

## Dimensjonering og analyse av fiberarmert polymer som armeringsstenger i plattendekke

FAISAL HUSSEIN ALI



STEIN HENRIK EITERJORD SVEEN



### VEILEDER

Ingrid Lande, UiA

Anette Heimdal, UiA

Ole André Hagen, Rambøll

**Universitetet i Agder, 2022**

Fakultet for teknologi og realfag

Institutt for ingeniørvitenskap



## Obligatorisk egenerklæring/gruppeerklæring

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

1.	Jeg/vi erklærer herved at min/vår besvarelse er mitt/vårt eget arbeid, og at jeg/vi ikke har brukt andre kilder eller har mottatt annen hjelp enn det som er nevnt i besvarelsen.	<input checked="" type="checkbox"/>
2.	Jeg/vi erklærer videre at denne besvarelsen: <ul style="list-style-type: none"> <li>- ikke har vært brukt til annen eksamen ved annen avdeling/universitet/høgskole innenlands eller utenlands.</li> <li>- ikke refererer til andres arbeid uten at det er oppgitt.</li> <li>- ikke refererer til eget tidligere arbeid uten at det er oppgitt.</li> <li>- har alle referansene oppgitt i litteraturlisten.</li> <li>- ikke er en kopi, duplikat eller avskrift av andres arbeid eller besvarelse.</li> </ul>	<input checked="" type="checkbox"/>
3.	Jeg/vi er kjent med at brudd på ovennevnte er å betrakte som fusk og kan medføre annullering av eksamen og utestengelse fra universiteter og høgskoler i Norge, jf. Universitets- og høgskoleloven §§4-7 og 4-8 og Forskrift om eksamen §§ 31.	<input checked="" type="checkbox"/>
4.	Jeg/vi er kjent med at alle innleverte oppgaver kan bli plagiatkontrollert.	<input checked="" type="checkbox"/>
5.	Jeg/vi er kjent med at Universitetet i Agder vil behandle alle saker hvor det forligger mistanke om fusk etter høgskolens retningslinjer for behandling av saker om fusk.	<input checked="" type="checkbox"/>
6.	Jeg/vi har satt oss inn i regler og retningslinjer i bruk av kilder og referanser på biblioteket sine nettsider.	<input checked="" type="checkbox"/>

## Publiseringsavtale

Fullmakt til elektronisk publisering av oppgaven

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

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

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

Jeg/vi gir herved Universitetet i Agder en vederlagsfri rett til å gjøre oppgaven tilgjengelig for elektronisk publisering:

JA  NEI

Er oppgaven båndlagt (konfidensiell)?  
(Båndleggingsavtale må fylles ut)

JA  NEI

- Hvis ja:

Kan oppgaven publiseres når båndleggingsperioden er over?

JA  NEI

Er oppgaven unntatt offentlighet?

JA  NEI

(inneholder taushetsbelagt informasjon. Jfr. Offl. §13/Fvl. §13)

## Forord

Denne masteroppgaven er utarbeidet i emnet BYG508 og markerer avslutningen på vår toårige mastergrad i Bygg ved Universitetet i Agder. Masteroppgaven teller 30 studiepoeng for hver av studentene og ble utarbeidet i det fjerde og siste semesteret i masterprogrammet.

Vi vil benytte anledningen til å takke våre veiledere ved Universitetet i Agder, Ingrid Lande og Anette Heimdal for veiledning og fagligstøtte under prosjektets varighet. Det rettes også en stor takk til våre eksterne veiledere Ole André Hagen og Trond Engen ved Rambøll, for å ha brukt tid og ressurser til god hjelp på oppgaven.

Målet med masteroppgaven vil være å undersøke bruk av armeringsstenger laget av fiberarmert polymer i prefabrikkerte forskalingsselementer, som plattendekke. Ved å analysere spennviddemulighetene for elementene med bruk av håndberegninger og FEM-analyse, og i tillegg undersøke materialegenskaper som heft og brann for FRP-materialene.

Faisal Hussein Ali og Stein Henrik Eiterjord Sveen

Grimstad, 27.05.2022

## Summary

Fiber reinforced polymer (FRP) is an advanced composite which offers high capacity in tensile strength, low weight and excellent corrosion resistance. Rebars made from basalt-, glass- and carbon fibers are readily available in the market, but the practical use in the construction industry is limited because of less knowledge and no codes or standardization. This thesis studies the use of FRP-rebars in lattice girder slabs to compare the effect the rebar has on longer spans compared to regular steel reinforced lattice girder slabs. Both non-tensioned and pre-tensioned alternative have been studied with a variable thickness and length. Design manuals and codes from American Concrete Institute (ACI) and Canadian Standards Association (CSA), as well as the American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) has been used to calculate the capacity of the slab regarding flexural deflection, moment capacity and shear capacity. The lattice girder slab has also been dimensioned with regular steel reinforcement in accordance with Eurocode 2, for a comparison. Finite Element Method (FEM) has also been used to validate the results and study the load-deflection difference of the different material properties. Additional study has been done on bond and fire resistance for FRP-rebars embedded in concrete structure.

Throughout the study it has been found that large spans with FRP-rebar have challenges when it comes to flexural deflection. This is mainly due to low modulus of elasticity which contributes to less longitudinal stiffness compared to steel. By pre-tensioning FRP-rebar it is possible to overcome this and take advantage of the high tensile strength to pretension with camber, especially for carbon fiber rebars. Bond between FRP-rebar and concrete is usually as good or some cases better than ribbed steel rebar if surface has been treated with sand coating or helical twinned fibers. Fire resistance is generally low because of matrix low glass transition temperature and extra cover is necessary for protection.

## Innholdsfortegnelse

Obligatorisk egenerklæring/gruppeerklæring.....	i
Publiseringsavtale.....	ii
Forord.....	iii
Summary .....	iv
Figurliste.....	viii
Tabelliste .....	x
1 Innledning .....	1
2 Samfunnsperspektiv.....	2
3 Kunnskapsbakgrunn.....	3
3.1 Plattendekke.....	3
3.1.1 Produksjon av plattendekke.....	4
3.2 Armeringsstenger av fiberarmert polymer .....	4
3.2.1 Produksjon.....	4
3.2.2 Matriks / Polymerresin.....	5
3.2.3 Strekkfasthet .....	6
3.2.4 Trykkfasthet og skjærkapasitet .....	7
3.2.5 Krypbrudd.....	7
3.2.6 Holdbarhet.....	8
3.2.7 Heft mellom FRP-armering og betong.....	8
3.2.8 Egenskaper til FRP-armering ved brann .....	10
3.2.9 Karbonfiberarmering (CFRP-armering) .....	12
3.2.10 Basaltarmering (BFRP-armering) .....	13
3.2.11 Glassfiberarmering (GFRP-armering) .....	13
3.3 Standarder og retningslinjer.....	14
3.3.1 SIMTReC Design Manual .....	14
3.3.2 CSA S806-12.....	15
3.3.3 ACI 440.4R-04 .....	15
3.3.4 AASHTO og NCHRP forskningsrapport 907 .....	15
3.4 Teoretisk grunnlag for beregning av plattendekke .....	16
3.4.1 Betong .....	16
3.4.2 Svinndifferanse.....	16
3.5 Beregningsgrunnlag for spennarmert stål.....	17
3.5.1 Førøppspenning.....	17

3.5.2	Spennstål .....	17
3.6	Generelle bestemmelser for beregning med slakkarmert FRP-armering .....	17
3.6.1	Bruddformer .....	17
3.6.2	Riss i FRP-armerte konstruksjoner .....	18
3.6.3	Beregningsmetode for nedbøyning.....	19
3.7	Generelle bestemmelser for beregning med spennarmert FRP-armering .....	19
3.7.1	Spennarmert fiberarmering i plattendekke .....	19
3.8	Elementmetoden.....	20
4	Forskerspørsmål.....	21
4.1	Avgrensninger.....	22
5	Case/Materialer .....	23
5.1	Plattendekke.....	23
5.1.1	Lasttilfelle .....	23
5.1.2	Geometri.....	23
5.1.3	Armeringstype .....	24
5.1.4	Elementmetoden.....	25
6	Metode.....	27
6.1	Litteraturstudie.....	27
6.2	Generelle bestemmelser .....	28
6.2.1	Lastkombinasjoner .....	28
6.3	Beregning av førøppspent plattendekke med stål.....	28
6.3.1	Spennkraft .....	28
6.3.2	Relaksjon av spennstål .....	29
6.3.3	Kryp.....	29
6.3.4	Beregning av svinndifferanse .....	31
6.3.5	Bruddgrensetilstand .....	31
6.3.6	Brukgrensetilstand.....	32
6.4	Beregningsmetode for plattendekke med FRP armering.....	34
6.4.1	Balansert brudd .....	34
6.4.2	Momentkapasitet .....	36
6.4.3	Beregning i bruksgrensetilstand.....	38
6.5	Spennarmert FRP-armering.....	40
6.6	Skjærkapasitet etter SIMTReC-metoden.....	45
6.7	Skjærkrefter i støpeskjøt .....	46



6.8	Elementmetoden.....	47
7	Resultat .....	51
7.1	Resultat fra litteraturstudie.....	51
7.1.1	Resultat heft .....	51
7.1.2	Resultater fra litteraturstudier om brannegenskaper.....	54
7.2	Analytisk beregning av slakkarmert plattendekke .....	55
7.2.1	Bruddgrensetilstand .....	55
7.2.2	Bruksgrensetilstand.....	59
7.3	Analytiskberegning av forspente plattendekke .....	61
7.3.1	Bruddgrensetilstand .....	61
7.3.2	Bruksgrensetilstand.....	66
7.4	Elementmetoden.....	68
7.4.1	FEM-modell .....	68
7.4.2	Nedbøyning ved brudd.....	68
7.4.3	Spenninger i armering og betong.....	70
8	Diskusjon.....	74
8.1	Håndberegninger.....	74
8.1.1	Momentkapasitet .....	74
8.1.2	Skjærarmering .....	75
8.1.3	Rissvidde.....	76
8.1.4	Nedbøyning .....	76
8.2	Litteraturstudie av materialelegenskap .....	77
8.2.1	Egenskaper til FRP-armering ved brann .....	77
8.2.2	Heft .....	77
8.3	Elementmetoden.....	78
9	Konklusjon.....	80
10	Anbefalinger .....	81
11	Referanser .....	82
12	Vedlegg.....	85

## Figurliste

Figur 2.1 Relevante FNs Bærekraftsmål for plattendekke med FRP-armering [7].....	2
Figur 3.1 Eksempel plattendekke før påstøp som er dimensjonert i denne oppgaven (egenprodusert). .....	3
<i>Figur 3.2 Pultrusjonsprosessen, SIMTReC Education Module 3 [16].</i> .....	5
Figur 3.3 Egenprodusert forenklet figur som viser parallelle fibere i matriksmateriale.....	6
Figur 3.4 Variasjon i overflate, (a) GFRP fin sand, (b) GFRP grov sand, (c) BFRP fin sand, (d) BFRP grov sand, (e) GFRP sand og tvinnet fiber, (f) GFRP sand og tvinnet fiber versjon to, (g) GFRP riller innover, (h) GFRP tvinnet riller [19].....	9
Figur 3.5 heftmodell for stålarmering til venstre og FRP-armering til høyre [12].....	9
Figur 3.6 Testoppsett for uttrekkstest med varmeelementer på betongen [25].....	11
Figur 3.7 Eksempel av Basaltfiberarmeringsjern [46] .....	13
Figur 3.8 Eksempel av glassfiberarmeringsstenger [47].....	14
Figur 3.9 Spennings-tøyningsssammenheng (egenprodusert) .....	17
Figur 5.1 Tverrsnitt av plattendekke .....	24
Figur 5.2 Detaljtegning av gitterdrager .....	24
Figur 6.1 Spenn- og tøyningsforløp for balansertbrudd tverrsnitt [16]. .....	35
Figur 6.2 Spenn- og tøyningsforløp for trykkbrudd tverrsnitt [16]. .....	36
Figur 6.3 Spenn- og tøyningsforløp for strekkbrudd tverrsnitt [16].....	37
Figur 6.4 Ekvivalente strekkblokk parametere for betongtrykkfasthet mellom 20 til 60 MPa [16]. ....	38
Figur 6.5 Beregningsmodell for bruksgrensetilstand .....	39
Figur 6.6 Geometri av plattendekke med langsgående armering og ståbjelker for punktlast. ....	48
Figur 6.7 forenklet modell av punktlast og opplager for analyse. ....	49
Figur 6.8 Plattendekke og stålbjelker generert med 100 mm elementstørrelse.....	49
Figur 6.9 Lengdearmering generert med 100 mm elementstørrelse.....	50
Figur 7.1 Heft test for BFRP-armering med forskjellig overflate (BB1 - tvinnet, BB1-S - glatt, BB1-R Riller, BB1-G Sand) [20]. .....	51
Figur 7.2 Heft test for forskjellig FRP-armering (BC-R - Karbonfiber, BG-R - Glassfiber, BB-R - Basaltfiber) [20].....	51
Figur 7.3 Resultat fra uttrekkstest som viser GFRP, BFRP opp mot stål [19]. .....	52
Figur 7.4 Resultat som viser maksimal heftstyrke for hver FRP-armeringstype og stål. SC «fine» og «rough» refererer til sandtype. HW referer til helisk tvinnet fiber rundt kabel [20]. .....	52
Figur 7.5 Resultat ReinforceTech AS/Det Norske Veritas [22]. .....	53
Figur 7.6 Resultat for CB- og CPH ved test av heftapet til armering når utsatt for varme.....	54
Figur 7.7 Resultat for CPI- og NG ved test av heftapet til armering når utsatt for varme .....	55
Figur 7.8 Resultat for ST ved test av heftapet til armering når utsatt for varme.....	55
Figur 7.9 Momentkapasitet for slakkarmerte dekker .....	56
Figur 7.10 Resultat skjærkapasitet for slakkarmerte dekker .....	58
Figur 7.11 Resultat nedbøyning for slakkarmert dekke .....	59
Figur 7.12 Resultat rissvidde for slakkarmert dekke .....	60
Figur 7.13 Momentkapasitet for spennarmerte dekker .....	62
Figur 7.14 Skjærkapasitet for spennarmerte dekker uten bidrag fra gitterdrager .....	63
Figur 7.15 Skjærkapasitet for spennarmerte dekker med bidrag fra gitterdrager .....	65
Figur 7.16 Nedbøyning for spennarmerte dekker.....	66

Figur 7.17 Kraft-deformasjonskurve som viser resultat av stål-, CFRP-, BFRP- og GFRP-armering i slakkarmert plattendekke. ....	68
Figur 7.18 Resultat total nedbøyning i stålarmert plattendekke ved brudd.....	68
Figur 7.19 Resultat total nedbøyning i CFRP-armert plattendekke ved brudd.....	69
Figur 7.20 Resultat total nedbøyning i BFRP-armert plattendekke ved brudd.....	69
Figur 7.21 Resultat total nedbøyning i GFRP-armert plattendekke ved brudd.....	69
Figur 7.22 Maksimale totale krefter.....	70
Figur 7.23 Maksimale nedbøyning.....	70
Figur 7.24 Spenning i stål ved brudd.....	70
Figur 7.25 Normalspenning i betong med stålarmering.....	71
Figur 7.26 Spenning i CFRP-armering ved brudd.....	71
Figur 7.27 Normalspenning i betong med CFRP-armering.....	71
Figur 7.28 Spenning i BFRP-armering ved brudd.....	72
Figur 7.29 Normalspenning i betong med BFRP-armering.....	72
Figur 7.30 Spenning i GFRP-armering ved brudd.....	73
Figur 7.31 Normalspenning i betong med GFRP-armering.....	73

## Tabelliste

Tabell 3.1 Generelle materialegenskaper for stålarmering og forskjellig FRP-armering [18].....	7
Tabell 3.2 Temperaturkapasitet for forskjellige fiberarmering [11]. .....	12
Tabell 3.3 Reduksjonsfaktor for forspenningkraften i FRP-armering.....	20
Tabell 5.1 Armeringsavstand, diameter og spennvidde for slakkarmering .....	24
Tabell 5.2 Armeringsavstand, diameter og spennvidde for slakkarmering for spennarmering .....	24
Tabell 5.3 Armering og beregningsmetode i plattendekke.....	25
Tabell 5.4 Materialegenskaper for stål- og FRP-armering.....	25
Tabell 5.5 «Engineering Data» for Menetrey-Willam betong.....	26
Tabell 5.6 "Engineering Data" for ikke-lineær stålarmering. ....	26
Tabell 6.1 Søkestrategi fra loggbok .....	27
Tabell 6.2 Avgrensingskriterier for forskningsartikler .....	27
Tabell 6.3 Eksempel av søkesøkestategi fra loggbok .....	27
Tabell 6.4 Ligninger for lastkombinasjoner .....	28
Tabell 7.1 Momentkapasitet for slakkarmerte dekker i tabellform.....	57
Tabell 7.2 Dimensjonerende moment for slakkarmert dekke .....	57
Tabell 7.3 Utnyttelse av momentkapasitet .....	57
Tabell 7.4 Resultat skjærkapasitet for slakkarmerte dekker i tabellform .....	58
Tabell 7.5 Dimensjonerende skjærkraft for slakkarmert dekke.....	58
Tabell 7.6 Utnyttelse av skjærkapasitet for slakkarmert dekke .....	58
Tabell 7.7 Resultat nedbøyning for slakkarmert dekke i tabellform.....	59
Tabell 7.8 Krav for nedbøyning for slakkarmerte dekker .....	60
Tabell 7.9 Utnyttelse av nedbøyning for slakkarmert dekke .....	60
Tabell 7.10 Rissvidde krav for slakkarmerte dekker.....	61
Tabell 7.11 Resultat fra rissvidde beregning for slakkarmerte dekker .....	61
Tabell 7.12 Utnyttelse av rissvidde for slakkarmerte dekker.....	61
Tabell 7.13 Momentkapasitet for spennarmert dekke i tabellform .....	62
Tabell 7.14 Påførende moment for spennarmerte dekker .....	62
Tabell 7.15 Utnyttelse av momentkapasitet for spennarmerte dekker.....	63
Tabell 7.16 Skjærkapasitet for spennarmerte dekker uten bidrag fra gitterdrager i tabellform.....	64
Tabell 7.17 Påførende skjærkraft for spennarmert dekker uten bidrag fra gitterdrager .....	64
Tabell 7.18 Utnyttelse av skjærkraft for spennarmert dekke uten bidrag fra gitterdrager .....	64
Tabell 7.19 Skjærkapasitet for spennarmerte dekker med bidrag fra gitterdrager i tabellform .....	65
Tabell 7.20 Påførende skjærkraft for spennarmert dekker med bidrag fra gitterdrager .....	65
Tabell 7.21 Utnyttelse av skjærkraft for spennarmert dekke med bidrag fra gitterdrager .....	66
Tabell 7.22 Resultat i tabellform for nedbøyning av spennarmerte dekker .....	66
Tabell 7.23 Krav for nedbøyning i hensyn til EC2 .....	67
Tabell 7.24 Utnyttelse av nedbøyning for spennarmerte dekker .....	67

## 1 Innledning

I de siste tiårene har utviklingen av nye teknologier innenfor industrien føret til nye muligheter for å ta i bruk kompositt materialer for forsterkning av betongkonstruksjoner for både innvendig og utvendig i konstruksjonen [1]. Denne utviklingen har kommet fram etter stor etterspørsel av betongkonstruksjoner som har lengere levetid, og mindre vedlikeholdskostnader. Fiber Reinforced Polymer (FRP) kan representere en innovativ løsning for bruk i betongkonstruksjoner, og kan være en alternativ til tradisjonell armering, spesielt i områder der det er nødvendighet for høy motstand mot særlig aggressivt miljø [1]. Sammenlignet med stål vil ikke FRP oppleve korrosjonsproblemer samtidig som den vil ha høyere strekkfasthet enn stål, med lavere vekt [1].

Materialet kan vise seg dyktig i andre områder også, fiberarmering vil ikke inneha magnetiske egenskaper samtidig som den ikke leder varme eller strøm [2]. Dette gjør det passende for dielektrisk konstruksjoner der det er nødvendig for å isolere elektrisitet. Basert på fordelene av FRP-stangarmering sammenlignet med tradisjonelt stål, er det sett på muligheter for implementering som intern armering for prefabrikkerte betongelementer som i plattendekke, eller hybrid løsning sammen med små fiberarmering som stål eller basalt [2].

Plattendekke er et halvprefabrikkert betongelement som vanligvis benyttes som etasjeskiller for leiligheter eller mindre boliger. I dag er det vanlig å bruke slakkarmert eller spennarmertstål av stål for armering av betongkonstruksjoner. Prefabrikasjon av elementer er med på å effektivisere byggeprosessen og kan skape rimeligere konstruksjoner. Bruk av ukonvensjonelle armeringsjern som FRP i plattendekker er ikke like godt dokumentert som det er for stålarmert. Det har vært mangel på standardisering og retningslinjer for prosjektering av FRP-armering i Europa. I det siste har flere land begynt å etablere forskningsgrupper for bruk av FRP-armering i betong, der blant annet USA og Canada har vært i fronten med å etablere retningslinjer og standarder. Potensielle muligheter med FRP armering i plattendekke kan være sterkere dekker med mindre behov for betong, færre søyler i konstruksjonen og lengere spennvidde.

For denne masteroppgaven blir det utført en beregningssammenligning av plattendekke av tre forskjellige FRP-armeringsmaterialer mot stålarmert. Materialene som inngikk i sammenligning vil være basalt, glassfiber og karbonfiber. Plattendekke kan både slakk- og spennarmeres, for oppgaven er det valgt benyttet begge armeringsmetodene for å sammenligne de opp mot stål. Numeriskanalyse er også brukt for beregningsmetode med bruk av FEM-analyse og er vurdert opp mot håndberegning. Det har også blitt forsket på materialkarakteristikken av fiberarmeringen. Da tatt med hensyn til brann- og heftegenskapene til materialet, om disse egenskapene kan være en begrensning for implementering av materialet i betong vil være interessant å se.

## 2 Samfunnsperspektiv

Bærekraftigbygging vil være på agendaen for de fleste land i verden inkludert Norge. Redusering av klimagassutslippene vil være hovedprioriteten for oppnåelse av god langsiktig byggeskikk.

Parisavtalen er en felles verdensomfattende miljøavtale som går ut på å redusere klimagassutslippene [3]. For tidligere miljøavtaler har det primært vært rike land som har forpliktet seg til en slik avtale. I motsetning til tidligere avtaler vil Parisavtalen gjelde for alle land der store deler av ansvaret vil være på land med sterk økonomi. Hver av landene vil lage en nasjonalplan for hvordan de skal kutte klimagassutslippene, og hvor mye. Norge har forpliktet seg til Parisavtalen og har som mål å redusere klimagassene med 50 til 30 % innen 2030 [4].

Bygg og anleggsbransjen spiller en stor rolle for samfunnet, der infrastruktur som jernbane, vei, vann og bolig er en nødvendighet for dagens samfunn. Likevel står bygg- og anleggsbransjen for tilnærmet 40% av klimagassutslippene, der betong er en av de største bidragene til utslippene [5]. Største andelen av CO<sub>2</sub> utslippet av betong vil komme fra produksjonen av sement [6]. Plattendekke er et permanent forskalingselement bestående av betong og armering. Elementet vil vanligvis bestå av stålarmering, men ved benyttelse av fiberarmeringstenger vil det være muligheter for å redusere tykkelsen til elementet basert på egenskapene til fiberarmeringen. Gode korrosjonsegenskaper vil kunne redusere overdekket til betongen og skape slankere konstruksjoner som benytter mindre betong.

I 2015 etablerte FN Bærekraftsmålene, der det er lagt fram en felles arbeidsplan for å bekjempe ulikheter og utrydde fattigdom innen 2030 [7]. For å sette oppgaven i kontekst med dagens samfunnsutfordringer vil det bli rettet søkelys på hvordan plattendekke med FRP-stenger kan være med å nå bærekrafts målene. Det har blitt valgt ut noen få bærekraftsmål som vil gi direkte bidrag for oppnåelse av delmålene ved bruk av forskalingselementet som sett i Figur 2.1.



Figur 2.1 Relevante FNs Bærekraftsmål for plattendekke med FRP-armering [7]

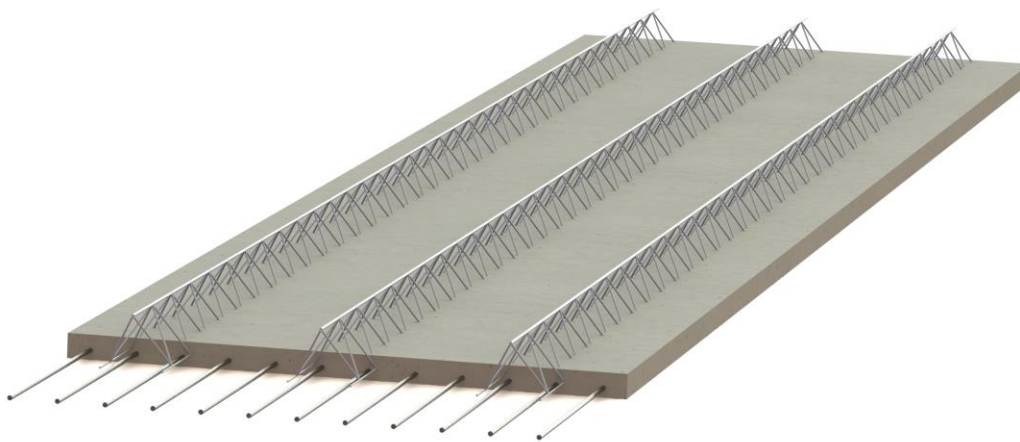
Bærekraftsmål nr. 9, vil gå ut på bygge solid infrastruktur og fremme inkluderende og bærekraftig industrialisering og innovasjon [7]. Implementering av plattendekke med fiberarmering vil fremme innovasjon av nye materialer som kan gi betongkonstruksjoner lengere levetid.

Bærekraftsmål nr.11 går ut på å danne byer og lokalsamfunn inkluderende, trygge, robuste og bærekraftige [7]. FRP er kjent for sin styrke og kan være med å danne solide konstruksjoner. Til sist er Bærekraftsmål nr. 12 inkludert som går ut på sikre bærekraftig forbruks- og produksjonsmønstre [7]. Prefabrikkerte elementer med fiberarmering kan være en ressurseffektiv produksjons metode som kan redusere materialsvinn.

### 3 Kunnskapsbakgrunn

#### 3.1 Plattendekke

Plattendekke er et halvfabrikkert betongelement der deler av betongkonstruksjonen er produsert i en produksjonshall og full utstøpning skjer på byggeplass, og blir gjerne også kalt et forskallingselement [8]. Plattendekker er et alternativ til plaststøpte dekker, hvor den prefabrikkerte delen fungerer som forskallingselement på byggeplassen. Det vil derfor spares tid ved at man unngår å konstruere full forskalling og binde armering i byggeprosessen. Plattendekke vil hovedsakelig bestå av fire hovedelementer; betong, langsgående armering, tverrarmring og gitterdrager. Den langsgående armeringen ligger i underkant sammen med den prefabrikkerte delen, og kan både være langsgående slakk- eller spennarmering basert på hvor langt spenn på dekket man ønsker. Gitterdrager er også en essensiell del av plattendekke hvor fagverksformen vil gi en stabilitet til det tynne prefabrikkerte dekket. Gitterdrager vil ha undergurt som ligger innstøpt i forstøpet og overgurt som er eksponert på oversiden, hvor staver mellom former et fagverk. Dette vil også gi forankringspunkter for løfting av dekket. Gitterdrager vil også ta skjærkrefter som oppstår og gi bedre forbindelse mellom forstøp og påstøp. Et eksempel på et plattendekke er illustrert i Figur 3.1, før det er lagt påstøp.



*Figur 3.1 Eksempel plattendekke før påstøp som er dimensjonert i denne oppgaven (egenprodusert).*

Et plattendekke har vanligvis en standard størrelse på 2480mm i bredden og opp til 12 meter lengde med spennarmering [9]. Siden dekke er halvfabrikkert element så er det mulig å støpe inn enheter for tekniske fag. Dette kan være for eksempel elektriske bokser, sprinkler, spotbokser eller ventilasjon [9]. Det er også mulig å produsere dekkene ferdig med utsparinger, og man dermed forenkler byggeprosessen på selve byggeplassen [8].

Ved å ha et halvfabrikkert dekke med tynt betongstøp fra fabrikk, vil det gjøre dekket vesentlig lettere å håndtere og å stable på lastebil frem til byggeplass, der det er mulig å stable opp til 11 elementer på lasteplanet [10]. Elementene plasseres på sine respektive plasser på byggeplassen ved bruk av kranbil.

### 3.1.1 Produksjon av plattendekke

Produksjon av plattendekke starter i en produksjonshall, hvor lengdearmering, tverrarmring og gitterdrager bindes og plasseres i en glatt stålforn på et vibrasjonsbord [10]. Betong støpes deretter i stålfornen, hvor vibrasjonsbordet vil minske porer i betong og gi en glatt underside [10]. For forstøpet er tykkelsen vanligvis mellom 50mm og 80mm, avhengig av nødvendig overdekning for armering. Vanlig herdetid for betong før dekket kan fraktes ut til byggeplass er 7 dager. Siden det tynne elementet fortsatt består av relativt bløt betong er det viktig at dekket har full understøtte i henhold til stimplingsplan når påstøpet skal støpes. Understøtten må være til stede til påstøpet har herdet tilstrekkelig til å kunne ta opp de dimensjonerte kreftene [10]. Det vil også bli støpt og bearbeidet en røff overflate på oversiden av forstøpet slik at det blir god heft mellom de to forskjellige støpene.

## 3.2 Armeringsstenger av fiberarmert polymer

Utvikling av FRP-armering for bruk i betongkonstruksjoner har pågått så lenge fibermaterialet startet sin utvikling for luft- og romfartsindustrien [11]. Økt kunnskap, høyere etterspørsel og bedre produksjonsmetoder har gitt muligheter for å ta i bruk fibermaterialer i flere områder, og i 1960 startet virkelig utviklingen for komposittmaterialer i betong [11]. Japan var først ute med å lage retningslinjer for design FRP-armert betong i 1996 [12]. Siden starten av 90-tallet har det blitt utført flere tester av bruken av FRP-armering i betongkonstruksjoner. Eksempel på dette er EUROCRETE-prosjekt i Storbritannia, hvor en fullstendig FRP-armert bro ble konstruert i 1996 [12].

De siste årene har det vært økt interesse for bruk av FRP-armering på grunn av dens høye strekkfasthet og gode egenskaper mot korrosjon [11]. Spesielt ettertraktet har vært bruksområdet hvor det er store miljøpåvirkninger som vanligvis svekker stål, men også situasjoner hvor stål kan påvirke magnetiske felt som ved magnetbane eller annet magnetisk utstyr. Annet bruksområde kan også være hvor man har utstyr som er sensitivt for elektromagnetisk forstyrrelser, som for eksempel sendestasjoner for telekommunikasjon og forsvarsindustrien, samt sykehusrom hvor MRI-maskiner brukes [12].

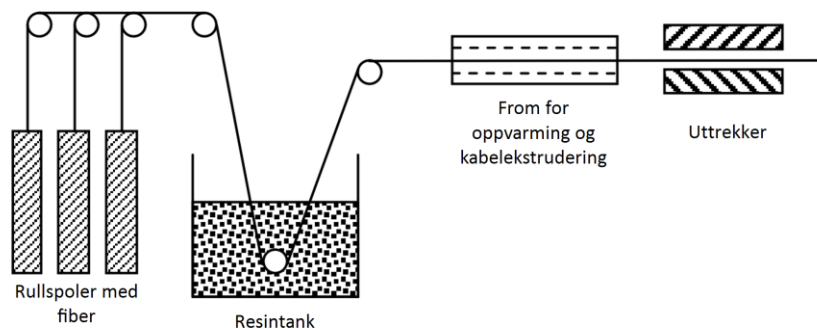
### 3.2.1 Produksjon

Fiberarmering blir produsert gjennom pultusjonsprosess, hvor ruller med kontinuerlige tråder av fiber blir ekstrudert for en sammenhengende kabel. Selve fiberne blir produsert gjennom en pyrolyseprosess bestående av polymer, glass eller basaltmineraler og ekstrudert og strekt til flere tynne tråder rundt 10-20  $\mu\text{m}$  i diameter [13].

Fiberarmering kan bestå av flere forskjellige materialer hvor de mest konvensjonelle materialene er karbonfiber, basaltfiber og glassfiber som blir sett på i denne oppgaven. Videre blir disse tynne trådene kontinuerlig dratt gjennom et bad bestående av matriksmateriale for å impregnere og bløtlegge dem med matriks. Etter impregneringer føres fiberne inn i en oppvarmet form laget av metal for å herde. Oppvarmingssteget er viktig prosess for polemiseringsen av matriksmaterialet [14]. Denne prosessen gir muligheter til masseproduksjon av stenger med jevnt tverrsnitt og gode mekaniske egenskaper og lite avvik i kvalitet. Etter pultrusjonsprosessen får fiberarmeringen en



parallell struktur i langsgående retning som gir god strekkfasthet. Figur 3.2 viser en forenklet versjon av hvordan produksjonsprosessen gjennomføres fra enkeltfiber på ruller til ferdig produkt [15].



Figur 3.2 Pultrusjonsprosessen, SIMTReC Education Module 3 [16].

For karbonfiber blir polymermateriale som for eksempel polykrylnitril eller polyvinylklorid brukt. For basaltfiber blir mineralsammensetningen plagioklas, pyroksen eller olivin brukt. For glassfiber blir silisiumdioksid bruk [17] [15].

### 3.2.2 Matriks / Polymerresin

Matriksmateriale spiller en viktig rolle, og tilfører flere egenskaper for å gi et godt komposittmateriale, som for eksempel:

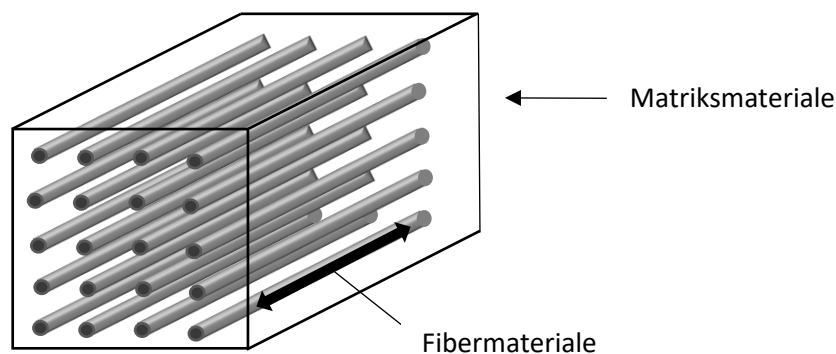
- Binde fibrene sammen
- Beskytte fibrene mot miljøpåkjenning som kan bryte ned fibrene og samtidig beskytte mot slitasje.
- Fordele fibrene jevnt i tverrsnittet for best utnyttelse.
- Fordele lasten mellom de enkelte fibrene.
- Definerer profilen på tverrsnittet.

For at fiberarmeringen skal kunne oppnå de gunstige egenskapene er det viktig med godt bindemiddel for selve fiberne. Derfor brukes det polymerresin som matriks. Polymerresin kan i hovedsak deles inn i to typer; herdeplastresin og termoplastresin.

Polymerresintypene har forskjellig molekylstruktur som igjen gir de forskjellige mekaniske og termomekaniske egenskapene [17]. Termoplastresin har en molekylstruktur som har Van der Waals binding. Molekylene former derfor et forgrenet eller lineært bånd som lettere vil påvirke molekylene bevegelse. Disse båndsammensetningene gir derfor termoplastresin den egenskapen at tilført varme ikke ødelegger molekylene og det er mulig å forme/smelte materialet på nytt [18].

Herdeplastresin har molekylstruktur der de er bundet sammen av kjemiske tverrbindinger. Disse tverrbindingene forhindrer bevegelse mellom molekylene som gjør at herdeplastresin etter herdingen ikke er smeltbar og har ingen mulighet for å formes på nytt for å gjenbrukes [17]. Dette gjør at herdeplastresin tåler høyere temperatur og har bedre mekaniske ytelser sammenlignet med termoplastresin, og derfor er det mest brukte materialet for fiberarmering [18].

På grunn av fiberarmeringens ortotropiske egenskaper, så er det matriksen som tilfører de mekaniske egenskapene vinkelrett på fiberaksen. Matriks har vanligvis en tetthet som er lavere enn fiberarmering, og er mellom  $1250$  og  $1370 \text{ kg/m}^2$ . Den har også lavere strekkfasthet og elastisitetsmodul sammenlignet med fiberarmering som fører til svakheter ved skjærspenninger og et mer fleksibelt materiale som gir større nedbøyninger [18]. Det er derfor viktig å ta hensyn til egenskapene slik at materialet brukes i hovedsakelig strekkraft og forhindre unødvendige trykk og skjærbelastninger som for eksempel ved bruk av forankring ved oppspenning. Figur 3.3 viser en forenklet figur hvordan fibermaterialene ligger parallelt med matriks rundt som danner komposittmaterialet.



Figur 3.3 Egenprodusert forenklet figur som viser parallelle fibere i matriksmateriale.

### 3.2.3 Strekkfasthet

Ved strekk i FRP-armering så vil ikke armeringen oppleve noe flyting før brudd oppstår, sånn som det vil ved stålarmring. FRP-armering som kun inneholder én type fibermateriale kan derfor regnes som et materiale som har en lineær elastisk kurve i spenning og tøyingsdiagrammet opp til brudd. Faktorer som påvirker strekkfasthet i FRP-armering vil være mengdeforholdet mellom fiber og matriksmateriale [15]. Volumet med fiber påvirker derfor stivheten og styrken ved samme størrelse.

Produksjonsprosessen påvirker også strekkfastheten ved å styre pyrolysen og pultrusjonsprosessen, tid for herding av matriks og hva slags metoder som brukes for kvalitetskontroll. I motsetning til stålarmring så påvirker diameter på armering i større grad strekkfastheten til materialet. Dette er på grunn av spenninger virker i overflaten til FRP-armeringen og er avhengig av matriksmateriale for å spre spenningene jevnt fordelt på fibrene. Ved større diameter så vil det være større mengde matriks som vil ta opp indre skjærkrefter i armeringen. Dette fører til lavere strekkfasthet ved større diameter [15]. Sammenligning mellom forskjellige produsenter av BFRP-armering viser opp til 40% reduksjon i strekkfasthet når diameter økes fra 9,5 mm til 22,2 mm [15]. Noen generelle verdier for materialegenskaper for stål og fiberarmring vises i Tabell 3.1.

Tabell 3.1 Generelle materialegenskaper for stålarming og forskjellig FRP-armering [15].

Material	Stål	GFRP	CFRP	AFRP
Nominell flytegrense, MPa	276-517	N/A	N/A	N/A
Strekfasthet, MPa	483-690	483-1600	600-3690	1720-2540
Elastisitetsmodul, GPa	200	35-51	120-580	41-125
Tøyning ved flyting, %	1,4-2,5	N/A	N/A	N/A
Tøyning ved brudd, %	6,0-12	1,2-3.1	0,5-1,7	1,9-4,4

### 3.2.4 Trykkfasthet og skjærkapasitet

FRP-armering vil ha lavere trykkfasthet sammenlignet med strekkfastheten. Testing og observasjoner gjennomført viser at trykkfastheten til GFRP- og CFRP-armering er rundt 55% og 78% av strekkfastheten [15]. FRP-armering som får påført trykkspenninger vil kunne ha forskjellige bruddforløp som mikroknekking i fibre, skjærbrudd i matriksmaterialet eller strekkbrudd i tverrgående retning [15].

For FRP-armering er spenninger som oppstår i skjærretning en svakhet. Dette er på grunn av fibrenes orientering som ligger parallelt som laminering med matriksmaterialet som tar opp skjærkreftene. Siden matriksmaterialet er svakere enn fiberarmeringen og det vanligvis ikke er noen fibre på tvers av lengderetning, så svekker dette skjærmotstanden i armeringen [15]. Dette kan gi større utfordringer ved oppspenning av fiberarmering hvor oppspenningsklokker klemmer kabel på overflate og gir spenningsforskjeller ved utsiden og innsiden av kabel. Det er derfor nødvendig å ta hensyn til fordeling av kraft tilstrekkelig nok slik at skjærkreftene i kabel er mindre enn kapasiteten til matriksmaterialet. Samme gjelder også diameter, hvor større tverrsnittareal i armering vil føre til større indre skjærkrefter i FRP-armering når den er utsatt for strekkspenninger [15].

### 3.2.5 Krypbrudd

Krypbrudd i FRP-armering skjer når armeringen har hatt konstant last over lengere tidsperiode som fører til plutselig brudd [15]. Tiden før krypbrudd inntreffer vil kortes ned når spenningene i kabelen nærmer seg den maksimale strekkfastheten i kabelen. Andre faktorer som også påvirker tid før krypbrudd er situasjoner hvor det er høyere temperatur, ultrafiolett stråling, høyt alkalisk klima, sykluser mellom vått og tørt eller sykluser mellom frysepunkt [15]. Krypbruddstest gjennomført av Tokyo Rope testet forspent CFRP-armering i innendørs klima med konstant last på 65% av strekkfastheten over en tidsperiode på 1000 timer [15]. Testen konkluderte med at verdiene, ekstrapolert til 100 års bruk, resulterte i at styrken for strekkbrudd var 85% av den originale kapasiteten til armeringen.

Resultater fra eksperimentering på krypbrudd i CFRP- og GFRP-armering viser at relasjonen mellom krypbrudd og logaritmisk tid opp til 100 år er lineær. Forholdet mellom spenning ved krypbrudd og

opprinnelig strekkfasthet for GFRP- og CFRP-armering etter mer enn 50 år er lineært ekstrapolert til å være 0,29 og 0,93 [15].

### 3.2.6 Holdbarhet

En viktig egenskap for fiberarmering er dens egenskaper og motstandsdyktighet for korrosjon. Vanlig stålarmering har ingen mulighet for å være eksponert for elementene uten at korrosjon begynner å svekke stålets mekaniske evner over tid [15]. Stålet må derfor plasseres i betong som er svært basisk, for å danne oksidfilm på ståloverflaten som beskytter mot korrosjon [15]. Over tid kan gjennomtrengning i betong og riss skape ugunstige forhold for armering og kan derfor begynne å ruste før planlagt livstid er endt. FRP-armering er derfor et godt alternativ til stål hvor bruksområdet har et mindre tilgivende miljø [15]. Selv om FRP-armering ikke er utsatt for rust så er det fortsatt utsatt for nedbrytning av aggressivt miljøforhold. Dette kan være miljø hvor armeringen er eksponert for økt temperatur, alkalisk-, syrlig- eller saltvannsløsning, ultrafiolett stråling eller fukt [15].

GFRP har vist seg å bli påvirket av eksterne faktorer i større grad sammenlignet mot CFRP og BFRP [15]. Fukt/vann med høye pH-verdier påvirker GFRP i større grad og svekker strekkfastheten og stivheten vesentlig, spesielt ved høyere temperaturer over tid [15].

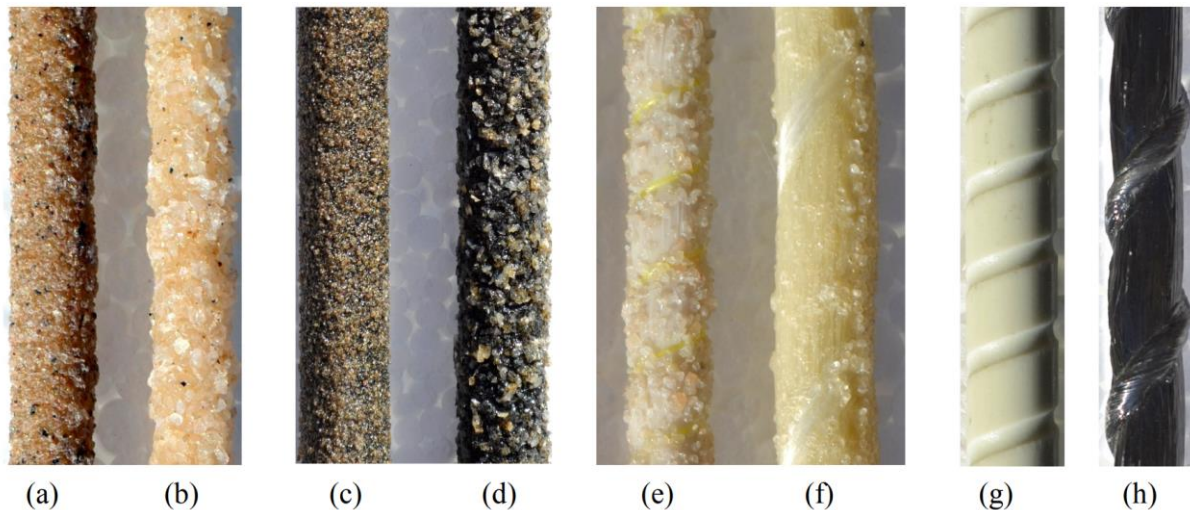
Matriksmaterialet vinylester har de beste egenskapene mot fuktinntrengning sammenlignet mot de øvrige andre matriksmaterialene [15]. Fukt skader ikke karbonfibrene i CFRP-armeringen, men påvirker matriksmaterialet ved inntrengning og kan dermed svekke skjærkapasiteten og i mindre grad strekkfastheten. For glassfibrene i GFRP-armering er det større risiko med fukt som kan påvirke tid for krepbrudd på grunn av mikrosprekker som dannes ved stresskorrosjon i glassoverflaten [12].

### 3.2.7 Heft mellom FRP-armering og betong

Fiberarmering sin heft til betong avhenger av produksjonsprosessen, utforming og de mekaniske egenskapene til armeringen. Det er tre måter å gjennomføre heft mellom fiberarmering og betong for å overføre krefter [15];

- Kjemisk heft som er vedheftsmotstand mellom flaten til fiberarmering og betong.
- Friksjonsmotstand mellom flater for å forhindre utglidning.
- Mekanisk låsing i armering med irregulær overflate.

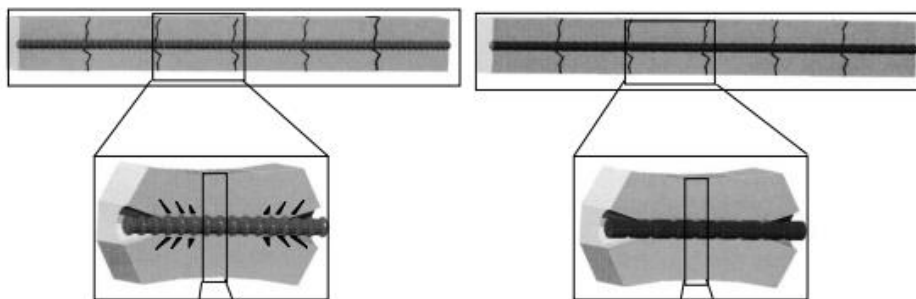
Siden produksjon av fiberarmering ikke er standardisert, så produseres disse med flere forskjellige metoder for å lage ujevnheter i overflaten for å øke heft. Det kan derfor være varierende resultater fra produsent til produsent hvor god heften er. For å øke mekanisk låsing så brukes metoder som tvinning av fiber rundt armering for å lage riller som tilsvarer kamstål. Fiberarmering blir også ofte produsert med et lag sand som er herdet i matriksoverflaten. Noen stenger brukes også helt glatte, uten noe form for overflatebehandling. Figur 3.4 viser forskjellig behandling av overflate til FRP-armering, hvor det er sand, tvinning og riller.



Figur 3.4 Variasjon i overflate, (a) GFRP fin sand, (b) GFRP grov sand, (c) BFRP fin sand, (d) BFRP grov sand, (e) GFRP sand og tvinnet fiber, (f) GFRP sand og tvinnet fiber versjon to, (g) GFRP riller innover, (h) GFRP tvinnet riller [19].

Interaksjonen mellom betong og FRP-armering oppfører seg annerledes sammenlignet med stål. Stål er avhengig av betongens trykkfasthet på grunn av stålets heft hovedsakelig kommer fra den mekaniske låsingen fra kammene til betongen. Når strekkraftene i betongen er høyere enn kapasiteten på grunn av uttrekk av kamstål så vil den mekaniske heften utvikle riss fra kammene ut mot overflaten, som vist i Figur 3.5. Det vil i tillegg være sekundære riss som oppstår langs armeringen i lengderetning. Dette fører til knusing av betong i nærheten av kammene som fører til tap av heft [12].

For heft med FRP-armering så vil interaksjonen mellom betongen og armeringen være mer friksjon basert. Dette er på grunn av fiberarmeringens lavere elastisitetsmodul og ofte mindre riller/kammer sammenlignet med stål. Strekkraftene overføres fra betongen og gjennom matriksen til fiberne, som kan føre til skjærbrudd i selve matriksmaterialet. På grunn av denne bruddformen så vil vedheftningen mellom FRP-armering og betong brytes ned og deformasjonen på overflaten fører til kontaktflatene danner vinkling av krefter fra overflate og ut i betongen [15]. Dette fører til at brudd vil skje både i betongen og i overflaten på fiberarmeringen. Figur 3.5 viser forskjellen mellom armering med kamstål, hvor kammene utvikler riss ut fra stålet mot FRP-armering som har brudd i overflate.



Figur 3.5 heftmodell for stålarmering til venstre og FRP-armering til høyre [12].

En studie gjennomført ved Universitetet i New South Wales i 2013 [20], sammenligner bjelker støpt med forskjellig FRP-armering som CFRP, GFRP med glatt flate og BFRP som har forskjellig

overflatebehandling for å se hvordan armeringen oppfører seg med tanke på heft i betong. Testen ønsket å ta for seg en bjelkesituasjon istedenfor vanlig uttrekkstest. Dette er på grunn av at en enkel uttrekkstest ikke får testet heft i situasjoner hvor riss oppstår ved nedbøyning samt hvordan effekten av tynnere overdekning vil kunne ha på splitting av betong.

Testene ble gjennomført ved å lage en bjelke som er overarmert for å få bruddform ved knusing i betongen [20]. Dette er på grunn av FRP-armering sin lineære spenning/tøynings-kurve og ikke flyter, som igjen fører til brudd enten skjer ved betongknusing eller sprøtt brudd i kabel. Betongen er derfor den duktile delen i konstruksjonen hvor det er ønskelig med brudd først. For å oppnå dette er bjelkene konstruert med tre FRP-stenger i strekkområdet i lengderetning samt 8 mm diameter skjærarmering med 50 mm senteravstand for å forhindre skjærbrudd i testing [20]. Testingen blir deretter utført ved å påføre en kraft fordelt på to punktlaster 300 mm fra hverandre på oversiden av bjelken, hvor totale lengden på bjelken er 900 mm [20].

Studie gjennomført av Balázs et al., 2018 sammenlignet heftoppførsel mellom FRP-armering med forskjellig overflatebehandling og stål [19]. Testen ble gjennomført med uttrekkstest hvor målet er å sammenligne heftstyrken til de varierende overflatebehandlingene som finnes for FRP-armering. ACI 440.1R konstaterer at overflatetype for FRP-armering spiller en viktig rolle for heft til betong [11]. CSA S806-12 konstaterer også at overflatetype er viktig og har implementert faktorer for beregning hvor faktorene er 1.0 for ru, sand eller vevd overflate, 1.05 for armering med helisk tvinnet fiber som gir riller og 1.8 for armering med overflate som danner riller inn i materialet [21].

ReforceTech AS har i samarbeid med Det Norske Veritas gjennomført uttrekkstest samt test av bjelke og dekke for sitt produkt som er BFRP-armering [22]. Testene ble gjennomført med 10 mm BFRP-armering for å se virkning av heft i betong. Testene ble gjennomført etter spesifikasjon fra ACI 440.3R-04 B.3 hvor målet er å sammenligne heftstyrken mellom BFRP-armering med tvinnet overflate opp mot BFRP-armering med sand herdet inn i overflaten. Testen sammenligner også heftstyrken mellom BFRP-armering og vanlig armering med kamstål på 10 mm [22]. Uttrekkstesten måles ved å sammenligne skjærstress som oppstår ved å øke uttrykkskraften i kabelen mot hvor mye kabel trekkes ut i millimeter. 15 tester totalt gjennomføres hvor det er 5 tester per konfigurasjon. BFRP-armeringen på 1200 mm har 200 mm heft i en betongkube på 200x180x180 mm [22].

### 3.2.8 Egenskaper til FRP-armering ved brann

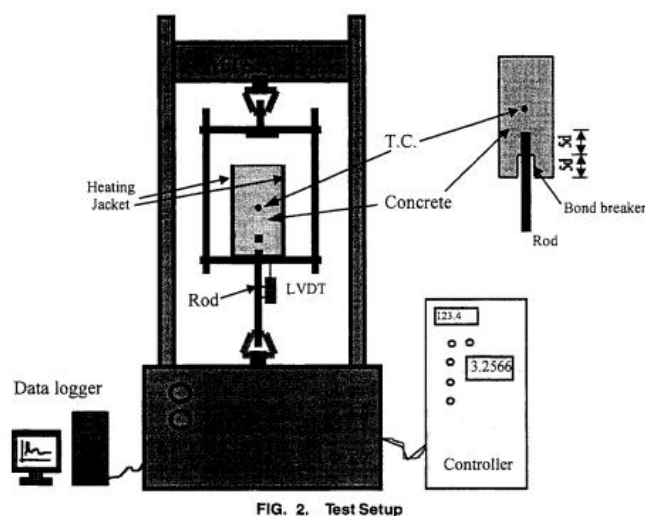
Bygningskonstruksjoner må tilfredsstillende kravene som er satt av plan og bygningsloven, dette vil også gjelde for materialer og hvordan de oppfører seg når den er utsatt for brann. Brannkravene i TEK 17 baserer på seg hvor lenge en konstruksjon kan motstå brannforløpet før det skjer strukturell kollaps [23]. Brennbarheten av FRP-armeringen vil ikke være relevant, men heller egenskapene for heft og bæreevne under påført last i et miljø med høye temperaturer vil bli mer undersøkt [11].

Siden FRP-armering er en del av betongen, vil det nødvendigvis ikke oppstå brann i armeringen. Dette vil være på grunn av mangel på oksygen inne i betongen [11]. Likevel kan varmen føre til at polymeren smelter hvis den er utsatt for et brannforløp. Temperaturpunktet der polymerresin vil smelte betegnes som *glassomvandlingstemperatur* ( $T_g$ ) det er temperaturen der polymeren går fra fast og sterkt materiale til en svak og mer duktil form. [24]. Elastisitetsmodulen til polymeren vil bli

sterkt redusert, på grunn av store molekulære endringer i karbonstrukturen [11].  $T_g$  verdien til polymeren vil avhenge av type resin, men vil normalt ligge rundt 65 til 120 °C [11].

Det er utført flere forskninger som også har sett på effekten av FRP-armeringer i betongkonstruksjoner når den er utsatt for høye temperaturer. Katz et al. «1999» [25] utførte en studie der de undersøkte armeringen for heft under varmebelastning ved å utføre uttrekkstest av armeringen. Det er testet fire forskjellige FRP-armeringer og er sammenlignet opp mot stål stålarmert. Diameteren for stålarmert vil være på 12 mm og 12,7 mm for FRP-armeringen. Det som skiller mellom armeringene, er hvordan de er overflatebehandlet for heft. Dette gjøres for å se om ruheten til overflaten vil påvirke utslippstesten når den er påført varme.

For testoppsettet av armeringen er det benyttet betongsylinder av 150 mm i diameter og 300 mm lengde [25]. Der 60 mm av armeringen vil være inne i testbetongen. For måling av temperatur ble det benyttet termoelement i senter av forskalingen. Det ble installert «heftbryter» for å verifisere når armeringen mister heften. For oppvarming av betongsylinderen ble det brukt et pledd med varmelementer, der pleddet ble dekket over betongsylinderen før uttrekkstesten ble gjennomført. Det var satt opp slik at temperaturen økte med 5 °C/min, som representerer temperaturøkning under et brannforløp. Figur 3.6 viser uttrekkstesten av fiberarmert utsatt for varme. FRP-armeringene ble behandlet med forskjellige overflatebehandlinger for å øke heften av armeringene.



Figur 3.6 Testoppsett for uttrekkstest med varmelementer på betongen [25].

I en studie hentet fra ACI 440.1R-06, av Okamoto et al. «1993» [26] har de undersøkt momentkapasiteten av bjelker med FRP-armering, med oppspente AFRP stenger, og normalarmerte AFRP og CFRP stenger. Der bjelkene med FRP-armering var utsatt for høye temperaturer under påført last. Det ble erfart at det oppstod brudd i bjelken når armeringen bestående av aramid nådde temperaturer rundt 200 °C og 300 °C for CFRP [26].

Strukturell kollaps kan oppstå hvis forankringen til armeringen mister heft på grunn av mykere polymer i armeringen [11]. Dette skjer når temperaturen stiger over kapasiteten til polymeren, og når grensetemperaturen til fibre [11]. kapasiteten til fibre for testen er beskrevet i Tabell 3.2.

Det er hovedsakelig fire armeringstyper som er kommersielt produsert og tilgjengelig på markedet. karbon, glass, aramid og basalt. Alle disse materialene er karakteristisk forskjellig når det kommer til termomekaniske egenskaper. Av disse fibermaterialene vil basalt være den som skiller seg mest ut. Ifølge Protchenko et.al [27] vil basaltfibre ha bedre tøyingsbrudd og produsere mindre giftige gasser sammenlignet med de andre fibre [27]. i tillegg kan strekkfastheten bli redusert med bare 30 % av det karbonfiberarmeringen ville gjort. I en forskning utført av Sim et al. [28] Park og Moon der fibre er utsatt for varme opptil 600 °C, ble det registret at basaltfibre kun mistet 7 % av strekkfastheten, der karbonfiber opplevde en reduksjon på 40 % [28].

I en kompositt materiale vil fibre ha bedre termiske egenskaper enn det for resin, fibre vil likevel fortsatt inneha bæreegenskapene som skal til for å delvis ta opp lastene langs fibre, men strekkfastheten til hele komposittmaterialet blir redusert siden lastoverføringen fra fibre til betongen i tillegg blir redusert på grunn av lav heft mellom betong og resin. Ut fra test resultatene til Ashrafi et al «2017» [29]. Vil temperaturer på 250 °C som er betydelig høyere enn  $T_g$  redusere strekkapasiteten til GFRP og CFRP opptil 50-70% av referanse strekkapasiteten oppgitt i ACI 440.1R-06 [11].

Tabell 3.2 Temperaturkapasitet for forskjellige fiberarmering [11].

Material	Glassfiber	Karbonfiber	Aramidfiber
Temperatur	880 °C	1600°C	180°C

### 3.2.9 Karbonfiberarmering (CFRP-armering)

Karbonfibre lages ved å gjennomføre en pyrolyseprosess av enten polykrylnitril eller polyvinylklorid. Prosessen stabiliserer fibre ved å oksidere det på 200-300 °C, for deretter å karbonisere fibre mellom 2500-3000 °C i oksygenfritt miljø. Prosessen danner karbonkrystaller med tette bindinger [15]. Karbonfiber er kontinuerlige og tilgjengelig på ruller hvor trådene er i parallelle bunter og kan inneholde mellom 1000 og 160 000 enkelttråder. Karbonfiber har veldig høy styrke i forhold til vekt og har utmerkede egenskaper for strekkfasthet med vanlige verdier mellom 600-3690 MPa [15]. CFRP-armering oppfører seg elastisk helt til brudd, hvor bruddet vil være sprøtt og plutselig. Den er også veldig motstandsdyktig for aggressivt miljø og blir mer brukt i konstruksjoner som bygges i utsatte situasjoner [12].

CFRP-armering kan brukes som både slakkarmering og spennarmering [12]. På grunn av den høye strekkfastheten så er forspenningsmulighetene større sammenlignet med andre fiberarmeringer. I dag brukes CFRP-armering mest til rehabilitering av bygg, hvor lamener eller stenger limes på utsiden av bærende elementer i konstruksjonen [12].



### 3.2.10 Basaltarmering (BFRP-armering)

Basalt sammen med flere andre FRP-kompositter har blitt en konkurrent mot stål når det kommer til armering i betong [30]. Med sine mekaniske egenskaper som høy strekkapasitet, miljøvennlig produksjonsmetode og evnen til å motstå høye temperaturer gjør det til en mulig god erstatter for stål [30]. BFRP-armering vil ha en strekkfasthet på mellom 1000-1300 MPa. Til sammenligning vil stål ha en strekkfasthet på 500 MPa, likevel vil basalt kun ha 70 GPa i E-modul, der stål vil ha 200 GPa [11]. Lav elastisitetsmodul vil føre meg seg utfordringer for å tilfredsstille kravene for nedbøyning og rissvidde [11] Disse verdiene er gjennomsnittlige verdier, og vil nødvendigvis ikke representere reelle produkter på markedet. Eksempel av basaltfiber er illustrert Figur 3.7



*Figur 3.7 Eksempel av Basaltfiberarmeringsjern [46]*

### 3.2.11 Glassfiberarmering (GFRP-armering)

Halvparten av materialsammensetningen til GFRP-armering vil bestå av kvartssand, som er hovedkomponenten til all materialer av glass. Etter sammensetningen av materialene blir de fraktet videre til smelteovn for smelting, der temperaturen kan komme opp til 1400 °C [31]. Smelteovnen er delt i tre seksjoner, første del tar imot materialblandingen og er i denne delen smeltingen foregår. Den høye temperaturen sørger for at ingrediensene løses opp der prosessen danner smeltet glass. Smeltet glasset blir fraktet vider inn i raffineringsprosess der temperaturen blir redusert til 1370 °C [31].

Forming av GFRP-armering involverer en kombinasjon av ekstrudering og attenuator. Attenuator er en mekanisk prosess som strekker den ekstruderte smeltet glasset og gjør den om til en trådformet struktur [31]. En høyhastighet ruller fanger opp de smeltende glasstrådene, hastigheten gjør at det

påføres spenning på filamentene. Det siste steget av produksjonen vil det påføres kjemiske midler og heftmidler for beskyttelse av filamentene, før det videre sendes til pultrusjonsprosessen [31].

Materialeegenskapene til glassfiber vil variere ut ifra flere variabler som glasstype, antall lag av filamenter i rulleprosessen, diameter og matriks [32]. I gjennomsnitt vil strekkfastheten til GFRP-armering være rundt 700- 600 MPa, der elastisitetsmodulen til en gjennomsnittlig armering vil være rundt 67-46 GPa [32]. Figur 3.8 illustrerer GFRP-armering av forskjellige størrelser.



*Figur 3.8 Eksempel av glassfiberarmeringsstenger [47]*

### 3.3 Standarder og retningslinjer

Dimensjonering og prosjektering av FRP-armering i betong er fortsatt fremmed for de fleste ingeniører i dag. Derfor er standardisering betydningsfull for utviklingen av komposittmaterialet. Per dags dato er det ikke noen standarder som er godkjent av CEN (Den europeiske standardiseringsorganisasjonen) for FRP-armeringer av stenger i betong.

#### 3.3.1 SIMTReC Design Manual

Structrual innovation and monitoring Technologies Resource Centre (SIMTReC), tidligere kjent som ISIS(Intelligent Sensing for Innovative Structures) Canada Research network er et forskningsnettverk etablert i Canada bestående av 14 universiteter og 185 forskere [33]. De har som mål å øke anvendelsen av FRP komponenter innenfor bygg- og anleggsindustrien, samt fremme kunnskap ved bruk av denne teknologien [33]. For å lykkes med det, har SIMTReC etablert standarder og retningslinjer for hvordan implementering av FRP i skal bli suksessfullt og bredt brukt blant i ingeniører. De primære objektivene til SIMTReC er

- Gi studenter en generell vitenskap om FRP og de potensielle applikasjonene i bygg og anleggsindustrien.
- Introdusere generell filosofi og prosedyrer for prosjektering med FRP-armering
- Tilrettelegge bruk av FRP-armerte konstruksjoner i bygg- og anleggsindustrien

For de slakkarmerte plattendekkene ble det benyttet retningslinjer og anbefalinger som var etablert av SIMTReC for beregning og prosjektering.

### 3.3.2 CSA S806-12

*Canadian Standards association (CSA)* har utviklet standarder gjennom en prosess som er konsensus godkjent av *Standards council of Canada (SCC)*. Organisasjonen SCC har som oppgave å fremme standardisering i Canada [21]. De er ansvarlig for akkreditering av organisasjoner for å verifisere at organisasjonene har kompetansen som skal til for å utføre de spesifikke funksjonene. SSCes akkrediteringsprogram er basert på de internasjonale anerkjente retningslinjene og standarder. *S806-12 Design and construction of building structures with fibre-reinforced polymers* er en standard som inneholder retningslinjer for byggkonstruksjoner som er komponert for fibre av karbon, glass og aramid [21]. Standarden dekker kunnskap om generelle prosjekteringskrav, brudd- og bruksgrensetilstandene, og egenskapene til FRP komponentene. Standarden tar hovedsakelig seg for prosjektering av FRP komponenter i betong og spennarmering av betongkonstruksjoner. Store deler av innholdet er basert på prinsippene allerede etablert av *National Building code of Canada* [21].

### 3.3.3 ACI 440.4R-04

ACI, American Concrete Institute, er en ledende global organisasjon for utvikling, formidling og adopsjon av sine konsensusbaserte standarder, tekniske ressurser, samt opplæring, trening og sertifiseringsprogrammer [34]. Organisasjonen har lansert over 94 «kapitler», hvor hver «kapitel» er en lokal organisasjon som jobber med utvikling av standard eller teknisk resurs. Det er også 244 student «kapitler», og 30 000 medlemmer fordelt på over 120 land. For betongkonstruksjoner i USA er det ACI som står for utviklingen av alle designkoder i alle stater [34].

ACI 440.4R-04 er en standard og retningslinjer for dimensjonering av foroppspente betongkonstruksjoner med fiberarmering, utviklet av ACI komite 440 og ble først lansert i 2004. Siden har standarden blitt iterert og forbedret hvor den siste versjon av standarden som er tilgjengelig ble verifisert og publisert i 2011. Denne standarden ble utviklet for markedet i USA og tar utgangspunkt i ACI 318 som er designkode og metoder utviklet for vanlig foroppspente betongkonstruksjoner med stål som armering [34]. Videre forskning har gitt utgangspunkt til å ta i bruk nye empiriske verdier som er tilpasset fiberarmering sine lineære egenskaper i betong [34].

### 3.3.4 AASHTO og NCHRP forskningsrapport 907

AASHTO, American Association of State Highway and Transportation Officials, er en Amerikansk standardiseringsorgan som utvikler og publiserer standarder i alle stater i USA i tillegg til Puerto Rico [35]. Organisasjonen er rettet mot transportsektoren og utvikler standarder for design og konstruksjon av vei, jernbane, flyplasser, bruer og mer [35]. Målet er å fostre utvikling, operasjon og vedlikehold av transportsystemet i USA. I tillegg til sine standarder så jobber AASHTO med forskningsprosjekter i samarbeid med flere institusjoner og organisasjoner [35].

I år 2018 ble det lansert en nyutviklet «guide spesifisering» for dimensjonering av betongbruer og elementer med foroppspent karbonfiberarmering. AASHTOs mål med denne designkoden er å etablere godt grunnlag for dimensjonering av elementer med lengere spenn ved å ta i bruk av karbonfiberarmering. Forskningsrapporten som er tatt som utgangspunkt til denne designkoder ble gjennomført av NCHRP, National Cooperative Highway Research Program, som har tatt i utgangspunkt den tidligere AASHTO guide spesifisering, ACI 440.4R-04(2011) og CSA S806-12(2017). Forskingen har sammenlignet metoder og tatt utgangspunkt i beregningsmetoder som best tilsvarer gjennomførte tester, for deretter å utvikle en egen designkode og retningslinjer for dimensjonering [36].

### 3.4 Teoretisk grunnlag for beregning av plattendekke

#### 3.4.1 Betong

I plattendekke er det vanlig å benytte betong av høytrykkfasthet. Årsaken til det vil være forspenningen av spennbetong vil påføre betongen høyere trykkspenning enn det som ville vært normalt for slakkarmert betong [37]. Fasthetsklasser for spennarmerte og slakkarmerte konstruksjoner vil normalt ligge på B35-B55.

Betongens trykkfasthet betegnes ved hjelp av fasthetsklasser knyttet til karakteristisk (5%) sylindrefasthet eller terningsfasthet. Sylindrefasthet  $f_{ck}$  er trykkfastheten som vil bli brukt for beregning av plattendekke [38]. Det kan også være nødvendig å angi betongens trykkfasthet på et tidspunkt ( $t$ ) for ulike faser, som for eksempel ved forspenning. Formelen for karakteristiske trykkfastheten er uttrykt slik vist i formel ( 3.1 ) [38].

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8MPa \quad (3.1)$$

Betongens trykkfasthet er også avhengig av flere faktorer enn bare tid. Sementtype temperatur og herdeforhold kan være med på å bestemme betongens trykkfasthet. Mer nøyaktig beregning av trykkfasthet kan bestemmes av uttrykket i formel ( 3.2 ) [38].

$$f_{cm(t)} = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (3.2)$$

$f_{cm}(t)$ : Er middelvei av betongtrykkfasthet ved en alder  $t$  døgn

$f_{cm}$ : Middelvei av betongtrykkfastheten etter 28 døgn.

$\beta_{cc}(t)$ : Koeffisient som avhenger av betongens alder  $t$

$t$ : betongens alder i tid

#### 3.4.2 Svinndifferanse

Prefabrikkerte betongdekker vil i utgangspunktet ha to forskjellige støpningstidspunkter. Dette vil resultere med differanse på svinntøyningen mellom dekke og påstøpet [39]. Det er tiltenkt at dekke skal herde i 7 dager før påstøpet kommer på. I løpet av denne tidsperioden er det kun plattendekket som opplever autogent og uttørkningsvinn. Denne tøyningdifferansen vil komme fra når påstøpet blir støpt, så vil den begynne sin egen uttørking- og autogentsvinnperiode. Denne differansen vil

påføre en aksialkraft i påstøpet som vil gi et tvangsmoment fra senteravstand i plattendekke til tyngdepunktet av hele dekket.

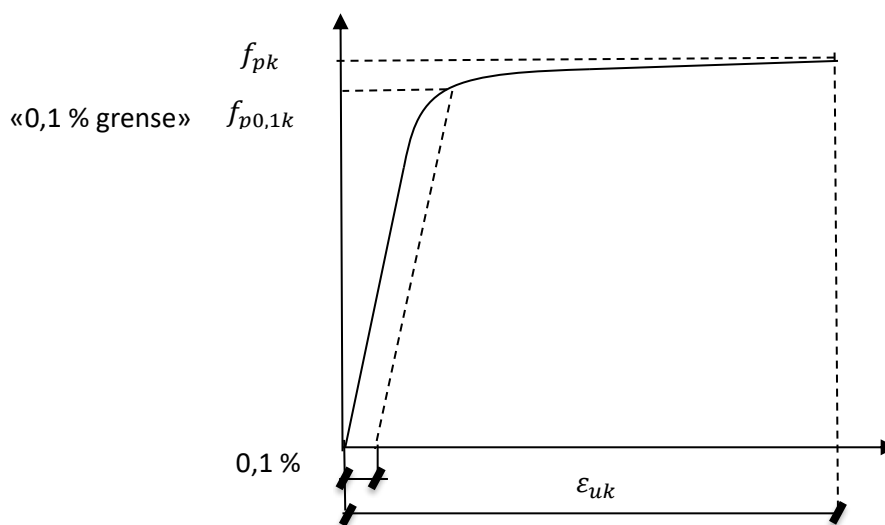
### 3.5 Beregningsgrunnlag for spennarmert stål

#### 3.5.1 Førøppspenning

I utgangspunktet er det to hovedmåter som er mulig å forspenne betongkonstruksjoner på: Førøppspenning og etterøppspenning. Prefabrikkerte elementer som plattendekker benyttes det hovedsakelig førøppspenning som spennmetode.

#### 3.5.2 Spennstål

For fullutnyttelse av betongkonstruksjonen med spennarmering er det nødvendig med å ta i bruk armering med høy strekkfasthet. Over tid vil betongkonstruksjonen ha redusert spennkraft grunnet tap av spennkraft fra kryp og svinn som vil oppstå over tid. Med full oppspenning vil det være mulig å unngå strekkspenninger som kan oppstå på betongen. I Figur 3.9 vises spenning- og tøyningssammenheng for typisk spennstål. Den karakteristiske fastheten for spennstål også kalt «flytegrense» blir kalt «0,1 % grense». Fordi i det punktet vil stålet ha 0,1% inelastisk tøyning på grensen til plastiskdeformasjon.



Figur 3.9 Spennings-tøyningssammenheng (egenprodusert)

$\epsilon_{uk}$ : Tøyning av betongkonstruksjonen ved brudd

$f_{pk}$ : Strekkfasthet

$f_{p0,1k}$ : 0,1% strekkgrensen

### 3.6 Generelle bestemmelser for beregning med slakkarmert FRP-armering

#### 3.6.1 Bruddformer

For prosjektering av FRP-armerte konstruksjoner så gjelder fortsatt de samme reglene for laster og lastkombinasjoner som gjelder for betongkonstruksjoner med stål [16].

Materialmotstand for FRP-armering er en faktor som baserer seg på materialegenskapene, og vil variere på materialkarakteristikken til fiberarmeringen. Der den tar hensyn til effekten under last og forskjellige varigheter av materialet [16].

SIMTReC har definert materialfaktorene slik.

Prefabrikkert betongkonstruksjoner:  $\phi_c = 0.65$

Karbonfiberarmering:  $\phi_{frp} = 0.75$

FRP-armering vil vanligvis ha høyere strekkapasitet enn spesifisert flytegrense for vanlig stålarmering. På grunn av elastisitetsmodulen til FRP-armering, som vanligvis er mindre stål, vil det hovedsakelig resultere med at styrken ikke vil bli fullt unyttet i betongkonstruksjonen. Stålarmede betongkonstruksjoner er generelt prosjektet for største moment- og skjærmotstand, og er kontrollert opp mot nedbøyning og rissvidde.

#### **Bruddformer:**

For FRP-armerte betongkonstruksjoner er det tre potensielle bruddformer som kan oppstå under påført last [16].

**Balansertbrudd** – FRP armeringen og betongen går i brudd samtidig:  $\rho_{frpb} = \rho_{frp}$

**Trykkbrudd** – Det oppstår brudd i betongen før FRP armeringen:  $\rho_{frpb} < \rho_{frp}$

**Strekkbrudd** – Det oppstår brudd i FRP-armeringen før betongen:  $\rho_{frpb} > \rho_{frp}$

Trykkbrudd er bruddformen som er mest ønskelig for betongkonstruksjonen med FRP armeringen [16]. Denne bruddformen vil gi en mer forutsigbar kollaps og bedre visuelle tegn på at konstruksjonen vil gå i brudd. Bruddformen kan sammenlignes med overarmerte betongkonstruksjoner med stål. Der strekkbrudd av FRP-armering vil gi et mer momentanbrudd uten forvarsel [16]. Denne bruddformen skjer når armeringsforholdet er mindre enn et balansert armeringsforhold, og vil ikke være ønskelig å prosjektere etter. Denne situasjonen vil være annerledes enn for en underarmert betongkonstruksjon med stålarmering. Dette er på bakgrunn av at FRP-armeringen ikke vil ha flytspenning. For dette tilfelle vil tøyningen til betongen være mindre enn  $\epsilon_{cu} = 0.035$ .

### 3.6.2 Riss i FRP-armerte konstruksjoner

Riss i betongkonstruksjoner med stålarmering må tas i betraktning for å unngå korrosjon i armeringen. Dette er ikke et krav for FRP-armerte konstruksjoner sett ut ifra gode egenskaper mot korrosjon. Maks rissvidde vil fortsatt bli tatt hensyn til på grunn av estetiske- og samfunnsmessige grunner for å skape tillit til konstruksjonen. Hvis det er nødvendig å regne på rissvidde, vil man ta for seg metoden opprinnelig etablert av Gergely et.al., 1968 [40]. Denne metoden er i utgangspunktet brukt for beregning av rissvidde for stålarmede betongelementer. I SIMTReC er det etablert noen modifikasjoner for å ta i bruk for FRP-armeringer.

### 3.6.3 Beregningsmetode for nedbøyning

Metoden for beregning av effektivt treghetsmoment kan kun tas i bruk i tilfeller der det ikke er foroppspente konstruksjoner som kun er utsatt for nedbøyning uten aksialkraft [16]. Dette gjelder bare når brukslasten er mindre enn *rissmomentet*,  $M_{cr}$  [16]. Kun da kan den umiddelbare nedbøyningen beregnes ved bruk av *transformert treghetsmoment*,  $I_t$ . Hvis momentet overskrider rissmomentet, anbefaler CSA A23.3-04 å bruke *effektivt treghetsmoment*,  $I_e$ , for beregning av nedbøyning for stålarmede betongkonstruksjoner [21].

Metoden for beregningene antar at tverrsnittet er lik gjennom hele dekket, på bakgrunn av at utregningen er basert på en lineær elastisk analyse [16].

Beregningsmetode for effektivt treghetsmoment er basert på empiriske verdier. Der bruk av metoden har gitt tilfredsstillende resultater når største bøyemomentet i bruksgrense er større enn  $2M_{cr}$ , der  $M_{cr}$  er maksimummoment før det dannes riss ved nedbøyning [41].

I eksperimenteringsfasen av FRP-armering undersøkte de om at det var mulig å ta i bruk samme effektive treghetsmoment-metoden som for stål. Etter utføring av fysisk testing stemte ikke antagelsene for nedbøyning med beregningsmetoden. Basert på resultatene var det prøvd å modifisere formelen for å tilpasse FRP-armerte betongkonstruksjoner [41].

## 3.7 Generelle bestemmelser for beregning med spennarmert FRP-armering

### 3.7.1 Spennarmert fiberarmering i plattendekke

Beregningsmetoden for spennarmerte plattendekker vil ha annerledes fremgangsmåte enn den velkjente eurokoden [35]. Sammenlignes AASHTO/ACI betongstandard opp mot den mer kjente eurokoden, så viser det stor forskjell i beregningskonsept for sikkerhetsfaktor [35]. Eurokoden bruker materialets karakteristiske styrke for både betong og stål som deles med en partialfaktor,  $\gamma$ , på 1.5 og 1.15. Trykkfastheten i betongen ganges også med en koeffisient,  $\alpha_{cc}$ , som tar hensyn til virkning av langtidslast samt ugunstige virkninger på grunn av metoder som lasten påføres.

AASHTO/ACI standarden bruker en implisitt overordnet reduksjonsfaktor,  $\phi$ , for kraftmoment, hvor faktoren er 0.9 for spennarmert stål og 0.75 for spennarmert fiberarmering. Selv om standardene har forskjellige metoder for sikkerhetsfaktor så har ikke disse særlig signifikant praktisk påvirkning av beregningen av momentkraften eller bøyespenninger, der eurokode 2 er marginalt mer konservativt sammenlignet mot AASHTO/ACI. Det er derfor valgt å ta i bruk reduksjonsfaktor fra AASTHO-standard sammen med karakteristiske verdier fra eurokoden for å unngå fordobling av sikkerhetsfaktorer.

#### **Tap i foroppspenning**

Når fiberarmering foroppspennes er det viktig å ta høyde for maks oppspenningskraft i fiberarmeringen. Dette er på grunn av fiberarmeringens lite duktile brudd som dermed krever ekstra sikkerhetsfaktor. Denne faktoren vil variere med type fibermaterial som oppgitt i Tabell 3.3.

Tabell 3.3 Reduksjonsfaktor for forspenningkraften i FRP-armering

Karbonfiber	$0.7f_{pu}$	CAN-CSA-S806
Basaltfiber	$0.25 - 0.3f_{pu}$	DNV Technical Report 2009-0316
Aramidfiber	$0.4f_{pu}$	CAN-CSA-S806

### 3.8 Elementmetoden

Elementmetoden, også kalt Finite Element Method (FEM) er en metode utviklet av ingeniører for å tilnærme seg en numerisk løsning for en komplisert modell eller konstruksjon [42]. Bygningsstatikken fulgte etter for å ta i bruk metoden til konstruksjonsanalyse. Utviklingen av elementmetoden har fulgt utviklingen av datamaskiner, hvor større prosessorkraft har gitt mulighet til vesentlig mer avanserte modeller og raskere beregningstid. FEM brukes hovedsakelig innen konstruksjonsteknikk og vitenskap idag [42].

FEM er et verktøy utviklet for å beregne tilnærminger til løsninger for modeller og matematiske beregninger som er for komplisert å gjennomføre ved mer vanlige analytiske beregningsmetoder. De analytiske beregningsmetodene bruker ofte forenklete beregningsmetoder for å gi eksakte løsninger, mens FEM tar i bruk diskretiseringsmetoder som fører til en tilnærming av de eksakte løsningene. Metoden tar i bruk modeller som er oppdelt i mindre elementer. Disse elementene har kjente og forståtte egenskaper slik at samspillet mellom disse kan brukes for å estimere reaksjonen i et helt byggelement og hvordan forskjellige påkjenninger påvirker materialene. Disse elementene består av elementer og noder som kobler elementene sammen, hvor man kan ha tredimensjonale solide elementer eller todimensjonale overflateelementer og linjeelementer. Hver node i et element styres av hvilken sine respektive frihetsgrader [42].

Elementmetoden kan fordeles i lineær og ikke-lineær analyse. En lineær analyse er ofte brukt metode hvor relasjonen mellom krefter som påvirker materialet og deformering i materialet er lineært [42]. I praksis brukes denne metoden som en effektiv og forenklet analyse til konstruksjoner hvor spenningene i materialet holder seg innenfor det lineære elastiske deformasjonsområdet. Modellens stivhetsmatrise holder seg derfor konstant gjennom hele prosessen.

Ikke-lineære analyser er brukt når materialet går over til plastisk deformasjon og spenningene i materialet går forbi det lineære spenningsområdet [42]. Ofte for modeller som får store deformasjoner så må en ikke-lineær analyse anvendes for å tilnærme riktig resultat. Stivhetsmatrisen vil derfor ikke være konstant ved lastpåkjenning. Ikke-lineære analyser trenger derfor å gjennomføre flere iterasjoner av beregninger for å ta høyde for materialenes plastiske deformasjon.



## 4 Forskerspørsmål

I dag benyttes prefabrikkerte forskalingselementer i betong på en rekke byggeprosjekter. Konseptet har mange fordeler, ved at det kombinerer effektiv fremdrift med mange av fordelene som kommer med plasstøpt betongdekke. Forskalingselementer kan produseres i både bjelke- og dekkeform, og kan etableres med førroppsant, etterroppsant og slakkarmering. Det er dog ikke utviklet noe konsept som implementerer andre typer armeringsmaterialer enn stål. Tradisjonell armering medfører betydelige kostnader, og er ikke minst en stor belastning med tanke på bærekraft og miljø. Dette er derfor en fremtidsrettet og nytenkende kombinasjon av fiberarmeing og stål vil kunne vinne et stort marked for bruk i bygg- og anleggsbransjen.

For denne oppgaven er det valgt å undersøke hvordan egenskapene til plattendekke vil bli påvirket ved å bytte ut armeringsjern av stål, med fiberarmeringstenger av, basalt, karbon og glassfiber, og anvende de i forskalingselementer av betong. Strekkapasitet til fiberarmeringen kan produseres til å være høyere enn stål, som trolig vil resultere med økt kapasitet, samt betydelig mindre behov for tradisjonell armering. Bruk av fiberarmering vil også føre med seg noen utfordringer, som lav elastisitetsmodul, og dårlig brann- og varmeresistens. Dette er noe som bør tas høyde for under prosjekteringen av elementene. På bakgrunn av dette er forskerspørsmålet for oppgaven definert slik.

### ***Hvordan påvirker armeringsstenger, laget av fiberarmert polymer, egenskapene til plattendekke?***

Det er også inkludert med tre underspørsmål som besvarer problemområdet for oppgaven dypere, og blir presisert som følgende.

#### ***1. Hvilke innvirkninger har fiberarmering for spennvidden til plattendekke?***

Målet med oppgaven er å undersøke hvor lang spennvidde det er mulig å oppnå med FRP som hovedarmering. For oppnåelse av tilfredsstillende konstruksjon, er det viktig å kontrollere opp mot ulike bruddformer som kan oppstå, og hvordan dette bør håndteres

#### ***2. Hvordan vil brann og heft påvirke egenskapene til fiberarmering i plattendekke?***

For utviklingen av konseptet plattendekke med fiberarmering, er det viktig å se på de gode materialegenskapene til FRP vil være forskjellig enn det som er for stål. Etter innledende litteratursøk ble det identifisert tre materialegenskaper som kan utgjøre gunstig og ugunstig for forskalingselementet.

#### ***3. Hvordan samsvarer håndberegningene med FEM-analyse?***

Det er også interessant å se hvordan beregningene som er utført med bruk av standarder og retningslinjer vil samsvare med resultatene fra de numeriske analysene utført med bruk av FEM.

## 4.1 Avgrensninger

Avgrensninger vil være viktig for å begrense omfanget av oppgaven og tilrettelegge tiden effektiv for fokusområdet. For å besvare forskningsspørsmålet er det etablert noen avgrensninger for oppgaven

Økonomiske aspektet vil være viktig for bygg og anleggsbransjen der spesielt materialkostnader spiller en stor rolle for økonomien for et byggeprosjekt, spesielt med tanke på de små marginene som skiller fra et godt økonomisk resultat til et dårlig resultat. Likevel for oppgaven er det ikke tatt med økonomisk analyse av plattendekke med fiberarmering-stenger, siden formålet med elementet er ikke å fullstendig erstatte vanlig plattendekke med stål, men heller for å supplere i områder der fiberarmering kan være fordelaktig.

Fiberarmeringstypene som er valgt for sammenligningen er basert på forskningen som er utført i innledende litteraturstudie. Der de fleste forskningsartiklene som er sett på baserer sin forskning på basalt-, karbon-, og glassfiber. Aramid som er en annen fiberarmerings type, er ikke tatt med i sammenligningen for fiberarmering i plattendekke, grunnet få produsenter av materialet, og mindre relevant forskning sammenlignet med de andre FRP-armeringene.

FEM-analyse for føroppsente FRP-armering er ikke gjennomgått i denne oppgaven. Dette er basert på mindre utviklede metoder i Autodesk Ansys Workbench for spennarmert betong, og kan dermed gi resultater som er mindre relevante.

## 5 Case/Materialer

Denne masteroppgaven har som formål å undersøke plattendekker med forskjellige typer FRP-arming, og sammenligne det opp mot stålarming. Effektivitet på byggeplass og reduisering av materialforbruket er noe som er sterkt etterspurt i BA-bransjen. Derfor blir det interessant å se hvilke spennvidder plattendekker kan oppnå med bruk av FRP-armoringsstenger. Prosjektoppgaven ble gjennomført i samarbeid med Rambøll.

Det har blitt valgt å gjennomføre to forskjellige beregningsmetoder for å verifisere resultatene. Analytisk beregningsmetode med bruk av standarder og retningslinjer fra statlige forskningsinstitutter og leverandører av FRP-arming. Samtidig ble det også gjennomført numeriske analyser med bruk av FEM-analyse programmet Ansys.

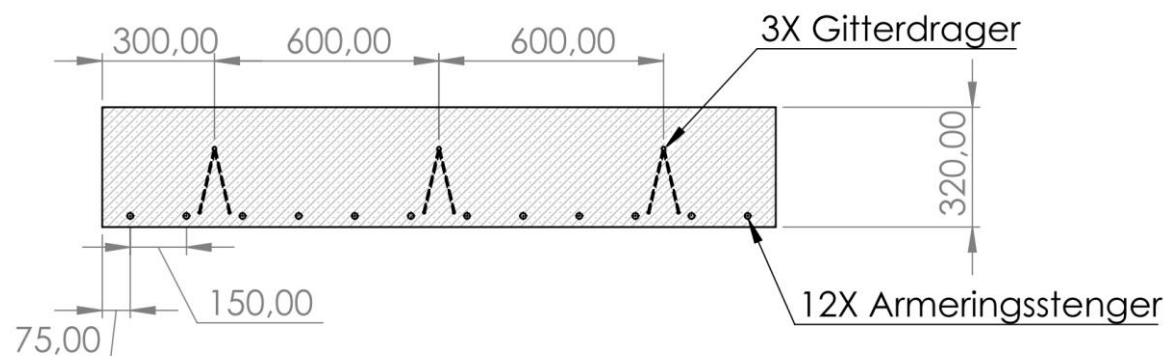
### 5.1 Plattendekke

#### 5.1.1 Lasttilfelle

Lasttilfellet til plattendekke vil være lik for alle testundersøkelsene. Plattendekke vil være mest nyttig for bruk i bolig eller i leilighetsbygg som etasjeskille. Dette vil gi en karakteristisk nyttelast på  $2 \text{ kN/m}^2$  som vil være en gjennomsnittlig verdi for denne konstruksjonstypen. Det vil også bli dimensjonert med  $1 \text{ kN/m}^2$  påført egenlast, i tillegg til dekkets egenvekt.

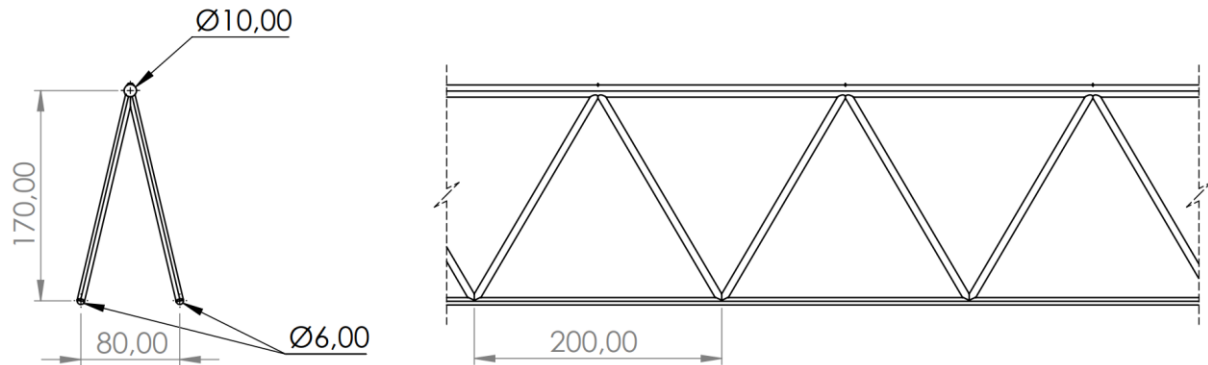
#### 5.1.2 Geometri

Geometrien til plattendekket vil variere ut ifra parameterne, som vil gi forskjellige resultater basert på tykkelse og spennvidde. Bredden på elementet er standard for alle dekkene med  $1800 \text{ mm}$ . For tykkelsene for elementene er det benyttet fire forskjellige høyder,  $150 \text{ mm}$ ,  $200 \text{ mm}$ ,  $270 \text{ mm}$  og  $320 \text{ mm}$ . Plattendekkene vil være fritttopplagt dekke med kun et felt, der det vil bli utført beregninger av spennvidde med fire forskjellige lengder. Disse lengdene vil være på  $7500 \text{ mm}$ ,  $9000 \text{ mm}$ ,  $10\ 000 \text{ mm}$  og  $12\ 000 \text{ mm}$ , men basis sammenligningen vil kun omfavne dekkene på  $9000 \text{ mm}$  for slakkarmert og  $12\ 000 \text{ mm}$  for spennarmert. Beregningene for disse resultatene vil bli vedlagt i vedleggskapitlet. Totalt vil det bli benyttet 12 langsgående armeringsstenger med senteravstand fast på  $150 \text{ mm}$ . Dette gjelder alle elementene som er brukt i denne oppgaven. Figur 5.1 viser tverrsnitt av geometrien til et  $320 \text{ mm}$  plattendekke.



Figur 5.1 Tverrsnitt av plattendekke

Det vil også benyttes tre stykk gitterdragere som går langs plattendekke. Hver gitterdrager har en enkel overgurt på 10 mm, dobbel undergurt på 6 mm, diagonale staver på 6 mm. Høyde på 170 mm, bredde mellom undergurtene på 80 mm, samt en lengde på 200 mm mellom diagonalene. Figur 5.2 viser dimensjonene for gitterdrager som brukes i dekket.



Figur 5.2 Detaljtegning av gitterdrager

Plasseringen til armeringen vil være viktig med tanke på heft og brannegenskaper. Antall armeringer i dekke vil også ha mye å si for momentkapasiteten og tilstrekkelig nedbøyning. Tabell 5.1 og Tabell 5.2 illustrerer senteravstand og dimensjonene på armeringstverrsnittet, for de slakk- og spennarmerte dekkene.

Tabell 5.1 Armeringsavstand, diameter og spennvidde for slakkarmering

Material	Diameter, mm	Senteravstand, mm	Spennvidde, mm
CFRP	10	150	9000
GFRP	15	150	9000
BFRP	16	150	9000
Stål	15	150	9000

Tabell 5.2 Armeringsavstand, diameter og spennvidde for slakkarmering for spennarmering

Material	Diameter, mm	Senteravstand, mm	Spennvidde, mm
CFRP	12	150	12000
BFRP	16	150	12000
Stål	15,7	150	12000

### 5.1.3 Armeringstype

Totalt vil det bli undersøkt 6 forskjellige betongelementer, alle disse elementene vil ha lik betongfasthet, men armeringsmetoden vil variere for elementene. Det er valgt å bruke slakk og

førøppspenning som armeringsmetode. Bare fire av elementene er valgt for utførelse av FEM-analyse, grunnet usikkerhet med oppspenning i analyseringsprogrammet. Nøkkeldetaljer for elementene er presentert i Tabell 5.3

Tabell 5.3 Armering og beregningsmetode i plattendekke

Element	Høyde	Type armering	Armeringsmetode	FEM-analyse
Plattendekke I	320	Stål	Slakkarmert	X
Plattendekke II	320	BFRP	Slakkarmert	X
Plattendekke III	320	CFRP	Slakkarmert	X
Plattendekke IIII	320	GFRP	Slakkarmert	X
Plattendekke V	320	Stål	Spennarmert	
Plattendekke VI	320	BFRP	Spennarmert	
Plattendekke VII	320	CFRP	Spennarmert	

Verdiene som er tatt høyde for i denne oppgaven er fra produsenter som gruppen har hatt kontakt med og leverer eller produserer armering i Norge. Tabell 5.4 viser verdier for vanlig armeringsstål opp mot ReinforceTech AS sin basaltfiberarmering, STO/EPSILON sin karbonfiberarmering og Pultrall sin glassfiberarmering.

Tabell 5.4 Materialelegenskaper for stål- og FRP-armering

Material Egenskaper	Stål B500NC	ReinforceTech BasBar	StoFRP BAR IM 10C	STO CFRP- bar/EPSILON Carborod HR2500J	GFRP ISOROD Pultrall Inc.
Nominell flytegrense, MPa	434	N/A	N/A	N/A	N/A
Strekfasthet, MPa	500	745	2900	2500	710
Elastisitetsmodul, GPa	200	43	200	156	46,4
Tøying ved flyting, %	0,25	N/A	N/A	N/A	N/A
Tøying ved brudd, %	2,5	1,7	1,4	1,5	1,52

#### 5.1.4 Elementmetoden

For gjennomføring av elementmetoden må materialdata spesifiseres i Ansys Workbench under «Engineering Data», slik at materialene utøver sine ikke-lineære egenskaper ved lastpåkjenning. Disse dataene tar utgangspunkt i Tabell 5.4 for armering, men det er også nødvendig å spesifisere egne parametere for å ta i bruk Menetrey-Willam-metode for ikke-lineær analyse av betong. Tabell 5.5 viser parameterne for betong slik det er definert i Ansys Workbench, samt visse beregningsmetoder der parameter må regnes.

Tabell 5.5 «Engineering Data» for Menetrey-Willam betong.

Egenskap og enhet	Verdi
Young's Modulus, GPa	36
Poisson's Ratio	0,2
Bulk Modulus, GPa	20
Shear Modulus, GPa	15
Uniaxial Compressive Strength, MPa	45
Uniaxial Tensile Strength, MPa	3,8
Biaxial Compressive Strength, MPa	51,975
Plastic Strain at Uniaxial Compressive Strength	0,00115
Ultimate Effective Plastic Strain in Compression	0,01
Relative Stress at Start of Nonlinear Hardening	0,4
Residual Compressive Relative Stress	0,2
Plastic Strain Limit in Tension	0,01
Residual Tensile Relative Stress	0,2

For stålarmring er materialdata for Ansys Workbench definert i Tabell 5.6 slik de er oppgitt i programmet, hvor det også er lagt til ikke-lineære egenskaper for å simulere plastisk deformasjon i stål.

Tabell 5.6 "Engineering Data" for ikke-lineær stålarmring.

Egenskaper og enhet	Verdi
Density, $kg/m^2$	7850
Young's Modulus, GPa	200
Poisson's Ratio	0,3
Bulk Modulus, GPa	166,67
Shear Modulus, GPa	76,9
Yield Strength, MPa	500
Tangent Modulus, MPa	20
Tensile Yield Strength, MPa	500
Compressive Yield Strength, MPa	250
Tensile Ultimate Strength, MPa	540

For FRP-armring er materialverdiene definert med lineære egenskaper siden det ikke oppstår plastisk deformasjon i materialet før brudd. Verdiene for strekkfasthet, elastisitetsmodul og tøyning som er definert Tabell 5.4, brukes også som materialdata for CFRP-, BFRP- og GFRP-armring i Ansys Workbench.

## 6 Metode

### 6.1 Litteraturstudie

Bruk av FRP-armering i betongkonstruksjoner har økt de siste årene på grunn av sine gode mekaniske egenskaper [11]. Dette har ført til stor etterspørsel etter god forskning utført innenfor emne. Ut fra innledende litteratursøk har det blitt observert mange gode akademiske rapporter. For å kategorisere funnene ble det benyttet en loggbok etablert av Danmark Tekniske Universitet og Universitetet i København [43]. Loggboken er en del av et større kurs, der målet med kurset er å introdusere de basiske elementene til akademisk informasjonssøkning, og samtidig definere gode søkeord. Dette gjøres ved å tilrettelegge en god strategi for å evaluere og dokumentere søkeresultatene. Flere av kildene som ble benyttet for denne oppgaven er anskaffet ved bruk av denne metoden.

Prosessen starter med å definere forskerspørsmålet, ved å deretter «idémyldre» alle relevante søketerminologier som er tilknyttet forskerspørsmålet. Tabell 6.1 viser et eksempel av søkestrategien som ble brukt for oppgaven.

Tabell 6.1 Søkestrategi fra loggbok

Facet	Terms in English	Terms in other languages	Number of hits (scholar, english)
FRP	Fiber reinforced polymer	Fiberforsterket polymer	479 000

Bredt søkeord vil ikke være så nyttig for innsamling av god teori og data. Derfor er det viktig å definere og begrense søkeordene. Metoden som ble benyttet er å ha avgrensinger for alderen av forskningen og siteringsgraden av forskningsartiklene, Tabell 6.2 viser noen av avgrensningene for valg av forskningsartikler. Det er også blitt benyttet eldre forskning, siden mye god forskning og utvikling ble etablert 1990- og tidlig 2000-tallet.

Tabell 6.2 Avgrensingskriterier for forskningsartikler

Time frame /language	Geography:
Teoribakgrunn: 1990-2022 / Norsk, Engelsk Resultat: 1990-2022 / Norsk, Engelsk	Ikke spesifisert

For dokumentering av søkeprosessen ble loggboken benyttet for å holde oversikt over søkestrategiene og hvilke databaser som ble benyttet. Et eksempel av denne dokumentasjonen er vist i Tabell 6.3. Der kolonnene viser hvor hvilke databaser som er benyttet, søkeord, antall treff og hvilken forskning som er valgt basert på de avgrensningene som er gjort. Resten av loggboken vil være vedlagt i rapporten

Tabell 6.3 Eksempel av søkesøkestrategi fra loggbok

Date 2020	Database	Search strategy	Search terms (Combination of search terms, use of phrase search, keyword search etc.)	Notes	Number of hits	Items selected

15.02	Google scholar	1990-2022	FRP concrete	Mange irrelevante søk	159 000	Ingen funn
08.10	Google Scholar	1990-2022	-Thermal properties of FRP	En del gode resultater, men kanskje for vid søkebegrep	63 100	To funn

## 6.2 Generelle bestemmelser

### 6.2.1 Lastkombinasjoner

NS-EN 1990 Setter krav til konstruksjonens sikkerhet, brukbarhet og bestandighet. Laster som blir påført konstruksjonen vil i stor grad påvirke integriteten av konstruksjonen, og må derfor sikre at konstruksjonen vil tåle de påførte lastene. Tabell 6.4. i NS-EN 1990 (Tabell A.1.2(B)) tar hensyn til lastkombinasjonene og de lastfaktorene, ved å ta de karakteristiske lastene som påfører konstruksjonen og vurdere de utfra kriteriene langvarighet, eller last typer som vind og snø. Formel 6.10a og 6.10b vil variere ut ifra hvilke lastsituasjon det er for det gitte tilfelle, og begge ligningene ble regnet ut for å dermed ta i bruk ligningen som var mest ugunstig for konstruksjonen.

Tabell 6.4 Ligninger for lastkombinasjoner

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Dominerende last (*)	Ikke-dominerende variable laster (*)	
	Ugunstig	Gunstig		Hovedlast	Andre laster
Ligning (6.10a)	$\gamma_{Gj.sup} G_{kj.sup}$	$\gamma_{Gj.inf} G_{kj.inf}$	Last	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,i}$
Ligning (6.10b)	$\xi \gamma_{Gj.sup} G_{kj.sup}$	$\gamma_{Gj.inf} G_{kj.inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,i}$

$$\gamma_{Gj.sup} = 1.35$$

$$\gamma_{Gj.inf} = 1$$

$$Q_{k,1} = 1.50 \text{ hvis ugunstig (0 hvis gunstig)}$$

$$Q_{k,i} = 1.50 \text{ hvis ugunstig (0 hvis gunstig)}$$

$$\xi = 0.89$$

$$\xi \gamma_{Gj.sup} = 0.89 * 1.35 = 1.20$$

## 6.3 Beregning av førøppspent plattendekke med stål

Hovedsakelig vil oppgaven fokusere på plattendekke med FRP-armeringstenger. For å danne grunnlag for sammenligningen, er det nødvendig å beregne plattendekke med spennarmering av stål.

### 6.3.1 Spennkraft

For oppgaven vil opptredende spennkraft for spennstålet bli beregnet i henhold til EC2 5.10.3(2) der verdien av initial forspenningskraft  $P_{m0}(x)$  som påføres betongen umiddelbart etter overføring fra forspenning, blir beregnet etter ved å trekke fra de umiddelbare spenntapene fra oppspenningskraften  $P_{Max}$ . Formel for forspenningskraften er vist i formel ( 6.1 ).



$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x) \quad (6.1)$$

$A_p$ : Spennarmeringstverrsnitt

$\sigma_{pm0}(x)$ : Spenningen i spennkabelen umiddelbart etter oppspenning kan velges av

$$\min(k_7 \cdot \sigma_{pk}; k_8 \cdot f_{p0,1k})$$

Anbefalte verdier fra EC2:

$$k_7 = 0,75$$

$$k_8 = 0,85$$

### 6.3.2 Relaksjon av spennstål

Over lengre tid vil det oppstå relaksjon i spennstålet. Dette vil medføre spenningstap på grunn av konstant tøyning av armeringen [37]. For konstruksjoner som er dimensjonert for 50 år, er det nødvendig å ta hensyn til relaksjon i beregningene

EC2, 3.3.2(4)

Definerer tre forskjellige relaksjonsklasser

- Klasse 1: tråd eller tau – vanligrelaksjon
- Klasse 2: Tråd eller tau – lav relaksjon
- Klasse 3 . varmvalsete og bearbeidede stenger.

For oppgaven er det valgt klasse 2 som relaksjonsklasse for spennstålet. Relaksjonstapet er basert på  $\rho_{1000}$  som er spenningstapet foresatt av relaksjon 1000 timer etter oppspenning målt i prosent EC2 3.3.2 gir verdier for  $\rho_{1000}$  avhengig av relaksjonsklasse

- Klasse 1:  $\rho_{1000} = 8 \%$
- Klasse 2:  $\rho_{1000} = 2.5 \%$
- Klasse 3:  $\rho_{1000} = 4 \%$

Formlene for beregning av relaksjonstapet er gitt i EC2 3.3.2 (7), og for oppgaven er benyttet den formel (6.2) fra relaksjonsklasse to [38].

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6,7\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (6.2)$$

$\Delta\sigma_{pr}$ : Absolutt verdi av relaksjonstapet

$\sigma_{pi}$ : Absolutt verdi av den initiale forspenningen

t: tid etter oppspenning ( i timer )

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}}$$

### 6.3.3 Kryp

Kryp er tidsavhengig deformasjon i betongkonstruksjonen når dekke er utsatt for deformasjon under belastning, der tøyningen til betongen vil øke over tid. Deformasjonen av kryp kan utsette konstruksjonen for både plastisk og elastisk deformasjon. Størrelsen av deformasjonen kan angis i form av «kryptall», som er forholdet mellom krypdeformasjon og deformasjon som oppstår

momentant etter belastning. Beregning av kryptall er utført etter formel ( 6.3) i Tillegg B.1 i EC2.  $\varphi(t, t_0)$  er kryptall for den aktuelle lasten og tidsintervallet [38]. Formlene som er benyttet for beregning av kryptall vil være formelene ( 6.3) til ( 6.10).

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \times \beta(t, t_0) \quad (6.3)$$

$\varphi_0$  Er det normerte kryptallet som kan beregnes ut fra:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) \quad (6.4)$$

$\varphi_{RH}$  Er en faktor som skal ta hensyn til virkningen av relativ fuktighet på det normerte kryptallet for  $f_{cm} > 35 \text{ MPa}$

$h_0$  Effektiv tverrsnittstykkelse av en konstruksjonsdel

$\alpha_{1,2,3}$  Faktor som tar hensyn til betongfastheten

$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (6.5)$$

$$\varphi_{RH} = \left[ 1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 \quad (6.6)$$

$A_C$  Tverrsnittstykkelse

$u$  delen av konstruksjonendelen som er utsatt for uttørkning i kontakt med atomsfæren

$$h_0 = \frac{2A_C}{u} \quad (6.7)$$

$f_{cm}$  Middelveidien av betongens trykkfasthet i MPa etter 28 døgn

$\beta(f_{cm})$  Faktor som skal ta hensyn til virkningen av betongfastheten på det normerte kryptallet

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (6.8)$$

$\beta(t_0)$  Faktor som skal ta hensyn til virkningen på det normerte kryptallet av betongens alder ved pålastning:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} \quad (6.9)$$

$\beta(t, t_0)$  Faktor som beskriver kryptutviklingen i forhold til tid etter belastning:

$$\beta(t, t_0) = \left[ \frac{t - t_0}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3} \quad (6.10)$$

$\beta_H$  Faktor som avhenger av relativ fuktighet og konstruksjonsdelens effektive tverrsnittstykkelse  
 $f_{cm} \geq 35 \text{ MPa}$   
 $\beta_H = 1.5 \cdot [1 + (0.012RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3$  for

#### 6.3.4 Beregning av svinndifferanse

Svinndifferanse av plattendekke er beregnet etter publikasjon av Norsk betongforening, «*Beregning og dimensjonering av kontinuerlige NOB- og NIB-broer*» i kombinasjon sammen med EC2. Beregning av svinndifferanse vil bli utført etter formlene ( 6.11) til ( 6.15)

$N_{\Delta cs}$  Aksialkraft fra svinndifferanse  
 $t_p$  Tykkelse av plattendekke

$$N_{\Delta cs} = E_{cL} \cdot t_p \cdot b \cdot \Delta \varepsilon_{cs} \quad (6.11)$$

$M_{\Delta cs}$  Moment fra svinndifferanse

$$M_{\Delta cs} = N_{\Delta cs} \cdot e_{pl} \quad (6.12)$$

$E_{cm}$  Elastisitetsmodell for betong

$\varphi$  Kryptall

$E_{cL}$  Langtids elastisitetsmodell for betong

$$E_{cL} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} \quad (6.13)$$

$e_{pl}$  Avstand fra tyngdepunkt av hele dekke til senter av plattendekke

$t$  Tykkelse av hele dekke

$$e_{pl} = \frac{t}{2} - \frac{t_p}{2} \quad (6.14)$$

$\Delta \varepsilon_{cs}$  Svinndifferanse mellom plattendekke og påstøp:

$$\Delta \varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cs.21} \cdot (\varepsilon_{cs.18} - \varepsilon_{cs.7}) \quad (6.15)$$

#### 6.3.5 Bruddgrensetilstand

##### Momentkapasitet

For beregning av momenkapasitet ble det benyttet metodene etablert i EC2 og Sørensen [37] [38]. For dette tilfelle med plattendekke ble det også brukt metoden der forspenningskraften vil bli antatt som en indre motstand. Denne metoden brukes kun når spennarmeringen ligger i strekksonen og er påkjent av moment fra egenlast og nyttelast.

For å avgjøre om den aktuelle tverrsnittet er elastisk eller flyter, vil det «balansert armeringstverrsnittet» bli definert slik ved at det oppstår brudd i trykksonen samtidig som spennarmeringen flyter. Der uttrykket er vist i formel ( 6.16)

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p_0} + \varepsilon_{cu}} \quad (6.16)$$

Med den aktuelle tøyingsdifferansen blir det balanserte tverrsnittet som følgende i formel ( 6.17)

$$A_{pb} = 0,8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \cdot \alpha_b \cdot bd \quad (6.17)$$

Verdien av  $\alpha$  kan bestemmes av to ligninger som er basert på om tverrsnittet er overarmert eller underarmert. For dette tilfelle vil plattendecke være underarmert, som er vist i formel ( 6.18)

$$\alpha = \frac{f_p d A_p}{0,8 f_{cd} b d} \quad (6.18)$$

Momentkapasiteten for dekke kan beregnes som følgende ved å benytte fomel ( 6.19 ) og kan sammenlignes med dimensjonernde moment i bruddgrense.

$$M_{rd} = 0,8(1 - 0,4\alpha)abd^2 f_{cd} \quad (6.19)$$

$$M_{Ed} < M_{Rd}$$

### Skjærkapasitet

Metoden for beregning av skjærkapasitet ble det benyttet veildningen i EC2 6.2.2 for konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering.

Dimensjonerende skjærkapasitet er gitt som vist i formel ( 6.20)

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d \quad (6.20)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{k_2}{\gamma_c}$$

$k_2 = 0,18$  for betong med største tilslag D, og er lik eller større enn 16 mm

$$\gamma_c = 1,5$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ med } d \text{ i mm}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d}: \text{ Armeringsforholdet for tverrsnittet av strekkarmeringen}$$

$b_w$ : Minste bredden av tverrsnittet i strekksonen, mm

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd}: \text{ Spenning av aksialkraft og armeringstverrsnitt, MPa}$$

### 6.3.6 Bruksgrensetilstand

For oppgaven vil det bli antatt at fôrøppspente dekker som har full heft mellom betong og spennarmering kan beregnes på samme metode som et vanlig armert konstruksjon, men vil bli antatt

at betongen er gitt en forhåndstøyning på grunn av tøyingsdifferansen mellom spennarmeringen og betongen.

### Stadium II, Spenningsberegning ved opprisset betong

Bøyestivheten av et opprisset tverrsnitt vil være uavhengig av momentstørrelsen ved antagelse at betongen ikke har strekkfasthet. Samtidig som tverrsnittet til spennarmeringen med kombinert aksialkraft og moment vil bøyestivheten endre seg i takt med momentet [38].

For oppgavene ble det benyttet en grafisk løsning for å uttrykke betongspenningen fra aksiallikevektsligningen og momentlikevektsligningen som er vist i formel ( 6.21 ) og ( 6.22 ) Videre velges det en  $\alpha$  og beregner  $\sigma_{cA}$  og  $\sigma_{cM}$ . Verdiene av betongspenningen blir plottet i et  $\alpha - \sigma$  diagram der skjærpunktene av  $\alpha - \sigma_{cA}$  kurven og  $\alpha - \sigma_{cM}$  kurven gir løsningen for både  $\alpha$  og  $\sigma_c$

$$\sigma_{cA} = \frac{N}{bd} \cdot \frac{1}{\frac{1}{2}\alpha - \eta\rho \cdot \frac{1-\alpha}{\alpha}} \quad (6.21)$$

$$\sigma_{cM} = \frac{N}{bd} \cdot \frac{1}{\frac{1}{2}\alpha - \eta\rho \cdot \frac{1-\alpha}{\alpha}} \quad (6.22)$$

### Rissvidde

Beregning av rissvidde er nødvendig for å se om konstruksjonen tilfredstiller bruksgrensetilstanden. Liten rissvidde vil forhindre dannelse av korrosjon i armeringen og ha tilfredstillende bestandighet. Rissviddekravene vil variere ut ifra miljøpåkjenningene og eksponeringsklassen. Rissvidden ble beregnet slik som er vist i formel ( 6.23 ) ut fra metoden etablert av Sørensen og EC2 7.3.4 [38] [37].

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (6.23)$$

Der,

$s_{r,max}$ : Største rissavstand, mm

$\varepsilon_{sm}$ : Mildere tøyning i armeringen for den aktuelle lastkombinasjonen

$\varepsilon_{cm}$ : Mildere tøyning i betongen mellom riss

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ : Kan beregnes slik som vist i formel ( 6.24 )

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \quad (6.24)$$

$k_t$ : Lastvarighetsfaktor [Kortvarig = 0,6. Langvarig = 0,4]

$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + A_p}{A_{c,eff}}$ : For armert betong med spennarmering

$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,ef}$ , mm<sup>2</sup>

### Nedbøyning

Metoden for beregning av nedbøyning vil det benyttes metodene etablert av Sørensen og EC2.

Det blir gjort noen antagelser i beregningsmodellen som er beskrevet i punktene nedenfor. hentet fra Sørensen S.115 [37].

- *Betong i trykk og stål er lineært elastisk materialer som følger Hookes lov*
- *Betong antas ikke å ha strekkfasthet, det vil si spenningsløs betong i strekksone for fullstendig opprissing*
- *Navier/Bernollis hypotese om at plane tverrsnitt forblir plane og normale til akse under bøyning gjelder*

For beregning av nedbøyning vil det bli antatt at betongtverrsnittet er opprisset. På grunn av opprissing vil det kun være trykksonen og armeringen som blir tatt hensyn til. Derfor blir det kun regnet betongtrykksonens og armeringens bidrag til arealtreghetsmomentet.

Arealtreghetsmomentet for trykksonen av betongen blir beregnet slik vist i formel ( 6.25 ).

$$I_{c2} = \frac{b(\alpha d)^3}{12} + b\alpha d \cdot \left(\frac{\alpha d}{2}\right)^2 = \frac{b(\alpha d)^3}{3} \quad (6.25)$$

Arealtreghetsmomentet for armeringen vil være som uttrykt i formel ( 6.26 ):

$$I_{s2} = n \cdot \frac{\pi\phi^4}{64} + A_s[(1 - \alpha)d]^2 \quad (6.26)$$

Totale bøyestivhet til opprisset tverrsnitt blir som følgende:

$$EI = E_c I_{c2} + E_s I_{s2} \quad (6.27)$$

$d$ : Effektiv høyde av tverrsnittet, mm

$\alpha$ : faktor for trykksonehøyden

$$\alpha = \sqrt{(\eta\rho)^2 + 2\eta\rho} - \eta\rho \quad (6.28)$$

Nedbøyning i midten av dekke for et fritttopplagt dekke kan bestemmes nå som bøyestivheten er kjent, og er vist i uttrykk ( 6.29 )

$$\delta_{II} = \frac{5qL^4}{384EI} \quad (6.29)$$

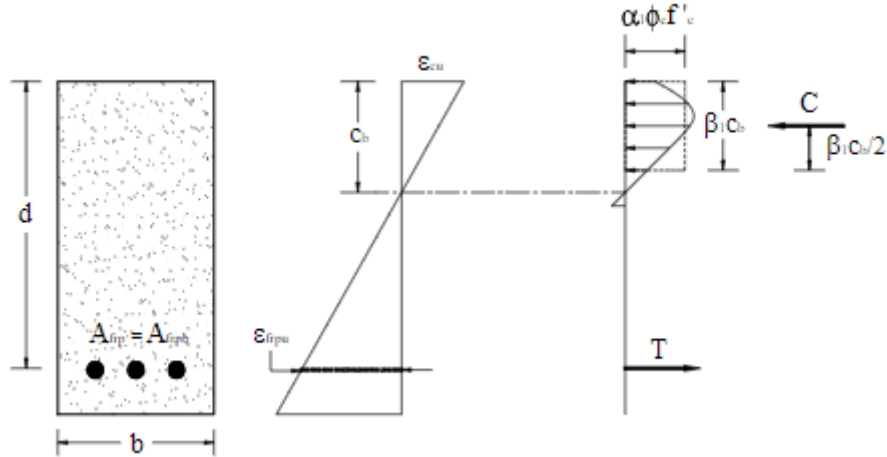
## 6.4 Beregningsmetode for plattendekke med FRP armering

### 6.4.1 Balansert brudd

Beregningsmetodene som er benyttet for beregning av momentkapasiteten for et balansert brudd vil være fra *Design Manual No. 3*, etablert av SIMTReC [16]. Det vil bli antatt et tøyingsforløpet som er vist i Figur 6.1, der forholdet til nøytralaksen og effektiv høyde vil være definert slik vist i formel ( 6.30 ). Denne beregningsmetoden vil anta at det skjer brudd samtidig for betongen og armeringen.

$$\frac{c_b}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{f_{rpu}}} \quad (6.30)$$

- $c_b$ : Høyde av nøytralakse for balansertbruddforløp (Trykksonehøyde), mm  
 $d$ : Tverrsnittets effektive høyde, fra trykkrand til tyngdepunkt i FRP-armering, mm  
 $\varepsilon_{cu}$ : Tøyningsgrense for trykk i betongen.  
 $\varepsilon_{frpu}$ : Tøyningsgrense for FRP i strekk



Figur 6.1 Spenn- og tøyningsforløp for balansertbrudd tverrsnitt [16].

Kraftlikevekten for balansert tverrsnittet beskrives som følgende:

$$C_n = T_n$$

Trykkresultant av betongspenningen i trykksonen:

$$C_n = \alpha_1 \phi_c f'_c \beta_1 c_b b$$

Kraft i strekkarmeringen:

$$T_n = \phi_f \varepsilon_{frpu} E_{frp} A_{frpb} = \phi_f f_{frpu} A_{frpb}$$

Trykkspenningsforløpet i trykksonen av betongen er ikke lineær, som kan ses på Figur 6.1. derfor er det bestemt å erstatte spenningsfordelingen med en ekvivalent rektangulær spenningsblokk med parametere som  $\alpha_1$  og  $\beta_1$ .

$\alpha_1$ : Forholdet av gjennomsnittlig betongfasthet transformert til trykkblokk er gitt som formel ( 6.31 ):

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f'_c \geq 0.67 \quad (6.31)$$

$f'_c$ : Trykkfasthet til betong, MPa

$\beta_1$ : forholdet av høyden for den rektangulære spenningsblokken og trykksonehøyden er gitt i formel ( 6.32 ) .

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f'_c \geq 0.67 \quad (6.32)$$

$b$ : Bredde av plattendekke, mm

$A_{frpb}$ : Areal av FRP-armering for balansert tverrsnitt,  $mm^2$

$E_{frpb}$ : Young's modules for FRP-armering, MPa

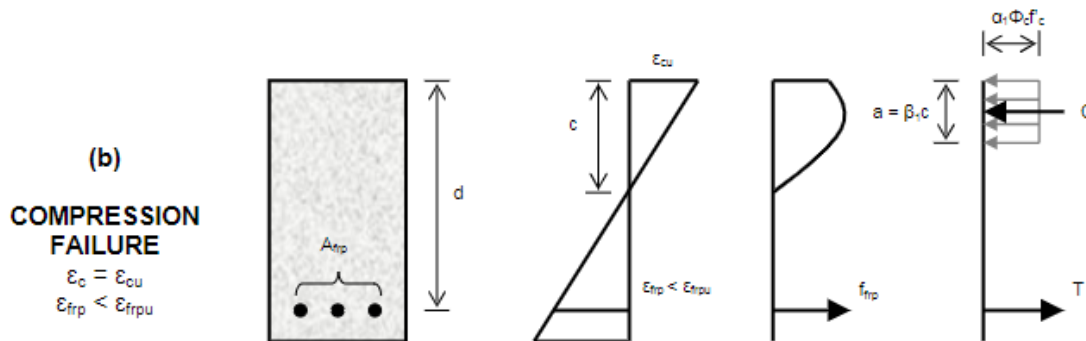
$f_{frpu}$ : Maks strekkfasthet, MPa

$\varepsilon_{frpu}$ : Tøyningsgrense for FRP i strekk

Armeringsforhold for balansert tverrsnitt:

$$p_{frpb} = \frac{A_{frp}}{(bd)} = a_1 \beta_1 \frac{\phi_c f'_c}{\phi_f f_{rpu}} \left( \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{frpu}} \right) \quad (6.33)$$

Hvis armeringsforholdet overskrider den balanserttverrsnittets armeringsforhold vil det resultere med trykkbrudd. Hvis armerings forholdet er mindre enn  $p_{frpb}$  resulterer det med strekkbrudd.



Figur 6.2 Spenn- og tøyingsforløp for trykkbrudd tverrsnitt [16].

### 6.4.2 Momentkapasitet

For beregning av momentkapasitet er det benyttet metodene som er etablert av *SIMTReC Reinforcing concrete structures with Fibre Reinforced Polymers*, og prosjekteres ut ifra *Design Manual No. 3* [16].

#### Trykkbrudd

Betongkonstruksjoner med tilstrekkelig strekkarmering vil det føre til «knusing» av betongen i trykksonen før FRP-armeringen når tøyningsgrensen som er vist i Figur 6.2. **Feil! Fant ikke referanseilden..** Trykkresultanten og kraften i strekkarmeringen vil være som følgende.

$$C_n = \alpha_1 \phi_c f'_c \beta_1 c b$$

$$T_n = \phi_f \epsilon_{frpu} E_{frp} A_{frpb} = \phi_f f_{frp} A_{frp}$$

Noen av utfordringen av beregningen er at FRP-armeringen ikke flyter, og siden spenningen til FRP i trykkbrudd ikke er kjent. Vil beregningen for trykkresultanten og strekkraften være som følgende formel ( 6.34 ).

$$\beta_1 c = a = \frac{\phi_{frp} A_{frp} f_{frp}}{\alpha_1 \phi_c f'_c b} \quad (6.34)$$

Fra figuren ser man tøyingsforløpet og vil bli utledet slik som vist i uttrykket nedenfor.

$$\frac{\epsilon_{frp}}{\epsilon_{cu}} = \frac{d - c}{c}$$

$$\Rightarrow \epsilon_{frp} = \frac{\beta_1 d - \beta_1 c}{\beta_1 c}$$

$$\Rightarrow f_{frp} = E_{frp} \epsilon_{cu} \frac{\beta_1 d - a}{a}$$

Ved å sette inn formlene og løse ligningen for spenningen i trykkbrudd, vil gi uttrykket som er vist formel ( 6.35 ). der momentkapasiteten for trykkbrudd er beregnet slik vist i formel ( 6.36 ).

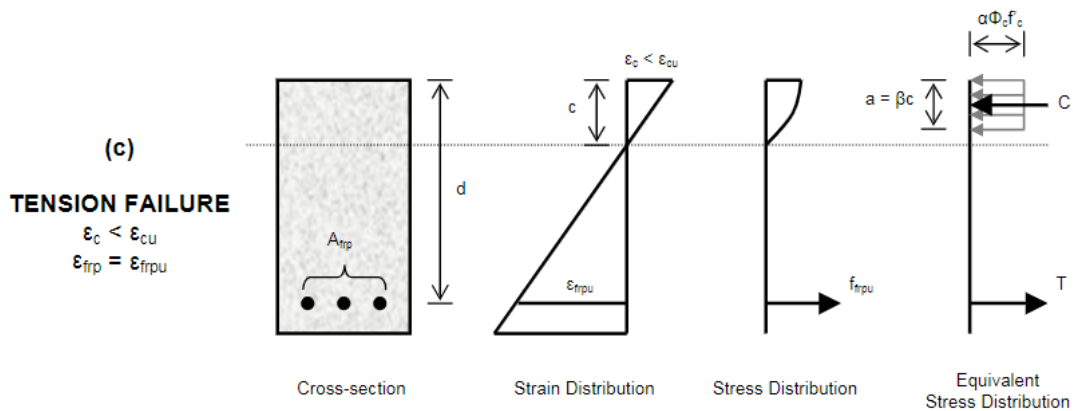


$$f_{frp} = \frac{1}{2} \cdot E_{frp} \cdot \varepsilon_{cu} \left[ \left( 1 + \frac{4 \cdot \alpha_1 \cdot \beta_1 \cdot \phi_c \cdot f'_c}{p_{frp} \cdot \phi_{frp} \cdot E_{frp} \cdot \varepsilon_{cu}} \right)^{\frac{1}{2}} - 1 \right] \quad (6.35)$$

$$M_r = \phi_{frp} \cdot A_{frp} \cdot f_{frp} \left( d - \frac{a}{d} \right) \quad (6.36)$$

**Strekbrudd**

Hvis armeringsforholdet er mindre enn det balanserte armeringsforholdet som er fremvist i formel ( 6.37 ), vil det oppstå brudd i strekksonen som illustrert i Figur 6.3, altså vil strekkarmeringen gå i brudd før betongen. Beregningsmetoden for momentkapasitet for strekkbrudd er beregnet etter kapittel 6.4.3 i *Design Manual No. 3*. etablert av SIMTReC [16].



Figur 6.3 Spenn- og tøyingsforløp for strekkbrudd tverrsnitt [16].

$$\varepsilon_{frpu} = \frac{f_{frpu}}{E_{frp}} \quad (6.37)$$

Betongen i trykksonen vil ikke oppnå maksspenning, ettersom det ikke vil oppstå brudd i betongen. Trykkspenningsforløpet i betongen kan derfor ikke beskrives med de samme ekvivalent rektangulær spenningsbloks metode som for trykkbrudd. De modifiserte parameterne  $\alpha$  og  $\beta$  kan bli bestemt ut ifra retningslinjene etablert av SIMTReC. som sett i Figur 6.4.

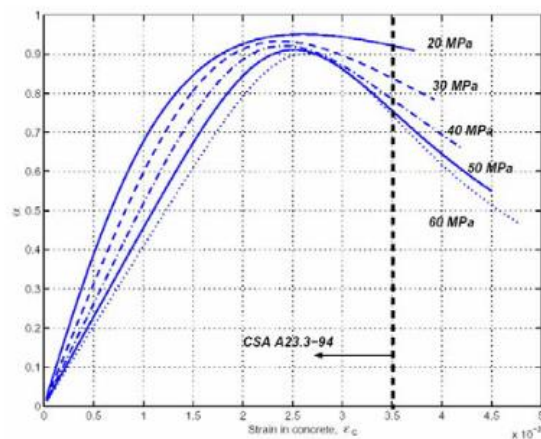


Fig. 3-2. Equivalent stress-block parameter  $\alpha$  for concrete.

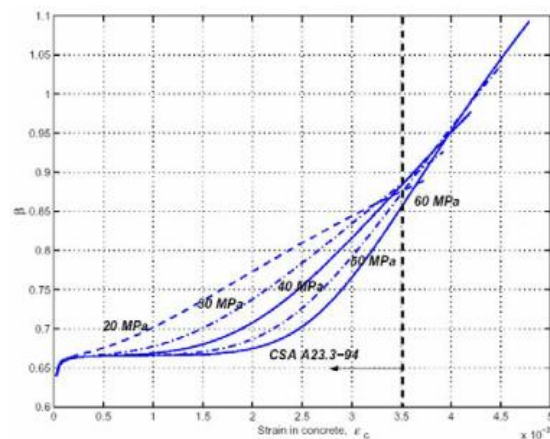


Fig. 3-3. Equivalent stress-block parameter  $\beta$  for concrete.

Figur 6.4 Ekvivalente strekkblokk parametere for betongtrykkfasthet mellom 20 til 60 MPa [16].

De modifiserte parameterne  $\alpha$  og  $\beta$  er valgt fra Figur 6.4 ved å benytte betongtrykkfastheten og tøyningen i betongen og deretter bestemme trykkresultanten og strekkresultanten med en antatt nøytralakse. Trykkresultanten og strekkresultanten er vist i formell ( 6.38 ) og ( 6.39 )

$$C = \alpha \phi_c f'_c \beta cb \quad (6.38)$$

$$T = \phi_{frp} \varepsilon_{frpu} E_{frp} A_{frp} = \phi_{frp} f_{frpu} A_{frpu} \quad (6.39)$$

For likevekt kreves  $C = T$  hvis ikke denne likevekten er oppnådd, bestemmes det en ny verdi for nøytralaksen, og  $\alpha$  og  $\beta$  parameterne vil bli revaluert. Denne prosessen er en repetitiv og en iterativ prosess til likevekten er tilfredstilt. For hver iterasjon oppdateres nøytralaksen, og kan bestemmes med formel ( 6.40 ).

$$c = \frac{\phi_{frp} A_{frp} \varepsilon_f E_f}{\alpha \phi_c f'_c \beta b} \quad (6.40)$$

Parameterne  $\alpha$  og  $\beta$  er bestemt ut ifra betongens tøyning, som kan utregnes slik i formell ( 6.41 )

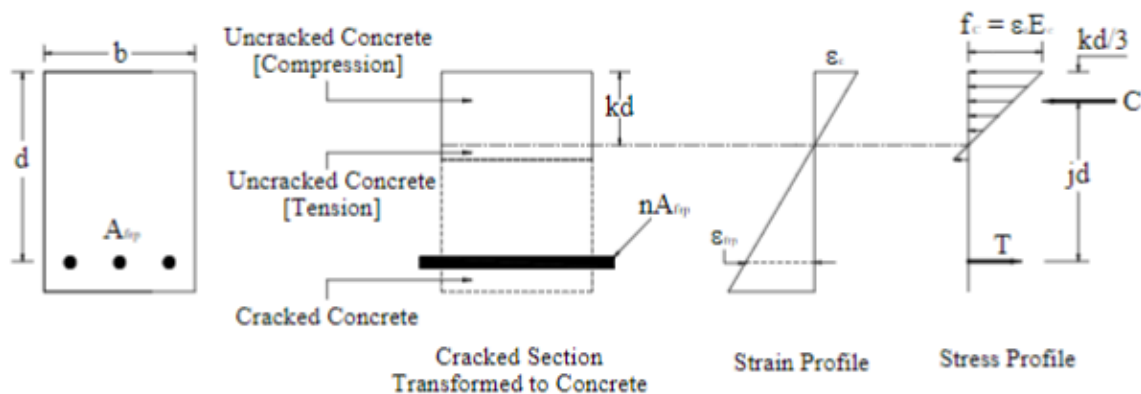
$$\varepsilon_c = \varepsilon_{frpu} \frac{c}{d - c} \quad (6.41)$$

Momentkapasiteten for elementet med strekkbrudd blir utregnet nå som strekkresultant og trykkresultanten er kjent vist i formell:

$$M_r = \phi_{frp} \cdot A_{frp} \cdot f_{frpu} \left( d - \frac{\beta c}{2} \right) \quad (6.42)$$

### 6.4.3 Beregning i bruksgrensetilstand

For stålarmede betongkonstruksjoner vil man anta at betong er lineær elastisk. Disse prinsippene vil man også anta for FRP armerte konstruksjoner. For beregning av bruksgrensetilstand ble metoden som er Figur 6.5 benyttet. Denne metoden går ut på å anta at det har blitt dannet riss på underkant av dekket.



Figur 6.5 Beregningsmodell for bruksgrensetilstand

### Rissviddeberegning

Det har blitt valgt å benytte modifisert beregning av rissvidde rettet mot FRP-armerte konstruksjoner. For beregning av rissvidde for FRP-armerte konstruksjoner benyttes det kun formel ( 6.43 ) hvis heftfaktoren til armeringen er kjent.

$$w = 2.2k_b \frac{f_{frp}}{E_{frp}} \frac{h_2}{h_1} (d_c A)^{\frac{1}{3}} \quad (6.43)$$

$w$ : Rissvidde på strekksiden av bjelken, mm

$E_{frp}$ : E-modulen til FRPen, MPa

$k_b$ : Heftkoeffisient. For FRP armering med samme heftkoeffisient som betong  $k_b=1$ . For FRP armering med dårligere heftkoeffisient enn betong  $k_b > 1.0$ . For FRP armering med bedre heftkoeffisient enn betong  $k_b < 1.0$ . Hvis det er mangel på testdata anbefales det å bruke heftkoeffisient  $k_b = 1.2$ .

$f_{frp}$  Stress på strekksiden av CFRP armeringen ved rissområdet, MPa

$h_2$  Avstand fra ekstremisiden av strekksone til nøytralaksen, mm

$h_1$  Avstand fra senter av strekksone til nøytralaksen, mm

$d_c$  betongunderdekning målt fra senter av strekksonen til ekstrem strekksone mm

$A$  Effektivt strekkareal av betong rundt strekkarmeringen, delt på antall armeringsstenger  $mm^2$

### Nedbøyning (SLS)

Beregning av nedbøyning ble det benyttet metoden i «SIMTRc Design Manual NO. 3. i kapittel 7.5.2 [16].» der den momentane nedbøyningen kan bli evaluert ved å benytte transformerte effektive treghetsmoment og er beregnet etter formel ( 6.44 ) til formel ( 6.47 ).

$$I_e = \frac{I_t I_{cr}}{I_{cr} + \left( 1 - 0.5 \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^2 \right) (I_t - I_{cr})} \quad (6.44)$$

$I_t$ : Transformert arealreghetsmoment for uopprisset del av tverrsnitt:

$$I_t = \frac{lh^3}{12} + l \cdot h \cdot \left(y_t - \frac{h}{2}\right)^2 + (n_{frp} - 1) \cdot (A_{frp})(y_t \cdot dc) \quad (6.45)$$

$I_{cr}$ : Arealreghetsmoment for opprisset del av tverrsnitt:

$$I_{cr} = \frac{b(kd)^3}{3} + \eta A_{frp}(d - kd)^2 \quad (6.46)$$

$M_s$ : Største moment i felt

$M_{cr}$ : Største rissmoment

Største nedbøyning for dekke blir uttrykt i formel (6.47)

$$\delta = \frac{(5 \cdot q \cdot l_s^4)}{384 \cdot E_{cm} \cdot I_e} \quad (6.47)$$

## 6.5 Spennarmert FRP-armering

For beregning av spennarmert fiberarmering i plattendekke, så brukes forskningsrapport gjennomført av NCHRP [36]. Denne baserer seg på AASHTO design guide samt beregningsmetoder fra både ACI og CSA for å tilnærme seg et mest mulig realistisk resultat når det gjelder foroppspenning av fiberarmering i betongkonstruksjoner.

Maksimal foroppspenning for karbonfiberarmering blir dermed beregnet slik:

$$f_{pi} = 0.7f_{pu} \quad (6.48)$$

Videre for beregning må også den elastiske forkortelsen i fiberarmeringen beregnes etter AASHTO-CFRP Eq. (1.9.2.2.3a-1), som er:

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_f}{E_{ct}} f_{cgp} \quad (6.49)$$

Der

$E_f$  er elastisitetsmodul til foroppspent fiberarmering, MPa

$E_{ci}$  er elastisitetsmodul for betongen når spennarmeringens kraft overføres, MPa

$f_{cgp}$  er betongens spenning ved tyngdepunktet til fiberarmering på grunn av foroppspenningskraft, når spennarmeringens kraft overføres, MPa

Deretter kan spenningen i betongen beregnes på grunn av forspenning,  $f_{cgp}$ , fra formel:

$$f_{cgp} = \frac{P_i}{A_g} + \frac{P_i \cdot e_c^2}{I_g} - \frac{M_G \cdot e_c}{I_g} \quad (6.50)$$

Der

$P_i$  er den initielle spennkraften:  $n_p \cdot p$ , kN

$e_c$  er eksentrisiteten til den foroppspente fiberarmeringen, mm

$M_G$  er momentet fra dekkets egenvekt ved midtpunktet, kNm

**Endelig forspenningstap inkludert elastisk forkortelse i fiberarmering forutsettes til å være:**

$$f_{pe} \leq 0.7f_{pu} \text{ for karbonfiberarmering}$$

**Deretter må spenning ved overføring av forspenningskraften og ved bruksgrense sjekkes.**

**Trykkfasthetsgrense for betong ved overføring:**

For oppgaven anvendes det i henhold til både AASHTO 5.9.2.3.1a og EC2 pkt. 5.10.2.2(5) begrensende trykkspenning i betong som følge av forspenningskraften og andre belastninger som virker ved tidspunktet ved overføring av forspenning begrenset til følgende:

$$0.6 \cdot f'_{ci} \quad (6.51)$$

Der

$f'_{ci}$  er betongens trykkfasthet når kraft fra foroppspenning overføres til betongen, MPa

**Strekfasthetsgrense for betong:**

Når armeringen har tilstrekkelig heft med betongen, kan den maksimale strekkspenningen i betongen beregnes fra formel:

$$-0.24 \cdot \sqrt{f'_{ci}} \quad (6.52)$$

**Spenning ved overført lengdeseksjon:**

For oppgaven vil spenninger i område ved overført lengdeseksjon kun bli beregnet ved overføring av kraft fra forspenningen, siden dette stadiet er dimensjonerende [36]. Over tid vil også svinn redusere spenningen i betongen, som dermed gjør spenningen mindre kritisk. Der formlene ( 6.55 ) og ( 6.56 ) viser uttrykkene benyttet for beregning av spenning for dekke i oppgaven.

Overføringslengden for armering i dekket beregnes etter (AASHTO-CFRP Eq. 1.9.3.2.1-1), ved formel:

$$l_t = \frac{f_{pi} \cdot d_b}{\alpha_t \cdot f'_{ci}{}^{0.67}} \quad (6.53)$$

Deretter kan moment basert på egenvekt av dekket ved overføringslengden beregnes:

$$M_{bt} = 0.5w \cdot l_t \cdot (L - l_t) \quad (6.54)$$

Spenninger ved topp av dekket blir dermed:

$$f_t = \frac{P_t}{A} - \frac{P_t \cdot e_c}{S_{ct}} + \frac{M_{bt}}{S_{ct}} \quad (6.55)$$

Spenninger ved bunn av dekket blir dermed:

$$f_t = \frac{P_t}{A} + \frac{P_t \cdot e_c}{S_c} - \frac{M_{bt}}{S_c} \quad (6.56)$$

Der

$S_{ct}$  er motstandsmoment for området fra midten av dekket til topp,  $mm^3$

$S_c$  er motstandsmoment for området fra midten av dekket til bunn,  $mm^3$

### Spenninger ved bruksgrensetilstand:

Beregning av spenninger i dekke ved bruksgrensetilstand vil være i henhold til (AASHTO Art. 5.9.2.3.2a) og EC2 pkt. 5.10.2.2(5), der begrensende trykkspenning i betong ved bruksgrense/permanent basis:

Beregning av dekke basert på total effektiv forspenning og permanente laster for lastkombinasjon «Service 1»:

$$0.45 \cdot f'_c \quad (6.57)$$

AASHTO bruker også en faktor basert på total effektiv forspenning, permanente laster og variable laster. I tillegg til frakt og behandling for lastkombinasjon «Service 1»:

$$0.6 \cdot f'_c \quad (6.58)$$

Der

$f'_c$  er betongens trykkfasthet etter 28 dager, MPa

### Strekfasthetsgrense for betong ved bruksgrense:

Deretter blir dekke beregnet med foroppspenning som har heft med betong i henhold til lastkombinasjon i AASHTO Art. 5.9.2.3.2b, hvor det blir benyttet formelen fra «Service III»:

$$-0.19 \cdot \sqrt{f'_{ci}} \quad (6.59)$$

### Spenninger i bruksgrense ved midtspennet av dekke:

For beregning av spenninger ved toppen av dekke når det er permanent last ved «Service I»:

$$f_{tg} = \frac{P_e}{A} - \frac{P_e \cdot e_c}{S_{ct}} + \frac{M_b + M_{SD}}{S_{ct}} \quad (6.60)$$

Spenninger ved topp av dekke når det er permanent og variable laster, ved «Service I»:

$$f_{tg} = \frac{P_e}{A} - \frac{P_e \cdot e_c}{S_{ct}} + \frac{M_b + M_{SD} + M_L}{S_{ct}} \quad (6.61)$$

Spenningen ved bunn av dekket blir dermed:

$$f_b = \frac{P_e}{A} + \frac{P_e \cdot e_c}{S_c} + \frac{M_b + M_{SD} + 0.8 \cdot M_L}{S_c} \quad (6.62)$$

Der

$P_e$  er den totale forspenningskraften etter alle tap:  $n_p \cdot p_e$ , kN

### Bruksgrensetilstand:

Oppgaven benytter den effektive tøyning i foroppspenningen som er vist i formel:

$$\varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_f} \quad (6.63)$$

Hvis  $\varepsilon_{cc} < 0.003$ , så er faktor for blokktrykksonen gitt ved:

$$\varepsilon_{co} = \left( \left( \frac{f'_c}{11 \text{ ksi}} \right) + 1.6 \right) \cdot 10^{-3} \quad (6.64)$$

For å beregne de totale trykkreftene i dekke er det nødvendig å beregne maksimalverdi av  $\beta_1$  og  $\alpha_1$  faktor:

$$\beta_1 = \max \left( 0.65, \frac{4 - \left( \frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} \right)}{6 - 2 \cdot \left( \frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} \right)} \cdot \left( - \left( \frac{f'_c}{50 \text{ ksi}} \right) + 1.1 \right) \right) \quad (6.65)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left( \frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} \right) - \frac{1}{3} \cdot \left( \frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} \right)^2}{\beta_1} \cdot \left( - \left( \frac{f'_c}{60 \text{ ksi}} \right) + 1 \right) \quad (6.66)$$

Tøyning av foroppspent FRP-armering ved maksimal spenning må først beregnes:

$$\varepsilon_f = \frac{d_p - c}{c} \cdot \varepsilon_{cc} \quad (6.67)$$

Deretter kan den totale strekkraften beregnes:

$$T_f = n_p \cdot A_{pf} \cdot E_f \cdot (\varepsilon_f + \varepsilon_{pe}) \quad (6.68)$$

Og den totale trykkraften:

$$C_c = \alpha_1 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b \cdot c \quad (6.69)$$

For at det skal være ekvilibrum må dermed:

$$C_c = T_f \quad (6.70)$$

Momentkapasiteten til plattendekke kan dermed beregnes etter formel:

$$M_n = T_f \cdot (d_p - c) + C_c \cdot \left( c - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) \quad (6.71)$$

For å kunne beregne motstandsmomentet i plattendekke benyttes metoden I henhold til AASHTO-CFRP Art. 1.5.3.2, samt ACI 440.4r for foroppspent FRP-kabler, der det settes en faktor for momentmotstanden lik:  $\phi=0.75$

For å sjekke kapasiteten til dekket må derfor:

$$\phi \cdot M_n \geq M_u \quad (6.72)$$

Hvor  $M_u$  er de totale momentpåkjenningene i plattendekke med innregnet faktor i henhold til AASHTO/ACI.

### Sjekk for minimumsarmering i plattendekke:

For å sjekke om plattendekke er innenfor kravene for minimumsarmering må det regnes ut om faktoriserede rissmomentet,  $M_{cr}$ , er mindre enn eller er lik 1.33 ganger det faktoriserede momentet,  $M_u$ . Rissmomentet i dekket må beregnes etter (AASHTO-CFRP 1.7.3.3.1-1), formel:

$$M_{cr} = \gamma_3 \cdot ((\gamma_1 \cdot f_r + \gamma_2 \cdot f_{cpe}) \cdot S_c) \quad (6.73)$$

Der

$\gamma_1$  er faktor for riss ved bøyning.

$\gamma_2$  er faktor for forspenningen.

$\gamma_3$  er faktor for forspent betong.

Deretter bestemmes hvilken verdi av  $M_{cr}$  og  $1.33 \cdot M_u$  som er minst. Minste verdien må dermed være mindre enn eller er lik faktoriseret momentmotstand,  $\phi \cdot M_n$ , i dekke for at minimumskrav for armering skal være OK.

### Nedbøyning og overhøyde:

Nedbøyningen i dekket kan dermed beregnes ut ifra forskjellige situasjoner. Negativ nedbøyning vil si at det er overhøyde.

Nedbøyning i dekke på grunn av foroppenningskraft ved overføring:

$$\Delta_{pt} = -\frac{P_t}{E_{ci} \cdot I} \cdot \frac{e_c \cdot L^2}{8} \quad (6.74)$$

Nedbøyning i dekke på grunn av dekkets egenvekt:

$$\Delta_b = \frac{5 \cdot w \cdot L^4}{384 \cdot E_{ci} \cdot I} \quad (6.75)$$

Nedbøyning i dekke på grunn av påført egenlast:

$$\Delta_{SD} = \frac{5 \cdot w_{SD} \cdot L^4}{384 \cdot E_c \cdot I} \quad (6.76)$$

Nedbøyning i dekke på grunn av nyttelast:

$$\Delta_L = \frac{5 \cdot w_L \cdot L^4}{384 \cdot E_c \cdot I} \quad (6.77)$$

Ved å ta i bruk ACI 440.1r [11] sine faktorer for langtidsnedbøyning så kan det beregnes forskjellige nedbøyningstilstander for dekke:

Umiddelbar overhøyde i dekke ved overføring:

$$\delta_t = \Delta_{pt} + \Delta_{bt} \quad (6.78)$$

Overhøyde i dekke ved første oppsetting:

$$\delta_e = 1.8 \cdot \Delta_{pt} + 1.85 \cdot \Delta_{bt} \quad (6.79)$$

Den totale nedbøyningen i dekke kan dermed beregnes etter:

$$\delta_f = 1 \cdot \Delta_{pt} + 2.7 \cdot \Delta_{bt} + 4.1 \cdot \Delta_{SD} + \Delta_L \quad (6.80)$$

### Nedbøyning på grunn av nyttelast etter riss har oppstått:



For å beregne nedbøyning i plattendekke etter riss må spenning i bunn av dekket på grunn av foroppspenningen beregnes:

$$f_{cpe} = \frac{P_e}{A} + \frac{P_e + e_c}{S_c} \quad (6.81)$$

Strekfasthet til betongen:

$$f_r = 0.24 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (6.82)$$

Rissmomentet for dekket kan dermed beregnes etter:

$$M_{cr} = (f_r + f_{cpe}) \cdot S_c \quad (6.83)$$

For å beregne det effektive arealtrehetsmomentet i dekket er det nødvendig i henhold til (AASHTO-CFRP Eq. 1.7.3.4.2-2) å beregne faktor for å mykne opp det effektive arealtrehetsmomentet på grunn av foroppspent FRP-armering:

$$\beta_d = 0.5 \cdot \left( \frac{E_f}{E_s} + 1 \right) \quad (6.84)$$

Arealtrehetsmomentet for dekke med riss blir dermed:

$$I_{cr} = \frac{b \cdot c^3}{12} + b \cdot c \cdot (c - 0.5 \cdot c)^2 + n \cdot A_{pf} \cdot (d_p - c)^2 \quad (6.85)$$

Der

$n$  er E-modul ratio mellom fiberarmering og betong:  $\frac{E_f}{E_c}$

Vi kan deretter beregne det effektive arealtrehetsmomentet for dekke:

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 * \beta_d * I + \left( 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right) * I_{cr} \quad (6.86)$$

Der

$M_a$  er det påførte momentet hvor nedbøyningen er beregnet, kNm

Til slutt kan vi beregne nedbøyning etter riss i dekke:

$$\Delta_L = \frac{5 * M_a * L^2}{48 * E_c * I_e} \quad (6.87)$$

## 6.6 Skjærkapasitet etter SIMTReC-metoden

### Skjærkraftkapasitet

For å beregne skjærkapasiteten til betongen må det også tas hensyn til fiberarmeringen som benyttes som lengdearmring i plattendekke. Derfor benyttes skjærberegning etter den Kanadiske metoden, CSA S806-12 [21] som er basert på empiriske data fra gjennomførte tester. Når skjærkraftkapasiteten i betong beregnes er det viktig å skille mellom dekker som kun er armert med fiberarmering i hele dekket og dekker som er armert med fiberarmering i lengderetning og stålarmering for tværr- og skjær-armering [21]. Design manualen sier derfor at et dekkets skjærmotstand bestemmes i henhold til formel:

$$V_c = 0.2\lambda\phi_c\sqrt{f_{ck}}b_wd\sqrt{\frac{E_{frp}}{E_s}} \quad (6.88)$$

Der

$\lambda$  er modifikasjonsfaktor for densiteten til betong

$\varphi_c$  er motstandsfaktor for betong

$b_w$  er effektiv bredde, mm

$d$  er høyde fra topp av dekket til senter av lengdearmring, mm

$E_{frp}$  er elastisitetsmodul for fiberarmring, MPa

$E_s$  er elastisitetsmodul for stålarmering, MPa

På grunn av betongens bruddforløp er sprøtt og lite duktilt så er det krav til at den dimensjonerende verdien for skjærkraft ikke overskrider halvparten av skjærkapasiteten i betongen [21], som vist i formel:

$$V_f \leq \frac{V_c}{2} \quad (6.89)$$

Der

$V_f$  er dimensjonerende verdi for skjærkraft, kN

Hvis skjærmotstanden på  $0.5 V_c$  er mindre enn  $V_f$ , så må minimumsarmering beregnes.

Siden plattendekke er en konstruksjon som allerede implementerer gitterdragere, så tar disse også opp skjærkrefter. Vi kan derfor bruke skjærmotstanden fra stålet i gitterdrager som går vertikalt i dekket:

$$V_s = \varepsilon_s \cdot E_{sv} \cdot A_{sv} \quad (6.90)$$

Der

$\varepsilon_s$  er flytetøyning for stål

$E_{sv}$  er stålets elastisitetsmodul, MPa

$A_{sv}$  er arealet til skjærarmring som er vinkelrett på lengderetning,  $mm^2$

Den totale skjærmotstanden fra både stålet og betongen i dekke må derfor være større enn den dimensjonerende verdien for skjærkraft:

$$V_f \leq V_c + V_s \quad (6.91)$$

## 6.7 Skjærkrefter i støpeskjøt

Betong støpt på ulike tidspunkt vil skape skjærspenninger i støpeskjøten. Siden skjøten mellom to betongflater i plattendekke er med stål som skjærarmring, så kontrolleres skjærspenningen i henhold til EC2 pkt. 6.2.5, hvor krav som må oppfylles er formel:

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi} \quad (6.92)$$

Hvor den dimensjonerende skjærkapasiteten i støpeskjøten,  $V_{Rdi}$ , beregnes av formel:

$$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5v f_{cd} \quad (6.93)$$

Der

$c$  og  $\mu$  er faktorer som avhenger av støpeskjøtens ruhet

$f_{ctd}$  er den dimensjonerende strekkfastheten for betongen, MPa

$\sigma_n$  er spenning per arealenheter fra minste utvendige normalkraft gjennom støpeskjøten, som kan virke samtidig med skjærkraften, MPa

$\rho$  er  $\frac{A_s}{A_i}$ , hvor  $A_s$  er armeringsarealet som krysser støpeskjøten.  $A_i$  er arealet av støpeskjøten

$\alpha$  er vinkel til skjærarmring og bør begrenses av  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

$\nu$  er en fasthetsreduksjonsfaktor, definert i EC2, pkt. 6.2.2(6) som  $\nu = 0,6[1 - \frac{f_{ck}}{250}]$

Den dimensjonerende verdien for skjærspenning i støpeskjøten til plattendekke beregnes dermed ved formel:

$$V_{Edi} = \frac{\beta V_f}{z b_i} \quad (6.94)$$

Der

$\beta$  er forholdet mellom den langsgående kraften i det nye betongarealet og den totale langsgående gurtkraften

$V_{Ed}$  er dimensjonerende skjærkraft, kN

$z$  er det sammensatte tverrsnittets indre momentarm, mm

$b_i$  er støpeskjøtens bredde, mm

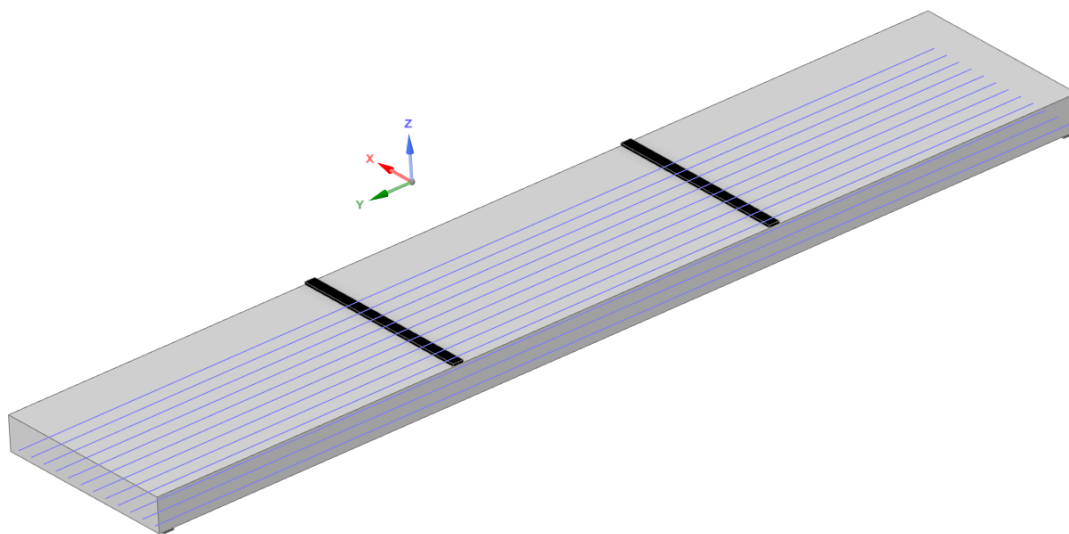
## 6.8 Elementmetoden

Programvare som benyttes i denne oppgaven for gjennomføring av FEM-analyse er Ansys Workbench 2022 R1 med studentlisens fra Universitetet i Agder. For å korrekt gjennomføre analyse av betongdekke med innstøpt armering har det blitt tatt i bruk støttelitteratur produsert av Ansys [44], hvor de definerer metoder for modell, elementtype og definering av materialegenskaper for gjennomføring av analyse. For å gjennomføre analysene har det blitt modellert ferdig utstøpt plattendekke med CFRP, BFRP, GFRP, samt stål som armering for å sammenligne egenskapene til fiberarmert i plattendekke ved nedbøyning. Det er valgt å gjennomføre FEM-analyse ved bruk av analysesystemet «static structural», hvor det er valgt å ta i bruk ikke-lineær metode på grunn av de store nedbøyningene som fører til deformasjon i stål og betong. Videre underkapitler tar for seg metode brukt for slakkarmert plattendekke.

### Geometri

Det er valgt å gjennomføre FEM-analysen med slakkarmert i lengderetning. For å forenkle analysen er det valgt å bare modellere betong og lengdearmert. Gitterdrager og tverrarmert er derfor ekskludert fra analysen. Modelleringen av dekket er gjennomført i Autodesk Revit Structure som deretter eksporterer modellen in i deler som importeres til Ansys SpaceClaim. I SpaceClaim settes alle delene sammen og i tillegg modelleres opplager og punkter hvor last påføres dekket.

Geometrien for betongdekket er 9 meter langt, 1,8 meter bredt og 320 mm tykt. Lengdearmert som inngår i modellen, er 12 stenger med 150 mm senteravstand hvor overdekningen fra bunn er 30 mm. Dette gjelder alle typer armering som inngår i testing. Figur 6.6 viser geometrien med skjermdump fra Ansys SpaceClaim.



Figur 6.6 Geometri av plattendekke med langsgående armering og ståbjelker for punktlast.

Eneste geometriske variabler i analysen er diameter til de forskjellige armeringene. Disse bestemmes ut ifra produsentenes spesifikasjon oppgitt i Tabell 5.4.

### Materialer

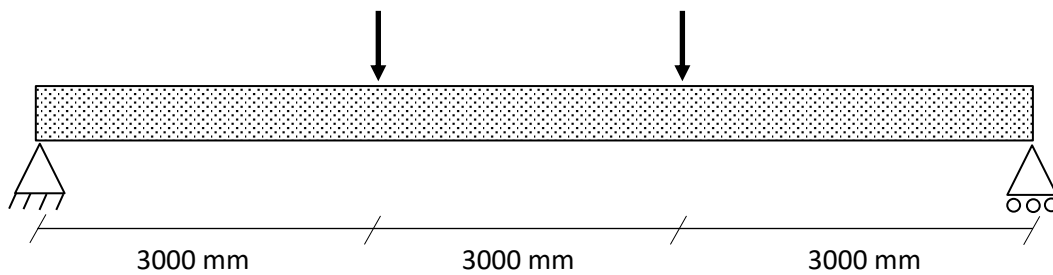
Definisjon av materialegenskaper for både betong, stålarmering og FRP-armering er viktig for å tilnærme seg mest realistiske resultater for sammenligning. Materialdata for hvert material defineres i Ansys Workbench Engineering Data.

For betong er det valgt å benytte Menetrey-Willam geomekanske egenskaper for materialdata. Ved å ta i bruk disse egenskapene får betongen plastiske egenskaper fram til brudd og realistisk bruddform for betong som er delvis duktilt. Menetrey-Willam egenskapene er implementert i samspill med elementtype SOLID185. SOLID185 er et homogent strukturelt solid 3D element som er standardelement i Ansys. Det er også lagt til tilleggsdata for Menetrey-Willam egenskaper for lineær «softening» plastisitetmodell.

Materialegenskaper for armering er definert forskjellig for stål og fiberarmering. Dette er på grunn av stålets duktile bruddform mot FRP-armering sin lineære strekkfasthet og plutselig brudd. For stål er kurven for tøyingsdiagrammet tilpasser den elastiske og plastiske deformasjon for stål, mens for FRP-armering er det kurven laget lineær med ingen flyt i material for å simulere plutselig bruddform. Ved definering av elementtype for armering er det valgt å ta i bruk den nye funksjonen i Ansys hvor man kan velge modelltype som «reinforcement». Ved å bruke denne funksjonen vil Ansys danne linjeelement REINF264 for armeringen. Dette vil automatisk anta fullstendig heft til betong og elementene har godt samspill med SOLID185-elementene for betong.

### Opplager og interaksjon

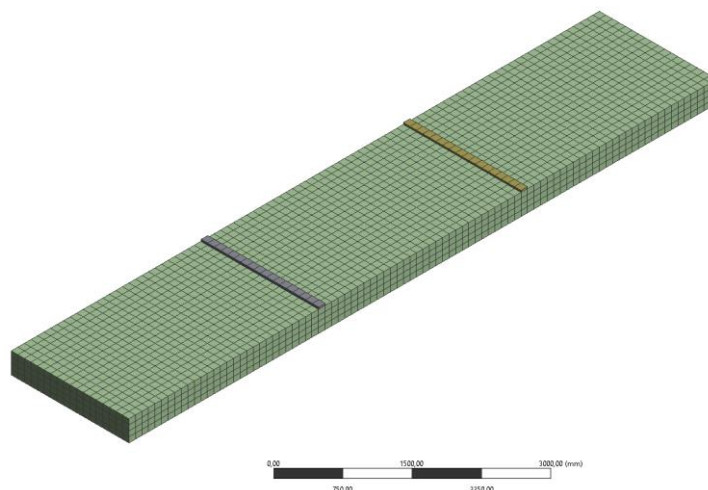
For å simulere punktlast på plattendekke er det modellert in to stålbjelker på tvers av dekket. Disse stålbjelkene vil bli definert med en forflytning nedover i Ansys, slik at dekket får to punktlaster som vil gi nedbøyning i dekke. Avstanden mellom bjelkene er satt til 1/3 av totale lengden på hele plattendekke, som vil si 3000 mm. Figur 6.7 viser forenklet tegning av punktlast og opplager for modellen. For opplager er det valgt å ta i bruk nodene i hver ende av bunnflaten, hvor den ene siden er totalt innspent i alle retninger, mens andre siden har fri glidebane i Y-retning slik at dekket har mulighet til å forflytte seg uten å skape ekstra spenninger i innfestning.



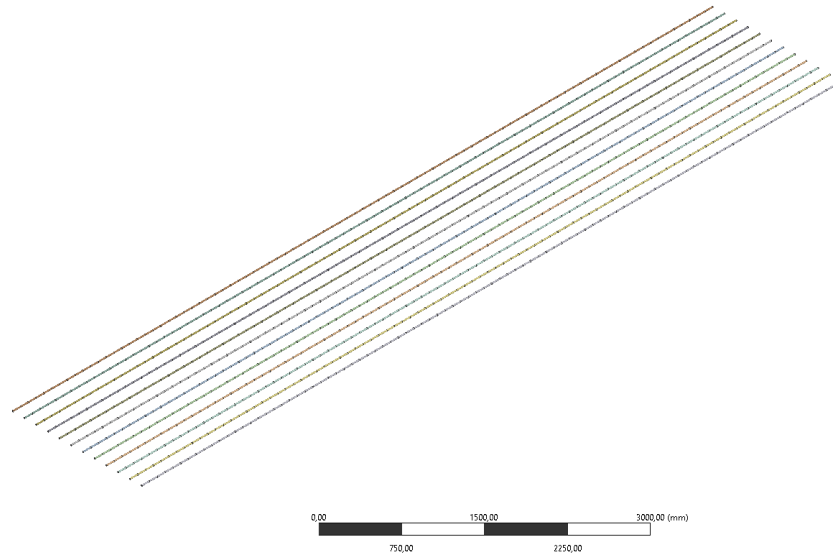
Figur 6.7 forenklet modell av punktlast og opplager for analyse.

### Elementstørrelse/Mesh

Elementstørrelsen til både betongelement og linjeelement for armering er valgt til 100 mm automatisk fordelt. Dette er relativt stor elementstørrelse, men er valgt for å effektivisere analyseprosessen og for å øke sjansen for at modellen konvergerer med de materialparameterne som er satt. Testing av elementstørrelser ble gjennomført for å finne balanse mellom realistisk resultat og kalkulerings tid. For elementstørrelser 150 mm og større ga simuleringens løsninger uegnede resultater som ikke gir riktig spenningsforløp i betong. 100 mm ga gode resultater uten å kreve for lang kalkulerings tid. Figur 6.8 og Figur 6.9 viser plattendekke og lengdearmring hvor 100 mm elementstørrelse er generert.



Figur 6.8 Plattendekke og stålbjelker generert med 100 mm elementstørrelse.



Figur 6.9 Lengdearmering generert med 100 mm elementstørrelse.

### Analyseegenskaper og løsning

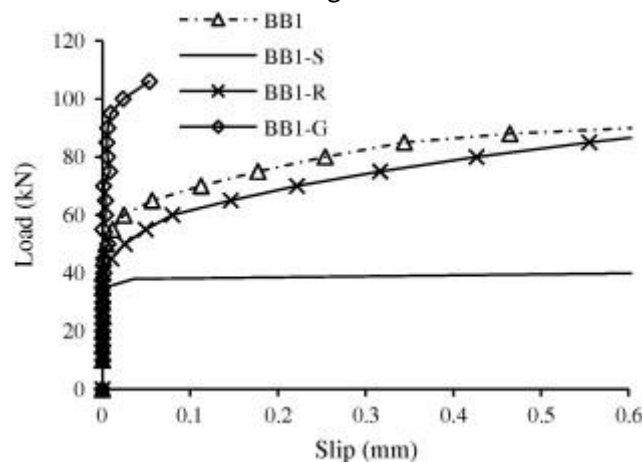
Det er valgt å gjennomføre test ved å bruke forskyvning av stålplater. Disse forskyvningene er satt til -150 mm i Z-retning, som vil gi påkjenning dekket nedover helt fram til brudd. Fra denne forskyvningen er det mulig å hente ut resultater som viser spenning i armering, betong og hva de totale opplagerkreftene er ved gitt nedbøyning. I Ansys er det definert i løsningsdelen at simuleringen skal vise de ekvivalente von-Mises krefter i armering, normalspenning i lengdeaksen for betong og hvilke kraftreaksjoner som virker på opplager. Det dannes også en graf som viser sammenheng mellom kraftreaksjon i opplager og hvor stor nedbøyning i millimeter.

## 7 Resultat

### 7.1 Resultat fra litteraturstudie

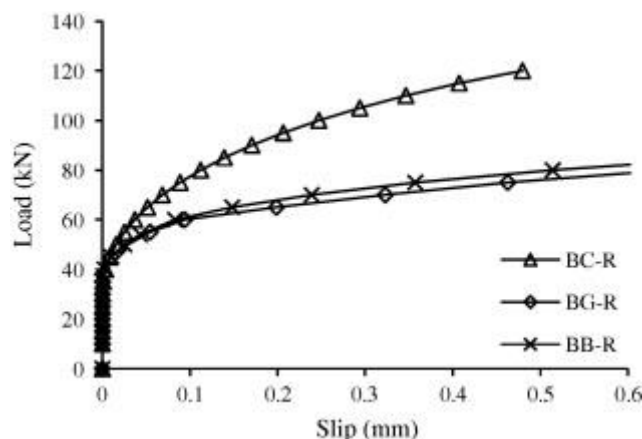
#### 7.1.1 Resultat heft

Studiet gjennomført av Lin et al., 2013 [20] viser heftegenskaper til FRP-armering som har forskjellig overflatebehandling. Figur 7.1 viser resultat for bjelketest hvor utglidning av hver armeringstype er målt. Resultatene består av armeringsstenger av basalt hvor BB1 har tvinnet fiber på overflate, BB1-S har glatt overflate, BB1-R har overflate med riller og BB1-G har overflate med sand.



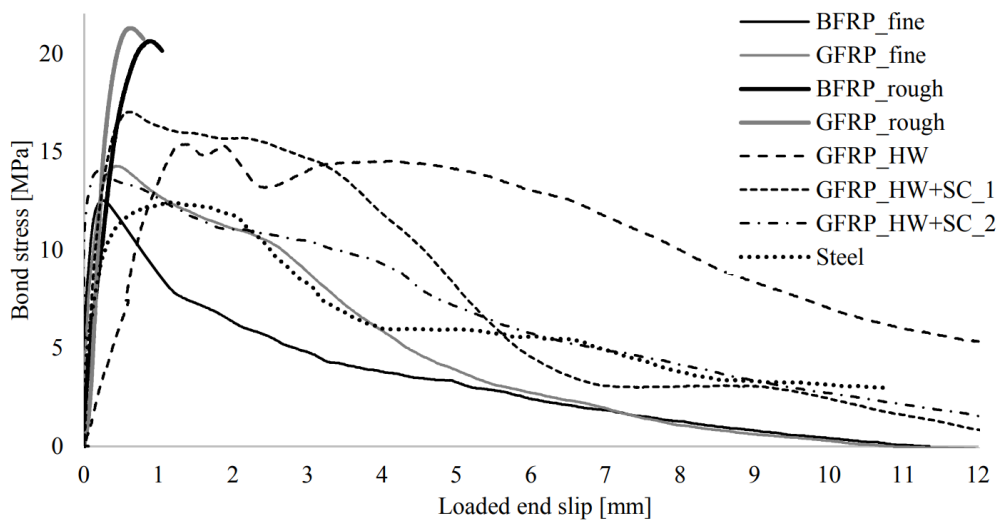
Figur 7.1 Heft test for BFRP-armering med forskjellig overflate (BB1 - tvinnet, BB1-S - glatt, BB1-R Riller, BB1-G Sand) [20].

Studiet gjennomførte også bjelketest for forskjellige FRP-armeringstyper som har identisk overflatebehandling, hvor resultatet vises i Figur 7.2. Hvor BC-R er karbonfiber, BG-R er glassfiber og BB-r er basaltfiber



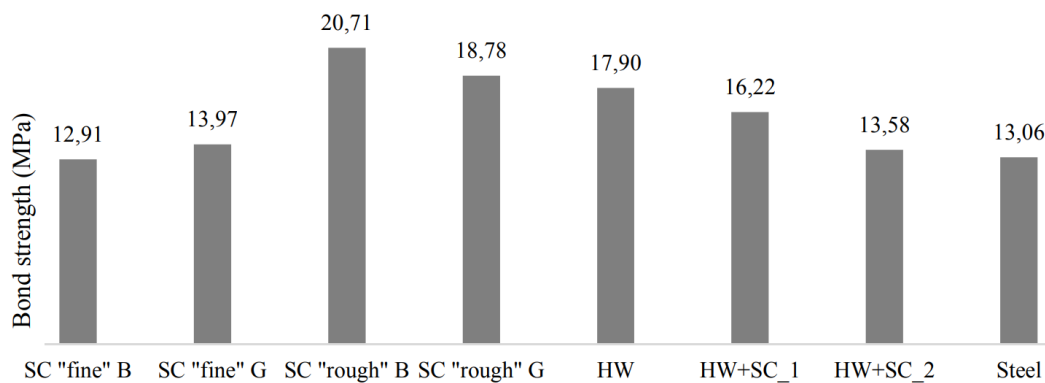
Figur 7.2 Heft test for forskjellig FRP-armering (BC-R - Karbonfiber, BG-R - Glassfiber, BB-R - Basaltfiber) [20].

Studiet gjennomført av Balázs et al., 2018 [19] viser resultater for BFRP og GFRP med fin og grov sand i overflate, samt testing med helisk tvinnet fiber for GFRP-armering både med og uten sand i overflate. Resultatene viser i Figur 7.3 at det er lineær kurve for heftspenningene i sonen før skade i betong skjer. Deretter følger et ikke-lineær forløp opp til maksimal heftspenning. Resultatet viser stålarmering danner lite platå ved maksimal heftspenning, mens FRP-armering danner topper før utglidning av armering starter.



Figur 7.3 Resultat fra uttrekkstest som viser GFRP, BFRP opp mot stål [19].

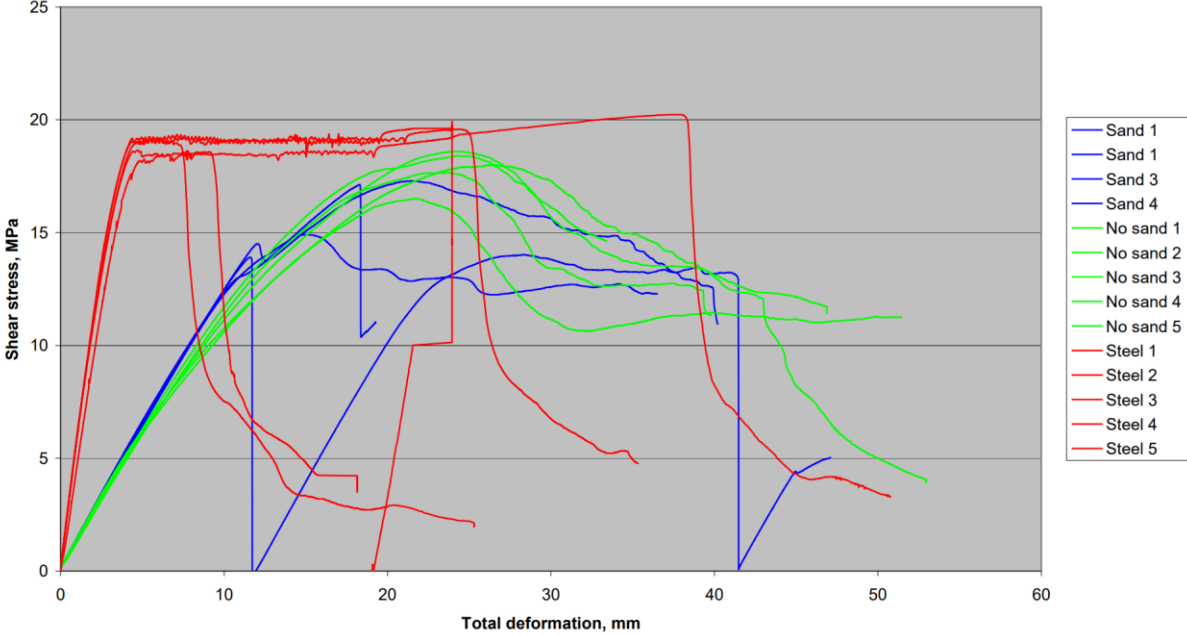
Resultatene i Figur 7.4 viser også hver FRP-armering, samt stålarmert sin maksimale heftstyrke. Resultatene viser overflate med store sandkorn utøver den høyeste heftstyrken til betong, både for BFRP- og GFRP-armering. Overflate med fin sand har tilsvarende lik kapasitet som stål. Helisk tvinnet fiber rundt FRP-armering uten sand har bedre resultat enn tvinnet fiber med sand.



Figur 7.4 Resultat som viser maksimal heftstyrke for hver FRP-armeringstype og stål. SC «fine» og «rough» refererer til sandtype. HW referer til helisk tvinnet fiber rundt kabel [20].

ReinforceTech AS sammen med Det Norske Veritas [22] gjennomførte også testforsøk for å sammenligne basaltarmert med forskjellig overflate opp mot kamstål. Resultatet i Figur 7.5 viser fire tester for basaltfiber med riller og sand på overflaten (Sand1-4), fem tester for basaltfiber med kun riller på overflate (No sand 1-5), og fem tester med vanlig kamstål (Steel 1-5).



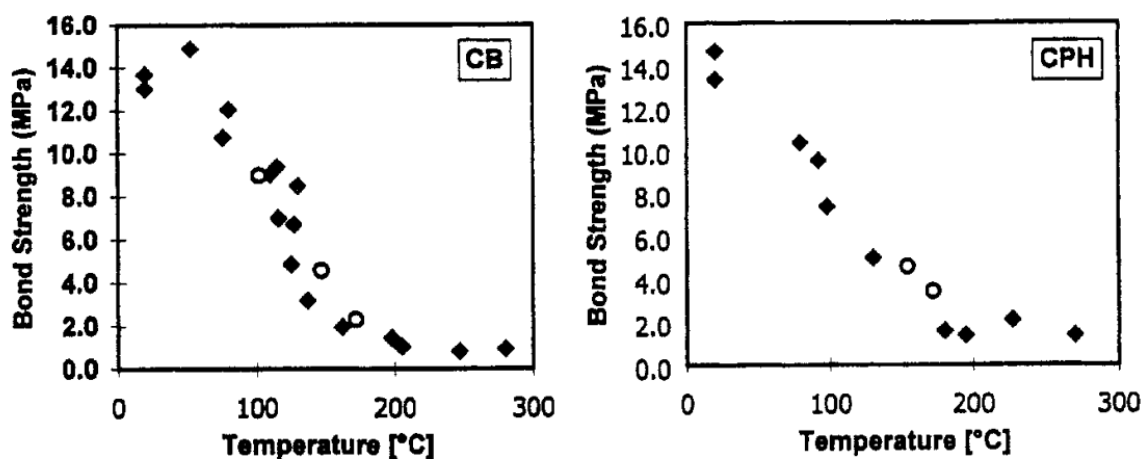


Figur 7.5 Resultat ReinforceTech AS/Det Norske Veritas [22].

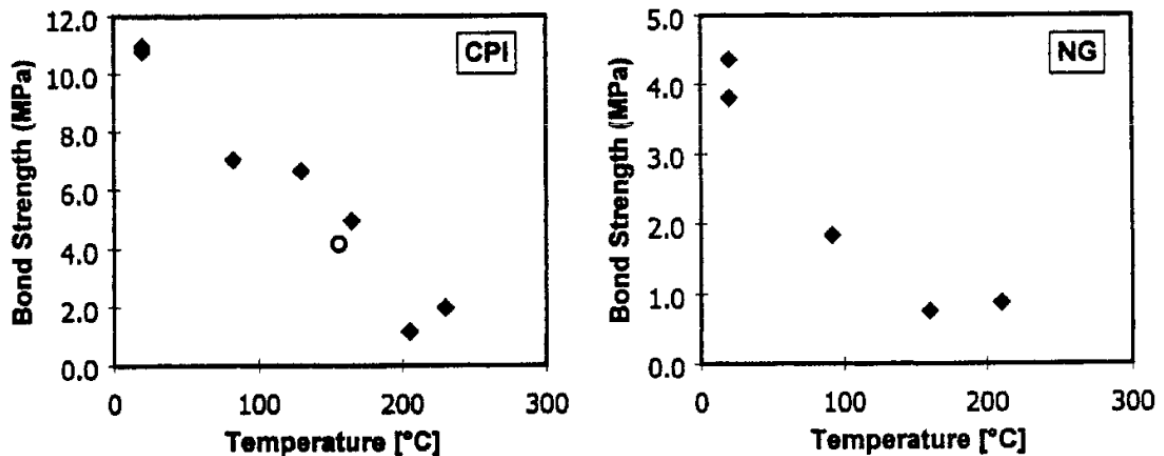
### 7.1.2 Resultater fra litteraturstudier om brannegenskaper

I Figur 7.6 og Figur 7.7 vises resultat for CB-armeringen, som har blitt behandlet med store utgravinger i matriksen. Overflatebehandlingen for CPH, CPI og NG ble det bundet heliksformet glassfiber ovenpå armeringen. CPH-armeringen ble glassfiberen bundet med tett heliksform, det samme gjaldt for NG-armeringen. For CPI-armeringen var det bredere avstand for heliksbindingen. NG-armering var bindet ekstra stramt ved at det ble dannet uthevninger av polymermatriksen på overflaten for å øke heften enda mer [25].

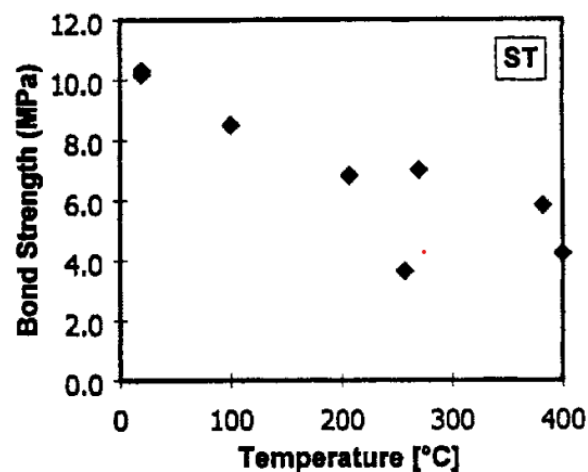
Effekten av varmeutviklingen av armering i betong med tanke på heft er vist i Figur 7.6. Ut ifra resultatene til Katz et al. «1999» [25] oppfører alle FRP-armeringene seg likt, og vil ha lignende resultater for alle armeringstypene som er testet. For temperaturer mellom 80-160 °C blir det dokumentert en reduksjon i heftstyrken for alle FRP-armeringene. Når temperaturen nådde 200 °C begynte reduseringen av heftstyrke å ta av og forblir konstant til eksperimentet blir stoppet ved rundt 300 °C. Ved 400 °C vil polymermatriksen begynne å dekomponere på grunn av den høye varmen. NG-armeringen var mest sensitiv til temperaturøkningen og mistet heftstyrken relativt raskt ved lav temperaturøkning som sett i Figur 7.7. det ble observert 55 % tap av heftstyrke ved kun 92 °C, likevel var det totale heftstyrketapet på «kun» 80 % som vil være lik som for de andre FRP-armeringene. Kontrollarmeringen av stål opplevde kun 40 % hefttap, som er 40 prosentpoeng mindre enn gjennomsnittlig verdi for FRP-armering, som er vist i Figur 7.8. Samtidig observerer man at økning i temperatur for stålarmingen vil medføre lite for hefttap.



Figur 7.6 Resultat for CB- og CPH ved test av heftapet til armering når utsatt for varme



Figur 7.7 Resultat for CPI- og NG ved test av heftapet til armering når utsatt for varme



Figur 7.8 Resultat for ST ved test av heftapet til armering når utsatt for varme

## 7.2 Analytisk beregning av slakkarmert plattendekke

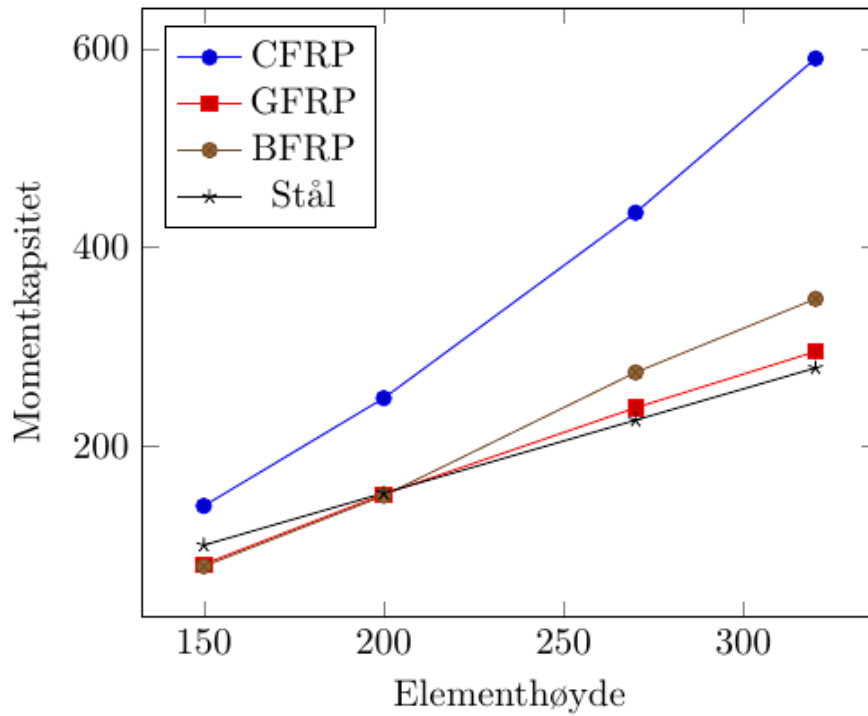
Beregninger for slakkarmerte plattendekke er utført etter metodene etablert av *SIMTReC/ISIS Design Manual No.3 Reinforcing Concrete Structures with Fibre Reinforced Polymers* [16]. I dette kapitlet vil det bli presentert resultater for grensetilstandene til plattendekke. Der aktuelle grenseverdier er momentkapasitet, skjærkapasitet, nedbøyning og rissvidde. Metodene for beregningene av grensetilstandene er presentert i Kapittel 6.4. Detaljert utførelse av beregningene vil bli vedlagt i vedlegg-A

### 7.2.1 Bruddgrensetilstand

#### Momentdimensjonering

I Figur 7.9 og i Tabell 7.1 er resultatene for momentkapasiteten for de slakkarmerte dekkene presentert. Grafen viser momentkapasiteten i y-aksen og tykkelsen av dekke i x-aksen. Dimensjonerende moment til plattendekke er gitt i Tabell 7.2 og momentkapasitet med konkrete tall i Tabell 7.1 utnyttelsen av kapasiteten vil bli presentert i Tabell 7.3 Utnyttelsen er kategorisert slik at tall markert med grønn vil ha tilstrekkelig kapasitet og motsatt med rødt. Det er viktig å merke seg

at resultat for plattendekke på 9 meter, så vil armeringstøying for stål være for høy, og stålet vil flyte.



Figur 7.9 Momentkapasitet for slakkarmerte dekker

Tabell 7.1 Momentkapasitet for slakkarmerte dekker i tabellform

<i>Momentkapasitet <math>kNm (M_{Rd})</math></i>				
<b>Elementhøyde</b>	<b>150 mm</b>	<b>200 mm</b>	<b>270 mm</b>	<b>320mm</b>
<b>CFRP</b>	139,8	248,2	434,8	589,9
<b>GFRP</b>	81,2	151,6	238,5	295
<b>BFRP</b>	79,1	150,1	274,1	348,1
<b>Stål</b>	100,3	152,7	226,1	278,6

Tabell 7.2 Dimensjonerende moment for slakkarmert dekke

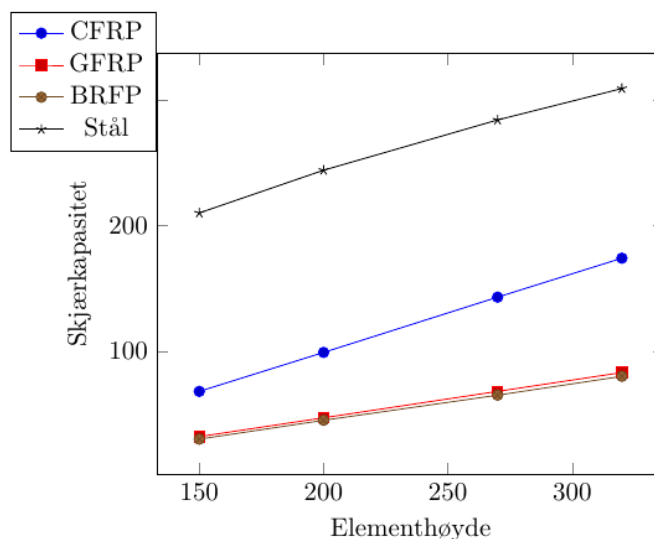
<i>Dimensjonerende moment <math>kNm (M_{Ed})</math></i>				
<b>Elementhøyde</b>	<b>150 mm</b>	<b>200 mm</b>	<b>270 mm</b>	<b>320mm</b>
Opptredende moment	70,5	82,6	101,8	115,4

Tabell 7.3 Utnyttelse av momentkapasitet

<i>Utnyttelse</i>				
<b>Elementhøyde</b>	<b>150 mm</b>	<b>200 mm</b>	<b>270 mm</b>	<b>320mm</b>
<b>CFRP</b>	1,16	0,76	0,53	0,45
<b>GFRP</b>	1,99	1,25	0,97	0,89
<b>BFRP</b>	2,05	1,26	0,85	0,76
<b>Stål</b>	1,61	1,24	1,03	0,94

### Skjærkapasitet

Skjærkapasiteten til plattendekkerne er gjengitt i Figur 7.10 nedenfor og med konkrete tall i Tabell 7.4. Opptredende skjærkraft er beskrevet Tabell 7.5 utnyttelsen av kapasiteten vil bli presentert i Tabell 7.6. Utnyttelsen er kategorisert slik at tall markert med grønn vil ikke ha behov for skjærarmoring og motsatt med rødt.



Figur 7.10 Resultat skjærkapasitet for slakkarmerte dekker

Tabell 7.4 Resultat skjærkapasitet for slakkarmerte dekker i tabellform

Skjærkapasitet kN ( $V_f$ )				
Elementhøyde	150 mm	200 mm	270 mm	320mm
<b>CFRP</b>	67,5	98,9	142,9	174,2
<b>GFRP</b>	31,8	46,9	68,1	83,2
<b>BFRP</b>	30,4	45	65,4	80
<b>Stål</b>	209,8	243,6	283,7	309,1

Tabell 7.5 Dimensjonerende skjærkraft for slakkarmert dekke

Dimensjonerende skjærkraft kN				
Elementhøyde	150 mm	200 mm	270 mm	320mm
Opptredende Skjærkraft	70,5	82,6	101,8	115,4

Tabell 7.6 Utnyttelse av skjærkapasitet for slakkarmert dekke

Utnyttelse				
Elementhøyde	150 mm	200 mm	270 mm	320mm
<b>CFRP</b>	1,04	0,84	0,71	0,66
<b>GFRP</b>	2,22	1,76	1,49	1,39

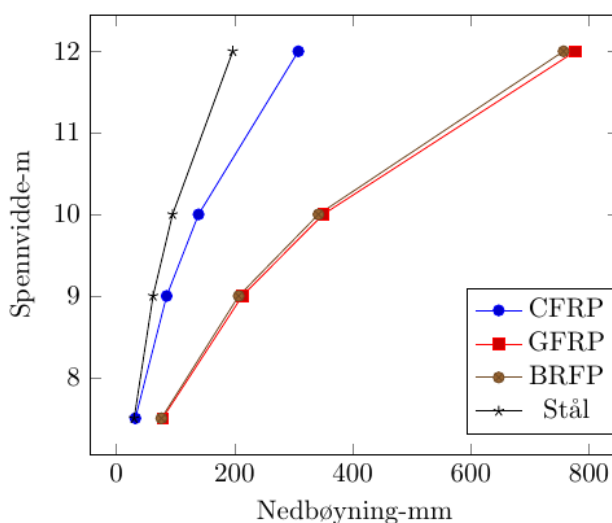
<b>BFRP</b>	2,32	1,84	1,56	1,44
<b>Stål</b>	0,26	0,27	0,28	0,29

## 7.2.2 Bruksgrensetilstand

### Nedbøyning

For oppgavene er det testet fire forskjellige spennvidder, der det er sett på nedbøyningen til dekkene med forskjellige typer armeringer. Resultatene for nedbøyning av dekkene kan bli sett i Tabell 7.7, og i Figur 7.11, der hensikten er å se bruddforløpet når spennvidden øker, spesielt nedbøyning vil være ekstra interessant tema for oppgaven.

Bruksgrensetilstanden setter krav for at konstruksjonen ikke skal påvirke dens funksjon eller utseende på en ugunstig måte. Derfor må plattendekke kontrolleres for at dens deformasjoner ikke overskrider de akseptable grenseverdiene som er satt, kravene for hver av elementene er beskrevet i Tabell 7.8. EC2 7.4.1(4) beskriver konstruksjonens utseende, og brukbarhet kan bli redusert for et dekke med tilnærmet permanente laster overskrider  $\frac{\text{Spennvidden}}{250}$ . Tabell 7.9 viser elementer som overskrider kravet for nedbøyning med rød markering, og elementer som tilfredsstillt kravet med grønt.



Figur 7.11 Resultat nedbøyning for slakkarmert dekke

Tabell 7.7 Resultat nedbøyning for slakkarmert dekke i tabellform

Spennvidde	Nedbøyning-mm			
	7500 m	9000 m	10000 m	12000 m
<b>CFRP</b>	31,5	85	139,3	308,4
<b>GFRP</b>	78	213,2	350	777,4
<b>BFRP</b>	76	207	342	757,1
<b>Stål</b>	30	62,4	95	197,1

Tabell 7.8 Krav for nedbøyning for slakkarmerte dekker

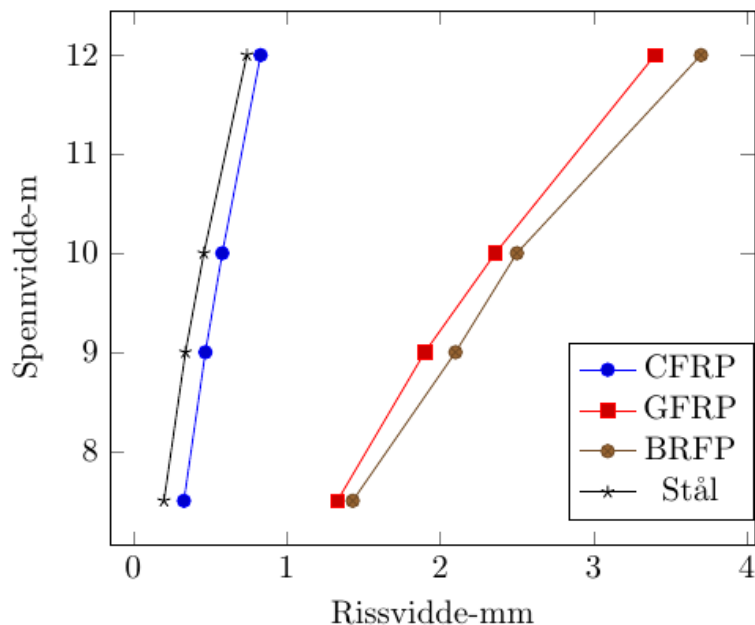
Krav for nedbøyning $L/250$				
Spennvidde	7500 m	9000 m	10000 m	12000 m
Maksimum nedbøyning mm	30	36	40	48

Tabell 7.9 Utnyttelse av nedbøyning for slakkarmert dekke

Utnyttelse				
Spennvidde	7500 m	9000 m	10000 m	12000 m
CFRP	1,05	2,36	3,48	6,43
GFRP	2,60	5,92	8,75	16,20
BFRP	2,53	5,75	8,55	15,77
Stål	1,00	1,73	2,38	4,11

### Rissvidde

Figur 7.12 viser resultater av beregningene for rissvidde til slakkarmerte plattendekker med bruk av fire forskjellige materialer. Der Tabell 7.10 viser kravene for rissvidde, og Tabell 7.11 viser beregnet rissvidde i henhold til EC2 og SIMTRec metodene. Utnyttelsen er kategorisert slik at tall markert med grønn farge vil ha tilstrekkelig kapasitet og motsatt med rødt.



Figur 7.12 Resultat rissvidde for slakkarmert dekke



Tabell 7.10 Rissvidde krav for slakkarmerte dekker

		Krav for rissvidde			
Material	Spennvidde	7500 m	9000 m	10000 m	12000 m
FRP	Tillat rissvidde,	0,5 mm	0,5 mm	0,5 mm	0,5 mm
Stål	Tillat rissvidde,	0,3 mm	0,3 mm	0,3 mm	0,3 mm

Tabell 7.11 Resultat fra rissvidde beregning for slakkarmerte dekker

		Rissvidde-mm			
Spennvidde		7500 m	9000 m	10000 m	12000 m
CFRP		0,33	0,47	0,58	0,83
GFRP		1,33	1,9	2,36	3,4
BFRP		1,43	2,1	2,5	3,7
Stål		0,2	0,34	0,46	0,74

Tabell 7.12 Utnyttelse av rissvidde for slakkarmerte dekker

		Utnyttelse av Rissvidde			
Spennvidde		7500 m	9000 m	10000 m	12000 m
CFRP		0,66	0,94	1,16	1,66
GFRP		2,66	3,80	4,72	6,80
BFRP		2,86	4,20	5,00	7,40
Stål		0,67	1,13	1,53	2,47

## 7.3 Analytiskberegning av forspente plattendekke

### 7.3.1 Bruddgrensetilstand

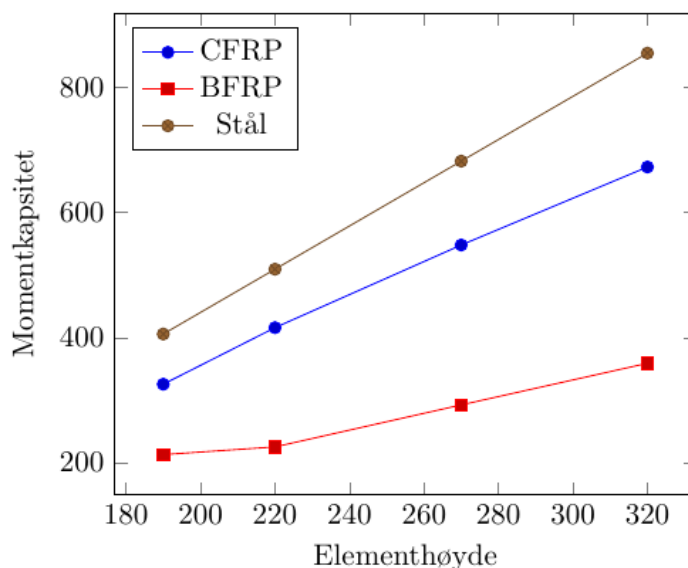
For bestemmelse av grensetilstandene for spennarmerte plattendekke er det beregnet for momentkapasitet, skjærkapasitet og nedbøyning. Beregninger for rissvidde er ikke inkludert for resultater for spennarming.

#### Momentkapasitet

For beregningene av momentkapasitet for spennarmerte plattendekke blir resultatene vist i Figur 7.13 og i Tabell 7.13. X-aksen illustrerer elementhøyden av dekke, der Y-aksen viser momentkapasiteten. Resultatene viser en lineær økning av momentkapasiteten når tykkelsen til

elementet øker. Den brune linjen illustrerer dekke med stålarmert som er beregnet etter Eurocode 2. Der den blå og røde linjen er beregnet etter metodene etablert av AASHTO/NCHRP.

Dimensjonerende momentet for dekke er vist i Tabell 7.14. Det vil være differanse av opptredende moment mellom plattendekke med FRP og stål som vist i Tabell 7.14. AASHTO/NCHRP benytter faktorer direkte på momentet, der stål vil ta i bruk vanlige lastfaktorer fra NS-EN 1990 (Tabell A.1.2(B)). Utnyttelsen av momentkapasiteten er presentert i Tabell 7.15.



Figur 7.13 Momentkapasitet for spennarmerte dekker

Tabell 7.13 Momentkapasitet for spennarmert dekke i tabellform

Momentkapasitet $kNm$ ( $M_{Rd}$ )				
Elementhøyde	190 mm	220 mm	270 mm	320mm
CFRP	325,3	415,774	548	672,74
BFRP	212,7	225	292,2	358,8
Stål	405,6	509,3	682,2	855,04

Tabell 7.14 Påførende moment for spennarmerte dekker

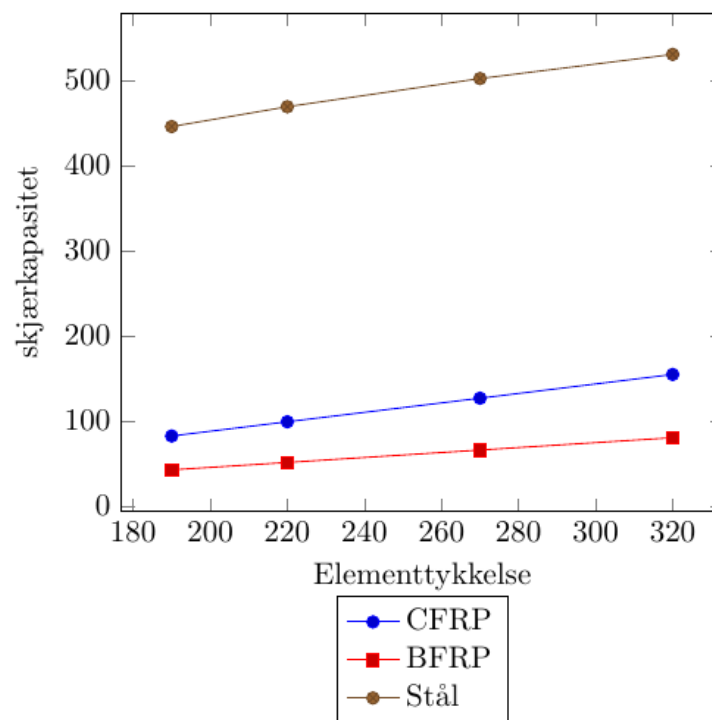
Dimensjonerende moment $kNm$				
Elementhøyde	190 mm	220 mm	270 mm	320mm
CFRP	354,4	384,8	435,4	486
BFRP	354,4	384,8	435,4	486
Stål	325	356,6	411,2	465,9

Tabell 7.15 Utnyttelse av momentkapasitet for spennarmerte dekker

Elementhøyde	Utnyttelse			
	190 mm	220 mm	270 mm	320mm
CFRP	1,09	0,93	0,79	0,72
BFRP	1,67	1,71	1,49	1,35
Stål	0,80	0,70	0,60	0,54

### Skjærkapasitet uten bidrag fra gitterdrager

Resultatene for skjærkapasitet er vist i Tabell 7.16, der det er beregnet for plattendekkene med BFRP-, CFRP- og Stålarmering. Grafen viser utviklingen av skjærkapasiteten når elementtykkelsen øker, der X-aksen illustrere tykkelsen på dekket, og Y-aksen viser skjærkapasitet. For beregning av kapasiteten er det er tatt med fire forskjellige elementhøyder, som er vist i Figur 7.14. Ut fra resultatene vil det ses store ulikheter når det gjelder resultater sammenlignet med skjærkapasitet med bidrag fra gitterdragerne. Dette vil skyldes store differanser når det gjelder beregningsfilosofi mellom EC2 og SIMTReC. Utnyttelsen av skjærkapasiteten er vist i Tabell 7.18



Figur 7.14 Skjærkapasitet for spennarmerte dekker uten bidrag fra gitterdrager

Tabell 7.16 Skjærkapasitet for spennarmerte dekker uten bidrag fra gitterdrager i tabellform

<i>Skjærkapasitet kN (<math>V_f</math>)</i>				
<b>Elementhøyde</b>	<b>190 mm</b>	<b>220 mm</b>	<b>270 mm</b>	<b>320mm</b>
<b>CFRP</b>	82,6	99,3	127	154,9
<b>BFRP</b>	42,8	51,5	66,1	80,6
<b>Stål</b>	446,1	469,4	502,5	530,9

Tabell 7.17 Påførende skjærkraft for spennarmert dekker uten bidrag fra gitterdrager

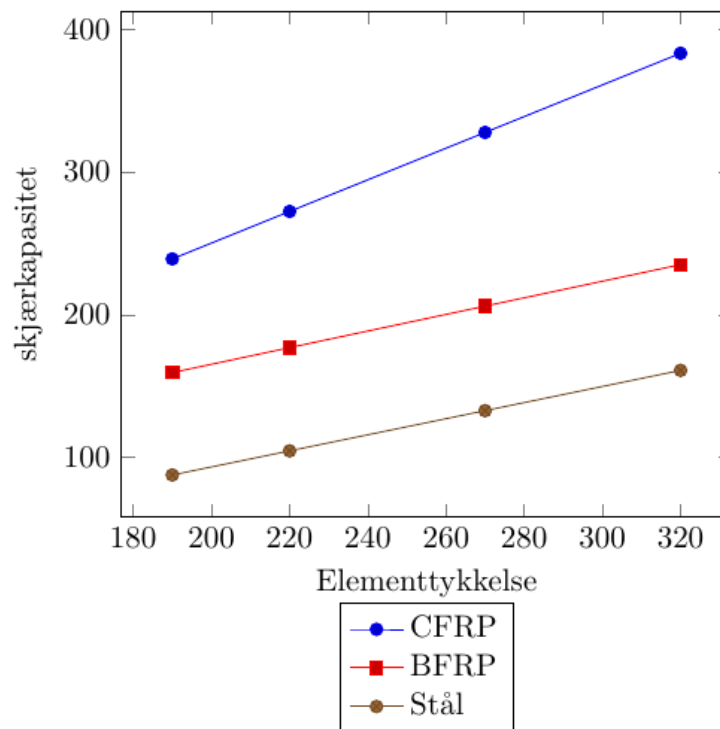
<i>Dimensjonerende skjærkraft kN</i>				
<b>Elementhøyde</b>	<b>190 mm</b>	<b>220 mm</b>	<b>270 mm</b>	<b>320mm</b>
Opptredende Skjærkraft	106,6	117,4	135,7	153,9

Tabell 7.18 Utnyttelse av skjærkraft for spennarmert dekke uten bidrag fra gitterdrager

<i>Skjærkapasitet-Utnyttelse</i>				
<b>Elementhøyde</b>	<b>150 mm</b>	<b>200 mm</b>	<b>270 mm</b>	<b>320mm</b>
<b>CFRP</b>	1,29	1,18	1,07	0,99
<b>BFRP</b>	2,49	2,28	2,05	1,91
<b>Stål</b>	0,24	0,25	0,27	0,29

### Skjærkapasitet med bidrag fra gitterdrager

Figur 7.15 viser resultatene for skjærkapasitet med bidrag fra gitterdrager. Resten av parameterne til dekkene vil være lik som resultater uten bidrag fra gitterdragerne. Tabell 7.19 viser skjærkapasiteten til dekket for de forskjellige elementhøydene, med påførte skjærkrefter i Tabell 7.20. utnyttelsen av skjærkapasiteten er presentert i Tabell 7.21



Figur 7.15 Skjærkapasitet for spennarmerte dekker med bidrag fra gitterdrager

Tabell 7.19 Skjærkapasitet for spennarmerte dekker med bidrag fra gitterdrager i tabellform

Skjærkapasitet kN ( $V_f$ )				
Elementhøyde	190 mm	220 mm	270 mm	320mm
<b>CFRP</b>	239	272,3	327,7	383,2
<b>BFRP</b>	159,3	176,8	205,9	235
<b>Stål</b>	87,5	104,4	132,6	160,85

Tabell 7.20 Påførende skjærkraft for spennarmert dekker med bidrag fra gitterdrager

Dimensjonerende skjærkraft kN				
Elementhøyde	190 mm	220 mm	270 mm	320mm
Opptredende				
Skjærkraft	106,6	117,4	135,7	153,9

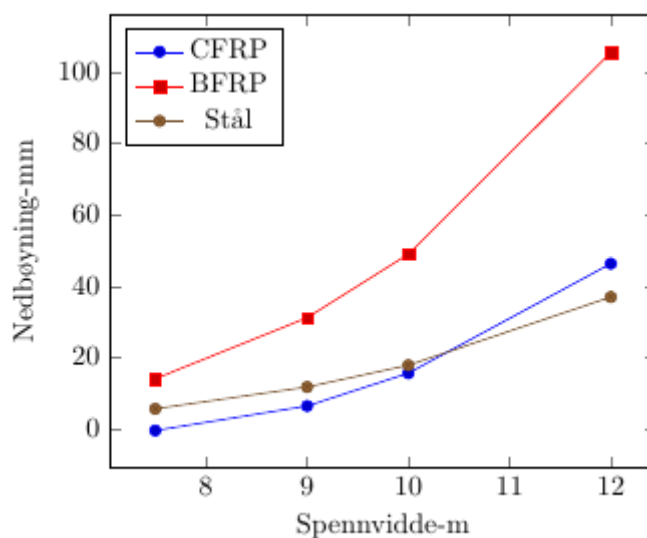
Tabell 7.21 Utnyttelse av skjærkraft for spennarmert dekke med bidrag fra gitterdrager

Skjærkapasitet-Utnyttelse				
Elementhøyde	150 mm	200 mm	270 mm	320mm
CFRP	0,45	0,43	0,47	0,40
BFRP	0,67	0,66	0,66	0,65
Stål	1,22	1,12	1,02	0,96

### 7.3.2 Bruksgrensetilstand

#### Nedbøyning

Resultater fra nedbøyning for spennarmerte konstruksjoner er vist i Tabell 7.22. De samme spennviddene som ble testet for slakkarmert konstruksjonene er også testet for spennarmering. Glassfiberarmering vil ikke være med i sammenligningen, som det var for de slakkarmerte dekkene, grunnet det ikke er mulig å spenne opp GFRP-armering. I Figur 7.16 vil det være mulig å se utviklingen av nedbøyningen når spennvidden øker. Der X-aksen representerer spennvidden til dekke, og i Y-aksen nedbøyningen i mm.



Figur 7.16 Nedbøyning for spennarmerte dekker

Tabell 7.22 Resultat i tabellform for nedbøyning av spennarmerte dekker

Nedbøyning-mm				
Spennvidde	7500 m	9000 m	10000 m	12000 m
CFRP	-0,483	6,837	15,58	46,242
BFRP	13,96	31,146	48,92	105,351
Stål	5,6	11,7	17,8	36,9

Tabell 7.23 illustrerer maksimum krav til nedbøyning spesifisert i EC2 (7.4.1(4)), der konstruksjonen ikke skal overskride  $L/250$  med hensyn for konstruksjonens utseende og brukbarhet. For hver av spennviddene som ble forsket på vil det være et tilhørende maksimum spennvidde plattendekkene ikke kan overskride der utnyttelsen av spennvidden er vist i Tabell 7.24.

Tabell 7.23 Krav for nedbøyning i hensyn til EC2

Krav for nedbøyning $L/250$				
Spennvidde	7500 m	9000 m	10000 m	12000 m
Maksimum nedbøyning $mm$	30	36	40	48

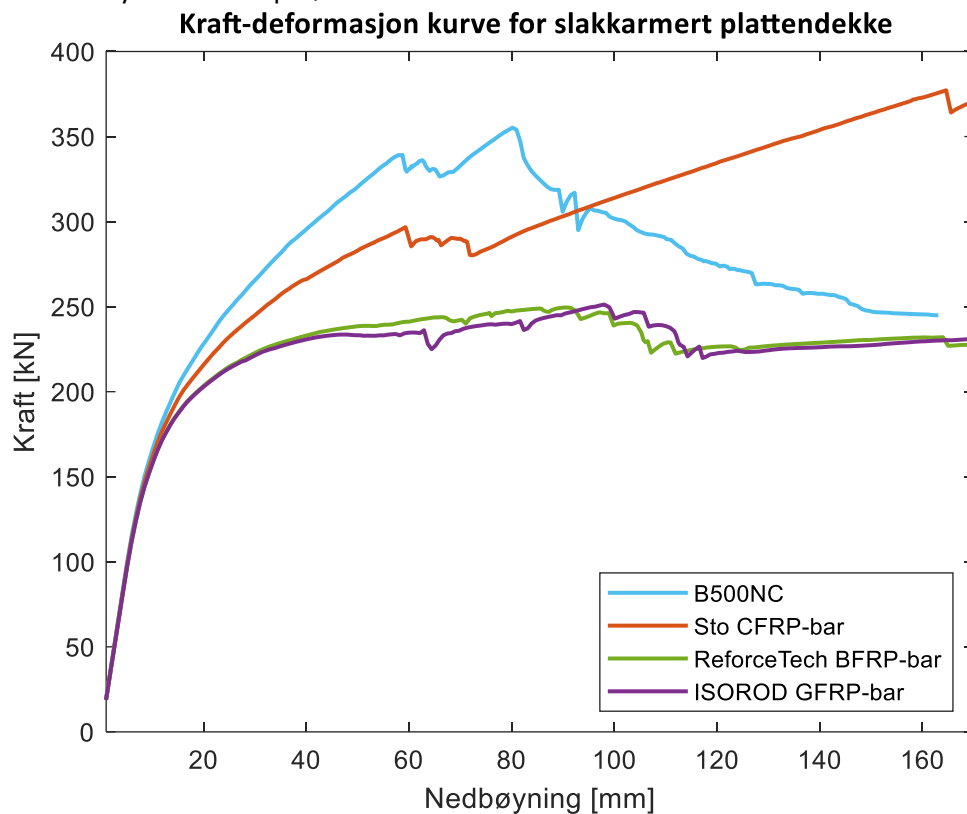
Tabell 7.24 Utnyttelse av nedbøyning for spennarmerte dekker

Utnyttelse				
Spennvidde	7500 m	9000 m	10000 m	12000 m
CFRP	-0,02	0,19	0,39	0,96
BFRP	0,47	0,87	1,22	2,19
Stål	0,19	0,33	0,45	0,77

## 7.4 Elementmetoden

### 7.4.1 FEM-modell

Resultatene fra elementmetoden sammenligner plattendekke slakkarmert i lengderetning med enten stål-, CFRP-, BFRP- eller GFRP-armering. Figur 7.17 viser nedbøyning ved midtpunktet av 9 meter dekke etter hvor mye kraft som påføres.

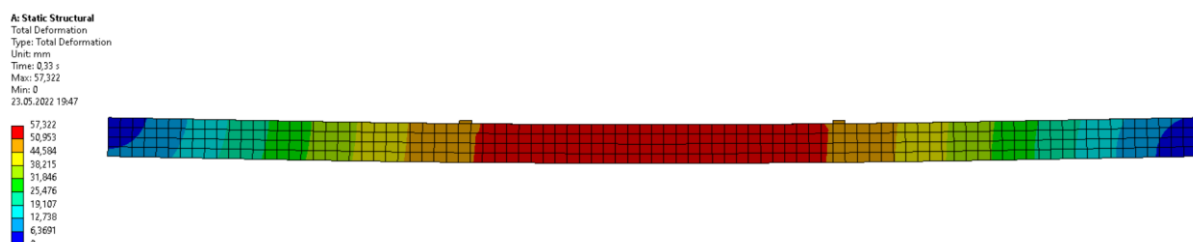


Figur 7.17 Kraft-deformasjonskurve som viser resultat av stål-, CFRP-, BFRP- og GFRP-armering i slakkarmert plattendekke.

### 7.4.2 Nedbøyning ved brudd

#### Stålarmering

Resultat for stålarmering i plattendekke vises i Figur 7.18. Maksimal nedbøyning i dekke når flyting i stålet oppstår er 57,32 mm. For elementanalysen skjer dette i tid 0,33 sekund av totalt 1 sekunder analyseperspektiv. De totale kreftene som virker på plattendekke ved denne nedbøyningen er 338,8 kN.

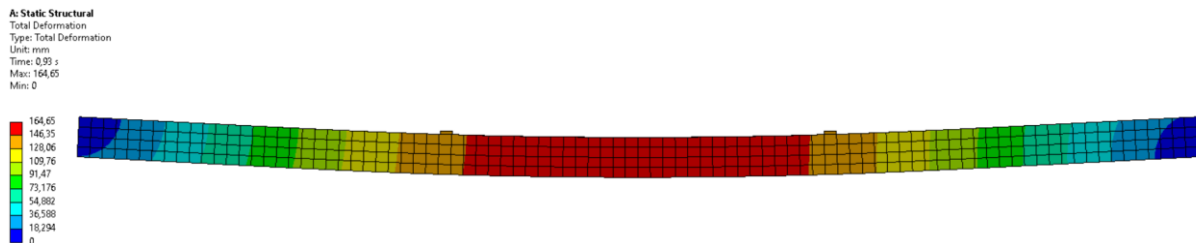


Figur 7.18 Resultat total nedbøyning i stålmert plattendekke ved brudd.

#### CFRP-armering



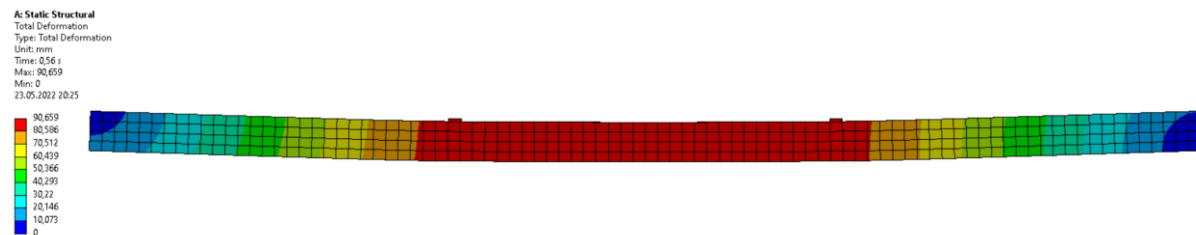
For CFRP-armering vil maksimal nedbøyningen være vesentlig høyere som vist i Figur 7.19. Her vil maksimal nedbøyning ved brudd være hele 164,65 mm ved lasttidspunkt 0,93 sekunder i elementanalysen. Når de totale krefter først når 296,7 kN i første omgang og rundt 60 mm nedbøyning, vil det oppstå knusing i betong. Deretter vil nedbøyning fortsette videre til de totale kreftene vi nå maksimalt 377,2 kN. Ved dette tidspunktet vil det skje plutselig brudd i CFRP-armering.



Figur 7.19 Resultat total nedbøyning i CFRP-armert plattendekke ved brudd.

### BFRP-armering

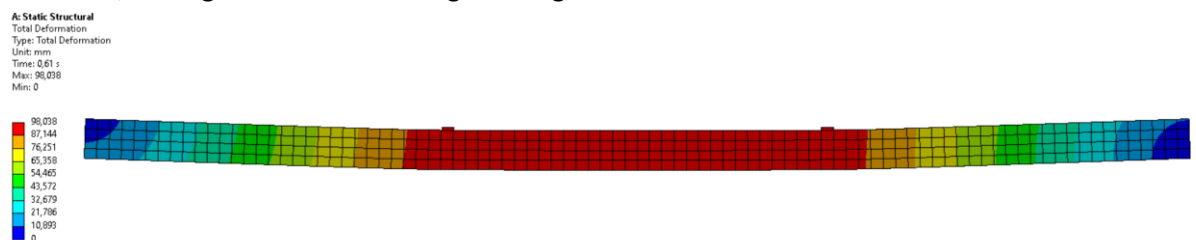
BFRP-armering vil ha en maksimal nedbøyning på 90,66 mm ved lasttidspunkt 0,56 sekunder, som vist i Figur 7.21. De maksimale totale kreftene som påføres dekke før brudd ender på 249,3 kN. For BFRP-armering er bruddformen knusing i betong.



Figur 7.20 Resultat total nedbøyning i BFRP-armert plattendekke ved brudd.

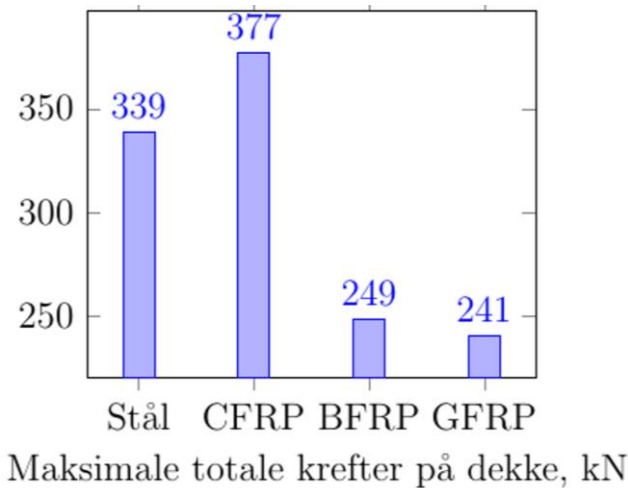
### GFRP-armering

GFRP-armering har nesten tilsvarende oppførsel som BFRP-armering. Maksimal nedbøyning vil være på 98,04 mm ved lasttidspunkt 0,61 sekunder. De maksimale totale kreftene som påføres dekke vil være 251,2 kN og det vil være knusing i betong som er bruddform.

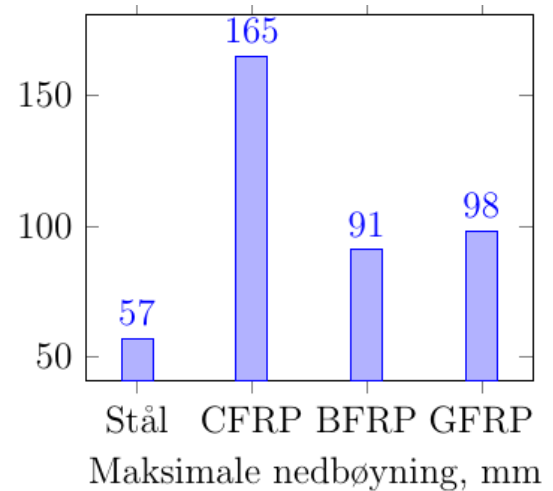


Figur 7.21 Resultat total nedbøyning i GFRP-armert plattendekke ved brudd

Figur 7.22 viser sammenligning mellom maksimal nedbøyning, mens Figur 7.23 viser de maksimale totale krefter som påføres plattendekke ved katastrofalt brudd. Dekke som inneholder CFRP-armering har størst kapasitet, men også den største nedbøyning. BFRP- og GFRP-armering oppfører seg tilnærmet likt og har vesentlig lavere kapasitet.



Figur 7.22 Maksimale totale krefter.

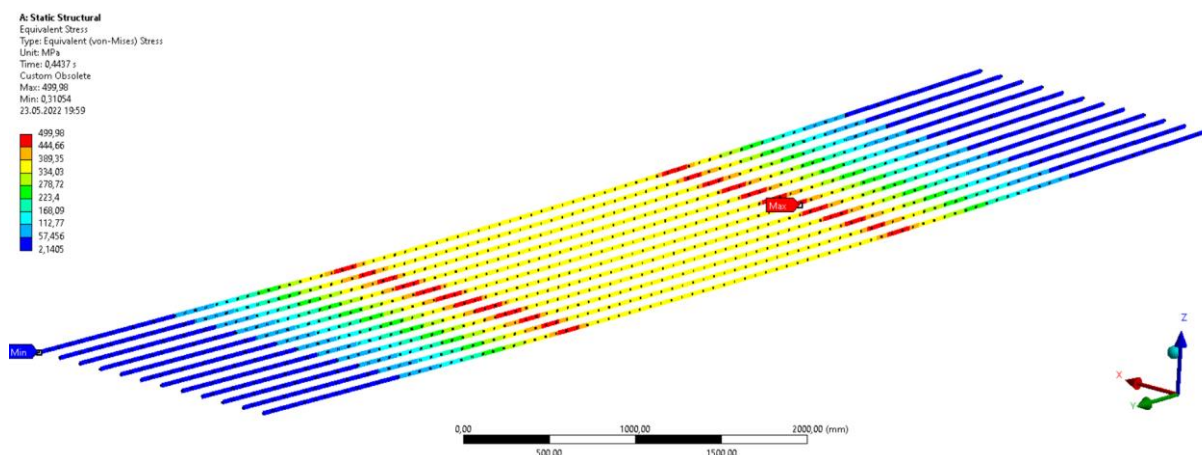


Figur 7.23 Maksimale nedbøyning.

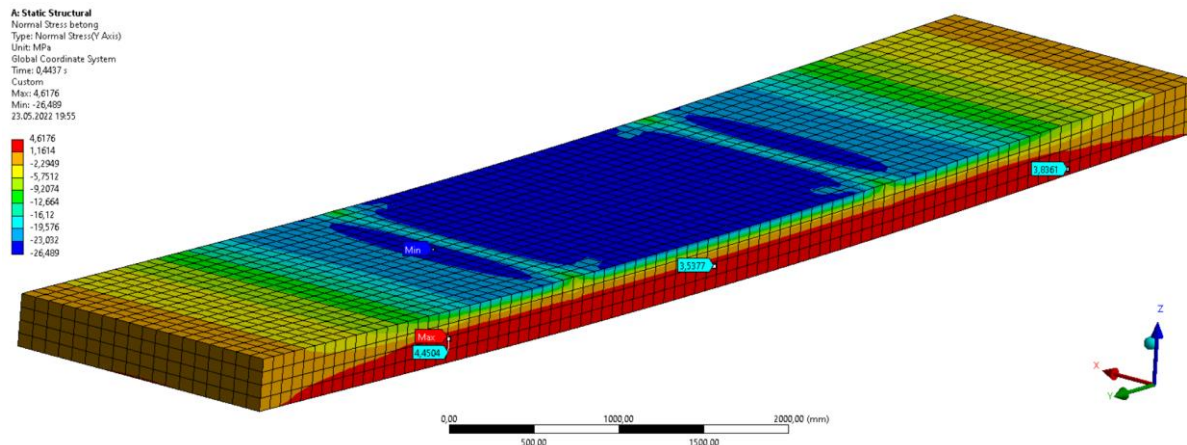
### 7.4.3 Spenninger i armering og betong

#### Stålarmering

Resultatene for stålarmering viser maksimal strekkfasthet i elastisk sone er nådd, som er på 500 MPa, og dermed har gått over i plastisk deformasjon. Figur 7.24 viser punkt hvor stål flyter, som er rett under område for punktlast. Figur 7.25 viser normalspenning i betongen armert med CFRP-armering, hvor maksimale trykkspenninger oppstår ved punktlastene og er på 26,49 MPa, mens de maksimale strekkraftene i skjærsone mellom opplager og punktlast er på 4,6 MPa.



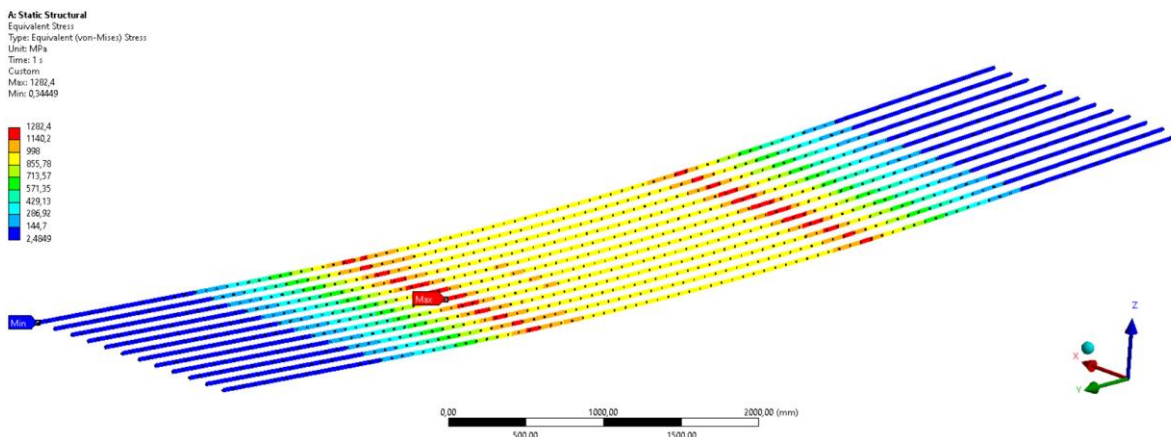
Figur 7.24 Spenning i stål ved brudd.



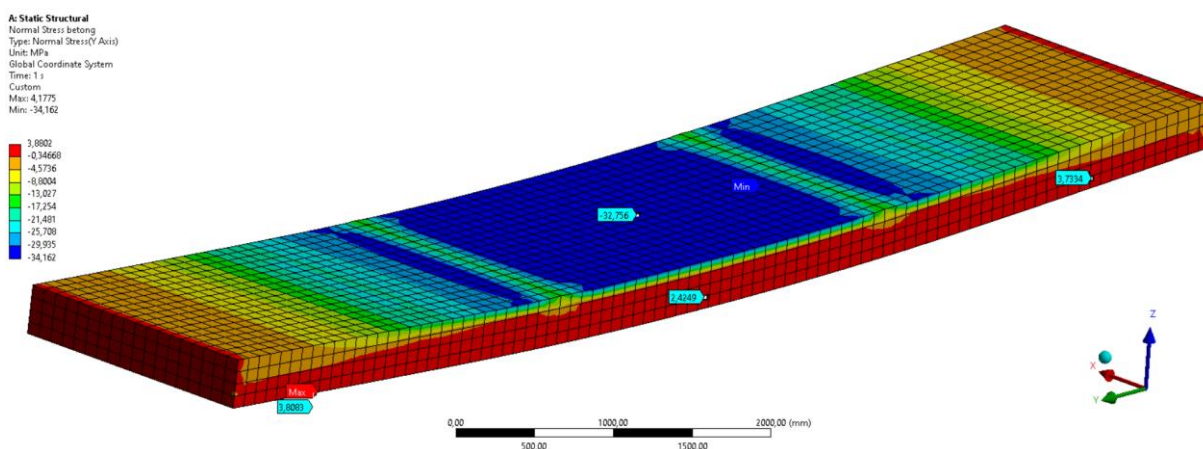
Figur 7.25 Normalspenning i betong med stålarmering.

### CFRP-armering

CFRP-armering tar opp vesentlig mer krefter i armeringen, som vist i Figur 7.26, med totale ekvivalente krefter på 1282,4 MPa ved bruddtidspunkt for dekke. For normalspenninger i betongen vil trykkspenningene i overkant være 32,76 MPa og strekkspenningene i underkant være på 3,8 MPa, som vises i Figur 7.27.



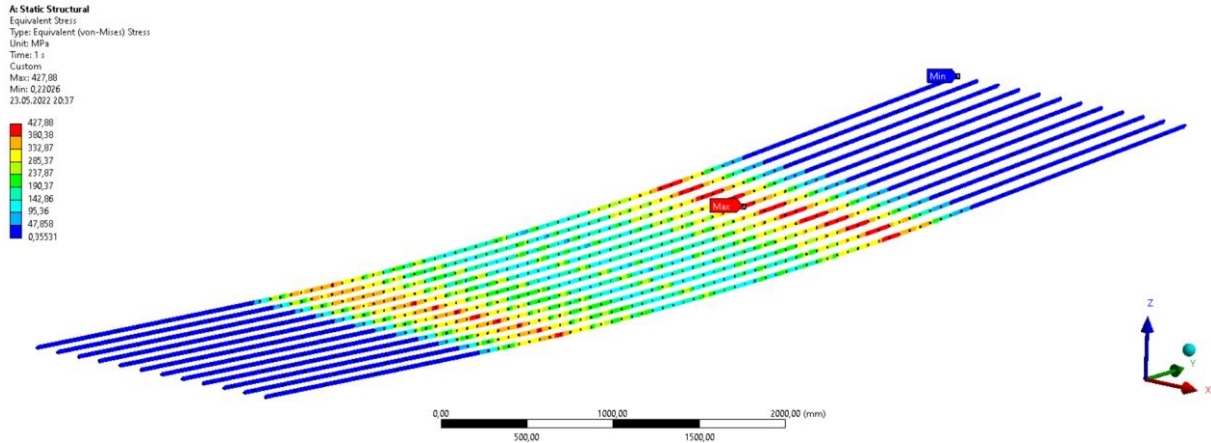
Figur 7.26 Spenning i CFRP-armering ved brudd.



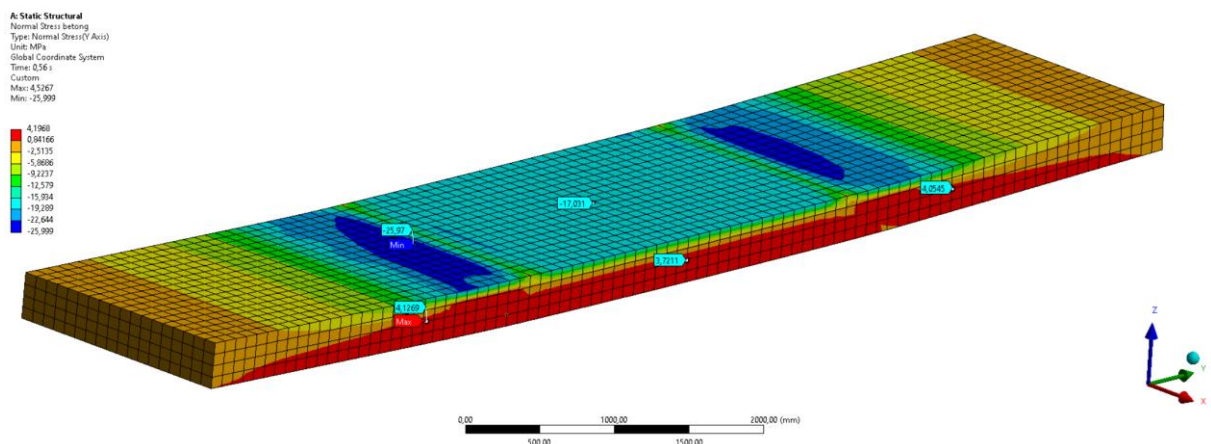
Figur 7.27 Normalspenning i betong med CFRP-armering.

### BFRP-armering

Ekvivalente spenninger i BFRP-armering vises i Figur 7.28, hvor man ser en høyere konsentrasjon av spenninger i området hvor punktlastene treffer. Maksimale ekvivalente spenninger for BFRP-armering er på 427,88 MPa. For betongen vises normalspenningene i Figur 7.29, hvor maksimale trykkspenninger på 25,97 MPa er ved punktlastene. Trykkspenninger ved midten av dekket er på bare 17,03 MPa. For underkant er maksimale strekkspenning på 4,2 MPa.



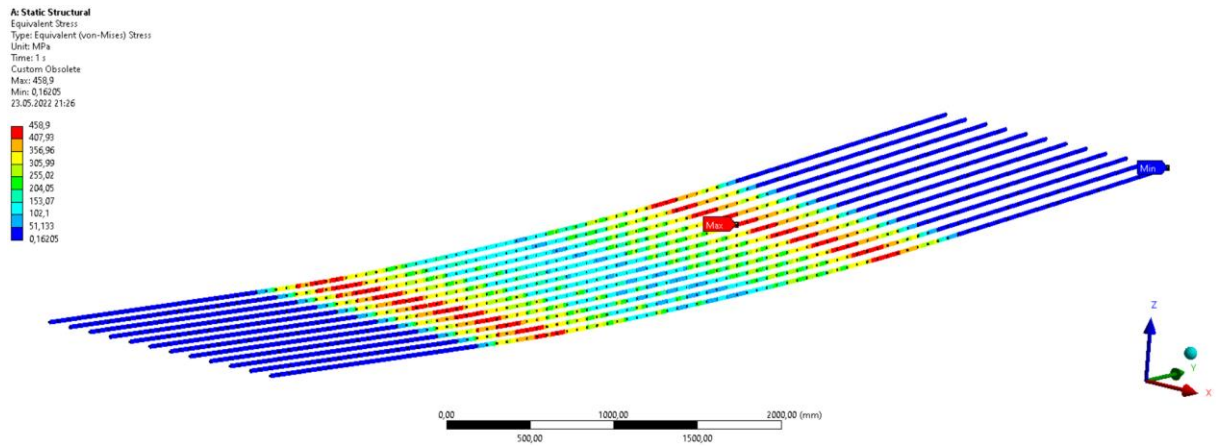
Figur 7.28 Spenning i BFRP-armering ved brudd.



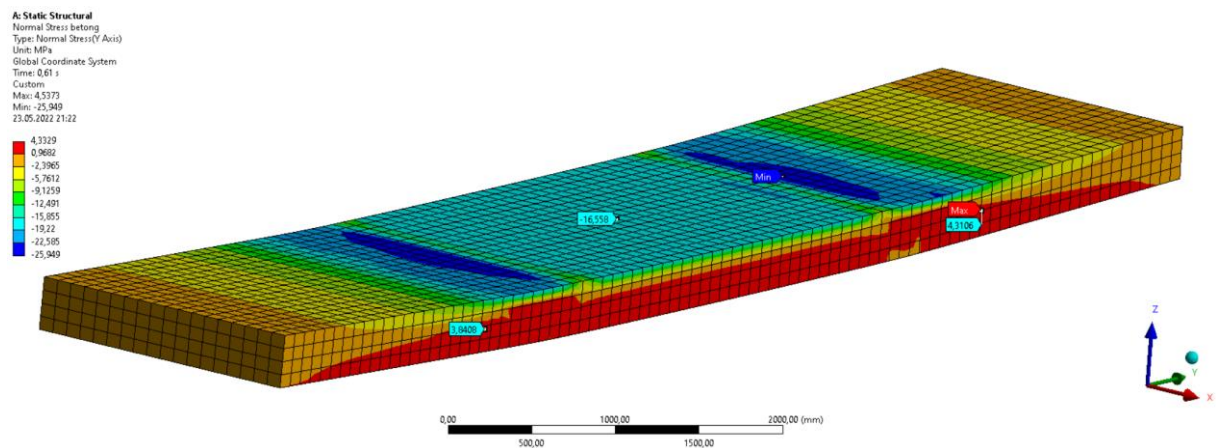
Figur 7.29 Normalspenning i betong med BFRP-armering.

## GFRP-armering

Resultatene til GFRP-armering er relativt like BFRP-armering, hvor Figur 7.30 viser maksimale ekvivalente spenninger på 458,9 MPa i GFRP-armeringen. Figur 7.31 viser de maksimale normalspenningene for betongen som er på 25,95 MPa ved punktlast og 16,56 MPa midt på dekke. I underkant er maksimal strekkspenning på 4,33 MPa.



Figur 7.30 Spenning i GFRP-armering ved brudd.



Figur 7.31 Normalspenning i betong med GFRP-armering.

## 8 Diskusjon

### 8.1 Håndberegninger

#### 8.1.1 Momentkapasitet

Når det gjelder momentkapasitet så var resultatene fra håndberegningene for de slakkarmerte dekkene som forventet ut ifra egenskapene til materialene. Dekke med karbonfiberarmering markerer seg markant bedre sammenlignet med glass-, basalt- og stålarmering, som sett Tabell 7.3 og i Figur 7.9. Strekkfastheten til CFRP-armering vil være sterkere, og vil bidra merkbart når det gjelder momentkapasiteten. Den svakere strekkapasiteten i stålarmering vil ikke bidra nok til å være på lik linje som CFRP-armering når det gjelder momentkapasitet for dekke. Momentkapasiteten for BFRP- og GFRP-armering har tilnærmet lik kurve i grafen vist i Figur 7.9, årsak til det kan være like materialegenskaper når det gjelder strekkapasitet og elastisitetsmodul. Selv om stålarmering har høyere elastisitetsmodul og lavere strekkfasthet, så vil den prestere på lik linje som BFRP- og GFRP-armering. Ved sammenligning av armering i Tabell 7.1, vil stålarmering prestere litt bedre enn BFRP- og GFRP-armering for tynnere elementer, men når tykkelsen øker vil kapasiteten avta litt sammenlignet med BFRP- og GFRP-armering. Dette skyldes når tykkelsen øker vil strekkapasiteten til armeringen spille en større rolle for momentkapasiteten. Det er viktig å merke seg at for slakkarmert plattendekke med lenger spennvidde så vil armeringstøyningen i stålet være så høy at den vil begynne å flyte. Det er derfor nødvendig med større armeringsareal i tverrsnittet for å kunne opprettholde kapasiteten for lengre spennvidder.

Tabell 7.3 viser utnyttelsesgraden av de forskjellige plattendekkene. Elementet med CFRP-armering er det eneste dekke som har tilstrekkelig momentkapasitet av de fire elementene, der ingen av plattendekkene vil ha tilstrekkelig momentkapasitet for dekke med bare 150 mm dekketykkelse. Som nevnt tidligere i kapitlet vil strekkfastheten ha mye å si for oppnåelse av tilstrekkelig momentkapasitet.

SIMTReC-metoden tar hensyn til materialfaktorer for betongen og FRP-armeringen. Grunnen vil være variabler i materialkarakteristikken til materialene og fibertypene. Disse verdiene er hentet fra *CSA S806-02 Design and construction of building components with fibre-reinforced polymers*. Ved utregning av momentkapasitet, blir disse faktorene benyttet i ligningen til momentkapasitet. Faktoren til FRP-armering er på 0,75 altså kun 75 % utnyttelse. Den reelle momentkapasiteten til FRP-armeringen kan være høyere enn det som er beregnet for, men blir redusert på grunn av variaser i materialet. Materialfaktorene som benyttes i SIMTReC kan sammenlignes med Eurokode 2 sin anvendelse av materialfaktor for dimensjonering betong og stål.

Armeringsforhold vil ha en del å si for bruddforløpet til konstruksjonen. Beregningene for oppgaven ble det benyttet forskjellige armeringstyper med forskjellige tverrsnittselementer. Materialegenskapene til armeringen er basert på reelle produkter for hva som er i dagens marked. For stålarmering er det mest hensiktsmessig å dimensjonere mot ett underarmerttverrsnitt, grunnet flyt i armeringen når den når maksimumspenning. Denne egenskapen vil gi forvarsel på om at konstruksjonen vil gå i brudd. For FRP-armerte konstruksjoner vil man helst dimensjonere mot et

overarmert tverrsnitt på grunn av egenskapene til FRP-armering. Siden armeringen ikke vil flyte, vil det forekomme brudd uten forvarsel ved overbelastning på konstruksjonen. For konstruksjonens sikkerhet er det nødvendig å benytte mer armering enn det som er normalt for stål. Det er derfor mer gunstig med knusing i betong enn brudd i armering når det gjelder FRP-armering.

Det vil være knyttet noen usikkerheter når det gjelder implementering av CFRP-armering for plattendekke med slakkarmring. Som armering for dekke ble det benyttet STO FRP BAR, som er CFRP-armering. Ut ifra samtalene med representanter fra STO og Epsilon, som er leverandør og produsent av CFRP-armeringen, så vil det være usikkerheter for implementering av materialet siden produktene hovedsakelig ikke blir brukt som armering inne i betongen, men i stedet som forsterkning av allerede eksisterende betongkonstruksjoner. Effekten av CFRP-armeringen i plattendekke vil fortsatt være en usikkerhet, og vil være vanskelig å forstå effekten uten å benytte en fysisk test med STO FRP BAR i betongen. Likevel presiserte Epsilon at det var mulig å føroppspenne CFRP-armering, der de foreslo å benytte Carborod HR2500J, da disse elementene er mer egnet for oppspenning, der resultatene for momentkapasiteten av de oppspente materialene er vist i Tabell 7.13.

### 8.1.2 Skjærarmring

Skjærkapasiteten for slakkarmerte dekker med GFRP- og BFRP-armering presterer vesentlig dårligere enn dekke med stål- og CFRP-armering som vist i Figur 7.10. Metodene etablert av SIMTReC for beregning av skjærmotstanden benyttes forholdet mellom elastisitetsmodulen til FRP- og stålarmring som en faktor. Hvis elastisitetsmodulen til FRP-armering er lav, vil det derfor gi liten skjærmotstand for plattendekke. Dette gjør det nødvendig å regne om det er behov for minimumsarmering.

Ut i fra resultatene i Tabell 7.6 vil det ikke være behov for skjærarmring for slakkarmert plattendekke med stålarmring. For dekkene med basalt og glassfiberarmring vil det være behov med minimumsarmering for å tilfredstille kravene for skjærkapasitet. CFRP-armering tilfredstiller kravene for skjærkapasitet uten behov for minimumsarmering, utenom elementet med 150 mm tykkelse. Resultatene fra Tabell 7.4 er det ikke tatt med bidrag fra gitterdragene, da disse vil gi lavere kapasitet enn det som ville vært realistisk i et virkelig scenario, siden det er antatt at gitterdragene vil gi god motstand mot skjærkreftene.

For beregning av skjærarmring for konstruksjonsdeler uten behov for skjærarmring av stål, vil det benyttes metoden beskrevet i EC2. 6.2.2(1). For slike tilfeller er det kun tatt med bidraget av skjærkapasitet fra betongen, som vist i Tabell 7.18, der kapasitet for skjær er mer enn tilfredsstillende, og vil i utgangspunktet ikke være nødvendig med skjærarmring. Plattendekke med CFRP- og BFRP-armering vil ikke ha god nok kapasitet, sett fra resultatene av skjærmotstand kun fra betongen i Tabell 7.18, og vil derfor være nødvendig med minimumsarmering.

Fra resultatene i Tabell 7.21 vil skjærkapasiteten til plattendekke for BFRP- og CFRP-armering prestere vesentlig bedre enn skjærkapasitet uten bidrag fra gitterdrager. SIMTReC-metoden beregner slik at både betongen og armeringen vil gi bidrag mot påførte skjærkrefter. For beregning i EC2 så må skjærarmeringen ta seg av all skjærkraft i tilfeller der det er behov for skjærarmring.

Dette resulterer med lavere kapasitet for plattendekke med stål som hovedarmering, og kan derfor gi beregningsresultater som ikke er direkte sammenlignbare.

### 8.1.3 Rissvidde

Konstruksjoner med FRP-armering vil ikke ha like strenge krav for rissvidde som ville vært for betongkonstruksjoner armert med stål. Dette er på grunn av FRP-armering er kjent for å ha god korrosjonsbestandighet og ikke trenger tilsvarende beskyttelse fra miljøpåvirkning. Likevel er det viktig å begrense rissvidden spesielt med tanke på betongdekkes kapasitet. Store riss i betongen vil føre til større tøyingsbelastning for armeringen, som ikke er fordelaktig for FRP-armering. SIMTReC/ISIS Design Manual No. 3 begrenser kravet for rissvidde til 0,5 mm for FRP-armerte betongkonstruksjoner, og for EC2 vil denne største akseptable rissvidden være på 0,3 mm som er vist i Tabell 7.10. For de spennarmerte betongkonstruksjonene er det ikke tatt med resultater for rissvidde. Plattendekke med spennarmering av stål er det beregnet rissvidde ut ifra metodene i EC2, der dekke på 12 meter vil oppleve rissvidde på ca. 1 mm.

### 8.1.4 Nedbøyning

Beregningsmetodene og beregningsfilosofien vil være forskjellige med tanke på hvilke standarder og retningslinjer som blir benyttet for beregning av plattendekker av enten stål- eller FRP-armering. For de slakkarmerte dekkene ble det brukt beregningsmetoder etablert av *SIMTReC*. Ved sammenligning av EC2 opp mot *SIMTReC*-metoden erfarte man at den benytter en mer konservativ beregningsmetode for oppnåelse av resultatene. Ved beregning av nedbøyning så presterer dekke med stålarmert litt bedre enn CFRP-armert plattendekke, som sett Figur 7.11. Selv om CFRP-armeringen har bedre strekkfasthet og lik elastisitetsmodul, så vil den utøve mer nedbøyning enn stålarmert basert på håndberegningene.

Fra resultatene i Figur 7.11 skiller to av dekkene seg negativt ut når det kommer til oppnåelse av nedbøyningskravet, som vil være dekkene med BFRP- og CFRP-armering. Fra starten av viser elementene med de tilhørende armeringene stor nedbøyning fra den momentane kraftoverføringen i dekke, der materialegenskapene til FRP-armeringen har mye å si for størrelsesorden av nedbøyningen. Elastisitetsmodulen til GFRP- og BFRP-armering er mindre enn det som er for stål- og CFRP-armering, der Figur 7.11 viser hvordan nedbøyningen og elastisitetsmodulen til FRP-armeringen korresponderer.

Ut fra resultatene av de spennarmerte konstruksjonene i Figur 7.16, vil det ses at BFRP-armeringen vil ha størst nedbøyning for alle spennviddene for materialene som er testet. CFRP-armering vil for dekker mindre enn 10 meter ha mindre nedbøyning enn de stålarmerte konstruksjonene. Når spennvidden øker til mer enn 10 meter, vil dekke med stålarmert oppleve mindre nedbøyning enn CFRP-armering. Tabell 7.24 viser utnyttelsesgraden av nedbøyningen opp mot tillatt maksimum nedbøyning. CFRP-armert dekke med 7500 mm spennvidde vil være eneste dekket som vil ha negativ nedbøyning. Dette skyldes overhøyden som er skapt av oppspenningen av elementet. Både dekkene med CFRP- og stålarmert vil tilfredsstille kravene for nedbøyning, der BFRP-armering vil kun tilfredsstille kravene for elementene med 7500 mm og 9000 mm spennvidde.



I vår samtale med ReforceTech AS, som er leverandør av forskjellig fiberarmering av basalt, ble det anbefalt å benytte kort fiberarmering blandet i betong i tillegg til BFRP-armering i plattendekke. Ifølge representanter fra ReforceTech AS ville bruk av kort fiberarmering gi en stivere konstruksjon som forhindrer større nedbøyning, og samtidig redusere behovet for skjærarmering. Denne løsningen ble valgt å se bort ifra for å kun fokusere på FRP-armeringsstenger sin oppførsel i betong ved lengre spennvidder.

## 8.2 Litteraturstudie av materialegenskap

### 8.2.1 Egenskaper til FRP-armering ved brann

Gode brannegenskaper i betongkonstruksjoner med FRP- armeringer vil som oftest være avhengig av verdien til glassomvandlingstemperatur, altså ( $T_g$ ). I de tekniske spesifikasjonene oppgitt for Carborod HR2500J er det oppgitt to verdier, hvor man har gjennomsnittlig  $T_g$ -verdi på 100 °C og minimum  $T_g$ -verdi på 80 °C. I samtalen med Epsilon ble det anbefalt å benytte minimumsverdien på grunn av dimensjoneringskriterier. Basert på litteraturstudien vil  $T_g$ -verdien til matriksen i gjennomsnitt ligge mellom (65-120 °C). Selv med god korrosjonsbestandighet vil det være nødvendig med tilstrekkelig overdekning for FRP-armeringen for å beskytte armeringen mot brann. Ifølge SIMTReC vil den minste overdekningen for FRP armeringen være største verdien av 2.5 ganger diameter eller 30 mm for betongdekker som befinner seg utendørs. Retningslinjene og standardene som er ute i markedet i dag advarer også om bruk av FRP-armering i betongkonstruksjoner som brukes for beboelse eller bygg som kan bli utsatt for høy varme eller varme over lengere tid.

Teorien tilsier at basalt vil være den fiberarmeringen som vil tåle varmeutviklingen best og vil opprettholde strekkfastheten lengst etter påført varme sammenlignet mot CFRP- og GFRP-armering. Dette gjelder fibere isolert sett, og fiber innherdet i matriksmateriale vil ha resintype som begrensende faktor.

### 8.2.2 Heft

Resultater fra studiene gjennomført på heft for FRP-armering viser at de fleste armeringstypene har gode heftegenskaper. Ofte har FRP-armering like gode egenskaper som stål og kan i visse tilfeller ha bedre heft sammenlignet med kamstål. Helt glatt FRP-armering er derimot ikke egnet for bruk som armering i betong da kun friksjon mellom matriks og betong gir lav uttrekkskapasitet som gir større fare for tidlig utglidning av armering. For FRP-armering med sand i overflate, særlig grov sand, så er heften meget god. Det samme gjelder FRP-armering med spiraltvinnert fiber rundt armering som lager riller. Dette er på grunn av matriksmaterialet av herdeplastresin eller termoplastresin som har lav elastisitetsmodul og vil derfor danne fleksibilitet i overflaten. Denne fleksibiliteten fordeler spenninger i både betong, men også i matriksmaterialet som gir brudd i begge materialer ved høy strekkraft, i motsetning til stål som kun danner riss ut fra kammene i stålet. I Figur 7.3 er det mulig å se at uttrekkskurven for stål danner et lite platå når maksimale heftspenninger er nådd, i motsetning til FRP-armering som danner lineær kurve opp til maksimal heftspenning, for deretter å brått miste heftkapasiteten. Dette er på grunn av stålets duktile egenskaper, mens FRP-armering får en bråere

uttrekning når kapasiteten først er nådd. Selv om FRP-armering mangler duktiliteten, så viser Figur 7.4 at kapasiteten jevnt over er høyere eller tilsvarende stål for maksimal heftkapasitet. Et resultat som skiller seg ut, er overflatebehandling hvor det både er tvinnet fiber og sand i overflate. Flere resultater for disse uttrekkstestene viser at bruk av begge overflatebehandlingene samtidig ikke øker heftkapasiteten, og kan i visse tilfeller svekke kapasiteten for heft i armering.

ACI 440.1R-15 konstaterer elastisitetsmodul til FRP-armering spiller viktig rolle for heftstyrke til betong, men de tilbyr ikke noe spesifikk parameter i beregninger for å direkte ta høyde for disse variablene. CSA S806-12 har implementert noen parametere som tar til høyde for effekten til elastisitetsmodulen, men disse er veldig generelle og skiller ikke på hvilke typer fibermateriale som brukes. Dette kan være utfordrende og begrensende for beregning, da materialtype ofte har stor innvirkning på heftstyrken. CFRP-armering har ofte best heftstyrke sammenlignet med fibermaterialer som BFRP- og GFRP-armering.

Det er viktig å merke seg at det ofte er veldig varierende resultat i heftkapasitet i FRP-armering fra forskjellige leverandører, da det ikke er noen standardisering på hvordan overflate skal behandles for å øke heft. Produksjonsmetoder gjennom pultrusjonsprosess kan avgjøre større grad tetthet av fiber i tverrsnitt til armering, som igjen kan påvirke duktiliteten slik at heftkapasiteten endres. Store variasjoner i resin som brukes som matriksmateriale spiller også inn på heft. Det er derfor ofte nødvendig med egne tester spesifisert for hvert produkt for å kunne utnytte heftkapasiteten fullt ut i armering som har mulighet til å utøve større kapasitet.

### 8.3 Elementmetoden

Ut ifra resultatene er det mulig å se hvordan både armering og betongen oppfører seg ved lastpåkjenning. Resultatene viser stor forskjell i dekkets kapasitet og oppførsel mellom de forskjellige armeringstypene. For vanlig stålarmering viser resultatene at lastkurven opp mot nedbøyning har en tilnærmet «standard» oppførsel for stålarmerert betong, hvor stålet har elastisk deformasjon helt til påkjenningene når flytegrensen og dermed går over i plastisk deformasjon. FEM-analysen viser at bruddformen er et seigt og duktilt brudd.

For FRP-armering viser lastkurven i Figur 7.17 et annet forløp, og samspillet mellom FRP-armering og betong oppfører seg vesentlig annerledes sammenlignet med stål. Armeringen fortsetter å ta opp krefter etter riss/knusing oppstår i betong, og det følges en lineær kurve opp til brudd. Kurven til både stål- og CFRP-armering viser punkt ved ca. 60 mm nedbøyning at det oppstår irregulariteter i kurveforløpet som kan tolkes som knusing i betong. I dette området så danner det seg så mye spenninger i stålet at det flyter, men for CFRP-armering har den kapasitet til vesentlig mer påkjenning. Dette fører til CFRP-armering utnytter sin større kapasitet strekkfasthet, og kurven går lineært opp til plutselig brudd. På grunn av allerede riss/knusing i betong og stor strekkraft i armering, så vil bruddet være plutselig.

Kraft-defleksjonskurvene i Figur 7.17 for både BFRP- og GFRP-armering er tilnærmet like. Dette er på grunn av de relativt like egenskapene når det gjelder strekkapasitet og elastisitetsmodul. Totalt klarer begge situasjoner vesentlig lavere kapasitet enn både stål og CFRP på grunn av elastisitetsmodulen er

lav. Dette gjør at det vil være mye mindre stivhet i dekke, og armeringen ikke har mulighet til å motstå momentpåkjenningen. Kurven viser en rask nedbøyning etter riss i betong, hvor armeringen utøver nesten null ekstra kapasitet til dekke før brudd. Ved 100 mm nedbøyning så vil knusing i betong være bruddform, og dekke vil miste sin bæreevne.

For spenning i armering så klarer CFRP-armering, som vist i Figur 7.26, å utnytte sin strekkapasitet vesentlig mer sammenlignet med BFRP- og GFRP-armering. Dette er på grunn av elastisitetsmodulen er høyere som slik at plattendekke motstår brudd i betong før strekkfastheten i armeringen er utnyttet, men det er fortsatt utfordring med høy nedbøyning sammenlignet med stålarmering. Spenning i BFRP- og GFRP-armering, som vist i Figur 7.28 og Figur 7.30, viser at strekkfastheten ikke er fullt utnyttet før kollaps i konstruksjon. Det viser dermed at de er ugunstig for bruk som slakkarmering med lengre spenn. Stålarmering, som vist i Figur 7.24, utnytter strekkfastheten i full grad og det oppstår flyting i stålet, som vil føre til duktilt brudd.

Normalspenning i betong oppstår likt for alle tilfeller. De største strekkspenningene i betongen oppstår mellom opplager og punktlast, men strekkspenningene er generelt jevne under hele flaten. For trykkspenningene vil de største påkjenningene være som antatt over punktlastene, men også jevnt fordelt på oversiden mellom punktlastene.

Resultatene fra FEM-analysen er gjennomført ved bruk av Solid185 standardelementer hvor det er tatt i bruk Menetrey-Willam materialdata for betong og ny egenskap i Ansys Workbench hvor man kan definere linjeelementer som «Reinforcement». Denne metoden er relativ ny og kan gi større usikkerhet og variasjon sammenlignet med eldre velprøvd metode hvor Solid65 brukes som element for betong. Dette er på grunn av ønske å forenkle FEM-analyseprosessen og å ha større frihet når det gjelder nodeplassering mellom linjeelement og solidelementene. Gjennom FEM-analyse så er det også antatt at det er fullstendig heft mellom betong og armering, som vil si at utglidning av armering ikke simuleres ved høy strekkspenning i armering.

## 9 Konklusjon

### ***Hvordan påvirker armeringsstenger av fiberarmert polymer egenskapene til plattendekke?***

#### ***1. Hvilke innvirkninger har fiberarmering for spennvidden til plattendekke?***

Ut ifra resultatene av håndberegningene for de slakkarmerte plattendekkene armert med FRP-armering, så vil dekke med CFRP-armering prestere best når det kommer til oppnåelse av lengst spennvidde. Det vil være basert på den gode momentkapasiteten som kommer fra den høye strekkfastheten til karbonfiber samt høyere elastisitetsmodul. Sett opp mot stålarmert, så har CFRP-armering høyere kapasitet, men får større nedbøyning. Både BFRP- og GFRP-armering presterer på likt nivå som stål, selv om strekkfastheten er høyere. Den høye nedbøyningen i FRP-armering kommer fra lavere elastisitetsmodul, som vil være en utfordring for lengre spennvidder. Nedbøyning vil være en avgjørende faktor for å ta i bruk elementene. FRP-armering vil ha en utfordring med å tilfredsstille brukskravene som er stilt i EC2 og i beregningsmetodene, der plattendekkene med fiberarmering overskrider konsekvent grensebetingelsene fra standarden. Ved bruk av føroppspenning vil det være gode muligheter å dimensjonere plattendekke, som tar i bruk CFRP-armering, med 12 meter spenn uten å gå over kravene som gjelder for nedbøyning, der resultatene vil være på lik linje med stål. BFRP-armering vil ikke prestere på samme nivå grunnet strengt føroppspenningskrav der det ikke anbefales å overskride 30 % av maks oppspenningskraft. GFRP-armering egner seg ikke til føroppspenning på grunn av stresskorrosjon over tid.

#### ***2. Hvordan vil brann og heft påvirke egenskapene til fiberarmering i plattendekke?***

Resultatene fra litteratursøket tyder på at kapasiteten til FRP-armering ikke er på nivå med stålarmert. Gjennomsnittlig glassomvandlingstemperatur er mellom 65 til 120 °C for matriksmaterialet i fiberarmeringen. Basalt vil være fiberarmeringen med best brannmotstand når det kommer til kun fibre, men matriksmaterialet av polymerresin vil som oftest være begrensende. Dette vil bety at dekke må ha tilstrekkelig overdekning for å beskytte armeringen mot varmpåkjenning. Det er ikke anbefalt å bruke FRP-armering som hovedarmering i konstruksjon for beboelse eller bygg som utsettes for høyere temperaturer.

Heftkapasitet for FRP-armering er god sammenlignet med stål. Overflate med grov sand eller spiraltvinn fiber resulterer ofte i bedre hefteegenskaper enn tilsvarende kamstål, men det er viktig å ta høyde for produksjonsprosess, materialtype og overflatebehandling til armeringsstengene. Alle disse faktorene påvirker hefteegenskaper, noe som gjør at det er utfordrende å definere generelle løsninger for beregning. Det bør foretas kapasitetstesting fra hver produsent for å dokumentere hefteegenskaper. For plattendekke anses ikke FRP-armering som har tilstrekkelig behandling av overflate som et svakt punkt, men FRP-armering med glatt overflate bør ikke benyttes.

#### ***3. Hvordan samsvarer håndberegningene med FEM-analyse?***

FEM-analyse viser at FRP-armering har stor kapasitet opp til plutselig brudd. CFRP-armering har bedre kapasitet, men også langt høyere nedbøyning sammenlignet mot stål. Det mangler også duktil bruddform. Analysen viser langt større nedbøyninger for FRP-armering på grunn av lav elastisitetsmodul. Stål har langt mindre nedbøyning før maksimal strekkfasthet er utnyttet. GFRP- og BFRP-armering viser store nedbøyninger og lav kapasitet for bruk i lengre spenn som slakkarmert, og anbefales i mindre grad å anvendes som hovedarmering for lengre spennvidder.

## 10 Anbefalinger

Masteroppgaven har primært gått ut på å gjennomføre analytiske og numeriske beregninger av plattendekke. Ofte vil det være vanskelig å simulere hvordan et material vil oppføre seg uten å benytte en fysiskest. Ut ifra resultatene av håndberegningene og FEM-analyse, var det dekke med CFRP-armering som presterte best sammenlignet med de andre FRP-materialene. For videre utvikling av oppgaven ville det vært interessant å benytte en fysisk lastpåkjenningstest av et plattendekke med CFRP-armering. Siden mulighetene for maksimal forspenningskraft for karbonfiber vil være høyere enn for de andre materialene. Resultater som reell nedbøyning fra test vil være interessant sammenligne med resultater beregnet med bruk av standarder og FEM-analyser.

Heft var også et tema som ble diskutert om med vår oppdragsgiver. Der det ble diskutert om heft kunne være utslagsgivende ved forekomst av brudd for dekke. I samtale med Epsilon som er karbonfiberprodusent var de selv også usikker på hvordan deres material skulle oppføre seg i betongen. For videre utvikling av oppgaven kan det eventuelt være interessant å benytte uttrekkstesting av FRP-armeringen for å verifisere heftresultatene funnet i litteratursøket.

Ved beregning av slakkarmerte plattendekke var det knyttet noen utfordringer med å få tilstrekkelig nedbøyning og rissvidde innenfor brukskravene. Det er få studier som har sett på bruk av korte enkeltfiber innblandet i betong sammen med FRP-armeringsstenger som hovedarmering. Siden fiberarmering kan være fordelaktig med tanke på å redusere riss og nedbøyning, så kan dette være et forskningsområde som er verdt å se mer på.

## 11 Referanser

- [1] Y. A.-S. T. A. S.H Alsayed, «Performance of glass fiber reinforced plastic bars as a reinforcing material for concrete structures,» *Composites Part B: Engineering*, 13 November 2000.
- [2] Z. R. S. S. Alberto Meda, «Experimental investigation on the behaviour of concrete ties reinforced with GFRP bars,» *Composite Structures*, 7 August 2020.
- [3] FN-sambandet, «Parisavtalen,» 22 Desember 2020. [Internett]. Available: <https://www.fn.no/om-fn/avtaler/miljoe-og-klima/parisavtalen>. [Funnet 5 Mai 2022].
- [4] Regjeringen, «Klimaendringer og norsk klimapolitikk,» 22 10 2021. [Internett]. Available: <https://www.regjeringen.no/no/tema/klima-og-miljo/innsiktsartikler-klima-miljo/klimaendringer-og-norsk-klimapolitikk/id2636812/>. [Funnet 5 Mai 2022].
- [5] A. S. Midling, «Forskning.no,» 21 Februar 2022. [Internett]. Available: <https://forskning.no/bygningsmaterialer-ntnu-partner/derfor-ma-vi-gjenbruke-gamle-bygg-fremfor-a-rive/1980135>. [Funnet 5 Mai 2022].
- [6] A. Hasanbeigi, L. Price og E. Lin, «Emerging energy-efficiency and CO2 emission-reduction technologies for cement and concrete production: A technical review,» *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, pp. 6220-6238, 19 July 2012.
- [7] FN, «FNs bærekraftsmål,» 11 Mai 2022. [Internett]. Available: <https://www.fn.no/om-fn/fns-baerekraftsmaal>. [Funnet 5 Mai 2022].
- [8] Betong & Entreprenør, «Con-Form detaljer dekke,» [Internett]. Available: [https://www.betong-entreprenor.no/images/PDFs/datablad-BE\\_Dekke.pdf](https://www.betong-entreprenor.no/images/PDFs/datablad-BE_Dekke.pdf). [Funnet 21 Februar 2022].
- [9] Norsk Fabrikkbetongforening, «Plattendekker,» [Internett]. Available: <https://fabeko.no/betongdekker/plattendekker/>. [Funnet 15 Februar 2022].
- [10] Systemblokk, «Plattendekke,» [Internett]. Available: <https://systemblokk.no/proff/dekkeretasjeskillere/plattendekke/>. [Funnet 15 Februar 2022].
- [11] ACI 440.1R-06, *Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars*, 2006.
- [12] Fib Bulletin 40, «FRP reinforcement in RC structures,» Bulletins, 2007.
- [13] «An Overview: Basalt Rock Fibers - New Construction Material,» *Civil Engineering*, 11 Januar 2014.
- [14] Y. J.Kim, W.-T. Jung, J.-Y. Kang og J.-S. Park, «Testing methods and design specifications for CFRP-prestressed concrete members: A review of current practices and case studies,» *Case Studies in Construction Materials*, 10 Desember 2021.
- [15] S. B. Singh, *Analysis and Design of FRP Reinforced Concrete Structures*, Januar: McGraw-Hill Education Pvt. Ltd, 2014.
- [16] ISIS Design Manual No.3, *Reinforcing Concrete Structures with*, Winnipeg: ISIS Canada, 2007.
- [17] H. Johansen, «Komposittmaterialer,» Henning Johansen, Gjøvik, 2008.
- [18] Y. Liu, B. Zwingmann og M. Schlaich, «Carbon Fiber Reinforced Polymer for CableStructures—A Review,» *Polymers*, 22 oktober 2015.

- [19] S. Sólyom og G. L. Balázs, «Comparitive study of bond behaviour for different FRP and steel bars,» *Conference Paper*, 31 August 2018.
- [20] L. Xiaoshan og Z. Yixia, «Bond-slip behaviour of FRP-reinforced concrete beams,» *Construction and Building materials*, pp. 110-117, 23 MArS 2013.
- [21] CSA Standards S806-12, *Design and construction of building structures with fibre reinforced polymers*, 2012.
- [22] DET NORSKE VERITAS, «Bond and bend strength of BFRP bars,» Reforce Tech AS, Høvik, 2009.
- [23] Direktoratet for byggkvalitet, «Byggteknisk forskrift (TEK 17),» 15 September 2017. [Internett]. Available: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/11-1/>. [Funnet 8 Mai 2022].
- [24] Omnexus, «Glass Transition Temperature,» [Internett]. Available: <https://omnexus.specialchem.com/polymer-properties/properties/glass-transition-temperature>. [Funnet 15 April 2022].
- [25] A. Katz, N. Berman og L. C. Bank, «Effect of High Temperature on Bond Strength of FRP Rebars,» *Journal of Composites for Construction*, 1 Mai 1999.
- [26] T. Okamoto, M. S. M. Tanigaki og K. Jasuo, «Practical Application and Performance of PPC Beams,» 1993.
- [27] K. Protchenko, E. Szmigiera, M. Urbanski, Andrzej og P. Narloch, «State-of-the-Art on Fire Resistance Aspects of FRP,» *Materials Science and Engineering*, 2 Juni 2019.
- [28] J. Sim, C. Park og D. Y. Moon, «Characteristics of basalt fiber as a strengthening material for concrete structures,» *Composites Part B: Engineering*, pp. 504-512, 28 Januar 2005.
- [29] H. Ashrafi, M. Bazli, E. P. Najafabadi og A. V. Oskouei, «The effect of mechanical and thermal properties of FRP bars on their tensile performance under elevated temperatures,» *Construction and Building Materials*, 9 Desember 2017.
- [30] A. Patnaik, «Applications of Basalt Fiber Reinforced Polymer (BFRP) Reinforcement for,» Department of Civil Engineering, University of Akron, Akron, 2009.
- [31] P. U. o. A. Sciences, «GFRP: Manufacturing process, properties and application,» [Internett]. Available: <https://www.pfh-university.com/blog/gfrp-manufacturing-process-properties-and-application.html>. [Funnet 25 April 2022].
- [32] Y. Liu, «Experimental Study on Mechanical Properties of Novel FRP,» *Materials Science and Engineering*, 11 June 2021.
- [33] Structural innovation and monitoring Technologies Resource Centre , «About us,» 5 April 2022. [Internett]. Available: <https://simtrec.ca/about-us/>. [Funnet 5 April 2022].
- [34] American Concrete Institute, «History of ACI,» [Internett]. Available: <https://www.concrete.org/aboutaci/introductiontoaci.aspx?fbclid=IwAR3UIHQ0srmYWNY-O7szROkoLRY1i-BF2951Qe7da3nkdcJ3qo052PXfZLU>. [Funnet 5 April 2022].
- [35] AASHTO, «AASHTO Overview,» 13 November 2020. [Internett]. Available: <https://www.transportation.org/home/organization/?fbclid=IwAR0WnJEpOQc-f8OFVa4gZG4FzmjtWzC7jCAEkU6T0oQ6NNT2tPxxRg8EZNM>. [Funnet 5 April 2020].
- [36] NCHRP, *Design of Concrete Bridge Beams Prestressed with CFRP Systems*, 2019.

- [37] S. I. Sørensen, *Betongkonstruksjoner- Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*, Bergen: fagbokforlaget, 2015.
- [38] S. Norge, *Eurocode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler for bygninger*, CEN, NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008.
- [39] Norsk Betongforening, *Beregning og dimensjonering av kontinuerlig*, 1981.
- [40] P. Gergely og L. Lutz, «Maximum crack width in Reinforced Concrete Flexural members,» Cornell University, Cornell.
- [41] A. Ghali og A. Azarnejad, « Deflection Prediction of Members of Any Concrete Strength,» *Structural Journal*, pp. 807-817, 1 September 1999.
- [42] Store norske leksikon , «Elementmetoden,» 7 Juli 2021. [Internett]. Available: <https://snl.no/elementmetoden>. [Funnet 21 April 2022].
- [43] University of Copenhagen, «Academic Information Seeking,» 2022. [Internett]. Available: <https://www.coursera.org/learn/academicinfoseek>. [Funnet 10 Februar 2022].
- [44] Ansys 2022 R1, *Technology Showcase Example problems*, Canonsburg: Ansys.Inc, 2022.
- [45] ZERO, «Bygg og Anlegg,» 31 Mars 2022. [Internett]. Available: <https://zero.no/fagomrade/bygg-og-anlegg/>. [Funnet 5 Mai 2022].
- [46] «Basalt rebar 6 mm (1 tonne),» [Internett]. Available: <https://official.uz/en/shop/basalt-rebar-6-mm-1-tonne/>. [Funnet 25 April 2022].
- [47] A. Hosen, «Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP) Bars for Enhancing the Flexural Performance of RC Beams Using Side-NSM Technique,» *Polymers*, 11 Mai 2017.
- [48] C. High, H. M. Seliem, A. El-Safty og S. H. Rizkalla, «Use of basalt fibers for concrete structures,» *Construction and Building Materials*, pp. 37-46, 15 Oktober 2015.



## 12 Vedlegg

### **A - Håndberegninger av plattendekke med slakkarmert FRP**

A.1.1 Momentkapasitet CFRP

A.1.2 Momentkapasitet GFRP

A.1.3 Momentkapasitet BFRP

A.2.1-Skjærkapasitet CFRP

A.2.2-Skjærkapasitet GFRP

A.2.3-Skjærkapasitet BFRP

A.3.1 - Nedbøyning og rissvidde (SIMTReC) CFRP

A.3.2 - Nedbøyning og rissvidde (SIMTReC) GFRP

A.3.3 - Nedbøyning og rissvidde (SIMTReC) BFRP

### **B - Håndberegninger av plattendekke med spennarmert FRP**

B.1.1 - Beregning av forspent plattendekke med FRP-armering (AASHTO/NCHRP) CFRP

B.1.2 - Beregning av forspent plattendekke med FRP-armering (AASHTO/NCHRP) BFRP

### **C - Håndberegninger av plattendekke med slakk- og spennarmert stål**

C.1.1- Slakkarmert med stål (EC2)

C.1.2 - Spennarmert med stålarmering (EC2)

### **D – Coursera Loggbok**