testresultat	-5,1mm	-3,7mm	-3,3mm
Testresultat i forhold til beregningskravet	60,70 %	44 %	39 %

Tabell 7.6: Nedbøying resultat

Bruddlast

I henhold til EC4 del 1-1, 9.7.3(3) [15] bør bruddlasten settes lik lasten som fører til en nedbøyning i midten av spennet på $L/50$ hvis den største lasten nås ved en nedbøyning midt i spennet som overskrider $L/50$. For konstruksjonen vil denne verdien være 42mm. Ingen av testene overskrider denne verdien.

I Tabell 7.7 fremstilles bruddlastresultatet fra testene og beregningene. Beregningene viser liten endringer i bruddlast, som er på grunn av liten endring i trykksonehøyden og andre ordens moment for risset tverrsnitt. Prøve 3, med fiber viser best resultat fra begge resultatene, med høyest forbedring i resultatene fra målingen i forhold til de andre prøvene.

	Prøve 1	Prøve 2	Prøve 3
Test	191,5 kN	198,7 kN	218,5 kN
Beregning	217,5 kN	216,8 kN	217,9 kN

Tabell 7.7: Bruddlast for prøvene

Endeslipp oppførsel



a)



b)



c)



d)

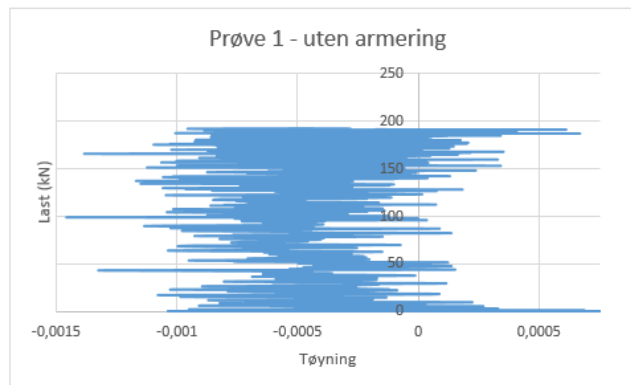
Figur 7.11: Endeslipp for a) prøve F, b) prøve 1-uten armering, c) prøve 2-med armering og d) prøve 3-med fiberarmering

I den innledende fasen av lastperioden er slipp veldig liten. Etter hvert som kraften øker vil slipp mellom materialene øke. Figur 7.11 viser endene av dekken etter ferdige tester. På prøve F er det ikke mye synlig slipp, som er forårsaket av kortere spennlengde. På de andre prøvene viser det synlig slipp. Dette kunne man også høre under testingen, hvor det var mer og høyere lyder som oppstod når betongen slapp taker fra stålplaten. I kraft nedbøyingsgrafene Figur 7.8 - Figur 7.10 over oppstår første tegn på slipp rundt 90kN for prøvene uten stålfiberfiber, og

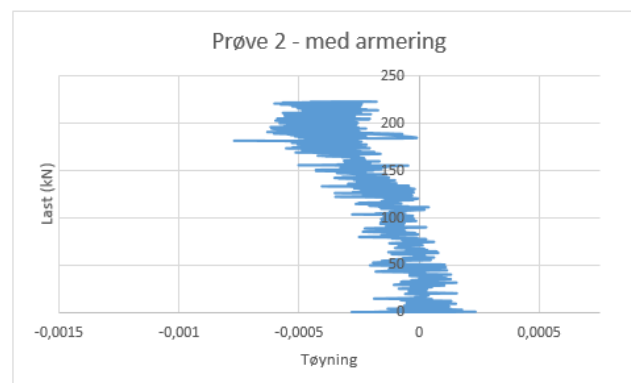
nærmere 100kN for prøven med stålfiber. Dette viser at sammenkoblingen mellom betongen og stålplaten som skaper friksjon mellom dem er god.

Tøyningsutvikling for betong

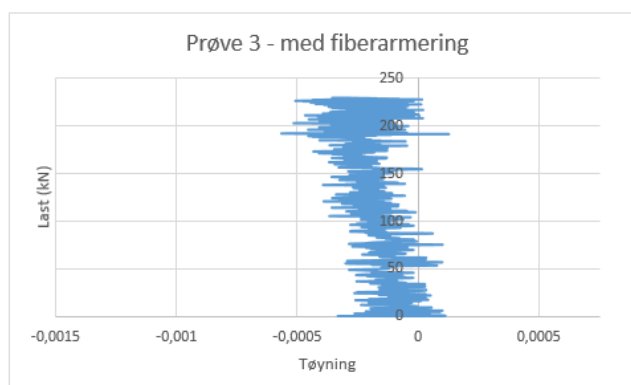
For alle dekkene ble tøyningen til betong funnet fra programmet strain master ved å sette på en streklapp på toppen av dekket. Alle prøvene viser at tøyningen i toppen av dekket er i kompresjon. Prøvene er noe varierende noe som er forårsaket av programmet.



Figur 7.12: Tøyning i betongen for prøve 1 – uten armering



Figur 7.13: Tøyning i betongen for prøve 2 – med armering



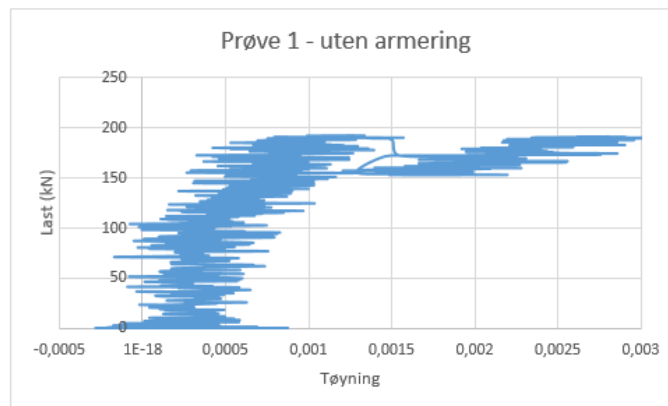
Figur 7.14: Tøyning i betongen for prøve 3 – med fiberarmering

Prøve 1 oppnår høyest tøyning. Dette er forventet, fordi her er det ingen armering som kan hjelpe til med å fordele kreftene. Prøven med stålfiber viser minst tøyning, noe som kan være

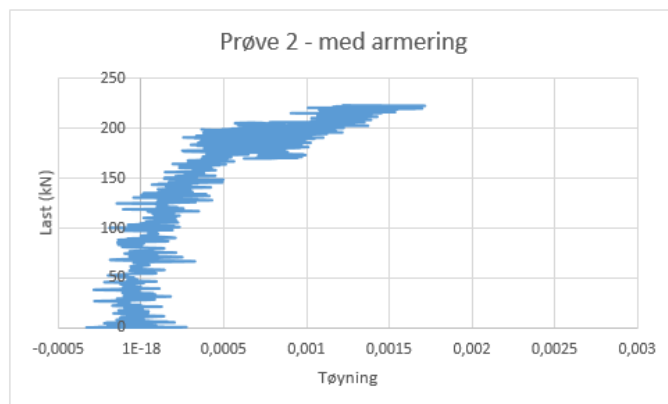
forårsaket av full dybdearmering gjennom hele tverrsnittet. Alle dekkene feilet før de oppnådde en kompresjonstøyning på 0,0035.

Tøyningsutvikling for stålplaten

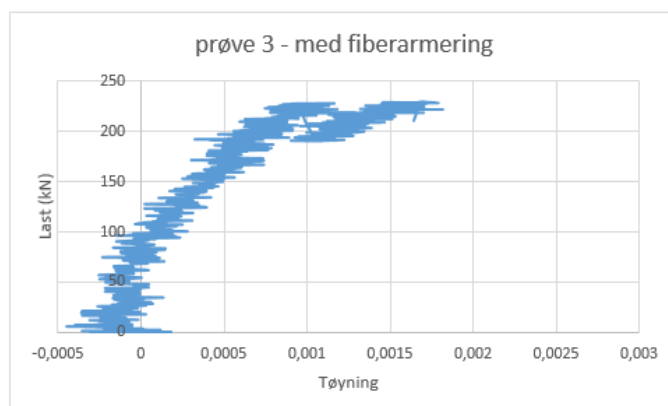
Tøyningen for stålplaten finnes ved å plassere en strekkklapp på bunnen av dekket. I starten er tøyningen nær y-aksen, her vil betongen og stålplaten tøyning følge hverandre, mens etter hvert vil tøyning øke i stålplaten på grunn av overføring av kreftene. Alle prøvene får en strekktøyning som er positiv. Prøve 1 oppnår høyest tøyning, og overgår tøyningsgrensen til stålplaten. Stålplaten har en flytegrense på 350 MPa som gir en tøyningsgrense på 0,00217.



Figur 7.15: Prøve 1 - tøyning i stålplaten

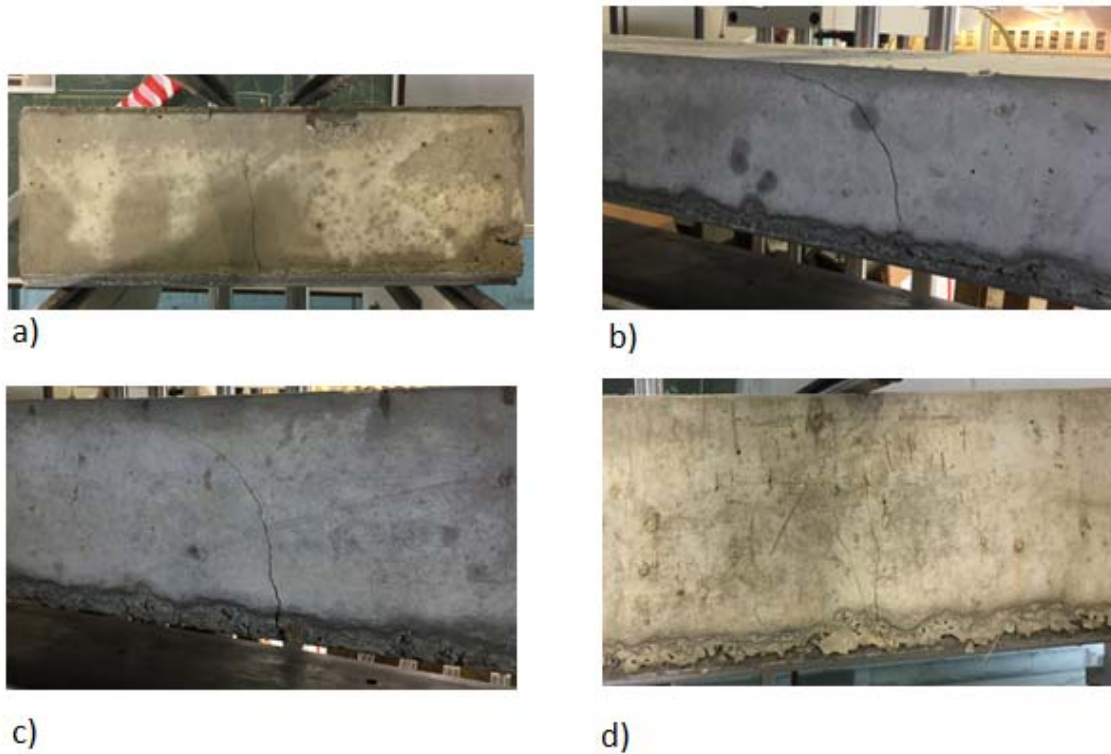


Figur 7.16: Prøve 2 - tøyning i stålplaten



Figur 7.17: Prøve 3 - tøyning i stålplaten

Rissutvikling



Figur 7.18: Rissutvikling for a) prøve F, b) prøve 1-uten armering, c) prøve 2-med armering og d) prøve 3-med fiberarmering

Figur 7.18 over viser at for prøve F ble risset dannet mellom de to punktlastene. Dette kan være forårsaket av liten avstand mellom punktlastene som førte til at de største spenningene samlet seg i midten av spennlengden.

De andre prøvene fikk to riss, som var plassert rett under punktlastene. Prøve 2 som var uten armering fikk gjennomgående riss som er vist i Figur 7.19, begge disse gjennomgående rissene var plassert under punktlasten. Alle riss har startpunkt i strekksonen av dekket. Prøve 3 med fiberarmering fikk minst rissutvikling. Dette viser figuren over hvor risset nesten ikke syns. Denne oppførselen er som antatt, på grunn av med en fiberarmt konstruksjon vil hele tverrsnittet være armert, hvor mer stål klarer å ta opp krefter og spenninger.



Figur 7.19: Gjennomgående riss for prøve 1-uten armering

Konklusjon

Resultatene over viser at for konstruksjoner på denne lengden vil en fiberarmert konstruksjon oppnå bedre nedbøyningsegenskaper, mindre synlige riss og høyere bruddlast i forhold til hva en konstruksjon med slakkarmering. Det vil si at slakkarmering kan erstattes med fiberarmering og samtidig opprettholde ønsket egenskaper.

7.2.4 Fullskala dekketest



Figur 7.20: Fullskala dekketest hos Velde

Generelle observasjoner

Etterhvert som vannhøyden begynte å stige i vannbadet førte det til at dekket fikk mer og mer nedbøyning. Under lastpåføringen oppstod det ikke noe knekkelyder eller noe tegn på kollaps. Når lasten var fjernet var det ingen synlige riss, og ingen tegn på slipp i enden av dekket. Etter at lasten var fjernet ble dekket noe rettere, men gikk ikke 100% tilbake til sin startposisjon. Dekket viste tegn på redusert stivhet etter testen var ferdig, som kan forbedres med å øke tverrsnittshøyden. For denne prøven var beregnet nedbøyning nær kravet med utnyttelse på 64%. For å være på den sikre siden, slik at man kan dokumentere en sikker konstruksjon ved beregning kan også tverrsnittshøyden påvirke nedbøyningen positivt, og risskontroll vil bli bedre.



Figur 7.21: Enden på dekket etter test



Figur 7.22: Dekket etter test

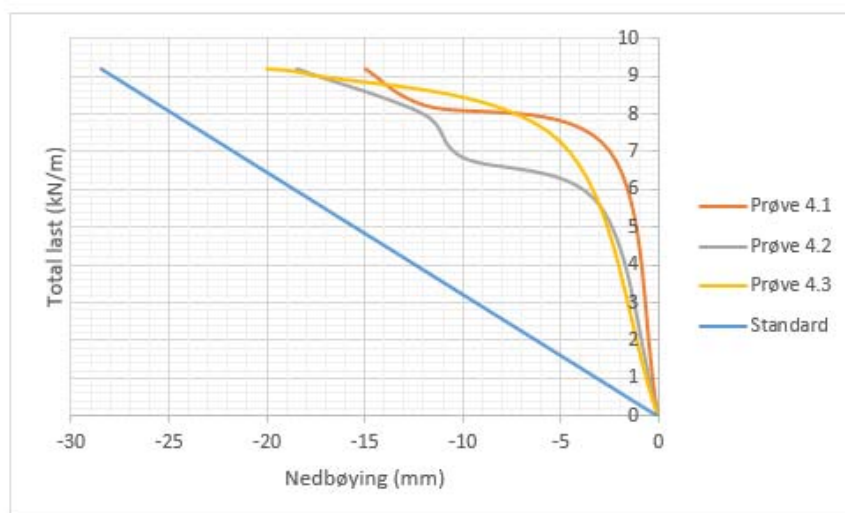
Last-nedbøyings oppførsel

Dekkene stod plassert med kun egenvekt i 2 dager før testdagen. På det tidspunktet testen skulle starte ble nedbøyingen målt til 2mm. I henhold til beregningene vil nedbøyingen på dekket med egenlast og urisnet tvversnitt være:

$$\delta_g = \frac{5}{384} \frac{G_{k1} L^4}{E_{cm} I_{cu}} = 7,2 \text{ mm} \quad 7.3$$

Målingene ble utført manuelt, hvor det er flere faktorer som spilte inn. Beregningen er større enn virkelig nedbøying, noe som viser at i dette tilfelle er standarden konservativ.

Last mot sentrisk nedbøying for prøve 4 og beregningene er grafisk fremstilt i Figur 7.23. Alle testene fikk økt nedbøying med økt last. Grafen viser at i henhold til standarden øker nedbøyingen lineært med kraft. For prøvene utført hos Velde viser også grafen tendens til lineær økning, men her øker nedbøyingen saktere. Alle prøvene fikk en lavere nedbøyingen enn hva beregningene viser, noe som igjen viser tegn på konservative beregninger.



Figur 7.23: Last-nedbøying for prøvene

Prøve 4.1 ble påført ekstra punktlast på midten for å finne nedbøyingen under forhold med jevnt fordelt last i tillegg til en punktlast på midten av spennvidden. Tabell 7.8 viser utviklingen

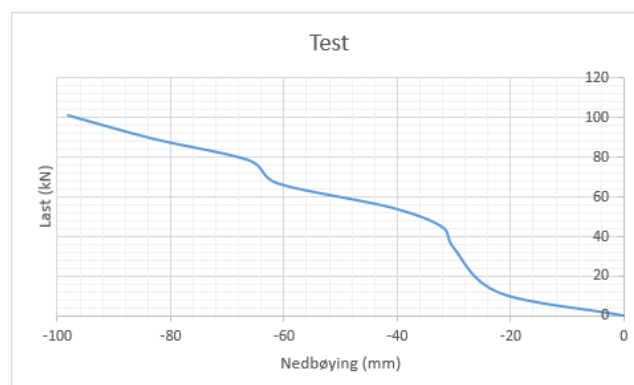
på nedbøying i forhold til lasten som ble påført. Her viser det også at beregnet verdier fra standarden er høyere enn virkelige verdier fra testen. Ved å påføre punktlaster oppstod det fortsatt ingen knekkelyd eller synlige riss. Ut fra beregningene i vedlegg F skal dekket tåle en punktlast på 57 kN, i tillegg til vannet med en høyde på 500mm. Alle resultatene over har vist at standarden gir konservative verdier, derfor er det ikke forventet at dekket skal knekke eller kollapse med en punktlast på 20kN.

Nedbøying mm	Vannhøyde mm	Ekstra vann liter	Total last kN/m	Ekstra last kN	Nedbøying beregning mm
0	0	-	0	-	0
-2,5	320	-	7,03	-	-21,792
-12	420	-	8,23	-	-25,512
-15	500	-	9,19	-	-28,488
-15	-	400	9,19	4	-31,133
-17	-	800	9,19	8	-33,778
-20	-	1000	9,19	10	-35,101
-24	-	1600	9,19	16	-39,069
-25	-	2000	9,19	20	-41,714

Tabell 7.8: Laster på prøve 4.1

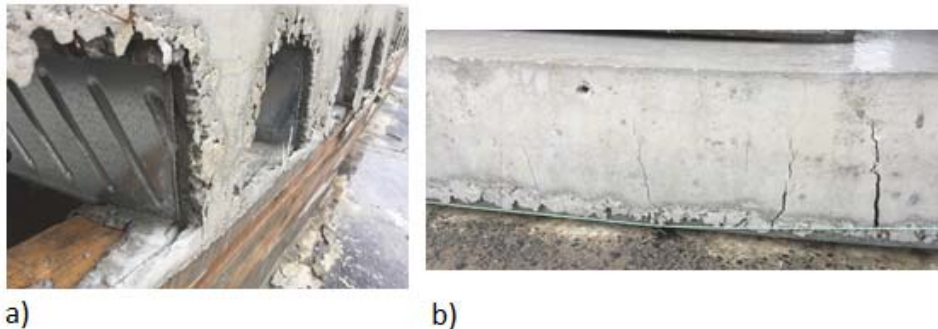
Bruddlast

Prøve 4.1 ble påført en punktlast på midten av spennet for å sjekke bruddlasten til dekket. Figur 7.24 under viser hvordan last og nedbøyingen utviklet seg. Det første hakket i grafen viser når det begynte å oppstå knekkelyder og stålplaten begynte å slippe fra betongen. Dette oppstår ikke i tidlig fase av testing, noe som betyr at betongen og stålplaten har god heft som er forårsaket av friksjon. Det første synlige risset oppstod rundt 80kN, noe som viser igjen på grafen.



Figur 7.24: Last - nedbøying for dekke 4.1

På enden av dekket oppstod det endeslipp når dekket gikk til brudd. Slippet ble målt til 13mm. I likhet med testene som ble utført på universitetet blir også risset her dannet fra strekksonen av dekket.



Figur 7.25: a) endeslipp og b) rissutvikling for prøve 4.1

Bruddlasten til dekket ble notert til 112,2kN. I henhold til beregningene i Vedlegg F ble bruddlasten beregnet til 80kN, noe som viser et konservativt resultat. En punktlast på 112,2kN tilsvarer en jevnt fordelt last på 26,7kN/m. For testen som ble utført med jevnt fordelt last ville dette vært det samme som en vannhøyde på 2,28m. Dette viser hvorfor det ikke var noe tegn på brudd, riss eller knekkelyder under lasten på 0,5meter høyt vann. Bruddlasten for dekket er mye høyere enn hva dimensjonerende nyttelast er på et kontordekket. Dette viser at fiberarmert samvirkedekke er godt egnet til bruk i kontorbygg.

Konklusjon

For en samvirkekonstruksjon på 7,3meter med dimensjonerende nyttelast på 3kN/m² vil armeringsbehovet i trykksonen i henhold til EC2 del 1-1, 7.3.2 [1] bli beregnet til minimumsarmeringen, 160mm². Resultatene over viser at en fiberarmert samvirkekonstruksjon viser gode egenskaper og gode resultat fra målingene, noe som viser at stålfiber kan erstatte slakkarmering for slike konstruksjoner. Flere av målingene fra testene viser konservative resultat. Ved å utføre flere tester og prøver vil man kunne få mer erfaring og kunnskap om slike type dekker, som kan gjøre at man kan utnytte fibrenes egenskaper bedre.

Sammenligning

Beregningene som er utført på Velde stemmer mer overens med testingen, med at standarden er konservativ. For de andre prøvene ble ikke resultatet helt det samme, hvor resultatet fra testene fikk høyest nedbøyingsverdi, og gikk til brudd før beregnet bruddlast var oppnådd. Dette kan være på grunn av:

- Neglisjering av skjærdeformasjon for nedbøyingsberegningene. For dekkene vil lengde/høyde forholdet være ca. 10. Ved et slikt forhold vil ikke skjærdeformasjonen gi store utslag, men påvirker
- Dekkekravet for en konstruksjon sier at minste bredden skal være større enn 4xh, som for prøvene tilsvarer 860mm. For dekkene på 2,4 meter er denne verdien 900mm. Dette er nær kravet, som betyr at konstruksjonen kan få en oppførsel mer lik en bjelke, og ikke et dekke.

- Spennlengde. Korte dekker vil oppnå høyere og mer konsentrerte spenninger i tverrsnittet.
- Herdeprosessen til den ferdige betongen. Betongen hadde oppnådd en modenhet på 11 dager ved testning, hvor dekket var oppbevart ute. Dekkene med minste dimensjonene kan ha blitt påvirket mer negativt av denne herdeprosessen, med uttørkning siden vannet har mindre vei opp til overflaten som fører til kjappere uttørkning.
- Frakt og transport til UIS for testing. Transporten kan ha påvirket egenskapene til dekkene.

8 Konklusjon

Hovedforskjellen mellom beregning av vanlig slakkarmering og fiberarmert betong er ofte et tilleggselement som tar hensyn til fibrenes effekt. Dette gir økning i momentkapasitet, nedbøying og rissutvikling, hvor den største økningen oppstår i skjærkapasiteten for konstruksjonene.

Den ferske betongens egenskaper blir ikke mye påvirket med tilsetning av 0,8% stålfiber. Fibertilsetning vil ikke påvirke trykkfastheten til betongen. Prøvene som inneholdt fiber fikk mindre riss under testene, noe som viser at fibrene gir betongen høyere styrke mot rissutvikling. Fiber viser en økning på 10% på bøyestrekfastheten enn prøvene uten stålfiber. Under testene ble det også registrert at prøvene som inneholdt stålfiber fikk et mer seigt og duktilt brudd.

Feilmoduser for alle testene er forårsaket av skjær som gir strekksprekker og som fører til endeslipp på konstruksjonen. Testene på universitetet og Velde viser at knekkelyder og slipp mellom materialene ikke oppstod i tidlig fase av testingen, noe som betyr at sammenkoblingen mellom betongen og stålplaten var god.

Ved å øke spennlengden på en samvirkekonstruksjon vil det kunne føre til større skjærkrefter ved opplag og økning av moment i midtsnittet. Liten spennlengde vil kunne gi høye og mer konsentrerte spenninger, noe som viser igjen på testene på universitetet. Spennlengden påvirker også bruddlast, hvor kortes spennlengde oppnår høyest bruddlast. Slipp oppførselen vil kunne bli påvirket, økende spennlengde vil øke endeslipp for konstruksjonen. Dette viser også igjen på testene, med at prøvene på Velde som hadde lengst spennlengde fikk lavest bruddlast og størst endeslipp.

Resultatene fra testene på universitetet viser at en fiberarmert samvirkekonstruksjon med en spennlengde på 2,1meter vil oppnå større forbedring på nedbøyingen under testene i forhold til de andre prøvene, enn hva beregningene viste. Dette viser en positiv økning av stivhet ved bruk av fiber, og en bedre effekt på virkelig testing. Beregningsresultatet for dekketesten på universitetet viser bedre nedbøyingsoppførsel enn hva resultatet fra målingene. Dette er ikke hva som var forventet, og kan være forårsaket av neglisjering av skjærdeformasjon under beregningen. Det kan også bli påvirket av spennlengde, herdeprosess og transport. Prøven med fiberarmering viste best rissegenskap og oppnådde høyere bruddlast i forhold til konstruksjonen med slakkarmering. Ut ifra beregning- og testresultatene kan en konkludere med at slakkarmering kan erstattes med fiberarmering og samtidig opprettholde ønsket egenskaper for konstruksjoner med en spennlengde på 2,1meter.

Beregningsresultatene fra testene som er utført hos Velde viser at stålplaten kan benyttes som underlag for støping av betongen på en konstruksjon med spennlengde på 7,3meter.

Testresultatet viser at bruddlasten er høyere enn nyttelasten til et næringsbygg, som betyr at konstruksjonen er godt egnet til bruk i slike bygg. Flere av målingene fra testene viser konservative resultat for nedbøying og bruddlast. Mer forskning bør gjennomføres for å finne måter og metoder for å få en bedre utnyttelse av fiberen. Dette vil gi mer kunnskap og erfaring som kan føre til at man kan redusere fibermengde i en konstruksjon og samtidig få gode egenskaper som tilfredsstillende kravene.

9 Forslag til videre arbeid

Forslag til videre arbeid for fiberarmert samvirkekonstruksjon:

- Utforske egenskapene til konstruksjoner for ulike mengder fibertilsetning, og endring av type betongresept.
- Utføre en fullstendig dekketest hvor stålplatens egenskaper som forskaling testes, og dekketesten utføres etter 28 dager med riktig herdeprosess. Det bør også benyttes tilstrekkelig måleutstyr som kan måle riss og endeslipp på dekket.
- Studere brannmotstanden for fiberarmert samvirkekonstruksjon sammenlignet med slakkarmert samvirkekonstruksjon.
- Se nærmere på rissviddeberegning for fiberarmerte samvirkekonstruksjoner.
- Kontakte SINTEF for videre arbeid for å oppnå godkjenning av denne type konstruksjon.

Referanser

- [1] *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, allmenne regler og regler for bygninger*, NS-EN 1992-1-1: 2004+NA:2008, 2008, (EC2 del 1-1).
- [2] J. V. Thue, «Armert betong,» 2009. [Internett]. Available: https://snl.no/armert_betong. [Funnet 9 januar 2017].
- [3] M. Maage, TKT 4215 Concrete Technology 1, Trondheim: NTNU, 2008.
- [4] T. Kanstad, «Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og konroll av fiberarmert betongkonstruksjoner,» Sintef, Oslo, 2011.
- [5] T. Årtun, «Store Norske Leksikon,» 14 februar 2009. [Internett]. Available: <https://snl.no/glassfiber>.
- [6] GBS Produkter, «Fiber Betong,» 14 november 2013. [Internett]. Available: <http://www.gbsprodukter.no/sider/tekst.asp?side=100&valgtmenypunkt=97>.
- [7] Prince Engineering, «Basalt Fiber Properties,» [Internett]. Available: <http://www.build-on-prince.com/basalt-fiber.html#sthash.n3WuQ7R5.EaCrGxMX.dpbs>. [Funnet 4 Januar 2017].
- [8] Fib Model Code, Fib model code for concrete structures 2010, Wilhelm Ernst & Sohn, 2010.
- [9] The Constructor - Civil Engineering Home, «Fiber Reinforced Concrete,» [Internett]. Available: <https://theconstructor.org/concrete/fiber-reinforced-concrete/150/>. [Funnet 5 januar 2017].
- [10] Abid, A og Franzèn, K, «Design og Fibre reinforced concrete beams and slabs,» chalmers university og technology, Gøteborg, 2011.
- [11] Standard Norge, «Standard Norge,» 17 02 2017. [Internett]. Available: <https://www.standard.no/standardisering/>.
- [12] *Eurocode 1: Laster på konstruksjoner, laster på konstruksjoner ved brann*, NS-EN 1991-1-2:2002+NA:2008, 2008, (EC1 del 1-2).
- [13] K. J. Espedal, Bygningsfysikk, Oslo: Byggenæringens forlag, 2012.
- [14] R. Fike og V. Kodur, «Enhancing the fire resistance og composite flook assemblies through the use of steel fiber reinforced concrete,» Elsevier Ltd. , Michigan, United States, 2011.
- [15] *Eurokode 4: Prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong, allmenne regler og regler for bygninger*, NS-EN 1994-1-1:2004+NA:2009, 2009, (EC4 del 1-1).
- [16] J. W. Rackham, G. H. Couchman og S. J. Hicks, «Composite slabs and beams using steel decking,» The metal cladding and roofing manufacturers association in partnership with the steel construction institute, 2009.
- [17] S. Hicks, «EN 1994 - Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures,» The steel construction institute, United Kingdom.
- [18] H. Mengistu, «Structural behaviour of composite slab with high performance concretes,» Canada, 2014.
- [19] R. P. Johnson og D. Anderson, Designers Handbook to Eurocode 4, London: Thomas Telford Service, 1993.

- [20] Alsvåg plater AS, «Byggevarer,» [Internett]. Available: http://www.byggevarer.net/Peva45_brosjyre.pdf.
- [21] SteelConstruction.info, «Composite construction,» [Internett]. Available: http://www.steelconstruction.info/Composite_construction.
- [22] D. Dujmovic, B. Androic og I. Lukacevic, Composite structures according to Eurocode 4, worked examples, Wiley, 2014.
- [23] *Eurocode 4: Prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong, Brannteknisk dimensjonering*, NS-EN 1994-1-2:2005+NA:2009, 2009, Ec 4 del 1-2.
- [24] The Constructor - Civil Engineering Home, «Design of composite steel deck floors for fire,» [Internett]. Available: http://www.steelconstruction.info/Design_of_composite_steel_deck_floors_for_fire. [Funnet 16 mars 2017].
- [25] R. T. Leon, Composite construction in steel and concrete VI, ASCE, 2011.
- [26] Kingspan, «Composite slab flooring system,» Kingspan, England.
- [27] RILEM technical committees, «RILEM TC 162-TDF: σ - ϵ -design method,» RILEM, 2003.
- [28] *Dimensjonering av fiberbetongkonstruksjoner*, SS 812310, 2014.
- [29] *Eurocode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, konstruksjoner av kaldformede tynnplateprofiler*, NS-EN 1993-1-3:2006+NA:2015, 2015, (EC3 del 1-3).
- [30] *Eurocode 1: Laster på konstruksjoner, tetthet, egenvekt, nyttelast på bygninger*, NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008, 2008, (EC1 del 1-1).
- [31] RILEM technical committees, «RILEM TC 162-TDF: Bending test,» RILEM, 2000.
- [32] *Eurocode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, 2008 (EC 1990).
- [33] R. P. Johnson, Designers guide to eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures, second edition, London: ICE Publishing.
- [34] *Eurocode 1: Laster på konstruksjoner, laster under utførelse*, NS-EN 1991-1-6:2005+NA:2008, 2008, (EC1 del 1-6).
- [35] S. I. Sørensen, Betongkonstruksjoner, beregning og dimensjonering etter Eurocode 2, Trondheim: Fagbokforlaget, 2013.
- [36] L. Vandewalle, «Design method for steel fiber reinforced concrete proposed by RILEM TC 162-TDF,» [Internett]. Available: <http://www.rilem.net/images/publis/pro015-004.pdf>.
- [37] X. Destrée, «Structural steel-fibre-reinforced concrete construction,» 2007.
- [38] *Prøving av fersk betong, synkmål*, NS-EN 12350-2, 2009.
- [39] *Prøving av fersk betong, selvkomprimerende betong - synkutbredelsesmetode*, NS-EN 12350-8, 2010.
- [40] *Prøving av fersk betong, densitet*, NS-EN 12350-6:2009, 2009.
- [41] *Prøving av fersk betong, luftinnhold - trykkmetoder*, NS-EN 12350-7, 2009.
- [42] *Prøving av herdnet betong, prøvelegemers trykkfasthet*, NS-EN 12390-3, 2009.
- [43] *Prøving av herdnet betong, prøvelegemers bøyestrekfasthet*, NS-EN 12390-5, 2009.
- [44] yr.no, «Sviland, Sandnes (Rogaland),» [Internett]. Available: https://www.yr.no/sted/Norge/Rogaland/Sandnes/Sviland/detaljert_statistikk.html.

Vedlegg

Innhold

Vedlegg A. Betong material.....	2
Vedlegg A-1. Stålfiber	2
Vedlegg A-2. Multideck 146	4
Vedlegg A-3. Mapecrete SRA-N.....	14
Vedlegg A-4. Visco flow	17
Vedlegg A-5. Expancrete	20
Vedlegg A-6. Dynamo SX-N	23
Vedlegg B. Proporsjoneringsark	26
Vedlegg B-1. B-30 betong.....	26
Vedlegg B-2. 0,45 % fiberarmert betong.....	27
Vedlegg B-3. 0,8 % fiberarmert betong.....	28
Vedlegg C. Modenhet.....	29
Vedlegg D. Transformert tverrsnitt	30
Vedlegg E. Prøve 1-3	32
Vedlegg E-1. Dimensjoner og laster	32
Vedlegg E-2. Prøve 1	37
Vedlegg E-3. Prøve 2	46
Vedlegg E-4. Prøve 3	57
Vedlegg F. Prøve 4.....	66

Vedlegg A. Betong material

Vedlegg A-1. Stålfiber



PRODUKTBSKRIVELSE

Steelfibre DE 50/0,75 N er en høypresterende stålfiber til irtem armering av betong. Fiberlengden er 50 mm og egner seg godt som erstatning av tradisjonell armering i konstruksjonsbetong.

Steelfibre DE 50/0,75 N leveres magnetisk orientert i 20 kg pappesker. Magnetisk orientering sikrer effektiv innblanding i betong. Fiberen er laget av kaldstruktet karbonståltråd og har endeforankring i begge ender.

Steelfibre DE 50/0,75 N har strekkfasthet på 1100 (=15 %) MPa.

FUNKSJON OG FORDELER

Ved korrekt bruk fordeler **Steelfibre DE 50/0,75 N** seg jevnt i betong og sørger for å gi armeringseffekt i alle skikt av betongen. Stålfiber virker positivt inn på overflater av støpedekker og fungerer effektivt mot overflateriss og sprekkdannelse under harding.

Steelfibre DE 50/0,75 N kan også erstatte tradisjonell armering som nett og kamjern.

Steelfibre DE 50/0,75 N kan dermed redusere kostnader forbundet med innkjøp og installasjon av armering.

Kontakt Mapei for mer informasjon om dosering.

ANBEFALINGER

Det anbefales alltid å tilsette fiber på betongfabrikk.

I betongblander:

- Tilsett aldri fiber som tørste komponent. Tilsett fiber under omrøring i tilslag eller i ferdig blandet betong.
- Bland betongen til fibrene er homogent forcitt

I betongbil:

- Tilsett fiber under maksimal omdreining på trommel (12 - 18 rpm)
- Betongens synk skal være minst 120 mm
- Ikke tilsett mer enn 60 kg/min
- Etter endt tilsats. la trommel gå på maksimal hastighet i 5 min.

EMBALLASJE

Steelfibre DE 50/0,75 N leveres i 20 kg esker, 500- og 1000 kg big-bag.

LAGRING OG HOLDBARHET

Ved tørr lagring i uåpnet original emballasje, beskyttet mot fukt, er holdbarheten minst ett år. Fuktskadet produkt med begynnende korrosjon kan ikke lengre påregnes å oppfylle de tekniske spesifikasjonene.



Steeffibre
DE 50/0,75-N

TEKNISKE DATA

PRODUKTBEKRIVELSE

Langde:	50 mm (± 10 %)
Diameter:	0,75 mm (± 10 %)
Strekkfasthet:	1100 MPa (± 15 %)
Slankhetstall (l/d):	67

MERK

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

All overstående informasjon må likevel betraktes som retningsgivende og gjenstand for vurdering. Enhver som benytter produktet må på forhånd forsikre seg om at produktet er egnet for tilsiktet anvendelse.

Brukeren står selv ansvarlig dersom produktet blir benyttet til andre formål enn anbefalt eller ved feilaktig utførelse.

Vennligst referer til siste oppdaterte versjon av teknisk datablad som finnes tilgjengelig på vår webside www.mapei.no

Alle relevante referanser for produktet er tilgjengelige på forespørsel og fra www.mapei.no eller www.mapei.com

Any reproduction of texts, photos and illustrations published here is prohibited and subject to prosecution.

24.06.15 NO

 **MAPEI**
BUILDING THE FUTURE

Vedlegg A-2. Multideck 146



Multideck 146 has been engineered to optimise performance of the steel and concrete. No other trapezoidal profile can span as far as Multideck 146. It supports normal weight concrete without the need for props, providing new opportunities for efficiencies in construction.

Multideck 146 should be considered for projects with spanning requirements of 4.0m and above.

The deck can be supported on the top flange of a beam or partnered with ultra shallow fabricated beams to produce a truly shallow floor construction of 215mm depth.

Key benefits include:

- **Prefixed Studs**

Multideck 146 is a single spanning deck so it is ideal for use with beams that have the shear studs attached in the fabrication shop avoiding, or vastly reducing, the need to through deck stud weld on site. While Multideck 146 is generally used with 19mm diameter shear studs it can be equally used with other types of shear attachments as long as the deck is provided with a minimum bearing of 50mm. Multideck 146 can be through deck stud welded on site without difficulty.

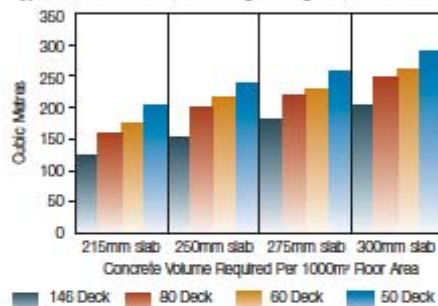
- **Concrete Volume Savings**

Multideck 146 composite steel deck is optimised to minimise the concrete volumes on longer spans providing significant savings in comparison to traditional trapezoidal steel decks used free spanning or propped.

Multideck 146 requires 31% less concrete than the next best spanning 80mm trapezoidal deck of the equivalent slab depth.

The saving in concrete translates into a saving in weight that the structure must support, resulting in economies in the supporting structure and foundations.

Typical Concrete Volume Savings Using Multideck 146



Note: The above volumes do not take into account deflection.

- **Technical Support**

Kingspan Toolkit software includes comprehensive composite floor design software which allows the user to easily select the right Multideck solution. The design software is available for download from the web site www.kingspanstructural.com.

The Multideck design department provides a comprehensive engineering and advisory service to specifiers and end users on the use of the Multideck range of composite decks.

- **Greater Design Efficiency**

Multideck 146 enhances the performance of the Multideck family of composite steel decks providing efficient spanning capacities to beyond 6.0m. There is a Multideck profile to suit each and every requirement.

- **Quicker Installation**

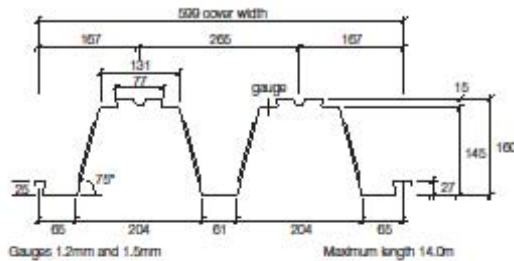
Multideck 146 deck is 600mm wide and with no need for temporary props, even on spans of 6.0m, means this deck is quick to install.

Reduced concrete volumes means quicker laying times and fewer concrete deliveries to site.

Multideck 146 Specification and Design



Profile and Dimensions (mm)



Section Properties per Metre Width

Normal Thickness (mm)	Self Weight		Height to Neutral Axis	Second Moment of Area (mm ⁴ /m)	Steel Area (mm ² /m)	Ultimate Moment Capacity (kNm/m)
	(kg/m)	(kNm)	Sagging			Sagging
1.2	19.4	0.191	78.8	836	2400	32.4
1.5	24.3	0.239	79.9	1080	3020	42.3

Multideck 146

Material Specification - 350N/mm² Steel
Steel strip used in the manufacture of Multideck 146 complies with BS EN 10143:1993 and BS EN 10326:2004 with a guaranteed minimum yield strength of 350N/mm² and a minimum total (total both sides) coating mass of 275 gram/m².

Reinforcement
Reinforcement of the concrete slab to control cracking at all supports is required in accordance with BS EN 5950 Part 4: 1994. Steel reinforcement for crack control or fire performance engineering should be in accordance with British Standards. Hot rolled bars BS EN 4449: 2005. Fabric reinforcement BS 4483: 2005.

Concrete Volumes and Specification
Load / span tables are based on Grade C25/30 concrete, having a cube strength of 30N/mm².

Embossments
Raised diagonal embossments in opposite directions on each face of the webs, provide mechanical connection between the steel deck and the hardened concrete.

Density of normal weight concrete: 2400kg/m³ at wet stage.
Density of lightweight concrete: 1900kg/m³ at wet stage.
All concrete used with Multideck in the construction of composite slabs should comply with the recommendations in BS 8110: 1997.

References
Engineers are advised to consult the SCI / MCRMA publication P300 Composite Slabs and beams using steel decking. Best practice for Design and Construction.

Rake Cutting
Pre-delivery cutting of sections is available. Please contact our Sales Department for details.

Volume and Weight of Composite Slabs

Slab Depth (mm)	Concrete Volume (m ³ /m ²)	Weight (kNm ²)			
		Normal Weight Concrete		Lightweight Concrete	
		Wet	Dry	Wet	Dry
215	0.128	3.014	2.951	2.386	2.260
225	0.138	3.249	3.181	2.572	2.437
235	0.148	3.485	3.412	2.759	2.613
245	0.158	3.720	3.642	2.945	2.790
255	0.168	3.955	3.873	3.131	2.967
265	0.178	4.191	4.104	3.318	3.143
275	0.188	4.426	4.334	3.504	3.320
285	0.198	4.662	4.565	3.691	3.496
295	0.208	4.897	4.795	3.877	3.673
305	0.218	5.133	5.026	4.063	3.849

Notes:
1 Important - concrete volumes do not take into account deflection.
2 Excludes weight of steel decking and relates only to weight of concrete.
3 Concrete volumes are based upon a calculated minimum value (nominal slab depth). Account should be taken of deck and supporting structure deflections.



Multideck 146 Reinforcement

Reinforcement to Concrete Composite Slab

The Multideck 146 composite concrete slab is always reinforced with one 16mm diameter bar in every trough and a suitable steel mesh reinforcement positioned near the top of the concrete slab.

16mm Diameter Bar Reinforcement

The Multideck 146 composite concrete slab requires a 16mm diameter rod positioned in every trough at 60mm height (from bottom of the deck). This bar reinforcement works in conjunction with the 146 steel deck to enhance the composite and fire design stage performance.

In some cases the bar reinforcement will need to be anchored, this can be achieved by sufficient overlap of the bars over internal supports. On external supports the anchorage can be provided by U bars if present, or by creating a 90° bend at the end of the bar over the support.



Note:

Bar shown in central trough only for clarity. All troughs should include bar reinforcement. Spacer system by specialist manufacturer.

Mesh Reinforcement

Mesh is required to control the cracking that can occur in the concrete due to shrinkage or stresses in the concrete. BS EN 5950 part 4 recommends that the mesh area is a minimum of 0.1% of the cross sectional area of the concrete slab.

The engineer should increase the mesh area where:

- the slab is propped;
- the size of cracks in the concrete needs to be minimised;
- brittle finishes are applied to the slab surface;
- moving wheel loads or point loads are applied to the slab.

Mesh reinforcement should be placed near the upper edge of the concrete slab, in a zone of 15mm to 40mm.

Mesh sheets must be overlapped, use of flying ends make overlapping easier and avoid build up of the mesh thickness at overlaps.

The mesh should be supported on suitable mesh stools to maintain the required mesh position.

U bars are required at composite edge beams with shear studs, as on all other concrete composite steel deck floors supported on composite beams.

Multideck 146 Load Tables

When using load tables for Multideck 146 please take into consideration the following notes:

- 1 All tabulated figures include the self weight of the slab.
- 2 All tabulated figures include a construction allowance of 1.5kN/m^2 over a length of 3.0m and 0.75kN/m^2 over the remainder of the span. The 1.5kN/m^2 is positioned at mid span for bending moment and adjacent to the support for shear (see diagram).
- 3 All tabulated values are based on use of concrete grade C25/30.
- 4 All tabulated loads include ponding of the wet concrete due to the deflection of the Multideck 146.
Additional concrete due to the deflection of the supports (beams) is not included in the table. Use the Toolkit Software to check solutions with additional loading to account for support deflection.
- 5 The suggested maximum ratios of slab span to slab depth are 30 for LWC and 35 for NWC to control deflections.
- 6 Deflection under construction loading (wet concrete etc.) has been limited to that stipulated in BS 5950: Part 4 1994.
- 7 Minimum reinforcement mesh sizes shown provide both 0.1% of the gross cross-sectional area and 0.2% of the cross sectional area above the ribs of the concrete at the support.

Minimum reinforcement should be increased where the slab is propped or there are moving loads, or concrete crack size is a consideration i.e. where brittle finishes are required.

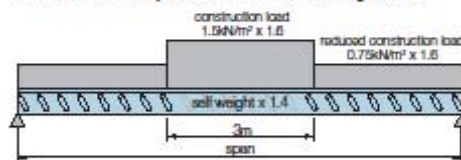
Mesh reinforcement should be placed near the upper edge of the concrete slab, in a zone of 15mm to 40mm.

- 8 All values require a minimum of one 16mm diameter bar, grade B500, in each trough positioned at 60mm height
- 9 Line loads and / or point loading may require additional local reinforcement. Use the Multideck design software.
- 10 Total applied load referred to in the load tables is a working load based on factored combinations of live loads, finishes, ceilings, services and partitions, divided by a load factor of 1.60 (excluding slab self weight).
- 11 Temporary supports should remain in place until the concrete has achieved its 75% of the 28 day cube strength often available after 7 days.
- 12 Deck must lie flat on all support beams. Point only contact at the support will affect design loading.
- 13 Span values are centres of supports based on a width of support of 100mm. Minimum of 50mm end bearing on steel or concrete and 75mm on other materials.
- 14 Construction stage spans are generally noted under the 4.0kN/m^2 loads and shaded. For confirmation of maximum unpropped spans see page 91.
- 15 Minimum slab depth is 195mm flush with top of studs but will require a structural cementitious screed for fire insulation.

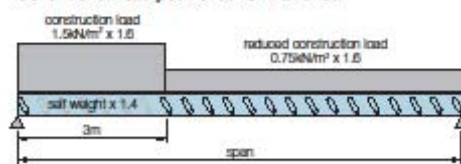


Definition of Span (Construction Stage) When Using Kingspan Load Tables

Construction load positioned for max bending moment



Construction load positioned for max shear



Multideck 146 Load Tables

Normal Weight Concrete

Load / Span Table (Steel - 350N/mm²) - Unpropped Construction

Slab Depth (mm)	Concrete Volume (m ³)	Minimum Mesh Size	Gauge 1.2mm				
			Total Applied Load (kN/m ²)				
			4.0	6.0	8.0	10.0	12.0
			Maximum Span (m)				
215	0.128	A142	5.74	5.74	5.74	5.64	5.33
225	0.138	A142	5.67	5.67	5.67	5.67	5.46
235	0.148	A193	5.58	5.58	5.58	5.58	5.58
245	0.158	A193	5.50	5.50	5.50	5.50	5.50
255	0.168	A193	5.43	5.43	5.43	5.43	5.43
265	0.178	A252	5.35	5.35	5.35	5.35	5.35
275	0.188	A252	5.30	5.30	5.30	5.30	5.30
285	0.198	A252	5.24	5.24	5.24	5.24	5.24
295	0.208	A393	5.17	5.17	5.17	5.17	5.17
305	0.218	A393	5.08	5.08	5.08	5.08	5.08

Load / Span Table (Steel - 350N/mm²) - Unpropped Construction

Slab Depth (mm)	Concrete Volume (m ³)	Minimum Mesh Size	Gauge 1.5mm				
			Total Applied Load (kN/m ²)				
			4.0	6.0	8.0	10.0	12.0
			Maximum Span (m)				
215	0.128	A142	6.07	6.07	6.07	5.72	5.38
225	0.138	A142	6.00	6.00	6.00	6.00	5.68
235	0.148	A193	5.92	5.92	5.92	5.92	5.92
245	0.158	A193	5.85	5.85	5.85	5.85	5.85
255	0.168	A193	5.77	5.77	5.77	5.77	5.77
265	0.178	A252	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70
275	0.188	A252	5.63	5.63	5.63	5.63	5.63
285	0.198	A252	5.57	5.57	5.57	5.57	5.57
295	0.208	A393	5.51	5.51	5.51	5.51	5.51
305	0.218	A393	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46

Load / Span Table (Steel - 350N/mm²) - Propped (Mid Span) Construction

Slab Depth (mm)	Concrete Volume (m ³)	Minimum Mesh Size	Gauge 1.5mm				
			Total Applied Load (kN/m ²)				
			4.0	6.0	8.0	10.0	12.0
			Maximum Span (m)				
215	0.128	A142	6.45	6.45	6.30	*	*
225	0.138	A142	6.75	6.75	6.70	*	*
235	0.148	A193	7.05	7.05	6.93	*	*
245	0.158	A193	7.35	7.35	6.99	*	*
255	0.168	A193	7.65	7.65	7.05	6.01	*
265	0.178	A252	7.95	7.95	7.08	6.06	*
275	0.188	A252	8.25	8.25	7.12	6.10	*
285	0.198	A252	8.55	8.42	7.14	6.15	*
295	0.208	A393	8.85	8.50	7.17	6.18	*
305	0.218	A393	9.15	8.54	7.19	6.21	*

Notes:

All values require mesh as shown and 18mm diameter bar at 60mm height.

Minimum reinforcement mesh sizes shown provide both 0.1% of the gross cross-sectional area and 0.2% of the cross sectional area above the ribs of the concrete at the support.

Construction stage spans are noted under the 4.0kN/m² loads and shaded.

* In these cases there is no improvement in span capacity in using propped construction over non propped construction.

Propped values for the 1.2 gauge Multideck 146 should be obtained from the Multideck software.

There is no Dextra® Steel Fibre solution for Multideck 146.

Multideck 146 Load Tables



Light Weight Concrete

Load / Span Table (Steel - 350N/mm²) - Unpropped Construction

Slab Depth (mm)	Concrete Volume (m ³)	Minimum Mesh Size	Gauge 1.2mm				
			Total Applied Load (kN/m ²)				
			4.0	6.0	8.0	10.0	12.0
Maximum Span (m)							
215	0.128	A142	6.06	5.95	5.75	5.28	4.55
225	0.138	A142	5.97	5.97	5.90	5.48	4.69
235	0.148	A193	5.89	5.89	5.89	5.69	4.82
245	0.158	A193	5.81	5.81	5.81	5.81	4.94
255	0.168	A193	5.75	5.75	5.75	5.75	5.00
265	0.178	A252	5.66	5.66	5.66	5.66	5.18
275	0.188	A252	5.60	5.60	5.60	5.60	5.30
285	0.198	A252	5.54	5.54	5.54	5.54	5.41
295	0.208	A393	5.49	5.49	5.49	5.49	5.49
305	0.218	A393	5.42	5.42	5.42	5.42	5.42

Multideck 146

Load / Span Table (Steel - 350N/mm²) - Unpropped Construction

Slab Depth (mm)	Concrete Volume (m ³)	Minimum Mesh Size	Gauge 1.5mm				
			Total Applied Load (kN/m ²)				
			4.0	6.0	8.0	10.0	12.0
Maximum Span (m)							
215	0.128	A142	6.44	6.44	5.93	5.55	4.90
225	0.138	A142	6.34	6.34	6.10	5.71	5.04
235	0.148	A193	6.25	6.25	6.25	5.91	5.19
245	0.158	A193	6.14	6.14	6.14	6.09	5.32
255	0.168	A193	6.09	6.09	6.09	6.09	5.45
265	0.178	A252	5.98	5.98	5.98	5.98	5.57
275	0.188	A252	5.95	5.95	5.95	5.95	5.69
285	0.198	A252	5.89	5.89	5.89	5.89	5.83
295	0.208	A393	5.82	5.82	5.82	5.82	5.82
305	0.218	A393	5.75	5.75	5.75	5.75	5.75

Load / Span Table (Steel - 350N/mm²) - Propped (Mid Span) Construction

Slab Depth (mm)	Concrete Volume (m ³)	Minimum Mesh Size	Gauge 1.5mm				
			Total Applied Load (kN/m ²)				
			4.0	6.0	8.0	10.0	12.0
Maximum Span (m)							
215	0.128	A142	6.76	*	*	*	*
225	0.138	A142	6.93	*	*	*	*
235	0.148	A193	7.11	6.54	*	*	*
245	0.158	A193	7.31	6.71	*	*	*
255	0.168	A193	7.51	6.93	*	*	*
265	0.178	A252	7.72	7.13	*	*	*
275	0.188	A252	7.93	7.33	*	*	*
285	0.198	A252	8.12	7.52	6.19	*	*
295	0.208	A393	8.33	7.55	6.22	*	*
305	0.218	A393	8.54	7.57	6.26	*	*

Notes:

All values require mesh as shown and 18mm diameter bar at 60mm height.

Minimum reinforcement mesh sizes shown provide both 0.1% of the gross cross-sectional area and 0.2% of the cross sectional area above the ribs of the concrete at the support.

Construction stage spans are noted under the 4.0kN/m² loads and shaded.

* In these cases there is no improvement in span capacity in using propped construction over non propped construction.

Propped values for the 1.2 gauge Multideck 146 should be obtained from the Multideck software.

There is no Dambis® Steel Fibre solution for Multideck 146.



Multideck 146 Fire Performance - Mesh

- The fire resistance tables for Multideck 146 on the following pages must be read in conjunction with load / span tables for Multideck 146 to verify the structural integrity of the composite slab.
- The following fire resistance tables for Multideck 146 are based on analysis by the Steel Construction Institute.
- All stated slab depths comply with the minimum fire insulation criteria.
- The composite slab is treated as a single span so the values shown can be used on a single or continuous slab.
- All solutions have a minimum of one 16 bar grade B500 per trough at 60mm height.
The load tables are shown for unanchored and anchored bar reinforcement. Where there are internal supports anchoring the bars can be achieved with a simple overlap. At the end support, U bars around composite shear studs will provide the anchor. Otherwise use bond lengths beyond the inner flange edge and straight or bent bars.
The unanchored solution does not need any additional attachment of the bars.
- Minimum laps should be 300mm for A142 mesh and 400mm for A193, A252 and A393 mesh.
- Mesh reinforcement should be placed near the upper edge of the concrete slab, in a zone of 15mm to 40mm.
- The tables are based upon Grade C25/30 concrete for other grades use the Multideck design software.
- The tables are based on a load factor of 1.0 for the fire case. Further capacity can be achieved by taking into account the reduced partial factor of 0.8 or 0.5 as permitted in BS 5950: Part 8 for non-permanent imposed loads.
- For fire performance on propped construction use the Multideck Design Software.
- Span values are centres of supports based on a width of support of 100mm. Minimum of 50mm end bearing on steel or concrete and 75mm on other materials.

Examples of the applied loads for the fire load tables – load factors from BS5950 part 8.

The load tables are based on a Fire limit state load factor γ_f of 1.0.

For some applications the non permanent loading can use a load factor of γ_f of 0.8 and for office 0.5.

See table 5 BS 5950 part 8 section 7.1.

Case 1 office (general use)

	kN/m ²	Fire limit state load (kN/m ²)
Dead loads	3.75	x 1.0 = 3.75
Super load	2.5	
Non permanent	2.5	x 0.5 = 1.25 office
Load value for fire limit state		5.00

For a 215mm slab with 1.0 hour fire, the max span for anchored bars is 7.05m and for unanchored 6.33m.

Case 2 general (excluding plant and storage)

	kN/m ²	Fire limit state load (kN/m ²)
Dead loads	1.0	x 1.0 = 1.0
Super load	5.0	
Made up of Permanent	3.0	x 1.0 = 3.0
Non permanent	2.0	x 0.8 = 1.6 general
Load value for fire limit state		5.6

For a 225mm slab with 1.5 hour fire, the max span for anchored bars is 6.92m and for unanchored 5.73m.

Always check the load span capacity to verify the structural capacity and use the lesser of the capacities, fire limit state or structural.

Note

For load / span conditions beyond the scope of these tables, the Kingspan Multideck design software should be used to check for a solution. Toolkit Design Software provides an accurate and detailed analysis and Kingspan encourages its use for all design checks.

Multideck 146 Fire Resistance



Anchored 16mm diameter bar reinforcement Load Tables Normal Weight Concrete - Unpropped Construction

Slab Depth (mm)	Concrete Volume (m ³)	Minimum Mesh Size	Fire rating: 0.5 hour								Fire rating: 1.0 hour							
			Total Applied Load (kN/m ²)								Total Applied Load (kN/m ²)							
			4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	10.0	12.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	10.0	12.0		
			Maximum Span (m) all 146 gauges								Maximum Span (m) all 146 gauges							
215	0.128	A142	7.54	7.05	6.65	6.30	6.01	5.53	5.14	7.54	7.05	6.64	6.30	6.01	5.52	5.10		
225	0.138	A142	7.67	7.19	6.78	6.44	6.15	5.66	5.27	7.67	7.18	6.78	6.44	6.14	5.66	5.27		
235	0.148	A193	7.79	7.31	6.91	6.57	6.27	5.79	5.40	7.79	7.31	6.91	6.57	6.27	5.79	5.40		
245	0.158	A193	7.89	7.42	7.03	6.69	6.39	5.91	5.52	7.89	7.42	7.03	6.69	6.39	5.91	5.52		
255	0.168	A193	7.99	7.53	7.14	6.80	6.51	6.02	5.63	7.99	7.53	7.14	6.80	6.51	6.02	5.63		
265	0.178	A252	8.08	7.63	7.24	6.91	6.61	6.13	5.73	8.08	7.63	7.24	6.91	6.61	6.13	5.73		
275	0.188	A252	8.17	7.72	7.34	7.01	6.72	6.23	5.84	8.17	7.72	7.34	7.01	6.72	6.23	5.84		
285	0.198	A252	8.25	7.81	7.43	7.10	6.81	6.33	5.93	8.25	7.81	7.43	7.10	6.81	6.33	5.92		
295	0.208	A393	8.33	7.89	7.52	7.19	6.90	6.42	6.03	8.33	7.89	7.52	7.19	6.90	6.42	5.96		
305	0.218	A393	8.40	7.97	7.60	7.28	6.99	6.51	6.12	8.40	7.97	7.60	7.28	6.99	6.51	6.01		

Slab Depth (mm)	Concrete Volume (m ³)	Minimum Mesh Size	Fire rating: 1.5 hour						Fire rating: 2.0 hour							
			Total Applied Load (kN/m ²)						Total Applied Load (kN/m ²)							
			4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	10.0	12.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	10.0	12.0
			Maximum Span (m) all 146 gauges						Maximum Span (m) all 146 gauges							
215	0.128	A142	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
225	0.138	A142	7.64	7.16	6.76	6.42	6.12	5.64	4.90	-	-	-	-	-	-	-
235	0.148	A193	7.76	7.28	6.89	6.55	6.25	5.77	5.07	7.62	7.15	6.76	6.43	6.14	5.61	4.80
245	0.158	A193	7.87	7.40	7.00	6.67	6.37	5.89	5.23	7.73	7.27	6.88	6.55	6.26	5.70	4.97
255	0.168	A193	7.97	7.51	7.12	6.79	6.49	6.00	5.38	7.83	7.37	6.99	6.66	6.37	5.87	5.13
265	0.178	A252	8.08	7.61	7.22	6.89	6.60	6.11	5.49	7.92	7.47	7.09	6.77	6.48	5.99	5.25
275	0.188	A252	8.15	7.70	7.32	6.99	6.70	6.21	5.66	8.00	7.56	7.19	6.86	6.58	6.07	5.33
285	0.198	A252	8.23	7.79	7.41	7.08	6.79	6.31	5.62	8.08	7.65	7.28	6.96	6.67	6.14	5.40
295	0.208	A393	8.30	7.87	7.50	7.17	6.88	6.40	5.68	8.16	7.73	7.36	7.04	6.76	6.20	5.46
305	0.218	A393	8.38	7.95	7.58	7.25	6.97	6.49	5.73	8.23	7.81	7.44	7.13	6.85	6.26	5.52

Multideck 146

Light Weight Concrete - Unpropped Construction

Slab Depth (mm)	Concrete Volume (m ³)	Minimum Mesh Size	Fire rating: 0.5 hour								Fire rating: 1.0 hour							
			Total Applied Load (kN/m ²)								Total Applied Load (kN/m ²)							
			4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	10.0	12.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	10.0	12.0		
			Maximum Span (m) all 146 gauges								Maximum Span (m) all 146 gauges							
215	0.128	A142	7.95	7.39	6.92	6.54	6.21	5.68	5.27	7.95	7.39	6.92	6.54	6.21	5.68	5.27		
225	0.138	A142	8.10	7.54	7.08	6.69	6.36	5.83	5.41	8.10	7.54	7.08	6.69	6.36	5.83	5.41		
235	0.148	A193	8.24	7.68	7.22	6.84	6.51	5.97	5.54	8.24	7.68	7.22	6.84	6.51	5.97	5.54		
245	0.158	A193	8.37	7.82	7.36	6.97	6.64	6.10	5.67	8.37	7.82	7.36	6.97	6.64	6.10	5.67		
255	0.168	A193	8.50	7.94	7.49	7.10	6.77	6.23	5.80	8.50	7.94	7.49	7.10	6.77	6.23	5.80		
265	0.178	A252	8.61	8.06	7.61	7.23	6.89	6.35	5.91	8.61	8.06	7.61	7.23	6.89	6.35	5.91		
275	0.188	A252	8.72	8.18	7.73	7.34	7.01	6.46	6.03	8.72	8.18	7.73	7.34	7.01	6.46	6.03		
285	0.198	A252	8.82	8.29	7.84	7.45	7.12	6.57	6.13	8.82	8.29	7.84	7.45	7.12	6.57	6.13		
295	0.208	A393	8.92	8.39	7.94	7.56	7.23	6.68	6.24	8.92	8.39	7.94	7.56	7.23	6.68	6.24		
305	0.218	A393	9.01	8.48	8.04	7.66	7.33	6.78	6.34	9.01	8.48	8.04	7.66	7.33	6.78	6.34		

Slab Depth (mm)	Concrete Volume (m ³)	Minimum Mesh Size	Fire rating: 1.5 hour						Fire rating: 2.0 hour							
			Total Applied Load (kN/m ²)						Total Applied Load (kN/m ²)							
			4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	10.0	12.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	10.0	12.0
			Maximum Span (m) all 146 gauges						Maximum Span (m) all 146 gauges							
215	0.128	A142	7.95	7.39	6.92	6.54	6.21	5.68	5.27	-	-	-	-	-	-	-
225	0.138	A142	8.10	7.54	7.08	6.69	6.36	5.83	5.41	8.10	7.54	7.08	6.69	6.36	5.83	5.41
235	0.148	A193	8.24	7.68	7.22	6.84	6.51	5.97	5.54	8.24	7.68	7.22	6.84	6.51	5.97	5.54
245	0.158	A193	8.37	7.82	7.36	6.97	6.64	6.10	5.67	8.37	7.82	7.36	6.97	6.64	6.10	5.67
255	0.168	A193	8.50	7.94	7.49	7.10	6.77	6.23	5.80	8.50	7.94	7.49	7.10	6.77	6.23	5.80
265	0.178	A252	8.61	8.06	7.61	7.23	6.89	6.35	5.91	8.61	8.06	7.61	7.23	6.89	6.35	5.91
275	0.188	A252	8.72	8.18	7.73	7.34	7.01	6.46	6.03	8.72	8.18	7.73	7.34	7.01	6.46	6.03
285	0.198	A252	8.82	8.29	7.84	7.45	7.12	6.57	6.13	8.82	8.29	7.84	7.45	7.12	6.57	6.13
295	0.208	A393	8.92	8.39	7.94	7.56	7.23	6.68	6.24	8.92	8.39	7.94	7.56	7.23	6.68	6.24
305	0.218	A393	9.01	8.48	8.04	7.66	7.33	6.78	6.34	9.01	8.48	8.04	7.66	7.33	6.78	6.34

Note:
These values are for unpropped spans only. For cases where the deck is propped please use the Kingspan Toolkit Software.



Multideck 146 Fire Resistance

Anchored 16mm diameter bar reinforcement Load Tables

Normal Weight Concrete - Unpropped Construction

Slab Depth (mm)	Concrete Volume (m³)	Minimum Mesh Size	Fire rating: 0.5 hour								Fire rating: 1.0 hour							
			Total Applied Load (kN/m²)								Total Applied Load (kN/m²)							
			4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	10.0	12.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	10.0	12.0		
			Maximum Span (m) all 146 gauges								Maximum Span (m) all 146 gauges							
215	0.128	A142	7.54	6.71	5.96	5.36	4.87	4.12	3.57	7.24	6.33	5.62	5.06	4.59	3.88	3.36		
225	0.138	A142	7.67	6.97	6.21	5.60	5.10	4.32	3.75	7.51	6.59	5.87	5.30	4.82	4.09	3.55		
235	0.148	A193	7.79	7.21	6.44	5.82	5.31	4.52	3.93	7.77	6.84	6.12	5.53	5.04	4.29	3.74		
245	0.158	A193	7.89	7.42	6.66	6.04	5.52	4.71	4.11	7.89	7.08	6.36	5.75	5.26	4.49	3.91		
255	0.168	A193	7.99	7.53	6.88	6.24	5.72	4.89	4.29	7.99	7.31	6.57	5.96	5.46	4.67	4.08		
265	0.178	A252	8.08	7.63	7.01	6.39	5.86	5.02	4.40	8.08	7.45	6.71	6.11	5.60	4.81	4.21		
275	0.188	A252	8.17	7.72	7.09	6.45	5.93	5.10	4.48	8.17	7.52	6.79	6.19	5.69	4.90	4.30		
285	0.198	A252	8.25	7.81	7.14	6.52	6.00	5.18	4.55	8.25	7.58	6.86	6.27	5.77	4.98	4.38		
295	0.208	A393	8.33	7.89	7.19	6.58	6.07	5.25	4.62	8.33	7.63	6.93	6.34	5.84	5.05	4.45		
305	0.218	A393	8.40	7.97	7.24	6.64	6.13	5.32	4.69	8.40	7.68	6.99	6.41	5.91	5.13	4.53		
Slab Depth (mm)	Concrete Volume (m³)	Minimum Mesh Size	Fire rating: 1.5 hour								Fire rating: 2.0 hour							
			Total Applied Load (kN/m²)								Total Applied Load (kN/m²)							
			4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	10.0	12.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	10.0	12.0		
			Maximum Span (m) all 146 gauges								Maximum Span (m) all 146 gauges							
215	0.128	A142	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
225	0.138	A142	6.99	6.13	5.46	4.93	4.49	3.81	3.30	-	-	-	-	-	-	-		
235	0.148	A193	7.26	6.39	5.72	5.17	4.71	4.01	3.49	6.87	6.05	4.51	4.89	4.46	3.80	3.30		
245	0.158	A193	7.51	6.64	5.96	5.40	4.93	4.21	3.67	7.14	6.31	5.66	5.12	4.68	4.00	3.49		
255	0.168	A193	7.75	6.88	6.18	5.62	5.14	4.40	3.85	7.39	6.56	5.89	5.35	4.90	4.19	3.66		
265	0.178	A252	7.91	7.04	6.34	5.77	5.30	4.54	3.98	7.56	6.73	6.06	5.51	5.06	4.34	3.80		
275	0.188	A252	7.98	7.12	6.44	5.87	5.39	4.64	4.07	7.64	6.82	6.16	5.62	5.16	4.44	3.90		
285	0.198	A252	8.04	7.20	6.52	5.95	5.48	4.73	4.16	7.72	6.91	6.26	5.72	5.26	4.54	3.99		
295	0.208	A393	8.10	7.27	6.60	6.04	5.57	4.81	4.24	7.79	6.99	6.36	5.81	5.35	4.63	4.08		
305	0.218	A393	8.15	7.34	6.67	6.12	5.65	4.89	4.32	7.85	7.07	6.43	5.89	5.44	4.72	4.16		

Light Weight Concrete - Unpropped Construction

Slab Depth (mm)	Concrete Volume (m³)	Minimum Mesh Size	Fire rating: 0.5 hour								Fire rating: 1.0 hour							
			Total Applied Load (kN/m²)								Total Applied Load (kN/m²)							
			4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	10.0	12.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	10.0	12.0		
			Maximum Span (m) all 146 gauges								Maximum Span (m) all 146 gauges							
215	0.128	A142	7.95	7.38	6.59	5.88	5.30	4.44	3.82	7.95	7.38	6.50	5.80	5.24	4.38	3.77		
225	0.138	A142	8.10	7.54	6.88	6.15	5.58	4.67	4.02	8.10	7.54	6.80	6.08	5.50	4.61	3.97		
235	0.148	A193	8.24	7.68	7.16	6.41	5.81	4.89	4.22	8.24	7.68	7.08	6.34	5.75	4.83	4.17		
245	0.158	A193	8.37	7.82	7.26	6.67	6.05	5.11	4.41	8.37	7.82	7.35	6.60	5.99	5.05	4.37		
255	0.168	A193	8.50	7.94	7.49	6.92	6.29	5.32	4.61	8.50	7.94	7.49	6.85	6.22	5.26	4.56		
265	0.178	A252	8.61	8.06	7.61	7.09	6.45	5.47	4.75	8.61	8.06	7.61	7.02	6.39	5.42	4.70		
275	0.188	A252	8.72	8.18	7.73	7.19	6.55	5.57	4.84	8.72	8.18	7.73	7.12	6.49	5.52	4.80		
285	0.198	A252	8.82	8.29	7.84	7.29	6.65	5.66	4.93	8.82	8.29	7.84	7.22	6.59	5.61	4.89		
295	0.208	A393	8.92	8.39	7.94	7.37	6.74	5.75	5.02	8.92	8.39	7.94	7.31	6.68	5.70	4.98		
305	0.218	A393	9.01	8.48	8.04	7.45	6.82	5.84	5.10	9.01	8.48	8.04	7.39	6.77	5.79	5.06		
Slab Depth (mm)	Concrete Volume (m³)	Minimum Mesh Size	Fire rating: 1.5 hour								Fire rating: 2.0 hour							
			Total Applied Load (kN/m²)								Total Applied Load (kN/m²)							
			4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	10.0	12.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	10.0	12.0		
			Maximum Span (m) all 146 gauges								Maximum Span (m) all 146 gauges							
215	0.128	A142	7.95	7.27	6.39	5.70	5.14	4.30	3.70	-	-	-	-	-	-	-		
225	0.138	A142	8.10	7.54	6.89	5.98	5.40	4.54	3.91	8.10	7.42	6.54	5.84	5.28	4.43	3.82		
235	0.148	A193	8.24	7.68	6.97	6.24	5.66	4.76	4.11	8.24	7.68	6.82	6.11	5.54	4.66	4.02		
245	0.158	A193	8.37	7.82	7.24	6.50	5.90	4.98	4.30	8.37	7.82	7.10	6.37	5.79	4.88	4.22		
255	0.168	A193	8.50	7.94	7.49	6.75	6.14	5.19	4.50	8.50	7.94	7.36	6.63	6.02	5.09	4.41		
265	0.178	A252	8.61	8.06	7.61	6.93	6.31	5.35	4.64	8.61	8.06	7.55	6.81	6.19	5.25	4.56		
275	0.188	A252	8.72	8.18	7.73	7.03	6.41	5.45	4.74	8.72	8.18	7.66	6.91	6.30	5.36	4.66		
285	0.198	A252	8.82	8.29	7.84	7.13	6.51	5.55	4.83	8.82	8.29	7.76	7.02	6.41	5.46	4.75		
295	0.208	A393	8.92	8.39	7.94	7.22	6.61	5.64	4.92	8.92	8.39	7.85	7.11	6.50	5.55	4.84		
305	0.218	A393	9.01	8.48	8.04	7.31	6.70	5.73	5.01	9.01	8.48	7.94	7.20	6.60	5.64	4.93		

Note:

These values are for unpropped spans only. For cases where the deck is propped please use the Kingspan Toolkit Software.

Multideck 146 Sound Attenuation



Kingspan Structural Products have undertaken extensive testing on the acoustic performance of the Multideck range of composite steel deck slabs.

The testing was carried out on behalf of Kingspan Structural Products by the Steel Construction Institute and resulted in a comprehensive report, 'Acoustic Performance of Kingspan Composite Floors', copies of which can be obtained from Kingspan Structural Products Technical Department.



Multideck 146

Predicted Site Acoustic Performance of Floors with Multideck 146

Slab depth (mm)	Predicted acoustic performance $D_{nT,w} + C_{tr}$ (dB) For Airborne Sound				
	Description of floor				
	Slab on deck with no ceiling and no floor treatment	Slab on deck with ceiling and no floor treatment	Slab on deck with ceiling and platform floor (FFT4)	Slab on deck with ceiling and battered floor (FFT3)	Slab on deck with ceiling and isolated screed
215	35 to 39	49 to 53	48 to 52	50 to 54	49 to 53
225	36 to 40	50 to 54	49 to 53	51 to 55	50 to 54
235	37 to 41	51 to 55	50 to 54	52 to 56	51 to 55
245	38 to 42	52 to 56	51 to 55	53 to 57	52 to 56
255	39 to 43	53 to 57	52 to 56	54 to 58	53 to 57
265	40 to 44	54 to 58	53 to 57	55 to 59	54 to 58
275	41 to 45	55 to 59	54 to 58	56 to 60	55 to 59
285	41 to 45	55 to 59	54 to 58	56 to 60	55 to 59
295	42 to 46	56 to 60	55 to 59	57 to 61	56 to 60
305	43 to 47	57 to 61	56 to 60	58 to 62	57 to 61

Slab depth (mm)	Predicted acoustic performance $L_{nT,w}$ (dB) For Impact Sound				
	Description of floor				
	Slab on deck with no ceiling and no floor treatment	Slab on deck with ceiling and no floor treatment	Slab on deck with ceiling and platform floor (FFT4)	Slab on deck with ceiling and battered floor (FFT3)	Slab on deck with ceiling and isolated screed
215 to 305	78 to 82	70 to 74	51 to 55	52 to 56	48 to 52

Note:

Values shown shaded are not sufficient for separating floors in residential buildings.

For floor systems which comprise a composite slab (depth = 215 to 305mm) on Multideck 146 deck, a suspended ceiling and a floor treatment, the airborne and impact sound insulation provided will easily satisfy the requirements for separating floors in residential buildings.

The junction details between the walls and floors must be appropriately detailed to ensure flanking sound is minimised.



Vedlegg A-3. Mapecrete SRA-N



Mapecrete SRA-N

Shrinkage reducing admixture with the property of reducing hydraulic shrinkage and the formation of micro-cracks

PRODUCT DESCRIPTION

The product is added to all types of concrete and mortars, to reduce the volume reduction from hydraulic shrinkage. This property helps reduce the formation of micro-cracks and also guarantees that the final level of hydraulic shrinkage is extremely low. The product is added during mixing of concrete or repair mortars from the **Redirep** or **Mapegrout** range.

WHERE TO USE

Some typical application examples

Construction and repair of:

- industrial floors
- floor joists and motorway viaduct piers
- multi-storey car parks
- hydraulic works, such as canals, overflow channels, tanks, etc.
- prefabricated concrete elements such as cupolas, beams, pillars, buffer panels, etc.
- lining road and railway tunnels

TECHNICAL CHARACTERISTICS

Mapecrete SRA-N is a special, chloride-free liquid admix specially developed in MAPEI's own Research & Development laboratories, to reduce final hygrometric shrinkage of mortar, ordinary and self-compacting concrete, to make them less prone to cracking problems. **Mapecrete SRA-N** works by reducing the surface stresses of the water present in the capillary pores and as a result, the forces which act upon the walls of the pores is greatly reduced.

Thanks to this phenomenon, the reduction in shrinkage is clearly visible (Fig. 1).

The best results are obtained when **Mapecrete SRA-N** is mixed with controlled-shrinkage repair mortars or in combination with concrete which contains **Expancrete**, in that it allows these systems to expand during the first few days of hardening, whether they are damp-cured or air-cured (Fig. 2).

When **Mapecrete SRA-N** and **Expancrete (Mapecrete System)** are used together, the effect is that the advantages of each single product combine and are greatly amplified, to guarantee that the properties of mortar and concrete reach levels which would normally be impossible with traditional cementitious systems. As result of this technology and according to the composition of the concrete, the final expansion and shrinkage levels may be programmed to guarantee that the structure acquires higher durability (Fig. 2). Depending on the dosages used, **Mapecrete SRA-N** will reduce final mechanical strength by 5 - 6 %.

Mapecrete SRA-N is compatible with all products from the **Dynamon** range and with all types of cement according to UNI ENV 197/1 Standards.

RECOMMENDATIONS

Mortar and concrete which contain **Mapecrete SRA-N**, especially in hot, windy climates, must be cured under damp conditions or protected with an anti-evaporation film, **Mapecure**, to avoid rapid evaporation of water due to the high surrounding temperature.



Mapecrete SRA-N

HOW TO USE

Concrete:

- add **Mapecrete SRA-N** to the mix at a rate of 0.7 - 2 % of cement weight.

Repair mortar:

- pour the amount of water recommended in the Technical Data Sheet for the product to be used into a concrete mixer
- start up the concrete mixer and mix the contents for a few minutes
- add **Mapecrete SRA-N** at a rate of 0.25 - 0.5 % by weight of the mix
- continue mixing until a lump-free, homogenous mix is obtained

CONSUMPTION

Concrete:

0.7 - 2 % by weight of cement in the concrete.

Mortar:

0.25 - 0.5 % by weight of the mix.

PACKAGING

Mapecrete SRA-N is available in 25 liter cans, 200 liter drums, 1000 liter IBC tanks and in tank.

STORAGE

The product must be stored at temperatures between +8 and +35°C, and will retain its properties for at least one year if stored unopened in its original packaging. If the product is exposed to direct sunlight, colour variation may occur, but this will not affect the technical properties of the product.

SAFETY INSTRUCTIONS FOR PREPARATION AND USE

Mapecrete SRA-N is not considered dangerous according to European regulations regarding classification of chemicals. It is recommended to wear gloves and goggles and to take usual precautions for handling of chemicals.

For further and complete information about safe use of our product, please refer to our latest version of the Safety Data Sheet.

PRODUCT FOR PROFESSIONAL USE

WARNING

Although the technical details and recommendations contained in this product data sheet correspond to the best of our knowledge and experience, all the above information must, in every case, be taken as merely indicative and subject to confirmation after long-term practical application: for this reason, anyone who intends to use the product must ensure beforehand that it is suitable for the envisaged application: in every case, the user alone is fully responsible for any consequences deriving from the use of the product.

Please refer to the current version of the technical data sheet, available from our web site www.mapei.com

**All relevant references
for the product are available
upon request and from
www.mapei.com**



Photo 1: Casting of 'Mapecrete System' floor 1300 m² jointless.

**Mapecrete
SRA-N**

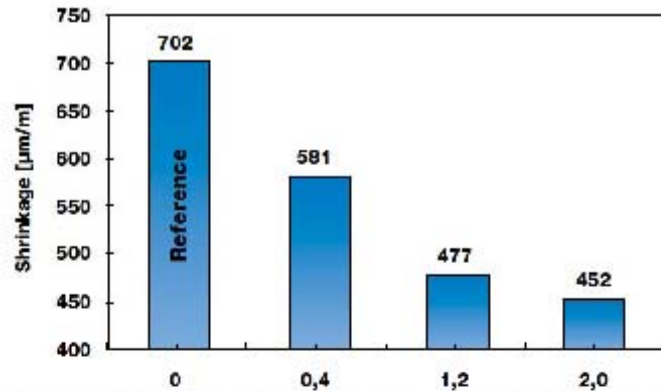


Figure 1: Shrinkage with increasing dosages of Mapecrete SRA-N (% from cement).

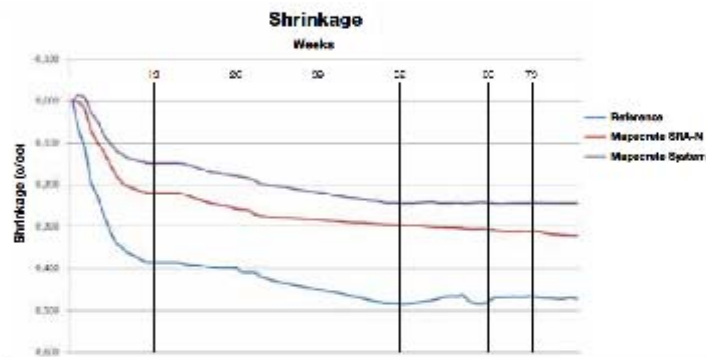


Figure 2: Shrinkage comparison reference concrete, 1 % Mapecrete SRA-N concrete and Mapecrete System (1 % Mapecrete SRA-N + 5 % Expanscrete).

TECHNICAL DATA (typical values)

PRODUCT IDENTITY

Consistency:	liquid
Colour:	colourless
Density (g/cm ³):	0.91
Viscosity:	easy flowing: < 30 mPa·S
Solids content, %:	0.5 ± 0.5
pH:	6.5 ± 1
Water-soluble chlorides according to EN 480-10 (%):	< 0.1
Alkaline (Na ₂ O-ekv) (%):	< 0.1

Product certification:



The product is certified by Vattenfall Research & Development AB. The certification is accredited by Swedac. Certificate nr. 10505.

Any reproduction of text, photos and illustrations published here is prohibited and subject to prosecution.

28.04.2014 GB

 **MAPEI**[®]
 BUILDING THE FUTURE

Vedlegg A-4. Visco flow

Construction

Produktdatablad
Dato: 10-2012
Revnr.: 1, gr 5
Sika® ViscoFlow® N


Sika® ViscoFlow® N

Tilsetningsstoff for forlengelse av brukstid

Produktbeskrivelse	Sika® ViscoFlow® N er et spesialutviklet tilsetningsstoff for forlengelse av betongens brukstid basert på Sikas PCE-teknologi.
Anvendelsesområder	<p>Sika® ViscoFlow® N er spesielt egnet til å forlenge brukstiden for betong uten at det gir uønskede bieffekter i form av retardasjon og/eller dårligere tidligfasthet.</p> <p>Hovedbruksområdene for Sika® ViscoFlow® N er:</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ Betong som krever lang brukstid enten som følge av lang transport, langsom utstøping eller andre årsaker. ■ Korreksjon av brukstid for betongen i perioder med høye temperaturer eller fersk sement. ■ Betong hvor man ønsker minst mulig variasjon i konsistens fra lass til lass. <p>Egenskapene gjør produktet velegnet som supplerende TSS i betongproduksjonen. Forlengelsen av brukstid avhenger av doseringsmengden av Sika® ViscoFlow® N. Bruk Sika® ViscoFlow® N etter behov og bare på de leveranser/lass det behøves. Tilsetning av Sika® ViscoFlow® N krever ingen endringer ellers i betongresepten.</p>
Produktegenskaper	<p>Sika® ViscoFlow® N virker gjennom en kombinasjon av elektrostatisk frastøtning og sterisk dispergering av sementpartiklene. Som en konsekvens av produktegenskapene kan Sika® ViscoFlow® N sikre betongen lengre brukstid enn tradisjonelle SP-stoffer kan.</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ Kompatibel med Sikas andre tilsetningsstoffer. ■ Sikrer betongen lang brukstid uten stor grad av tilleggsretardasjon eller reduksjon av tidligfasthet ■ Gjør det mulig å produsere betong med konstant konsistens i flere timer. ■ Sika® ViscoFlow® N inneholder ikke klorider eller andre ingredienser som kan påvirke korrosjon av stål. Produktet kan derfor om ønskelig også brukes i forspente konstruksjoner.

Produktdata

Tekniske data	Type	Væske på basis av modifiserte polykarboksylater
Farge		Gråhvit væske
Densitet		1,04 kg/liter ± 0,02 kg/liter
Viskositet		Lettflytende
Tørrestoff		18 % ± 1 %
pH		4,6 ± 1
Kloridinnhold (Cl ⁻)		< 0,01 % (vekt)
Alkaliinnhold (Na ₂ O ekv.)		< 0,7 % (vekt)
Normaldosering:		0,2 – 1,8 % av sementvekt For optimal dosering anbefales for-forsøk.

Doseringsstidspunkt	<p>Sika® ViscoFlow® N kan enten tilsettes i blandemaskin eller i automikser (betongtrommel) etter at betongen er kommet på bil. Ved tilsetning i blandemaskin er det viktig at Sika® ViscoFlow® N tilsettes etter SP-stoffet. Ca 10 sekunder forsinkelse i forhold til SP-stoffet anbefales. For optimal utnyttelse av produkttegenskapene anbefaler vi minimum 60 sekunder blandetid etter at produktet er tilsatt. Ved dosering i automikser beregn minimum 1 minutt blandetid pr m³ eller minimum 5 minutter blandetid på full hastighet.</p>
Kombinasjoner	<p>Sika® ViscoFlow® N kan kombineres med andre produkter fra Sika som følger:</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ SikaAer®-S ■ Plastiment® BV-40 ■ Sika® Pump ■ Andre SP-stoffer i Sikament®- eller ViscoCrete®-serien ■ Sika® Rapid 2 og Sika® Rapid 3 ■ Sika® Retarder og SikaTard® 930 ■ Sika PerFin®-1 ■ Sika Stabilizer® 4R ■ Sika Stabilizer® CB-1
Godkjenninger	<p>Sika® ViscoFlow® N er omfattet av samsvarserklæring 1111-CPD-002 og er CE-merket som angitt nedenfor. Sika® ViscoFlow® N tilfredsstiller kravene til kombinert Stærkningsretarderende og Plastiserende tilsetningsstoff iht. NS-EN 934-2 Tabell 10. Sika® ViscoFlow® N vil bli fremlagt for tildeling av miljømerket EQ-Seal fra den europeiske tilsetningsstoff-foreningen EFCA. Miljømerket tildeles produkter som ikke har negative effekter på menneske og miljø.</p>
	 <p> CE <small>1111</small> Sika Norge AS Industriveien 22, 1410 Skytta 12 1111-CPD-002 Sika ViscoFlow® N Retarderende og plastiserende tilsetningsstoff for betong EN 934-2 (2007-11) Data: 06/2014 (1) - 01/15 Data: 06/2012 (1) - 07/15 Merk: 06/2012 (1) - 07/15 </p>
Emballasje	<p>Sika® ViscoFlow® N kan leveres i kanner á 10 eller 25 liter, fat á 200 liter, IBC-container á 1000 liter eller med tankbil.</p>
Oppbevaring, holdbarhet og avfallshåndtering	<p>Ved <u>frosst</u> lagring i uåpnet emballasje, er holdbarheten min. 12 måneder fra produksjonsdato.</p> <p>Dersom produktet er frosset kan det fremdeles benyttes etter opptining og grundig omrøring.</p> <p>Produktet er ikke klassifisert som spesialavfall.</p> <p>For avfallshåndtering se tilhørende HMS-datablad.</p> <p>Sika Norge AS er med på Materialreturordningen, og betaler gebyr for all produkt og forsendelsesemballasje. Vi anbefaler at all tomemballasje leveres til gjenvinning.</p>
Helse, Miljø og Sikkerhet	<p>Se tilhørende HMS-datablad.</p>

Produktet er produsert i en bedrift som er sertifisert i henhold til ISO 9001:2000 og ISO 14001.

Ønskes ytterligere opplysninger, står våre konsulenter, samt vår kundeservice til Deres disposisjon.

Forespørsel om HMS-datablad kan rettes til vår HMS-ansvarlig, eller gå inn på våre internettsider, www.sika.no

Produktansvar

Denne informasjonen og i særdeleshet anbefalingene i forbindelse med anvendelse av Sikaprodukter er gitt i god tro, basert på Sikas innværende kunnskap og erfaring med produktene når de er riktig lagret, behandlet og anvendt under normale forhold.

I praksis vil forskjellene i materialer, underlag og lokale forhold være av en slik karakter at hverken denne informasjonen, andre skriftlige anbefalinger eller noen annen form for råd kan innebære noen garanti med hensyn til det bearbejdede produktets omsetningspotensial eller egnethet for et bestemt formål, ei heller noen annen form for juridisk ansvar.

Tredjeparts eiendomsrett må respekteres.

Enhver ordre aksepteres i henhold til Sikas gjeldende salgs- og leveringsbetingelser.

Brukere skal alltid forholde seg til sist oppdaterte versjon av teknisk datablad og HMS - datablad for det aktuelle produktet. Kopier av sist oppdaterte versjon finnes på Sika Norges internettsider: www.sika.no.



Sika Norge AS
Industriveien 22
Postboks 76
1483 SKYTTA
Norge
Tel. 67 06 79 00
Fax 67 06 15 12
www.sika.no

Vedlegg A-5. Expancrete



The image shows a blue poster for MAPEI Expancrete. At the top left is the MAPEI logo, which consists of a stylized 'M' inside a triangle with a recycling symbol. To the right of the logo is the word 'MAPEI' in a bold, white, sans-serif font. Below the logo and brand name, the word 'Expancrete' is written in a large, bold, white, sans-serif font, slanted upwards from left to right. To the right of 'Expancrete', the words 'NORDIC APPLICATION' are written in a smaller, bold, white, sans-serif font. Below this, the text 'Ekspanderende tilsetning til svinnkompensert betong' is written in a white, sans-serif font.

BESKRIVELSE

Expancrete er et uorganisk materiale i pulverform som tilsettes for å kompensere betongens uttørkingssvinn.

BRUKSOMRÅDER

Expancrete brukes i produksjon av svinnkompensert betong og mørtel.

Eksempler på bruksområder

- Vanntanker og sisterner.
- Skillevegger.
- Industrigulv og fortauer.
- Rønsøanlegg.
- Røtongrør
- Tunnel-lininger.

TEKNISKE KARRIERISTIKKER

Graden av ekspansjon avhenger av mengde ekspanderende stoff som brukes, vann/semnt-forholdet, størrelse og type tilslagsmaterialer og type og mengde sement. Ekspansjonen påvirkes også av blandetid, temperatur og metode og lengde på herding av betongen.

Generelt sett vil alle faktorer som påskynder hydratiseringen av sementen resultere i en redusert

grad av utvidelse. Deler av denne reaksjonen skjer mens blandingen fremdeles er i plastisk fase; forlenget blandetid, høye temperaturer eller høye masseforhold vil redusere graden av ekspansjon.

Ut fra dette bør mengde tilsatt **Expancrete** prøves ut under forhold der ovenstående faktorer er kjente. Betong produsert med **Expancrete** må alltid være armeret med stålfiber, **Steelfiber**, for å fordele spenningene i ekspansjonsfasen. I stang- eller nettarmerte konstruksjoner må stålfiber benyttes i tillegg, eller som en del av armeringen.

Expancrete er spesielt testet og dokumentert med **Steelfiber DE 50/0,8 N**.

Betongekspansjon som oppstår etter tilsetning av **Expancrete** vil påføre strekkrefter i stålet og trykkrefter i betongen. Denne påførte "forspenningen" initiert av **Expancrete** vil sørge for at senere strekkrefter fra betongsvinn ikke overgår strekkstyrken i betongen. Dermed sprekker ikke betongen opp.

ANBEFALINGER

- **Expancrete** må ikke brukes i uarmert betong.
- **Expancrete** må ikke brukes i plasstøpte mortler uten armeringsnett.
- **Expancrete** må ikke brukes i tynne påstøper.



Expancrete

TEKNISKE DATA (typiske verdier)

PRODUKTIDENTIFIKASJON

Form:	pulver
Farge:	lys grå
Tørrestoffinnhold (%):	100
Primærfunksjon:	ekspanderende tilsetning for svinnkompensert betong og mørtel
Kloriden:	ingen
Klassifisering iht. EC 1998/45:	irriterende. Les iverditt "sikkerhetsinstruksjon for håndtering og bruk", og informasjon på forpakning og sikkerhetsdatablad

- **Expancrete** må ikke brukes for stabilisering i injeksjonsslurrier.

BRUKSANVISNING

Blanding

Expancrete tilsettes blandingen sammen med de andre delmaterialene (sement, tilslag, vann).

Blandetid for betong og mørtel tilsatt **Expancrete** er som for betonger og mørtler uten tilsetning.

Superplastiserende tilsetningsstoffer kan brukes og tilsettes etter at de øvrige ingrediensene og **Expancrete** er blandet med vann. SP-stoffet er da mest effektivt.

En god tommefingerregel er å begynne tilsetningen av SP-stoffet etter at minst 70% av blande vannet er i blandingen.

Dosering

Expancrete kan tilsettes i doseringer fra 5 til 8% av sementvekt. Mengden må bestemmes ut fra ønsket ekspansjon i mørtel/betongen.

Etterbehandling og ekspansjon
Ekspansjon av betong tilsatt **Expancrete** kan bare skje i fuktige omgivelser.

Fullstendig utvidelse skjer vanligvis i løpet av de første to-tre dagene.

Det er en selvfølge at jo lenger fukthetning skjer, jo bedre resultat for betong tilsatt **Expancrete**.

Vi anbefaler bruk av membranherter, **Mapecure**, og at overflaten av betongen holdes lukket enten med vann eller under plast i minimum 7 dager.

Kompatibilitet med andre produkter

Expancrete kan kombineres med andre produkter for spesialbetonger, spesielt med:

- silika som øker betongens styrke, tetthet og bestandighet;
- flygeaske for pozzolaneffekt;
- plastiserende og superplastiserende tilsetningsstoffer (**Mapecplast** og **Dynamon**);
- formoljer i **Mapecform**-serien;
- **Mapecure** herdemembraner for å hindre rask uttørring av betong-overflatene.

Rengjøring

Utstyr til blanding og utstøping av betong og mørtel tilsatt **Expancrete** kan rengjøres med vann.

FORPAKNING

Expancrete er tilgjengelig i 20 kg sekker. Også tilgjengelig i bulk eller big-bags på forespørsel.

LAGRING

Expaccrete skal lagres i originalpakning på et tørt sted.

VERNETILTAK

Expaccrete er iriterende ved huckontakt.

Om stoffet kommer i øynene kan det medføre alvorlig skade. Pust ikke inn pulveret og unngå hud- og øyekontakt ved å bruke nødvendig beskyttelsesutstyr. I tilfelle man får produktet i øynene eller på huden, så skyl umiddelbart med store mengder vann og søk lege.

For mer utfyllende informasjon vedrørende sikker håndtering av våre produkter, vennligst se vår siste utgave av Sikkerhetsdatablad for produktene.

BØR UTFØRES AV FAGFOLK.

MERK

De tekniske anbefalinger og detaljer som fremkommer i denne produktbeskrivelse representerer vår nåværende kunnskap

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

Vennligst referer til siste oppdaterte versjon av teknisk datablad som finnes tilgjengelig på vår webside www.mapei.no

Alle referanser for produktet er tilgjengelige på forespørsel og på vår hjemmeside www.mapei.no eller www.mapei.com



Det er ikke tillatt å bli heppet av biler eller biler rett her.
Grunnideen kan være til nytte for alle.

23.04.13NO

04-2013

 **MAPEI**[®]
BUILDING THE FUTURE

Vedlegg A-6. Dynamo SX-N



Dynamon SX-N

08.07

Superplastiserende tilsetningsstoff

PRODUKTBEKRIVELSE

Dynamon SX-N er et svært effektivt superplastiserende tilsetningsstoff basert på modifiserte akrylpolymerer.

Produktet tilhører Dynamonsystemet basert på den Mapei utviklede DPP-teknologien (DPP = Designed Performance Polymers) der tilsetningsstoffenes egenskaper skreddersys til ulike betongformål.

Dynamonsystemet er utviklet på basis av Mapeis egen sammenstilling og produksjon av monomere.

BRUKSOMRADE

Dynamon SX-N er et tilnærmet allround-produkt som er anvendelig i all betong for å øke støpeligheiten og/eller redusere tilsatt vannmengde.

Noen spesielle bruksområder er:

- Vannrett betong med krav til høy eller svært høy fasthet og med strenge krav til bestandighet i aggressive miljøer.
- Betong med særlige krav til høy støpelighet; i konsistensklasser S4 og S5 etter NS-EN 206-1.
- Selvkomprimerende betong med ønske om lengre åpentid. Om nødvendig kan SKB stabiliseres med en viskositetsøker – f.eks. **Viscofluid TA**.
- Til produksjon av frostbestandig betong – da i kombinasjon med luftinnførende tilsetningsstoffer - f.eks. **Mapeair L** eller **Mapeair 25**. Valg av type luftinnførende stoff gjøres ut fra egenskapene til de andre delmaterialer som er tilgjengelige.
- Til golvstøp for å oppnå en smidig betong med bedret støpelighet. Store doseringer og lave temperaturer kan retardere betongen noe.

Dynamon SX-N skiller seg vesentlig fra superplastiserende tilsetningsstoffer basert på sulfonerte melaminer eller naftalener, og også fra første generasjon akrylbaserte polymerer både gjennom sin effektivitet som vannreducerer og sin forlenging av åpentid/slumptid.

Den doseringsmengde som trengs for å oppnå en bestemt støpelighet vil derfor være lavere for **Dynamon SX-N** enn for tidligere SP-stoffer. Med forlengingen av åpentiden vil det nå ved vanlige leveranser være mulig å gjøre betongen ferdig på betongstasjonen, og "oppfrisking" med SP-stoffer på byggeplass blir mindre aktuelt.

Det er likevel ikke noe problem å etterdosere stoffet direkte i automikser.

Doseringstidspunktet for **Dynamon SX-N** er mindre viktig, men dersom **Dynamon SX-N** tilsettes etter at minst 80% av blandedvannet er inne, vil blandetiden generelt være kortest. Det er likevel viktig med utprøvinger tilpasset eget blandeutstyr.



Produsent

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





EGENSKAPER

Dynamon SX-N er en vannløsning av aktive akrylpolymere som effektivt dispergerer (løser opp) sementklaser.

Denne effekten kan prinsipielt uttrykkes på tre måter:

1. For å redusere mengden tilsatt vann, men samtidig beholde betongens støpelighet.
Lavere w/c-forhold gir høyere fasthet, tetthet og bestandighet i betongen.
2. For å forbedre støpeligheten sammenlignet med betonger med samme w/c-forhold. Fastheten forblir dermed den samme, men muliggjør forenklet utstøping.
3. For å redusere både vann og sementmengde uten å forandre betongens mekaniske styrke. Gjennom denne metoden kan en blant annet redusere kostnadene (mindre sement), redusere betongens svinnpotensial (mindre vann) og redusere faren for temperaturgradienter på grunn av lavere hydrasjonsvarme.
Spesielt er denne siste effekten viktig ved betonger med større sementmengder.

VÆR OPPMERKSOM PÅ

Dynamon SX-N lar seg kombinere med andre Rescon Mapei tilsetningsstoffer, som f.eks styrkningsakselererende stoffer som **Mapequick SA** og styrkningsretarderende stoffer som **Mapetard R**. Produktet lar seg også kombinere med luftinnførende tilsetningsstoffer for produksjon av frostbestandig betong, f.eks. **Mapeair L** eller **Mapeair 25**.

Valg av type luftinnførende stoff gjøres ut fra egenskapene til de andre delmaterialer som er tilgjengelige.

EMBALLASJE

Dynamon SX-N leveres i 25 liters kanner, 200 liters fat, i 1000 liters containere og i bulk. Produktet må oppbevares ved temperaturer mellom +8°C og +35°C og bevarer sine egenskaper i minst ett år i lukket emballasje. Fargenyanser kan oppstå i produksjon av polymerene som inngår i Dynamon EX, men dette påvirker ikke produktets bruksegenskaper.

Produktet bør røres forsiktig om før bruk for å sikre et homogent og likevirkende produkt. Produktet bør ikke utsettes for sollys.

TEKNISKE SPESIFIKASJONER		
Form:	Væske	
Farge:	Gulbrun	
Viskositet:	Lettflytende; <30 mPa · S	
Tørrestoffinnhold, %:	18,5 ± 1,0	
Spesifikk vekt, g/cm ³ :	1,06 ± 0,02	
pH-verdi:	6,5 ± 1	
Kloridinnhold, %:	< 0,01	
Alkalinhold (Na ₂ O-ekvivalenter) %:	< 2,0	
BRUKSEGENSKAPER I BETONG		
<i>Som vannreducerende stoff (ik konsistens) T 3.1</i>		
Sementmengde kg/m ³ (Norcem standard)	350	350
Tilsetningsmengde (i % av sementvekt)	0	1,0
Masseforhold (w/c-tall)	0,51	0,41
Vannreduksjon (%)	-	20
Trykkfasthet (i N/mm ²):		
1døgn	26	41
7døgn	42	60
28døgn	52	68
<i>Som SP-stoff (kumpforbedrer) T 3.2</i>		
Sementmengde, kg/m ³ (Norcem standard sement):	350	350
Tilsetningsmengde (i % av sementvekt):	0	1,0
Masseforhold (w/c-tall):	0,48	0,48
Luftinnhold:	2,1	1,8
Konsistens, mm:		
- synkmål, 5 min	30	220
- synkmål, 30 min	20	200
- synkutbedrelse, 5 min		420
- synkutbedrelse, 30 min		380

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





DOSERING

Dynamon SX-N tilsettes for å oppnå ønsket resultat (styrke, bestandighet, støpelighet, sementreduksjon) ved å variere doseringen mellom 0,3 og 2,0% av sementmengden.

Ved øket dosering økes også betongens åpentid, dvs. tiden betongen lar seg bearbeide.

Større doseringsmengder og lave betongtemperaturer gir en retardert betong. Vi anbefaler alltid prøvestøper med aktuelle parametere.

Til forskjell fra konvensjonelle melamin- eller naftalenbaserte superplastiserende tilsetningsstoffer, utvikler **Dynamon SX-N** maksimal effekt uavhengig av tilsetnings-tidspunkt, men tilsetningstidspunktet kan påvirke nødvendig blandetid.

Dersom **Dynamon SX-N** tilsettes etter at minst 80% av blandedvannet er inne vil blandetiden generelt være kortest. Det er likevel viktig med utprøvinger tilpasset eget blandeutstyr.

Dynamon SX-N kan også tilsettes direkte i automikser på bygg- eller anleggsplass. Betongen bør da blandes med maksimal hastighet på trommelen i minst 5 minutter, pluss ett minutt pr. m³ betong i lasset.

VERNETILTAK

For helse-, miljø- og sikkerhetsinformasjon, se eget HMS-datablad. HMS-databladene finnes på www.resconmapel.com

MERK

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

All overstående informasjon må likevel betraktes som retningsgivende og gjenstand for vurdering.

Enhver som benytter produktet må på forhånd forsikre seg om at produktet er egnet for tilsiktet anvendelse. Brukeren står selv ansvarlig dersom produktet blir benyttet til andre formål enn anbefalt eller ved feilaktig utførelse.

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

Produsent:
Rescon Mapei AS
Vallbetvegen 6, 2120 Sogstua, Norway
Tlf: +47 62 97 20 00 Fax: +47 62 97 20 99
post@resconmapei.no
www.resconmapei.com



Vedlegg B. Proporsjoneringsark

Vedlegg B-1. B-30 betong

Prosj./id.:	B30
-------------	-----

Blandevolum:	70 liter
Dato:	12.09.17
Tidspunkt for vanntilsetning	
Ansvarlig:	
Utført av:	BK

Materialer	Resept kg/m ³	Sats kg	Fukt* %	Korr. kg	Oppveld** kg
Cemex Miljø-CEM11/B-S 52	325,0	22,752			22,752
	0,0	0,000	50	0,000	0,000
	0,0	0,000	0	0,000	0,000
Fritt vann	178,8	12,513		-0,518	11,995
Absorbert vann	0,0	0,000			0,000
Tilslag 16/22	238,9	16,723	0,0	0,000	16,723
Tilslag 11/16	257,3	18,010	0,0	0,000	18,010
Tilslag 8/11	275,7	19,296	0,5	0,096	19,393
Tilslag 5/8	73,5	5,146	0,0	0,000	5,146
Tilslag 2/5	73,5	5,146	0,0	0,000	5,146
Tilslag 0/2	918,9	64,321	0,0	0,000	64,321
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000
Dynamo SXN	2,1	0,148	81,5	0,121	0,148
Visco Flow N	1,3	0,091	82	0,075	0,091
Mapecrete SRA-N	3,3	0,228	99,5	0,226	0,228
Expancrete	16,3	1,138	0	0,000	1,138
Stålfiber	0,0	0,000			0,000
PP-fiber	0,0	0,000			0,000

*Se fotnoter på de ark "Proporsjonering"

** NB! Væte mengder, også for pozzoloner og filtere

Fersk betong					
Tid etter vanntilsetning					
Synkmål		22,5	21,5		
Utbredelsemål		500	45-40		
Luft		2,2			
Densitet					

Prøvestykker (antall)					
Utstøpningstidspunkt					
Terninger		3			
150x300 sylindre					
100x200 sylindre					
150x150x600		2			
600x215x600 m/stålplate		2			

tom, 4696
m betong! 23628

Delark "Blandeskjema"

Vedlegg B-2. 0,45 % fiberarmert betong

Prosj./id.: **0,45% FIBER**

Blandevolum:	50 liter
Dato:	05.04.17
Tidspunkt for varntilsetning	
Ansvarlig:	Jørle
Utført av:	BK

Materialer	Resept kg/m ³	Sats kg	Fukt* %	Korr. kg	Oppveid** kg
✓ Cemex Miljø-CEM11/B-S 52	325,0	18,252			18,252
0	0,0	0,000	50	0,000	0,000
	0,0	0,000	0	0,000	0,000
Fritt vann	178,8	8,939		-0,370	8,569
Absorbert vann	0,0	0,000			0,000
✓ Tilslag 15/22	237,4	11,866	0,0	0,000	11,866
✓ Tilslag 11/16	255,6	12,781	0,0	0,000	12,781
✓ Tilslag 8/11	273,9	13,694	0,5	0,068	13,762
✓ Tilslag 5/8	73,0	3,652	0,0	0,000	3,652
✓ Tilslag 2/5	73,0	3,652	0,0	0,000	3,652
✓ Tilslag 0/2	912,9	45,645	0,0	0,000	45,645
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000
✓ Dynamo SXN	2,4	0,106	81,5	0,086	0,106
✓ Visco How N	1,3	0,065	92	0,053	0,065
✓ Mapecrete SRA-N	3,3	0,163	99,5	0,162	0,163
✓ Expaccrete	16,3	0,813	0	0,000	0,813
✓ Stålfiber	35,1	1,755			1,755
✓ FP-fiber	0,0	0,000			0,000

*Se fotnoter på delark "Proporsjoneringsark" ** NB! Væte mengder, også for pozzolaner og tilfere

Fersk betong					
Tid etter varntilsetning					
Synkmål	230				
Utbredelsesmål	430				
Luft					
Densitet					

Prøvestykker (antall)					
Ufsteppningstidspunkt					
Terninger	3				
150x300 sylindre					
100x200 sylindre					

Delark "Blar deskjerm a"

Vedlegg B-3. 0,8 % fiberarmert betong

Prosj./id.:	0,8% FIBER
-------------	------------

Blandevolum:	50 liter
Dato:	03.04.17
Tidspunkt for varntilsetning	
Ansvarlig:	Somdor
Utført av:	RF-

Materialer	Resept kg/m ³	Sats kg	Fukt* %	Korr. kg	Oppveid** kg	
Comex Miljø-CEM11/B-S 52	325,0	16,251			16,251	
	0,0	0,000	50	0,000	0,000	
	0,0	0,000	0	0,000	0,000	
Frit: vann	178,8	8,938		-0,369	8,569	2,569
Absorbert vann	0,0	0,000			0,000	
Tilslag 16/22	236,2	11,808	0,0	0,000	11,808	
Tilslag 11/16	254,3	12,716	0,0	0,000	12,716	
Tilslag 8/11	772,5	13,625	3,5	0,068	13,593	
Tilslag 5/8	72,7	3,633	3,0	0,000	3,633	
Tilslag 2/5	72,7	3,633	0,0	0,000	3,633	
Tilslag 0/2	908,3	45,415	0,0	0,000	45,415	
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000	
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000	
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000	
	0,0	0,000	0,0	0,000	0,000	
Dyrano SXN	2,1	0,106	81,5	0,086	0,106	
Visco Flow N	1,3	0,065	82	0,053	0,065	
Mapecrete SRA-N	3,3	0,163	99,8	0,162	0,163	
Expaccrete	16,3	0,813	0	0,000	0,813	
Stålfiber	62,4	3,120			3,120	
PP-fiber	0,0	0,000			0,000	

*Se formel og delark "Proporsjonering"

** NB! Vete mengder, også for puzzolener og fillere

Fersk betong					
Tid etter varntilsetning					
Synkmål	200				
Utbredelsesmål	450	550			
Luft	2%				
Densitet	2400				

Prøvestykker (antall)					
Utstøpingetidspunkt					
Terninger	3				
150x300 sylindre					
100x200 sylindre					
150x150x500	2				

Delark "Blandeskjema"

Vedlegg C. Modenhet

Dato	Tid(dag)	Δt	Betong temp	mid temp	$H(\theta)$	M	sum modenhet
07.apr	0	1	6,9	6,9	0,37	0,37	0
08.apr	1	1	6,9	7,35	0,38	0,38	0,366
09.apr	2	1	7,8	6,5	0,35	0,35	0,75
10.apr	3	1	5,2	4,95	0,29	0,29	1,1
11.apr	4	1	4,7	5,6	0,31	0,31	1,3885
12.apr	5	1	6,5	6	0,33	0,33	1,7025
13.apr	6	1	5,5	5,35	0,30	0,30	2,0325
14.apr	7	1	5,2	4,05	0,26	0,26	2,3365
15.apr	8	1	2,9	3	0,23	0,23	2,598
16.apr	9	1	3,1	3	0,23	0,23	2,828
17.apr	10	1	2,9	3,1	0,23	0,23	3,058
18.apr	11	1	3,3	3,85	0,26	0,26	3,291
19.apr	12	1	4,4	5,5	0,31	0,31	3,5465
20.apr	13	1	6,6	5,85	0,32	0,32	3,8565
21.apr	14	1	5,1	5	0,29	0,29	4,1805
22.apr	15	1	4,9	3,95	0,26	0,26	4,4705
23.apr	16	1	3	3,1	0,23	0,233	4,729
24.apr	17	1	3,2	3,6	0,25	0,248	4,962
25.apr	18	1	4	4	0,26	0,26	5,21
26.apr	19	1	4	4,35	0,27	0,2705	5,47
27.apr	20	1	4,7	5,15	0,30	0,296	5,7405
28.apr	21	1	5,6	6,05	0,33	0,332	6,0365
29.apr	22	1	6,5	7	0,37	0,37	6,3685
30.apr	23	1	7,5	8,15	0,42	0,416	6,7385
01.mai	24	1	8,8	9,5	0,48	0,475	7,1545
02.mai	25	1	10,2	9,6	0,48	0,48	7,6295
03.mai	26	1	9	10,15	0,51	0,506	8,1095
04.mai	27	1	11,3	11	0,54	0,54	8,6155
05.mai	28	1	10,7	10,4	0,53	0,528	9,1555
06.mai	29	1	10,1	9,35	0,47	0,4675	9,6835
07.mai	30	1	8,6	8,25	0,42	0,42	10,151
08.mai	31	1	7,9	7	0,37	0,37	10,571
09.mai	32	1	6,1	5,95	0,33	0,328	10,941
10.mai	33	1	5,8	6,05	0,332	0,332	11,269
11.mai	34	1	6,3	8,3	0,422	0,422	11,601
12.mai	35	1	10,3				12,023

Test av dekke på UIS

Fullskalatest Velde

Vedlegg D. Transformert tverrsnitt

Opprisset tverrsnitt

$$x_{cc} = n \frac{A_p}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2bd_p}{nA_p}} - 1 \right) \quad D.1$$

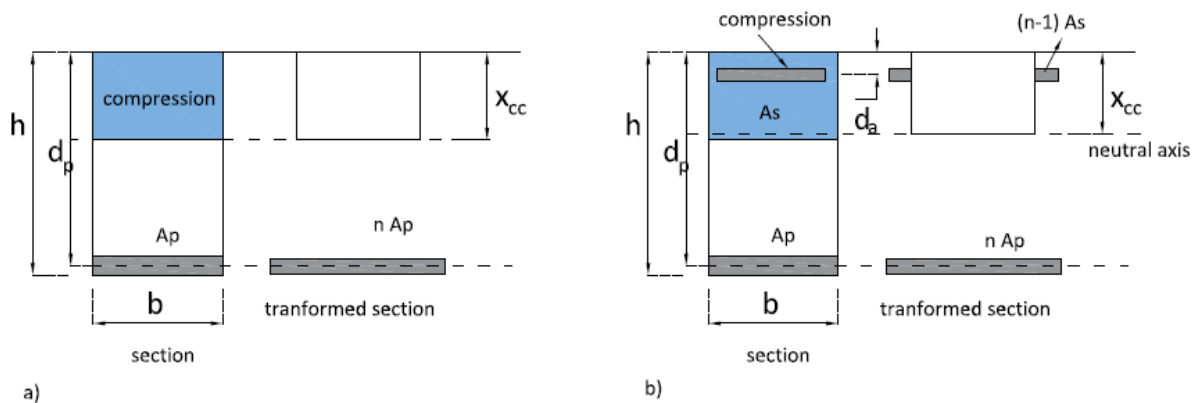
$$I_{cc} = \frac{bx_{cc}^3}{3} + nA_p(d_p - x_{cc})^2 + nI_x \quad D.2$$

Og for et dobbelarmert tverrsnitt vil de bli

$$\frac{bx_{cc}^2}{2} + (n-1)A_s(x_{cc} - d_a) = nA_p(d_p - x_{cc}) \quad D.3$$

$$I_{cc} = \frac{bx_{cc}^3}{3} + nA_p(d_p - x_{cc})^2 + nI_x + (n-1)A_s(x_{cc} - d_a)^2 \quad D.4$$

hvor n er effektiv E-modulforhold mellom stålplassen og betongens gjennomsnittlige elastisitetsmodul.



Figur D.1: opprisset a)enkel- og b)dobbelarmert tverrsnitt

Opprisset tverrsnitt

$$x_{cu} = \frac{\frac{bh_c^2}{2} + b_m h_p \left(h - \frac{h_p}{2} \right) + n A_p d_p}{bh_c + b_m h_p + n A_p} \quad D.5$$

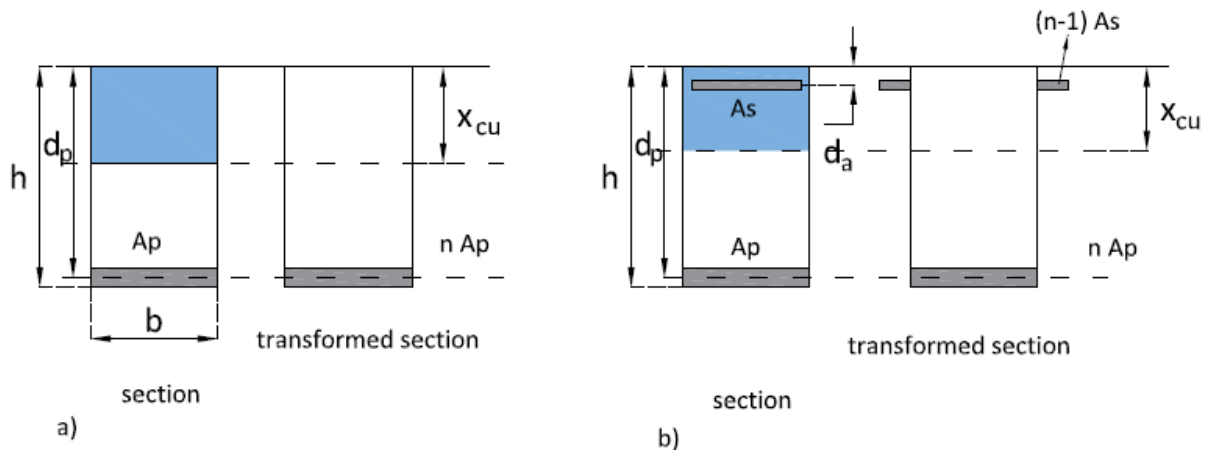
$$I_{cu} = \frac{bh_c^3}{12} + bh_c \left(x_{cu} - \frac{h_c}{2} \right)^2 + \frac{b_m h_p^3}{12} + b_m h_p \left(h - x_{cu} - \frac{h_p}{2} \right)^2 + n A_p (d_p + x_{cu})^2 + n I_x \quad D.6$$

Og for et dobbelarmert tverrsnitt vil de bli

$$x_{cu} = \frac{\frac{bh_c^2}{2} + b_m h_p \left(h - \frac{h_p}{2} \right) + n A_p d_p + (n-1) A_s d_a}{bh_c + b_m h_p + n A_p + (n-1) A_s} \quad D.7$$

$$I_{cu} = \frac{bh_c^3}{12} + bh_c \left(x_{cu} - \frac{h_c}{2} \right)^2 + \frac{b_m h_p^3}{12} + b_m h_p \left(h - x_{cu} - \frac{h_p}{2} \right)^2 + n A_p (d_p + x_{cu})^2 + n I_x + (n-1) A_s (x_{cu} - d_a)^2 \quad D.8$$

Hvor b_m er effektive bredde til konstruksjonen.



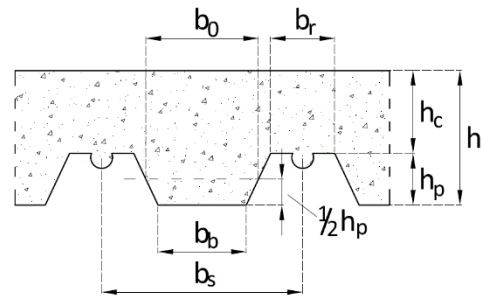
Figur D.2: uopprisset a) enkel- og b) dobbelarmert tverrsnitt

Vedlegg E. Prøve 1-3

Vedlegg E-1. Dimensjoner og laster

Dimensjoner

Dekke: $L := 2.1 \text{ m}$
 $b := 900 \text{ mm}$
 $a := 700 \text{ mm}$



Stålplaten: $h_p := 160 \text{ mm}$ $t_p := 1.5 \text{ mm}$
 $b_0 := 134 \text{ mm}$ $b_r := 131 \text{ mm}$
 $b_b := 61 \text{ mm}$ $\theta := 1.32$

$$b_s := b_0 + b_r$$

$$b_s = 265 \text{ mm}$$

$$s_w := \frac{h_p - 15 \text{ mm}}{\sin(\theta)}$$

$$s_w = 149.683 \text{ mm}$$

EC4 del 1-1
9.1.1(2)

$$\frac{b_r}{b_s} = 0.494$$

$$\frac{b_r}{b_s} \leq 0.6 \quad \text{OK}$$

Areal stålplate:

Gitt av produsent

$$A_p := \frac{3020 \text{ mm}^2}{m} \cdot b$$

$$A_p = 2.718 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

volum betong:

Gitt av produsent

$$V_{c1} := 0.128 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2}$$

$$V_c := V_{c1} \cdot L \cdot b$$

$$V_c = 0.242 \text{ m}^3$$

Areal betong:

$$A_c := \frac{V_c}{L}$$

$$A_c = 0.115 \text{ m}^2$$

total høyde:

$$h := 215\text{mm}$$

$$h \geq 90\text{mm} \quad \text{OK}$$

$$h_c := h - h_p$$

$$h_c = 55\text{mm}$$

$$h_c \geq 50\text{mm} \quad \text{OK}$$

Materialkvalitet

EC2 del 1-1
Tabell 3.1

Betong B30:

$$f_{ctm} := 2.9\text{MPa}$$

$$E_{cm} := 33000\text{MPa}$$

$$f_{cm} := 38\text{MPa}$$

EC2 del 1-1,
3.1.2

Tid testene ble utført

$$t := 11$$

Sement klasse N

$$s_w := 0.25$$

$$\beta_{cct} := e^{s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0.5} \right]}$$

$$\beta_{cct} = 0.862$$

$$f_{cmt} := \beta_{cct} \cdot f_{cm}$$

$$f_{cmt} = 32.744\text{MPa}$$

$$E_{cmt} := \left(\frac{f_{cmt}}{f_{cm}} \right)^{0.3} \cdot E_{cm}$$

$$E_{cmt} = 3.156 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$$

$$t < 28$$

$$\alpha := 1$$

$$f_{ctmt} := \beta_{cct}^\alpha \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctmt} = 2.499\text{MPa}$$

$$f_{ckt} := f_{cmt} - 8\text{MPa}$$

$$f_{ckt} = 24.744\text{MPa}$$

$$f_{cd} := f_{ckt}$$

$$f_{cd} = 24.744\text{MPa}$$

Stålplate s350:

Nominell flytespenning

$$f_y := 350 \text{ MPa}$$

$$f_{ypd} := f_y$$

$$f_{ypd} = 350 \text{ MPa}$$

$$E_p := 21000 \text{ MPa}$$

Armering:

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} := f_{yk}$$

$$f_{yd} = 500 \text{ MPa}$$

$$E_s := 200 \text{ GPa}$$

Coin 29,
4.4

Stålfiber: fibre tilfeldig orientert

$$\eta_0 := \frac{1}{3}$$

0,45% stålfiber

$$v_f := 0.0045$$

Anbefalt verdi

$$\sigma_{fkmid} := 500 \text{ MPa}$$

$$f_{tkres} := \eta_0 \cdot v_f \cdot \sigma_{fkmid}$$

$$f_{tkres} = 0.75 \text{ MPa}$$

$$f_{tdres} := f_{tkres}$$

$$f_{tdres} = 0.75 \text{ MPa}$$

Laster i ULS

fra produsent: Egenvekt stålplater: $g_{ks} := 0.239 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

$$G_{ks} := g_{ks} \cdot b \quad G_{ks} = 0.215 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

fra produsent: Egenvekt samvirkekonstruksjon tørr:

$$G_{k1} := 2.951 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot b \quad G_{k1} = 2.656 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Samlet egenvekt:

$$G_k := G_{ks} + G_{k1} \quad G_k = 2.871 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Punktlast: $P_k := 75 \text{ kN}$

Bruker ikke lastfaktorer her siden dette skal sjekkes i lab til brudd.

fra produsent, kingspan: Egenskaper til platen:

høyde til nøytralaksen: $e := 79.9 \text{ mm}$

Andreordens moment:

$$I_x := \frac{1080 \text{ cm}^4}{\text{m}} \cdot b \quad I_x = 9.72 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

Momentkapasitet:

$$M_{\text{crd}} := 42.3 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \cdot b \quad M_{\text{crd}} = 38.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

fritt opplagt med
to punktlaster

ULS:

Moment og skjær laster:

Moment i midten:

$$M_{Ed} := \frac{G_k \cdot L^2}{8} + P_k \cdot a$$

$$M_{Ed} = 54.083 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Skjær ved opplegg

$$V_{Ed} := P_k + \frac{G_k \cdot L}{2}$$

$$V_{Ed} = 78.015 \text{ kN}$$

Vedlegg E-2. Prøve 1

ULS:

EC4 del 1-1
kap 9

Momentkapasitet:

Kompresjonskraft i betongen

$$N_{cf} := 0.85 f_{cd} \cdot h_c \cdot b$$

$$N_{cf} = 1.041 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Trykkraft i stålplaten

$$N_p := f_{ypd} \cdot A_p$$

$$N_p = 951.3 \text{ kN}$$

EC4 del 1-1,
9.7.2(5)

$$N_p < N_{cf}$$

Nøytralaksen ligger i betongen

dybde av betong i kompresjon:

$$x_{pl} := \frac{N_p}{0.85 f_{cd} \cdot b}$$

$$x_{pl} = 50.256 \text{ mm}$$

$$x_{pl} < h_c$$

avstand mellom platens
nøytralakse og topp fiber
i betong

$$d_p := h - e$$

$$d_p = 135.1 \text{ mm}$$

$$z := d_p - \frac{x_{pl}}{2}$$

$$z = 109.972 \text{ mm}$$

$$M_{rd} := \min(N_{cf} \cdot z, N_p \cdot z)$$

$$M_{rd} = 104.617 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Sjekk: $\frac{M_{Ed}}{M_{rd}} = 0.517$

$\frac{M_{Ed}}{M_{rd}} < 1$ OK

EC4 del 1-1,
9.7.3

Langsgående skjær motstand:

EC4 del 1-1,
9.7.3(5)

$$L_s := \frac{L}{4}$$

$$L_s = 525 \text{ mm}$$

Empiriske faktorer, fra
produsent

$$M := 146.7 \text{ MPa}$$

$$k := 0.0335 \text{ MPa}$$

$$V_{Ird} := b \cdot d_p \cdot \left(\frac{M \cdot A_p}{b \cdot L_s} + k \right)$$

$$V_{Ird} = 106.68 \text{ kN}$$

Sjekk: $\frac{V_{Ed}}{V_{Ird}} = 0.731$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Ird}} < 1 \quad \text{OK}$$

EC2 del 1-1,
6.2.2

Vertikal skjær motstand

grov/ stort tilslag

$$k_2 := 0.18$$

$$C_{Rdc} := k_2$$

$$C_{Rdc} = 0.18$$

$$k_1 := 1 + \sqrt{\frac{200}{\frac{d_p}{\text{mm}}}}$$

$$k_1 = 2.217$$

$$k := \min(k_1, 2)$$

$$k = 2$$

smalleste bredde i strekk

$$b_w := \frac{b}{b_s} \cdot b_0$$

$$b_w = 455.094 \text{ mm}$$

$$\rho_1 := \min\left(\frac{A_p}{b_w \cdot d_p}, 0.02\right)$$

$$\rho_1 = 0.02$$

ingen langsgående krefter
fjerner derfor denne fra ligningen

$$\sigma_{cp} := 0$$

$$v_{\min} := 0.035k \cdot \left(\frac{f_{ckt}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$v_{\min} = 0.492$$

$$V_{Rdc} := \max \left[C_{Rdc} \cdot k \cdot \left(100 \rho_1 \cdot \frac{f_{ckt}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d_p \cdot \text{MPa}, v_{\min} \cdot b_w \cdot d_p \cdot \text{MPa} \right]$$

$$V_{Rdc} = 81.263 \text{ kN}$$

Sjekk: $\frac{V_{Ed}}{V_{Rdc}} = 0.96$

$$V_{Rdc} > V_{Ed} \quad \text{OK}$$

SLS

EC4 del 1-1
9.8.2

Nedbøying:

$$\frac{L}{d_p} = 15.544$$

mindre enn 20,
simply supported

OK, men regner ut pga testing

$$n := \frac{E_p}{E_{cmt}}$$

$$n = 6.654$$

vha areal likevekt

$$x_{cc} := n \cdot \frac{A_p}{b} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d_p}{n \cdot A_p}} - 1 \right)$$

$$x_{cc} = 56.283 \text{ mm}$$

Tranformerer tversnittet til betong,
Andre ordens moment for risset del:

$$I_{cc} := \frac{b \cdot x_{cc}^3}{3} + n \cdot A_p \cdot (d_p - x_{cc})^2 + n \cdot I_x$$

$$I_{cc} = 2.305 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

minste bredde som er i strekk

$$b_m := \frac{b}{b_s} \cdot b_0$$

$$b_m = 455.094 \text{ mm}$$

vha tyngdepunkts beregning

$$x_{cu} := \frac{b \cdot \frac{h_c^2}{2} + b_m \cdot h_p \cdot \left(h - \frac{h_p}{2} \right) + n \cdot A_p \cdot d_p}{b \cdot h_c + b_m \cdot h_p + n \cdot A_p}$$

$$x_{cu} = 97.113 \text{ mm}$$

Andre ordens moment for urisnet del:

$$I_{cu} := \frac{b \cdot h_c^3}{12} + b \cdot h_c \cdot \left(x_{cu} - \frac{h_c}{2} \right)^2 + \frac{b_m \cdot h_p^3}{12} + b_m \cdot h_p \cdot \left(h - x_{cu} - \frac{h_p}{2} \right)^2 + n \cdot A_p \cdot (d_p - x_{cu})^2 + n \cdot I_x$$

$$I_{cu} = 6.03 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

Gjennomsnittsverdi:

$$I_c := \frac{I_{cc} + I_{cu}}{2}$$

$$I_c = 4.168 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

Nedbøying pga jevnt fordelt last:

$$\delta_1 := \frac{5}{384} \cdot \frac{G_k \cdot L^4}{E_{cmt} \cdot I_c}$$

$$\delta_1 = 0.055 \text{ mm}$$

Nedbøying pga punktlastene:

$$\delta_2 := \frac{P_k \cdot a}{24 E_{cmt} \cdot I_c} \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot a^2)$$

$$\delta_2 = 1.874 \text{ mm}$$

Total nedbøying:

$$\delta_{\text{total}} := \delta_1 + \delta_2$$

$$\delta_{\text{total}} = 1.93 \text{ mm}$$

Tillat nedbøying:

$$\delta_{\text{lovlig}} := \frac{L}{250}$$

$$\delta_{\text{lovlig}} = 8.4 \text{ mm}$$

Sjekk: $\frac{\delta_{\text{total}}}{\delta_{\text{lovlig}}} = 0.23$

$$\delta_{\text{lovlig}} > \delta_{\text{total}} \quad \text{OK!}$$

Riss:

Rissmoment:

$$M_{\text{cr}} := \frac{f_{\text{ctmt}} \cdot I_{\text{cu}}}{h - x_{\text{cu}}}$$

$$M_{\text{cr}} = 12.782 \text{ m.kN}$$

Sjekk: $\frac{M_{\text{cr}}}{M_{\text{Ed}}} = 0.236$

$$M_{\text{cr}} < M_{\text{Ed}}$$

$$P_{\text{cr}} := \frac{M_{\text{cr}}}{a} - \frac{G_{\text{k}} \cdot L^2}{8 \cdot a}$$

$$P_{\text{cr}} = 15.999 \text{ kN}$$

Dekket vil være opprisset

Sjekker sprekk med EC2 del 1-1:
Tverrsnittet er enkel armert med stålpalte i bunn.

Maks riss:

$$w_{\text{max}} := 0.25 \text{ mm}$$

Kortsiktig lasting:

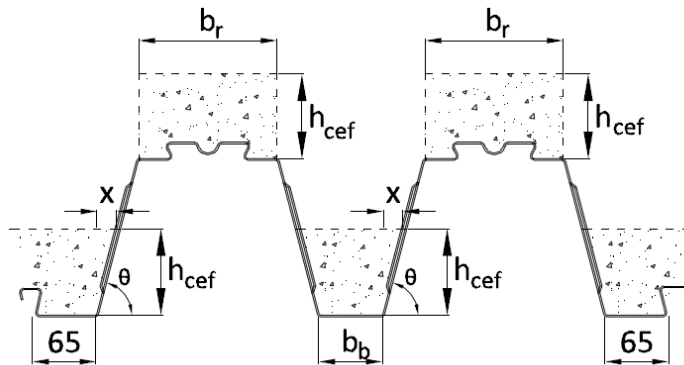
$$k_{\text{t}} := 0.6$$

$$f_{\text{cteff}} := f_{\text{ctmt}}$$

$$h_{cef1} := \min\left[\frac{h}{2}, 2.5(h - d_p), \frac{(h - x_{cc})}{3}\right] \quad h_{cef1} = 52.906 \text{ mm}$$

$$h_{cef} := \max\left[h_{cef1}, (h - d_p + 1.5 \cdot t_p)\right] \quad h_{cef} = 82.15 \text{ mm}$$

Areal i strekk i bunn av stålplate



$$x := \frac{h_{cef}}{\tan(\theta)} \quad x = 21.046 \text{ mm}$$

$$A_{ceff1} := \frac{b}{600 \text{ mm}} \cdot \left[\frac{(b_b + b_b + 2 \cdot x) \cdot h_{cef}}{2} + \frac{(130 \text{ mm} + 130 \text{ mm} + 2 \cdot x) \cdot h_{cef}}{2} \right]$$

$$A_{ceff1} = 2.872 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Areal i strekk i topp stålplate

$$A_{ceff2} := \frac{b}{600 \text{ mm}} \cdot (b_r \cdot h_{cef} \cdot 2) \quad A_{ceff2} = 3.228 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Totalt areal i strekk

$$A_{ceff} := A_{ceff1} + A_{ceff2} \quad A_{ceff} = 6.101 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$\rho_{peff} := \frac{A_p}{A_{ceff}} \quad \rho_{peff} = 0.045$$

Strekkspenning i armeringen ved første riss:

EC4 del 1-1
7.4.3(3)

$$\sigma_{s0} := n \frac{M_{cr} \cdot (d_p - x_{cc})}{I_{cc}}$$

$$\sigma_{s0} = 29.08 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{st} := \frac{A_c \cdot I_{cu}}{A_p \cdot I_x}$$

$$\alpha_{st} = 2.629 \times 10^3$$

$$\Delta\sigma_s := \frac{0.4 f_{ctmt}}{\alpha_{st} \cdot \rho_{peff}}$$

$$\Delta\sigma_s = 8.533 \times 10^{-3} \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_s := \sigma_{s0} + \Delta\sigma_s$$

$$\sigma_s = 29.089 \text{ MPa}$$

stenger med god heft for bøyning

$$k_3 := 3.4$$

$$k_4 := 0.425$$

$$k_1 := 0.8$$

$$k_2 := 0.5$$

Stålplatens minimums betongoverdekning

$$c_p := h_c$$

$$c_p = 55 \text{ mm}$$

rissavstand:

EC2 del 1-1
7.3.4(3)

$$S_{rmax} := k_3 \cdot c_p + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot t_p}{\rho_{peff}}$$

$$S_{rmax} = 192.724 \text{ mm}$$

EC2 del 1-1
7.3.4(2)

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = A$$

$$A := \max \left[\frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cteff}}{\rho_{peff}} \cdot (1 + n \cdot \rho_{peff})}{E_p}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_p} \right]$$

$$A = 8.311 \times 10^{-5}$$

EC2 del 1-1
7.3.4(1)

$$w_{k1} := S_{rmax} \cdot A$$

$$A = 8.311 \times 10^{-5}$$

$$w_{k1} = 0.016 \text{ mm}$$

sjekk: $\frac{w_{k1}}{w_{max}} = 0.064$

$$\frac{w_{k1}}{w_{max}} \leq 1 \quad \text{OK}$$

Riss ved maks spenning

$$\sigma_{sy} := 350 \text{ MPa}$$

$$A_y := \max \left[\left[\frac{\sigma_{sy} - k_t \cdot \frac{f_{cteff}}{\rho_{peff}} \cdot (1 + n \cdot \rho_{peff})}{E_p} \right], 0.6 \cdot \frac{\sigma_{sy}}{E_p} \right]$$

$$A_y = 1.459 \times 10^{-3}$$

$$w_{k2} := S_{rmax} \cdot A_y$$

$$w_{k2} = 0.281 \text{ mm}$$

$$\frac{w_{k2}}{w_{max}} = 1.125$$

Last ved brudd:

Stålplaten

$$f_y = 350 \text{ MPa}$$

$$y_s := d_p - x_{cc}$$

$$y_s = 78.817 \text{ mm}$$

$$P_{bs} := \frac{I_{cc} \cdot f_y}{n \cdot y_s \cdot a} - \frac{G_k \cdot L^2}{8 \cdot a} - \frac{I_{cc} \cdot \Delta \sigma_s}{n \cdot a \cdot y_s}$$

$$P_{bs} = 217.5 \text{ kN}$$

Betongen

$$\varepsilon_{cu} := 0.003$$

$$\sigma_c := E_{cmt} \cdot \varepsilon_{cu}$$

$$\sigma_c = 110.455 \text{ MPa}$$

$$y_b := x_{cc}$$

$$y_b = 56.283 \text{ mm}$$

$$P_{bc} := \frac{I_{cc} \cdot \sigma_c}{y_b \cdot a} - \frac{G_k \cdot L^2}{8 \cdot a} - \frac{I_{cc} \cdot \Delta \sigma_s}{a \cdot y_b}$$

$$P_{bc} = 643.971 \text{ kN}$$

$$P_b := \min(P_{bs}, P_{bc})$$

$$P_b = 217.5 \text{ kN}$$

Vedlegg E-3. Prøve 2

ULS:

For å oppretholde kravene innen riss:

EC4 del 1-1,
9.8.1(2)
ustøttet
konstruksjon

$$A_{smin} := \max(0.002 \cdot b \cdot h_c, 80 \text{mm}^2)$$

$$A_{smin} = 99 \text{mm}^2$$

Armering valgt:

ϕ 10c250 gir

$$\phi := 10 \text{mm}$$

$$A_s := 314 \text{mm}^2$$

ovedekning armering:

$$c_{nom} := 25 \text{mm}$$

Momentkapasitet:

EC4 del 1-1
kap 9

Kompresjonskraft i betongen

$$N_{cf} := 0.85 f_{cd} \cdot h_c \cdot b$$

$$N_{cf} = 1.041 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

kraft i armering

$$N_s := A_s \cdot f_{yd}$$

$$N_s = 157 \text{kN}$$

$$N_{cf} + N_s = 1.198 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

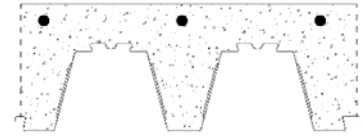
kraft i stålpalten

$$N_p := f_{ypd} \cdot A_p$$

$$N_p = 951.3 \text{kN}$$

$$N_p < N_{cf} + N_s$$

Nøytralaksen ligger i betongen



Dybde av betong i
kompresjon

$$x_{pl} := \frac{N_p - N_s}{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b}$$

$$x_{pl} = 41.961 \text{ mm}$$

$$x_{pl} < h_c$$

avstand mellom platensnøytralakse og topp fiber i
betongen

$$d_p := h - e$$

$$d_p = 135.1 \text{ mm}$$

avstand mellom armering og topp fiber i
betong

$$d_a := c_{nom} + \frac{\phi}{2}$$

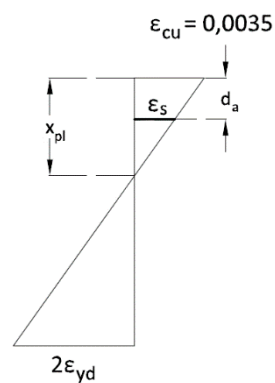
$$d_a = 30 \text{ mm}$$

må sjekke om armeringen er gir etter:

tøyningsgrense for trykk i betong:

$$\varepsilon_{cu2} := 0.0034$$

tøyning i armering:



$$\varepsilon_s := \varepsilon_{cu2} \cdot \frac{d_a}{x_{pl}}$$

$$\varepsilon_s = 2.502 \times 10^{-3}$$

Design tøyning

$$\varepsilon_{yd} := 2.17 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{yd}$$

Armering er yielded

$$M_{rd} := N_p \cdot (d_p - 0.5 \cdot x_{pl}) + N_s \cdot (d_a - 0.5 \cdot x_{pl})$$

$$M_{rd} = 109.978 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Sjekk: $\frac{M_{Ed}}{M_{rd}} = 0.492$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} < 1 \quad \text{OK}$$

EC4 del 1-1
9.7.3

Langsgående skjær motstand:

EC4 del 1-1,
9.7.3(5)

$$L_s := \frac{L}{4}$$

$$L_s = 525 \text{ mm}$$

Empiriske faktorer,
fra produsent:

$$M := 146.7 \text{ MPa}$$

$$k := 0.0335 \text{ MPa}$$

$$V_{Ird} := b \cdot d_p \cdot \left(\frac{M \cdot A_p}{b \cdot L_s} + k \right)$$

$$V_{Ird} = 106.68 \text{ kN}$$

Sjekk: $\frac{V_{Ed}}{V_{Ird}} = 0.731$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Ird}} < 1 \quad \text{OK}$$

EC2 del 1-1,
6.2.2

Vertikal skjær motstand:

grov/ stort tilslag

$$k_2 := 0.18$$

$$C_{Rdc} := k_2$$

$$C_{Rdc} = 0.18$$

$$k_1 := 1 + \sqrt{\frac{200}{\frac{d_p}{\text{mm}}}}$$

$$k_1 = 2.217$$

$$k := \min(k_1, 2)$$

$$k = 2$$

smalleste bredde
i strekk

$$b_w := \frac{b}{b_s} \cdot b_0$$

$$b_w = 455.094 \text{ mm}$$

$$\rho_1 := \min\left(\frac{A_p}{b_w \cdot d_p}, 0.02\right)$$

$$\rho_1 = 0.02$$

ingen langsgående krefter
fjerner derfor denne fra ligningen

$$\sigma_{cp} := 0$$

$$v_{\min} := 0.035k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ckt}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{2}}$$

$$v_{\min} = 0.492$$

$$V_{Rdc} := \max\left[C_{Rdc} \cdot k \cdot \left(100\rho_1 \cdot \frac{f_{ckt}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d_p \cdot \text{MPa}, v_{\min} \cdot b_w \cdot d_p \cdot \text{MPa}\right]$$

$$V_{Rdc} = 81.263\text{kN}$$

Sjekk: $\frac{V_{Ed}}{V_{Rdc}} = 0.96$

$$V_{Rdc} > V_{Ed} \quad \text{OK}$$

SLS

EC4 del 1-1
9.8.2

Nedbøying:

$$\frac{L}{d_p} = 15.544$$

mindre enn 20,
simply supported

OK, men regner ut pga testing

$$n := \frac{E_p}{E_{cmt}}$$

$$n = 6.654$$

minste bredde som er i strekk

$$b_m := \frac{b}{b_s} \cdot b_0$$

$$b_m = 455.094\text{mm}$$

vha areal likevekt

Given

$$\frac{b \cdot x_{cc}^2}{2} + (n - 1) \cdot A_s \cdot (x_{cc} - d_a) = n \cdot A_p \cdot (d_p - x_{cc})$$

$$x_{cc} := \text{Find}(x_{cc}) \rightarrow$$

$$x_{cc} := \max(x_{cc})$$

$$x_{cc} = 55.619 \text{ mm}$$

Andre ordens moment for risset del:

$$I_{cc} := \frac{b \cdot x_{cc}^3}{3} + n \cdot A_p \cdot (d_p - x_{cc})^2 + n \cdot I_x + (n - 1) \cdot A_s \cdot (x_{cc} - d_a)^2$$

$$I_{cc} = 2.317 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

vha tyngdepunkts beregning

$$x_{cu} := \frac{b \cdot \frac{h_c^2}{2} + b_m \cdot h_p \cdot \left(h - \frac{h_p}{2} \right) + n \cdot A_p \cdot d_p + (n - 1) \cdot A_s \cdot d_a}{b \cdot h_c + b_m \cdot h_p + n \cdot A_p + (n - 1) \cdot A_s}$$

$$x_{cu} = 96.275 \text{ mm}$$

Andre ordens moment for urisset del:

betongen:

$$I_{cu1} := \frac{b \cdot h_c^3}{12} + b \cdot h_c \cdot \left(x_{cu} - \frac{h_c}{2} \right)^2 + \frac{b_m \cdot h_p^3}{12} + b_m \cdot h_p \cdot \left(h - x_{cu} - \frac{h_p}{2} \right)^2$$

ståltet:

$$I_{cu2} := n \cdot A_p \cdot (d_p - x_{cu})^2 + n \cdot I_x + (n - 1) \cdot A_s \cdot (x_{cu} - d_a)^2$$

Totalt:

$$I_{cu} := I_{cu1} + I_{cu2}$$

$$I_{cu} = 6.109 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

Gjennomsnittsverdi:

$$I_c := \frac{I_{cc} + I_{cu}}{2}$$

$$I_c = 4.213 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

Nedbøying: Bruker superposisjon for de to lastene

pga jevnt fordelt last:

$$\delta_1 := \frac{5}{384} \cdot \frac{G_k \cdot L^4}{E_{cmt} \cdot I_c}$$

$$\delta_1 = 0.055 \text{ mm}$$

pga punktlastene:

$$\delta_2 := \frac{P_k \cdot a}{24 \cdot E_{cmt} \cdot I_c} \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot a^2)$$

$$\delta_2 = 1.854 \text{ mm}$$

Total nedbøying:

$$\delta_{total} := \delta_1 + \delta_2$$

$$\delta_{total} = 1.909 \text{ mm}$$

Tillat nedbøying:

$$\delta_{lovlig} := \frac{L}{250}$$

$$\delta_{lovlig} = 8.4 \text{ mm}$$

$$\frac{\delta_{total}}{\delta_{lovlig}} = 0.227$$

$$\delta_{lovlig} > \delta_{total} \quad \text{OK!}$$

EC2 del 1-1
7.3.2

Riss:

minimumsarmering etter EC2:

største tillate spenning i armeringen:

$$\sigma_s := f_{yk}$$

middelverdi av betongen strekkfasthet:

$$f_{cteff} := f_{ctmt}$$

$$h \leq 300\text{mm}$$

$$k_{\Delta} := 1$$

bøying uten aksialkraft:

$$k_c := 0.4$$

betongarealet i strekksone:

$$h_s := h - x_p$$

$$h_s = 173.039\text{mm}$$

$$x_s := 36.5\text{mm}$$

$$A_{ct1} := \left[\frac{(b_b + b_b + 2 \cdot x_s) \cdot h_p}{2} \right] \cdot \frac{b}{600\text{mm}}$$

$$A_{ct1} = 0.023\text{m}^2$$

$$A_{ct2} := \left[\frac{(130\text{mm} + 130\text{mm} + 2 \cdot x_s) \cdot h_p}{2} \right] \cdot \frac{b}{600\text{mm}}$$

$$A_{ct2} = 0.04\text{m}^2$$

$$A_{ct3} := (h_s - h_p) \cdot b$$

$$A_{ct3} = 0.012\text{m}^2$$

$$A_{ct} := A_{ct1} + A_{ct2} + A_{ct3}$$

$$A_{ct} = 0.075\text{m}^2$$

$$A_{s_{min}} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{cteff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s}$$

$$A_{s_{min}} = 150.123\text{mm}^2$$

$$A_s > A_{s_{min}} \quad \text{OK}$$

Sprekk moment:

$$M_{cr} := \frac{f_{ctmt} \cdot I_{cu}}{h - x_{cu}} \quad M_{cr} = 12.858 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$P_{cr} := \frac{M_{cr}}{a} - \frac{G_k \cdot L^2}{8 \cdot a} \quad P_{cr} = 16.107 \text{ kN}$$

Dekket vil være opprisset siden $M_{cr} < M_{Ed}$

Sjekker sprekk med NS-EN 1992-1-1:

Tverrsnittet er dobbel armert med stålpalte i bunn og armering i topp.

maks riss: $w_{max} := 0.25 \text{ mm}$

Kortsiktig lasting: $k_t := 0.6$

$$f_{cteff} = 2.499 \text{ MPa}$$

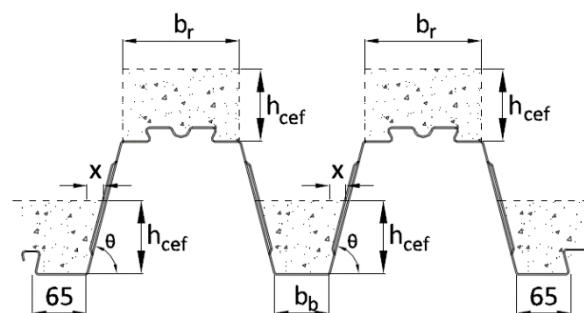
høyden som er i strekksone:

EC2 del 1-1
7.3.4

$$h_{cef1} := \min \left[\frac{h}{2}, 2.5(h - d_p), \frac{(h - x_{cc})}{3} \right] \quad h_{cef1} = 53.127 \text{ mm}$$

$$h_{cef} := \max [h_{cef1}, (h - d_p) + 1.5 \cdot t_p] \quad h_{cef} = 82.15 \text{ mm}$$

$$x := \frac{h_{cef}}{\tan(\theta)} = 21.046 \text{ mm}$$



for stålplate bunn:

$$A_{\text{ceff1}} := \frac{b}{600\text{mm}} \cdot \left[\frac{(b_b + b_b + 2 \cdot x) \cdot h_{\text{cef}}}{2} + \frac{(130\text{mm} + 130\text{mm} + 2 \cdot x) \cdot h_{\text{cef}}}{2} \right]$$

$$A_{\text{ceff1}} = 2.872 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

for stålplate topp:

$$A_{\text{ceff2}} := h_{\text{cef}} \cdot 2 \cdot b_r \cdot \frac{b}{600\text{mm}}$$

$$A_{\text{ceff2}} = 3.228 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Totalt areal i strekk

$$A_{\text{ceff}} := A_{\text{ceff1}} + A_{\text{ceff2}}$$

$$A_{\text{ceff}} = 6.101 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$\rho_{\text{peff}} := \frac{A_p}{A_{\text{ceff}}}$$

$$\rho_{\text{peff}} = 0.045$$

Strekkspenning i armeringen ved første riss:

EC4 del 1-1
7.4.3(3)

$$\sigma_{\text{so}} := n \cdot \frac{M_{\text{cr}}}{I_{\text{cc}}} \cdot (d_p - x_{\text{cc}})$$

$$\sigma_{\text{so}} = 29.348 \text{MPa}$$

$$\alpha_{\text{st}} := \frac{A_c \cdot I_{\text{cu}}}{A_p \cdot I_x}$$

$$\alpha_{\text{st}} = 2.664 \times 10^3$$

$$\Delta \sigma_s := \frac{0.4 f_{\text{ctmt}}}{\alpha_{\text{st}} \cdot \rho_{\text{peff}}}$$

$$\Delta \sigma_s = 8.423 \times 10^{-3} \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_s := \sigma_{\text{so}} + \Delta \sigma_s$$

$$\sigma_s = 29.356 \text{MPa}$$

stenger med god heft

for bøyning

$$k_3 := 3.4$$

$$k_4 := 0.425$$

$$k_1 := 0.8$$

$$k_2 := 0.5$$

Armeringen i strekksonen er stålplaten, hvor man kan sette avstanden=0, derfor kan denne S_{rmax} ligningen brukes

Stålets minimums betongoverdekning

$$c_{\text{nom}} = 25 \text{mm}$$

EC2 del 1-1
7.3.4(3)

$$S_{rmax} := k_3 \cdot c_{nom} + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot t_p}{\rho_{peff}}$$

$$S_{rmax} = 90.724 \text{ mm}$$

EC2 del 1-1
7.3.4(2)

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = A$$

$$A := \max \left[\left[\frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cteff}}{\rho_{peff}} \cdot (1 + n \cdot \rho_{peff})}{E_p} \right], 0.6 \frac{\sigma_s}{E_p} \right]$$

$$A = 8.387 \times 10^{-5}$$

EC2 del 1-1
7.3.4(1)

$$w_{k1} := S_{rmax} \cdot A$$

$$w_{k1} = 7.609 \times 10^{-3} \cdot \text{mm}$$

sjekk: $\frac{w_{k1}}{w_{max}} = 0.03$

$$\frac{w_{k1}}{w_{max}} \leq 1 \quad \text{OK}$$

Riss ved maks spenning

$$\sigma_{sy} := 350 \text{ MPa}$$

$$A_y := \max \left[\left[\frac{\sigma_{sy} - k_t \cdot \frac{f_{cteff}}{\rho_{peff}} \cdot (1 + n \cdot \rho_{peff})}{E_p} \right], 0.6 \frac{\sigma_{sy}}{E_p} \right]$$

$$A_y = 1.459 \times 10^{-3}$$

$$w_{k2} := S_{rmax} \cdot A_y$$

$$w_{k2} = 0.132 \text{ mm}$$

$$\frac{w_{k2}}{w_{max}} = 0.529$$

Last ved brudd:

Stålplaten

$$f_y = 350 \text{ MPa}$$

$$y_s := d_p - x_{cc}$$

$$y_s = 79.481 \text{ mm}$$

$$P_{bs} := \frac{I_{cc} \cdot f_y}{n \cdot y_s \cdot a} - \frac{G_k \cdot L^2}{8 \cdot a} - \frac{I_{cc} \cdot \Delta \sigma_s}{n \cdot a \cdot y_s}$$

$$P_{bs} = 216.793 \text{ kN}$$

Armeringen

$$f_{yd} = 500 \text{ MPa}$$

$$y_a := x_{cc} - d_a$$

$$y_a = 25.619 \text{ mm}$$

$$P_{ba} := \frac{I_{cc} \cdot f_{yd}}{n \cdot y_a \cdot a} - \frac{G_k \cdot L^2}{8 \cdot a} - \frac{I_{cc} \cdot \Delta \sigma_s}{n \cdot a \cdot y_a}$$

$$P_{ba} = 968.623 \text{ kN}$$

Betongen

$$\varepsilon_{cu} := 0.003$$

$$\sigma_c := E_{cmt} \cdot \varepsilon_{cu}$$

$$\sigma_c = 110.455 \text{ MPa}$$

$$y_b := x_{cc}$$

$$y_b = 55.619 \text{ mm}$$

$$P_{bc} := \frac{I_{cc} \cdot \sigma_c}{y_b \cdot a} - \frac{G_k \cdot L^2}{8 \cdot a} - \frac{I_{cc} \cdot \Delta \sigma_s}{a \cdot y_b}$$

$$P_{bc} = 655.085 \text{ kN}$$

$$P_b := \min(P_{bs}, P_{ba}, P_{bc})$$

$$P_b = 216.793 \text{ kN}$$

Vedlegg E-4. Prøve 3

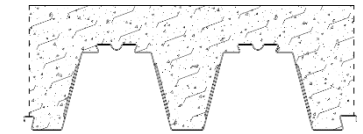
ULS

Coin 29,
6.2.2

Momentkapasitet:

avstand mellom platens nøytralakse og topp fiber i
betongen

$$d_p := h - e$$



$$d_p = 135.1 \text{ mm}$$

EC 2 del 1-1,
3.1.7

betongen trykksone vha aksial likevekt:

Given

$$A_p \cdot f_{ypd} + (h - x_{pl}) \cdot b \cdot f_{tdres} = 0.8 x_{pl} \cdot f_{cd} \cdot b$$

$$x_{pl} := \text{Find}(x_{pl}) \rightarrow 59.2957557519657839 \text{ mm}$$

$$x_{pl} = 59.296 \text{ mm}$$

Kraft fra fiber:

$$S_f := (h - x_{pl}) \cdot b \cdot f_{tdres}$$

$$S_f = 105.1 \text{ kN}$$

Kraft fra stålplate:

$$S_a := A_p \cdot f_{ypd}$$

$$S_a = 951.3 \text{ kN}$$

momentkapasitet:

$$M_{Rd} := S_f \cdot (0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x_{pl}) + S_a \cdot (d_p - 0.4 \cdot x_{pl})$$

$$M_{Rd} = 117.879 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Sjekk: $\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0.459$

$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} < 1$ OK

Coin 29,
6.2.6.2

Vertikal skjær motstand

grov/ stort tilslag

$$k_2 := 0.18$$

$$C_{Rdc} := k_2$$

$$C_{Rdc} = 0.18$$

$$k_1 := 1 + \sqrt{\frac{200}{\frac{d_p}{\text{mm}}}}$$

$$k_1 = 2.217$$

$$k := \min(k_1, 2)$$

$$k = 2$$

$$b_w := \frac{b}{b_s} \cdot b_0$$

$$b_w = 455.094 \text{ mm}$$

$$\rho_1 := \min\left(\frac{A_p}{b_w \cdot d_p}, 0.02\right)$$

$$\rho_1 = 0.02$$

ingen langsgående krefter
fjerner derfor denne fra ligningen

$$\sigma_{cp} := 0$$

$$v_{\min} := 0.035k \cdot \frac{3}{2} \cdot \left(\frac{f_{ckt}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{2}}$$

$$v_{\min} = 0.492$$

$$V_{Rdc} := \max\left[C_{Rdc} \cdot k \cdot \left(100 \rho_1 \cdot \frac{f_{ckt}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d_p \cdot \text{MPa}, v_{\min} \cdot b_w \cdot d_p \cdot \text{MPa}\right]$$

$$V_{Rdc} = 81.263 \text{ kN}$$

Sjekk: $\frac{L}{h} = 9.767$

$$\frac{L}{h} \geq 3 \quad \text{OK}$$

$$V_{Rdcf} := 0.6 \cdot f_{tdres} \cdot b_w \cdot h$$

$$V_{Rdcf} = 44.03 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} := (V_{Rdc} + V_{Rdcf})$$

$$V_{Rd} = 125.293 \text{ kN}$$

Sjekk: $\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.623$

$$V_{Rd} > V_{Ed} \quad \text{OK}$$

Svensk standard
+ fib model

$$V_{rdcf} := \left[0.18k \cdot \left[100 \rho_1 \cdot \left(1 + 7.5 \cdot \frac{f_{tdres}}{f_{ctk}} \right) \cdot \frac{f_{ckt}}{\text{MPa}} \right]^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d_p \cdot \text{MPa} \right]$$

$$V_{rdcf} = 126.949 \text{ kN}$$

Sjekk: $\frac{V_{Ed}}{V_{rdcf}} = 0.615$

$$V_{rdcf} > V_{Ed} \quad \text{OK}$$

SLS Bruker samme last her pga ingen faktorer brukes

EC 4 del 1-1,
9.8.2

Nedbøying:

$$\frac{L}{d_p} = 15.544$$

mindre enn 20,
simply supported

OK, men regner ut pga testing

$$n := \frac{E_p}{E_{cmt}}$$

$$n = 6.654$$

Risset tversnitt:

$$x_{cc} := n \cdot \frac{A_p}{b} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d_p}{n \cdot A_p}} - 1 \right)$$

$$x_{cc} = 56.283 \text{ mm}$$

Andre ordens moment for risset del:

$$I_{cc} := \frac{b \cdot x_{cc}^3}{3} + n \cdot A_p \cdot (d_p - x_{cc})^2 + n \cdot I_x$$

$$I_{cc} = 2.305 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

minste bredde som er i strekk

$$b_m := \frac{b}{b_s} \cdot b_0$$

$$b_m = 455.094 \text{ mm}$$

Urisset tversnitt:

$$x_{cu} := \frac{b \cdot \frac{h_c^2}{2} + b_m \cdot h_p \cdot \left(h - \frac{h_p}{2} \right) + n \cdot A_p \cdot d_p}{b \cdot h_c + b_m \cdot h_p + (n \cdot A_p)}$$

$$x_{cu} = 97.113 \text{ mm}$$

Andre ordens moment for urisset del:

$$I_{cu} := \frac{b \cdot h_c^3}{12} + b \cdot h_c \cdot \left(x_{cu} - \frac{h_c}{2} \right)^2 + \frac{b_m \cdot h_p^3}{12} + b_m \cdot h_p \cdot \left(h - x_{cu} - \frac{h_p}{2} \right)^2 + n \cdot A_p \cdot (d_p - x_{cu})^2 + n \cdot I_x$$

$$I_{cu} = 6.03 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

Gjennomsnittsverdi:

$$I_c := \frac{I_{cc} + I_{cu}}{2}$$

$$I_c = 4.168 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

Nedbøying: Bruker superposisjon for de to lastene

pga jevnt fordelt last:

$$\delta_1 := \frac{5}{384} \cdot \frac{G_k \cdot L^4}{E_{cmt} \cdot I_c}$$

$$\delta_1 = 0.055 \text{ mm}$$

pga punktlastene:

$$\delta_2 := \frac{P_k \cdot a}{24 E_{cmt} \cdot I_c} \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot a^2)$$

$$\delta_2 = 1.874 \text{ mm}$$

Total nedbøying:

$$\delta_{total} := \delta_1 + \delta_2$$

$$\delta_{total} = 1.93 \text{ mm}$$

Tillat nedbøying:

$$\delta_{\text{lovlig}} := \frac{L}{250}$$

$$\delta_{\text{lovlig}} = 8.4 \text{ mm}$$

$$\frac{\delta_{\text{total}}}{\delta_{\text{lovlig}}} = 0.23$$

$$\delta_{\text{lovlig}} > \delta_{\text{total}} \quad \text{OK!}$$

Riss:

Rissmoment:

$$M_{\text{cr}} := f_{\text{ctmt}} \cdot \frac{I_{\text{cu}}}{(h - x_{\text{cu}})}$$

$$M_{\text{cr}} = 12.782 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

RILEM

Maks riss:

$$w_{\text{max}} := 0.25 \text{ mm}$$

Coin 29,
6.3.2.2

Kortsiktig lasting:

$$k_t := 0.6$$

$$f_{\text{cteff}} := f_{\text{ctmt}}$$

$$h_{\text{cef1}} := \min \left[\frac{h}{2}, 2.5(h - d_p), \frac{(h - x_{\text{cc}})}{2} \right]$$

$$h_{\text{cef1}} = 79.358 \text{ mm}$$

$$h_{\text{cef}} := \max [h_{\text{cef1}}, (h - d_p) + 1.5 \cdot t_p]$$

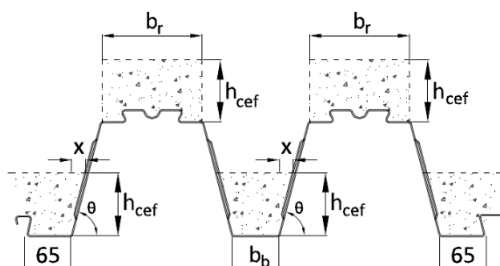
$$h_{\text{cef}} = 82.15 \text{ mm}$$

$$x := \frac{h_{\text{cef}}}{\tan(\theta)}$$

$$x = 21.046 \text{ mm}$$

Areal i strekk i bunn av stålplate

$$A_{\text{ceff1}} := \frac{b}{600 \text{ mm}} \cdot \left[\frac{(b_b + b_b + 2 \cdot x) \cdot h_{\text{cef}}}{2} + \frac{(130 \text{ mm} + 130 \text{ mm} + 2 \cdot x) \cdot h_{\text{cef}}}{2} \right]$$



$$A_{\text{ceff1}} = 2.872 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Areal i strekk i topp stålplate

$$A_{\text{ceff2}} := \frac{b}{600\text{mm}} \cdot (b_r \cdot h_{\text{cef}} \cdot 2)$$

$$A_{\text{ceff2}} = 3.228 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Totalt areal i strekk

$$A_{\text{ceff}} := A_{\text{ceff1}} + A_{\text{ceff2}}$$

$$A_{\text{ceff}} = 6.101 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$\rho_{\text{peff}} := \frac{A_p}{A_{\text{ceff}}}$$

$$\rho_{\text{peff}} = 0.045$$

stenger med god heft for bøyning

$$k_3 := 3.4$$

$$k_4 := 0.42$$

$$k_1 := 0.8$$

$$k_2 := 0.5$$

$$k_5 := 1 - \frac{f_{\text{tkres}}}{f_{\text{ctmt}}}$$

$$k_5 = 0.7$$

Stålplatens minimums betongoverdekning

$$c_p := h_c$$

$$c_p = 55 \text{ mm}$$

EC2 del 1-1
7.3.4(3)

riss avstand:

$$S_{\text{rmax}} := k_3 \cdot c_p + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot k_5 \cdot t_p}{\rho_{\text{peff}}}$$

$$S_{\text{rmax}} = 191.006 \text{ mm}$$

EC4 del 1-1
7.4.3(3)

Spenning i armering ved første riss:

$$\sigma_{\text{so}} := n \cdot \frac{M_{\text{cr}}}{I_{\text{cc}}} \cdot (d_p - x_{\text{cc}}) - f_{\text{tdres}}$$

$$\sigma_{\text{so}} = 28.33 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{\text{st}} := \frac{A_c \cdot I_{\text{cu}}}{A_p \cdot I_x}$$

$$\alpha_{\text{st}} = 2.629 \times 10^3$$

$$\Delta \sigma_s := \frac{0.4 f_{\text{ctmt}}}{\alpha_{\text{st}} \cdot \rho_{\text{peff}}}$$

$$\Delta \sigma_s = 8.533 \times 10^{-3} \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_s := \sigma_{s0} + \Delta\sigma_s$$

$$\sigma_s = 28.339 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = A$$

EC2 del 1-1
7.3.4(2)

$$A := \max \left[\frac{\left[\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cteff}}{\rho_{peff}} \cdot (1 + n \cdot \rho_{peff}) \right]}{E_p}, 0.6 \frac{\sigma_s}{E_p} \right]$$

$$A = 8.097 \times 10^{-5}$$

Rissvidde:

EC2 del 1-1
7.3.4(1)

$$w_{k1} := S_{rmax} \cdot A$$

$$w_{k1} = 0.015 \text{ mm}$$

$$\frac{w_{k1}}{w_{max}} = 0.062$$

$$\frac{w_{k1}}{w_{max}} < 1 \quad \text{OK}$$

Riss ved maks spenning

$$\sigma_{sy} := 350 \text{ MPa}$$

$$A_y := \max \left[\frac{\left[\sigma_{sy} - k_t \cdot \frac{f_{cteff}}{\rho_{peff}} \cdot (1 + n \cdot \rho_{peff}) \right]}{E_p}, 0.6 \frac{\sigma_{sy}}{E_p} \right]$$

$$A_y = 1.459 \times 10^{-3}$$

$$w_{k2} := S_{rmax} \cdot A_y$$

$$w_{k2} = 0.279 \text{ mm}$$

$$\frac{w_{k2}}{w_{max}} = 1.115$$

$$\frac{w_{k2}}{w_{max}} < 1 \quad \text{OK}$$

RILEM

Opprisset tverrsnitt som gir første riss

$$\sigma_{sr} := n \cdot \frac{M_{cr}}{I_{cc}} \cdot (d_p - x_{cc}) - f_{tdres}$$

$$\sigma_{sr} = 28.33 \text{ MPa}$$

Opprisset tverrsnitt

$$\sigma_s = 28.339 \text{ MPa}$$

short term loading

$$\beta_2 := 1$$

high bond

$$\beta_1 := 1$$

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma_s}{E_p} \cdot \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right]$$

$$\varepsilon_{sm} = 8.125 \times 10^{-8}$$

bending

$$k_2 := 0.5$$

high bond

$$k_1 := 0.8$$

$$L_f := 50 \text{ mm}$$

$$\phi := 0.75 \text{ mm}$$

Gjennomsnittlig rissvidde:

$$s_{rm} := \left(50 \text{ mm} + 0.25 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{t_p}{\rho_{peff}} \right) \cdot \left[\frac{50}{\left(\frac{L_f}{\phi} \right)} \right]$$

$$s_{rm} = 40.025 \text{ mm}$$

riss pga last

$$\beta := 1.7$$

Rissvidde:

$$w_{k1rilem} := \beta \cdot s_{rm} \cdot \varepsilon_{sm}$$

$$w_{k1rilem} = 5.529 \times 10^{-6} \cdot \text{mm}$$

$$\frac{w_{k1rilem}}{w_{max}} = 2.211 \times 10^{-5}$$

$$\frac{w_{k1rilem}}{w_{max}} < 1 \quad \text{OK}$$

Riss ved maks spenning

$$\sigma_{sy} = 350 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{smy} := \frac{\sigma_{sy}}{E_p} \cdot \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sy}} \right)^2 \right]$$

$$\varepsilon_{smy} = 1.656 \times 10^{-3}$$

$$w_{k2rilem} := \beta \cdot s_{rm} \cdot \varepsilon_{smy}$$

$$w_{k2rilem} = 0.113 \text{ mm}$$

$$\frac{w_{k2rilem}}{w_{max}} = 0.451$$

$$\frac{w_{k2rilem}}{w_{max}} < 1 \quad \text{OK}$$

Last ved brudd:

Stålplaten

$$f_y = 350 \text{ MPa}$$

$$y_s := d_p - x_{cc}$$

$$y_s = 78.817 \text{ mm}$$

$$P_{bs} := (f_y - \Delta\sigma_s + f_{tdres}) \cdot \frac{I_{cc}}{n \cdot y_s \cdot a} - \frac{G_k \cdot L^2}{8 \cdot a}$$

$$P_{bs} = 217.971 \text{ kN}$$

Betongen

$$\varepsilon_{cu} := 0.003$$

$$\sigma_c := E_{cmt} \cdot \varepsilon_{cu}$$

$$\sigma_c = 110.455 \text{ MPa}$$

$$y_b := x_{cc}$$

$$y_b = 56.283 \text{ mm}$$

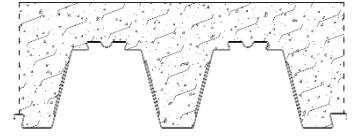
$$P_{bc} := (\sigma_c - \Delta\sigma_s + f_{tdres}) \cdot \frac{I_{cc}}{y_b \cdot a} - \frac{G_k \cdot L^2}{8 \cdot a}$$

$$P_{bc} = 648.359 \text{ kN}$$

$$P_b := \min(P_{bs}, P_{bc})$$

$$P_b = 217.971 \text{ kN}$$

Vedlegg F. Prøve 4



Dimensjoner

Dekke:

$$L := 7.5\text{m}$$

$$B := 1.2\text{m}$$

$$b := 1\text{m}$$

$$h := 215\text{mm}$$

Dekke har dimensjon 7,5x1,2, men beregningene blir utført med en b=1m

$$h \geq 90\text{mm} \quad \text{OK}$$

Krav for dekke:

$$4 \cdot h = 0.86\text{m}$$

$$B > 4 \cdot h$$

$$\frac{B}{h} = 5.581$$

Sjekk: $\frac{L}{B} = 6.25$

$$\frac{L}{B} > 2.5$$

Dette er et enveis dekke

Stålplaten:

$$b_s := 265\text{mm}$$

$$t_p := 1.5\text{mm}$$

$$b_b := 61\text{mm}$$

$$b_r := 131\text{mm}$$

$$b_0 := 97.5\text{mm}$$

$$h_p := 160\text{mm}$$

$$\theta := 1.32$$

$$s_w := \frac{h_p - 15\text{mm}}{\sin(\theta)}$$

$$s_w = 149.683\text{mm}$$

EC4 del 1-1
9.1.1(2)

sjekk: $\frac{b_r}{b_s} = 0.494$

$$\frac{b_r}{b_s} \leq 0.6 \quad \text{OK}$$

Gitt av produsent:

Areal stålplate:

$$A_p := 3020\text{mm}^2$$

	volum betong:		
Gitt av produsent:		$V_{c1} := 0.128 \frac{m^3}{m^2}$	
	$V_c := V_{c1} \cdot L \cdot b$	$V_c = 0.96 m^3$	
	Areal betong: $A_c := \frac{V_c}{L}$	$A_c = 0.128 m^2$	
	Total høyde: $h = 215 \text{ mm}$	$h \geq 90 \text{ mm}$	OK
	$h_c := h - h_p$	$h_c = 55 \text{ mm}$	
		$h_c \geq 50 \text{ mm}$	OK
	<u>Materialkvalitet</u>		
EC2 del 1-1 Tabell 3.1	Betong B30:	$f_{ctm} := 2.9 \text{ MPa}$	
		$E_{cm} := 33000 \text{ MPa}$	
EC2 del 1-1, 3.1.2		$f_{cm} := 38 \text{ MPa}$	
	Tid testene ble utført	$t := 12$	
	Sement klasse N	$s_{aa} := 0.25$	
	$\beta_{cct} := e^{s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0.5} \right]}$	$\beta_{cct} = 0.876$	
	$f_{cmt} := \beta_{cct} \cdot f_{cm}$	$f_{cmt} = 33.305 \text{ MPa}$	
	$E_{cmt} := \left(\frac{f_{cmt}}{f_{cm}} \right)^{0.3} \cdot E_{cm}$	$E_{cmt} = 3.172 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$	
	$t < 28$	$\alpha := 1$	

$$f_{ctmt} := \beta_{cct}^{\alpha} \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctmt} = 2.542 \text{ MPa}$$

$$f_{ckt} := f_{cmt} - 8 \text{ MPa}$$

$$f_{ckt} = 25.305 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} := f_{ckt}$$

$$f_{cd} = 25.305 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} := 2 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} := f_{ctk}$$

$$f_{ctd} = 2 \text{ MPa}$$

Stålplate s350:

Nominell flytespenning

$$f_y := 350 \text{ MPa}$$

$$f_{ypd} := f_y$$

$$f_{ypd} = 350 \text{ MPa}$$

$$E_p := 21000 \text{ MPa}$$

Stålfiber: fibrene tilfeldig orientert

$$\eta_0 := \frac{1}{3}$$

0,45% stålfiber

$$v_f := 0.004$$

anbefalt verdi

$$\sigma_{fkmid} := 500 \text{ MPa}$$

Coin 29,
4.4

$$f_{tkres} := \eta_0 \cdot v_f \cdot \sigma_{fkmid}$$

$$f_{tkres} = 0.75 \text{ MPa}$$

$$f_{tdres} := f_{tkres}$$

$$f_{tdres} = 0.75 \text{ MPa}$$

Bekreftelse av stålplaten som forskaling

fra produsent:

Egenvekt stålplater:

$$g_{ks} := 0.239 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{ks} := g_{ks} \cdot b$$

$$G_{ks} = 0.239 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenvekt våt betong:

$$g_{k1} := 3.014 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{kv} := g_{k1} \cdot b$$

$$G_{kv} = 3.014 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenvekt samvirkekonstruksjon:

$$G_{k1} := G_{ks} + G_{kv}$$

$$G_{k1} = 3.253 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Variabel last:

EC1 del 1-6

$$Q_{k1} := \max\left(0.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}, 0.01 \cdot G_{k1}\right)$$

$$Q_{k1} = 0.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Moment og skjær laster:

Moment i midten:

fritt opplagt, opplager
i midt

$$M_{Edf} := 0.0703 \left[(G_{k1} + Q_{k1}) \cdot \left(\frac{L}{2}\right)^2 \right]$$

$$M_{Edf} = 3.957 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

moment ved opplegg

$$M_{Edfm} := 0.125 \left[(G_{k1} + Q_{k1}) \cdot \left(\frac{L}{2}\right)^2 \right]$$

$$M_{Edfm} = 7.037 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Skjær ved opplegg

$$V_{Edf} := 0.375 (Q_{k1} + G_{k1}) \cdot \frac{L}{2}$$

$$V_{Edf} = 5.629 \text{ kN}$$

Skjær ved midt opplegger

$$V_{Edfm} := 1.25 (Q_{k1} + G_{k1}) \cdot \frac{L}{2}$$

$$V_{Edfm} = 18.764 \text{ kN}$$

Egenskapene til platen:

fra produsent,
kingspan:

høyde til nøytralaksen:

$$e_{na} := 79.9 \text{ mm}$$

Andreordens moment:

$$I_x := 10.8 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Momentkapasitet:

$$M_{cRd} := 42.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Sjekk moment ved konstruksjon:

$$\frac{M_{Edf}}{M_{cRd}} = 0.094$$

$$\frac{M_{Edf}}{M_{cRd}} < 1 \quad \text{ok}$$

EC3 del 1-3,
6.1.5

Skjærkapasitet av platen:

Steg høyden:

$$h_w := h_p - t_p - 15 \text{ mm}$$

$$h_w = 143.5 \text{ mm}$$

Relativ steg
slankhet:

$$\lambda_w := 0.346 \frac{s_w}{t_p} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E_p}}$$

$$\lambda_w = 1.41$$

$$\lambda_w > 1.4$$

Skjærstyrke mtp
knekking:

$$f_{bv} := 0.67 \cdot \frac{f_y}{\lambda_w^2}$$

$$f_{bv} = 118.027 \text{ MPa}$$

Dette er for en steg

$$V_{bRd1} := \frac{h_w}{\sin(\theta)} \cdot t_p \cdot f_{bv}$$

$$V_{bRd1} = 26.226 \text{ kN}$$

Her er det 2 steg per $b_s = 265\text{mm}$
Det gir per meter:

$$\frac{2}{265\text{mm}} \cdot 1000\text{mm} = 7.547$$

Det er 7.547 steg per meter

$$V_{bRd} := 7.547 V_{bRd1}$$

$$V_{bRd} = 197.926\text{kN}$$

$$\frac{V_{Edfm}}{V_{bRd}} = 0.095$$

$$\frac{V_{Edfm}}{V_{bRd}} < 1 \quad \text{OK}$$

EC3 del 1-3,
6.1.7.3

Lokal tverr-skjær kapasitet for steg:

Indre radius av hjørnene:

bruker høyst mulig r , da blir R_{wrd} minst mulig

Given

$$\frac{r}{t_p} = 10$$

$$r := \text{Find}(r) \rightarrow 15.0\text{mm}$$

$$r = 15\text{mm}$$

EC3 del 1-3
6.1.7.3(4) a)

Effektive bærelengde:

$$I_a := 10\text{mm}$$

Koeffisient:

$$\alpha_w := 0.075$$

$$R_{wrd} := B \cdot \alpha_w \cdot t_p \cdot \sqrt{f_y \cdot E_p} \cdot \left(1 - 0.1 \cdot \sqrt{\frac{r}{t_p}}\right) \cdot \left(0.5 + \sqrt{0.02 \frac{I_a}{t_p}}\right) \cdot \left[2.4 + \left(\frac{\theta}{90}\right)^2\right]$$

$$R_{wrd} = 1.643 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{V_{Edfm}}{R_{wrd}} = 0.011$$

$$\frac{V_{Edfm}}{R_{wrd}} < 1 \quad \text{OK}$$

EC3 del 1-3
6.1.10

Kombinert skjær, aksial kraft og bøyning

$$V_{Edfm} = 18.764\text{kN}$$

$$0.5 \cdot V_{bRd} = 98.963\text{kN}$$

$$V_{edfm} < 0.5 \cdot V_{bRd}$$

OK

EC3 del 1-3
6.1.11

Kombinert bøyning og lokal last eller reaksjons kraft

$$\frac{M_{Edf}}{M_{cRd}} = 0.094$$

$$\frac{M_{Edf}}{M_{cRd}} < 1$$

$$\frac{V_{Edfm}}{R_{wrd}} = 0.011$$

$$\frac{V_{Edf}}{R_{wrd}} < 1$$

$$\frac{M_{Edf}}{M_{cRd}} + \frac{V_{Edfm}}{R_{wrd}} = 0.105$$

$$\frac{M_{Edf}}{M_{cRd}} + \frac{V_{Edf}}{R_{wrd}} < 1.25$$

OK

EC4 del 1-1
9.3.2(2)

Damming:

$$\delta_{senter} := \frac{5}{384} \cdot \frac{G_{k1} \cdot \left(\frac{L}{2}\right)^4}{E_p \cdot I_x}$$

$$\delta_{senter} = 3.693 \text{ mm}$$

$$\delta_{tillat} := \frac{1}{10} \cdot h$$

$$\delta_{tillat} = 21.5 \text{ mm}$$

Damming trenger ikke tas med

Nedbøyning ved konstruksjon:

EC4 del 1-1
9.6(2)

$$\delta_{smax} := \frac{L}{180}$$

$$\delta_{smax} = 20.833 \text{ mm}$$

$$\delta_1 := \frac{5}{384} \cdot \frac{(G_{k1} + Q_{k1}) \cdot \left(\frac{L}{2}\right)^4}{E_p \cdot I_x}$$

$$\delta_1 = 4.545 \text{ mm}$$

$$\frac{\delta_1}{\delta_{smax}} = 0.218$$

$$\frac{\delta_1}{\delta_{smax}} < 1 \quad \text{OK}$$

ULS:

fra produsent:

Egenvekt tørr betong:

$$G_{kt} := 2.951 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot b$$

$$G_{kt} = 2.951 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenvekt samvirkekonstruksjon:

$$G_{k2} := G_{ks} + G_{kt}$$

$$G_{k2} = 3.19 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Jevnt fordelt last:

$$Q_{k2} := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot b$$

$$Q_{k2} = 3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

tetthet vann:

$$\rho_v := 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$y := \frac{Q_{k2}}{\rho_v \cdot B}$$

$$y = 250 \text{ mm}$$

Dette tilsvarer en høyde med vann på 250mm på dekket under testing

Bruker ikke lastfaktorer her siden dette skal sjekkes i lab til brudd.

Moment og skjær laster:

fritt opplagt

Moment i midten:

$$M_{Ed} := \frac{[(G_{k2} + Q_{k2}) \cdot L^2]}{8}$$

$$M_{Ed} = 43.523 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Skjær ved opplegg

$$V_{Ed} := \frac{(Q_{k2} + G_{k2}) \cdot L}{2}$$

$$V_{Ed} = 23.212 \text{ kN}$$

Coin 29
6.2.2

Momentkapasitet:

avstand mellom platens nøytralakse og topp fiber
i betongen

$$d_p := h - e$$

$$d_p = 135.1 \text{ mm}$$

EC 2 del 1-1
3.1.7

betongen trykksone:
aksiell likevekt

Given

$$A_p \cdot f_{ypd} + (h - x_t) \cdot b \cdot f_{tdres} = 0.8 \cdot x_t \cdot f_{cd} \cdot b$$

$$x_t := \text{Find}(x_t) \rightarrow 58.0286819972526294 \text{ m}$$

$$x_t = 58.029 \text{ mm}$$

Kraft fra fiber:

$$S_f := (h - x_t) \cdot b \cdot f_{tdres}$$

$$S_f = 117.728 \text{ kN}$$

Kraft fra stålplate:

$$S_a := A_p \cdot f_{ypd}$$

$$S_a = 1.057 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

momentkapasitet:

$$M_{Rd} := S_f \cdot (0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x_t) + S_a \cdot (d_p - 0.4 \cdot x_t)$$

$$M_{Rd} = 131.605 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Sjekk: $\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0.331$

$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} < 1$ OK

EC4 del 1-1,
9.7.2(5)

Det skal også bevises for konstruksjoner i pålitelighetsklasse 2-4 at momentet kan opprettholdes uten fibrene.

Kompresjonskraft i betongen

$$N_{cf} := 0.85 \cdot f_{cd} \cdot h_c \cdot b \qquad N_{cf} = 1.183 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Trykkraft i stålpaten

$$N_p := f_{ypd} \cdot A_p \qquad N_p = 1.057 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$N_p < N_{cf}$$

Nøytralaksen ligger i betongen

dybde av betong i kompresjon:

$$x_{pl2} := \frac{N_p}{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b} \qquad x_{pl2} = 49.142 \text{ mm}$$

$$x_{pl} < h_c$$

Moment arm:

$$z := d_p - \frac{x_{pl2}}{2} \qquad z = 110.529 \text{ mm}$$

$$M_{rd2} := \min(N_p \cdot z, N_{cf} \cdot z) \qquad M_{rd2} = 116.829 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{rd2}} = 0.373$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{rd2}} < 1 \qquad \text{OK}$$

Coin 29
6.2.6.2

Vertikal skjær motstand

grov/ stort tilslag

$$k_2 := 0.1\xi$$

$$C_{Rdc} := k_2$$

$$C_{Rdc} = 0.18$$

$$k_1 := 1 + \sqrt{\frac{200}{\frac{d_p}{\text{mm}}}}$$

$$k_1 = 2.217$$

$$k := \min(k_1, 2)$$

$$k = 2$$

$$b_w := \frac{b}{b_s} \cdot b_0$$

$$b_w = 367.925 \text{ mm}$$

$$\rho_1 := \min\left(\frac{A_p}{b_w \cdot d_p}, 0.02\right)$$

$$\rho_1 = 0.02$$

ingen langsgående krefter
fjerner derfor denne fra ligningen

$$\sigma_{cp} := 0$$

$$v_{\min} := 0.035 k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ckt}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{2}}$$

$$v_{\min} = 0.498$$

$$V_{Rdc} := \max\left[C_{Rdc} \cdot k \cdot \left(100 \rho_1 \cdot \frac{f_{ckt}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d_p \cdot \text{MPa}, v_{\min} \cdot b \cdot d_p \cdot \text{MPa}\right]$$

$$V_{Rdc} = 179.902 \text{ kN}$$

Sjekk: $\frac{L}{h} = 34.884$

$$\frac{L}{h} \geq 3 \quad \text{OK}$$

$$V_{Rdcf} := 0.6 f_{tdres} \cdot b \cdot h$$

$$V_{Rdcf} = 96.75 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} := (V_{Rdc} + V_{Rdcf})$$

$$V_{Rd} = 276.652 \text{ kN}$$

Sjekk: $\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.084$

$$V_{Rd} > V_{Ed} \quad \text{OK}$$

Svensk standard
+ fib model

$$V_{rdcf} := \left[0.18k \cdot \left[100 \cdot \rho_1 \cdot \left(1 + 7.5 \cdot \frac{f_{tdres}}{f_{ctk}} \right) \cdot \frac{f_{ckt}}{\text{MPa}} \right]^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d_p \cdot \text{MPa} \right]$$

$$V_{rdcf} = 281.043 \text{ kN}$$

Sjekk: $\frac{V_{Ed}}{V_{rdcf}} = 0.083$ $\frac{V_{Ed}}{V_{rdcf}} < 1$ OK

SLS Bruker samme last her pga ingen faktorer brukes

EC4 del 1-1
9.8.2

Nedbøying:

$$\frac{L}{d_p} = 55.514$$

> 20, ikke OK, må utføre
beregning

$$n := \frac{E_p}{E_{cmt}}$$

$$n = 6.62$$

vha areal likevekt:

$$x_{cc} := n \cdot \frac{A_p}{b} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d_p}{n \cdot A_p}} - 1 \right)$$

$$x_{cc} = 56.178 \text{ mm}$$

Andre ordens moment for risset del:

$$I_{cc} := \frac{b \cdot x_{cc}^3}{3} + n \cdot A_p \cdot (d_p - x_{cc})^2 + n \cdot I_x$$

$$I_{cc} = 2.551 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

$$b_m := \frac{b}{b_s} \cdot b_0$$

$$b_m = 367.925 \text{ mm}$$

tyngdepunktberengning:

$$x_{cu} := \frac{b \cdot \frac{h_c^2}{2} + b_m \cdot h_p \cdot \left(h - \frac{h_p}{2} \right) + n \cdot A_p \cdot d_p}{b \cdot h_c + b_m \cdot h_p + n \cdot A_p}$$

$$x_{cu} = 90.846 \text{ mm}$$

Andre ordens moment for urisset del:

$$I_{cu} := \frac{b \cdot h_c^3}{12} + b \cdot h_c \cdot \left(x_{cu} - \frac{h_c}{2}\right)^2 + \frac{b_m \cdot h_p^3}{12} + b_m \cdot h_p \cdot \left(h - x_{cu} - \frac{h_p}{2}\right)^2 + n \cdot A_p \cdot (d_p - x_{cu})^2 + n \cdot I_x$$

$$I_{cu} = 5.856 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

Gjennomsnittsverdi:

$$I_c := \frac{I_{cc} + I_{cu}}{2}$$

$$I_c = 4.204 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

Nedbøying pga last

$$\delta_2 := \frac{5}{384} \cdot \frac{(G_{k2} + Q_{k2}) \cdot L^4}{E_{cmt} \cdot I_c}$$

$$\delta_2 = 19.126 \text{ mm}$$

Total nedbøying

$$\delta_{tot} := \delta_1 + \delta_2$$

$$\delta = 23.671 \text{ mm}$$

Tillat nedbøying

$$\delta_{lovlig} := \frac{L}{250}$$

$$\delta_{lovlig} = 30 \text{ mm}$$

Sjekk: $\frac{\delta_2}{\delta_{lovlig}} = 0.638$

$$\frac{\delta_2}{\delta_{lovlig}} < 1$$

$$\frac{\delta}{\delta_{lovlig}} = 0.789$$

$$\frac{\delta}{\delta_{lovlig}} < 1 \quad \text{OK}$$

sjekke rissmoment:

$$M_{cr} := f_{ctm} \cdot \frac{I_{cu}}{(h - x_{cu})}$$

$$M_{cr} = 13.678 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

RILEM

Maks riss:

$$w_{max} := 0.25 \text{ mm}$$

Coin 29
6.3.2.2

Kortsiktig lasting:

$$k_t := 0.6$$

$$f_{cteff} := f_{ctmt}$$

$$h_{cef1} := \min \left[\frac{h}{2}, 2.5(h - d_p), \frac{(h - x_{cc})}{2} \right]$$

$$h_{cef1} = 79.41 \text{ mm}$$

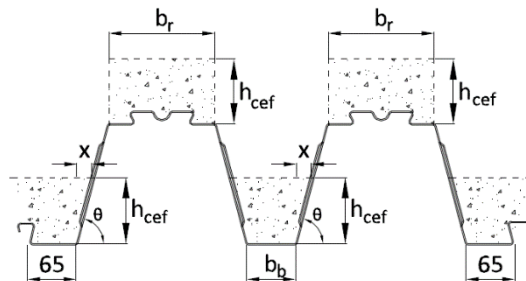
$$h_{cef} := \max [h_{cef1}, (h - d_p) + 1.5t_p]$$

$$h_{cef} = 82.15 \text{ mm}$$

$$x := \frac{h_{cef}}{\tan(\theta)}$$

$$x = 21.046 \text{ mm}$$

Areal i strekk i bunn av stålplate



$$A_{ceff1} := \frac{b}{600 \text{ mm}} \cdot \left[\frac{(b_b + b_b + 2 \cdot x) \cdot h_{cef}}{2} + \frac{(130 \text{ mm} + 130 \text{ mm} + 2 \cdot x) \cdot h_{cef}}{2} \right]$$

$$A_{ceff1} = 3.191 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Areal i strekk i topp stålplate

$$A_{ceff2} := \frac{b}{600 \text{ mm}} \cdot (b_r \cdot h_{cef} \cdot 2)$$

$$A_{ceff2} = 3.587 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Totalt areal i strekk

$$A_{\text{ceff}} := A_{\text{ceff1}} + A_{\text{ceff2}}$$

$$A_{\text{ceff}} = 6.779 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$\rho_{\text{peff}} := \frac{A_p}{A_{\text{ceff}}}$$

$$\rho_{\text{peff}} = 0.045$$

stenger med god heft for bøyning

$$k_3 := 3.4$$

$$k_4 := 0.42$$

$$k_1 := 0.8$$

$$k_2 := 0.5$$

$$k_5 := 1 - \frac{f_{\text{tkres}}}{f_{\text{ctmt}}}$$

$$k_5 = 0.705$$

stålplatens minimums betongoverdekning

$$c_p := h_c$$

$$c_p = 55 \text{ mm}$$

riss avstand:

EC2 del 1-1
7.3.4(3)

$$S_{\text{rmax}} := k_3 \cdot c_p + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot k_5 \cdot t_p}{\rho_{\text{peff}}}$$

$$S_{\text{rmax}} = 191.035 \text{ mm}$$

Spenning i armering ved første riss:

EC4 del 1-1
7.4.3(3)

$$\sigma_{\text{so}} := n \cdot \frac{M_{\text{cr}}}{I_{\text{cc}}} \cdot (d_p - x_{\text{cc}}) - f_{\text{tdres}}$$

$$\sigma_{\text{so}} = 27.262 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{\text{st}} := \frac{A_c \cdot I_{\text{cu}}}{A_p \cdot I_x}$$

$$\alpha_{\text{st}} = 2.298 \times 10^3$$

$$\Delta \sigma_s := \frac{0.4 f_{\text{ctmt}}}{\alpha_{\text{st}} \cdot \rho_{\text{peff}}}$$

$$\Delta \sigma_s = 9.93 \times 10^{-3} \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_s := \sigma_{\text{so}} + \Delta \sigma_s$$

$$\sigma_s = 27.272 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{\text{sm}} - \epsilon_{\text{cm}} = A$$

EC2 del 1-1
7.3.4(2)

$$A := \max \left[\frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cteff}}{\rho_{peff}} \cdot (1 + n \cdot \rho_{peff})}{E_p}, 0.6 \frac{\sigma_s}{E_p} \right]$$

$$A = 7.792 \times 10^{-5}$$

EC2 del 1-1
7.3.4(1)

Rissvidde: $w_{k1} := S_{rmax} \cdot A$

$$w_{k1} = 0.015 \text{ mm}$$

sjekk: $\frac{w_{k1}}{w_{max}} = 0.06$

$$\frac{w_{k1}}{w_{max}} \leq 1 \quad \text{OK}$$

Riss ved maks spenning

$$\sigma_{sy} := 350 \text{ MPa}$$

$$A_y := \max \left[\frac{\sigma_{sy} - k_t \cdot \frac{f_{cteff}}{\rho_{peff}} \cdot (1 + n \cdot \rho_{peff})}{E_p}, 0.6 \frac{\sigma_{sy}}{E_p} \right]$$

$$A_y = 1.456 \times 10^{-3}$$

$$w_{k2} := S_{rmax} \cdot A_y$$

$$w_{k2} = 0.278 \text{ mm}$$

sjekk: $\frac{w_{k2}}{w_{max}} = 1.112$

$$\frac{w_{k2}}{w_{max}} \geq 1$$

RILEM

Opprisset tverrsnitt som gir første riss

$$\sigma_{sr} := n \cdot \frac{M_{cr}}{I_{cc}} \cdot (d_p - x_{cc}) - f_{tdres}$$

$$\sigma_{sr} = 27.262 \text{ MPa}$$

cracked section

$$\sigma_s = 27.272 \text{ MPa}$$

short term loading

$$\beta_2 := 1$$

high bond

$$\beta_1 := 1$$

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma_s}{E_p} \cdot \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \quad \varepsilon_{sm} = 9.456 \times 10^{-8}$$

bending

$$k_2 := 0.5$$

high bond

$$k_1 := 0.8$$

$$L_f := 50 \text{ mm}$$

$$\phi := 0.75 \text{ mm}$$

average final crack spacing

$$s_{rm} := \left(50 \text{ mm} + 0.25 k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{t_p}{\rho_{peff}} \right) \cdot \left[\frac{50}{\left(\frac{L_f}{\phi} \right)} - v_f \right]$$

$$s_{rm} = 39.785 \text{ mm}$$

$$\beta := 1.7$$

Rissvidde:

$$w_{k1rilem} := \beta \cdot s_{rm} \cdot \varepsilon_{sm}$$

$$w_{k1rilem} = 6.395 \times 10^{-6} \cdot \text{mm}$$

sjekk: $\frac{w_{k1rilem}}{w_{max}} = 2.558 \times 10^{-5}$

$$\frac{w_{k1rilem}}{w_{max}} \leq 1 \quad \text{OK}$$

Riss ved maks spenning

$$\sigma_{sy} = 350 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{smy} := \frac{\sigma_{sy}}{E_p} \cdot \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sy}} \right)^2 \right] \quad \varepsilon_{smy} = 1.657 \times 10^{-3}$$

$$w_{k2rilem} := \beta \cdot s_{rm} \cdot \varepsilon_{smy}$$

$$w_{k2rilem} = 0.112 \text{ mm}$$

sjekk: $\frac{w_{k2rilem}}{w_{max}} = 0.448$

$$\frac{w_{k2rilem}}{w_{max}} \leq 1 \quad \text{OK}$$

Bruddlast:

total jevnt fordelt last ved 500mm vann $q_{kv} := 9.19 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Stålplaten

$$f_y = 350 \text{ MPa}$$

$$y_s = 78.922 \text{ mm}$$

$$P_{bsp} := (f_y - \Delta\sigma_s + f_{tdres}) \cdot \frac{I_{cc} \cdot 4}{n \cdot y_s \cdot L} - \frac{q_{kv} \cdot L \cdot 4}{8}$$

$$P_{bsp} = 56.878 \text{ kN}$$

Betongen

$$\sigma_c = 115.5 \text{ MPa}$$

$$y_b = 56.178 \text{ mm}$$

$$P_{bcp} := (\sigma_c - \Delta\sigma_s + f_{tdres}) \cdot \frac{I_{cc} \cdot 4}{y_b \cdot L} - \frac{G_{k2} \cdot L \cdot 4}{8}$$

$$P_{bcp} = 269.591 \text{ kN}$$

$$P_{bjp} := \min(P_{bsp}, P_{bcp})$$

$$P_{bjp} = 56.878 \text{ kN}$$

Ekstra beregninger som benyttes til sammenligning av testene

Nedbøying pga egenvekt, urisett tversnitt

$$\delta_g := \frac{5}{384} \cdot \frac{(G_{k1}) \cdot (L)^4}{E_{cmt} \cdot I_{cu}}$$

$$\delta_g = 7.215 \text{ mm}$$

Nedbøying ved ekstra last:

$$P_{k3} := 4 \text{ kN}$$

$$\delta_3 := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{kv} \cdot L^4}{E_{cmt} \cdot I_c} + \frac{1}{48} \cdot \frac{P_{k3} \cdot L^3}{E_{cmt} \cdot I_c}$$

$$\delta_3 = 31.032 \text{ mm}$$

Brudd for eksta test:

Stålplaten

$$f_y = 350 \text{ MPa}$$

$$y_s := d_p - x_{cc}$$

$$y_s = 79.71 \text{ mm}$$

$$P_{bs} := (f_y - \Delta\sigma_s + f_{tdres}) \cdot \frac{I_{cc} \cdot 4}{n \cdot y_s \cdot L} - \frac{G_{k2} \cdot L}{2}$$

$$P_{bs} = 79.273 \text{ kN}$$

Betongen

$$\varepsilon_{cu} := 0.003$$

$$\sigma_c := E_{cm} \cdot \varepsilon_{cu}$$

$$\sigma_c = 115.5 \text{ MPa}$$

$$y_b := x_{cc}$$

$$y_b = 55.39 \text{ mm}$$

$$P_{bc} := (\sigma_c - \Delta\sigma_s + f_{tdres}) \cdot \frac{I_{cc} \cdot 4}{y_b \cdot L} - \frac{G_{k2} \cdot L}{2}$$

$$P_{bc} = 265.32 \text{ kN}$$

$$P_{bj} := \min(P_{bs}, P_{bc})$$

$$P_{bj} = 79.273 \text{ kN}$$

Omregnet bruddlast:

$$P_{brudd} := 112.2 \text{ kN}$$

Moment for punktlast

$$M_B = \frac{P_{brudd} \cdot L}{4}$$

Moment for jevnt fordelt last

$$M_J = \frac{(G_{k2} + Q_{brudd})}{8}$$

Setter momentene lik hverandre,
og finner Q_{brudd}

$$M_B = M_j$$

$$Q_{brudd} := \frac{P_{brudd} \cdot L}{L} - G_{k2}$$

$$Q_{brudd} = 26.73 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

tetthet vann:

$$\rho_v = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$y_{brudd} := \frac{Q_{brudd}}{\rho_v \cdot B}$$

$$y_{brudd} = 2.228 \times 10^3 \text{ mm}$$

Dette gir en høyde med vann på 2,23m på dekket under
testing

EC2 del 1-1
7.3.2

Armeringsbehov etter EC2:

største tillate spenning i armeringen:

$$\sigma_{s,s} := f_{yd}$$

middelverdi av betongen strekkfasthet:

$$f_{ct,eff} := f_{ct,mt}$$

$$h \leq 300 \text{ mm}$$

$$k_s := 1$$

bøying uten aksialkraft:

$$k_c := 0.4$$

betongarealet i strekksone:

$$h_s := h - x_{pl2}$$

$$h_s = 165.858 \text{ mm}$$

$$x_s := 36.5 \text{ mm}$$

$$A_{ct1} := \left[\frac{(b_b + b_b + 2 \cdot x_s) \cdot h_p}{2} \right] \cdot \frac{b}{600 \text{ mm}}$$

$$A_{ct1} = 0.026 \text{ m}^2$$

$$A_{ct2} := \left[\frac{(130\text{mm} + 130\text{mm} + 2 \cdot x_s) \cdot h_p}{2} \right] \cdot \frac{b}{600\text{mm}}$$

$$A_{ct2} = 0.044\text{m}^2$$

$$A_{ct3} := (h_s - h_p) \cdot b$$

$$A_{ct3} = 5.858 \times 10^{-3} \text{m}^2$$

$$A_{ct} := A_{ct1} + A_{ct2} + A_{ct3}$$

$$A_{ct} = 0.076\text{m}^2$$

$$A_{s_{\min}} := \frac{k_c \cdot k_{cteff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s}$$

$$A_{s_{\min}} = 155.06\text{mm}^2$$