



UNIVERSITETET I AGDER

Dimensjonering av slank balkong i Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete

LISELOTTE AAS

VEILEDERE

Rein Terje Thorstensen

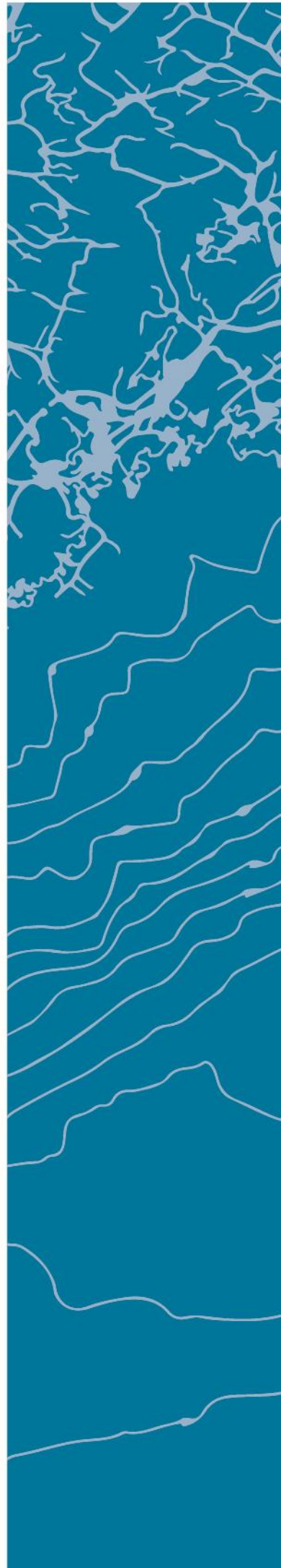
Frank Johannesen

Åsmund Strandgård

Universitetet i Agder, 2017

Fakultet for teknologi og realfag

Institutt for ingeniørvitenskap



Forord

Denne rapporten er avsluttende oppgave etter en toårig mastergrad i Bygg ved Universitet i Agder. Oppgaven er skrevet over vårsemesteret 2017, for Institutt for ingeniørvitenskap.

Oppgaven ble valgt for å styrke min egen interesse for bruk av Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concrete, og for å få bedre forståelse av dimensjoneringsprosessen. Jeg håper oppgaven kan bidra til større interesse for materialet og dets bruksområder.

I forbindelse med denne oppgaven vil jeg takke Rein Terje Thorstensen ved Universitet i Agder, som har veiledet meg gjennom masteroppgaven.

En stor takk til Katalin Vertes for all hjelp med SAP2000 og generelle spørsmål jeg måtte ha angående Eurokoder.

Jeg vil takke Åsmund Strandgård og Frank Johannesen ved Nor Element, for både oppgave, hjelp og veiledning.

Jeg vil også takke Kjetil Ertesvåg hos Multiconsult for praktisk hjelp under dimensjoneringsprosessen.

Det har vært en lærerik prosess og jeg er kjempe stolt over å ha tatt en femårig utdannelse innen byggfaget.

Grimstad, Mai 2017

Liselotte Aas

Summary

As part of the fifth and final year in civil engineering at University of Agder, this master's thesis has been composed. This report was written during the spring semester of 2017.

The purpose of this thesis was to dimension a slim balcony in UHPFRC. Nor Element wanted to be able to produce slim balconies in their own production facilities. Nor Element is currently producing balconies, but these have thicker cross sections.

This master's thesis involves a literature study and a dimension process. In the literature study the relevant guidelines and Eurocodes are presented. The study contains relevant formulas and recommendations needed to dimension a balcony in UHPFRC. Since there is no Norwegian Standard for how to design with UHPFRC, the French standard NF P18-710 are considered.

For this master's thesis, the following problem statement was created: «Dimensioning of balcony in UHPFRC. » A more detailed research question was also constructed: "How slim cross-section would be possible to achieve while designing a balcony in UHPFRC?" In addition to the research question, a supplementary question was added: "Why should UHPFRC be used instead of normal concrete?"

Calculations were made according to the French standard for UHPFRC, and a regulation from AFGC in France.

The results from the calculations showed that a cross-section of 100mm would be possible to achieve. Considering only the geometry, a cross-section of 96mm would be possible to achieve. Calculations for this cross-section would have to be checked.

That it is possible to achieve a cross-section of 100mm using UHPFRC, is an acceptable motive to use UHPFRC instead of traditional concrete.

Tabelliste

Tabell 3.1 ψ -faktor. [6] [12].....	7
Tabell 3.2 Dimensjonerende verdier for laster, bruddgrensetilstand(STR/GEO) [6].	7
Tabell 3.3 Dimensjonerende verdier for laster, bruksgrensetilstand [6].	8
Tabell 3.4 Materialfaktor for bruddgrensetilstander [9].....	8
Tabell 3.5 Materialfaktor for bruddgrensetilstander [10].....	9
Tabell 3.6 Formfaktor for snølast [12].....	10
Tabell 3.7 Eksponeringskoeffisient [12].	13
Tabell 3.8 Utvalgte karakteristiske snølaster på mark [12].....	13
Tabell 3.9 Anbefalte verdier for effektiv slankhet [14].	15
Tabell 3.10 Terrengruhetkategorier og tilhørende parametere [14].	17
Tabell 3.11 Referansevindhastighet for kommunene [14].....	18
Tabell 3.12 Fiberorienteringsfaktorer [10].....	21
Tabell 3.13 Anbefalte verdier av w_{max} [10].	28
Tabell 3.14 Verdier for kt faktoren [10].....	31
Tabell 3.15 k_2 koeffisient [10].	32
Tabell 3.16 Heftfaktorene η_s og η_p [10].....	32
Tabell 3.17 Eksponeringsklasser fra EK2 og AFGC [9] [10].	33
Tabell 3.18 Eksponeringsklasser i henhold til salting og fryseangrep [11].....	35
Tabell 3.19 Minimumsverdekning fra miljøforhold, slakkarmering [1].	36
Tabell 3.20 Minimumsverdekning fra miljøforhold, spennarmering [1].....	36
Tabell 3.21 Verdier av koeffisientene α [9].	40
Tabell 5.1 Resept [1].....	51
Tabell 7.1 Største verdier for moment og skjærkraft.....	58

Figurliste

Figur 3.1 Formfaktor for snølast [12].	11
Figur 3.2 Formfaktor for snølast på tak som grenser til høyere byggverk [12].....	12
Figur 3.3 Formfaktor for snølast på tak som grenser til høyere byggverk, med modifikasjoner [12]. .	12
Figur 3.4 Veiledende verdier for endeeffekt faktoren [14].....	16
Figur 3.5 Gjennomlokning ved søyle og plate [16].....	23
Figur 3.6 Nedbøyningslinjer for toveisplate [5].....	26
Figur 3.7 Inndeling av flatdekke i søyle- og feltstriper [5].....	27
Figur 3.8 Effektivt areal av strekksone, typisk tilfelle for bjelke [9].	30
Figur 3.9 Effektivt areal av strekksone, typisk tilfelle for plate [9].....	30
Figur 3.10 Effektivt areal av strekksone, konstruksjonsdel i strekk [9].	30
Figur 3.11 Verdier av c_d [9].	39
Figur 3.12 Bøylearmering. Venstre: a. Høyre: b [9].....	40
Figur 3.13 Definisjon av f_{ctf} hvor det ikke er noe lokalt topp i diagrammet [11].	45
Figur 3.14 Bruddgrensetilstand [11].....	46
Figur 3.15 Bruksgrensetilstand [11].	47
Figur 5.1 Balkongen, mål i mm.	52
Figur 5.2 Snittegning A-A, balkongen, mål i mm.	52

Figur 5.3 Snittegning B-B, balkongen, mål i mm.	53
Figur 5.4 Søyleplassering, mål i mm.	54
Figur 7.1 Moment- og skjærdiagram for lastkombinasjonen som gav størst moment og skjær, bruddgrensetilstand.	57
Figur 7.2 Momentdiagram for lastkombinasjon 3, bruksgrensetilstand.	57
Figur 7.3 Illustrasjonsbilde av armering og plassering.	62
Figur 7.4 Illustrasjon tverrsnitt.	62

Formelliste

Formel 1 Dimensjonerende fasthet [9].	5
Formel 2 Dimensjonerende verdi for last [6].	6
Formel 3 Lastens representative verdi [6].	6
Formel 4 Dimensjonerende laster i bruddgrensetilstand, likning A [6].	8
Formel 5 Dimensjonerende laster i bruddgrensetilstand, likning B [6].	8
Formel 6 Dimensjonerende laster i bruksgrensetilstand [6].	8
Formel 7 Snølaster for vedvarende/forbigående dimensjonerende situasjoner [12].	10
Formel 8 Formfaktor, ras og vind [12].	11
Formel 9 Formfaktor, vind [12].	11
Formel 10 Anbefalt omfang for formfaktoren som skyldes vind [12].	11
Formel 11 Lengde snødriver [12].	11
Formel 12 Anbefalt omfang for snødriver [12].	12
Formel 13 Lineær interpolering.	12
Formel 14 Karakteristisk snølast ved $H > H_g$ [12].	13
Formel 15 Høydeforhold [12].	13
Formel 16 Vindkraft [14].	14
Formel 17 Kraftfaktor for skarpkantede tverrsnitt [14].	15
Formel 18 Effektiv slankhet [14].	16
Formel 19 Massestivhetsforhold [14].	16
Formel 20 Vindkasthastighetstrykk [14].	16
Formel 21 Stedsvindhastighet [14].	17
Formel 22 Ruhetsfaktor [14].	17
Formel 23 Basisvindhastighet [14].	17
Formel 24 Turbulensintensitet [14].	18
Formel 25 Standardavvik for vindhastighet [14].	18
Formel 26 Ikke beregningsmessig behov for skjærarmering. [9]	18
Formel 27 Valg for skjærarmering. [9]	19
Formel 28 Strekkmotstanden av båndene i betongen [10].	19
Formel 29 Betongens bidrag til skjærkapasitet, slakkarmering [10].	19
Formel 30 Betongens bidrag til skjærkapasitet, forspenning [10].	19
Formel 31 Betongens bidrag til skjærkapasitet, uten forsterkning [10].	20
Formel 32 Betongens bidrag til skjærkapasitet, uten forsterkning II [10].	20
Formel 33 Koeffisient [11].	20
Formel 34 Trykkspenning i betongen fra aksialbelastning [11].	20
Formel 35 Den vertikale skjærarmeringens bidrag til skjærmotstand [10].	20

Formel 36 Den skråstilte armeringens bidrag til skjærmotstand [10].	20
Formel 37 Fibrenes bidrag til skjærkapasitet [10].	21
Formel 38 Areal påvirket av fiber [10].	21
Formel 39 Gjenværende strekkfasthet av fiberarmert tverrsnitt [10].	21
Formel 40 Riss [10].	21
Formel 41 Gjenværende strekkfasthet av fiberarmert tverrsnitt [10].	21
Formel 42 Belastning [10].	22
Formel 43 Bruddstyrke av trykkavstivere [10].	22
Formel 44 Begrensning av største skjærspenning [9].	23
Formel 45 Kontroll for skjærarmoring [9].	23
Formel 46 Nødvendig med skjærarmoring [9].	24
Formel 47 Maksimal skjærspenning [10].	24
Formel 48 Rissåpning på den mest strekkbare sonen [10].	27
Formel 49 Rissvidde [10].	28
Formel 50 Rissvidde fra fiber [10].	28
Formel 51 Kontroll av rissvidde [10].	29
Formel 52 Kontroll av rissvidde mellom to armeringsjern [10].	29
Formel 53 Maksimal rissvidde halvveis mellom to armeringsjern [10].	29
Formel 54 Forholdstall, rissvidde [11].	29
Formel 55 Forholdstall, rissvidde [10].	29
Formel 56 Effektivt armeringsforhold [10].	29
Formel 57 Midlere tøyning [11].	30
Formel 58 Maksimal rissavstand [10].	31
Formel 59 Overdekningsbegrep [10].	31
Formel 60 Parameter som reflekterer hvordan fibrene forbedrer fordelingen av overdekningssonen og heftfastheten til armeringen [10].	31
Formel 61 Begrep for overføringslengde [10].	31
Formel 62 Nominell overdekning [1].	35
Formel 63 Minimumsoverdekning [1].	35
Formel 64 Minimumsoverdekning fra plasseringsforholdet [11].	36
Formel 65 Senteravstand [11].	37
Formel 66 Tilstrekkelig duktilitet [11].	38
Formel 67 Dimensjonerende heftfasthet [11].	38
Formel 68 Parameter, fiber forbedring [11].	38
Formel 69 Basis kraftinnføringslengde [9].	38
Formel 70 Dimensjonerende forankringslengde [11].	39
Formel 71 Koeffisient α_2 [11].	39
Formel 72 Mulige feilinger av plassering [11].	39
Formel 73 Minimum forankringslengde for forankring i strekk [11].	39
Formel 74 Minimum forankringslengde for forankring i trykk [11].	39
Formel 75 Lengde av bøyd armering i bøyle, a [11].	41
Formel 76 Lengde av bøyd armering i bøyle, b [11].	41
Formel 77 Omfaringslengde [9].	41
Formel 78 Minimum omfaringslengde [11].	41
Formel 79 Koeffisient α_6 [11].	41

Formel 80 Senteravstand mellom bøyer [9].....	41
Formel 81 Senteravstand mellom oppbøyde stenger [9].	41
Formel 82 Minste dordiameter [11].....	42
Formel 83 Strekkraften i bruddgrensetilstand.	42
Formel 84 Kurve i urissede deler [10].	43
Formel 85 Maksimal krumming for deformasjonssvekkelse (strain-softening) [10].	43
Formel 86 Krumming, parabolisk [10].....	43
Formel 87 Gjennomsnittlig kurve [10].	43
Formel 88 Raten til maks tøyning [11].	44
Formel 89 Gjennomsnittlig kurve for nedbøyning [11].....	44
Formel 90 Nedbøyning, ved bruk av den effektive Youngs modulen [11].....	44
Formel 91 Tøyningsgrense [11].	44
Formel 92 For den gjennomsnittlige kurven [11].....	45
Formel 93 For den karakteristiske kurven [11].	45
Formel 94 Gjennomsnittlig kurve [11].	46
Formel 95 Karakteristisk kurve [11].	46
Formel 96 Bruddgrensetilstand, for horisontalt platå [11].	46
Formel 97 Bruddgrensetilstand, for linje mellom punkter [11].	46
Formel 98 Bruksgrensetilstand, for horisontalt platå [11].....	47
Formel 99 Bruksgrensetilstand, for linje mellom punkter [11].	47
Formel 100 Ekvivalent bruddgrensetøyning [11].....	47
Formel 101 Karakteristisk lengde [11].	48
Formel 102 Ekvivalent bruddgrensetøyning som svarer til en rissvidde 0,01H [11].....	48
Formel 103 Den elastiske grensen for tøyning, bruddgrensetilstand [11].	48
Formel 104 Ekvivalent bruksgrensetøyning [11].....	48
Formel 105 Ekvivalent bruksgrensetøyning som svarer til en rissvidde 0,01H [11].	48
Formel 106 Den elastiske grensen for tøyning, bruksgrensetilstand [11].	48
Formel 107 Betongens kapasitet.....	48
Formel 108 Armeringens kapasitet.	48
Formel 109 Aksialkraftkapasitet [5].	49
Formel 110 Trykkresultant [5].	49
Formel 111 Trykksonehøyde [11].....	49
Formel 112 Trykkresultantens angrepspunkt [5]	49
Formel 113 Betongtrykksonens momentkapasitet [5].	49

Symboler

Store latinske bokstaver

A	Ulykkespåvirkning, areal
A_c	Areal av betongtverrsnittet
$A_{c,eff}$	Effektivt areal av betongstrekksonen rundt armeringen
A_{fv}	Areal påvirket av fiberarmering
A_p	Totalt areal av armeringsjern
A_{ref}	Referanseareal
A_s	Totalt areal av spennarmeringskabler
A_{sw}	Tverrsnittsareal av skjærarmering
B^2	Bakgrunnsfaktor
C_e	Eksponeringskoeffisient
C_t	Termisk koeffisient
D_{sup}	Nominelle øvre dimensjon av største tilslag
E	Youngs modul
E_{cm}	Midlere Youngs modul (elastisitetsmodul)
E_s	Youngs modul for armeringsjernet (elastisitetsmodul)
F_d	Dimensjonerende verdi for en påvirkning
F_k	Karakteristisk verdi for en påvirkning
F_{rep}	Lastens representative verdi
F_w	Vindkraft
G	Permanent påvirkning
H_g	Høydegrense ved snølaster
I	Brutto treghetsmoment
I_v	Turbulensintensitet
K	Fiberorienteringsfaktor
K_{global}	Fiberorienteringsfaktor for alle laster utenom lokale laster
K_{local}	Fiberorienteringsfaktor for lokale laster
L	Lengdeskala for turbulens
L_t	Referanselengdeskala
M	Moment
M_{Ed}	Dimensjonerende verdi for moment
M_{Rd}	Trykksonens momentkapasitet
N_{Ed}	Aksialkraft i tverrsnittet som følge av lasting eller forspenning
R^2	Resonansfaktor
R_b	Aerodynamisk admittans
R_h	Aerodynamisk admittans
S_L	Dimensjonsløs spektraltetthetsfunksjon
T	Midlingstid for stedsvindhastighet
T_c	Trykkresultant
V_{Ed}	Dimensjonerende verdi for skjærkraft
V_{Rd}	Dimensjonerende kapasitet for skjærkraft for en konstruksjonsdel med skjærarmering
$V_{Rd,c}$	Dimensjonerende kapasitet for skjærkraft for en konstruksjonsdel uten skjærarmering
$V_{Rd,c}$	Betongens bidrag til skjærkapasiteten (UHPFRC)

$V_{Rd,f}$	Fibrenes bidrag til skjærkapasiteten (UHPFRC)
$V_{Rd,max}$	Dimensjonerende verdi av maksimal skjærspenningskapasitet for konsentrert last
$V_{Rd,s}$	Vertikal skjærarmerings bidrag til skjærkapasiteten (UHPFRC)
Q	Variabel påvirkning
Små latinske bokstaver	
b	Bredden på konstruksjonen
b_w	Minste bredde av tverrsnitt i strekkområde
c	Armeringsoverdekning
c_{alt}	Nivåfaktor
c_d	Dynamisk faktor
c_{dir}	Retningsfaktor
c_f	Kraftfaktor
$c_{f,0}$	Kraftfaktor for rektangulære tverrsnitt, med skarpe hjørner
c_{nom}	Nominell overdekning
c_{min}	Minimumsoverdekning
$c_o(z)$	Terrengformfaktor
c_{pe}	Utvendig formfaktor
c_{pi}	Innvendig formfaktor
c_{prob}	Faktor for vindlast (returperiode)
$c_r(z)$	Ruhetsfaktoren
c_s	Størrelsesfaktor
$c_s c_d$	Konstruksjonsfaktor
c_{season}	Årstidsfaktor
Δc_{dev}	Avvik til overdekning
d	Avstand fra det mest alvorlige trykte ytterpunktet på langsgående armering, effektiv dybde av tverrsnittet
e_h	Horisontal avstand mellom armeringsjern
e_v	Vertikal avstand mellom armeringsjern
f	Dimensjonerende fasthet
f_{bd}	Dimensjonerende heftfasthet
f_{cd}	Dimensjonerende trykkfasthet
f_{ck}	Betongens karakteristiske sylindetrykkfasthet etter 28 døgn
$f_{ct,el}$	Karakteristisk grense for elastisitet under spenning
f_{ctm}	Strekkfasthet etter opprissing
f_{ctfk}	Karakteristisk maksimal etter-opprissingsspenning
f_{ctfm}	Gjennomsnittlig maksimal etter-opprissingsspenning
$f_{ctk,el}$	Karakteristisk grense på elastisitet under spenning, karakteristisk strekkfasthet
$f_{ctk,0.05}$	Betongens karakteristiske, sentriske strekkfasthet med 5% sannsynlighet for underskridelse
$f_{ctm,el}$	Gjennomsnittlig grense for elastisitet under spenning
f_{kar}	Karakteristisk fasthet
f_L	Dimensjonsløs frekvens
f_{yd}	Dimensjonerende flytegrense for armering
f_{yk}	Armeringens karakteristiske flytegrense

f_{ywd}	Dimensjonerende flytegrense for skjærarmering
h	Høyden av konstruksjonen/konstruksjonsdelen, total høyde av tverrsnitt
$h_{c,eff}$	Høyde (armering)
k_2	Koeffisient som tar høyde for tøyingsfordeling i det rissede snittet
k	Koeffisient, faktor
k_l	Turbulensfaktor
k_p	Toppfaktor
k_r	Terrenguhetsfaktor
k_t	Faktor avhengig av lastens varighet eller gjentakelse
$l_{b,rqd}$	Basis kraftinnføringslengde
l_c	Karakteristisk lengde som brukes til å beregne tilsvarende tøyning fra rissvidde
l_0	Overdekningsbegrep
l_t	Begrep for overføringslengde
m	Masse per lengdeenhet
m_e	Ekvivalent masse
n_i	Konstruksjonens i-te egenfrekvens
$n_{1,x}$	Første egenfrekvens i vindretning
q_p	Vindkasthastighetstrykk, topphastighetstrykk
s	Snølast på tak, avstand mellom bøyene (UHPFRC), senter til senter avstand mellom armeringsjern
s_k	Karakteristisk verdi for snølast på mark på den aktuelle byggeplassen
$s_{k,0}$	Grunnverdi for snølast
$s_{r,max,f}$	Maksimal rissavstand
v_b	Basisvindhastighet
$v_{b,0}$	Referansevindhastigheten
v_m	Stedsvindhastighet
w	Rissvidde
w_{lim}	Rissbredde
w_{max}	Maksimal tillatte rissbredden
w_{pic}	Rissvidden som tilsvarer den lokale toppen i kurven, ved testing
w_t	Rissåpning på den mest strekkbare sonen
w_u	Ultimate rissbredden
x	Komprimert høyde, komprimert tykkelse/bredde
x'	Urisset høyde under spenning
y	Distanse til risset
z	Høyde over terreng, indre hevarm,
z_0	Ruhetslengde
z_e	Referansehøyde
z_s	Referansehøyde
z_t	Referansehøyde
Store greske bokstaver	
Φ	Helning, på vindsiden, i vindretningen
Små greske bokstaver	
α	Koeffisient, vinkel, forholdstall

α_{cc}	Koeffisient som tar hensyn til virkninger av langtidslast på trykkfastheten, samt ugunstige virkninger som er en følge av måten lasten påføres
α_{ct}	Koeffisient som tar hensyn til virkninger av langtidslast på strekkfastheten, samt ugunstige virkninger som er en følge av måten lasten påføres
α_h	Rissdybde
β	Forholdstall
γ_c	Materialfaktor for betong
γ_{cf}	Materialfaktor for fiber
γ_f	Materialfaktor for påvirkninger, F (lastfaktor)
γ_G	Partialfaktor for permanente påvirkninger
γ_Q	Partialfaktor for variable påvirkninger
γ_s	Materialfaktor for armeringsstål og spennstål
$\Delta\sigma_p$	Spenningsendring i spennkabel fra tilstanden av null tøyning
δ	Logaritmisk dekrement, parameter som reflekterer hvordan fibre forbedrer fordelingen av overdekningssonen og heftfastheten til armeringen (UHPFRC)
ε_c	Maksimal komprimert betongtøyning
ε_{cod}	Tøyning
$\varepsilon_{cm,f}$	Gjennomsnittlig tøyning i betongen mellom riss
ε_{cud}	Tøyningsgrense
ε_{el}	Elastisk strekkbelastning
ε_{lim}	Grensetøyning
ε_{max}	Maksimal tøyning
ε_{sm}	Gjennomsnittlig tøyning av armeringen
$\varepsilon_{sm,f}$	Gjennomsnittlig tøyning av armering i kombinasjon med fiberarmering, under den aktuelle lastkombinasjonen
ε_t	Tøyning
ε_u	Ultimate belastning som oppnås i bruksgrensetilstand for bøyning
$\varepsilon_{u,pic}$	Ekvivalent bruddgrensetøyning som svarer til etter-opprissingsspenningens topp
η	Variabel,
θ	Vinkel,
λ	Effektiv slankhet
μ_i	Snølastens formfaktor
μ_s	Formfaktor for snølast som skyldes ras
μ_w	Formfaktor for snølast som skyldes vind
ν	Oppkryssningsfrekvens, Poisson-tall
ξ	Reduksjonsfaktor
ρ	Lufttetthet
σ_c	Betongspenning
σ_{cp}	Trykkspenning i betongen fra aksialbelastning eller forspenning
$\sigma_f(w)$	Spenning som funksjon av rissvidde
$\sigma_{Rd,f}$	Gjenværende strekkfasthet av fiberarmert tverrsnitt
σ_s	Spenning i armering i opprisset snitt
σ_v	Standardavvik for vindhastighet
τ	Skjærspenning

τ_{max}	Maksimal skjærspenning
ϕ	Diameter for armeringsjern, spennkabel eller kanal
$\phi_{m,min}$	Minimum dordiameter
φ	Massestivhetsforholdet, raten til maks tøyning
χ	Komprimert høyde
$\chi_{II,mean}$	Midlere kurve/krumming
ψ	Faktorer som definerer representative verdier av variable påvirkninger ψ_0 for kombinasjonsverdier ψ_1 for ofte forekommende verdier ψ_2 for tilnærmet permanente verdier
ψ_λ	Endeeffektfaktor

Innholdsfortegnelse

1.	Innledning.....	1
1.1	Bakgrunn for oppgaven.....	1
1.2	Problemstilling.....	1
1.3	Begrensninger.....	1
1.4	Oversikt over oppgaven	2
2.	Samfunnsperspektiv.....	3
3.	Teori.....	4
3.1	UHPFRC.....	4
3.2	Dimensjoneringskriterier.....	4
3.2.1	Grensetilstander	4
3.2.2	Kapasitetskontroll.....	5
3.2.3	UHPFRC retningslinjer generelt	6
3.2.4	Konstruksjonsanalyse	6
3.2.5	Materialfaktorene	8
3.2.6	Vertikale- og horisontale laster	9
3.2.7	Skjærkraft	18
3.2.8	Gjennomlokning	22
3.2.9	Svinn	24
3.2.10	Kryptall.....	25
3.2.11	Balkong som plate eller dekke.....	26
3.2.12	Riss.....	27
3.2.13	Eksponeringsklasser	32
3.2.14	Overdekning og armering.....	35
3.2.15	Nedbøyning	42
3.2.16	Spenning-tøynings forhold for UHPFRC	44
3.2.17	Tilstrekkelig kapasiteter	48
4.	Forskerspørsmål	50
5.	Case	51
5.1	Generelt om balkongen.....	51
5.2	UHPFRCen.....	51
5.3	Geometri og størrelse.....	52
5.4	Statisk system.....	53

5.5	Lasttilfeller og belastninger	53
5.5.1	Antagelser til laster.....	53
5.5.2	Lastkombinasjoner	53
5.6	Søyleplassering.....	54
5.7	Verdier til beregninger	54
5.8	SAP2000.....	55
6.	Metode	56
6.1	Litteratur.....	56
6.2	Beregninger	56
7.	Analyse og Resultat	57
7.1	Dimensjonerende verdier for bøyemoment og skjærkraft.....	57
7.2	Bruddgrensetilstand	58
7.3	Bruksgrensetilstand.....	59
7.4	Armering.....	61
7.5	Tverrsnitt	62
8.	Diskusjon	63
8.1	Bøyemoment og skjærkraft.....	63
8.2	Bruddgrensetilstand	63
8.3	Bruksgrensetilstand.....	64
8.4	Armering.....	65
8.5	Tverrsnittet.....	65
9.	Konklusjon	66
10.	Anbefalinger	67
	Referanser	68
	Vedlegg.....	1
	Vedlegg A.....	2
	Vedlegg B.....	4
	Vedlegg C.....	27

1. Innledning

1.1 Bakgrunn for oppgaven

Ved et stadig høyere krav til utforming og estetikk i byggebransjen, stilles det også høyere krav til materialene. Konstruksjonsdeler skal helst kunne utformes etter ønske, ha høyere styrke og gjerne mindre tverrsnitt enn tidligere. Innen betongfaget, kan et alternativ være å bruke materialer som Ultra -High Performance Fibre-Reinforced Concrete.

Nor Element ønsker å produsere en ny type balkong. Dette skal være en slank balkong i høyfast betong. I dag produserer Nor Element balkonger i alminnelig betong, med tverrsnitt på 250mm. Nor Element ønsker å kunne redusere tverrsnittet til 100mm, eller så slankt det ville vært mulig å produsere. Ved å benytte UHPFRC eller høyfast betong, kan man redusere tverrsnittet og ta i bruk en smartere utforming. Universitetet i Agder har de siste årene begynt å fokusere på mulighetene rundt bruk av UHPFRC. Denne typen betong blir i dag implementert i fagområdene på bygglinjene ved Universitetet.

I anledning Nor Elements ønsker om en slankere balkong, skal det utarbeides en masteroppgave. Masteroppgaven vil være avsluttende oppgave ved masterutdanningen i bygg, på Universitetet i Agder. Forprosjektet «Balkongelement i UHPFRC» [1] utarbeidet høsten 2016 vil fungere som en kilde til allerede opparbeidet kunnskap. Dette er et forprosjekt som tar for seg bakgrunnsteori om UHPFRC, balkong og dimensjonering. Enkelte formler for dimensjonering er oppgitt i teorikapitlet av forprosjektet. Oppgaven hadde også som hovedformål og utarbeide en betongresept, for å gi et best mulig grunnlag for videre arbeid.

1.2 Problemstilling

I anledning denne masteroppgaven, skal det utarbeides en problemstilling. Denne problemstillingen vil være generell for temaet oppgaven handler om. Oppgaven består av å dimensjonere en balkong i UHPFRC, med regler og retningslinjer som er nødvendig til dette materialet. Problemstillingen for oppgaven vil da være: «Dimensjonering av balkong i UHPFRC.»

For å tilspisse oppgaven ytterligere skal det også utarbeides et forskerspørsmål som vil være mer detaljert enn problemstillingen.

1.3 Begrensninger

Det settes noen begrensninger og avgrensninger for denne oppgaven. Økonomi vil ikke være en del av denne oppgaven, hverken for selve balkongen eller materialer. For dimensjoneringen er det enkelte elementer som ikke er tatt hensyn til. Ulykkesgrensetilstand og brannsikring er ikke tatt med, men ulykkesgrensetilstanden vil være omtalt i teorien. Pålitelighet er ikke en del av teorikapitlet, men kravene vil være oppfylt når man følger partialfaktormetoden. Kvalitetssystem og prosjekterings- og utførelseskontroll vil heller ikke være en del av teorien i denne oppgaven.

Til selve balkongen vil det også være enkelte begrensninger. Balkongen skal sees på som en isolert del, hvor bygget balkongen skal henge på, kun vil være et fiktivt bygg for denne anledningen. Søylene balkongen skal legges opp på, skal ikke dimensjoneres. Søylene får en dimensjon og plassering for beregningenes skyld. Hvordan balkongen skal festes til den

tilstøtende fasaden vil heller ikke være en del av oppgaven. Det er ikke tatt hensyn til torsjon i denne oppgaven.

På selve balkongen er det ikke tatt hensyn til dryppnese eller helning. Det er heller ikke tatt hensyn til vannavrenningssystem.

1.4 Oversikt over oppgaven

Denne oppgaven består av ti kapitler. Det første kapitlet tar for seg innledning, problemstilling og begrensninger. Deretter er samfunnsperspektiver rundt UHPFRC og balkonger fremstilt. Den største delen av oppgaven omhandler teori. Teorien er skrevet for å gi et grunnlag til dimensjoneringen. Teoridelen tar for seg UHPFRC, og de retningslinjer som er satt for dimensjoneringen. Under denne delen vil det også være noe generell teori om dimensjoneringsprosessen. Mesteparten av teoridelen, er formler til dimensjoneringen.

Forskerspørsmålet er satt inn i eget kapittel. Det ble også utarbeidet en case for oppgaven. I casen er all informasjon om selve balkongen fremstilt. Casen tar for seg dimensjoner og annen nødvendig informasjon vedrørende balkongen. I metodekapittelet blir de ulike metodene som brukes lagt frem. I analyse og resultat, blir de viktigste resultatene representert. De resterende resultater er lagt som vedlegg bakerst i rapporten. I diskusjonen er resultatene diskutert. Dette er for å kunne argumentere for de ulike resultatene, og for å kunne forklare de ulike argumentene.

Hele rapporten avsluttes med en konklusjon, med anbefalinger for videre arbeid.

2. Samfunnsperspektiv

Betongindustrien bidrar til store CO₂-utslipp. På 1990-tallet ble det anslått at produksjon av sement bidro til ett tonn CO₂ per tonn sement [2]. I dag vil dette tallet være lavere. I følge Norsk betongforenings rapport «CO₂-utslipp – sement og betong. Utfordringer og perspektiver» [2], er dette tallet redusert til cirka 0,6 tonn CO₂ per tonn sement. På verdensbasis utgjør CO₂-utslippene 3-5% av de samlede utslippene [3].

UHPFRC inneholder dobbelt så mye sementvolum som konvensjonell betong. Dette betyr at CO₂-utslippet også vil være det dobbelte, i forhold til vanlig betong. På en annen side, hvis man bruker UHPFRC riktig, kan man dele materialforbruket på to eller tre. Da kan man spare CO₂-utslipp og energi, ved å lage slankere konstruksjoner. Ved bruk av UHPFRC kan man også få lettere konstruksjoner med lengre levetid. [4]

Slankere konstruksjoner kan gi smartere utforming og man kan få en estetisk fin konstruksjon. Et eksempel på hvor slanke konstruksjoner kan anvendes, er balkonger.

En balkong kan være den eneste uteplassen man får på en bolig i tettbygde strøk. En balkong kan gi mulighet for frisk luft og være et uteområde for beplantning. Særlig i store tettbygde byer vil en balkong være med på å øke trivsel i boligen. Balkongen kan også gi større boareal og man får følelsen av nærhet til det utendørs.

3. Teori

3.1 UHPFRC

I følge forprosjektet er Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concrete en høyfast betong eller et komposittmateriale med en trykkfasthet på 150MPa. UHPFRCen vil også ha en strekkfasthet på over 5MPa. [1]

Ettersom det er dobbelt så mye sement i UHPFRC, vil det føre til dobbelt så mye CO₂-utslipp [4]. Fordelen med UHPFRC er at man kan designe smalere tverrsnitt, og designe smartere løsninger for utformingen. Dette vil da føre til mindre materialmengde, som igjen ikke vil gi de store CO₂-utslippene man normalt ville fått ved tradisjonell utforming av betongkonstruksjoner.

UHPFRC vil ha bedre frost- og avisingsmotstand, høyere kloridmotstand og trenge mindre vedlikehold. På grunn av høy bestandighet vil man også få konstruksjoner som vil ha lengre levetid enn tradisjonelle betongkonstruksjoner støpt med for eksempel B30.

Kloridinntrengningen på UHPFRC vil være fem ganger tregere enn på en tradisjonell betong. [1]

3.2 Dimensjoneringskriterier

For at en betongkonstruksjon skal tjene sin hensikt, er det viktig at den; er sterk og sikker, oppfører seg som antatt, er bestandig, og at den er økonomisk [5].

3.2.1 Grensetilstander

Innen forskjellige grensetilstander, skal det konstateres at konstruksjonen oppfyller dimensjoneringsreglenes krav. De tre mest kjente grensetilstandene er bruddgrensetilstanden, bruksgrensetilstanden og ulykkesgrensetilstanden. [5]

Bruddgrensetilstanden, er tilstanden som er av betydning for menneskers og konstruksjonens sikkerhet [6]. I bruddgrensetilstanden skal konstruksjonsdelens kapasitet mot brudd fastsettes. Materialenes tøyningsegenskaper og dimensjonerende fastheter legges som grunnlag ved beregning av denne kapasiteten. Lastvirkninger som beregnes i denne tilstanden er bøyemoment, aksialkraft, skjærkraft og torsjonsmoment. Betongens armering, og forankring av armeringen blir også beregnet i denne tilstanden.

Bruksgrensetilstanden, er tilstanden som er av betydning for menneskers komfort, og konstruksjonens funksjonsdyktighet og utseende [6]. Konstruksjonen og dens dimensjonerte brukstid, skal i denne tilstanden forsikre at kravene til dens bruk og formål er tilfredsstillt. Sikring av konstruksjonens bestandighet inngår også i denne tilstanden. Bruksgrensetilstanden stiller også krav til rissutvikling, deformasjon og tetthet mot væskeinntrengning. [5]

Ulykkesgrensetilstanden er en spesiell grensetilstand. Kontroll av denne tilstanden utføres med ulykkeslaster. Grenseverdiene som brukes i denne tilstanden kan avvike fra lignende grenseverdier gitt for bruddgrensetilstanden. Aktuelle grenseverdier for denne tilstanden er knyttet til kapasitet, deformasjon og skadegrad. I denne tilstanden kontrolleres det for lite sannsynlige hendelser som jordskjelv, eksplosjonslast, brann og andre hendelser tilknyttet ulykker. [7]

3.2.2 Kapasitetskontroll

En konstruksjons motstand for en gitt lastvirkning skal være større enn påkjenningen fra ytre laster ved den samme lastvirkningen. For å kunne beregne dette, må man vite noe om lasten og materialenes fasthet.

I NS-EN 1991, som er Eurokode 1 [8], oppgis det karakteristiske verdier for ulike belastningstyper. Eurokode 1 blir heretter referert til som EK1. Sannsynligheten for at disse karakteristiske verdiene overskrides, er mindre enn en fastsatt grense. Disse verdiene er basert på målinger og erfaring, og kan fremstilles statistisk med en spredning. Nyttelast, snø- og vindlast er eksempler på slike belastningstyper. [5]

Dimensjonerende trykk- og strekkfasthet

Den dimensjonerende fastheten skal være større eller lik den dimensjonerende lasten. Dette kan forklares ved at materialet må tåle mer enn påkjenningen den blir utsatt for. [5]

I følge NS-EN 1992, som er Eurokode 2 [9], vil den dimensjonerende fastheten for både trykk og strekk, være lik formelen nedenfor. Eurokode 2 blir heretter referert til som EK2.

$$f = \frac{\alpha * f_{kar}}{\gamma_c} \quad (1)$$

Formel 1 Dimensjonerende fasthet [9].

Hvor f er dimensjonerende fasthet for trykk eller strekk og α er en koeffisient, hvor α_{cc} settes inn med trykkfastheten og α_{ct} settes inn med strekkfastheten. Begge koeffisientene har verdi 0,85. f_{kar} er karakteristisk fasthet, hvor f_{ck} kan settes inn for karakteristisk sylindertykkfasthet etter 28 døgn eller $f_{ctk,0.05}$ kan settes inn for karakteristisk, sentrisk strekkfasthet. γ_c er materialfaktoren for betong, og er oppgitt i Tabell 3.4, hvor man bruker verdien for vedvarende og forbigående situasjon. [9] [5]

Ved bruk av UHPFRC, må det legges til ett supplement til EK2. En rapport med retningslinjer er utarbeidet i Frankrike, av AFGC (French Association of Civil Engineering) [10]. Rapporten «Ultra High Performance Fibre-Reinforced – Recommendations» angir nye verdier, formler og informasjon ved høyere fastheter. Rapporten blir heretter referert til som AFGC-forskriften.

April 2016 kom AFNOR (Association Francaise de Normalisation) med en ny fransk standard for UHPFRC, «French standard – NF P 18-710.» [11] Dette er også et supplement til EK2, men en kortere versjon enn AFGC-forskriften. Disse franske rapportene vil inneholde mye lik informasjon, men den fra AFNOR vil også ha noe ny og oppdatert informasjon. Standarden vil heretter bli referert til som fransk standard.

Ved bruk av UHPFRC er det få endringer ved bestemmelse av den dimensjonerende fastheten. Ved innledende design, anbefaler AFGC-forskriften veiledende verdier til fastsettelse av dimensjonerende trykkfasthet. Den karakteristiske trykkfastheten settes lik 150MPa, og den dimensjonerende trykkfastheten vil være $f_{cd} = 85MPa$.

3.2.3 UHPFRC retningslinjer generelt

AFGC-forskriften refererer til tre forskjellige typer UHPFRC, avhengig av karakteristikk eller konstitutiv lov om avherding eller herding. Klassifisering av type er også avhengig av en reduseringsfaktor K for fiberorientering.

Type 1 – Deformasjonsvekket (strain-softening) fiberarmert betong

- Karakterisert ved at risset lokaliseres når matrisens styrke er nådd, når en strekkraft påføres. Type 1 har også lavt fiberinnhold eller fiber som ikke er effektiv.

Type 2 – Lav deformasjonsherdet fiberarmert betong

- Den gjennomsnittlige konstituerende loven av denne typen er deformasjonsherding, men i form av karakteristisk lov hvor man tar hensyn til fiberorienteringsfaktoren K , er den konstituerende loven deformasjonsvekking (strain-softening). Denne typen konstituerende lov tilsvarer mesteparten av UHPFRCen som for tiden er på markedet.

For materialkarakterisering og designformål vil UHPFRC av denne typen bli behandlet som deformasjonsvekket (strain-softening).

Type 3 – Høy deformasjonsherdet fiberarmert betong

- Hvis den karakteristiske konstituerende loven og fiberorienteringsfaktoren er regnet med, for denne typen betong, vil etter-rissets toppunkt forbli høyere enn $f_{ct,el}$. Dette er den karakteristiske grensen for elastisitet under spenning. Designloven for denne typen er ansett å være deformasjonsherding. Denne typen lov kan kun oppnås der UHPFRCen har høyt fiberinnhold.

For denne typen kan man også anta midlere tøyingskonstitutiv lov, enn en rissvidde lov, når det er målt over en tilstrekkelig lengde. Dette er på grunnlag av et stort antall fine og tette riss. Når den elastiske styrken er nådd, vil mikrosprekker utvikles, som kan behandles som belastning.

3.2.4 Konstruksjonsanalyse

Dimensjonerende verdi for laster

Når dimensjonerende verdier skal fastsettes, bør det gjøres ved bruk av partialfaktor og andre faktorer, i en kombinasjon med karakteristisk verdi eller andre representative verdier. Den dimensjonerende verdien for en last uttrykkes som:

$$F_d = \gamma_f * F_{rep} \quad (2)$$

Formel 2 Dimensjonerende verdi for last [6].

Hvor γ_f er en partialfaktor for lasten og F_{rep} er lastens relevante representative verdi.

$$F_{rep} = \psi * F_k \quad (3)$$

Formel 3 Lastens representative verdi [6].

Hvor ψ er en faktor fra Tabell 3.1 og F_k er lastens karakteristiske verdi.

Tabell 3.1 ψ -faktor. [6] [12]

Last	ψ_0 (kombinasjonsverdi)	ψ_1 (ofte forekommende verdi)	ψ_2 (tilnærmet permanent verdi)
Kategori A: boliger	0,7	0,5	0,3
Snølaster	0,7	0,5	0,2
Vindlaster	0,6	0,2	0

For snø- og vindlast, kan ulike geografiske områder kreve andre verdier av faktoren.

Lastene en konstruksjon påvirkes av, bestemmes så nøyaktig som mulig ved bruk av ligninger oppgitt i standardene. Under disse lastfastsettelsene er det knyttet usikkerhet. Som en sikkerhet skal de karakteristiske lastene multipliseres med en sikkerhetskoeffisient, eller lastkoeffisient. Disse lastkoeffisientene skal være $\gamma_f \geq 1,0$.

Bruddgrensetilstand

Metoden for å beregne dimensjonerende laster i bruddgrensetilstand er oppgitt i Tabell 3.2.

Tabell 3.2 Dimensjonerende verdier for laster, bruddgrensetilstand(STR/GEO) [6].

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

(*) Variable laster er de som er oppført i tabell NA.A1.1

MERKNAD 1 Det brukes følgende sett med γ - og ξ -verdier ved bruk av uttrykk 6.10a og 6.10b:

$$\gamma_{Gj,sup} = 1,35;$$

$$\gamma_{Gj,inf} = 1,00;$$

$$\gamma_{Q,1} = 1,50 \text{ hvis ugunstig (0 hvis gunstig);}$$

$$\gamma_{Q,i} = 1,50 \text{ hvis ugunstig (0 hvis gunstig);}$$

$$\xi = 0,89,$$

(I Norge brukes 6.10a og 6.10b, slik at $\xi \gamma_G = 0,89 \times 1,35 = 1,20$).

Se også NS-EN 1991 til NS-EN 1999 for γ -verdier som skal brukes for påførte deformasjoner.

MERKNAD 3 De karakteristiske verdiene for alle permanente laster fra ett opphav multipliseres med $\gamma_{G,sup}$ hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er ugunstig, og med $\gamma_{G,inf}$ hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er gunstig. F.eks. kan alle laster med opprinnelse i konstruksjonens egenvekt anses å komme fra én kilde; dette gjelder også om forskjellige materialer er brukt.

MERKNAD 4 For spesielle påvisninger kan verdiene for γ_G og γ_Q igjen deles inn i verdiene γ_g og γ_q og modellens usikkerhetsfaktor γ_{sd} . En verdi for γ_{sd} som ligger mellom 1,05 til 1,15, kan brukes i de fleste vanlige tilfeller.

Formlene for dimensjonerende verdier for laster i bruddgrensetilstand, er plassert nedenfor. Formlene er basert på tabellen ovenfor.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj,sup} * G_{kj,sup} + \gamma_{Q,1} * \psi_{0,1} * Q_{k,1} \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} * \psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad (4)$$

Formel 4 Dimensjonerende laster i bruddgrensetilstand, likning A [6].

$$\sum_{j \geq 1} \xi \gamma_{Gj,sup} * G_{kj,sup} + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} * \psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad (5)$$

Formel 5 Dimensjonerende laster i bruddgrensetilstand, likning B [6].

Hvor ξ er en reduksjonsfaktor, og γ_G og γ_Q er partialfaktorer for permanente og variable påvirkninger. Disse faktorene er oppgitt i Tabell 3.2. ψ er også en faktor, oppgitt i Tabell 3.1. G og Q er henholdsvis permanente og variable påvirkninger.

Bruksgrensetilstand

Metoden for å beregne dimensjonerende verdier for laster i bruksgrensetilstanden er vist i tabellen nedenfor. Partialfaktorene for laster i bruksgrensetilstand, settes lik 1,0. [6]

Tabell 3.3 Dimensjonerende verdier for laster, bruksgrensetilstand [6].

Kombinasjon	Permanente laster G_d		Variable laster Q_d	
	Ugunstig	Gunstig	Dominerende last	Andre laster
Karakteristisk	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Hyppig forekommende	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Tilnærmet permanent	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

En formel for laster i bruksgrensetilstand, er vist nedenfor. Formelen er basert på Tabell 3.3. For hyppig forekommende kombinasjon blir formelen slik som nedenfor. Hyppig forekommende kombinasjon kan benyttes for nedbøyning.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j,sup} + \psi_{1,1} * Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} \quad (6)$$

Formel 6 Dimensjonerende laster i bruksgrensetilstand [6].

3.2.5 Materialfaktorene

I følge EK2 og de nasjonale tilleggene, skal materialfaktorene for bruddgrensetilstandene være slik som oppgitt i tabellen nedenfor.

Tabell 3.4 Materialfaktor for bruddgrensetilstander [9].

Dimensjonerende situasjon	γ_c for betong	γ_s for armeringsstål	γ_s for spennstål
Vedvarende og forbigående	1,5	1,15	1,15
Utmatting	1,5	1,15	1,15
Ulykkessituasjon	1,2	1,0	1,0

Disse verdiene vil kun gjelde for EK2, som har en fasthetsgrense på 90MPa.

Ved bruk av UHPFRC, må det legges til ett supplement til EK2. AFGC-forskriften og den franske standarden angir nye verdier for materialfaktorer ved høyere fastheter.

Tabell 3.5 Materialfaktor for bruddgrensetilstander [10].

Dimensjonerende situasjon	γ_c (trykt UHPFRC)	γ_{cf} (strekt UHPFRC)	γ_s (armerings stål)	γ_s (spennstål)
Varig og forbigående	1,5	1,3	1,15	1,15
Ulykkessituasjon	1,2	1,05	1,0	1,0

For bruksgrensetilstand er alle materialfaktorene 1.

3.2.6 Vertikale- og horisontale laster

Laster varierer over tid, og skal klassifiseres etter permanente påvirkninger(G), variable påvirkninger(Q) eller ulykkespåvirkninger(A). Påvirkningene får også en klassifisering innen opprinnelse, variasjon i rom og konstruksjonsmessig lastvirkning. Innen opprinnelse, klassifisering som direkte eller indirekte. Innen variasjon i rom, klassifisering som fri eller bundet. Den siste klassifiseringen tar for seg konstruksjonsmessig lastvirkning, som statisk eller dynamisk. [6]

Vertikale laster

Egenlast

En egenlast klassifiseres som en permanent, bundet påvirkning [8]. Egenlasten omfatter konstruksjonen og ikke-bærende deler som rekkverk og parapet. Disse ikke-bærende delene har en karakteristisk verdi, som bør settes lik den nominelle verdien, med mindre noe annet er oppgitt. [8] Ved kombinasjon av påvirkninger, kan den totale egenlasten ansees som en enkelt last. Den totale egenlasten omfatter konstruksjonsdelen og de ikke-bærende delene.

Konstruksjon, tyngde av jord og ballast, og ikke-bærende deler med faste permanente installasjoner, vil være det som omfatter egenlast.

Egenvekten for betongelementer har en verdi på 25kN/m^3 [13].

Nyttelast

En nyttelast kan være en jevnt fordelt last, en punkt- eller linjelast, eller en kombinasjon av disse lastene. Disse lastene oppstår under bruk av konstruksjonen. En nyttelast klassifiseres som en variabel, fri påvirkning, med mindre annet er oppgitt. I en dimensjonerende situasjon hvor nyttelasten virker samtidig med andre laster, som snø- og vindlast, kan den totale nyttelasten regnes som en enkelt påvirkning. På en balkong kan mennesker og møbler være en nyttelast. En balkong vil på lik linje som en gulvkonstruksjon, trenge en påvisning med kun punktlast som belastning. Dette er for å sikre en minste lokale bæreevne, uten å ta hensyn til de jevnt fordelte lastene. [8]

Når deformasjonsberegninger skal gjennomføres, bør det vurderes hvor stor del av nyttelasten som vil opptre som en permanent last. [13]

En balkong vil tilhøre brukskategori A. De karakteristiske verdiene for q_k , som er en jevnt fordelt last, og Q_k , som er en punktlast, skal være som fastsatt for brukskategori A. For balkonger skal q_k settes lik 4kN/m^2 og Q_k settes lik 2kN . Avhengig av dimensjoner og bruk, kan disse verdiene økes i dimensjoneringen. Punktlasten skal kunne virke på et hvilket som helst punkt på balkongen, over et gitt areal, slik at balkonggulvets areal og bruk opprettholdes. Arealet punktlasten virker over kan normalt settes til et 50mm bredt kvadrat. [8]

På tak kombineres ikke snø- eller vindlaster, med nyttelaster [8].

Snølast

En snølast karakteriseres som en variabel og bunden påvirkning, med mindre annet er oppgitt. Snølaster bør også klassifiseres som statiske påvirkninger. Når man dimensjonerer for snølaster, må man ta hensyn til at snøen kan legge seg i forskjellige former. Under dimensjoneringen er det to lasttilfeller å ta hensyn til, snølast der snødriver inngår, og snølast der snødriver ikke inngår. I Norge regner man ikke med eksepsjonelt snøfall, under ulykkessituasjoner. Dette fører til at man bruker forbigående/vedvarende dimensjonerende situasjon. [12]

Snølasten bestemmes etter følgende sett med likninger. Alle likninger er hentet fra EK1, del 3 som tar for seg snølaster. Ettersom dette er EK1, vil det ikke være supplerende informasjon om snølaster i AFGC-forskriften.

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k \quad (7)$$

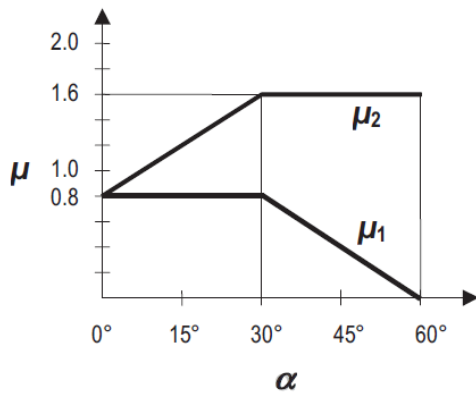
Formel 7 Snølast for vedvarende/forbigående dimensjonerende situasjoner [12].

Hvor s er snølast på tak, μ_i er snølastens formfaktor, C_e er eksponeringskoeffisient og velges fra Tabell 3.7, C_t er den termiske koeffisient og s_k er den karakteristiske verdien for snølast på mark.

Snølastens formfaktor, μ_i , angår jevnt fordelte snølaster og snødriver på alle taktyper. Ettersom en balkong ikke vil ha like stor vinkel som et pulttak, vil formfaktoren være $0,8$ hvis balkongen har 0° helning.

Tabell 3.6 Formfaktor for snølast [12].

Takvinkel α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	$0,8$	$0,8(60-\alpha)/30$	$0,0$
μ_2	$0,8+0,8\alpha/30$	$1,6$	-



Figur 3.1 Formfaktor for snølast [12].

Ettersom snøen på en balkong vil bli stoppet av parapet/rekkverk, bør formfaktoren for snølast settes minimum lik 0,8. Hvis balkongen kan bli utsatt for ras fra høyere liggende tak, må dette tas hensyn til, da balkongen vil få mer snø enn forventet. Dersom dette er tilfelle, må vind, snødriver og byggets bredde tas med i beregningene.

Balkonger kan bli utsatt for ras fra høyere liggende tak, og må derfor få formfaktor etter disse omstendighetene.

$\mu_1 = 0,8$, ettersom balkongen vil ha samme form som et flatt tak.

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w \quad (8)$$

Formel 8 Formfaktor, ras og vind [12].

Hvor μ_s er formfaktor grunnet ras og settes lik 0 når balkongens helning er under 15°. μ_w er formfaktor grunnet vind, og bestemmes med Formel 9.

$$\mu_w = \frac{(b_1 + b_2)}{2h} \leq \frac{\gamma h}{s_k} \quad (9)$$

Formel 9 Formfaktor, vind [12].

Hvor b_1 er lengden av bygget, b_2 er lengden av balkongen og h er høyden fra balkongen til det overliggende taket. Disse verdiene er vist på Figur 3.2. γ er snøens tyngdetetthet og settes lik 2kN/m² og s_k er den karakteristiske verdien for snølast på mark. Hvis $\mu_w > \frac{\gamma h}{s_k}$, brukes $\frac{\gamma h}{s_k}$.

$$0,8 \leq \mu_w \leq 4,0 \quad (10)$$

Formel 10 Anbefalt omfang for formfaktoren som skyldes vind [12].

Lengden på snødriver bestemmes med formelen nedenfor.

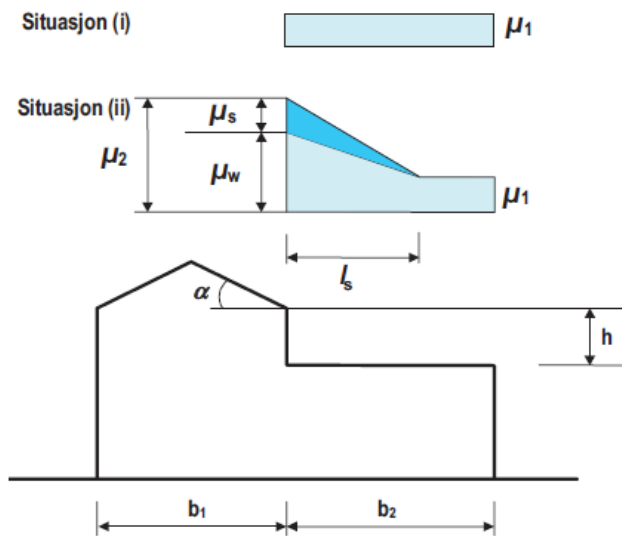
$$l_s = 2h \quad (11)$$

Formel 11 Lengde snødriver [12].

Snødriveren har også et anbefalt omfang.

$$5m \leq l_s \leq 15m \quad (12)$$

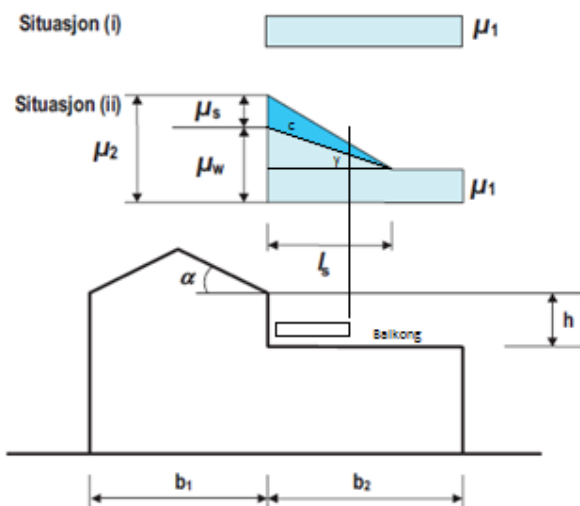
Formel 12 Anbefalt omfang for snødriver [12].



Figur 3.2 Formfaktor for snølast på tak som grenser til høyere byggverk [12].

De to ulike situasjonene i figuren ovenfor, representerer snølasttilfeller med eller uten snødriver. Ettersom vinden vil påvirke snølasten i dette tilfellet, velges situasjon (ii).

Hvis $b_2 < l_s$ bestemmes formfaktoren ved interpolering. Formfaktoren avgrenses av b_2 og man får snølasten som et trapes. Ettersom formfaktoren avgrenses, vil man få et tillegg til μ_1 som vil være den ukjente høyden y . Dette vises på figuren nedenfor. Formfaktoren mot enden av balkongen vil da bli $\mu_1 + y$.



Figur 3.3 Formfaktor for snølast på tak som grenser til høyere byggverk, med modifikasjoner [12].

Den ukjente høyden y , kan bestemmes med likningen nedenfor.

$$y = \frac{\mu_w - \mu_1}{l_s} * (l_s - b_2) \tag{13}$$

Formel 13 Lineær interpolering.

Eksponeringskoeffisient, C_e , må velges ut ifra geografisk plassering til balkongen. Denne koeffisienten tar høyde for topografien. [12]

Tabell 3.7 Eksponeringskoeffisient [12].

Topografi	C_e
Særlig sterkt vindutsatt ^a	0,8 ^d
Normal ^b	1,0
Skjermet ^c	1,2
^a Flate, frie områder som er eksponert. Lite beskyttelse mot vær fra trær og bygninger ^b Terreng, trær og bygninger er med på å holde snøen skjermet mot vind. ^c Byggverket lavere enn terrenget, skjerming fra trær og andre byggverk. ^d Forutsetning at normaltemperaturen i januar-februar er lavere enn 0°C. Samtidig må minst 10 dager i perioden ha minst ett tilfelle av 10 min. middelvind over 8m/s. Takets lengste sidekant kan ikke være over 50m lang.	

C_t er den termiske koeffisient, og brukes når det er høy varmegjennomgang på tak. Ettersom en balkong ikke vil ha varmegjennomgang, settes koeffisientens verdi lik 1,0. [12]

Den karakteristiske snølasten vil være ulik for forskjellige geografiske plasseringer. Verdiene for hver kommune er oppgitt i nasjonalt tillegg til NS-EN 1991, del 1-3, som omhandler snølast. Et utvalg er gjengitt nedenfor. [12]

Den karakteristiske snølasten s_k bestemmes ut i fra geografisk plassering til balkongen.

Tabell 3.8 Utvalgte karakteristiske snølaster på mark [12].

Kommune	$s_{k,0}$ [kN/m ²]	H_g [m]	Δs_k [kN/m ²]	$s_{k,max}$ [kN/m ²]
Vest-Agder				
Kristiansand	4,0	150	0,5	-
Vennesla	4,5	150	0,5	6,5
Aust-Agder				
Grimstad	4,5	150	0,5	-

Hvis høyden over havet er mindre eller lik H_g , som er høydegrensen, settes s_k lik $s_{k,0}$. Hvis høyden over havet er mer enn H_g , bestemmes karakteristisk snølast etter Formel 14.

$$s_k = s_{k,0} + n\Delta s_k \quad (14)$$

Formel 14 Karakteristisk snølast ved $H > H_g$ [12].

Hvor $s_{k,0}$ er grunnverdien, oppgitt i Tabell 3.8. Δs_k er endring av snølast, oppgitt i Tabell 3.8 og n gitt med formelen nedenfor, avrundet opp til nærmeste heltall.

$$n = \frac{(H - H_g)}{100} \quad (15)$$

Formel 15 Høydeforhold [12].

Hvis $s_k > s_{k,maks}$ settes $s_k = s_{k,maks}$

Når deformasjonsberegninger skal gjennomføres, bør det vurderes hvor stor del av snølasten som vil opptre som en permanent last. [13]

Horisontale laster

Vindlast

Vindlast er en varierende vindpåvirkning. På en lukket konstruksjon, vil vindpåvirkningen virke som ett trykk på de utvendige områdene. Ettersom de utvendige flatene ikke er tette vil dette trykket også påvirke de innvendige flatene. [14] Dette fører til et innvendig over- eller undertrykk, og er viktig å ta hensyn til under dimensjonering [13]. Ved store flater, kan vinden også frembringe friksjonskrefter. Disse kreftene vil virke tangentielt, og kan gi grunnlag for ytterligere vindlaster [14].

Vindlaster klassifiseres som variable, bundne vindpåvirkninger. De karakteristiske verdiene til vindpåvirkninger fastsettes ut fra verdier for vindhastighet eller vindhastighetstrykk.

Konstruksjonens respons er påvirkningen vindlasten har på konstruksjonen. Denne responsen avhenger av konstruksjonens utforming og størrelse, samt de dynamiske egenskapene. Ved hjelp av konstruksjonsfaktor, form- og kraftfaktor, beregnes konstruksjonens respons.

Tophastighetstrykket ved referansehøyden er også med på å bestemme responsen. [14]

Mellom referanse- og grunnivået, som kan være mellom gesimsnivå og terrengnivå, vil det oppstå en høydeforskjell. Denne høydeforskjellen er med på å fastsette hastighetstrykket. Over bygget regnes hastighetstrykket som konstant. [13]

Når vindlasten skal bestemmes, er det en forutsetning å vite noe om terrenget, omkringliggende bygninger, arealet som blir påvirket av vinden og geografisk plassering.

Snø og is kan også være faktorer som må tas hensyn til under fastsettelse av vindlast. [14]

Vindkreftene som virker på balkongen beregnes etter likningen nedenfor.

$$F_w = c_s c_d * c_f * q_p(z_e) * A_{ref} \quad (16)$$

Formel 16 Vindkraft [14].

Hvor $c_s c_d$ er konstruksjonsfaktoren, c_f er kraftfaktoren og bestemmes etter Formel 17, $q_p(z_e)$ er vindkasthastighetstrykket ved referansehøyden z_e og bestemmes etter Formel 20 og A_{ref} er referansearealet.

Konstruksjonsfaktor $c_s c_d$

Konstruksjonsfaktoren $c_s c_d$ kan settes lik 1,0 hvis bygningen balkongen skal være på, har en høyde mindre enn 15m, eller egenfrekvensen på fasaden er større enn 5Hz. Glassflater på fasader med spennvidder over 3m, gir ofte en egenfrekvens over 5Hz.

Kraftfaktor c_f

For rektangulære tverrsnitt, kan kraftfaktoren beregnes etter en annen metode. I dette tilfelle vil vinden blåse vinkelrett på en flate, på tykkelsen av balkongen.

$$c_f = c_{f,0} * \psi_\lambda \tag{17}$$

Formel 17 Kraftfaktor for skarpkantede tverrsnitt [14].

Hvor $c_{f,0}$ er kraftfaktor for rektangulære tverrsnitt og har en anbefalt verdi på 2,0. ψ_λ er endeeffektfaktor hvor det er fri omstrømning.

For å bestemme endeeffekt faktoren må effektiv slankhet λ og massestivhetsforholdet φ bestemmes.

Tabell 3.9 Anbefalte verdier for effektiv slankhet [14].

Nr.	Plassering av konstruksjonen, vinden vinkelrett på papirplanet	Effektiv slankhet λ
1		<p>For polygonale, rektangulære og skarpkantede tverrsnitt og fagverkskonstruksjoner:</p> <p>for $\ell \geq 50$ m, $\lambda = 1,4 \ell/b$ eller $\lambda = 70$, etter hvilken som er minst</p>
2		<p>for $\ell < 15$ m, $\lambda = 2 \ell/b$ eller $\lambda = 70$, etter hvilken som er minst</p> <p>For sirkulære sylindere:</p> <p>for $\ell \geq 50$, $\lambda = 0,7 \ell/b$ eller $\lambda = 70$, etter hvilken som er minst</p> <p>for $\ell < 15$ m, $\lambda = \ell/b$ eller $\lambda = 70$, etter hvilken som er minst</p>
3		<p>For mellomliggende verdier av ℓ bør lineær interpolasjon brukes</p>
4		<p>for $\ell \geq 50$ m, $\lambda = 0,7 \ell/b$ eller $\lambda = 70$, etter hvilken som er størst</p> <p>for $\ell < 15$ m, $\lambda = \ell/b$ eller $\lambda = 70$, etter hvilken som er størst</p> <p>For mellomliggende verdier av ℓ bør lineær interpolasjon brukes</p>

For en balkong med lengde mindre enn 15m vil formelen for effektiv slankhet bli følgende.

$$\lambda = 2 * \frac{l}{b} \text{ eller } \lambda = 70 \tag{18}$$

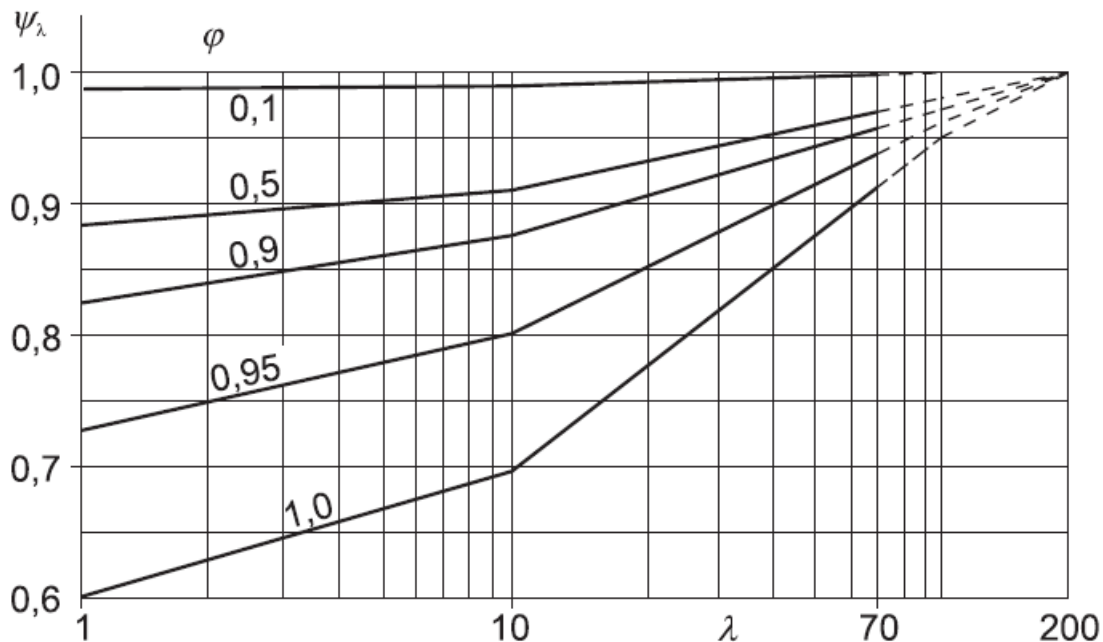
Formel 18 Effektiv slankhet [14].

Minste verdi velges fra formelen ovenfor.

$$\varphi = \frac{A}{A_c} \tag{19}$$

Formel 19 Massestivhetsforhold [14].

Hvor A er summen av projeksjonsarealet og A_c det samlede omsluttete arealet. Denne formelen tar høyde for fagverksstaver, men tverrsnittet på en balkong vil ha like verdier for disse parameterne. Massestivhetsforholdet vil bli 1,0.



Figur 3.4 Veiledende verdier for endeeffekt faktoren [14].

Vindkasthastighetstrykk

Vindkasthastighetstrykket, $q_p(z_e)$, ved referanse høyden z_e kan bestemmes etter formelen nedenfor. Dette er den kortvarige toppverdien.

$$q_p(z) = 0,5\rho * v_m^2(z) [1 + 2k_p I_v(z)] \tag{20}$$

Formel 20 Vindkasthastighetstrykk [14].

Hvor ρ er lufttetthet med verdi $1,25\text{kg/m}^3$, v_m^2 er stedsvindhastigheten og bestemmes etter Formel 21, k_p er toppfaktor og kan settes lik 3,5 og $I_v(z)$ er turbulensintensiteten og beregnes etter Formel 24.

Stedsvindhastigheten ved en høyde over havet, er avhengig av basisvindhastigheten fra Formel 23, terrengruhet og terrengform.

Stedsvindhastigheten bestemmes ved likningen nedenfor.

$$v_m(z) = c_r(z) * c_o(z) * v_b \quad (21)$$

Formel 21 Stedsvindhastighet [14].

Hvor $c_r(z)$ er ruhetsfaktoren og bestemmes ved Formel 22. $c_o(z)$ er terrengformfaktoren og settes normalt lik 1,0. Terrengformfaktoren må endres hvis åser eller skråninger fører til en økning av vindhastigheten med mer enn 5%. Hvis gjennomsnittlig helning av terrenget rundt balkongens plassering, er mindre enn 3° på vindsiden, kan virkningen av terrengform ekskluderes. Vurdering av vindsiden i terrenget kan gjøres opp til en distanse på 10 ganger skråningens eller åsens høyde. Bestemmelse av terrengformfaktoren ved økning av vindhastighet gjøres etter nasjonale tillegg i NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 [14] og tillegg A.3. v_b er basisvindhastighet og bestemmes etter Formel 23. [14]

$$c_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ for } z_{min} \leq z \leq 200m \quad (22)$$

Formel 22 Ruhetsfaktor [14].

Hvor k_r er terrengruhetsfaktor oppgitt i Tabell 3.10. z er høyden over terrenget og z_0 er ruhetslengden, oppgitt i Tabell 3.10. z_{min} er startnivå for logaritmisk vindprofil [1], oppgitt i Tabell 3.10. I følge Byggforsk og byggdetalj 471.043 [15] kan z_{min} brukes hvis $z < z_{min}$.

Tabell 3.10 Terrengruhetskategorier og tilhørende parametere [14].

Terrengruhetskategorier	k_r	z_0 [m]	z_{min}
0 Åpent, opprørt hav	0,16	0,003	2
I Kystnær, opprørt sjø. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker	0,17	0,01	2
II Landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær	0,19	0,05	4
III Sammenhengende småhusbebyggelse, industriområder eller skogsområder	0,22	0,3	8
IV Byområder der minst 15% av arealet er dekket med bygninger, og deres gjennomsnittlige høyde overskrider 15m. Granskogområder	0,24	1	16

Basisvindhastighet er avhengig av vindklima og vindens høydevariasjon. Basisvindhastigheten beregnes etter likningen nedenfor.

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * c_{alt} * c_{prob} * v_{b,0} \quad (23)$$

Formel 23 Basisvindhastighet [14].

Hvor c_{dir} er retningsfaktor som normalt settes lik 1,0, lavere verdier kan velges for ulike regioner. c_{season} er en årstidsfaktor som normalt settes lik 1,0, verdien kan endres ut i fra årstid, men ettersom balkongen skal være utendørs hele året, velges 1,0 som verdi. c_{alt} er en nivåfaktor som normalt settes lik 1,0, verdien kan økes hvis balkongen skal plasseres over tregrensenivået. c_{prob} er en faktor som kun brukes når returperioden ikke skal være det normale på 50 år, normalt settes verdien lik 1,0. $v_{b,0}$ er referansevindhastigheten, for terrengkategori II. [14] Referansevindhastigheten er avhengig av geografisk plassering, og oppgis i det nasjonale tillegget

til NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 [14]. Et utvalg av verdier er oppgitt i Tabell 3.11. De ulike terrengkategoriene er oppgitt i Tabell 3.10.

Tabell 3.11 Referansevindhastighet for kommunene [14].

Kommune	$v_{b,0}$ [m/s]	Fylke
Kristiansand	26	Vest-Agder
Vennesla	24	Vest-Agder
Grimstad	26	Aust-Agder

Turbulensintensiteten I_v ved en høyde z er gitt med formlene nedenfor.

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_l}{c_o(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \text{ for } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (24)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \text{ for } z < z_{min} \quad (24)$$

Formel 24 Turbulensintensitet [14].

Hvor σ_v er standardavviket og beregnes med Formel 25, $v_m(z)$ er stedsvindhastigheten og oppgitt i Formel 21, z_{min} er startnivå og oppgitt i Tabell 3.10 og z_{max} settes lik 200m.

$$\sigma_v = k_r * v_b * k_l \quad (25)$$

Formel 25 Standardavvik for vindhastighet [14].

Hvor k_r er terrengruhetsfaktor, oppgitt i Tabell 3.10. v_b er basisvindhastigheten, gitt med Formel 23 og k_l er turbulensfaktoren og settes normalt lik 1,0.

Rekkverk

En linjelast, q_k , som virker i rekkverkets eller parapetens høyde, har en karakteristisk verdi på 1kN/m. Det forutsettes at rekkverk og parapet ikke er høyere enn 1,20m. [8]

3.2.7 Skjærkraft

EK2 oppgir regler for skjærkapasitet for bjelker og plater. Eurokoden stiller krav om at skjærkapasiteten skal sjekkes for strekk- og trykkbrudd. Om det er beregningsmessig behov eller ikke for skjærarmering, vil være med på å bestemme modellen for skjærkapasitet. [5]

Hvis den dimensjonerende skjærkraften i tverrsnittet, på grunnlag av forspenning og laster, er mindre eller lik den dimensjonerende kapasiteten for skjærkraft, hvor konstruksjonen ikke har skjærarmering, er det ikke beregningsmessig behov for skjærarmering. Dette vises med likningen [9]:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (26)$$

Formel 26 Ikke beregningsmessig behov for skjærarmering. [9]

Hvis den dimensjonerende skjærkraften er større enn den dimensjonerende kapasiteten, velges skjærarmering slik at dimensjonerende skjærkraft er mindre enn dimensjonerende kapasitet.

Dette vises med likningen [9]:

$$V_{Ed} > V_{Rd,c} \text{ slik at } V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (27)$$

Formel 27 Valg for skjærarmering. [9]

EK2 oppgir at det kan være nødvendig å legge inn minste skjærarmering, selv om det ikke er beregningsmessig nødvendig. Dette gjelder ikke for plater, slik som i dette tilfelle.

Når skjærstrekkkapasitet skal beregnes vil formlene være avhengige av karakteristisk sylindertykkfasthet, armeringsforhold, tverrsnittstykkelse, aksialkraft og arealet av betongtverrsnitt. [9]

I følge de nasjonale tilleggene til EK2 forutsettes det at den karakteristiske sylindertykkfastheten som settes inn i formlene ikke overskrider 65MPa [9]. Ettersom UHPFRC vil ha en trykkfasthet over denne verdien, vil disse reglene fra EK2 ikke gjelde for denne balkongen.

I AFGC-forskriften og den franske standarden endres formlene, og andre parametere tas med i beregningene.

Den dimensjonerende skjærkraften V_{Ed} skal være mindre enn den motstående skjærkraften $V_{Rd,total}$. Den motstående skjærkraften skal være lik den minste av de to verdiene V_{Rd} og $V_{Rd,max}$. Som er henholdsvis den overordnede av de tre motstandsbeingelsen og bruddstyrken av trykkavstiverne i betongen. Disse verdiene beregnes med et sett av ulike likninger. Formelen for V_{Rd} består av tre ledd, $V_{Rd,c}$, $V_{Rd,s}$ og $V_{Rd,f}$. For disse leddene velges en formel ut i fra om balkongplaten skal slakkarmeres, forspennes eller ikke forsterkes i det hele tatt.

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} + V_{Rd,f} \quad (28)$$

Formel 28 Strekkmotstanden av båndene i betongen [10].

Hvor $V_{Rd,c}$ er betongens bidrag til skjærkapasiteten, og bestemmes etter Formel 29, Formel 30, Formel 31 eller Formel 32. $V_{Rd,s}$ er den vertikale skjærarmeringens bidrag til skjærmotstand, og bestemmes etter Formel 35 eller Formel 36. $V_{Rd,f}$ er fibrenes bidrag til skjærkapasiteten, og bestemmes etter Formel 37.

Betongens bidrag til skjærkapasiteten ved slakkarmering, bestemmes med Formel 29

$$V_{Rd,c} = \frac{0,21}{\gamma_{cf} \gamma_{fE}} k * f_{ck}^{\frac{1}{2}} * b_w * d \quad (29)$$

Formel 29 Betongens bidrag til skjærkapasitet, slakkarmering [10].

Betongens bidrag til skjærkapasiteten ved forspenning, bestemmes med Formel 30.

$$V_{Rd,c} = \frac{0,24}{\gamma_{cf} \gamma_{fE}} k * f_{ck}^{\frac{1}{2}} * b_w * z \quad (30)$$

Formel 30 Betongens bidrag til skjærkapasitet, forspenning [10].

Betongens bidrag til skjærkapasitet for ikke-forspente og ikke-forsterkede deler, bestemmes med Formel 31 eller Formel 32.

$$V_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_{cf}\gamma_E} k * f_{ck}^{\frac{1}{2}} * b_w * h \quad (31)$$

Formel 31 Betongens bidrag til skjærkapasitet, uten forsterkning [10].

$$V_{Rd,c} = \frac{0,21}{\gamma_{cf}\gamma_E} k * f_{ck}^{\frac{1}{2}} * b_w * 0,875h \quad (32)$$

Formel 32 Betongens bidrag til skjærkapasitet, uten forsterkning II [10].

Hvor $\gamma_{cf}\gamma_E$ er partialfaktor og sikkerhetskoeffisient, med en samlet verdi lik 1,5.

Materialfaktoren er oppgitt i

Tabell 3.5. k er en koeffisient, og bestemmes etter Formel 33. f_{ck} er karakteristisk trykkfasthet i MPa. b_w er den minste bredden av tverrsnittet i strekkområdet. d er avstanden fra den mest trykte fiberen til den langsgående armeringen. z er den indre hevarmen som svarer til bøyemomentet og h er høyden av konstruksjonsdelen.

$$k = 1 + 3 * \frac{\sigma_{cp}}{f_{ck}} \quad (33)$$

Formel 33 Koeffisient [11].

Hvor σ_{cp} bestemmes med Formel 34. f_{ck} er betongens trykkfasthet og $f_{ck,0.05}$ er betongens karakteristiske strekkfasthet.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,4 * f_{ck} \quad (34)$$

Formel 34 Trykkspenning i betongen fra aksialbelastning [11].

Hvor N_{Ed} er aksialkraften i tverrsnittet og A_c er arealet av betongtverrsnittet.

Den vertikale skjærarmeringens bidrag til skjærmotstand, bestemmes etter Formel 35.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z * f_{ywd} \cot \theta \quad (35)$$

Formel 35 Den vertikale skjærarmeringens bidrag til skjærmotstand [10].

Hvor A_{sw} er tverrsnittsarealet av skjærarmeringen, s er avstanden mellom bøyene, z er indre hevarm, f_{ywd} er flytegrensen av skjærarmeringen og θ er vinkelen mellom hoved kompresjonsspenningen og plateaksen, og settes minimum lik 30°.

Hvis elementet omfatter skråstilt armering, må Formel 36 brukes.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z * f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (36)$$

Formel 36 Den skråstilte armeringens bidrag til skjærmotstand [10].

Hvor A_{sw} er tverrsnittsarealet av skjærarmeringen, s er avstanden mellom bøyene, z er indre hevarm, f_{ywd} er flytegrensen av skjærarmeringen, θ er vinkelen mellom hoved kompresjonsspenningen og bjelkeaksen og α er vinkelen mellom den passive skjærarmering og plateaksen.

$V_{Rd,f}$ er fibrenes bidrag til skjærkapasiteten, og bestemmes etter Formel 37.

$$V_{Rd,f} = A_{fv} * \sigma_{Rd,f} * \cot \theta \quad (37)$$

Formel 37 Fibrenes bidrag til skjærkapasitet [10].

Hvor A_{fv} er areal påvirket av fiber og kan bestemmes med Formel 38, $\sigma_{Rd,f}$ er den gjenværende strekkfastheten av det fiberarmerte tverrsnittet, og bestemmes etter Formel 39. θ er vinkelen mellom hoved kompresjonsspenningen og bjelkeaksen med en minimumsverdi på 30°.

For rektangulære eller T-formede tverrsnitt kan arealet bestemmes med Formel 38.

$$A_{fv} = b_w z \quad (38)$$

Formel 38 Areal påvirket av fiber [10].

Hvor b_w er minste bredde av tverrsnittet i strekkområdet og z er indre hevarm som normalt kan settes $z = 0,9d$.

I tilfelle med deformasjonssvekking (strain-softening) eller lav deformasjonsherding, kan gjenværende strekkfasthet bestemmes med Formel 39. I dette tilfelle vil det ofte være lav fiberprosent.

$$\sigma_{Rd,f} = \frac{1}{K\gamma_{cf}} \frac{1}{w} \int_0^w \sigma_f(w) dw \quad (39)$$

Formel 39 Gjenværende strekkfasthet av fiberarmert tverrsnitt [10].

Hvor K er en fiberorienteringsfaktor med verdier oppgitt i Tabell 3.12. γ_{cf} er partialfaktor fra Tabell 3.5. w kan bestemmes med Formel 40. $\sigma_f(w)$ er spenning som funksjon av rissvidde.

Tabell 3.12 Fiberorienteringsfaktorer [10].

Fiberorienteringsfaktor K		
Type	Notasjon	Verdi
Alle laster utenom lokale	K_{global}	1,25
Lokale laster/effekter	K_{local}	1,75
Tynne plater	K	1

$$w = \max(w_u, 0.3mm) \quad (40)$$

Formel 40 Riss [10].

Hvor w_u er den ultimate rissvidde oppnådd under bruksgrensetilstanden og w_{max} er den maksimale tillatte rissvidde.

I tilfelle med høy deformasjonsherding, kan den gjenværende strekkfastheten bestemmes med Formel 41.

$$\sigma_{Rd,f} = \frac{1}{K\gamma_{cf}} * \frac{1}{\varepsilon_{lim} - \varepsilon_{el}} \int_{\varepsilon_{el}}^{\varepsilon_{lim}} \sigma_f(\varepsilon) d\varepsilon \quad (41)$$

Formel 41 Gjenværende strekkfasthet av fiberarmert tværsnitt [10].

Hvor K er en fiberorienteringsfaktor og velges $K_{global} = 1,25$ i dette tilfellet, γ_{cf} er partialfaktor fra

Tabell 3.5, ε_{lim} bestemmes med Formel 42, ε_{el} elastisk strekkbelastning og $\sigma_f(\varepsilon)$

$$\varepsilon_{lim} = \max(\varepsilon_u, \varepsilon_{max}) \quad (42)$$

Formel 42 Belastning [10].

Hvor ε_u er den ultimate belastning som oppnås i bruksgrensetilstand for bøyning kombinert med aksialkrefter og ε_{max} er lik ε_{lim} .

$V_{Rd,max}$, som er bruddstyrken av trykkavstiverne i betongen bestemmes etter Formel 43.

$$V_{Rd,max} = 2,3 * \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} * b_w * z * f_{ck}^{\frac{2}{3}} * \left[\frac{V_{Rd,s} * (\cot \theta + \cot \alpha)}{(1 + \cot^2 \theta)} + V_{Rd,f} * \tan \theta \right] * \left[\frac{1}{V_{Rd,s} + V_{Rd,f}} \right] \quad (43)$$

Formel 43 Bruddstyrke av trykkavstivere [10].

Hvor α_{cc} er en koeffisient med verdi 0,85, γ_c er partialfaktoren for betong oppgitt i Tabell 3.4, b_w er minste bredde av tværsnittet i strekkområdet, z er indre hevarm som normalt kan settes $z = 0,9d$, f_{ck} er betongens trykkfasthet og θ er vinkelen mellom hoved kompresjonsspenningen og bjelkeaksen.

Skjærkapasiteten er lik den minste av de to verdiene V_{Rd} , som bestemmes med Formel 28 eller $V_{Rd,max}$ som bestemmes med Formel 43.

3.2.8 Gjennomlokning

En balkong kan bli sett på som en fritt opplagt plate på fire opplegg. I dette tilfelle vil gjennomlokning ved søyle og plateforbindelsen være et aspekt å ta hensyn til.

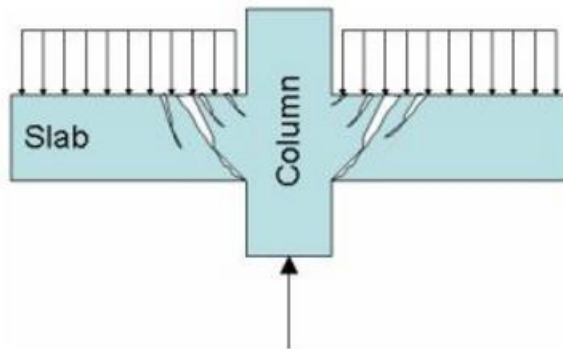
Gjennomlokning er en feilingsmekanisme som kan oppstå når armerte plater blir utsatt for høye lokale krefter. Feilmekanismen skjer rundt søylens støttepunkt, og på grunn av skjærkrefter. Som regel kommer det ingen forvarsel før en gjennomlokning skjer.

Ved en gjennomlokning på en plate, vil platen svikte ved skjæringspunktet til søylen. Dette resulterer i at søylen bryter gjennom platen, og tar med seg et område av platen som ligger over søylen. Bruddet vil få en traktlignende form, med en platebit ovenpå søylen.

Denne feilingsmekanismen er viktig å ta hensyn til, når platetykkelsen skal bestemmes. Nøyaktig anslag av gjennomlokningskraften vil være relevant for å kunne konstruere en trygg konstruksjon. [16]

En vanlig misforståelse ved gjennomlokning er hvordan feilingsmekanismen faktisk oppstår. I et skivesystem med en konsentrert belastning eller ved en plate-kolonne-forbindelse, skyves ikke det belastede området gjennom platen. Feilingsmekanismen oppstår ved dannelsen av diagonale

strekksprekker rundt det belastede området, som resulterer i en konisk sviktoverflate. Søylene som blir stående igjen vil ha et kjegle-formet utseende.



Figur 3.5 Gjennomlokning ved søyle og plate [16].

Gjennomlokning er et fenomen i plater som skyldes konsentrerte opplagerbetingelser som induserer en kjegleformet perforering fra oversiden av platen. Selv om det vanligvis innledes ved bøyebrydd, er gjennomlokning en sprø feilingsmekanisme. Ved risiko for progressiv kollaps kreves en høyere sikkerhetsklasse, da kollapsen kan føre til at flere elementer feiler eller kolliderer. [16]

Gjennomlokning som feilingsmekanisme kan unngås, ved å:

- Kontrollere om betongen er sterk nok alene
- Hvis ikke, kontroller armeringsmengden
- Hvis ikke nok, design forsterkningsarmering
- Hvis dette er umulig, endre form eller struktur

Hvis formen skal endres, kan plate- og søyletykkelsen økes eller man kan sette på et søylehode, gjerne kjegleformet. Som regel legges forsterkningsarmeringen vertikalt for å forsikre den potensielle sviktlinjen. Sviktlinjen kan være plassert annerledes, så man må armere for hver mulige sviktlinje. [16]

I følge EK2 er det kontroller som må gjennomføres for gjennomlokning.

Kontroller at maksimal skjærspenningskapasitet er større enn dimensjonerende verdi for skjærkraft ved kanten av søylen eller lastflaten.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} \quad (44)$$

Formel 44 Begrensning av største skjærspenning [9].

Hvor V_{Ed} er dimensjonerende skjærkraft og $V_{Rd,max}$ er dimensjonerende maksimal skjærspenningskapasitet for konsentrert last.

Kontroller om det er nødvendig med skjærarmering. Hvis $V_{Rd,c}$ er større eller lik V_{Ed} vil det ikke være nødvendig.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (45)$$

Formel 45 Kontroll for skjærarmering [9].

Hvor V_{Ed} er dimensjonerende skjærkraft og $V_{Rd,c}$ er dimensjonerende skjærspenningskapasitet for plate uten skjærarmering.

Hvis det er nødvendig med skjærarmering, må et ytre kontrollsnitt påvises. Kontrollsnittet må være av størrelse slik at skjærarmering ikke lenger er nødvendig.

$$V_{Ed} > V_{Rd,c} \quad (46)$$

Formel 46 Nødvendig med skjærarmering [9].

Når UHPFRC tas i bruk kan gjennomlokningskontrollen forenkles. EK2 opererer med flere formler og kontroller som må sjekkes. AFGC-forskriften henviser kun til en formel.

Hvis man ser på en referansefelt som ligger i en avstand $\frac{h}{2}$ fra det belastede området, må den gjennomsnittlige skjærspenningen τ i UHPFRCen være mindre enn τ_{max} .

$$\tau_{max} = 0,8 \frac{f_{ct}}{K_{local} \cdot \gamma_{cf}} \quad (47)$$

Formel 47 Maksimal skjærspenning [10].

Hvor $f_{ct} = \min(f_{ctfk}, f_{ctk,el})$ ved tykke elementer. f_{ctfk} er karakteristisk maksimal spenning som oppstår etter sprekkeinitiering, $f_{ctk,el}$ er den karakteristiske grense på elastisitet under spenning. K_{local} er fiberorienteringsfaktor og oppgitt i Tabell 3.12 og γ_{cf} er materialfaktor og oppgitt i

Tabell 3.5. Den gjennomsnittlige skjærspenningen kan uttrykkes med $\tau = \frac{V}{z \cdot b}$ [5].

3.2.9 Svinn

Når betongen utsettes for uttørking, vil den også krympe. Betongens krymping kalles svinn. Disse svinntøyningene som oppstår er uavhengige av lastpåvirkningen. Den totale svinntøyningen i betongen består av to tilskudd, uttørkingssvinn og autogent svinn. Uttørkingssvinnet vil utvikle seg langsomt, og er avhengig av betongens fuktighet og fuktransport gjennom det herdede tverrsnittet. [9] [5] Det autogene svinnet, eller selvuttørkingssvinnet vil oppstå raskere i herdeprosessen enn uttørkingssvinnet. Raskt etter utstøping vil autogent svinn oppstå, og med fasthetsutviklingen vil svinnet utvikle seg. [5]

Etter EK2 beregnes total svinntøyning ved hjelp av enkle ligninger. Eurokoden har tabeller hvor man finner nominelle verdier basert på fasthet og relativ fuktighet. Svinn kan også beregnes etter en tid uttørking. EK2 oppgir ikke verdier for nominelle verdier ved terningsfastheter over 105MPa. [9]

I følge AFGC-forskriften kan ikke likningen som tar hensyn til uttørking over tid anvendes. Formler for svinn må bestemmes i henhold til tester utført på UHPFRC for å se hvordan svinnet påvirker materialet. [10]

Ved UHPFRC er det to måter å varmebehandle betongen på. Den første metoden er å varmebehandle ved temperaturer lavere enn 65°C, de første timene av herdeprosessen. Den andre metoden er å varmebehandle på høye temperaturer som 90°C, etter at betongen har herdet. Disse to metodene gir ulike grunnlag for svinntøyninger. [10]

Ved bruk av den første metoden, vil svinntøyninger delvis oppstå under varmebehandlingen. Ved bruk av den andre metoden, vil det mest sannsynlig ikke oppstå ytterligere svinntøyninger etter at varmebehandlingen er ferdig.

Hvis man ikke har informasjon om forventet svinn til designfasen, finnes det veiledende verdier for langsiktige effekter:

- Uten varmebehandling: $550\mu\text{m}/\text{m}$ for autogent svinn og $150\mu\text{m}/\text{m}$ for uttørkingssvinn, utendørs med en gjennomsnittlig RF på 50-70%.
- Med varmebehandling, første metode: $550\mu\text{m}/\text{m}$ totalt svinn, utendørs med en RF på 50-70%.
- Med varmebehandling, andre metode: $550\mu\text{m}/\text{m}$ totalt svinn før varmebehandlingen er ferdig, etter varmebehandling er svinntøyningen lik 0.

3.2.10 Kryptall

Kryp er en tilleggsdeformasjon som oppstår når betongen utsettes for trykk over lang tid.

Betongen utsettes først og fremst for trykk når lasten påføres konstruksjonen, men denne lasten vil føre til en momentan sammentrykking. [5]

Kryptøyning vil være avhengig av spenningsnivå og kan antas å være proporsjonal med betongspenning. Tøyningen vil også være avhengig av tiden spenningen virker.

I følge EK2 kan kryptøyningen beregnes hvis man har informasjon om betongens alder, fasthet og tangent E-modul. Kryptall, betongspenning og E-modul ved belastningstidspunktet inngår også i beregningene. [5]

For å kunne bestemme kryptall er man avhengig av å vite noe om betongens omgivelser. Kryptall er avhengig av relativ fuktighet, temperatur, dimensjoner på konstruksjon, og hva betongen er sammensatt av. Kryptallet bestemmes ut i fra diagrammer hvor man finner et krysningspunkt. Betongens alder ved belastningspunktet, sementklasse, effektiv tverrsnittstykkelse og betongens fasthet gir et krysningspunkt, som igjen gir et kryptall. Det finnes diagrammer for konstruksjoner innendørs og utendørs. [5] [9]

I følge AFGC-forskriften kan ikke formlene som tar hensyn til tid brukes for UHPFRC.

Diagrammene som brukes i EK2 er kun egnet ved terningfastheter opp til 105MPa. Ved fastheter over denne grensen må AFGC-forskriftens regler anvendes ved beregning av kryp. [10]

Kryptallet blir sterkt redusert ved varmebehandling av den andre metoden, som er omtalt i kapittel 3.2.9. Hvis man har lite informasjon om kryp ved en tidlig designfase, oppgir AFGC-forskriften veiledende verdier:

- Uten varmebehandling: $\Phi=0,8$
- Varmebehandling, første metode: $\Phi=0,4$
- Varmebehandling, andre metoden: $\Phi=0,2$

For strukturer som er følsomme for kryp, bør det utføres en kvantitativ identifikasjon av den tidsavhengige nedbøyningen i henhold til UHPFRCen som velges. Konstruksjonen bør lastes under representative betingelser.

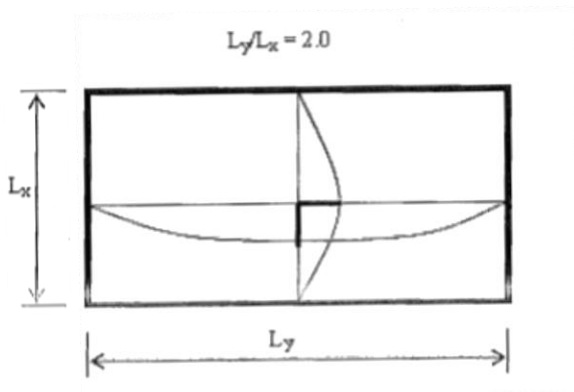
AFGC-forskriften har et vedlegg hvor det oppgis veiledende formler for beregning av kryp.

3.2.11 Balkong som plate eller dekke

En balkongplate som legges opp på fire søyler kan beregnes som et flatdekke eller en toveisplate.

Toveisplate

Med en toveisplate bæres nytte- og egenlast i to retninger. Dette gir bøyemoment i to retninger, samtidig som man får et torsjonsmoment. For en rektangulær plate vil bøyemomentet bli størst i den korteste retningen. Dette er fordi nedbøyningen som oppstår i midten av platen, må være lik i begge retninger. Krummingen som oppstår, blir også størst i den korteste retningen, som også vil være retningen det meste av lasten bæres i. Toveisplater har et tydelig rissmønster, og kan kjennes igjen på dette. Rissmønsteret vil bli seende ut som en stor x over hele platen. [5]



Figur 3.6 Nedbøyningslinjer for toveisplate [5].

Toveisplate skal i teorien ha et spennviddeforhold $L_y/L_x \leq 2,0$. Ved et spennviddeforhold over denne verdien, blir det karakterisert som en enveisplate med bæring av all last i den korteste retningen.

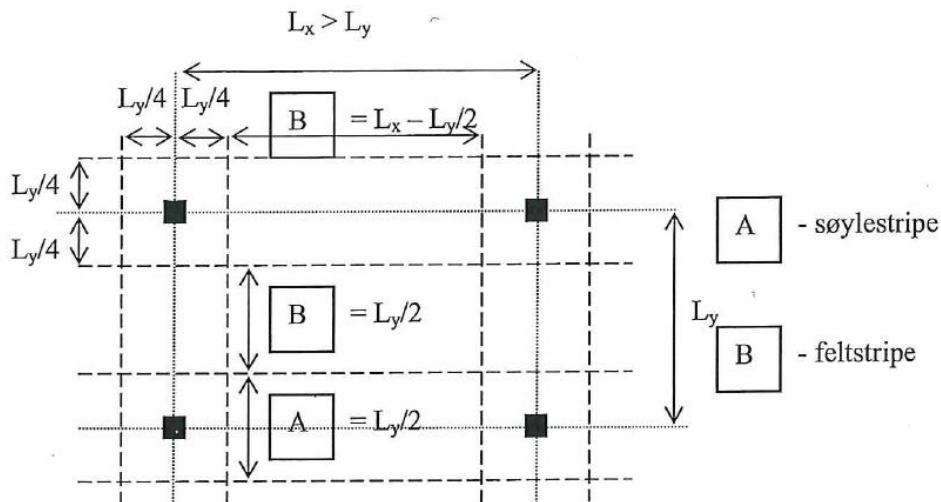
Det finnes to måter å beregne toveisplater på. En forenklet metode baserer seg på kryssende enveisbærende platestriper i begge retninger, hvor man ser bort i fra torsjonsvirkningen, ofte kalt «Stripemetoden». Man kan også beregne etter elastisitetsteorien for plater. Den sistnevnte metoden gir en komplett løsning med både torsjon- og bøyemomenter. [5]

En dimensjonering av en armert toveisplate gjøres etter EK2. Eurokoden stiller noen enkle krav. Elastisitetsteorien kan brukes for både bruks- og bruddgrensetilstander, ved bruk av lineær elastisk beregning. Basert på lineær elastisk beregning kan lastvirkningen bestemmes, med noen forutsetninger: tverrsnittet skal være urisset, det skal være lineær spennings-tøyningssammenheng og middelverdi av elastisitetsmodul. [9]

I bruddgrensetilstand hvor temperaturvirkning, setninger og svinn beregnes, kan en redusert stivhet antas. Denne reduksjonen tilsvare det rissede tverrsnittet, hvor betongens bidrag mellom rissene kan ses bort fra. Påvirkningen av kryp må tas hensyn til i denne grensetilstanden. I bruksgrensetilstanden bør den gradvise rissutviklingen tas hensyn til under beregning. [9]

Flatdekke

Et flatdekke er en plate opplagt på søyler, hvor søylene er plassert i et rektangulært mønster. Hvis søylene ikke har forsterkningsplater og kapiteler, må man skjærarmer over søylene, for gjennomlokning. Figuren nedenfor viser en plate delt inn i feltstriper og søylestriper. Platen kan være en balkong som er lagt opp på fire søyler med noe utkraget balkong utenfor søylene. [5]



Figur 3.7 Inndeling av flatdekke i søyle- og feltstriper [5].

Hvis flatdekket er lagt opp på bjelker og søyler, vil platefeltene virke som toveisplater.

Balkongen kan regnes som et flatdekke ifølge EK2. Eurokoden har i «Tillegg I» [5] retningslinjer for hvordan beregninger skal foregå på et flatdekke eller en veggskive. Metoden som brukes kalles ekvivalent rammeanalyse. I den franske standarden går det frem at dette tillegget ikke gjelder for UHPFRC. Denne standarden har ikke noe gjeldene alternativ for dette tillegget.

3.2.12 Riss

For å beholde konstruksjonens utseende, funksjon og bestandighet er det viktig å begrense opprissingen. Opprissing kan oppstå når konstruksjonen utsettes for torsjon, bøyning, skjær eller strekk. Riss kan også oppstå som følge av kjemisk reaksjon eller plastisk svinn.

Når rissvidder skal beregnes oppgir EK2 enkle formler for veiledning. Disse formlene er ikke veldig ulike formlene for UHPFRC som finnes i AFGC-forskriften.

I tilfeller med tynne elementer som er deformasjonsherdet, eller UHPFRCer som er deformasjonsherdet, vil det ikke være nødvendig med rissvidde egrensning.

I tilfeller uten heftet armering eller forspenningskabler, hvor en likevekts beregning på det rissede planet gir en tøyning ϵ_t på de mest strekkbare fibre, må likningen nedenfor bekreftes [10].

$$w_t = \left(\epsilon_t - \frac{f_{ctm,el}}{E_{cm}} \right) l_c \leq w_{max} \tag{48}$$

Formel 48 Rissåpning på den mest strekkbare sonen [10].

Hvor ε_t er tøyning, $f_{ctm,el}$ er gjennomsnittlig grense for elastisitet under spenning, E_{cm} er midlere Youngs modul og kan i en innledende designprosess settes lik 50 GPa, l_c er karakteristisk lengde som brukes til å beregne tilsvarende tøyning fra rissvidde og w_{max} er grenseverdien for rissvidde og oppgitt i Tabell 3.13.

For type 2 av UHPFRC, som oppgitt i kapittel 3.2.3, må Formel 48 bekreftes med tilhørende konstituerende lov.

Tabell 3.13 Anbefalte verdier av w_{max} [10].

Eksponeeringsklasse	Armert UHPFRC og forspent UHPFRC med spennkabler uten heft	Forspent UHPFRC med heftede spennkabler	Uarmert og uten forspenning
NA til EK2	Kvasi-permanent lastkombinasjon	Hyppig lastkombinasjon	Karakteristisk lastkombinasjon
X0, XC1	0,3	0,2	0,3 for karakteristisk og hyppig lastkombinasjon
XC2, XC3, XC4	0,2(*) (**)	0,1 (*)	0,2(*) for karakteristisk lastkombinasjon. 0,05 for hyppig lastkombinasjon
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3	0,1(*) (**)	Begrensning av strekkspenning til 2/3.min ($f_{ctm,el}, f_{ctfm}/K$)	0,1(*) for karakteristisk lastkombinasjon. 0,05 for hyppig lastkombinasjon

* Hvis konstruksjonen utsettes for svært variable laster, er opprissing ikke tillatt i klasser XC2, XC3, XC4, XD1, XD2, XS1, XS2 og XS3. Strekkspenningene må i dette tilfellet være mindre enn $f_{ctk,el}$. Svært variable laster er variable laster som resulterer i rissvidde variasjoner større enn 0,05mm. ** Opprissing kan aksepteres når konstruksjonen utsettes for svært variable laster, ved at motstanden på grunn av fiber i potensielt rissede områder ikke tas med i betraktningen. [10]

I tilfeller med heftet armeringsjern eller spennkabler, må formlene nedenfor tas i bruk. For å sikre kompatibilitet mellom den fiberarmerte betongen og armeringen, må rissviddeberegning gjennomføres for armeringen under den høyeste spenningen.

Hvis balkongen skal både spennarmeres og armeres tradisjonelt, må andre formler tas i bruk. Dette er fordi armeringene har ulike heftfastheter. [10]

$$w_s = s_{r,max,f} * (\varepsilon_{sm,f} - \varepsilon_{cm,f}) \quad (49)$$

Formel 49 Rissvidde [10].

Hvor $s_{r,max,f}$ er den maksimale rissavstanden. $\varepsilon_{sm,f}$ er den midlere tøyning av armering i kombinasjon med fiberarmering, under den aktuelle lastkombinasjonen. $\varepsilon_{cm,f}$ er den gjennomsnittlige tøyningen i betongen mellom riss.

Rissvidden w_t fra de mest belastede fibre, kan da beregnes.

$$w_t = w_s * \frac{(h-x-x')}{(d-x-x')} \quad (50)$$

Formel 50 Rissvidde fra fiber [10].

Hvor w_s er rissvidde og bestemmes med Formel 49, h er total høyde av tverrsnittet, x er den komprimerte høyden, x' er den urissede høyden under spenning (mellom 0 og $f_{ctm,el}$) og d er den effektive dybden av tverrsnittet.

Kontroll av maksimal tillatte rissvidde, gjennomføres med formel nedenfor.

$$w_t \leq w_{max} \quad (51)$$

Formel 51 Kontroll av rissvidde [10].

Hvor w_t er rissvidden fra Formel 50 og w_{max} er tillatte rissvidde oppgitt i Tabell 3.13.

Kontroll av maksimal rissvidde mellom to armeringsjern bestemmes med formel nedenfor.

$$wt_1 \leq w_{max} \quad (52)$$

Formel 52 Kontroll av rissvidde mellom to armeringsjern [10].

Hvor wt_1 er den maksimale rissvidden halvveis mellom to armeringsjern, og kan bestemmes med Formel 53. w_{max} er tillatte rissvidde oppgitt i Tabell 3.13.

$$wt_1 = \alpha\beta \left[1 + 0,015 \left(\frac{s}{c + \frac{\phi}{2}} \right)^2 \right] * w_t \quad (53)$$

Formel 53 Maksimal rissvidde halvveis mellom to armeringsjern [10].

Hvor α og β er forholdstall, og bestemmes med henholdsvis Formel 54 og Formel 55. s er senter til senter avstanden mellom armeringsjernene, og bør ikke overstige $10 * \left(c + \frac{\phi}{2} \right)$. c er overdekning, og bestemmes etter Formel 62. ϕ er diameter for armeringsjern og w_t er rissvidde.

$$\alpha = 1 - 0,5 \frac{f_{ctfm}}{K_{global} * f_{ctm,el}} \quad (54)$$

Formel 54 Forholdstall, rissvidde [11].

Hvor f_{ctfm} er gjennomsnittlig maksimal spenning som oppstår etter rissinitiering og $f_{ctm,el}$ er gjennomsnittlig grense for elastisitet under spenning.

$$\beta = \frac{100\rho_{eff}}{100\rho_{eff} + \frac{f_{ctfm}}{K_{global} * f_{ctm,el}}} \quad (55)$$

Formel 55 Forholdstall, rissvidde [10].

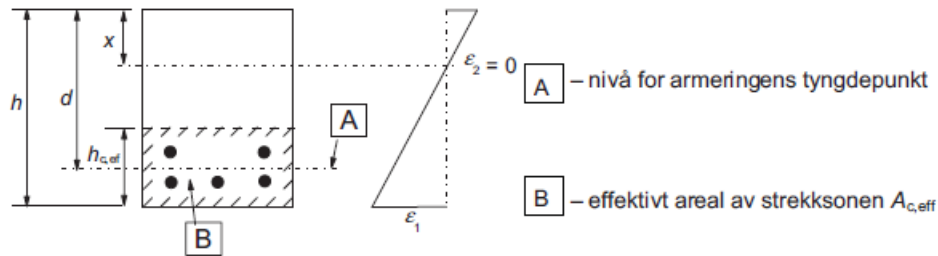
Hvor ρ_{eff} er effektivt armeringsforhold og bestemmes med Formel 56. f_{ctfm} er gjennomsnittlig maksimal spenning som oppstår etter sprekk/rissinitiering og $f_{ctm,el}$ er gjennomsnittlig grense for elastisitet under spenning.

$$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \text{ eller } \frac{A_p}{A_{c,eff}} \quad (56)$$

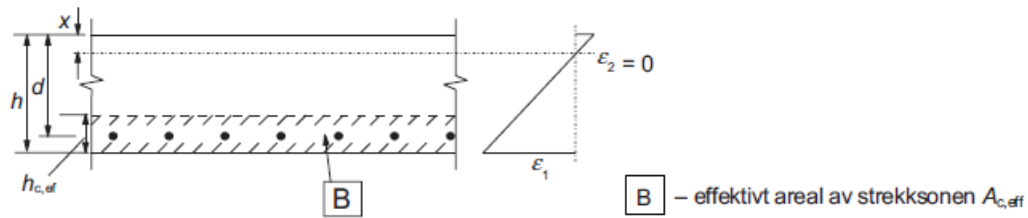
Formel 56 Effektivt armeringsforhold [10].

Hvor A_s og A_p er totale arealer av spennarmeringskabler eller armeringsjern i området $A_{c,eff}$. $A_{c,eff}$ er det effektive arealet av betongstrekksone rundt armeringen, med en dybde på $h_{c,eff}$ som skal være den minste verdien av $2,5(h-d)$ eller $h/2$.

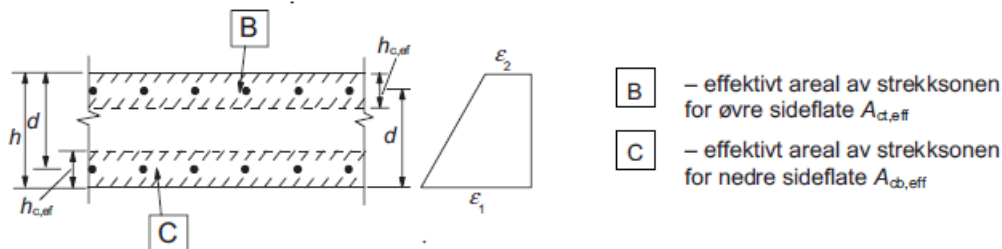
Både $h_{c,eff}$ og $A_{c,eff}$ er vist i figurene nedenfor, på ulike konstruksjonsdeler.



Figur 3.8 Effektivt areal av strekkzone, typisk tilfelle for bjelke [9].



Figur 3.9 Effektivt areal av strekkzone, typisk tilfelle for plate [9].



Figur 3.10 Effektivt areal av strekkzone, konstruksjonsdel i strekk [9].

Fra Formel 49, må midlere tøyning $\epsilon_{sm,f} - \epsilon_{cm,f}$ bestemmes. Dette gjøres med følgende formel.

$$\epsilon_{sm,f} - \epsilon_{cm,f} = \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{f_{ctfm}}{K_{global} * E_{cm}} - \frac{1}{E_s} * \left(k_t * \left(f_{ctm,el} - \frac{f_{ctfm}}{K} \right) * \left(\frac{1}{\rho_{eff}} + \frac{E_s}{E_{cm}} \right) \right) \quad (57)$$

Formel 57 Midlere tøyning [11].

Hvor σ_s er spenningen i armeringen i det rissede snittet. I tilfeller med forspenning, må σ_s byttes ut med $\Delta\sigma_p$. $\Delta\sigma_p$ er spenningsendringen i spennkabelen fra tilstanden av null tøyning fra UHPFCen på det samme nivået, opp til elastisitetsgrensen. E_s er Youngs modul for armeringsstålet og f_{ctfm} er gjennomsnittlig maksimal spenning som oppstår etter rissinitiering. k_t er en faktor avhengig av lastens varighet eller gjentakelse, og er oppgitt i Tabell 3.14. $f_{ctm,el}$ er

gjennomsnittlig grense for elastisitet under spenning. ρ_{eff} er effektivt armeringsforhold og bestemmes med Formel 56 og E_{cm} er midlere Youngs modul.

Tabell 3.14 Verdier for k_t faktoren [10].

Lastvirkning	k_t
Kortvarig	0,6
Langvarig på ny betong, gjentakende last av høy amplitude	0,4

Formel 57 må endres om tradisjonell armering og spennarmering skal kombineres. Også for UHPFRCer som er type 2, må Formel 57 endres. $f_{ctm,el}$ må skiftes til $f_{ctk,el}$.

Den maksimale rissavstanden $s_{r,max,f}$ beregnes etter formel nedenfor. Formelen forutsetter at armeringsjernene har lik diameter og heftfasthet.

$$s_{r,max,f} = 2,55(l_0 + l_t) \quad (58)$$

Formel 58 Maksimal rissavstand [10].

Hvor l_0 er et overdekningsbegrep og bestemmes med Formel 59. l_t er et begrep for overføringslengde og bestemmes med Formel 61.

For UHPFRCer av type 2, som er beskrevet i kapittel 3.2.3, må Formel 58 gjøres om. $f_{ctm,el}$ og f_{ctfm} må byttes ut med $f_{ctk,el}$ og f_{ctfk} . [10]

$$l_0 = 1,33 * \frac{c}{\delta} \quad (59)$$

Formel 59 Overdekningsbegrep [10].

Hvor c er armeringsoverdekning. δ er en parameter som reflekterer hvordan fibre forbedrer fordelingen av overdekningssonen og heftfastheten til armeringen, og kan bestemmes med Formel 60.

$$\delta = 1 + 0,4 \left(\frac{f_{ctfm}}{K'_{global} * f_{ctm,el}} \right) \quad (60)$$

Formel 60 Parameter som reflekterer hvordan fibre forbedrer fordelingen av overdekningssonen og heftfastheten til armeringen [10].

Hvor f_{ctfm} er gjennomsnittlig maksimal spenning som oppstår etter rissinitiering og $f_{ctm,el}$ er den gjennomsnittlige grense for elastisitet under spenning.

$$l_t = 2 * \left[0,3 * k_2 * \left(1 - \frac{f_{ctfm}}{K_{global} * f_{ctm,el}} \right) * \frac{1}{\delta * \eta} \right] \left(\frac{\emptyset}{\rho_{eff}} \right) \geq \frac{L_f}{2} \quad (61)$$

Formel 61 Begrep for overføringslengde [10].

Hvor k_2 er en koeffisient som tar høyde for tøyingsfordeling i det rissede snittet, og oppgis i Tabell 3.15. f_{ctfm} er gjennomsnittlig maksimal spenning som oppstår etter rissinitiering. δ er en parameter fra Formel 60, η er heftfaktor og oppgis i Tabell 3.16, \emptyset er diameteren til

armeringsjern og ρ_{eff} er effektivt armeringsforhold og bestemmes med Formel 56. L_f er fiberlengden.

Koeffisienten k_2 som tar høyde for tøyingsfordeling er oppgitt i tabellen nedenfor.

Tabell 3.15 k_2 koeffisient [10].

	k_2
Ren spenning/kraft	1
For bøyning med eller uten aksialkraft, i tilfeller med delvis komprimerte snitt	0,5
For bøyning med aksialkraft, i tilfelle med et snitt i sin helhet under spenning	$\frac{(\varepsilon_1 + \varepsilon_2)}{2 \cdot \varepsilon_1}$ hvor ε_1 og ε_2 er den største og minste strekk-tøyningen på kanten av det aktuelle snittet

Heftfaktorene η_s og η_p er oppgitt i tabellen nedenfor.

Tabell 3.16 Heftfaktorene η_s og η_p [10].

Betong	Stangstål	Armert eller forspent betong. η_s eller η_p	Etteroppspent betong med limte kabler (fugede kanaler). η'_p
Armert betong	Kamstål (rillet)	2,25	-
	Glatte stenger	1	-
Forspent betong	Kamstål (rillet)	1,8	0,55
	Innrykket vaier	1,6	0,5
	Tråder	1,35	0,4
	Glatte stenger og vaiere	(0,8)	0,25

η'_p tar høyde for ulike heftfastheter for like typer armeringsstenger i UHPFRCen og fugemassen.

I tilfeller med deformasjonssvekkelse (strain-softening) eller lav deformasjonsharding, hvor UHPFRCen er armert, beregnes spenningen i den passive strekkarmeringen, ved å bestemme rissvidden w ved bruk av karakteristisk lengde l_c . Denne metoden kan overvurdere rissvidden, ettersom den beregnede rissvidden w_t som regel vil være mindre. [10]

Hvis den beregnede rissvidden w_t og/eller rissvidden w er større enn den største rissvidden på plataet, må rissvidden bestemmes på nytt ved å bytte ut f_{ctfm} med $\sigma_f(w_t)$ eller $\sigma_f(w)$. [10]

3.2.13 Eksponeringsklasser

En konstruksjon vil over tid bli anfektet av mekaniske påvirkninger. I tillegg vil konstruksjonen påvirkes av kjemiske og fysiske forhold, som er miljøpåvirkninger. Disse miljøpåvirkningene organiseres i ulike eksponeringsklasser. EK2 oppgir veiledende fasthetsklasser for betongen, for de ulike eksponeringsklassene. EK2s fasthetsklasser vil ha høyeste sylindrefasthet på 90MPa. [9]

Både EK2 og AFGC-forskriften oppgir mange like eksponeringsklasser, men AFGC-forskriften for UHPFRC har betydelig flere detaljer og merknader.

Tabellen nedenfor er sammensatt av eksponeringsklasse-tabellene i både EK2 og AFGC-forskriften, for å vise likheter og ulikheter.

Tabell 3.17 Eksponeringsklasser fra EK2 og AFGC [9] [10].

Klasse- betegnelse	Beskrivelse av miljøet	Eksempler på hvor eksponeringsklasser kan forekomme	AFGC-forskrift
(1). Ingen risiko for korrosjon eller angrep			
X0	For betong uten armering eller innstøpt metall: Alle miljøer, unntatt der det er frysing/tining, slitasje eller kjemiske angrep. For betong med armering eller innstøpt metall: Meget tørt	Betong inne i bygninger med meget lav luftfuktighet	Ikke relevant
(2). Korrosjon fremkalt av karbonatisering			
XC1	Tørt eller permanent vått	Betong inne i bygninger med lav luftfuktighet. Betong som permanent er neddykket i vann	Bygningsdeler beskyttet mot regn
XC2	Vått, sjeldent tørt	Betongoverflater i kontakt med vann over lengre tid. Fundamenter	
XC3	Moderat fuktighet	Betong inne i bygninger med moderat eller høy luftfuktighet. Utvendig betong som er beskyttet mot regn	Høy kondens på grunn av hyppighet og varighet. Industribygg, vaskerier, papirfabrikker og svømmehaller.
XC4	Vekselvis vått og tørt	Betongflater i kontakt med vann, som ikke er i eksponeringsklasse XC2	Overbygg på broer. Bygningsdeler ute, ubeskyttet fra regn, fasader, gavler utsatt for strømming eller sprut av vann.
(3). Korrosjon fremkalt av klorider som ikke stammer fra sjøvann			
XD1	Moderat fuktighet	Betongflater utsatt for luftbårne klorider	
XD2	Vått, sjeldent tørt	Svømmebasseng. Betong utsatt for industrivann som inneholder klorider	

XD3	Vekselvis vått og tørt	Brudeler utsatt for sprut som inneholder klorider. Vegdekker. Parkeringsdekker (deler i kontakt med klorider)	Bygningsdeler ofte utsatt for mye vannsprut, med innhold av klorider. betong som ikke er impregneret. Deler av parkeringsplasser hvor biler er direkte eksponert for klorholdige salter, og som ikke har beskyttelse mot salter gjennom hele levetiden.
(4). Korrosjon fremkalt av klorider fra sjøvann			
XS1	Utsatt for luftbårne klorider, men ikke i direkte kontakt med sjøvann	Konstruksjoner nær eller på kysten	Bygningsdeler utenfor XS3 sonen, minimum 1km fra kysten og opp til 5km. Luftbåren salt
XS2	Permanent neddykket	Deler av marine konstruksjoner	
XS3	Tidevannssoner, skvalpesoner og sprutsoner	Deler av marine konstruksjoner	Bygningsdeler plassert i tidevann- eller sprutsoner, plassert minimum 100m fra kysten og opp til 500m, avhengig av topografi.
(5). Fryse-/tineangrep			
XF1	Moderat vannmetning, uten avisingsmiddel	Vertikale betongflater utsatt for regn og frost	Moderate fryse-/tineangrep: Klasse XC4
XF2	Moderat vannmetning, med avisingsmiddel	Vertikale betongflater i vegkonstruksjoner utsatt for frost og luftbårne avisingsmidler	Ofte opptredende fryse-/tineangrep: Klasse XD1, XD3 for eksponerte elementer
XF3	Høy vannmetning, uten avisingsmiddel	Horisontale betongflater utsatt for regn og frost	Moderate fryse-/tineangrep: Klasse XD4 for betong uten luftinnførende. Klasse XD1 for betong med luftinnførende
XF4	Høy vannmetning, med avisingsmiddel	Veg- og brudekker utsatt for avisingsmidler. Betongflater utsatt for frost og direkte sprut som inneholder avisingsmidler. Skvalpesonen i marine konstruksjoner utsatt for frost	Ofte opptredende fryse-/tineangrep: Klasse XD2, XD3 for eksponerte elementer.

(6). Kjemiske angrep			
XA1	Lite kjemisk aggressivt miljø i henhold til NS-EN 206-1, tabell 2	Naturlig jord og grunnvann	Elementer i kontakt med aggressive overflater eller væsker. Kjemiske angrep. Risiko for utvasking og kondensasjon
XA2	Moderat kjemisk aggressivt miljø i henhold til NS-EN 206-1, tabell 2	Naturlig jord og grunnvann	
XA3	Meget kjemisk aggressivt miljø i henhold til NS-EN 206-1, tabell 2	Naturlig jord og grunnvann	

Eksponeringsklasse velges ut i fra hvilke miljøpåvirkninger balkongen kan utsettes for og geografisk plassering.

I tillegg finnes det merknader til fryse-/tineangrep.

Tabell 3.18 Eksponeringsklasser i henhold til salting og fryseangrep [11].

Fryseangrep \ Salting	Ingen	Sjelden	Ofte	Veldig hyppig
Lav eller moderat	XF1	XF1	XF2	XF2*
Alvorlig	XF3	XF3	XF4	XF4

*Unntak av betongveier og konstruksjonsdeler som er svært utsatt og klassifiseres som XF4.

3.2.14 Overdekning og armering

Overdekning

For å motvirke korrosjon på armeringsstengene, brukes overdekning. Dette er avstanden fra overflaten på jernene til betongoverflaten. EK2 gir større overdekningskrav enn den franske standarden vil gi for UHPFRC. [11] [9]

Den nominelle overdekningen er gitt med formel nedenfor.

$$c_{nom} = c_{min} * \Delta c_{dev} \quad (62)$$

Formel 62 Nominell overdekning [1].

Hvor c_{min} er minimumsoverdekning og bestemmes med Formel 63 og Δc_{dev} er et avvik.

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; c_{min,p}; 10mm\} \quad (63)$$

Formel 63 Minimumsoverdekning [1].

Minimumsoverdekningen skal være den største av leddene i formelen ovenfor.

$c_{min,b}$ er minimumsoverdekning fra heftkrav. Den franske standarden oppgir verdier ved spennarmering. Ved etteroppspenning brukes diameteren til kanalen, den minste dimensjonen av sidekant eller halve største sidekant, avhengig av om kanalen er sirkulær eller flat og hvilken

verdi som er størst. Ved forspenning brukes to ganger diameteren til vaieren eller diameteren til den største kornstørrelsen. [1] Ved slakkarmering kan diameteren til armeringen brukes [9] [11].

$c_{min,dur}$ er minimumsoverdekning fra miljøforhold. Konstruksjonsklasse S4 velges for de fleste bygninger og strukturer. Klassen kan endres om levetiden til balkongen endres. For 100 år levetid, økes konstruksjonsklassen med to, for 25 år levetid reduseres klassen med en. Minimumsoverdekningen er oppgitt i tabellene nedenfor, avhengig av armeringstype. [1]

Tabell 3.19 Minimumsoverdekning fra miljøforhold, slakkarmering [1].

Miljøkrav for $c_{min,dur}$ (mm)							
Konstruksjonsklasse	Eksponeringsklasse etter Tabell 3.17						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	5	5	5	10	10	15	15
S2	5	5	10	10	15	15	20
S3	5	5	10	15	15	20	20
S4	5	10	15	15	20	20	20
S5	10	10	15	20	20	20	25
S6	10	15	20	20	20	25	25

Tabell 3.20 Minimumsoverdekning fra miljøforhold, spennarmering [1].

Miljøkrav for $c_{min,dur}$ (mm)							
Konstruksjonsklasse	Eksponeringsklasse etter Tabell 3.17						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	Ikke relevant	5	10	15	15	20	20
S2		10	15	15	20	20	20
S3		10	15	20	20	20	25
S4		15	20	20	20	25	25
S5		15	20	20	25	25	30
S6		20	20	25	25	30	30

$\Delta c_{dur,y}$, $\Delta c_{dur,st}$ og $\Delta c_{dur,add}$ er henholdsvis tillegg og reduksjoner, alle settes lik 0mm. $c_{min,p}$ er minimumsoverdekning fra plasseringsforholdet til UHPFRCen og bestemmes med formel nedenfor. [1]

$$c_{min,p} = \max\{1,5L_f; 1,5D_{sup}; \phi\} \quad (64)$$

Formel 64 Minimumsoverdekning fra plasseringsforholdet [11].

Hvor L_f er fiberlengden, D_{sup} er den nominelle øvre dimensjonen av det største tilslaget og ϕ er diameteren av armeringsjern, spennkabel eller kanal, avhengig av hva som brukes. [11]

Avviket Δc_{dev} settes normalt lik 10mm, men kan reduseres til 5mm eller 0mm.

Kriterier som må oppfylles for reduksjon til 5mm:

- Produksjonskontroll hvor overdekningen måles før støpning.

Kriterier som må oppfylles for reduksjon til 0mm:

- Garanti for nøyaktig måleinstrument som måler og forkaster ikke-samsvarende elementer.
- Designfasen skal gjennomgå et kvalitetssikringssystem som tar for seg alle fasene og detaljene:
 - Design og tegningsfasen: produksjon av storskala tegninger som viser overdekning og forming.
 - Armeringutformings-fasen: armeringsjernenes form og dimensjoner skal sjekkes og godkjennes.
 - I fasen hvor stålrammen i forskalingen installeres: produksjon av støttetegninger til armeringen, armeringen må godkjennes og overdekning kontrolleres før støpning.
 - UHPFRC plasseringsfasen: kontrollstøp kan gjennomføres, hvis mulig og relevant. [11]

Senteravstand

Avstanden mellom armeringsstengene, senteravstanden, skal ikke overskride verdien til $s_{max,slab}$.

Senteravstanden settes lik:

For hovedarmering: $3h \leq 400mm$

For fordelingsarmering: $3,5h \leq 450mm$

I områder med maksimalt moment eller konsentrerte laster, som punktlaster, settes senteravstanden lik:

For hovedarmering: $2h \leq 250mm$

For fordelingsarmering: $3h \leq 400mm$

Hvor h er platens tykkelse.

Disse verdiene gjelder for EK2. Den franske standarden har også andre retningslinjer for senteravstand ved bruk av UHPFRC, men begge metodene kan brukes.

Det skal være en avstand e_h og e_v for henholdsvis horisontal avstand og vertikal avstand, mellom armeringsjernene. Disse avstandene bestemmes ut i fra jern diameter, tilslagsstørrelse og fiberlengde.

$$e_h = e_v \geq e_{mini} = \max\{\phi; (D_{sup} + 5mm); 1,5L_f; 20mm\} \quad (65)$$

Formel 65 Senteravstand [11].

Hvor ϕ er diameteren av armeringsjern, D_{sup} er den nominelle øvre dimensjonen av de største tilslaget og L_f er fiberlengden.

Minimumsarmering

Etter EK2 vil det være krav om en minste armering, der det også er krav om begrensning av rissvidde. Denne armeringen må ha heft for å begrense opprissing, særlig i områder av betongen hvor det kan oppstå strekk.

I følge den franske standarden vil ikke UHPFRC trenge minimumsarmering for å kontrollere opprissing. Den franske standarden henviser til at kontroll av rissvidde og en tilstrekkelig duktil karakter under spenning vil være akseptabelt nok. Kontroll av rissvidde er oppgitt i kapittel 3.2.12. For at UHPFRCen skal ha en tilstrekkelig duktilitet, må følgende ulikhet være oppfylt.

$$\frac{1}{w_{0,3}} \int_0^{w_{0,3}} \frac{\sigma(w)}{1,25} dw \geq \max(0,4f_{ctm,el}; 3MPa) \quad (66)$$

Formel 66 Tilstrekkelig duktilitet [11].

Hvor $w_{0,3}$ er rissvidde 0,3mm. $\sigma(w)$ er etter-opprissingsspenning som funksjon av rissvidden w og $f_{ctm,el}$ er den gjennomsnittlige grensen for elastisitet under spenning.

Dimensjonerende heftfasthet

For å unngå forankringsbrudd, er det viktig med en tilstrekkelig heftfasthet.

EK2 og den franske standarden har ulike likninger for heftfasthet. Dimensjonerende heftfasthet for UHPFRC bestemmes med likningene nedenfor.

$$f_{bd} = \frac{\eta * \delta * f_{ctk,el}}{\gamma_c} \quad (67)$$

Formel 67 Dimensjonerende heftfasthet [11].

Hvor η er en variabel og settes lik 2,25 for slakkarmering og $2,25 * \xi$ for spennarmering. δ er en parameter som reflekterer hvordan fibrene forbedrer fordelingen av overdekning og heftfasthet, og bestemmes med Formel 68. γ_c er materialfaktor oppgitt i

Tabell 3.5. $f_{ctk,el}$ er karakteristisk grense på elastisitet under spenning.

$$\delta = 1 + 0,4 \left(\frac{f_{ctfm}}{K'_{global} * f_{ctm,el}} \right) \leq 1,5 \quad (68)$$

Formel 68 Parameter, fiber forbedring [11].

Hvor f_{ctfm} er gjennomsnittlig maksimal spenning som oppstår etter sprekkinitiering. $f_{ctm,el}$ er gjennomsnittlig grense for elastisitet under spenning. K'_{global} er orienteringsfaktoren i tverrgående retning. Hvis man ikke kan gjennomføre eksperimenter med orienteringsfaktoren, brukes maksverdien. Faktorene er oppgitt i Tabell 3.12.

Basis kraftinnføringslengde

For å forankre kraften i en rett stang, er det nødvendig med en kraftinnføringslengde. Denne lengden kan bestemmes med likningen nedenfor. EK2 og den franske standarden har lik likning for kraftinnføringslengden.

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{\phi}{4} \right) * \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \right) \quad (69)$$

Formel 69 Basis kraftinnføringslengde [9].

Hvor σ_{sd} er den dimensjonerende spenningen i armeringsstangen. f_{bd} er den dimensjonerende heftfastheten.

Dimensjonerende forankringslengde

Dimensjonerende forankringslengde gis med likningene nedenfor.

$$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{b,rqd} + l_{tol} \geq l_{b,min} + l_{tol} \quad (70)$$

Formel 70 Dimensjonerende forankringslengde [11].

Hvor verdier for α_1 , α_3 , α_4 og α_5 er oppgitt i Tabell 3.21. α_2 bestemmes med Formel 71. $l_{b,rqd}$ er basis kraftinnføringslengde fra Formel 69. l_{tol} tar høyde for mulige feilinger av plassering og bestemmes med Formel 72. $l_{b,min}$ er minimum forankringslengde og bestemmes med likninger Formel 73 og Formel 74.

$$0,8 \leq \alpha_2 = 1,6 - 0,4 \left(\frac{c}{\phi} - 1 \right) \leq 1,6 \quad (71)$$

Formel 71 Koeffisient α_2 [11].

Hvor c er overdekningen og ϕ er stangdiameteren.

$$l_{tol} = \max(\phi; 10mm) \quad (72)$$

Formel 72 Mulige feilinger av plassering [11].

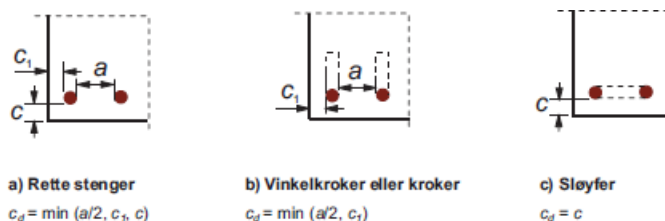
$$l_{b,min} = \max(0,3l_{b,rqd}; \left(\frac{1}{\delta} - 0,15\right) * 10\phi; \left(\frac{1}{\delta} - 0,15\right) * 100mm) \quad (73)$$

Formel 73 Minimum forankringslengde for forankring i strekk [11].

$$l_{b,min} = \max(0,7l_{b,rqd}; \left(\frac{1}{\delta} - 0,15\right) * 10\phi; \left(\frac{1}{\delta} - 0,15\right) * 100mm) \quad (74)$$

Formel 74 Minimum forankringslengde for forankring i trykk [11].

Hvor $l_{b,rqd}$ er basis kraftinnføringslengde fra Formel 69 og δ er parameter for fiber forbedring bestemt fra Formel 68.



Figur 3.11 Verdier av c_d [9].

Tabell 3.21 Verdier av koeffisientene α [9].

Påvirkningsfaktor	Type forankring	Armeringsstang	
		I strekk	I trykk
Stengenes form	Rett	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Ikke rett (se figur 8.1 (b), (c) og (d))	$\alpha_1 = 0,7$ hvis $c_d > 3\phi$ ellers $\alpha_1 = 1,0$ (se figur 8.3 for verdier av c_d)	$\alpha_1 = 1,0$
Betongoverdekning	Rett	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - \phi) / \phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Ikke rett (se figur 8.1 (b), (c) og (d))	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - 3\phi) / \phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (se figur 8.3 for verdier av c_d)	$\alpha_2 = 1,0$
Tverrarmering som ikke er sveist til hovedarmeringen	Alle typer	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Sveist tverrarmering*	Alle typer, plassering og størrelse, som angitt på figur 8.1 (e)	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Trykk i tverretning	Alle typer	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	-

der

$\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min}) / A_s$

ΣA_{st} tverrsnittsareal for tverrarmering langs den dimensjonerende forankringslengden l_{bd}

$\Sigma A_{st,min}$ tverrsnittsareal av minste tverrarmering
= 0,25 A_s for bjelker og 0 for plater

A_s areal av den enkelte forankrede stang, eventuelt den med største stangdiameter

K verdier vist på figur 8.4

p trykk i tverretning [MPa] i bruddgrensetilstanden langs l_{bd}

* Se også 8.6: For direkte opplegg kan l_{bd} antas mindre enn $l_{b,min}$ forutsatt at det er minst én tverrgående sveist tråd innenfor opplegget. Den bør være minst 15 mm fra kanten av opplegget.

Forankring av bøyle

Ved en bøyle, plasseres et armeringsjern inne i bøylene som vist på figuren nedenfor.



Figur 3.12 Bøylearmering. Venstre: a. Høyre: b [9].

Avstandene som vises på figuren, skal være henholdsvis for a og b etter Formel 75 og Formel 76.

$$\left(\frac{1}{\delta}\right) * 5\phi \geq \left(\frac{1}{\delta}\right) * 50mm \quad (75)$$

Formel 75 Lengde av bøyd armering i bøyte, a [11].

$$\left(\frac{1}{\delta}\right) * 10\phi \geq \left(\frac{1}{\delta}\right) * 70mm \quad (76)$$

Formel 76 Lengde av bøyd armering i bøyte, b [11].

Omfaringslengde

Fot at krefter skal kunne overføres fra en stang til en annen, må stengene plasseres slik at de overlapper. Kraftene overføres ved omfaring.

Dimensjonerende omfaringslengde bestemmes med likning fra EK2.

$$l_0 = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * \alpha_6 * l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (77)$$

Formel 77 Omfaringslengde [9].

Hvor $l_{0,min}$ er minimum omfaringslengde. EK2 og den franske standarden har ulike likninger for denne verdien. For UHPFRC bestemmes lengden med likningen nedenfor.

$$l_{0,min} \geq \max\left(0,3 * \alpha_6 * l_{b,rqd}; \frac{15\phi}{\delta}; \frac{1}{\delta} * 200mm\right) \quad (78)$$

Formel 78 Minimum omfaringslengde [11].

$$\alpha_6 = \left(\frac{\rho_1}{25}\right)^{0,5} \quad 1,0 \leq \alpha_6 \leq 1,5 \quad (79)$$

Formel 79 Koeffisient α_6 [11].

Hvor ρ_1 er prosentandelen av armering som skjøtes innenfor $0,65 l_0$ fra senteret av omfaringsskøten [9].

Skjærarmoring i plater

Største senteravstand mellom bøyer i lengderetningen er gitt med uttrykket nedenfor.

$$s_{max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) \quad (80)$$

Formel 80 Senteravstand mellom bøyer [9].

Hvor α er skjærarmoringens helning.

Senteravstanden mellom oppbøyde stenger i lengderetningen, er gitt med formelen nedenfor.

$$s_{max} = d \quad (81)$$

Formel 81 Senteravstand mellom oppbøyde stenger [9].

Senteravstanden mellom skjærarmoring i tverretning bør ikke overskride $1,5d$.

Tillatt dordiameter ved bøyning av armering

Dordiameteren en stang kan bøyes om, skal være slik at det ikke oppstår bøyeriss eller brudd i bøyen av stangen. Dordiameteren skal ikke være mindre enn $\phi_{m,min}$.

Minste dordiameter kan bestemmes med formlene nedenfor.

$$\phi_{m,min} \geq F_{bt} * \frac{\frac{1}{a_b} + \frac{a}{2\phi}}{2,7 * \delta * f_{ck}^{2/3}} \quad (82)$$

Formel 82 Minste dordiameter [11].

Hvor F_{bt} er strekkraften i bruddgrensetilstand i en stang eller en bunt av stenger ved begynnelsen av bøyen. Denne kraften kan bestemmes med Formel 83. a_b kan settes lik $c_{nom} + \frac{\phi}{2}$ hvis stangen eller bunten er mot ytterkanten av konstruksjonsdelen. Hvis ikke stangen eller bunten er i nærheten av ytterkanten kan den settes lik halve senteravstanden mellom stengene vinkelrett på bøyen.

$$F_{bt} = f_{yk} * \pi * \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 \quad (83)$$

Formel 83 Strekkraften i bruddgrensetilstand.

Hvor f_{yk} er den karakteristiske flytegrensen til armeringen.

3.2.15 Nedbøyning

Det vil være nødvendig å begrense en deformasjon slik at konstruksjonens funksjon eller utseende ikke skades. Det er grenseverdier for ulike konstruksjonstyper, og disse verdien bør ikke overskrides. Tilstøtende elementer til en balkong, som glassflater eller fasade kan ha en annen grenseverdi, og disse må heller ikke overskrides. [9]

For bjelker, plater og utkragede elementer, som vil ha tilnærmet permanente laster, bør nedbøyninger ikke overskride grenseverdien $\frac{\text{spennvidde}}{250}$.

Etter ferdig bygging, med tilnærmet permanente laster, bør nedbøyninger ikke overskride grenseverdien $\frac{\text{spennvidde}}{500}$. Avhengig av tilstøtende deler, som glassflater eller fasade, og deres følsomhet ovenfor deformasjon, kan denne grenseverdien endres ut i fra en vurdering. [9]

Under normale forhold, vil det ikke alltid være nødvendig med en nedbøyningsberegning. En beregning av grenseverdien $\frac{\text{spennvidde}}{\text{høydeforholdet}}$, kan være dekkende for å avverge deformasjonsproblemer. Ved andre grenseverdier, eller ved konstruksjonsdeler som havner utenfor disse grenseverdiene, vil det være nødvendig med en nedbøyningsberegning.

EK2 oppgir formler for å beregne grenseverdier for armerte bjelker eller dekker, som ligger innenfor det gitte $\frac{\text{spennvidde}}{\text{høydeforholdet}}$. Disse formlene kan ikke brukes for UHPFRC.

I tilfeller hvor det vil være nødvendig med en nedbøyningskontroll, må nedbøyningene vurderes og beregnes for de aktuelle lastkombinasjonene til kontrollens hensikt. [9]

Ved valg av beregningsmetode, skal konstruksjonenes oppførsel for de påvirkningene som er aktuelle, representeres. Dette skal gjøres med en så stor nøyaktighet slik at beregningens hensikt tilfredsstilles.

EK2 og AFGC-forskriften har ulike tilnæringer til nedbøyningsberegning. EK2 beregner nedbøyning ved å ta høyde for urissede og totalt opprissede omstendigheter [9]. AFGC-forskriften beregner nedbøyning ved integrering av kurve [10].

I urissede deler, hvor den maksimale spenningen er mindre enn $f_{ctm,el}$, er krummingen eller kurven gitt med formelen nedenfor.

$$\chi_I = \frac{M}{EI} \quad (84)$$

Formel 84 Kurve i urissede deler [10].

Hvor M er momentet, E er Youngs modulen og I er brutto treghetsmoment.

For deformasjonsherdede UHPFRCer eller tynne elementer med en spenning-midlere tøyingslov, $\sigma_f - \varepsilon$, i spenningen som oppstår etter rissinitiering, beregnes det rissede området med likevekt, som gir den midlere kurven $\chi_{II,mean}$ grunnet tøyningen ε [10].

For tilfeller med deformasjonssvekket (strain-softening) UHPFRCer uten armering, beregnes det rissede området på en annen måte. Likevektsberegningen baseres på at $\sigma_f - w$ loven konverteres til en $\sigma_f - \varepsilon$ lov, som gir en maksimal komprimert betongtøyning ε_c og en komprimert tykkelse x . Maksimal krumming vil være gitt med formelen nedenfor.

$$\chi_{II} = \frac{\varepsilon_c}{x} \quad (85)$$

Formel 85 Maksimal krumming for deformasjonssvekkelse (strain-softening) [10].

Krummingen, eller kurven vil mest sannsynligvis variere parabolisk.

$$\chi(y) = \chi_I + (\chi_{II} - \chi_I) \left[\frac{1-y}{\alpha h} \right]^2 \quad (86)$$

Formel 86 Krumming, parabolisk [10].

Hvor χ_I er kurven i urissede deler og bestemmes med Formel 84. χ_{II} er maksimal krumming for deformasjonssvekkelse (strain-softening) og bestemmes med Formel 85. y er distansen til risset. αh er rissdybden.

I konstruksjoner hvor riss eksisterer side om side, kan en gjennomsnittlig kurve antas.

$$\chi_{II,mean} = \frac{2\chi_I}{3} + \frac{\chi_{II}}{3} \quad (87)$$

Formel 87 Gjennomsnittlig kurve [10].

For tilfeller med deformasjonssvekkede (strain-softening) UHPFRCer med heftede armering, beregnes det rissede området med likevekt, som gir spenningen i armeringen og den maksimale kurven.

Raten til maks tøyning bestemmes med Formel 88.

$$\varphi = \frac{\varepsilon_{sm}}{\varepsilon_{II}} = \frac{\varepsilon_{sm}}{\left(\frac{\sigma_s}{E_s}\right)} \quad (88)$$

Formel 88 Raten til maks tøyning [11].

Hvor ε_{sm} er den gjennomsnittlige tøyningen av armeringen, σ_s er spenningen i strekkarmeringen fra bruksgrensetilstand.

Den gjennomsnittlige kurven kan da bestemmes med Formel 89.

$$\chi_{II,moy} = \varphi * \chi_{II} \quad (89)$$

Formel 89 Gjennomsnittlig kurve for nedbøyning [11].

Hvor φ er raten til maks tøyning, bestemt med Formel 88. χ_{II} er maksimal krumming, bestemt med Formel 85.

For lastbilder med en varighet som gir kryp i UHPFRCen, kan nedbøyning inkludert kryp, bestemmes med å bruke den effektive Youngs modulen.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (90)$$

Formel 90 Nedbøyning, ved bruk av den effektive Youngs modulen [11].

Hvor $\varphi(\infty, t_0)$ er krypkoeffisienten for lastbildet og tidsintervallet [11].

3.2.16 Spenning-tøyings forhold for UHPFRC

Formler, likninger og retningslinjer i dette kapitlet er hentet fra den franske standarden.

Konstituerende lov for UHPFRC i trykk

Den konstituerende loven for UHPFRC under trykk i bruddgrensetilstand må beregnes med følgende formler.

Tøyningsgrensen (ultimate strain) ved bruddgrensetilstand beregnes med Formel 91.

$$\varepsilon_{cud} = \left(1 + 14 * \frac{f_{ctfm}}{K_{global} * f_{cm}}\right) * \varepsilon_{c0d} \quad (91)$$

Formel 91 Tøyningsgrense [11].

Hvor ε_{cud} er tøyningsgrensen og kan settes lik $2,7 * 10^{-3}$.

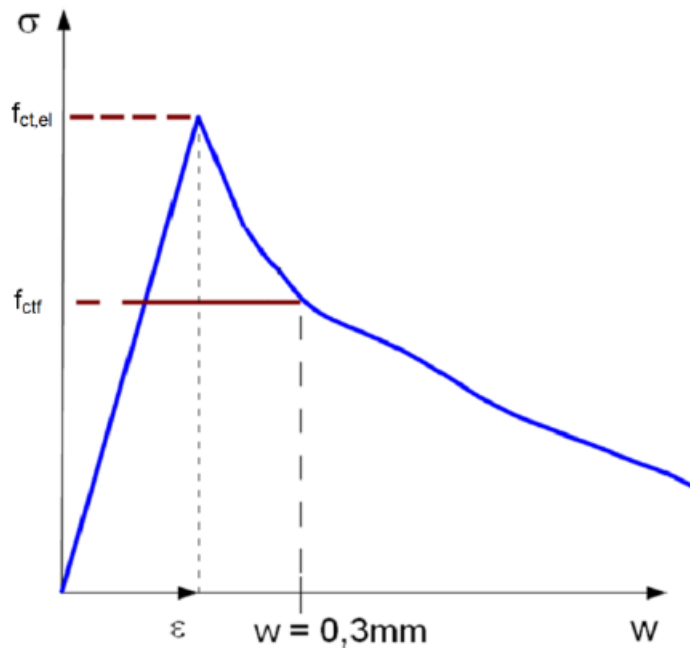
Strekkefasthet for UHPFRC

Strekkeegenskapene til UHPFRC er karakterisert med strekkgrensen for elasticitet og av enten spenning-rissvidde $\sigma(w)$ eller spenning-tøyning $\sigma(\varepsilon)$ etter-opprissingslov. Loven kan moduleres i henhold til de spesielle retningene av strekkraften. Dermed kan man designe for brudd- og bruksgrensetilstand.

Strekkeegenskapene til UHPFRC kan bestemmes ved to ulike metoder. Den første metoden er en punkt-for-punkt lov som kommer direkte fra testing av strekkraft. Den andre metoden går ut på å velge en lov, hvor parameterne er bestemt fra testing.

Hvis man ikke har gjennomført testing, oppgir den franske standarden veiledende verdier som kan brukes under design av UHPFRC.

Fiberorienteringsfaktor er en viktig parameter til fastsettelse av strekkfasthet. Denne verdien må bestemmes, men i denne oppgaven er veiledende verdier brukt. Fiberorienteringsfaktorene er oppgitt i Tabell 3.12. Den karakteristiske strekkfastheten settes lik $f_{ctk,el} = 9MPa$ med en gjennomsnittlig verdi på $f_{ctm,el} = 10MPa$. Den karakteristiske verdien til etteropprippingsspenning (characteristic post-cracking strength) settes lik $f_{ctfk} = 9MPa$ med en gjennomsnittlig verdi på $f_{ctfm} = 9,5MPa$.



Figur 3.13 Definisjon av f_{ctf} hvor det ikke er noe lokal topp i diagrammet [11].

Etter-opprippingsspenningen (post-cracking strength) kan settes lik $f_{ctf} = f_{ctfk}$ hvis ikke det er en lokal topp i spenning-rissvidde diagrammet. Dette er vist på Figur 3.13

For en type 2 UHPFRC, med lav deformasjonsharding, må følgende ulikheter kontrolleres for strekkegenskapene. Type 2 er det meste av UHPFRCen som er på markedet nå.

$$\frac{f_{ctf}}{K} \geq f_{ct,el} \tag{92}$$

Formel 92 For den gjennomsnittlige kurven [11].

Hvor f_{ctf} er etter-opprippingsspenning, K er fiberorienteringsfaktor og kan settes lik 1,25. $f_{ct,el}$ er karakteristisk grense for elastisitet under spenning.

$$\frac{f_{ctf}}{K} < f_{ct,el} \tag{93}$$

Formel 93 For den karakteristiske kurven [11].

Dette kan også vises med ulikhetene nedenfor.

$$\frac{f_{ctfm}}{K} \geq f_{ctm,el} \quad (94)$$

Formel 94 Gjennomsnittlig kurve [11].

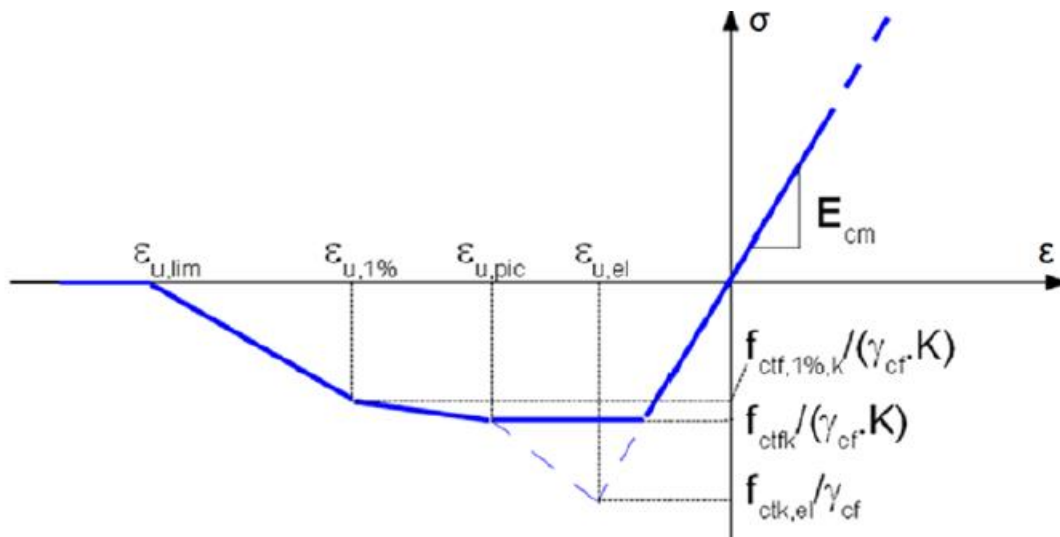
Hvor f_{ctfm} er gjennomsnittlig etter-opprissingsspenning og $f_{ctm,el}$ er gjennomsnittlig grense for elastisitet under spenning.

$$\frac{f_{ctfk}}{K} < f_{ctk,el} \quad (95)$$

Formel 95 Karakteristisk kurve [11].

Hvor f_{ctfk} er karakteristisk etter-opprissingsspenning og $f_{ctk,el}$ er den karakteristiske strekkfastheten.

For bruddgrensetilstand gjelder følgende figur, med tilhørende ulikheter.



Figur 3.14 Bruddgrensetilstand [11].

Hvis første ulikhet stemmer, må bruddgrensetilstanden vise et horisontalt platå som tilsvarer en spenning vist i ulikheten nedenfor.

$$\frac{f_{ctfk}}{K * \gamma_{cf}} < \frac{f_{ctk,el}}{\gamma_{cf}} \rightarrow \frac{f_{ctfk}}{K * \gamma_{cf}} \quad (96)$$

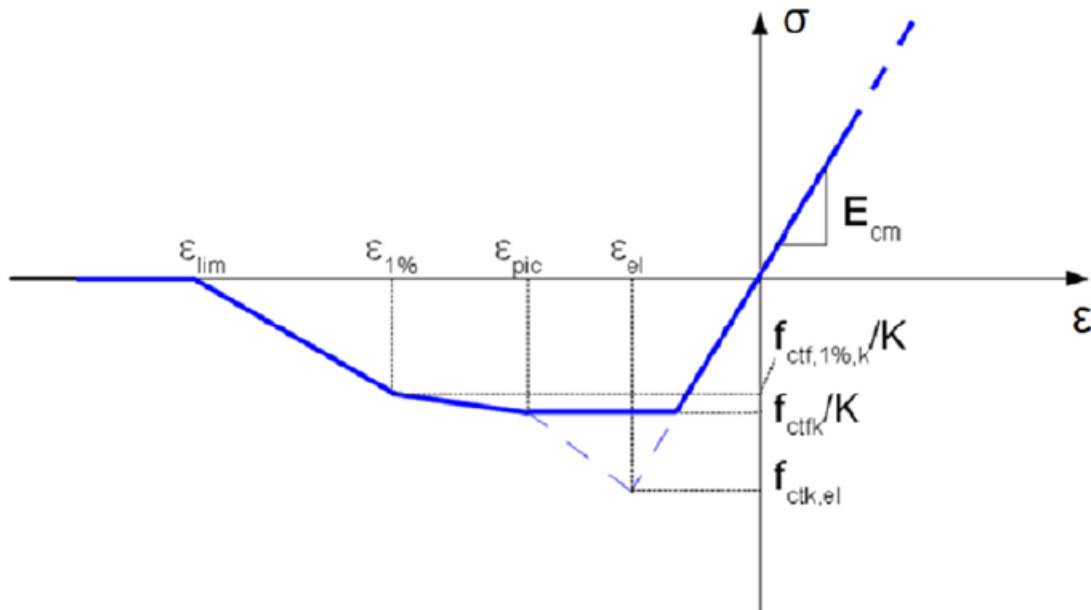
Formel 96 Bruddgrensetilstand, for horisontalt platå [11].

Hvis andre ulikhet stemmer, må bruddgrensetilstanden konstrueres ved å forbinde punktet som svarer til $f_{ctk,el}$, til punktet som svarer til $\frac{f_{ctfk}}{K * \gamma_{cf}}$ med en linje. Spenningen er tatt som 0 etter punktet som svarer til $\frac{f_{ctfk}}{K * \gamma_{cf}}$.

$$\frac{f_{ctfk}}{K * \gamma_{cf}} > \frac{f_{ctk,el}}{\gamma_{cf}} \quad (97)$$

Formel 97 Bruddgrensetilstand, for linje mellom punkter [11].

For bruksgrensetilstand gjelder følgende figur, med tilhørende ulikheter.



Figur 3.15 Bruksgrensetilstand [11].

Hvis første ulikhet stemmer, må bruksgrensetilstanden vise et horisontalt platå som tilsvarer en spenning vist i ulikheten nedenfor.

$$\frac{f_{ctfk}}{K} < f_{ctk,el} \rightarrow \frac{f_{ctfk}}{K} \tag{98}$$

Formel 98 Bruksgrensetilstand, for horisontalt platå [11].

Hvis andre ulikhet stemmer, må bruksgrensetilstanden konstrueres ved å forbinde punktet som svarer til $f_{ctk,el}$, til punktet som svarer til $\frac{f_{ctfk}}{K}$ med en linje. Spenningen er tatt som 0 etter punktet som svarer til $\frac{f_{ctfk}}{K}$.

$$\frac{f_{ctfk}}{K} > f_{ctk,el} \tag{99}$$

Formel 99 Bruksgrensetilstand, for linje mellom punkter [11].

Konvensjonelle lover for UHPFRC

For bruddgrensetilstand er følgende likninger gjeldende.

$$\epsilon_{u,pic} = \frac{w_{pic}}{L_c} + \frac{f_{ctk,el}}{\gamma_{cf} * E_{cm}} \tag{100}$$

Formel 100 Ekvivalent bruddgrensetøyning [11].

Hvor $\epsilon_{u,pic}$ er ekvivalent bruddgrensetøyning som tilsvarer toppen av spenningen som oppstår etter opprissing, eller en rissvidde på 0,3mm hvis det ikke oppstår en spenning etter opprissing. w_{pic} er rissvidde og kan settes lik 0,3mm hvis testing ikke blir gjennomført. L_c er den karakteristiske lengden, og bestemmes med Formel 101.

$$L_c = \frac{2}{3} * h \quad (101)$$

Formel 101 Karakteristisk lengde [11].

$$\varepsilon_{u1\%} = \frac{w_{1\%}}{L_c} + \frac{f_{ctk,el}}{\gamma_{cf} * E_{cm}} \quad (102)$$

Formel 102 Ekvivalent bruddgrensetøyning som svarer til en rissvidde 0,01H [11].

Hvor $w_{1\%}$ er 0,01H, og H er høyden av prismet som testes.

Den elastiske grensen for tøyning i bruddgrensetilstand, bestemmes med likningen nedenfor.

$$\varepsilon_{u,el} = \frac{f_{ctk,el}}{\gamma_{cf} * E_{cm}} \quad (103)$$

Formel 103 Den elastiske grensen for tøyning, bruddgrensetilstand [11].

For bruksgrensetilstand er følgende likninger gjeldende.

$$\varepsilon_{pic} = \frac{w_{pic}}{L_c} + \frac{f_{ctk,el}}{E_{cm}} \quad (104)$$

Formel 104 Ekvivalent bruksgrensetøyning [11].

$$\varepsilon_{1\%} = \frac{w_{1\%}}{L_c} + \frac{f_{ctk,el}}{E_{cm}} \quad (105)$$

Formel 105 Ekvivalent bruksgrensetøyning som svarer til en rissvidde 0,01H [11].

Den elastiske grensen for tøyning i bruksgrensetilstand, bestemmes med likningen nedenfor.

$$\varepsilon_{el} = \frac{f_{ctk,el}}{E_{cm}} \quad (106)$$

Formel 106 Den elastiske grensen for tøyning, bruksgrensetilstand [11].

3.2.17 Tilstrekkelig kapasiteter

Kapasiteten skal være større enn de ytre påvirkninger.

Betongkapasitet

$$K_{ap,bet} = f_{cd} * A \quad (107)$$

Formel 107 Betongens kapasitet.

Armeringens kapasitet

$$K_{ap,arm} = f_{yd} * A \quad (108)$$

Formel 108 Armeringens kapasitet.

Hvor f_{cd} og f_{yd} er dimensjonerende fasthet for betong og armering og A er arealet av tverrsnittet man ser på, eller tverrsnittet av armeringsstangen.

Bruddgrensetilstand/Bruksgrensetilstand

Kapasiteten av tverrsnittet av balkongen skal være større enn de ytre påvirkninger. Aksialkraftkapasiteten, som er kapasiteten mot kreftene som treffer et visst areal av balkongen er gitt med likningen nedenfor.

$$N_{Rd} = f_{cd} * (A_c - A_s) + f_{yd} * A_s \quad (109)$$

Formel 109 Aksialkraftkapasitet [5].

Betongtrykksoneenes momentkapasitet

I følge Sørensen og boka «Betongkonstruksjoner [5]» kan trykkresultanten bestemmes med formelen nedenfor.

$$T_c = \frac{b}{\gamma_c} * \int_0^\chi \sigma_c dy \quad (110)$$

Formel 110 Trykkresultant [5].

Hvor b er bredden av tverrsnittet, γ_c er materialparameter oppgitt i

Tabell 3.5. χ er den komprimerte høyden og σ_c er betongspenningen.

Trykksonehøyden kan bestemmes med:

$$\chi = \left(1 - \frac{\varepsilon_{cod}}{\varepsilon_{cud}}\right) * h \quad (111)$$

Formel 111 Trykksonehøyde [11].

Hvor ε_{cod} er tøyningen, ε_{cud} er tøyningsgrensen og h er høyden av tverrsnittet.

Trykkresultantens angrepspunkt kan da bestemmes med likningen vist nedenfor.

$$T_c * y_T = \frac{b}{\gamma_c} * \int_0^\chi \sigma_c * y dy \quad (112)$$

Formel 112 Trykkresultantens angrepspunkt [5]

Hvor T_c er trykkresultanten fra Formel 110 og y er den absolutte størrelsen av trykksonehøyden.

Betongtrykksoneens momentkapasitet kan da uttrykkes ved en forenkling vist i formelen nedenfor.

$$M_{Rd} = T_c * z \quad (113)$$

Formel 113 Betongtrykksoneens momentkapasitet [5].

Hvor z er den indre momentarmen.

4. Forskerspørsmål

Til denne masteroppgaven ble det satt en problemstilling: «Dimensjonering av balkong i UHPFRC.» Denne problemstillingen er generell for oppgaven og viser hva oppgaven handler om.

For å detaljere problemstillingen ble det utarbeidet et mer konkret forskerspørsmål.

Forskerspørsmålet som skal besvares i denne oppgaven er:

«Hvor slankt tverrsnitt vil være mulig å oppnå under en dimensjonering av en balkong i UHPFRC?»

I tillegg til dette forskerspørsmålet ble det også utarbeidet et tilleggsspørsmål: «Hvorfor bør UHPFRC benyttes i stedet for normal betong?»

5. Case

I dette kapitlet er casen for oppgaven presentert. Casen inneholder geometri, statisk system, lasttilfeller og belastninger, og søyleplassering for balkongen. I tillegg er brukskategori og eksponeringsklasse oppgitt.

5.1 Generelt om balkongen

Ettersom oppgaven omhandler balkong, vil brukskategori A brukes. Balkongen skal plasseres i Kristiansand, på et leilighetsbygg. Leilighetsbygget skal være på Lund, i nærheten av Østre Ringvei. Fra Østre Ringvei til kystlinjen er det i underkant av 500m. Ettersom balkongen skal være uten innglassing, vil den utsettes for fryse- og tineangrep. Balkongen skal være nær kysten og kan utsettes for korrosjon fra luftbårne klorider.

I følge EK2 ville eksponeringsklassen for denne balkongen være XF3. Denne klassen er for horisontale betongflater som utsettes for frost og regn. Luftbårne klorider vil man ikke ta hensyn til, da disse klassene kun brukes om balkongen skulle vært nærmere kysten.

Ettersom UHPFRC skal brukes, må AFGC-forskriften og den franske standarden benyttes. I følge disse vil XF3 være eksponeringsklassen for en UHPFRC balkong i Norge. Fryse-/tineangrep har strengere eksponeringsklasser enn luftbårne klorider, og da velges den strengeste klassen.

Balkongen skal ha rekkverk rundt tre av sidekantene, men ikke på sidekanten inn mot fasaden. Rekkverket settes på som en linjelast. Det blir sett bort i fra vindlast på rekkverket.

Balkongen skal slakkarmeres. Det skal benyttes minst mulig diameter, for å oppnå minst mulig tverrsnitt. Stangarmering som brukes er B500NC med en karakteristisk flytegrense på 500MPa.

5.2 UHPFRCen

En resept som kan brukes til balkongen er oppgitt i tabellen nedenfor. Denne resepten ble utarbeidet under forprosjektet «Balkongelement i UHPFRC», og fikk en karakteristisk trykkfasthet på 151,6 MPa. Fibertypen brukt i denne resepten var Krampe Harex DG 12,5/0.4 som har en fiberlengde $l_f = 12,5\text{mm}$. Det er ikke testet strekkfasthet på denne resepten. Bruker veiledende verdier til trykk- og strekkfasthet i denne oppgaven.

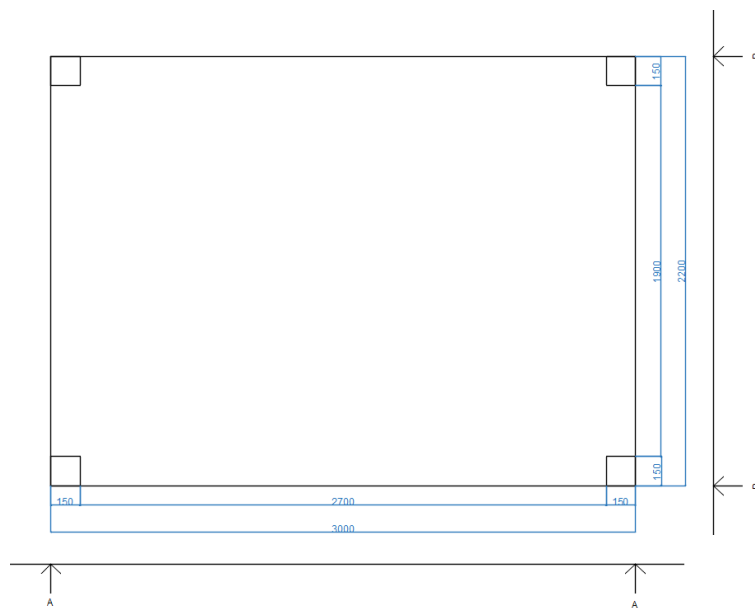
Tabell 5.1 Resept [1].

Resept #6	
Materiale	Kg/m ³
Aalborg Rapid Cement	743,29
Flyveaske	89,95
Elkem Microsilica 971-U	324,64
Velde Fin filler	46,85
Velde Mellom filler	857,35
Fiber: Krampe Harex DG 12,5/0.4	634,83
Superplastiserende, Dynamon SX-N	135,87
Vann	147,47

Under beregningene er det brukt en karakteristisk trykkfasthet på 150MPa, og en karakteristisk strekkfasthet på 9MPa. Disse verdiene er hentet fra den franske standarden.

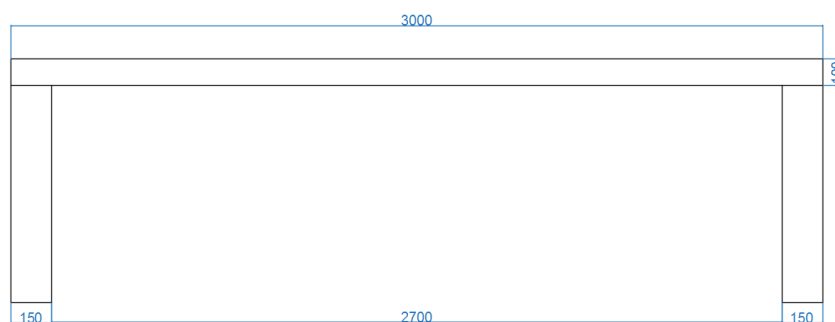
5.3 Geometri og størrelse

Med utgangspunkt i Nor Elements balkonger, skal balkongen være 3m bred og 2,2m lang. Disse målene er tatt fra Nor Elements standardbalkonger. Tverrsnittet, eller tykkelsen av balkongen skal være så slankt som mulig. Nor Elements balkonger har et tverrsnitt på 230-250mm. Ønskelig tverrsnitt vil være 80-100mm. Som referansetykkelse for beregninger, som senere kan optimaliseres, settes tykkelsen til 100mm. Søylene skal være 150x150mm, men disse skal ikke dimensjoneres. Nedenfor er balkongen vist med plantegning og snittegning.



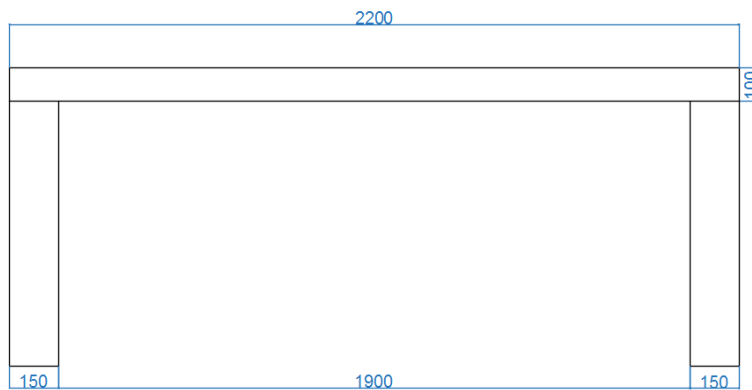
Figur 5.1 Balkongen, mål i mm.

Snitt A-A



Figur 5.2 Snittegning A-A, balkongen, mål i mm.

Snitt B-B



Figur 5.3 Snittegning B-B, balkongen, mål i mm.

5.4 Statisk system

Det statiske systemet til balkongen skal være fritt opplagt på fire punkter.

Tillegget angående ekvivalent rammeanalyse og flatdekker vil ikke gjelde for UHPFRC, ifølge den franske standarden. Den franske standarden har ikke et annet alternativ til denne metoden.

Under håndberegningene deles balkongen opp i felt, slik som i metoden ekvivalent rammeanalyse. Deler av metoden brukes, med spennvidder i x- retning og y-retning. Spennvidden vil være halvparten av lengden i motsatt retning. I x-retning er spennvidden $L_x=1100\text{mm}$ og i y-retning er spennvidden $L_y=1500\text{mm}$.

For 3D-modellering, brukes en plateberegning.

5.5 Lasttilfeller og belastninger

5.5.1 Antagelser til laster

For å kunne beregne snø- og vindlaster, må antagelser gjøres. Balkongen skal som nevnt tidligere henge på et leilighetsbygg i Kristiansand. For å kunne dimensjonere vindlaster, utformes et fiktivt byggverk. Bygget er rektangulært med en bredde på 12m og lengde på 10m. Høyden av bygget er 6m. Terrengruhetskateogrien III, om småhusbebyggelse vil bli brukt i denne sammenhengen. Balkongen som skal dimensjoneres skal være i andre etasje, og henge en høyde 3m over terrenget. Ettersom dette er et leilighetsbygg som kun «skapes» for denne oppgaven, vil størrelser være antagelser basert på andre byggverk.

Det antas at avstanden fra balkongens overflate, til toppen av bygningen er 2,9m. Dette er den øverste balkongen. Denne avstanden brukes under snølastberegninger.

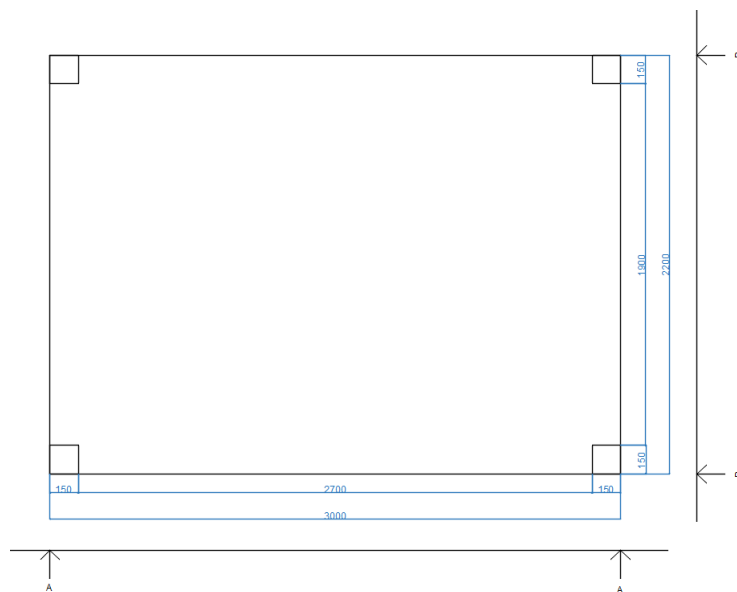
5.5.2 Lastkombinasjoner

Det velges lastkombinasjoner ut i fra Eurokoder, og bruk. Disse lastkombinasjonene er også de som mest sannsynligvis vil opptre. Punktlast skal egentlig ikke beregnes sammen med andre jevnt fordelte laster, men er tatt med i denne oppgaven. Lastkombinasjoner som skal beregnes er følgende:

1. Sommer: egenlast + nyttelast over hele feltet + vindlast + rekkverk
2. Vinter: egenlast + snølast + vindlast + rekkverk
3. Vinter: egenlast + punktlast + snølast + rekkverk (måking av balkong)
4. Egenlast + punktlast på kanten + rekkverk
5. Egenlast + punktlast på midten + rekkverk

5.6 Søyleplassering

Søylene plasseres i hjørnene av balkongen. Søyleplasseringen er i stor grad hentet fra Nor Elements standardbalkonger, med noen modifikasjoner. Søylene skal ikke dimensjoneres, men er tatt med på tegninger for å vise et helhetlig bilde.



Figur 5.4 Søyleplassering, mål i mm.

5.7 Verdier til beregninger

Veiledende verdier til design av UHPFRC, vil også brukes i denne oppgaven. Disse verdiene er hentet fra den franske standarden og AFGC-forskriften. Både standarden og AFGC-forskriften oppgir disse verdiene som design-verdier hvis man ikke har egne verdier.

Trykkfastheten er basert på både definisjon av UHPFRC, men ble også bekreftet under forprosjektet [1] hvor resepten nevnt i kapittel 5.2 gav en karakteristisk trykkfasthet på 151,6MPa.

Ettersom Nor Element har begrenset kapasitet til å utføre herderegier som vanligvis brukes under testing av UHPFRC, må antagelser gjøres. Det antas at Nor Element kan varmeherde balkongene på temperaturer under 65°C. Dette tilsvarer den første herdemetoden som oppgitt i kapittel 3.2.9. Ved denne metoden kan man anta et totalt svinn på 550µm/m utendørs med en RF:50-70%. Man kan også anta et kryptall $\phi=0,4$ ved denne varmeherdingen. Det er også antatt at ulikhet om tilstrekkelig duktilitet, Formel 66, er oppfylt.

Design verdier	
$E_{cm} := 50000\text{MPa}$	$svinn := 550 \frac{\mu\text{m}}{\text{m}}$
$E_s := 200000\text{MPa}$	$\varphi := 0.4$
$f_{ck} := 150\text{MPa}$	$f_{yk} := 500\text{MPa}$
$f_{cm} := 180\text{MPa}$	$L_f := 12.5\text{mm}$
$f_{ctk.el} := 9\text{MPa}$	$w_{pic} := 0.3\text{mm}$
$f_{ctm.el} := 10\text{MPa}$	$h := 100\text{mm}$
$f_{ctfk} := 9\text{MPa}$	$L_c := \frac{2}{3} \cdot h = 66.667 \cdot \text{mm}$
$f_{ctfm} := 9.5\text{MPa}$	$\gamma_{cf} := 1.3$
$f_{ct} := \min(f_{ctfk}, f_{ctk.el}) = 9 \cdot \text{MPa}$	Antar: $H_{\text{høyde.prisme}} := 50\text{mm}$
$K_{global} := 1.25$	$w_{1\%} := 0.01 H_{\text{høyde.prisme}} = 0.5 \cdot \text{mm}$
$K_{local} := 1.75$	$f_{ctf.1\%} := 0.8 \cdot f_{ctfk} = 7.2 \cdot \text{MPa}$

I tilfeller med manglende formler, verdier og veiledninger, vil EK2 brukes for å beregne verdier. I tilfeller hvor den franske standarden ikke følger EK2, kan ikke denne metoden brukes. Dette skal kun gjøres hvis det er mangel på informasjon. Formler fra EK2 skal i dette tilfellet, så langt det er mulig, brukes for UHPFRC med like forutsetninger for UHPFRC.

5.8 SAP2000

I SAP2000 defineres UHPFRC som et «User» materialet. Materialet kan da defineres utenom Eurokoder. Verdiene som trengs til materialet blir listet nedenfor.

- Vekt: egenvekt=33,75/30,0375/25kN/m³ avhengig av lastkombinasjon og grensetilstand.
- Youngs modul, $E=50000\text{MPa}$
- Poissons tall, $\nu=0,2$
- Termisk ekspansjonskoeffisient = $1,1 \cdot 10^{-5}$
- Trykkfasthet, $f_{ck} = 150\text{MPa}$

Platen lages som et «Shell» og som «Plate, thin.» Tykkelsen av platen skal være 0,1m.

For å kunne påføre balkongen linjelast i programmet, legges en vektløs bjelke i kanten hvor linjelasten skal påføres.

6. Metode

Metodene brukt i denne oppgaven er litteraturstudie og beregning.

6.1 Litteratur

Litteraturstudiet tok for seg teorien og formelgrunnlaget for dimensjonering av en balkong. Litteratur er funnet i de relevante Eurokoder og standardverk. Formålet med litteraturstudiet var å ta for seg hva som er nødvendig for å kunne dimensjonere. Eurokoder 0,1 og 2 er benyttet, samt AFGC-forskrift og den franske standarden. Den franske standarden er en ny standard for UHPFRC som tar utgangspunkt i AFGC-forskriften.

Litteraturstudiet inneholder en kort beskrivelse om UHPFRC og de fleste dimensjoneringskriterier som er nødvendig. Under dimensjoneringskriterier er temaer som grensetilstander, konstruksjonsanalyse, gjennomlokning og eksponeringsklasser fremstilt. I teorikapittelet er metodene for UHPFRC fremstilt, men metodene for hvordan man bruker tradisjonell betong er også delvis tatt med. Dette for å vise forskjellene mellom formlene for UHPFRC og tradisjonell betong.

6.2 Beregninger

Balkongen ble beregnet i bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand. Lastene ble også beregnet til brudd og brukslaster i eget Excel ark. Momentdiagrammer og skjæringsdiagrammer ble beregnet i SAP2000. Balkongen ble ført opp som en plate, opplagt på fire opplager.

Programvaren SAP2000 kunne også brukes til å sjekke både armering og designet. Dette ble ikke gjort da man må velge «Design Code» i programmet. Programmet inneholdt ikke nødvendig standardverk for UHPFRC, derfor ble ikke det gjort.

For beregninger ble Mathcad brukt. I tilfeller med mange like beregninger ble de ført inn i Excel. Det diagrammet som gav størst skjær- og momentdiagram i SAP2000, ble også beregnet i Mathcad, med en konservativ metode. Dette ble gjort for å se forskjellen mellom resultatene fra det digitale verktøyet og den konservative metoden. Balkongen ble delt opp i felt, og beregnet som en fritt opplagt bjelke. Denne metoden avviker fra modellene i SAP2000, da bjelkeberegninger blir utført i 2D og plateberegninger i SAP2000 i 3D.

Etter lastkombinasjonene som gav størst moment- og skjærkraft ble bestemt, ble resten av dimensjoneringen for denne lastkombinasjonen gjort i Mathcad. Det ble gjort beregninger for overdekning, armering, skjærkraft, gjennomlokning, riss, nedbøyning og kapasitetskontroller.

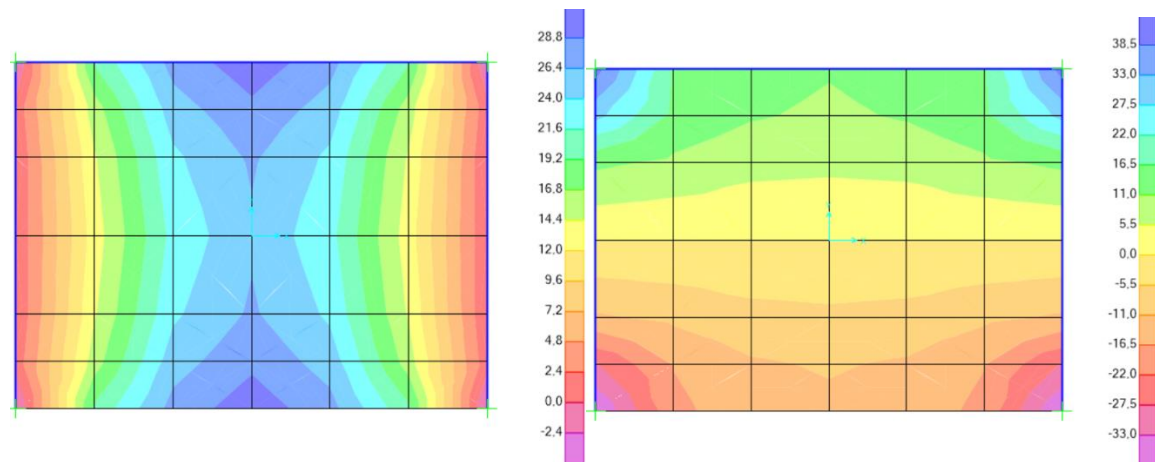
Alle beregninger, diagrammer og hjelpetegninger ble lagt som vedlegg. En oppsummering av de viktigste resultatene er beskrevet i kapittel 7 Analyse og Resultat.

7. Analyse og Resultat

I dette kapitlet er de viktigste resultatene oppsummert. Resultatene fremkommer fra modelleringer i programvaren SAP2000, og beregninger utført i Mathcad. Alle resultater foreligger i de ulike vedleggene.

7.1 Dimensjonerende verdier for bøyemoment og skjærkraft

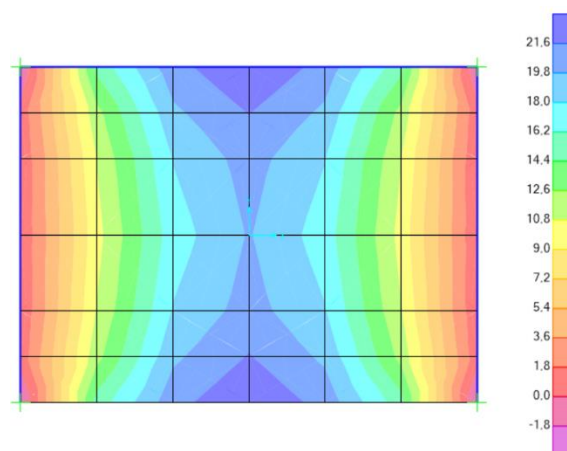
Lastkombinasjonen som gav størst moment og skjærkraft i bruddgrense var lastkombinasjon 3. Denne kombinasjonen har snølast, i tillegg til at den har en punktlast på midten av balkongen.



Figur 7.1 Moment- og skjærdiagram for lastkombinasjonen som gav størst moment og skjær, bruddgrensetilstand.

For lastkombinasjon 3 ble moment- og skjærdiagram beregnet med bjelkeberegning i 2D. Bjelken er lagt opp slik at diagrammet vil være det samme som for dem beregnet i 3D. Bjelken er derfor beregnet i x-retning for moment, og y-retning for skjær. Største moment ble funnet i front av balkongen i bruddgrensetilstand. Største skjærkraft ble funnet på venstre sidekant av balkongen.

Lastkombinasjon 3 ble også beregnet i bruksgrensetilstand. I bruksgrensetilstand ble 3D- og 2D-modelleringer gjennomført. Det største momentet ble funnet mot fasaden i bruksgrensetilstand. Momentet funnet i fronten av balkongen var rett i underkant av momentet mot fasaden.



Figur 7.2 Momentdiagram for lastkombinasjon 3, bruksgrensetilstand.

Verdiene for de største momentene og skjærkreftene er oppgitt i Tabell 7.1.

Tabell 7.1 Største verdier for moment og skjærkraft.

Største verdier fra moment- og skjærkraftdiagram			Største moment (kNm)		Største skjærkraft (kN)		Opplagerkrefter (kN)			
			Strekk i underkant	Strekk i overkant	Positiv	Negativ	(1)	(2)	(3)	(4)
Brudd	3D-modell	Plateberegning	30,258	-2,227	40,716	-38,46	41,61	41,61	40,89	40,89
	2D-modell	Bjelkeberegning	16,33	-			21,88	21,88	-	-
				21,59	-20,73	22,31	-	21,59	-	
Bruks	3D-modell	Plateberegning	23,236	2,037	-	-	31,85	31,85	31,37	31,37
	2D-modell	Bjelkeberegning	11,58	-	-	-	-	-	15,50	15,20

Dimensjonerende verdi for bøyemoment, bruddgrense: $M_{ED}=30,258\text{kNm}$

Dimensjonerende verdi for skjærkraft, bruddgrense: $V_{Ed}=40,716\text{kN}$

Dimensjonerende verdi for bøyemoment, bruksgrense: $M_{ED,SLS}=23,236\text{kNm}$

Momentet i fronten av balkongen i bruksgrensetilstand hadde en verdi på 23,225kNm. Ettersom dette er i underkant av verdien for momentet mot fasaden, blir ikke dette momentet dimensjonerende. Verdiene er likevel veldig like.

Alle moment- og skjærverdier, samt diagrammer foreligger i Vedlegg B

7.2 Bruddgrensetilstand

Trykksonens momentkapasitet ble beregnet med formler fra Sørensens konstruksjonsbok [5]. I bruddgrensetilstanden ble trykksonens momentkapasitet beregnet til $M_{Rd,ULS}=362,673\text{kNm}$. Den dimensjonerende verdien for bøyemoment fra SAP2000, var $M_{ED}=30,258\text{kNm}$.

$$M_{Rd,ULS} := T_{c,ULS} \cdot z_{ULS} = 362.673 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ED} = 30.258 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,ULS} > M_{ED}$$

Trykksone delvis utnyttet

Ettersom $M_{Rd,ULS}$ har større verdi enn M_{ED} , er trykksonen bare delvis utnyttet. Det dimensjonerende momentet i dette tilfellet var i fronten av balkongen. Momentdiagrammer for alle lastkombinasjonene foreligger i Vedlegg B. Trykksonekapasiteten er beregnet i Mathcad og foreligger i Vedlegg C.

Et forenklet overslag av ytre krefter og aksialkraftkapasitet, viste at kapasiteten var større enn de ytre påvirkningene. Balkongen ble påført totale krefter med en verdi 89,136kN. Disse kreftene representerte lastkombinasjon 3, som inneholdt snø- og vindlaster. Kapasiteten ble regnet over toppflaten av balkongen, ved å ta hensyn til lengdearmring. Kapasiteten for balkongen ble

561200kN. Kapasiteten for betongen alene, over toppflaten av balkongen var 561000kN. Alle laster og lastkombinasjoner er beregnet og foreligger i Vedlegg B.

Den motstående skjærkraften $V_{Rd,total}$ skulle være større enn den dimensjonerende skjærkraften $V_{Ed}=40,716\text{kN}$. Ut i fra beregningene stemte denne ulikheten.

Skjærkraft

$$V_{Ed} < V_{Rd,total}$$

$$V_{Rd,total} := \min(V_{Rd}, V_{Rd,max})$$

$$V_{Ed} := 40.716\text{kN} \quad V_{Rd,total} = 766.287\text{kN} \quad \text{OK}$$

Beregningen tilsier at tverrsnittet har tilstrekkelig skjærkraftkapasitet. V_{Rd} var den overordnede av UHPFRCens skjærmotstand, den vertikale armeringens skjærmotstand og fibernes skjærmotstand. Disse motstandene ble beregnet til henholdsvis 370,363kN for UHPFRCens skjærmotstand, 22,125kN for den vertikale armeringens motstand, og 373,799kN for fibernes skjærmotstand. Totalverdien av skjærkraftkapasiteten ble 766,287kN. Alle beregninger for skjærkrefter foreligger i Vedlegg C.

For gjennomlokning skulle den gjennomsnittlige skjærspenningen i UHPFRCen være mindre enn den maksimale skjærspenningen. Dette ble bekreftet med beregning

$$\tau := \frac{V_{Ed}}{z \cdot b} = 0.236\text{MPa}$$

$$\tau_{max} := 0.8 \cdot \frac{f_{ct}}{K_{local} \cdot \gamma_{cf}} = 3.165\text{MPa}$$

$$\tau < \tau_{max} \quad \text{OK}$$

Skjærspenningen er mindre enn den maksimale, og kontroll for gjennomlokning er akseptabel.

7.3 Bruksgrensetilstand

I bruksgrensetilstanden ble trykksoneens momentkapasitet beregnet til $M_{Rd,SLS}=960,017\text{kNm}$. Den dimensjonerende verdien for bøyemoment i denne grensetilstanden var $M_{ED,SLS}=23,236\text{kNm}$.

$$M_{Rd,SLS} := T_{c,SLS} \cdot z_{SLS} = 960.017\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ED,bruks} = 23.236\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,SLS} > M_{ED,bruks}$$

Trykksone delvis utnyttet

Ettersom $M_{Rd,SLS}$ har større verdi enn $M_{ED,SLS}$, er trykksonen bare delvis utnyttet. Det dimensjonerende momentet i dette tilfellet var langs kanten mot fasaden.

Et forenklet overslag av ytre krefter og aksialkraftkapasitet, viste at kapasiteten var større enn de ytre påvirkningene, også i bruksgrensetilstand. Balkongen ble påført totale krefter med en verdi 62,68kN. Disse kreftene representerte lastkombinasjon 3, som inneholdt snø- og vindlast. Kapasiteten ble regnet over toppflaten av balkongen, ved å ta hensyn til lengdearming. Kapasiteten for balkongen ble 990200kN. Kapasiteten for betongen over toppflaten av balkongen var 990000kN.

Rissviddebegrensning ble gjort i henhold til teorikapittelet. Rissvidden ble beregnet i bruksgrensetilstand i x-retning av balkongen, hvor største moment opptrådte. Ettersom det ikke er krav til minimumsarmering i UHPFRC ble det laget et forslag til mengde armering i begge retninger. Det opprinnelige armeringsforslaget i tverretning, sett ovenfra, var 15 Φ 8 c:200mm. Armeringen lå da over en lengde 2976mm. Tverrsnittsarealet av armeringen var 753,982mm². Dette armeringsforslaget gav en rissvidde $w=0,17$ mm. I den franske standarden var det ikke oppgitt en maksimal rissvidde for eksponeringsklasse XF3, men den maksimale rissvidden ble satt til $w_{max}=0,1$ mm. Denne verdien for maksimal rissvidden var den minste av de oppgitte for de ulike eksponeringsklassene. Rissvidden var i dette tilfellet større enn den tillatte rissvidden.

Ettersom det første armeringsforslaget førte til for store rissvidder, ble det utarbeidet et nytt forslag til armeringsmengde. Det nye forslaget inneholdt mindre senteravstand og færre jern fordelt over lengden. 12 Φ 8 c:120mm ble satt opp som et nytt forslag til rissviddebegrensning. Armeringen lå da over en lengde 1472mm. Tverrsnittsarealet av armeringen var 603,1857mm². Dette nye armeringsforslaget gav en rissvidde $w=0,102$ mm. Rissvidden var i dette tilfellet nærmere den tillatte rissvidden. Rissvidden avviker fra den tillatte rissvidden med 0,02mm. Dette armeringsforslaget gir tilnærmet tilfredsstillende rissvidder, men armeringen ligger ikke over hele lengden. Alle beregninger foreligger under Vedlegg C.

Beregningene for nedbøyning av UHPFRC resulterte i en gjennomsnittlig kurve lik $\chi_{II,moy}=0,128 \cdot 1/m$. Deformasjonsdiagrammet fra SAP2000 viste en nedbøyning 5,7mm. Grenseverdien for nedbøyning var 12mm.

Nedbøyning komb 3, bruksgrensetilstand

$$u_{max} = 12 \text{ mm}$$

$$u \leq u_{max}$$

$$u := 0.0057m \quad u = 5.7 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Beregningene tilsier at nedbøyningen fra SAP2000 var tilfredsstillende.

7.4 Armering

Balkongen skal armeres med kamstål B500NC. Det ble valgt ulike dimensjoner av armeringsstenger.

I underkant skal det armeres med $11\phi 8$ s.200mm i lengderetningen. Dette tilsvarer en lengde på 2,144m og lengden av armeringsjernene ble satt til 2,944m. Tverrsnittsarealet av armeringen i denne retningen ble $A_s=552,92\text{mm}^2$.

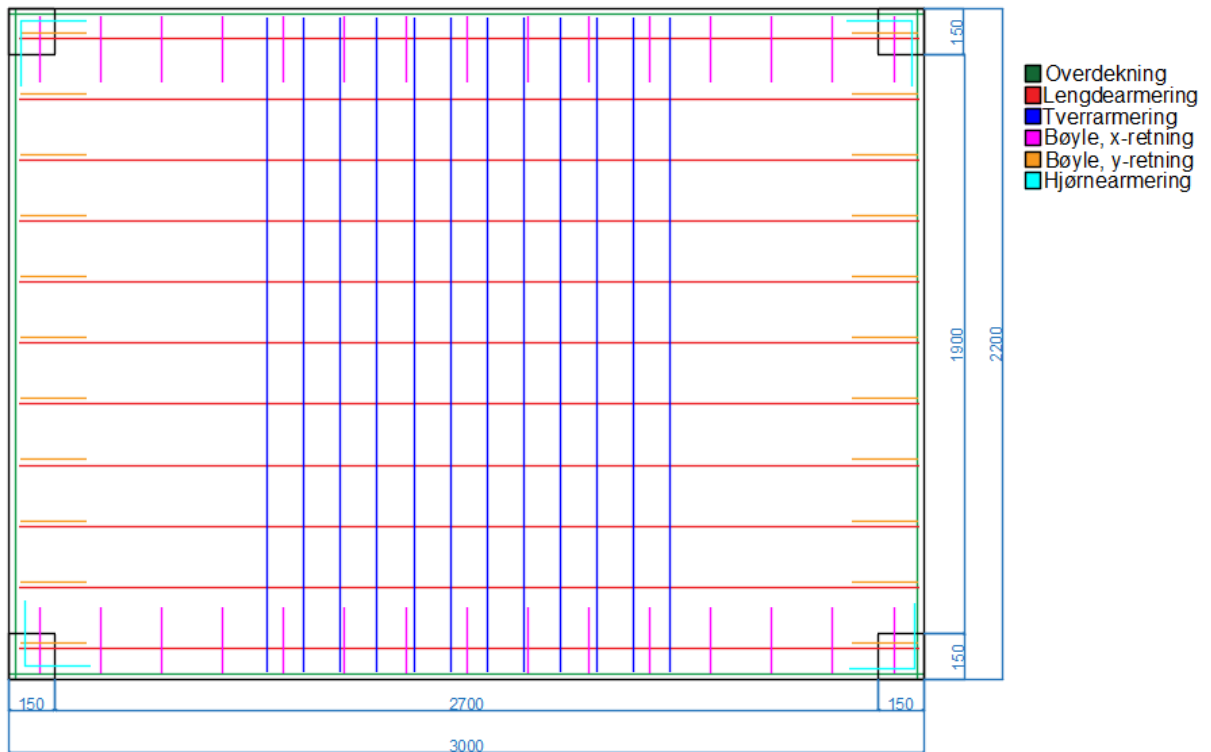
I tverretningen var det opprinnelig tenkt å armere med $15\phi 8$ s.200mm. Denne mengden gav en lengde på 2,976m, og lengden av armeringsjernene i denne retningen ble satt til 2,144m. Tverrsnittsarealet i tverretningen ble $A_s=753,982\text{mm}^2$. Under beregningen av rissbegrensning viste denne armeringsmengden å gi utilstrekkelige rissvidder. Armeringsmengden ble da endret, slik at tilstrekkelige rissvidder kunne oppnås. Den nye armeringsmengden i tverretningen ble da $12\phi 8$ s.120mm. Denne mengden tilsvarer en lengde på 1,472m. Denne lengden fyller ikke ut hele tverrsnittet. Lengden av armeringsjernene ble ikke endret. Tverrsnittsarealet av den nye mengden armering ble $603,186\text{mm}^2$.

Over lengden 3m, i x-retning, ble det tiltenkt $15\phi 8$ s.200mm bøylere. Bøylene i x-retning utgjorde en lengde 2,976m. Over lengden 2,2m, i y-retning, ble det tiltenkt $11\phi 8$ s.200mm bøylere. Bøylene i denne retningen tilsvarer en lengde 2,144m. Bøylene skal være U-formet. Lengden av bøylebenene ble satt til 212,273mm, og lengden bøylene skulle spenne over ble satt til 32mm. Bøylene skulle spenne over lengdearmeringen og tverrarmeringen, og fungere som en støtte for hjørnearmeringen.

I alle fire hjørner ble det tenkt en under- og overkantsarmering. Denne hjørnearmeringen skal være L-formet, med like lange lengder. I under- og overkant settes $1\phi 12$ i hvert hjørne. Dette utgjør $8\phi 12$ i hele balkongen. Lengden av jernet ble satt til 212,273mm i begge retninger. Avstanden mellom disse hjørnearmeringene ble 2535,454mm i x-retning, og 1735,454mm i y-retning. Tverrsnittsarealet av en hjørnearmering ble $113,1\text{mm}^2$.

Nedenfor er det vist en illustrasjonstegning for hvordan armeringen er tenkt. Tegningen er ikke tegnet som en tradisjonell armeringstegning, kun som en illustrasjon. På illustrasjonen er det tydelig vist hvordan tverrarmeringen ikke vil fylle ut tverrsnittet.

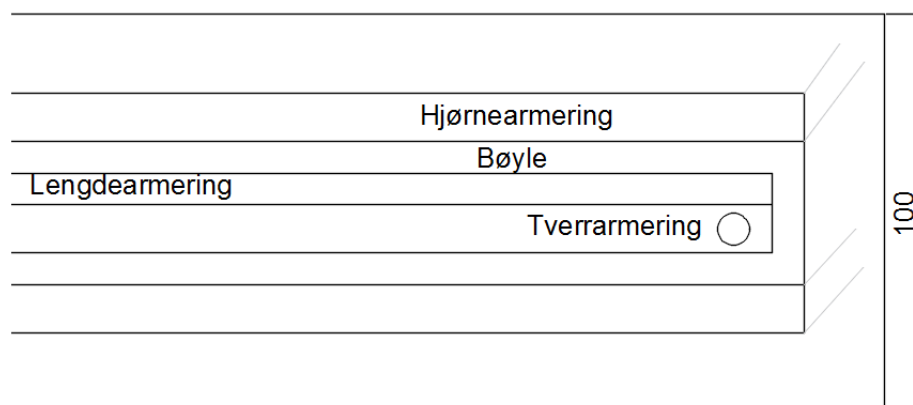
Alle beregninger tilhørende armeringen foreligger i Vedlegg C.



Figur 7.3 Illustrasjonsbilde av armering og plassering.

7.5 Tverrsnitt

Tverrsnittet av balkongen ble under beregningene satt til 100mm. Dette var den ønskede tykkelsen av balkongen. Beregninger viste at overdekningen ble minimum 20mm. Denne verdien kunne oppnås med ulike tiltak rundt produksjonen. Etter armering var bestemt, viste resultatene at 100mm tverrsnitt var mulig å oppnå. Ved å legge inn armeringen, og sjekke tverrsnittet mot dette og overdekningskravet, ville det geometrisk sett vært mulig å oppnå 96mm. Denne tykkelsen er kun basert på kamstørrelsen og overdekningen. Illustrasjonen nedenfor er tegnet i riktige dimensjoner. Tverrarmeringen fyller ikke ut tverrsnittet, som også er med å bekrefte at det geometriske tverrsnittet kan bli 96mm.



Figur 7.4 Illustrasjon tverrsnitt.

8. Diskusjon

8.1 Bøyemoment og skjærkraft

Det er tydelige forskjeller mellom å bruke et beregningsverktøy og håndberegninger. Med 3D-modellering får man frem verdier i alle retninger, samt at modellen beregner alle fire opplager samtidig. Ved bruk av håndberegninger beregner man over et felt, hvor to av søylene skal ta imot lastene. Det er tydelig at disse to metodene gir ulike svar, men likevel gir tilnærmet like former på moment- og skjærdiagrammene. 3D-modellen gir noe strekk i overkant, over søylene. Ved en 2D-bjelkeberegning gir ikke momentdiagrammet strekk i overkant over søylene. En 3D-modellering vil gi et mer nøyaktig resultat, da den tar hensyn til hele platen. Ved den konservative metoden, deler man balkongen i felt. Disse feltene vil egentlig støtte seg på hverandre, slik som i 3D-modellen. Støtten mellom feltene får man ikke ved den konservative metoden.

Det største opptredende momentet i bruddgrensetilstanden, oppstod i front av balkongen. Lasten fra rekkverket var større enn snølasten inn mot fasaden, da oppstår momentet i fronten av balkongen. I bruksgrensetilstand oppstod det største momentet på motsatt side, inn mot fasaden. I dette tilfellet var lasten for rekkverket tilnærmet lik snølasten inn mot fasaden. Dette gir tilnærmet to like momenter på hver side av balkongen. Momentet ble likevel størst inn mot fasaden, som ble det dimensjonerende momentet.

8.2 Bruddgrensetilstand

Momentkapasitetsberegninger viste at trykksonens momentkapasitet var større enn det dimensjonerende momentet, i bruddgrensetilstand. Dette betyr at trykksonen ikke er fullt utnyttet. Trykksonen vil kunne ta opp det opptredende momentet, med god margin. Det er stor differanse mellom det dimensjonerende momentet og trykksonens momentkapasitet. Denne store differansen kan bety at tverrsnittet kan optimaliseres. Trykksonen kan utnyttes enda mer.

Overslagsberegningen viste at balkongens toppflate hadde større kapasitet enn de ytre kreftene. Betongens egen kapasitet var større enn de ytre kreftene. Dette kan forklares med UHPFRCens trykkegenskaper. En høyere trykkfasthet vil føre til en høyere betongkapasitet. En høy betongkapasitet vil være fordelaktig når smale tverrsnitt skal konstrueres.

Den motstående skjærkraften var større enn den dimensjonerende skjærkraften med god margin. Under beregningene kom det frem at både UHPFRCens skjærmotstand og fibrenes skjærmotstand var tilfredsstillende nok, hver for seg, til å motstå den dimensjonerende skjærkraften. Den vertikale armeringens skjærmotstand alene var ikke tilstrekkelig til å ta opp den dimensjonerende skjærkraften. Disse resultatene viste tydelig at samvirket mellom armering, fiber og UHPFRC gav en tilstrekkelig kapasitet. En større dimensjon på armeringsjernene kan gi en tilstrekkelig kapasitet alene. Ettersom det skal være et samvirke mellom armering og betong, kan jerdiameteren være mindre enn det som trengs til en tilfredsstillende kapasitet for armeringen alene. Når armeringen og betongen arbeider sammen, vil det ikke være nødvendig for armeringen å ta opp hele den dimensjonerende skjærkraften.

Den gjennomsnittlige skjærspenningen i UHPFRCen var mindre enn den maksimale skjærspenningen. Ettersom dette var akseptabelt, vil ikke gjennomlokning forekomme. Dette er basert på at balkongen belastes med det den er dimensjonert for. Hvis balkongen belastes over

dette, vil det fortsatt være en margin opp til den maksimale skjærspenningen. Belastes balkongen ytterligere, vil det være mulighet for gjennomlokning. Balkongen vil da ikke kunne stå i mot gjennomlokningskraften som da oppstår. Et alternativ kan da være å legge inn forsterkninger over søylene, eller legge inn ytterligere armering over søylene. Hjørnearmeringen kunne også vært med å ta opp gjennomlokningskraften. Da måtte hjørnearmeringen plasseres slik at den vil ligge over lengdearmeringen, ikke under som tiltenkt. Hjørnearmeringen måtte også hatt lengre lengder i begge retningene.

8.3 Bruksgrensetilstand

Trykksonens momentkapasitet ble også i bruksgrensetilstand, vesentlig større enn det dimensjonerende momentet. Trykksonen er heller ikke her fullt utnyttet. Ettersom det er en vesentlig differanse mellom verdiene, gir dette grunnlag for en betydelig optimalisering. Differansen i denne grensetilstanden var 936,781kNm. Dette vil også si at balkongen kan utsettes for flere brukslaste enn tenkt i utgangspunktet.

Overslagsberegningen i bruksgrensetilstand viste at kapasiteten var større enn de ytre kreftene. Også i bruksgrensetilstand var betongens kapasitet alene tilstrekkelig for de ytre brukslastene. Den høye betongkapasiteten vil også i bruksgrensetilstand være fordelaktig ved smale tverrsnitt. Ettersom det er tilstrekkelig betongkapasitet, kan det være grunn til å tro at armeringsmengden kan reduseres. Dette vil kun gjelde for tilfeller hvor armeringskapasiteten er av størrelse til å ta opp de krefter den skal.

Rissviddebegrensningen var i dette tilfellet avhengig av armeringsmengden. Mindre armeringstverrsnitt og senteravstand mellom armeringsjernene, førte til mindre rissvidde. Ettersom den franske standarden ikke krever minimumsarmering i UHPFRC, må denne mengden bestemmes ved et armeringsforslag. EK2 stiller krav til minimumsarmering, slik at rissvidden ofte vil være tilfredsstillende. Ved UHPFRC, kan det da være tidkrevende å lage armeringsforslag som vil tilfredsstille den maksimale rissvidden. For å oppnå mindre rissvidde ble det lagt færre jern, med mindre senteravstand. Dette gav en tilfredsstillende rissvidde, men jernene fyller ikke ut hele lengden. Jernene vil kun ligge over en lengde 1472mm, som er mindre enn lengden 3000mm. Dette fører til at armeringen ikke vil ligge inne i bøylene, hvis jernene ligger over midten av balkongen. Hvis feltet med armering flyttes til en av sidene, vil balkongen bli tyngre på siden med mest armering. Et alternativ kan være å legge denne armeringen oppå lengdearmeringen i y-retning, slik at den kan hvile på armeringen under. Det vil eventuelt være avgjørende at armeringen legges slik. Armeringen bør ligge på midten for å ikke skape en ubalanse. For å avstive armeringsskjelettet, kan det legges inn monteringsstenger inne i bøylene. Ved å legge inn monteringsstenger vil rissvidden påvirkes, da armeringsmengden økes.

Nedbøyningsberegningen ble gjort i henhold til den franske standarden. Disse formlene gav en kurve. Den franske standarden hadde ingen videre veiledning for hvordan nedbøyning skulle beregnes ut ifra kurven. Fra SAP2000 kunne nedbøyningen finnes fra deformasjonsdiagrammet av modellen. Denne metoden gav en nedbøyning i mm. For bruksgrensetilstand var nedbøyningen fra SAP2000-diagrammet innenfor den gitte grenseverdien. Fra kurven beregnet med den franske standarden var det vanskelig å finne en verdi for nedbøyning. Hvis kurven skulle integreres fra 0m til 3m, over lengden av balkongen, ville dette gitt en feilaktig verdi for nedbøyning. Verdien fra SAP2000 var derimot betydelig innenfor grenseverdien.

8.4 Armering

Lengdearmeringen som ble tiltenkt balkongen ble kontrollert med en overslagsberegning. Beregningen viste at lengdearmeringen var tilstrekkelig, men også at UHPFRCen alene var tilstrekkelig.

Den opprinnelige mengden tverrarmering, gav ikke tilstrekkelige rissvidder i bruksgrensetilstanden. Armeringsmengden ble da redusert, ettersom mengden påvirket rissvidden. Mengden tverrarmering som gav tilstrekkelige rissvidder, utgjorde en lengde på 1,472m. Denne armeringen vil ikke fylle ut hele tverrsnittet. Dette fører til to områder på hver side av armeringen hvor det kun er lengdearmering. I dette tilfellet vil ikke bøyene ha en tverrarmering å spenne over. Som nevnt tidligere kan dette føre til at armeringsskjelettet ikke blir ordentlig avstivet. Ved å legge inn monteringsstenger, vil rissvidden påvirkes.

Bøyene ble fordelt jevnt over lengdene. I følge beregningene er det tilstrekkelig skjærkapasitet i tverrsnittet. Hvis det ikke hadde vært en tilstrekkelig skjærkapasitet, kunne et alternativ vært å legge inn skråstilt skjærarmering. Dette vil påvirke tverrsnittet, og balkongen vil bli tykkere. Et annet alternativ kan være å legge inn flere bøyler med mindre senteravstand, mot balkonghjørnene.

Hjørnearmeringen har sin plassering for å kunne motstå oppløft av hjørnene. Det er et lite strekk i overkant over søylene på $-2,227\text{kNm}$. Det ble ikke gjort noen beregninger på dette momentet. Ettersom trykksoneenes momentkapasitet var betydelig større enn det dimensjonerende momentet i underkant, er det grunn til å anta at trykksonen kan ta dette momentet også. Hvis dette ikke skulle være tilfelle, er det tiltenkt hjørnearmeringer som eventuelt kan ta opp dette momentet.

8.5 Tverrsnittet

Etter at armeringen var bestemt, ble tverrsnittet kontrollert. Overdekningen ble beregnet til 20mm, som var en viktig faktor for tverrsnittet. Overdekningen er basert på at tiltak skal gjøres under produksjonen. Det er tydelig at beregningene tilsier at tverrsnitt på 100mm er mulig å oppnå. Geometrisk sett er det også mulig å oppnå 96mm tverrsnitt, med armeringen som er valgt. Hvis dette tverrsnittet skal velges, må alle beregninger gjennomføres på nytt for å kontrollere at det er tilstrekkelig tverrsnitt. Med et mindre tverrsnitt, vil man også få mindre betongkapasitet over tverrsnittet. Med et tverrsnitt på 96mm, vil det heller ikke være noe margin for overdekningen. Tverrsnittet fylles da helt ut, og man får et tettpakket tverrsnitt. Det er også begrenset hvor mye armering det er plass til i et smalt tverrsnitt. Ved tverrsnitt på 90-100mm vil det også være vanskelig å legge inn overkantarmering, hvis det skulle være nødvendig.

Tverrsnittet vil i stor grad være avhengig av armeringsmengde og plassering. Overdekningen vil også ha en innvirkning på hvor smalt tverrsnittet kan konstrueres. Det er også en begrensning på kamstålet, og hvor smale dimensjoner som produseres.

Å beregne et tverrsnitt i UHPFRC, byr på ulike utfordringer. I Norge finnes det foreløpig ingen standard for denne typen betong. I programvaren brukt under dette prosjektet, var det heller ikke mulig å gjennomføre hele dimensjoneringen, ettersom programmet ikke har en standard å regne etter. Dette fører til at mange beregninger må gjøres for hånd. Det er også tidskrevende å sette seg inn i nytt standardverk.

9. Konklusjon

Nor Element hadde et ønske om å kunne produsere slanke balkonger i UHPFRC eller høyfast betong. Balkongene som produseres i dag har en tykkelse på 250mm. Nor Element ønsket å kunne produsere balkongene med en tykkelse på 100mm, eller så slankt det var mulig å produsere.

Det ble gjennomført en dimensjonering av en balkong, med tykkelse 100mm. Balkongen ble dimensjonert etter de regler og retningslinjer som er satt for denne typen materiale. Det er hovedsakelig den franske standarden og AFGC-forskriften som legger grunnlag for dimensjoneringen. Eurokode 0 og 1 ble også brukt til fastsettelse av laster og øvrige bestemmelser.

Etter beregninger, modelleringer og tolkning av teori, er det konkludert med:

Basert på beregninger, vil det være mulig å oppnå et balkongtverrsnitt på 100mm ved bruk av UHPFRC. Basert kun på geometri, vil det også være mulig å oppnå et balkongtverrsnitt på 96mm. Det må eventuelt gjøres nye beregninger, for å kontrollere tverrsnittet på 96mm.

Tverrsnittet på 100mm vil ikke trenge forsterkninger over søylene, for å motvirke gjennomlokningskraften. Det forutsettes at overdekningen skal være 20mm, ved dette tverrsnittet. Med denne overdekningen som en forutsetning, må det gjøres tiltak under designprosessen og under produksjonen. Både skjærkraftkapasitet og momentkapasitet er tilfredsstillende i forhold til de dimensjonerende verdiene. Nedbøyningen er også innenfor de grenseverdiene som er fastsatt.

At det er mulig å oppnå et tverrsnitt på 100mm ved bruk av UHPFRC, er en god begrunnelse på hvorfor man bør velge UHPFRC i stedet for normal betong. Man kan konstruere slankere tverrsnitt, uten å gå på bekostning av betongkapasiteten. UHPFRC har også bedre bestandighet, noe som fører til lengre levetid for balkongen.

UHPFRCen har høy kapasitet, som gjør at den kan anvendes i mange tilfeller. For en balkong vil det være fordelaktig at betongen har høy kapasitet. Dette gjør det mulig å dimensjonere balkonger i ulike former.

En balkong i UHPFRC vil kunne ha et smalt tverrsnitt, og utformes etter de fleste estetiske ønsker. UHPFRCens egenskaper kommer til god nytte i dette tilfellet.

10. Anbefalinger

For videre arbeid blir det gitt noen anbefalinger.

Det kan være en mulighet å benytte spennkabel som slakkarmering. Det forutsetter at spennkabelen er tynnere enn stangarmeringen. Dette vil være med å redusere tverrsnittet ytterligere, i tillegg til at armeringen vil ha høyere flytegrense. Dimensjon på spennkabelen vil eventuelt bare bli begrenset av hva som finnes på markedet.

Det bør legges stor vekt på å settes seg inn i standardverket for UHPFRC, før man benytter det. Den franske standarden opererer med andre formler, figurer og termer. Det vil også være hensiktsmessig å ha god forståelse for EK2, ettersom den franske standarden baserer seg, og er bygd opp som EK2.

For selve dimensjoneringsbiten vil det være en stor fordel å kunne bruke et beregning/modelleringsprogram. I enkelte programvarer kan man definere materialer, men uten en standard å beregne mot, vil man kun få ut enkelte verdier. Det vil være en stor fordel med et program som kunne dimensjonere for UHPFRC. Med et slikt program kunne man også kontrollsjekket håndberegningene.

Angående estetikk, er det også gitt noen anbefalinger eller forslag til videre arbeid.

For selve balkongen kan det være mulig å endre utformingen. Balkongen kan utformes på en annen metode. En mulighet kunne vært å lage en omvendt u-formet balkong, med runde linjer. Da kunne man konstruere en plate, som den u-formede balkongen kan hvile oppå. Platen kan da være fast innspent, uten søyler. Selve balkongen måtte vært utformet med en liten vinkel, for å få en rett plate på største delen av arealet.

På blokker eller høye bygninger kunne et forslag vært å lage liggende u-formede balkonger. Da kan enden i u-en fungere som en vegg, og man får litt avskjerming.

Angående selve balkongen kan en mulighet være å flislegge balkongplaten. Dette kan gi et mer innendørs preg. En detalj til dette kan være mosaikk. Det kan lages ulike mønstre for å gi et mer personlig preg.

Referanser

- [1] Aas, «Balkongelement i UHPFRC,» Ubublisert, Grimstad, 2016.
- [2] P. Jähren, K. O. Kjellsen, S. Jacobsen, H. Magerøy, G. Petkovic, S. A. Myren og J.-E. Reiersen, «CO₂-utslipp- sement og betong. Utfordringer og perspektiver,» Norsk Betongforenings Miljøkomité, Oslo, 2008.
- [3] Norcem, «Norcem,» Juni 2014. [Internett]. Available: http://www.norcem.no/system/files_force/assets/document/db/9a/utsikt_2014-kj_web_0.pdf?download=1. [Funnet 01 Mai 2017].
- [4] F. Toutlemonde og J. Resplendino, Designing and Building with UHPFRC, London, Hoboken: ISTE, Wiley, 2011.
- [5] S. I. Sørensen, Betongkonstruksjoner, Oslo, Trondheim: Akademika forlag, 2013.
- [6] Standard Norge, «Standard.no EK0,» Februar 2008. [Internett]. Available: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=814847>. [Funnet 13 Februar 2017].
- [7] Norges vassdrags- og energidirektorat, «NVE.no,» 15 Desember 2003. [Internett]. Available: http://publikasjoner.nve.no/retningslinjer/2003/retningslinjer2003_01.pdf. [Funnet 13 Februar 2017].
- [8] Standard Norge, «Standard.no EK1,» Februar 2008. [Internett]. Available: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=324902>. [Funnet 14 Februar 2017].
- [9] Standard Norge, «Standard.no EK2,» November 2008. [Internett]. Available: <http://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=353701>. [Funnet 19 Februar 2017].
- [10] Association Francaise de Genie Civil, «Ultra High Performance Fibre-Reinforced. Recommendations,» AFGC, 2013.
- [11] Association Francaise de Normalisation, «French standard NF P 18-710,» Association Francaise de Normalisation, La Plaine Saint-Denis Cedex, 2016.
- [12] Standard Norge, «Standard.no EK1 SNØ,» Februar 2008. [Internett]. Available: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=324906>. [Funnet 15 Februar 2017].
- [13] L. Vinje, J. Wilberg og S. Alexander, Betongelementboken. Bind B. Avstiving og kraftoverføring, Oslo: Betongelementforeningen , 1994.

- [14] Standard Norge, «Standard.no EK1 VIND,» September 2009. [Internett]. Available: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=392208>. [Funnet 16 Februar 2017].
- [15] V. Meløysund og B. Strandholmen, «Byggforsk,» Februar 2003. [Internett]. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/3118/vindlaster_paa_bygninger#relatedDocuments. [Funnet April 2017].
- [16] A. Paul, «CivilDigital.com,» 17 Juli 2014. [Internett]. Available: <http://civildigital.com/punching-shear-punching-shear-flat-slabs/>. [Funnet 22 Februar 2017].
- [17] Standard Norge. Standard Online AS., «Standard.no,» NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. , November 2008. [Internett]. Available: <http://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=353701>. [Funnet 9 Oktober 2016].

Vedlegg

Vedlegg A:

- Obligatorisk egenerklæring
- Publiseringsavtale

Vedlegg B:

- Snølastberegninger
- Vindlastberegninger
- Bruddgrensetilstand, lastkombinasjoner
- Håndberegninger
- Bruksgrensetilstand, lastkombinasjoner

Vedlegg C: Dimensjonering

- Overdekning
- Senteravstand
- Skjærkraft
- Armering
- Rissviddebegrensning
- Nedbøyning
- Momentkapasitet, bruddgrensetilstand
- Momentkapasitet, bruksgrensetilstand
- Overslagsberegning, brudd- og bruksgrensetilstand
- Gjennomlokning
- Dimensjonerende verdier
- Konvensjonelle lover for UHPFRC
- Kontroll av strekkegenskaper
- Grensetilstander

Vedlegg A

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"> - ikke har vært brukt til annen eksamen ved annen avdeling/universitet/høgskole innenlands eller utenlands. - ikke refererer til andres arbeid uten at det er oppgitt. - ikke refererer til eget tidligere arbeid uten at det er oppgitt. - har alle referansene oppgitt i litteraturlisten. - ikke er en kopi, duplikat eller avskrift av andres arbeid eller besvarelse. 	<input checked="" type="checkbox"/>
3.	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)? JA NEI

(Båndleggingsavtale må fylles ut)

- Hvis ja:

Kan oppgaven publiseres når båndleggingsperioden er over? JA NEI

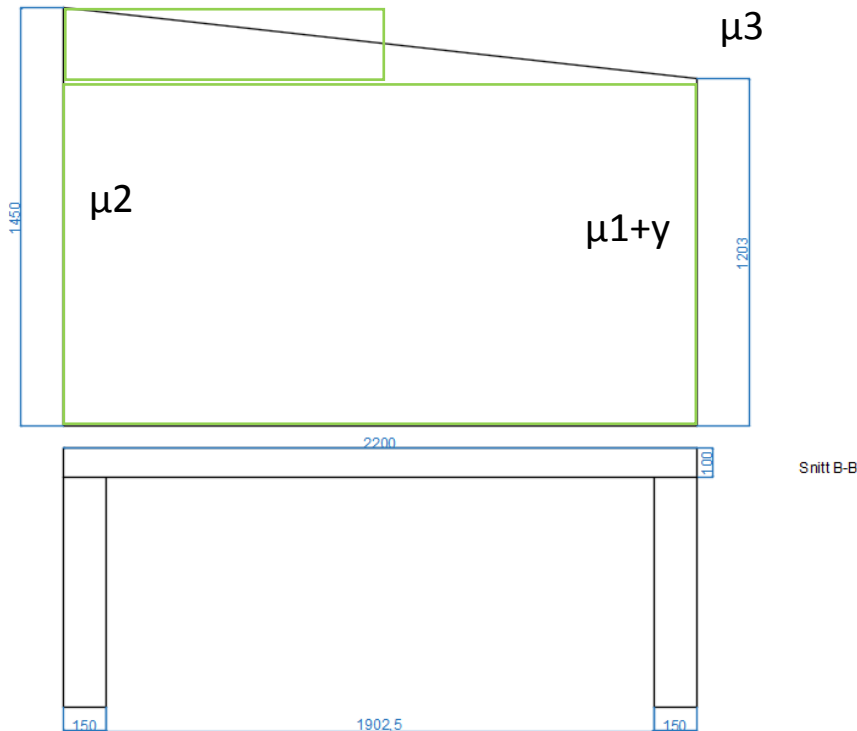
Er oppgaven unntatt offentlighet? JA NEI

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

Vedlegg B

Snølastberegninger

Tegningen nedenfor har utgangspunkt i Figur 3.3. På figuren nedenfor ser man tydelig formen snølasten får i dette tilfellet.



Figur 1.B Hjelpetegning til snølast og formfaktorer.

For å gjøre beregningen mest mulig oversiktlig, er formelnummeret i parentes flyttet til andre side av formelen. Dette vil avvike fra slik det er satt opp i teorikapittelet, da formelnummer er satt på høyre side av formelen. Formlene er likevel like slik som i teorikapittelet.

Snølast

$$C_e := 1.0 \quad C_t := 1.0 \quad s_{k.krs} := 4.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\mu_1 := 0.8 \quad \text{lavereliggende tak er flatt}$$

$$\mu_s := 0 \quad \text{helningsvinkel på balkongen er under 15 grader}$$

$$l_{bygg} := 10 \quad b_1 := l_{bygg} = 10 \quad b_2 := l_{balkong} = 2.2$$

$$h_{snø} = 2.9 \quad \gamma_{snø} := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$(11) \quad l_s := 2 \cdot h_{sn\emptyset} = 5.8$$

$$(12) \quad 5 \leq l_s \leq 15$$

$$(9) \quad \mu_w := \frac{(b_1 + b_2)}{2 \cdot h_{sn\emptyset}} \quad \mu_w \leq \frac{(\gamma_{sn\emptyset} \cdot h_{sn\emptyset})}{s_{k.krs}} \quad \mu_{w.1} := \frac{(\gamma_{sn\emptyset} \cdot h_{sn\emptyset})}{s_{k.krs}}$$

$$\mu_w = 2.103 \quad \mu_{w.1} = 1.45 \quad \mu_w \text{ større enn } \mu_{w1}, \text{ bruker } \mu_{w1}$$

$$(10) \quad 0.8 \leq \mu_w \leq 4.0$$

$$(8) \quad \mu_2 := \mu_s + \mu_{w.1} = 1.45$$

Interpolerer for å finne ukjent høyde, y . Trapezform på snølast.
Avgrenset av lengde på balkong.

$$(13) \quad y := \frac{(\mu_{w.1} - \mu_1) \cdot (l_s - b_2)}{l_s} = 0.403$$

$$(7) \quad s_{sn\emptyset.motfasade} := \mu_2 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{k.krs} = 5.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$s_{sn\emptyset.ytterst.balkong} := (\mu_1 + y) \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{k.krs} = 4.814 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Velger å gjøre snølastene om til to rektangulære laster, enn en trapeslast.

Bruker pytagoras for å gjøre trekantformetlast om til rektangulærlast.

$$(\mu_1 + y) \quad \text{for snølasten over hele balkongen}$$

Gir formfaktor: $\mu_3 := 0.247$ for snølasten over halve balkongen

Snø over hele balkongen: $s_{hele} := s_{sn\emptyset.ytterst.balkong} = 4.814 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Snø over halve balkongen, fra fasade og over halve v-retningen:

$$s_{halve} := \mu_3 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{k.krs} = 0.988 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Som kan bekrefte med:

$$s_{sn\emptyset.motfasade} = 5.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad s_{sn\emptyset.motfasade} = s_{hele} + s_{halve}$$

$$s_{hele} + s_{halve} = 5.802 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindlastberegning

Vindlast

Kraftfaktor

$$A_{\text{balkong}} := 6.6 \quad A_{\text{ref}} := 6.6\text{m}^2 \quad c_{f,0} := 2$$

$$(18) \quad \lambda := 2 \cdot \frac{b_{\text{balkong}}}{t_{\text{balkong}}} = 60$$

$$(19) \quad \varphi := \frac{A_{\text{balkong}}}{A_{\text{balkong}}} = 1 \quad \text{som gir} \quad \psi_{\lambda} := 0.6$$

$$(17) \quad c_f := c_{f,0} \cdot \psi_{\lambda} = 1.2$$

Vindkasthastighetstrykk

$$k_r := 0.22 \quad z := 6\text{m} \quad z_{\text{min}} := 8 \quad z_0 := 0.3 \quad (\text{Tabell 3.8})$$

$$(22) \quad c_r := k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{\text{min}}}{z_0}\right) = 0.722$$

$$c_o := 1$$

$$c_{\text{dir}} := 1.0 \quad c_{\text{season}} := 1.0 \quad c_{\text{alt}} := 1.0 \quad c_{\text{prob}} := 1.0 \quad v_{b,0} := 26 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$(23) \quad v_b := c_{\text{dir}} \cdot c_{\text{season}} \cdot c_{\text{alt}} \cdot c_{\text{prob}} \cdot v_{b,0} = 26 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$(21) \quad v_m := c_r \cdot c_o \cdot v_b = 18.781 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$k_p := 3.5 \quad k_r = 0.22 \quad v_b = 26 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad k_1 := 1.0$$

$$(25) \quad \sigma_v := k_r \cdot v_b \cdot k_1 = 5.72 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v_m = 18.781 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$(24) \quad I_v := \frac{\sigma_v}{v_m} = 0.305 \quad \rho_{\text{vind}} := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$(20) \quad q_p := 0.5 \cdot \rho_{\text{vind}} \cdot v_m^2 \cdot (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v)$$

$$q_p = 690.455 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad q_p = 0.69 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindkraft

$$cscd := 1.0 \quad cf = 1.2$$

$$(16) F_w := cscd \cdot cf \cdot q_p \cdot A_{ref} = 5.468 \text{ kN}$$

Vindlasten kan også oppgis i:

$$w := cscd \cdot cf \cdot q_p = 0.829 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Som da eventuelt må multipliseres med arealet}$$

Bruddgrensetilstand

I dette kapitlet vises alle skjær- og momentdiagrammer for de ulike lastkombinasjonene i bruddgrensetilstand. Lastkombinasjonene er beregnet i bruddgrensetilstand, hvor den mest ugunstige kombinasjonen av lastene er brukt videre. Alle lastene er regnet om til brudd- og brukslaster.

Tabell 1.B Brudd- og brukslaster.

		Laster:							
		Fordeling	Jevnt fordelt	Jevnt fordelt	Punktlast	Jevnt fordelt, halve	Jevnt fordelt, hele	Jevnt fordelt	Linjelast
		Last	Egen (kN/m ³)	Nytte (kN/m ²)	Nytte (kN)	Snø, fasade (kN/m ²)	Snø, hele (kN/m ²)	Vind (kN)	Rekkverk (kN/m)
		Oppgitt verdi	25	4	2	0,988	4,814	0,829	1
(kN/m ²)		Enhet i (kN/m ²)	2,5	4	2	0,988	4,814	0,829	1,00
Bruddlast	Partialfaktor	Faktor	γ_G	γ_Q	γ_Q	γ_Q	γ_Q	γ_Q	γ_Q
		Verdi	1,35	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	ψ -faktor	Faktor		ψ_0 , nytte	ψ_0 , nytte	ψ_0 , snø	ψ_0 , snø	ψ_0 , vind	ψ_0 , nytte
		Verdi		0,7	0,7	0,7	0,7	0,6	0,7
	ξ	Permanent last	0,89						
		Verdi	3,375						
	Likning A	Dominerende variabel last		4,2	2,1	1,0374	5,0547	0,75	1,05
		Øvrig variabel last		4,2	2,1	1,0374	5,0547	0,75	1,05
		Permanent last	3,00						
		Verdi		6	3	1,482	7,221	1,24	1,50
Likning B	Dominerende variabel last		4,2	2,1	1,0374	5,0547	0,75	1,05	
	Øvrig variabel last		4,2	2,1	1,0374	5,0547	0,75	1,05	
	Permanent last								
	Verdi		1	1	1	1	1	1	
Brukslast	Partialfaktor	Faktor	γ	γ	γ	γ	γ	γ	γ
		Verdi	1	1	1	1	1	1	1
	ψ -faktor	Faktor		ψ_1 , nytte	ψ_1 , nytte	ψ_1 , snø	ψ_1 , snø	ψ_1 , vind	ψ_1 , nytte
		Verdi		0,5	0,5	0,5	0,5	0,2	0,5
		Faktor		ψ_2 , nytte	ψ_2 , nytte	ψ_2 , snø	ψ_2 , snø	ψ_2 , vind	ψ_2 , nytte
		Verdi		0,3	0,3	0,2	0,2	0	0,3
	Karakteristisk	Permanent last	2,5						
		Dominerende variabel last		4	2	0,988	4,814	0,83	1,00
		Øvrig variabel last		2,8	1,4	0,6916	3,3698	0,50	0,700
		Verdi	2,5						
	Hyppig forekommende	Dominerende variabel last		2	1	0,494	2,407	0,17	0,50
		Øvrig variabel last		1,2	0,6	0,1976	0,9628	0	0,30
		Permanent last	2,5						
		Verdi		1,2	0,6	0,1976	0,9628	0	0,30
Tilnærmet permanent	Dominerende variabel last		1,2	0,6	0,1976	0,9628	0	0,30	
	Øvrig variabel last		1,2	2	0,1976	0,9628	0	0,30	

I tabellene nedenfor er de ulike lastkombinasjonene og laster vist. Likningen som gir mest ugunstig verdig er markert med rødt og brukt videre i beregninger. Verdiene for lastene som gir størst verdi er brukt i SAP2000 modellene. Egenvekten er også beregnet slik at den får verdier som brukes i materialet i SAP2000.

Tabell 2.B Bruddlast egenvekt, til SAP2000.

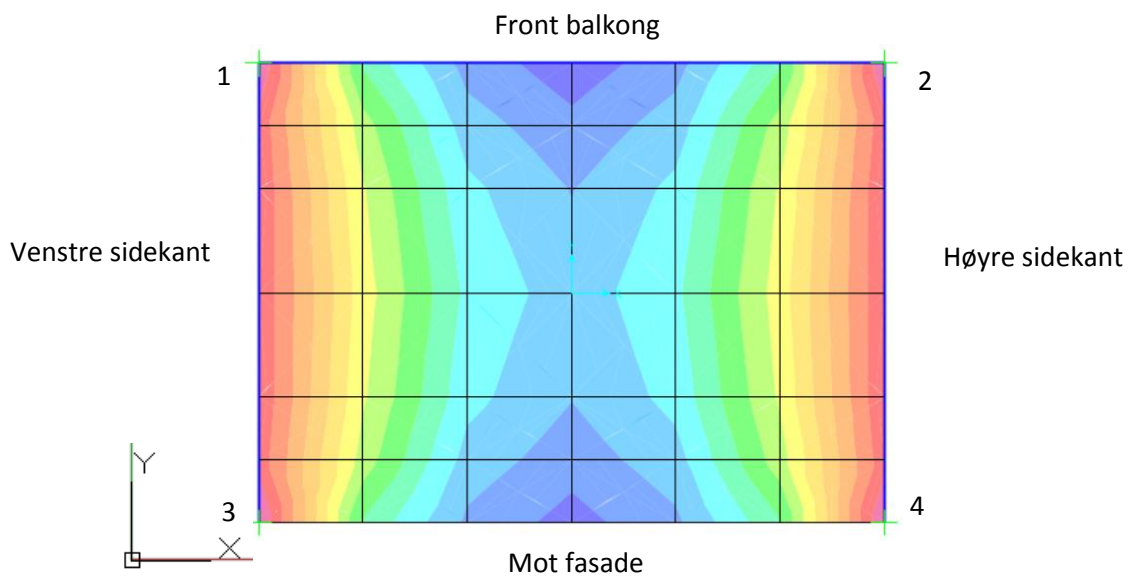
SAP2000-verdi for egenvekt			
Egenvekt	Verdier	Likning A	Likning B
kN/m ³	25	33,75	30,0375
γ_G	1,35		
ξ	0,89		

Tabell 3.B Lastkombinasjonene, markert rødt på ugunstige verdi.

Lastkombinasjoner:	Egenvekt	Nyttelast	Nyttelast	Snø, fasade	Snø, hele	Vind	Rekkverk	Bruddgrense (kN/m ²)
1	3,375	4,2				0,75	*	A 8,321
	3,00	6				0,75	*	B 9,75
2	3,375			1,0374	5,0547	0,75	*	A 10,21
	3,00			1,0374	7,221	0,75	*	B 12,01
3	3,375		*	1,0374	5,0547	0,75	*	A 10,21
	3,00		*	1,0374	7,221	0,75	*	B 12,01
4	3,375		*				*	A 3,375
	3,00		*				*	B 3,00
5	3,375		*				*	A 3,375
	3,00		*				*	B 3,00

Lastkombinasjoner:	Egenvekt	Nyttelast	Nyttelast	Snø, fasade	Snø, hele	Vind	Rekkverk	Bruksgrense (kN/m ²)
1	2,5	4				0,50	*	Kar. 7,00
	2,5	2				0	*	Hyp. 4,5
	2,5	1,2				0	*	Perm. 3,7
2	2,5			0,6916	4,814	0,50	*	Kar. 8,50
	2,5			0,1976	2,407	0	*	Hyp. 5,1046
	2,5			0,1976	0,9628	0	*	Perm. 3,6604
3	2,5		*	0,6916	4,814	0,50	*	Kar. 8,50
	2,5		*	0,1976	2,407	0	*	Hyp. 5,1046
	2,5		*	0,1976	0,9628	0	*	Perm. 3,6604
4	2,5		*				*	Kar. 2,5
	2,5		*				*	Hyp. 2,5
	2,5		*				*	Perm. 2,5
5	2,5		*				*	Kar. 2,5
	2,5		*				*	Hyp. 2,5
	2,5		*				*	Perm. 2,5

Verdiene fra SAP-modellene er hentet fra de sidekantene som gir størst moment. Hvilken sidekant dette er, vil variere da noen lasttilfeller har mer snølast langs x-retningen. De største momentene fra hver modell, er satt opp i tabell. Alle modellene blir vist slik at koordinatsystemet vil være slik som i figuren nedenfor.



Figur 2.B Hjelpetegning.

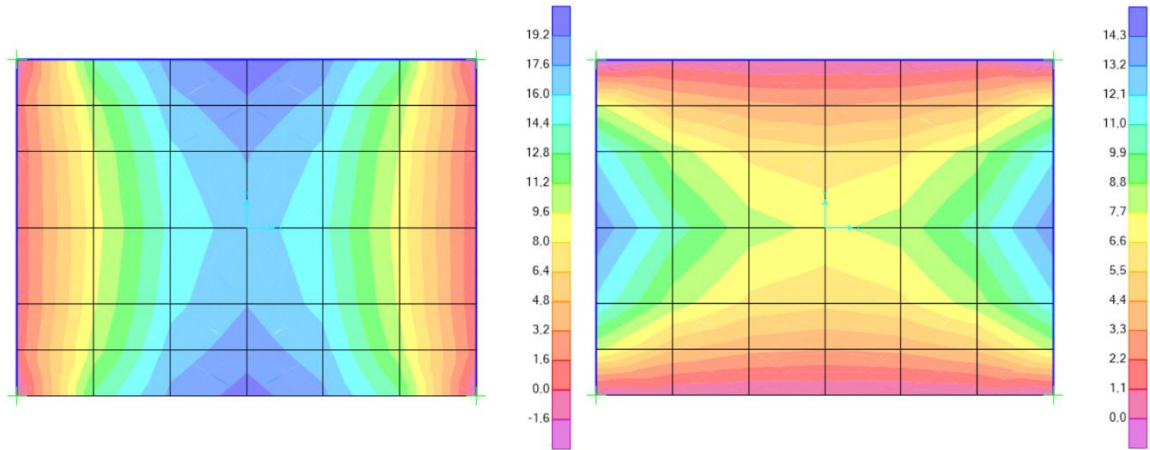
Alle diagrammene har tilhørende fargesøyle til høyre for figuren.

Lastkombinasjon 1: Egenlast, nyttelast over hele, vindlast og rekkverk.

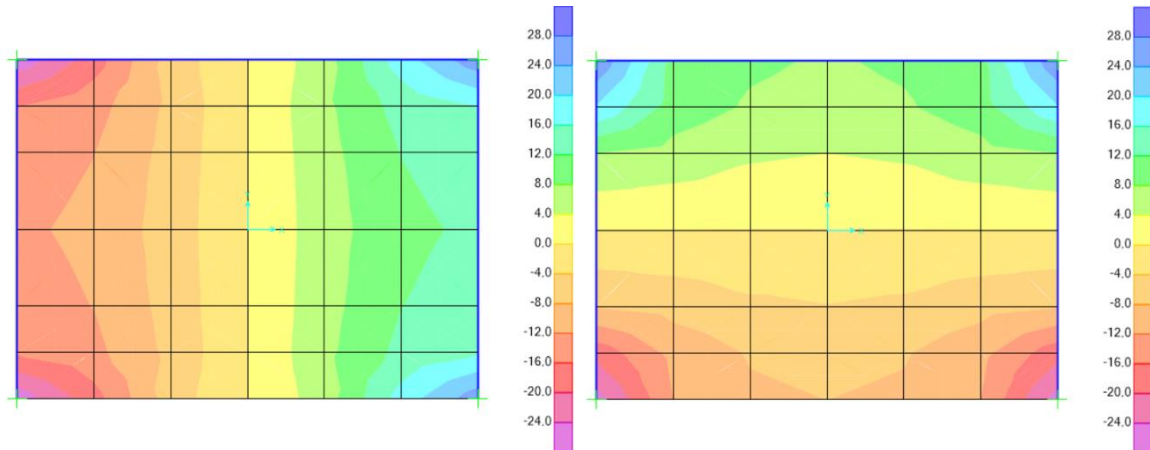
Laster:

- Egenvekt: 30,0375kN/m³
- Nyttelast: 6kN/m²
- Vind: 0,746kN/m²
- Rekkverk: 1,05kN/m

Moment- og skjærdiagram fra SAP2000.



Figur 3.B Momentdiagram lastkombinasjon 1. Venstre: diagram i x-retning. Høyre: diagram i y-retning.



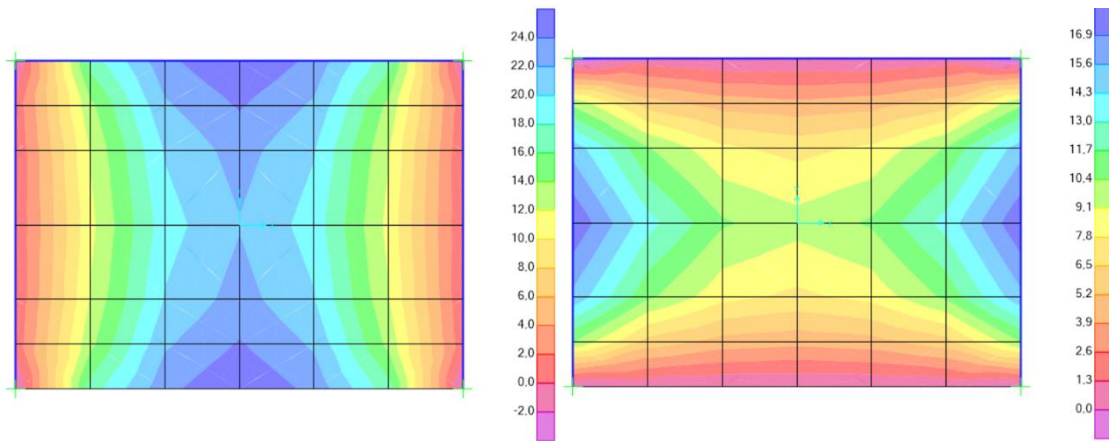
Figur 4.B Skjæradiagram lastkombinasjon 1. Venstre: diagram i x-retning. Høyre: diagram i y-retning.

Lastkombinasjon 2: Egenlast, snølast, vindlast og rekkverk.

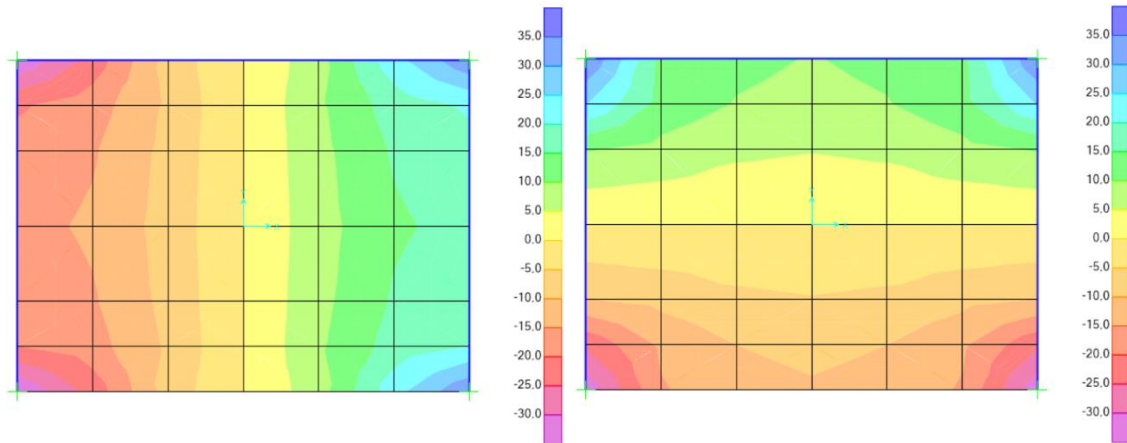
Laster:

- Egenvekt: $30,0375\text{kN/m}^3$
- Snølast, hele: $7,221\text{kN/m}^2$
- Snølast, mot fasade: $1,0374\text{kN/m}^2$
- Vind: $0,746\text{kN/m}^2$
- Rekkverk: $1,05\text{kN/m}$

Moment- og skjæradiagram fra SAP2000.



Figur 5.B Momentdiagram lastkombinasjon 2. Venstre: diagram i x-retning. Høyre: diagram i y-retning.



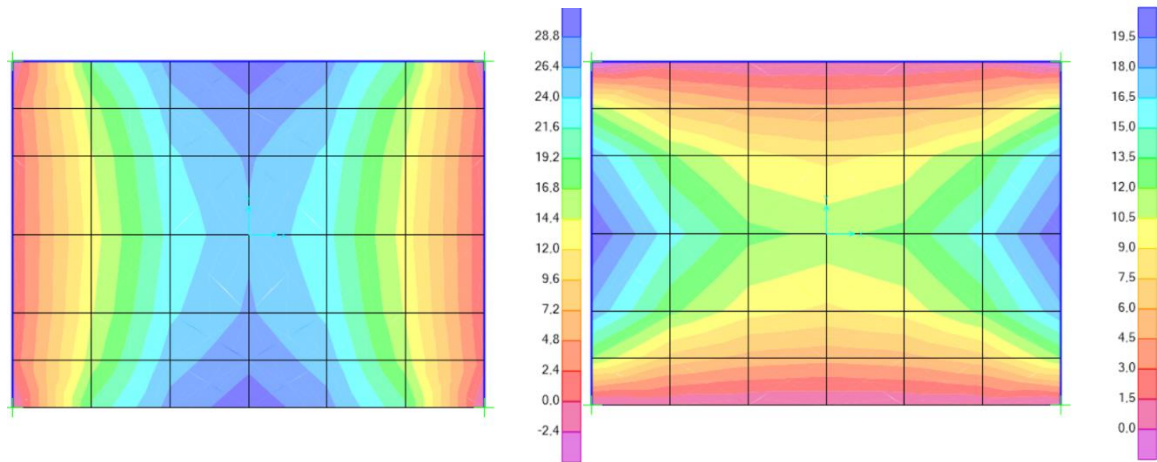
Figur 6.B Skjæradiagram lastkombinasjon 2. Venstre: diagram i x-retning. Høyre: diagram i y-retning.

Lastkombinasjon 3: Egenlast, snølast, vindlast, rekkverk og punktlast i midten.

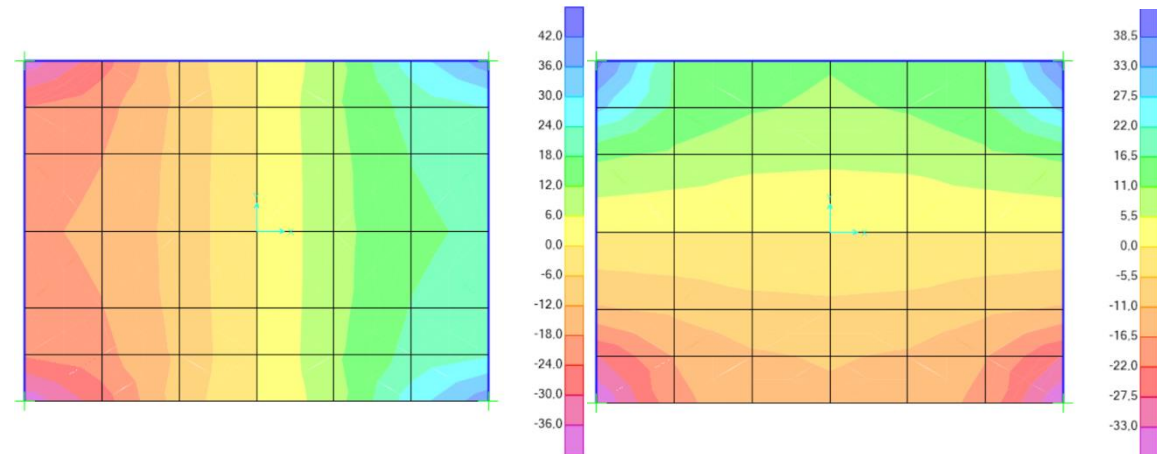
Laster:

- Egenvekt: 30,0375kN/m³
- Snølast, hele: 7,221kN/m²
- Snølast, mot fasade: 1,0374kN/m²
- Vind: 0,746kN/m²
- Rekkverk: 1,05kN/m
- Nyttelast, punkt: 2,1kN

Moment- og skjæradiagram fra SAP2000.



Figur 7.B Momentdiagram lastkombinasjon 3. Venstre: diagram i x-retning. Høyre: diagram i y-retning.



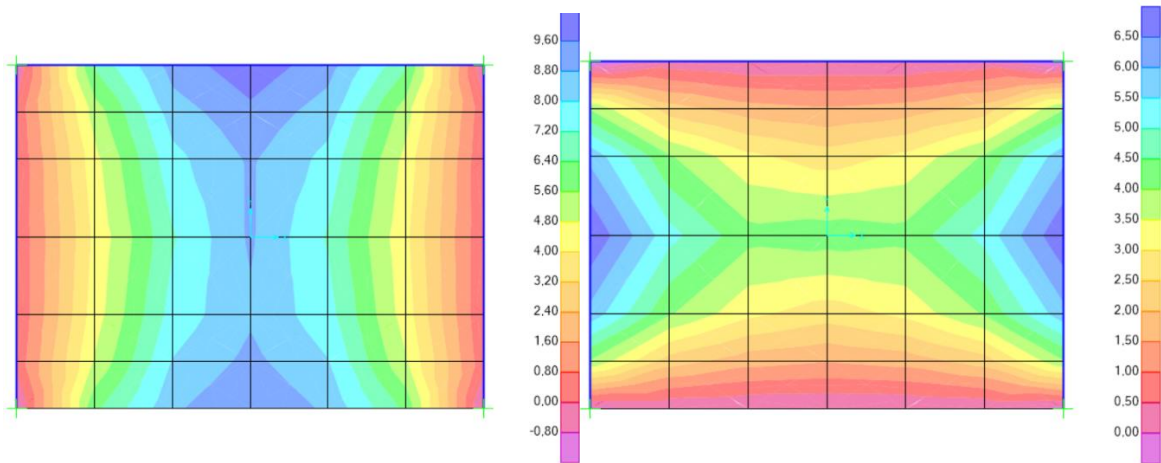
Figur 8.B Skjæradiagram lastkombinasjon 3. Venstre: diagram i x-retning. Høyre: diagram i y-retning.

Lastkombinasjon 4: Egenlast, punktlast i midten av balkongen og rekkverk.

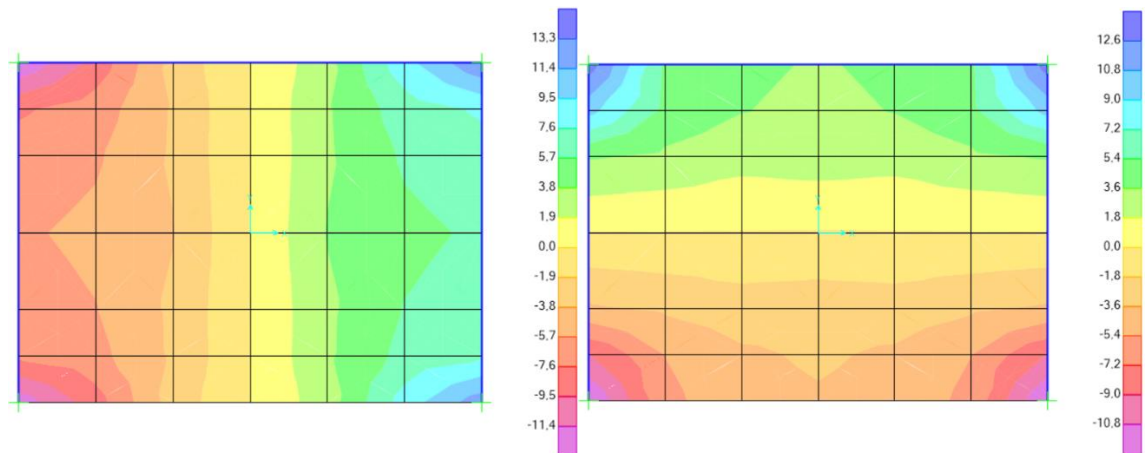
Laster:

- Egenvekt: 33,75kN/m³
- Rekkverk: 1,05kN/m
- Nyttelast, punkt: 3kN

Moment- og skjæradiagram fra SAP2000.



Figur 9.B Momentdiagram lastkombinasjon 4. Venstre: diagram i x-retning. Høyre: diagram i y-retning.



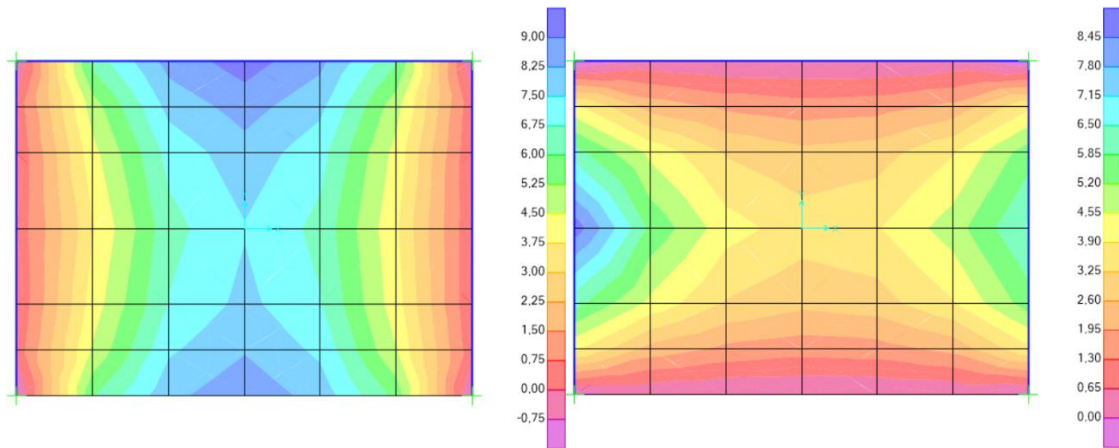
Figur 10.B Skjæradiagram lastkombinasjon 4. Venstre: diagram i x-retning. Høyre: diagram i y-retning.

Lastkombinasjon 5: Egenlast, punktlast i midten av venstre sidekant og rekkverk.

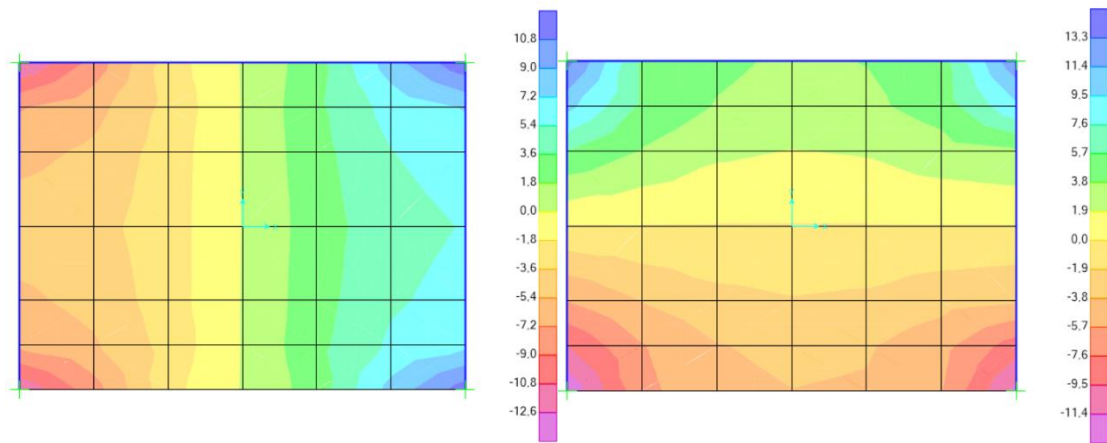
Laster:

- Egenvekt: $33,75\text{kN/m}^3$
- Rekkverk: $1,05\text{kN/m}$
- Nyttelast, punkt: 3kN

Moment- og skjæradiagram fra SAP2000.



Figur 11.B Momentdiagram lastkombinasjon 5. Venstre: diagram i x-retning. Høyre: diagram i y-retning.



Figur 12.B Skjæradiagram lastkombinasjon 5. Venstre: diagram i x-retning. Høyre: diagram i y-retning.

Alle moment- og skjærdiagrammene gir følgende verdier. Største moment og skjær er markert med rødt.

Tabell 4.B Moment- og skjærverdier fra diagrammene. Bruddgrensetilstand.

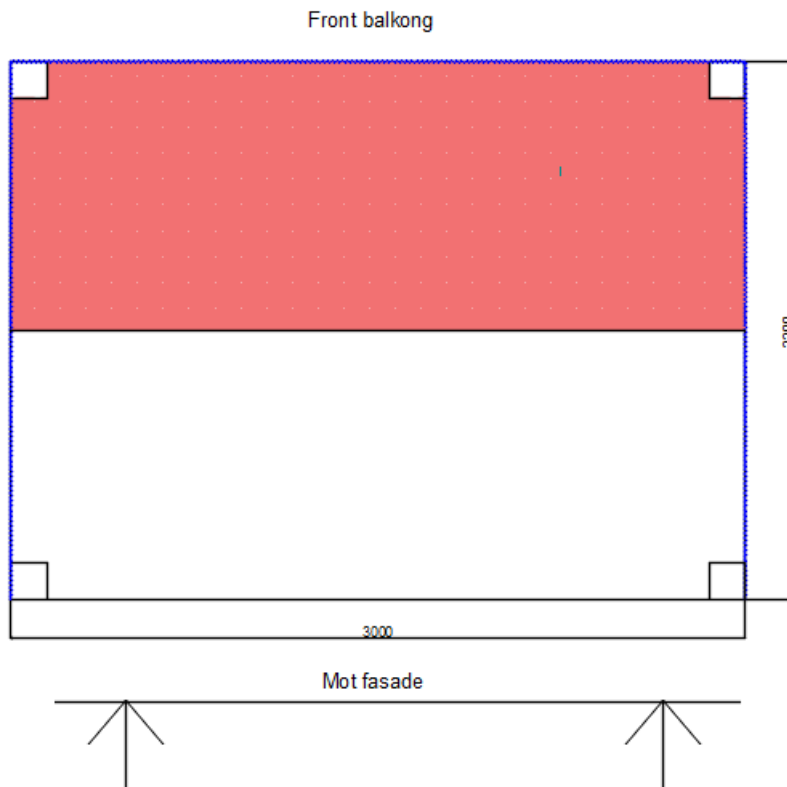
				Lastkombinasjoner:	1	2	3	4	5		
Bruddgrense	Moment (kNm)	Moment x-retning	M11	Front balkong	Strekk i overkant (1)	-1,481	-1,908	-2,227	-0,667	-0,71	
					Strekk i underkant	20,139	25,977	30,258	10,145	9,362	
					Strekk i overkant (2)	-1,481	-1,908	-2,227	-0,667	-0,626	
				Mot fasade	Strekk i overkant (3)	-1,762	-2,297	-2,655	-0,848	-0,899	
					Strekk i underkant	19,879	25,915	30,235	9,605	8,814	
					Strekk i overkant (4)	-1,762	-2,297	-2,655	-0,848	-0,802	
		Moment y-retning	M22	Venstre sidekant	Strekk i overkant (1)	-0,951	-1,211	-1,403	-0,456	-0,481	
					Strekk i underkant	14,093	18,09	20,943	6,964	8,829	
					Strekk i overkant (3)	-0,256	-0,347	-0,409	-0,099	-0,1	
				Høyre sidekant	Strekk i overkant (2)	-0,951	-1,211	-1,403	-0,456	-0,43	
					Strekk i underkant	14,093	18,09	20,943	6,964	6,594	
					Strekk i overkant (4)	-0,256	-0,347	-0,409	-0,099	-0,092	
	Skjær (kN)	Skjær x-retning	V13	Front balkong	Venstre side	-26,699	-34,058	-39,527	-13,079	-12,732	
					Høyre side	26,699	34,058	39,527	13,079	12,253	
				Mot fasade	Venstre side	-26,493	-34,508	-40,151	-12,605	-12,27	
					Høyre side	26,493	34,508	40,151	12,605	11,769	
					Venstre side	Front balkong	27,642	35,178	40,716	13,616	13,946
						Mot fasade	-25,693	-33,273	-38,46	-12,579	-12,841
Skjær y-retning	V23	Høyre side	Front balkong	27,641	35,178	40,716	13,616	12,896			
			Mot fasade	-25,693	-33,273	-38,46	-12,579	-11,906			

Kombinasjonen som gav størst moment og skjær, var kombinasjon 3.

Håndberegninger til kombinasjonen som gav størst moment- og skjærkraft i diagrammene fra SAP2000, er presentert nedenfor.

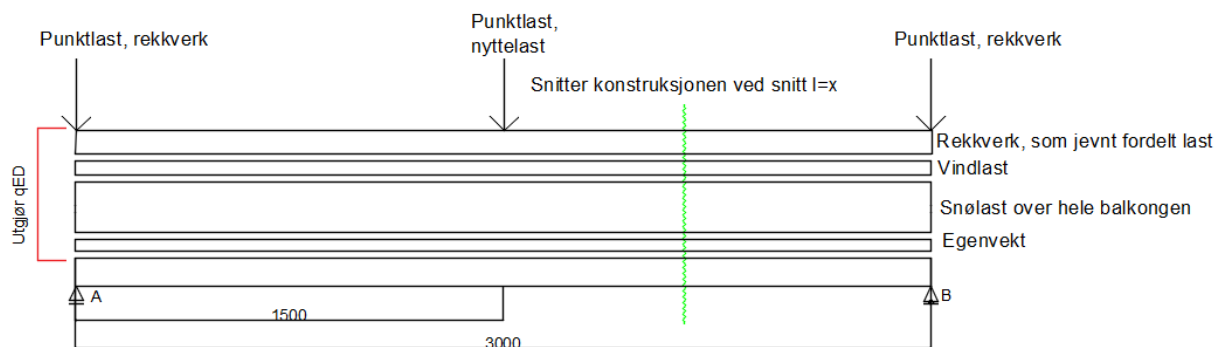
Håndberegninger

Lastkombinasjon 3. Bjelkeberegning til største moment fra SAP2000, beregnet med Mathcad.



Figur 13.B Hjelpetegning av feltet som beregnes.

Rekkverket virker kun i kantene av feltet, og er oppført som punktlaster i endene. Fra figuren over er rekkverket vist med en blå linje.



Figur 14.B Lastbilde til kombinasjon 3, front balkong.

Laster

$$\text{Egenlast, varig, permanent, G} \quad g_{\text{eg}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad g_{\text{egenlast}} := g_{\text{eg}} \cdot 0.1\text{m} = 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Nyttelast, varig/forbigående, variabel, Q} \quad q_k := 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Nyttelast, punkt, forbigående, variabel, Q} \quad Q_k := 2\text{kN}$$

$$\text{Snølast, varig/forbigående, variabel, Q} \quad s_{\text{hele}} = 4.814 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$s_{\text{halve}} = 0.988 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Vindlast, varig/forbigående, variabel, Q} \quad F_w = 5.468 \cdot \text{kN}$$

$$w = 0.829 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Rekkverk, varig, permanent, G

$$r_{\text{rekkverk}} := 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\psi_{0\text{nytte}} := 0.7 \quad \psi_{0\text{snø}} := 0.7 \quad \psi_{0\text{vind}} := 0.6 \quad (\text{Tabell 3.1})$$

$$\psi_{1\text{nytte}} := 0.5 \quad \psi_{1\text{snø}} := 0.5 \quad \psi_{1\text{vind}} := 0.2$$

$$\psi_{2\text{nytte}} := 0.3 \quad \psi_{2\text{snø}} := 0.2 \quad \psi_{2\text{vind}} := 0$$

$$\gamma_G := 1.35 \quad \gamma_Q := 1.50 \quad \xi := 0.89$$

Lastkombinasjon 3: Egenlast, snølast, vindlast, rekkverk og punktlast i midten
 Felt som momentdiagrammet fra SAP2000 i x-retning

$$L_y := 1.1\text{m}$$

Laster:

$$r_x := r_{\text{rekkverk}} \cdot L_y = 1.1 \cdot \text{kN}$$

$$g_x := g_{\text{egenlast}} \cdot L_y = 2.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{lastsnø}_{\text{hele.x}} := s_{\text{hele}} \cdot L_y = 5.295 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$w_x := w \cdot L_y = 0.911 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_k = 2 \cdot \text{kN}$$

Brudd:

$$r_{x,\text{punkt}} := r_x \cdot 1.5 \cdot 0.7 = 1.155 \text{ kN}$$

$$Q_{x,\text{punkt}} := Q_k \cdot 1.5 \cdot 0.7 = 2.1 \text{ kN}$$

Brudd

$$(4) \quad q_{ax} := 11.142 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$(5) \quad q_{bx} := 13.1165 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{EDx} := q_{bx} = 13.117 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Bruks

$$(6) \quad q_{kar.x} := 9.2916 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{hyp.x} := 5.6975 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{perm.x} := 4.109 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Opplagerkrefter

Symmetri gir:

$$F_{Ax} := F_{Bx}$$

$$F_{Bx} := \left(\frac{q_{EDx} \cdot 3}{2} \right) + \left(\frac{r_{x,\text{punkt}} + r_{x,\text{punkt}}}{2} \right) + \frac{Q_{x,\text{punkt}}}{2} =$$

$$F_{Bx} := 21.8805 \text{ kN}$$

Snitter

Momentlikning

$$\Sigma M_x = 0$$

$$21.8805x - 1.155x^2 - 2.1 \cdot (x - 1.5) - 13.117x \cdot \left(\frac{x}{2}\right) - M = 0$$

$$M_2 := -6.5585x^2 + 18.6255x + 3.15$$

$$\frac{d}{dx}M_2 \rightarrow -13.117 \cdot x + 18.6255$$

$$\frac{d}{dx}M = V_x$$

Topp/bunnpunkt

$$-13.117x + 18.6255 = 0$$

$$x_1 := 1.42$$

x2 settes lik 1.5

$$x_2 := 1.50$$

Setter inn x-verdier i momentlikning

$$-6.5585 \cdot 1.42^2 + 18.6255 \cdot 1.42 + 3.15 = 16.374$$

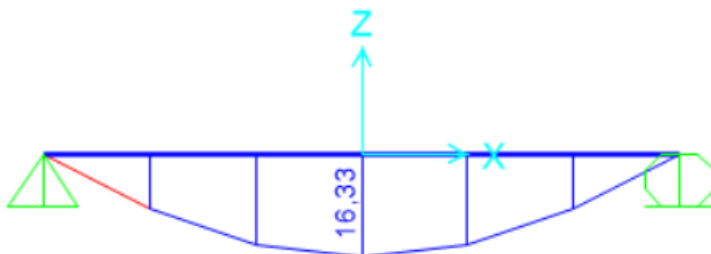
$$-6.5585 \cdot 1.50^2 + 18.6255 \cdot 1.50 + 3.15 = 16.332$$

Setter inn x-verdier i skjærlikning

$$-13.117 \cdot 1.42 + 18.6255 = -6.4 \times 10^{-4}$$

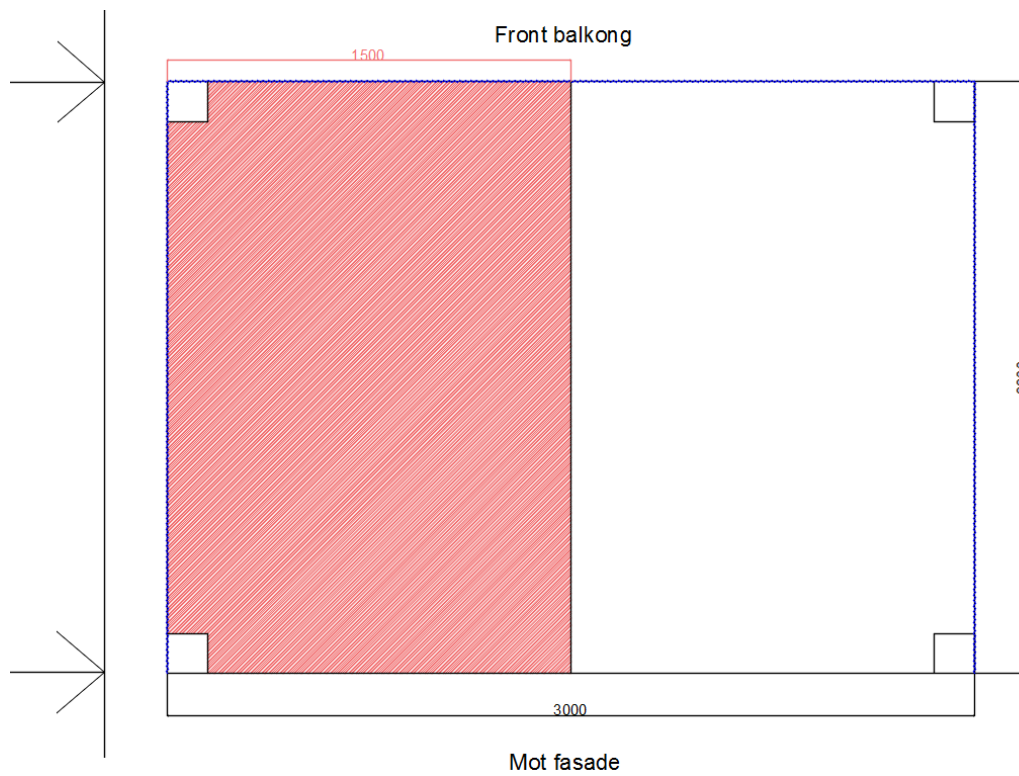
$$-13.117 \cdot 1.50 + 18.6255 = -1.05$$

Som gir momentdiagrammet:



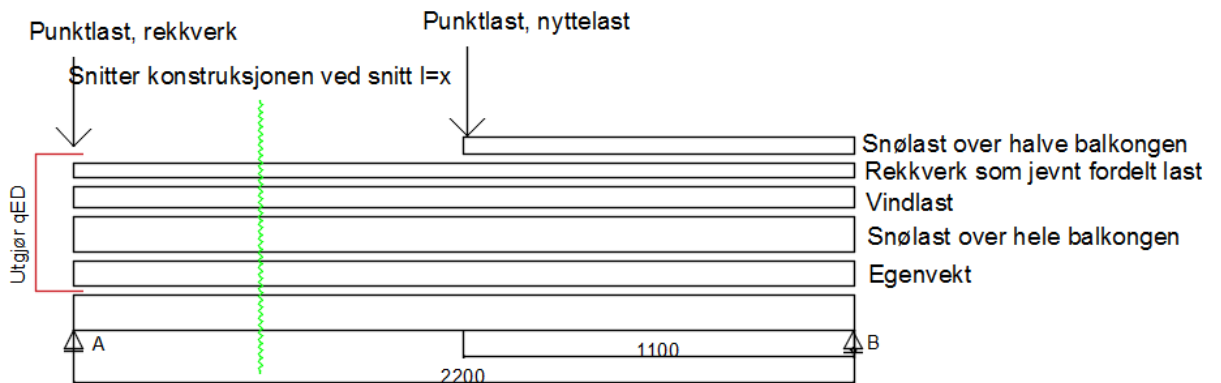
Figur 15.B Momentdiagram for bjelke, kombinasjon 3.

Lastkombinasjon 3. Bjelkeberegning til største skjærkraft fra SAP2000, beregnet med Mathcad.



Figur 16.B Hjelpetegning av feltet som beregnes.

Rekkverket virker kun i kantene av feltet, og er oppført som punktlaster i enden. Fra figuren over er rekkverket vist med en blå linje.



Figur 17.B Lastbilde til kombinasjon 3, venstre sidekant.

Lastkombinasjon 3: Egenlast, snølast, vindlast, rekkverk og punktlast i midten

Felt som skjæradiagrammet fra SAP2000 i y-retning

$$L_x := 1.5\text{m}$$

Laster:

$$r_y := r_{\text{rekkverk}} \cdot L_x = 1.5 \cdot \text{kN}$$

Brudd:

$$r_{y.\text{punkt}} := r_y \cdot 1.5 \cdot 0.7 = 1.575 \text{ kN}$$

$$g_y := g_{\text{egenlast}} \cdot L_x = 3.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{lastsnø}_{\text{hele}} := s_{\text{hele}} \cdot L_x = 7.221 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{lastsnø}_{\text{halve}} := s_{\text{halve}} \cdot L_x = 1.482 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$w_y := w \cdot L_x = 1.243 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$r_{w_y} := r_{\text{rekkverk}} = 1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_k = 2 \text{ kN}$$

$$Q_{y.\text{punkt}} := Q_k \cdot 1.5 \cdot 0.7 = 2.1 \text{ kN}$$

+

Brudd

Bruks

$$(4) \quad q_a := 14.8132 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (6) \quad q_{\text{kar}} := 12.4168 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$(5) \quad q_b := 17.5058 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad q_{\text{hyp}} := 7.6605 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{ED} := q_b = 17.506 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad q_{\text{perm}} := 5.4942 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Opplagerkrefter

$$\Sigma F_y := 0$$

$$F_A - 1.575 - 2.1 - 17.506 \cdot 2.2 - 1.5561 \cdot 1.1 + F_B = 0$$

$$F_A + F_B = 43.899 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_B := 0$$

$$F_A \cdot 2.2 - 1.575 \cdot 2.2 - 2.1 \cdot 1.1 - 1.5561 \cdot 1.1 \cdot \left(\frac{1.1}{2}\right) - 17.506 \cdot 2.2 \cdot \left(\frac{2.2}{2}\right) = 0$$

$$F_A := 22.3095 \text{ kN}$$

$$F_B := 43.899 \text{ kN} - F_A = 21.59 \text{ kN}$$

Snitter

Momentlikning

$$\Sigma M_x := 0$$

$$22.3095x - 1.575x - 17.506x \cdot \left(\frac{x}{2}\right) - M = 0$$

$$M := -8.753x^2 + 20.7345x$$

$$\frac{d}{dx}M \rightarrow -17.506 \cdot x + 20.7345$$

$$\frac{d}{dx}M = V_x$$

Topp/bunnpunkt

$$-17.506x + 20.7345 = 0$$

$$x := 1.1844$$

$$x_2 := 1.50$$

Setter inn x-verdier i momentlikning

$$-8.753 \cdot 1.1844^2 + 20.7345 \cdot 1.1844 = 12.279$$

$$-8.753 \cdot 1.50^2 + 20.7345 \cdot 1.50 = 11.408$$

Setter inn x-verdier i skjærlikning

$$-17.506 \cdot 1.1844 + 20.7345 = 3.936 \times 10^{-4}$$

$$-17.506 \cdot 1.50 + 20.7345 = -5.524$$

Setter verdiene inn i diagrammer:

Skjærverdi x=0

$$F_A - r_{y.punkt} = 20.735 \text{ kN}$$

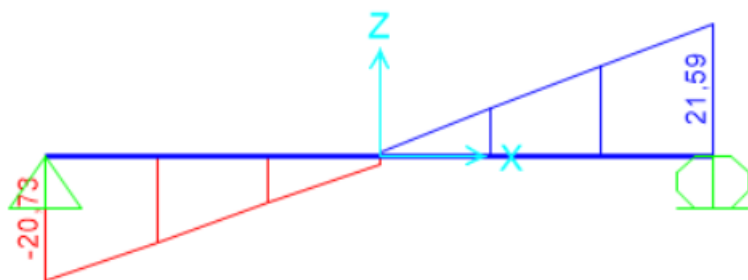
Skjærverdi x=1,5

$$\frac{Q_{y.punkt}}{2} = 1.05 \cdot \text{kN}$$

Skjærverdi x=3

$$-F_B = -21.59 \cdot \text{kN}$$

Gir skjærdiagrammet:



Figur 18.B Skjærdiagram for bjelke, kombinasjon 3.

Bruksgrensetilstand

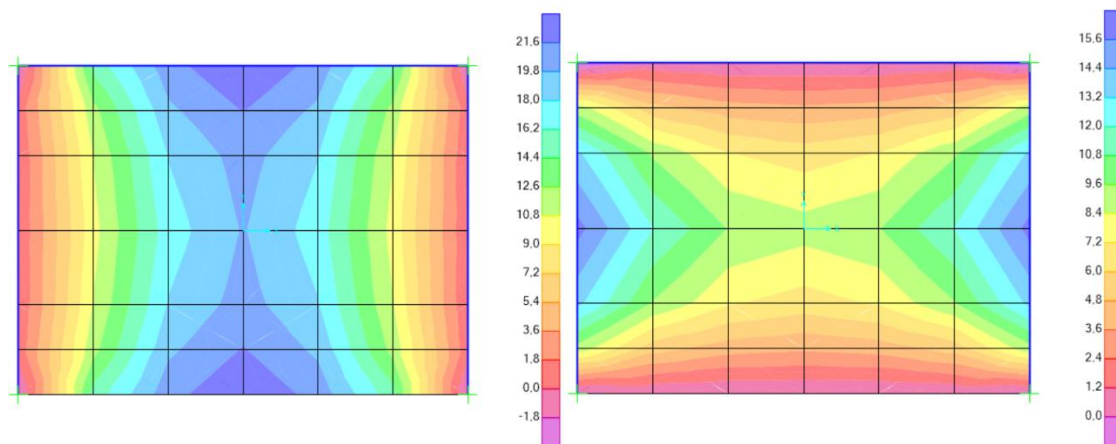
Det er kun lastkombinasjon 3 som blir beregnet i bruksgrensetilstand i SAP2000. Denne kombinasjonen gav størst moment i bruddgrensetilstand. I bruksgrensetilstand er det den karakteristiske kombinasjonen som gir størst last.

Lastkombinasjon 3: Egenlast, snølast, vindlast, rekkverk og punktlast i midten.

Laster:

- Egenvekt: 25/m³
- Snølast, hele: 4,814kN/m²
- Snølast, mot fasade: 0,6916kN/m²
- Vind: 0,50kN/m²
- Rekkverk: 0,7kN/m
- Nyttelast, punkt: 1,4kN

Moment- og skjæradiagram fra SAP2000.



Figur 19.B Momentdiagram lastkombinasjon 3. Venstre: diagram i x-retning. Høyre: diagram i y-retning.

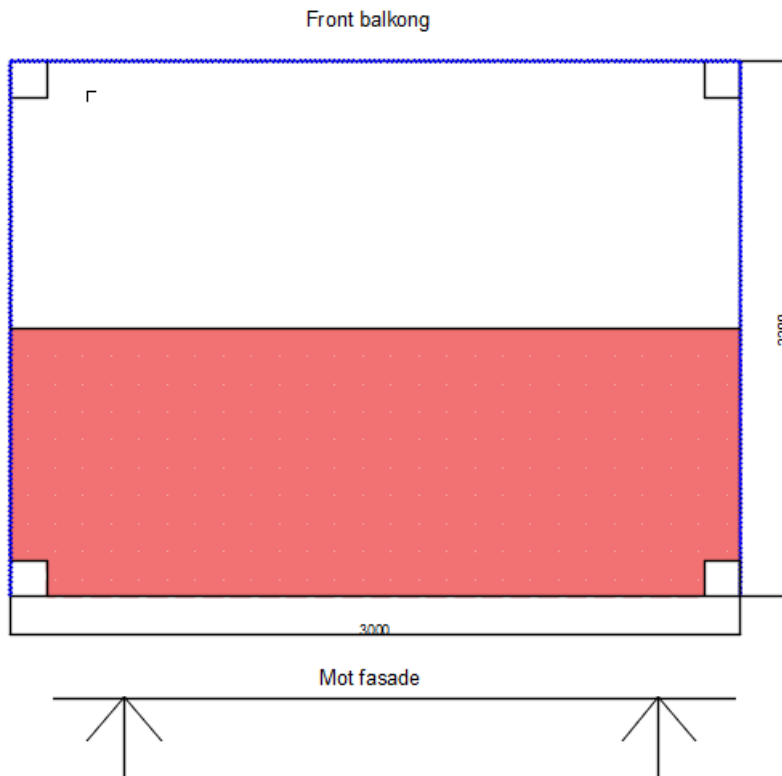
Tabell 5.B Moment- og skjærverdier fra diagrammene. Bruksgrensetilstand.

Bruksgrense	Moment (kNm)	Moment x-retning	M11	Front balkong	Strekk i overkant (1)	-1,7223	
					Strekk i underkant	23,225	
					Strekk i overkant (2)	-1,7223	
				Mot fasade	Strekk i overkant (3)	-2,037	
					Strekk i underkant	23,236	
					Strekk i overkant (4)	-2,037	
		Moment y-retning	M22	Venstre sidekant	Strekk i overkant (1)	-1,079	
					Strekk i underkant	16,06	
					Strekk i overkant (3)	-0,318	
				Høyre sidekant	Strekk i overkant (2)	-1,079	
					Strekk i underkant	16,06	
					Strekk i overkant (4)	-0,318	

Sidekanten som gav størst moment, var på motsatt side fra bruddgrensetilstanden.

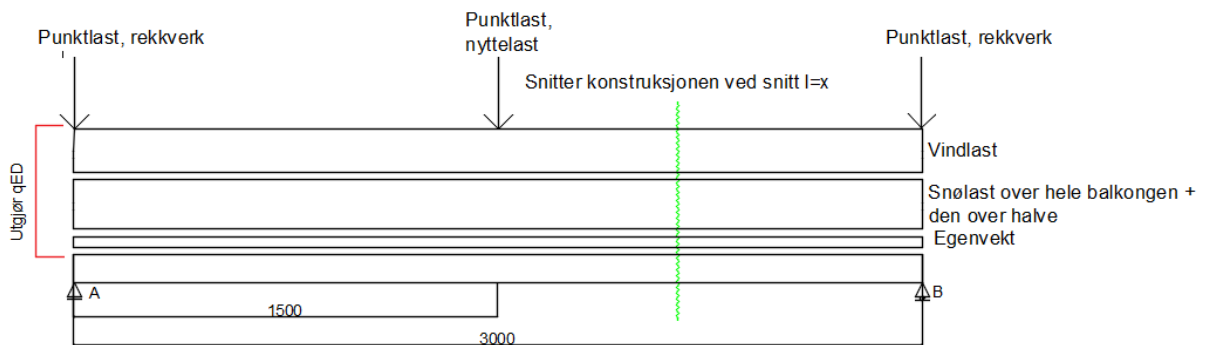
Håndberegninger til kombinasjonen som gav størst moment i diagrammene fra SAP2000, er presentert nedenfor.

Lastkombinasjon 3. Bjelkeberegning til største skjærkraft fra SAP2000, beregnet med Mathcad. Bruksgrensetilstand.



Figur 20.B Feltet som beregnes.

Rekkverket virker kun i kantene av feltet, og er oppført som punktlaster i endene. Fra figuren over er rekkverket vist med en blå linje.



Figur 21.B Lastbilde kombinasjon 3, bruksgrense. Karakteristisk kombinasjon.

Lastkombinasjon 3: Egenlast, snølast, vindlast, rekkverk og punktlast i midten
 Felt som momentdiagram fra SAP2000 i x-retning

$$L_y = 1.1 \text{ m}$$

Laster:

$$\text{Egenlast} := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_y = 2.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Snø}_{\text{hele}} := 4.814 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_y = 5.295 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Snø}_{\text{halve}} := 0.6916 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_y = 0.761 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Vind} := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_y = 0.55 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Rekkverk}_{\text{punkt}} := 0.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot L_y = 0.77 \text{ kN}$$

$$\text{Nytte}_{\text{punkt}} := 1.4 \text{ kN}$$

Bruksgrense

$$\text{Karakteristisk} := \text{Egenlast} + \text{Snø}_{\text{hele}} + \text{Snø}_{\text{halve}} + \text{Vind} = 9.356 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Opplagerkrefter

Symmetri gir:

$$F_a := \frac{\text{Karakteristisk} \cdot 3\text{m}}{2} + \frac{(\text{Rekkverk}_{\text{punkt}} + \text{Rekkverk}_{\text{punkt}})}{2} + \frac{\text{Nytte}_{\text{punkt}}}{2}$$

$$F_a = 15.504 \text{ kN} \quad F_b := F_a = 15.504 \text{ kN}$$

Snitter

Momentlikning

$$\Sigma M_x := 0$$

$$15.5041x - 0.77x - 1.4 \cdot (x - 1.5) - 9.3561 \cdot x \cdot \frac{x}{2} - M = 0$$

$$M_3 := -4.6781x^2 + 13.3341x + 2.1$$

$$\frac{d}{dx}M_3 \rightarrow -9.3562 \cdot x + 13.3341$$

$$\frac{d}{dx}M_3 = V_x$$

Topp/bunnpunkt

$$-9.3562x + 13.3341 = 0$$

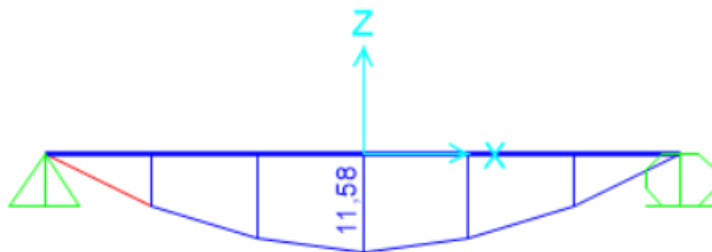
$$x := 1.425 \quad x_2 := 1.50$$

Setter inn x-verdier i momentlikning

$$-4.6781 \cdot 1.425^2 + 13.3341 \cdot 1.425 + 2.1 = 11.602$$

$$-4.6781 \cdot 1.50^2 + 13.3341 \cdot 1.5 + 2.1 = 11.575$$

Som gir momentdiagrammet:



Figur 22.B Momentdiagram for kombinasjon 3, bruksgrense.

Vedlegg C

Overdekning

Overdekning

$$L_f := 12.5\text{mm} \quad D_{\text{sup}} := 0.5\text{mm} \quad \text{Antar: } \phi_{\text{armering}} := 8\text{mm}$$

$$c_{\text{min.b}} := 8\text{mm} \quad \text{Ved slakkarmering kan diamter til jern brukes}$$

(tabell 3.19) $c_{\text{min.dur}} := 20\text{mm}$

$$\Delta c_{\text{dur.}\gamma} := 0\text{mm} \quad \Delta c_{\text{dur.st}} := 0\text{mm} \quad \Delta c_{\text{dur.add}} := 0\text{mm}$$

$$(64) \quad c_{\text{min.p}} := \max(1.5 \cdot L_f, 1.5 \cdot D_{\text{sup}}, \phi_{\text{armering}}) \quad c_{\text{min.p}} = 18.75 \cdot \text{mm}$$

$$(63) \quad c_{\text{min}} := \max(c_{\text{min.b}}, c_{\text{min.dur}} + \Delta c_{\text{dur.}\gamma} - \Delta c_{\text{dur.st}} - \Delta c_{\text{dur.add}}, c_{\text{min.p}}, 10\text{mm})$$

$$c_{\text{min}} = 20 \cdot \text{mm} \quad \Delta c_{\text{dev}} := 10\text{mm} \quad \text{Kan reduseres med tiltak}$$

$$\Delta c_{\text{dev2}} := 5\text{mm} \quad \text{For å bruke disse verdiene må tiltak, gjøres.}$$

$$\Delta c_{\text{dev3}} := 0\text{mm}$$

Velger å bruke Δc_{dev3}

$$(62) \quad c_{\text{nom}} := c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev3}} = 20 \cdot \text{mm}$$

Senteravstand

Senteravstand

Minimumsavstand

$$e_h \geq e_{\text{mini}}$$

$$(65) \quad e_{\text{mini}} := \max[\phi_{\text{armering}}, (D_{\text{sup}} + 5\text{mm}), 1.5L_f, 20\text{mm}]$$

$$e_{\text{mini}} = 20\text{-mm} \quad e_v := e_{\text{mini}}$$

$$e_h := e_v$$

Senteravstand

$$\text{Platetykkelse} \quad h := 100\text{mm}$$

For hovedarmering

$$3 \cdot h \leq 400\text{mm} \quad 3 \cdot h = 300\text{-mm}$$

For fordelingsarmering

$$3.5h \leq 400\text{mm} \quad 3.5 \cdot h = 350\text{-mm}$$

Maksimal moment eller punktlaster:

For hovedarmering

$$2 \cdot h \leq 250\text{mm} \quad 2 \cdot h = 200\text{-mm} \quad a_{\text{hoved}} := 2 \cdot h = 0.2 \text{ m}$$

For fordelingsarmering

$$3 \cdot h \leq 400\text{mm} \quad 3 \cdot h = 300\text{-mm} \quad a_{\text{fordel}} := 3 \cdot h = 0.3 \text{ m}$$

Skjærkraft

Skjærkraft

$$f_{ck} := 150 \quad \gamma_{cf\gamma_E} := 1.5 \quad N_{Ed} := 0 \quad b := 3m \quad h := 0.1m$$

$$A_c := b \cdot h = 0.3 m^2 \quad b_w := 3m \quad c_{nom} := 0.02m$$

$$\text{Prøver med en } \phi \quad \phi_{armering} := 8mm \quad \phi_{bøyle} := 8mm$$

$$d := 0.1m - c_{nom} - \phi_{armering} = 72 \cdot mm$$

$$(34) \quad \sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0 \cdot MPa \quad 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.4 \cdot f_{ck} \quad 0.4 \cdot f_{ck} = 60 \cdot MPa$$

$$(33) \quad k := 1 + 3 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{ck}} = 1 \quad MPa = 1 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$(29) \quad V_{Rd,c} := \frac{0.21}{\gamma_{cf\gamma_E}} \cdot k \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{N}{mm^2} \cdot (b_w \cdot d) = 370.363 \cdot kN \quad (N/mm^2) \text{ ganget inn for å få riktig enhet}$$

$$\theta := 60 \quad \text{Velger } 60 \quad f_{yk} := 500 \cdot MPa \quad f_{ywd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.783 \cdot MPa$$

Bøylearmering

$$\alpha := 90$$

$$(80) \quad s_{max} := 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot(\alpha)) = 26.935 \cdot mm \quad s_{bøyle} := s_{max} = 26.935 \cdot mm$$

$$z := 0.9 \cdot d = 64.8 \cdot mm \quad s_{senter} := 200 \cdot mm$$

$$A_{sw} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{bøyle}}{2} \right)^2 = 50.265 \cdot mm^2$$

$$\cot(\theta) = 3.125$$

$$(35) \quad V_{Rd,s} := \frac{A_{sw}}{s_{senter}} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta) = 22.125 \cdot kN$$

$$(38) \quad A_{fv} := b_w \cdot z = 0.194 m^2$$

$$K_{global} := 1.25 \quad \gamma_{cf} := 1.3$$

$$f_{ctf} := f_{ctfk} = 9 \cdot MPa \quad f_{ctf} := 9 \cdot MPa$$

$$(40) \quad w := \max(w_u, 0.3\text{mm})$$

For å beregne $\sigma_{Rd,f}$
trengs funksjonen $\sigma_f(w)$

Antar at: $\frac{1}{w} \cdot \int_0^w \sigma_f(w) dw$ er lik 1MPa

$$(39) \quad \sigma_{Rd,f} := \frac{1}{K_{global} \cdot \gamma_{cf}} \cdot \frac{1}{w} \cdot \int_0^w \sigma_f(w) dw$$

$$\sigma_{Rd,f} := \frac{1}{K_{global} \cdot \gamma_{cf}} \cdot 1\text{MPa} = 0.615 \cdot \text{MPa}$$

$$(37) \quad V_{Rd,f} := A_{fv} \cdot \sigma_{Rd,f} \cdot \cot(\theta) = 373.799 \cdot \text{kN}$$

$$(28) \quad V_{Rd} := V_{Rd,c} + V_{Rd,s} + V_{Rd,f}$$

$$V_{Rd} = 766.287 \cdot \text{kN}$$

$$\alpha_{cc} := 0.85 \quad \gamma_c := 1.5$$

$$(43) \quad V_{Rd,max} := 2.3 \cdot \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \left[V_{Rd,f} \cdot \tan(\theta) + \frac{[V_{Rd,s} \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha))]}{[1 + (\cot(\theta))^2]} \right] \cdot \left(\frac{1}{V_{Rd,s} + V_{Rd,f}} \right)$$

$$V_{Rd,max} = 2.259 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Skjærkraft

$$V_{Ed} < V_{Rd,total}$$

$$V_{Rd,total} := \min(V_{Rd}, V_{Rd,max})$$

$$V_{Ed} := 40.716\text{kN} \quad V_{Rd,total} = 766.287 \cdot \text{kN} \quad \text{OK}$$

Armering

Forankring av lengdearmering

Dimensjonerende heftfasthet

$$f_{ctfm} := 9.5 \text{ MPa} \quad f_{ctm.el} := 10 \text{ MPa} \quad K_{global} := 1.25 \quad K_{global} := K_{global} = 1.25$$

$$f_{ctk.el} := 9 \text{ MPa} \quad \eta := 2.25 \quad \gamma_c := 1.5 \quad f_{ctfk} := 9 \text{ MPa} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15}$$

$$(68) \quad \delta_{UHPFRC} := 1 + 0.4 \cdot \left[\frac{f_{ctfk}}{(K_{global} \cdot f_{ctk.el})} \right]$$

$$\delta_{UHPFRC} = 1.32$$

$$(67) \quad f_{bd} := \eta \cdot \delta_{UHPFRC} \cdot \frac{f_{ctk.el}}{\gamma_c} = 17.82 \cdot \text{MPa}$$

Basis kraftinnføringslengde

$$\sigma_{sd} := f_{yd} = 434.783 \cdot \text{MPa}$$

$$(69) \quad l_{b.rqd} := \left(\frac{\phi_{armering}}{4} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \right) = 48.797 \cdot \text{mm}$$

Dimensjonerende forankringslengde

$$c_{nom} = 20 \cdot \text{mm}$$

$$(72) \quad l_{tol} := \max(\phi_{armering}, 10 \text{ mm}) \quad l_{tol} = 10 \cdot \text{mm}$$

$$(73) \quad l_{b.min.strekk} := \max \left[0.3 \cdot l_{b.rqd}, \left[\left[\left(\frac{1}{\delta_{UHPFRC}} \right) - 0.15 \right] \cdot 10 \cdot \phi_{armering} \right], \left[\left[\left(\frac{1}{\delta_{UHPFRC}} \right) - 0.15 \right] \cdot 100 \text{ mm} \right] \right]$$

$$(74) \quad l_{b.min.trykk} := \max \left[0.7 \cdot l_{b.rqd}, \left[\left[\left(\frac{1}{\delta_{UHPFRC}} \right) - 0.15 \right] \cdot 10 \cdot \phi_{armering} \right], \left[\left[\left(\frac{1}{\delta_{UHPFRC}} \right) - 0.15 \right] \cdot 100 \text{ mm} \right] \right]$$

$$l_{b.min.strekk} = 60.758 \cdot \text{mm}$$

$$l_{b.min.trykk} = 60.758 \cdot \text{mm}$$

 Verdier for α

$$\alpha_{1.strekk.rett} := 1$$

$$\alpha_{1.trykk.rett} := 1$$

Rette stenger	Vinkelkroker eller bøyler	
(figur 3.11) $c_d := \min\left[\left(\frac{a_{hoved}}{2}\right), c_{nom}\right]$	$c_{d2} := \min\left[\left(\frac{a_{hoved}}{2}\right), c_{nom}\right]$	
$c_d = 0.02 \text{ m}$	$c_{d2} = 0.02 \text{ m}$	
Hvis $c_d > 3 \cdot \phi_{armering}$	settes $\alpha_1 = 0,7$	

Hvis $c_d \leq 3 \cdot \phi_{armering}$	settes $\alpha_1 =$	
$3 \cdot \phi_{armering} = 0.024 \text{ m}$		
$\alpha_{1.strekk.bøyd} := 1$	$\alpha_1 := 1$	
$\alpha_{1.trykk.bøyd} := 1$		
(71) $\alpha_2 := 1.6 - 0.4 \cdot \left[\left(\frac{c_{nom}}{\phi_{armering}}\right) - 1\right] = 1$	$0.8 \leq \alpha_2 \leq 1.6$	$\alpha_2 = 1$
(tabell 3.21)		
$k := 0.05$	$\lambda := \frac{(552.9203 \text{ mm}^2)}{\pi \cdot \left(\frac{\phi_{armering}}{2}\right)^2} = 11$	
$\alpha_{3.strekk.2} := 1 - k \cdot \lambda = 0.45$	$\alpha_{3.trykk} := 1$	$\alpha_{3.trykk} = 1$
$0.7 \leq \alpha_{3.strekk} \leq 1$	Velger da:	$\alpha_{3.strekk} := 0.7$
$\alpha_{4.strekk} := 0.7$	$\alpha_{4.trykk} := 0.7$	$\alpha_4 := 0.7$
$\alpha_{5.strekk} := 1$		$\alpha_5 := 1$
(70) $l_{bd} := \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b.rqd} + l_{tol} \geq l_{b.min} + l_{tol}$		
Like α -verdier. Regner kun for strekk og trykk		
Forankringslengde hovedarmering, strekk		
$l_{bd.strekk} := \alpha_{1.strekk.bøyd} \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_{3.strekk} \cdot \alpha_{4.strekk} \cdot \alpha_{5.strekk} \cdot l_{b.rqd} + l_{tol} = 33.911 \cdot \text{mm}$		
Forankringslengde hovedarmering, trykk		
$l_{bd.trykk} := \alpha_{1.trykk.bøyd} \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_{3.trykk} \cdot \alpha_{4.trykk} \cdot l_{b.rqd} + l_{tol} = 44.158 \cdot \text{mm}$		
$l_{b.min.strekk} + l_{tol} = 70.758 \cdot \text{mm}$	Velger største verdi	
$l_{b.min.trykk} + l_{tol} = 70.758 \cdot \text{mm}$		

Forankringslengde, strekk og trykk

$$l_{bd,s} := l_{b,min,strekk} + l_{tol} = 70.758 \cdot \text{mm}$$

$$l_{bd,t} := l_{b,min,trykk} + l_{tol} = 70.758 \cdot \text{mm}$$

Bøylearmering

For bøyd ende

$$(75) \quad \frac{1}{\delta_{\text{UHPFRC}}} \cdot 5 \cdot \phi_{\text{armering}} \geq \frac{1}{\delta_{\text{UHPFRC}}} \cdot 50 \text{mm}$$

$$\frac{1}{\delta_{\text{UHPFRC}}} \cdot 5 \cdot \phi_{\text{armering}} = 30.303 \cdot \text{mm} \quad \frac{1}{\delta_{\text{UHPFRC}}} \cdot 50 \text{mm} = 37.879 \cdot \text{mm} \quad \text{Velger største verdi.}$$

For rett ende

$$(76) \quad \frac{1}{\delta_{\text{UHPFRC}}} \cdot 10 \cdot \phi_{\text{armering}} \geq \frac{1}{\delta_{\text{UHPFRC}}} \cdot 70 \text{mm}$$

$$\frac{1}{\delta_{\text{UHPFRC}}} \cdot 10 \cdot \phi_{\text{armering}} = 60.606 \cdot \text{mm} \quad \frac{1}{\delta_{\text{UHPFRC}}} \cdot 70 \text{mm} = 53.03 \cdot \text{mm}$$

Omfaringslengde

$$\rho_1 := 50$$

$$(79) \quad \alpha_6 := \left(\frac{\rho_1}{25} \right)^{0.5} = 1.414 \quad 1.0 \leq \alpha_6 \leq 1.5$$

$$(78) \quad l_{0,min} \geq \max \left[0.3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}, \frac{(15\phi_{\text{armering}})}{\delta_{\text{UHPFRC}}}, \frac{1}{\delta_{\text{UHPFRC}}} \cdot 200 \text{mm} \right]$$

$$l_{0,min} := \max \left[0.3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}, \frac{(15\phi_{\text{armering}})}{\delta_{\text{UHPFRC}}}, \frac{1}{\delta_{\text{UHPFRC}}} \cdot 200 \text{mm} \right]$$

$$l_{0,min} = 151.515 \cdot \text{mm}$$

Bøylearmering

$$d := 100\text{mm} - \frac{\phi_{\text{armering}}}{2} - c_{\text{nom}} = 76\text{mm} \quad \alpha := 90$$

$$(80) \quad s_{\text{max}} := 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot(\alpha)) = 28.431\text{mm}$$

Oppbøyde stenger

$$(81) \quad s_{\text{max.opp}} := d = 76\text{mm}$$

Bøyleareal

$$A_{\text{bøyle}} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{\text{armering}}}{2} \right)^2 = 50.265\text{mm}^2$$

Dordiamter

$$(83) \quad F_{\text{bt}} := f_{\text{yk}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{\text{armering}}}{2} \right)^2 = 25.133\text{ kN}$$

$$\phi_{\text{bøyle}} := 8\text{mm} \quad f_{\text{ck}} := 150$$

$$a_{\text{b}} := c_{\text{nom}} + \frac{\phi_{\text{bøyle}}}{2} = 24\text{mm} \quad a := 1 \quad \text{a ikke oppgitt, velger 1}$$

$$(82) \quad \phi_{\text{m.min}} \geq F_{\text{bt}} \cdot \frac{\left[\left(\frac{1}{a_{\text{b}}} \right) + \left(\frac{a_{\text{b}}}{2 \cdot \phi_{\text{bøyle}}} \right) \right]}{2.7 \cdot \delta_{\text{UHPFRC}} \cdot (f_{\text{ck}})^{\frac{2}{3}}}$$

$$\phi_{\text{m}} := F_{\text{bt}} \cdot \frac{\left[\left(\frac{1}{a_{\text{b}}} \right) + \left(\frac{a}{2 \cdot \phi_{\text{bøyle}}} \right) \right]}{2.7 \cdot \delta_{\text{UHPFRC}} \cdot (f_{\text{ck}})^{\frac{2}{3}} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}$$

$$\phi_{\text{m}} = 26.02\text{mm} \quad \text{For UHPFRC}$$

I følge EK2 skal minste tillate dordiamter være: $4 \cdot \phi_{\text{bøyle}} = 32\text{mm}$

Armeringsforslag

Underkant

Lengdearmering, over lengden 3m

$$\phi_{\text{armering}} = 8 \cdot \text{mm} \quad c_{\text{nom}} = 20 \cdot \text{mm} \quad \phi_{\text{bøyle}} := 8 \text{mm}$$

$$a_{\text{hoved}} = 200 \cdot \text{mm}$$

Regner jern over hele lengden, jernene ligger i x-retning. Horisontalt, sett ovenfra.

Antall jern:

$$c_{\text{nom}} + \phi_{\text{bøyle}} + x \cdot \phi_{\text{armering}} + x_2 \cdot a_{\text{hoved}} + \phi_{\text{bøyle}} + c_{\text{nom}} = \cdot 2200 \text{mm}$$

$$x := 11 \quad x_2 := 10$$

$$c_{\text{nom}} + \phi_{\text{bøyle}} + x \cdot \phi_{\text{armering}} + x_2 \cdot a_{\text{hoved}} + \phi_{\text{bøyle}} + c_{\text{nom}} = 2.144 \cdot \text{m}$$

$$\text{Restavstand}_y := 2.2 \text{m} - 2.144 \text{m} = 56 \cdot \text{mm}$$

Lengden av jern

$$l_{\text{strekk.jern.x}} := 3000 \text{mm} - 2 \cdot c_{\text{nom}} - 2 \cdot \phi_{\text{bøyle}} = 2.944 \text{m}$$

Forankringslengde

$$l_{\text{strekk.jern.min}} := 2 \cdot l_{\text{bd.s}} = 0.142 \text{m}$$

Armeringsareal

$$A_{s,y} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{\text{armering}}}{2} \right)^2 \cdot x = 552.92 \cdot \text{mm}^2$$

Lengdearmering: 11 ϕ 8 c:200mm

Armering, over lengden 2,2m

Regner jern over hele lengden, jernene ligger i y-retning. Vertikalt, sett ovenfra.

Antall jern:

$$c_{\text{nom}} + \phi_{\text{bøyle}} + x_3 \cdot \phi_{\text{armering}} + x_4 \cdot a_{\text{hoved}} + \phi_{\text{bøyle}} + c_{\text{nom}} = \cdot 3000\text{mm}$$

$$x_3 := 15 \qquad x_4 := 14$$

$$c_{\text{nom}} + \phi_{\text{bøyle}} + x_3 \cdot \phi_{\text{armering}} + x_4 \cdot a_{\text{hoved}} + \phi_{\text{bøyle}} + c_{\text{nom}} = 2.976\text{m}$$

$$\text{Restavstand}_x := 3\text{m} - 2.976\text{m} = 24\text{mm}$$

Lengden av jern

$$l_{\text{strekk.jern.y}} := 2200\text{mm} - 2 \cdot c_{\text{nom}} - 2 \cdot \phi_{\text{bøyle}} = 2.144\text{m}$$

Forankringslengde

$$l_{\text{strekk.jern.min}} = 0.142\text{m}$$

Armeringsareal

$$A_{s,x} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{\text{armering}}}{2} \right)^2 \cdot x_3 = 753.982 \cdot \text{mm}^2$$

Tverrarmering: 15 ϕ 8 c:200mm

Bøyer

Bøyer, over 3m. X-retning.

$$c_{\text{nom}} + \phi_{\text{bøyle}} + x_5 \cdot \phi_{\text{bøyle}} + x_6 \cdot a_{\text{hovet}} + \phi_{\text{bøyle}} + c_{\text{nom}} = \blacksquare \cdot 3000\text{mm}$$

$$x_5 := 15 \quad x_6 := 14$$

$$c_{\text{nom}} + \phi_{\text{bøyle}} + x_5 \cdot \phi_{\text{bøyle}} + x_6 \cdot a_{\text{hovet}} + \phi_{\text{bøyle}} + c_{\text{nom}} = 2.976 \text{ m}$$

Bøyer x-retning: 15φ8 c:200mm

Bøyer, over 2,2m. Y-retning.

$$c_{\text{nom}} + \phi_{\text{bøyle}} + x_7 \cdot \phi_{\text{bøyle}} + x_8 \cdot a_{\text{hovet}} + \phi_{\text{bøyle}} + c_{\text{nom}} = \blacksquare \cdot 2200\text{mm}$$

$$x_7 := 11 \quad x_8 := 10$$

$$c_{\text{nom}} + \phi_{\text{bøyle}} + x_7 \cdot \phi_{\text{bøyle}} + x_8 \cdot a_{\text{hovet}} + \phi_{\text{bøyle}} + c_{\text{nom}} = 2.144 \text{ m}$$

Bøyer y-retning: 11φ8 c:200mm

Utforming bøyer

Bøylene skal se ut som en U, med tilnærmet 90grader.

Bøylebenslengde := omfaringslengde + forankring

$$bøyle_{\text{lengde}} := l_{0.\text{min}} + l_{b.\text{min.strekk}} = 212.273 \cdot \text{mm}$$

Bøylene skal spenne over underkantarmeringen, og fungere som en støtte til hjørnearmeringen

$$bøyle_{\text{spenn}} := \phi_{\text{bøyle}} + \phi_{\text{armering}} + \phi_{\text{armering}} + \phi_{\text{bøyle}} = 32 \cdot \text{mm}$$

Dordiamter skal være større enn:

$$\phi_m = 26.02 \cdot \text{mm}$$

Hjørnearmering

Det legges en hjørnekant-armering i hvert hjørne av balkongen.

Dordiamteren skal også her være større enn:

$$\phi_m = 26.02 \text{ mm}$$

Utforming av hjørnearmering

Hjørnearmeringen skal se ut som en L, med like lange lengder.

$$\phi_{\text{hjørne}} := 12 \text{ mm}$$

$$\text{Hjørnearm}_{\text{lengde}} := l_{0.\text{min}} + l_{b.\text{min. trykk}} = 212.273 \text{ mm}$$

Det skal legges en hjørnearmering i hvert hjørne, i både over- og underkant.

Rissviddebegrensning

 Rissbegrensning Armering: 15 ϕ 8 c:200mm

$$f_{ctfm} := 9.5\text{MPa} \quad K_{\text{global}} := 1.2 \quad K_{\text{global}} := K_{\text{global}} = 1.2 \quad f_{ctm.el} := 10\text{MPa}$$

$$f_{ctfk} := 9\text{MPa} \quad f_{ctk.el} := 9\text{MPa} \quad l_{\text{balkong}} := 3\text{m} \quad c_{\text{nom}} := 20\text{mm}$$

$$h := 100\text{mm} \quad \phi_{\text{armering}} := 8\text{mm} \quad f_{yd.SLS} := 500\text{MPa}$$

$$d := h - \frac{\phi_{\text{armering}}}{2} - c_{\text{nom}} = 76\text{mm}$$

$$(68) \quad \delta_{\text{UHPFRC}} := 1 + 0.4 \cdot \left[\frac{f_{ctfk}}{(K_{\text{global}} \cdot f_{ctk.el})} \right] = 1.333$$

$$(59) \quad l_0 := 1.33 \cdot \frac{c_{\text{nom}}}{\delta_{\text{UHPFRC}}} = 0.02\text{m} \quad k_2 := 0.5 \quad \eta := 2.25$$

$$A_s := 753.982\text{mm}^2 \quad h_{c,ef} := \min \left[2.5 \cdot (h - d), \frac{h}{2} \right] \quad h_{c,ef} = 50\text{mm}$$

$$A_{c,eff} := l_{\text{balkong}} \cdot h_{c,ef} = 1.5 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$(56) \quad \rho_{\text{eff}} := \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 5.027 \times 10^{-3}$$

$$(61) \quad l_t := 2 \cdot \left[0.3 \cdot k_2 \cdot \left(1 - \frac{f_{ctfk}}{K_{\text{global}} \cdot f_{ctk.el}} \right) \cdot \frac{1}{\delta_{\text{UHPFRC}} \cdot \eta} \right] \cdot \frac{\phi_{\text{armering}}}{\rho_{\text{eff}}} = 26.526\text{mm}$$

$$l_t \geq \frac{L_f}{2} \quad L_f := 12.5\text{mm} \quad \frac{L_f}{2} = 6.25\text{mm}$$

$$(58) \quad s_{r,max.f} := 2.55 \cdot (l_0 + l_t) = 0.119 \cdot m \quad \text{Maks avstand mellom riss}$$

Kaller $\varepsilon_{sm.f} - \varepsilon_{cm.f}$ for ε_f i disse beregningene

$$(57) \quad (\varepsilon_{sm.f} - \varepsilon_{cm.f}) = \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{f_{ctfm}}{K_{global} \cdot E_{cm}} - \frac{1}{E_s} \left[k_t \cdot \left(f_{ctk.el} - \frac{f_{ctfm}}{K} \right) \cdot \left(\frac{1}{\rho_{eff}} + \frac{E_s}{E_{cm}} \right) \right]$$

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

$$M := 23.236 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Setter M lik MED fra bruksgrensetilstanden}$$

$$x := 37.151 \text{ mm} \quad b := 3000 \text{ mm} \quad E_{cm} := 50000 \text{ MPa}$$

$$I_{c,2} := b \cdot \frac{x^3}{3} = 5.128 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4 \quad I_{s,2} := 15 \cdot \frac{(\pi \cdot \phi_{armering}^4)}{64} + A_s \cdot (d - x)^2 = 1.141 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

$$EI := E_{cm} \cdot I_{c,2} + E_s \cdot I_{s,2} \quad EI = 2.792 \times 10^{12} \cdot \text{N} \cdot (\text{mm}^2)$$

$$\sigma_{s,bruks} := E_s \cdot M \cdot \frac{(d - x)}{EI} = 64.664 \text{ MPa}$$

Ved å bruke disse formlene til å finne armeringsspenningen, blir spenningen for liten. Hvis denne spenningen brukes, blir $\varepsilon_{sm.f} - \varepsilon_{cm.f}$ negativ. Hvis denne verdien er negativ blir også rissvidden negativ. Armeringsspenningen settes da lik den dimensjonerende fastheten, som gir en positiv verdi for rissvidde.

$$\text{Eventuelt bruke:} \quad \sigma_s := f_{yd,SLS} = 500 \cdot \text{MPa}$$

Formler i rute [5].

$$\text{(tabell 3.14)} \quad k_t := 0.6$$

$$(57) \quad \varepsilon_f := \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{f_{ctfm}}{K_{global} \cdot E_{cm}} - \frac{1}{E_s} \left[k_t \cdot \left(f_{ctk.el} - \frac{f_{ctfm}}{K_{global}} \right) \cdot \left(\frac{1}{\rho_{eff}} + \frac{E_s}{E_{cm}} \right) \right] = 1.682 \times 10^{-3}$$

$$(49) \quad w_s := s_{r,max.f} \cdot (\varepsilon_{sm.f} - \varepsilon_{cm.f})$$

$$w_s := s_{r,max.f} \cdot \varepsilon_f = 0.199 \text{ mm}$$

Senteravstand

$$s \leq 5 \cdot \left(c_{nom} + \frac{\phi_{armering}}{2} \right) \quad 5 \cdot \left(c_{nom} + \frac{\phi_{armering}}{2} \right) = 120 \text{ mm}$$

$$10 \cdot \left(c_{nom} + \frac{\phi_{armering}}{2} \right) = 240 \text{ mm}$$

$$d = 76 \text{ mm} \quad h = 100 \text{ mm} \quad x = 37.151 \text{ mm} \quad \text{Antar: } \chi := 10 \text{ mm}$$

$$(50) \quad w_t := w_s \cdot \frac{(h - x - \chi)}{(d - x - \chi)} = 0.365 \text{ mm}$$

$$(51) \quad w_t \leq w_{\max}$$

w_{\max} ikke oppgitt for eksponeringsklassen brukt her. Setter:

$$w_{\max} := 0.1 \text{ mm}$$

$$w_t > w_{\max} \quad \text{IKKE OK}$$

$$\alpha := 1 - 0.5 \cdot \frac{f_{ctfk}}{K_{\text{global}} \cdot f_{ctk,el}} = 0.583$$

$$\beta := \frac{100 \cdot \rho_{\text{eff}}}{100 \cdot \rho_{\text{eff}} + \frac{f_{ctfk}}{(K_{\text{global}} \cdot f_{ctk,el})}} = 0.376$$

$$s_{\text{senter}} := 200 \text{ mm} + 4 \text{ mm} + 4 \text{ mm} = 0.208 \text{ m}$$

$$(53) \quad w_{t,1} := \alpha \cdot \beta \cdot \left[1 + 0.015 \cdot \left(\frac{s_{\text{senter}}}{c_{\text{nom}} + \frac{\phi_{\text{armering}}}{2}} \right)^2 \right] \cdot w_t = 0.17 \text{ mm}$$

$$w_{t,1} \leq w_{\max}$$

$$w_{\max} = 0.1 \text{ mm}$$

$$w_{t,1} > w_{\max} \quad \text{IKKE OK} \\ \text{Endrer armeringsmengde}$$

Rissbegrensning Armering: 12φ8 c:120mm

$$f_{ctfm} := 9.5\text{MPa} \quad K_{\text{global}} := 1.2 \quad K_{\text{global}} := K_{\text{global}} = 1.2 \quad f_{ctm,el} := 10\text{MPa}$$

$$f_{ctfk} := 9\text{MPa} \quad f_{ctk,el} := 9\text{MPa} \quad l_{\text{balkong}} := 3\text{m} \quad c_{\text{nom}} := 20\text{mm}$$

$$h := 100\text{mm} \quad \phi_{\text{armering}} := 8\text{mm} \quad f_{yd,SLS} := 500\text{MPa}$$

$$d := h - \frac{\phi_{\text{armering}}}{2} - c_{\text{nom}} = 76\text{mm}$$

$$(68) \quad \delta_{\text{UHPFRC}} := 1 + 0.4 \cdot \left[\frac{f_{ctfk}}{(K_{\text{global}} \cdot f_{ctk,el})} \right] = 1.333$$

$$(59) \quad l_0 := 1.33 \cdot \frac{c_{\text{nom}}}{\delta_{\text{UHPFRC}}} = 0.02\text{m} \quad k_2 := 0.5 \quad \eta := 2.25$$

$$A_s := 603.1857\text{mm}^2 \quad h_{c,ef} := \min \left[2.5 \cdot (h - d), \frac{h}{2} \right] \quad h_{c,ef} = 50\text{mm}$$

$$A_{c,eff} := l_{\text{balkong}} \cdot h_{c,ef} = 1.5 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$(56) \quad \rho_{\text{eff}} := \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 4.021 \times 10^{-3}$$

$$(61) \quad l_t := 2 \cdot \left[0.3 \cdot k_2 \cdot \left(1 - \frac{f_{ctfk}}{K_{\text{global}} \cdot f_{ctk,el}} \right) \cdot \frac{1}{\delta_{\text{UHPFRC}} \cdot \eta} \right] \cdot \frac{\phi_{\text{armering}}}{\rho_{\text{eff}}} = 33.157\text{mm}$$

$$l_t \geq \frac{L_f}{2} \quad L_f := 12.5\text{mm} \quad \frac{L_f}{2} = 6.25\text{mm}$$

$$(58) \quad s_{r,max,f} := 2.55 \cdot (l_0 + l_t) = 0.135 \cdot m \quad \text{Maks avstand mellom riss}$$

Kaller $\varepsilon_{sm,f} - \varepsilon_{cm,f}$ for ε_f i disse beregningene

$$(57) \quad (\varepsilon_{sm,f} - \varepsilon_{cm,f}) = \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{f_{ctfm}}{K_{global} \cdot E_{cm}} - \frac{1}{E_s} \left[k_t \cdot \left(f_{ctk,el} - \frac{f_{ctfm}}{K} \right) \cdot \left(\frac{1}{\rho_{eff}} + \frac{E_s}{E_{cm}} \right) \right]$$

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

$$M := 23.236 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \text{Setter M lik MED fra bruksgrensetilstanden}$$

$$x := 37.151 \text{ mm} \quad b := 3000 \text{ mm} \quad E_{cm} := 50000 \text{ MPa}$$

$$I_{c,2} := b \cdot \frac{x^3}{3} = 5.128 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4 \quad I_{s,2} := 15 \cdot \frac{(\pi \cdot \phi_{armering}^4)}{64} + A_s \cdot (d - x)^2 = 9.134 \times 10^5 \cdot \text{mm}^4$$

$$EI := E_{cm} \cdot I_{c,2} + E_s \cdot I_{s,2} \quad EI = 2.746 \times 10^{12} \cdot \text{N} \cdot (\text{mm}^2)$$

$$\sigma_{s,bruks} := E_s \cdot M \cdot \frac{(d - x)}{EI} = 65.735 \text{ MPa}$$

Ved å bruke disse formlene til å finne armeringsspenningen, blir spenningen for liten. Hvis denne spenningen brukes, blir $\varepsilon_{sm,f} - \varepsilon_{cm,f}$ negativ. Hvis denne verdien er negativ blir også rissvidden negativ. Armeringsspenningen settes da lik den dimensjonerende fastheten, som gir en positiv verdi for rissvidde.

$$\text{Eventuelt bruke:} \quad \sigma_s := f_{yd,SLS} = 500 \cdot \text{MPa}$$

$$(\text{tabell 3.14}) \quad k_t := 0.6$$

$$(57) \quad \varepsilon_f := \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{f_{ctfm}}{K_{global} \cdot E_{cm}} - \frac{1}{E_s} \left[k_t \cdot \left(f_{ctk,el} - \frac{f_{ctfm}}{K_{global}} \right) \cdot \left(\frac{1}{\rho_{eff}} + \frac{E_s}{E_{cm}} \right) \right] = 1.52 \times 10^{-3}$$

$$(49) \quad w_s := s_{r,max,f} \cdot (\varepsilon_{sm,f} - \varepsilon_{cm,f})$$

$$w_s := s_{r,max,f} \cdot \varepsilon_f = 0.206 \text{ mm}$$

Senteravstand

$$s \leq 5 \cdot \left(c_{nom} + \frac{\phi_{armering}}{2} \right) \quad 5 \cdot \left(c_{nom} + \frac{\phi_{armering}}{2} \right) = 120 \text{ mm}$$

$$10 \cdot \left(c_{nom} + \frac{\phi_{armering}}{2} \right) = 240 \text{ mm}$$

$$d = 76 \text{ mm} \quad h = 100 \text{ mm} \quad x = 37.151 \text{ mm} \quad \text{Antar: } \chi := 10 \text{ mm}$$

$$(50) \quad w_t := w_s \cdot \frac{(h - x - \chi)}{(d - x - \chi)} = 0.377 \text{ mm}$$

$$(51) \quad w_t \leq w_{\max}$$

w_{\max} ikke oppgitt for eksponeringsklassen brukt her. Setter:

$$w_{\max} := 0.1 \text{ mm}$$

$$w_t > w_{\max} \quad \text{IKKE OK}$$

$$\alpha := 1 - 0.5 \cdot \frac{f_{ctfk}}{K_{\text{global}} \cdot f_{ctk.el}} = 0.583$$

$$\beta := \frac{100 \cdot \rho_{\text{eff}}}{100 \cdot \rho_{\text{eff}} + \frac{f_{ctfk}}{(K_{\text{global}} \cdot f_{ctk.el})}} = 0.325$$

$$s_{\text{senter}} := 120 \text{ mm} + 4 \text{ mm} + 4 \text{ mm} = 0.128 \text{ m}$$

$$(53) \quad w_{t.1} := \alpha \cdot \beta \cdot \left[1 + 0.015 \cdot \left(\frac{s_{\text{senter}}}{c_{\text{nom}} + \frac{\phi_{\text{armering}}}{2}} \right)^2 \right] \cdot w_t = 0.102 \text{ mm}$$

$$w_{t.1} \leq w_{\max}$$

$$w_{\max} = 0.1 \text{ mm}$$

Risvidde 0,002mm over tillatte

$$w_{t.1} \approx w_{\max}$$

OK - Ikke helt innen det tillatte

Nedbøyningskontroll

Nedbøyning

spennvidde := 3000mm Grenseverdi := $\frac{\text{spennvidde}}{250}$

Grenseverdi = 12-mm

$f_{yk} := 500\text{MPa}$ $\gamma_{s.SLS} := 1$

$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_{s.SLS}} = 500\text{MPa}$ $\sigma_s := f_{yd} = 500\text{MPa}$

$\epsilon_{\text{cud.SLS}} := 4.773 \cdot 10^{-3}$

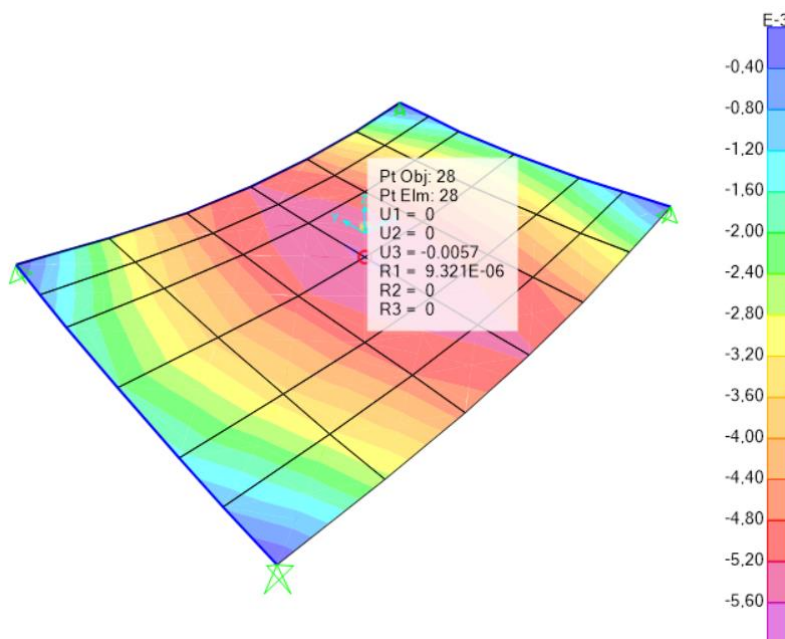
$\epsilon_c := \epsilon_{\text{cud.SLS}} = 0.477\%$ $\chi := 37.151\text{mm}$

(85) $\chi_{II} := \frac{\epsilon_c}{\chi} = 0.128 \frac{1}{\text{m}}$

$E_s := 200000\text{MPa}$ $\epsilon_{sm} := 2.5 \cdot 10^{-3}$

(88) $\varphi := \frac{\epsilon_{sm}}{\left(\frac{\sigma_s}{E_s}\right)} = 1$

(89) $\chi_{II.moy} := \varphi \cdot \chi_{II} = 0.128 \frac{1}{\text{m}}$



Figur 23.B Nedbøyning for kombinasjon 3, bruksgrense.

Momentkapasitet, bruddgrense

Betongtrykksoneens momentkapasitet

Trykksonehøyde

$$(111) \quad \chi := \left(1 - \frac{\varepsilon_{c0d}}{\varepsilon_{cud}} \right) \cdot 100 \text{ mm} = 37.151 \cdot \text{mm}$$

$$d := 100 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 4 \text{ mm} = 76 \cdot \text{mm}$$

$$b := 3000 \text{ mm}$$

$$(110) \quad T_{c,ULS} := \frac{b}{\gamma_c} \cdot \int_0^\chi \sigma_c \, dy = 6.316 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$(112) \quad y_T := \frac{\left(\frac{b}{\gamma_c} \cdot \int_0^\chi \sigma_c \cdot y \, dy \right)}{T_{c,ULS}} = 18.575 \text{ mm}$$

$$z_{ULS} := d - (\chi - y_T) = 57.425 \text{ mm}$$

$$(113) \quad M_{Rd,ULS} := T_{c,ULS} \cdot z_{ULS} = 362.673 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ED} = 30.258 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,ULS} > M_{ED}$$

Trykksone delvis utnyttet

Momentkapasitet, bruksgrense

Betongtrykksonens momentkapasitet

Trykksonehøyde

$$(111) \quad \chi_{SLS} := \left(1 - \frac{\varepsilon_{c0d.SLS}}{\varepsilon_{cud.SLS}} \right) \cdot 100 \text{ mm} = 37.151 \text{ mm}$$

$$d = 0.076 \text{ m}$$

$$b = 3 \times 10^3 \text{ mm}$$

$$(110) \quad T_{c.SLS} := \frac{b}{1} \cdot \int_0^{\chi_{SLS}} \sigma_{c.SLS} \, dy = 1.672 \times 10^4 \text{ kN}$$

$$(112) \quad y_{T.SLS} := \frac{\left(\frac{b}{1} \cdot \int_0^{\chi_{SLS}} \sigma_{c.SLS} \cdot y \, dy \right)}{T_{c.SLS}} = 18.575 \text{ mm}$$

$$z_{SLS} := d - (\chi_{SLS} - y_{T.SLS}) = 57.425 \text{ mm}$$

$$(113) \quad M_{Rd.SLS} := T_{c.SLS} \cdot z_{SLS} = 960.017 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ED.bruks} = 23.236 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd.SLS} > M_{ED.bruks}$$

Trykksone delvis utnyttet

Overslagsberegning kapasitet, brudd- og bruksgrensetilstand

Overslagsberegning kapasitet balkong

Balkongen blir påført ytre laster:

$$\text{Jevnt fordelte: } 12.01 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad 12.01 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (3\text{m} \cdot 2.2\text{m}) = 79.266 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Punktlast: } \quad \quad \quad 2.1\text{kN}$$

$$\text{Linjelast: } 1.05 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad 1.05 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (3\text{m} + 2.2\text{m} + 2.2\text{m}) = 7.77 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Totale laster: } \quad \quad \quad \text{tot} := 79.266\text{kN} + 2.1\text{kN} + 7.77\text{kN} = 89.136 \cdot \text{kN}$$

$$(107) \quad \text{Kap}_{\text{bet}} := f_{\text{cd}} \cdot 6.6\text{m}^2 = 5.61 \times 10^5 \cdot \text{kN}$$

$$(108) \quad \text{Kap}_{\text{arm}} := f_{\text{yd}} \cdot \pi \cdot (4\text{mm})^2 = 21.855 \cdot \text{kN}$$

$$A_{\text{C}} := 6.6\text{m}^2 \quad A_{\text{S}} := 11 \cdot \pi \cdot (4\text{mm})^2 = 5.529 \times 10^{-4} \text{m}^2 \quad \text{Kun lengdearmoring}$$

$$(109) \quad \text{Kap}_{\text{balkong}} := f_{\text{cd}} \cdot (A_{\text{C}} - A_{\text{S}}) + f_{\text{yd}} \cdot A_{\text{S}} = 5.612 \times 10^5 \cdot \text{kN}$$

Overslagsberegning kapasitet balkong

Balkongen blir påført ytre laster:

$$\text{Jevnt fordelte: } 8.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad 8.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (3\text{m} \cdot 2.2\text{m}) = 56.1 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Punktlast: } \quad \quad \quad 1.4\text{kN}$$

$$\text{Linjelast: } 0.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad 0.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (3\text{m} + 2.2\text{m} + 2.2\text{m}) = 5.18 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Totale laster: } \quad \quad \quad \text{tot}_{\text{SLS}} := 56.1\text{kN} + 1.4\text{kN} + 5.18\text{kN} = 62.68 \cdot \text{kN}$$

$$(107) \quad \text{Kap}_{\text{bet.SLS}} := f_{\text{cd.SLS}} \cdot 6.6\text{m}^2 = 9.9 \times 10^5 \cdot \text{kN}$$

$$(108) \quad \text{Kap}_{\text{arm.SLS}} := f_{\text{yd.SLS}} \cdot \pi \cdot (4\text{mm})^2 = 25.133 \cdot \text{kN}$$

$$A_{\text{C}} = 6.6\text{m}^2 \quad A_{\text{S}} = 5.529 \times 10^{-4} \text{m}^2 \quad \text{Kun lengdearmoring}$$

$$(109) \quad \text{Kap}_{\text{balkong.SLS}} := f_{\text{cd.SLS}} \cdot (A_{\text{C}} - A_{\text{S}}) + f_{\text{yd.SLS}} \cdot A_{\text{S}} = 9.902 \times 10^5 \cdot \text{kN}$$

Gjennomlokning

Gjennomlokning

$$K_{\text{local}} := 1.75 \quad \gamma_{\text{cf}} := 1.3 \quad f_{\text{ctfk}} := 9\text{MPa} \quad f_{\text{ctk.el}} := 9\text{MPa}$$

$$f_{\text{ct}} := \min(f_{\text{ctfk}}, f_{\text{ctk.el}}) \quad z := 57.425\text{mm} \quad b := 3000\text{mm}$$

$$V_{\text{Ed}} := 40.716\text{kN}$$

Gjennomsnittlig skjærspenning i UHPFRCen

$$\tau := \frac{V_{\text{Ed}}}{z \cdot b} = 0.236\text{MPa}$$

$$(47) \quad \tau_{\text{max}} := 0.8 \cdot \frac{f_{\text{ct}}}{K_{\text{local}} \cdot \gamma_{\text{cf}}} = 3.165\text{MPa}$$

$$\tau < \tau_{\text{max}} \quad \text{OK}$$

Dimensjonerende verdier

Dimensjonerende fastheter

Brudd

$$M_{ED} := 30.258 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{ED} := 40.716 \text{ kN}$$

$$(1) f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 85 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_c := f_{cd} = 85 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.783 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ywd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.783 \cdot \text{MPa}$$

$$\frac{f_{yd}}{E_s} = 2.174 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_{s.2} := E_s \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} = 434.783 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_s := \epsilon_{ud} \cdot E_s = 6 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$$

Bruks

$$M_{ED.bruks} := 23.236 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$f_{cd.SLS} := \frac{f_{ck}}{1} = 150 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{c.SLS} := f_{cd.SLS} = 150 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{yd.SLS} := \frac{f_{yk}}{1} = 500 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ywd.SLS} := \frac{f_{yk}}{1} = 500 \cdot \text{MPa}$$

$$\frac{f_{yd.SLS}}{E_s} = 2.5 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_{s.SLS} := E_s \cdot \frac{f_{yd.SLS}}{E_s} = 500 \cdot \text{MPa}$$

Trykkbrudd i betongen når

$$\epsilon_c := \epsilon_{cud} \quad \epsilon_{cud} = 2.705 \times 10^{-3}$$

Brudd i armeringen når

$$\epsilon_s := \epsilon_{ud} \quad \epsilon_{ud} = 0.03$$

Konvensjonelle lover for UHPFRC

Konvensjonelle lover for UHPFRC

Bruddgrensetilstand (ULS)

$$\varepsilon_{u.pic} := \frac{w_{pic}}{L_c} + \frac{f_{ctk.el}}{\gamma_{cf} \cdot E_{cm}} = 4.638 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{u.1\%} := \frac{w_{1\%}}{L_c} + \frac{f_{ctk.el}}{\gamma_{cf} \cdot E_{cm}} = 7.638 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{lim} := \frac{L_f}{4 \cdot L_c} = 0.047 \quad \text{Kan også settes lik 5\%}$$

$$\varepsilon_{u.lim} := \varepsilon_{lim}$$

Design lov

$$\varepsilon_{u.el} := \frac{f_{ctk.el}}{\gamma_{cf} \cdot E_{cm}} = 1.385 \times 10^{-4}$$

Tøyning

$$\varepsilon_{c0d} := \frac{f_{cd}}{E_{cm}} = 1.7 \times 10^{-3}$$

Ultimat tøyning, tøyningsgrense

$$(91) \quad \varepsilon_{cud} := \left(1 + 14 \cdot \frac{f_{ctfm}}{K_{global} \cdot f_{cm}} \right) \cdot \varepsilon_{c0d} = 2.705 \times 10^{-3} \quad \varepsilon_{cud.SLS} := \left(1 + 14 \cdot \frac{f_{ctfm}}{K_{global} \cdot f_{cm}} \right) \cdot \varepsilon_{c0d.SLS} = 4.773 \times 10^{-3}$$

Armering

$$\varepsilon_{ud} := 3 \cdot 10^{-2}$$

Konvensjonelle lover for UHPFRC

Bruksgrensetilstand (SLS)

$$\varepsilon_{pic} := \frac{w_{pic}}{L_c} + \frac{f_{ctk.el}}{E_{cm}} = 4.68 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{1\%} := \frac{w_{1\%}}{L_c} + \frac{f_{ctk.el}}{E_{cm}} = 7.68 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{lim} := \frac{L_f}{4 \cdot L_c} = 0.047$$

$$\varepsilon_{u.lim} := \varepsilon_{lim}$$

Design lov

$$\varepsilon_{el} := \frac{f_{ctk.el}}{E_{cm}} = 1.8 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{c0d.SLS} := \frac{f_{cd.SLS}}{E_{cm}} = 3 \times 10^{-3}$$

Kontroll av strekkegenskaper

Type 2 UHPFRC. Kontroll av strekkegenskap

Setter $f_{ctf} = f_{ctfk}$ $f_{ctf} := f_{ctfk} = 9 \cdot \text{MPa}$

(92) $\frac{f_{ctf}}{K_{\text{global}}} \geq f_{ct.el}$

$\frac{f_{ctf}}{K_{\text{global}}} = 7.2 \cdot \text{MPa}$ $f_{ct.el} := f_{ctk.el} = 9 \cdot \text{MPa}$ IKKE OK

(93) $\frac{f_{ctf}}{K_{\text{global}}} < f_{ct.el}$

$\frac{f_{ctf}}{K_{\text{global}}} = 7.2 \cdot \text{MPa}$ $f_{ct.el} := f_{ctk.el} = 9 \cdot \text{MPa}$ OK

(94) $\frac{f_{ctfm}}{K_{\text{global}}} \geq f_{ctm.el}$

$\frac{f_{ctfm}}{K_{\text{global}}} = 7.6 \cdot \text{MPa}$ $f_{ctm.el} = 10 \cdot \text{MPa}$ IKKE OK

(95) $\frac{f_{ctfk}}{K_{\text{global}}} < f_{ctk.el}$

$\frac{f_{ctfk}}{K_{\text{global}}} = 7.2 \cdot \text{MPa}$ $f_{ctk.el} = 9 \cdot \text{MPa}$ OK

Grensetilstandskontroll

For bruddgrensetilstand

$$(96) \quad \frac{f_{ctfk}}{K_{global} \cdot \gamma_{cf}} < \frac{f_{ctk.el}}{\gamma_{cf}}$$

$$\frac{f_{ctfk}}{K_{global} \cdot \gamma_{cf}} = 5.538 \cdot \text{MPa} \quad \frac{f_{ctk.el}}{\gamma_{cf}} = 6.923 \cdot \text{MPa}$$

For bruksgrensetilstand

$$(98) \quad \frac{f_{ctfk}}{K_{global}} < f_{ctk.el}$$

$$\frac{f_{ctfk}}{K_{global}} = 7.2 \cdot \text{MPa} \quad f_{ctk.el} = 9 \cdot \text{MPa}$$