



OSLO METROPOLITAN UNIVERSITY
STORBYUNIVERSITETET

Institutt for Bygg- og energiteknikk - Bygg
Postadresse: Postboks 4 St. Olavs plass, 0130 Oslo
Besøksadresse: Pilestredet 35, Oslo

GRUPPE NR. 9

TILGJENGELIGHET
Åpen

Telefon: 67 23 50 00
www.oslomet.no

BACHELOROPPGAVE

BACHELOROPPGAVENS TITTEL	DATO
Effekten av implementering av stålfiberarmering i vanntette bunnplater	25.05.2022
	ANTALL SIDER / ANTALL VEDLEGG
	80/19
FORFATTERE	VEILEDER
Karoline Brekke, Mathilde Gunvaldsen og Freya Borghild Torsfred	Mahdi Kioumarsari og Katalin Vertes

UTFØRT I SAMARBEID MED	KONTAKTPERSON
Sweco Norge AS	Tor Øistein Andresen og Elise Myhre Hverven

SAMMENDRAG
<p>Denne avhandlingen tar for seg effekten implementering av stålfiberarmering kan ha i vanntette bærende bunnplater. Det er gjennomført en sammenlikningsstudie hvor fiktive bunnplater med ulike spennvidder dimensjoneres, henholdsvis med og uten stålfiber. Formålet med avhandlingen er å vurdere om delvis substitusjon av slakkarmering med stålfiberarmering kan bidra til materialbesparelser i vanntette bunnplater, og om dette kan ha betydning for bærekraft og økonomi.</p> <p>Dimensjoneringen består i all hovedsak av håndberegninger, som kontrolleres opp mot beregninger utført i ISY Design.</p> <p>En samlet vurdering av oppnådde resultater tilsier at delvis substitusjon av slakkarmering med stålfiber, kan ha en gunstig effekt på material- og kostnadsbesparelser i vanntette bunnplater. Derimot virker ikke stålfiber å ha en positiv innvirkning på det globale oppvarmingspotensialet.</p>

3 STIKKORD
Stålfiber
Vanntette bunnplater
Materialbesparelser

Forord

Denne avhandlingen er skrevet i samarbeid med Sweco Norge As, og skal markere slutten av vår bachelorgrad på bygglinjen ved OsloMet - storbyuniversitetet. Avhandlingen utgjør 20 studiepoeng og vil leveres våren 2022.

Arbeidet med denne avhandlingen har vært en spennende utfordring der vi har fått prøve oss på nye dimensjoneringsmetoder, både for hånd og ved hjelp av programvare. Vi har fått repetert dimensjonering av tradisjonelt slakkarmerte bunnplater samt satt oss inn i nye og spennende dimensjoneringsmetoder med implementering av fiber. Det har vært en lærerik prosess som har ført til et stort læringsutbytte. Avhandlingen er ment for å gi studenter og andre interessenter et innblikk i hvorvidt bruk av fiberarmering kan være til fordel for å oppnå materialbesparelser i vanntette konstruksjonsdeler.

Vi vil spesielt takke våre veiledere ved Sweco, Tor Øistein Andresen og Elise Myhre Hverven, for god faglig støtte underveis i skriveperioden. Gjennom veiledningsmøter har vi fått hjelp med konkretisering av problemstillingen vår samt fått nyttige faglige materialer som har vært essensielle for vår besvarelse. I tillegg ønsker vi å takke Ahmed Hamed, seniorrådgiver ved Sweco, for gode tilbakemeldinger på våre beregninger omhandlende hovedsakelig slakkarmert fiberbetong.

Til slutt vil vi takke våre veiledere ved OsloMet, Katalin Vertes og Mahdi Kioumarsi, som har stilt opp i møter, diskutert detaljer og kommet med gode innspill til vår oppgavebesparelse.

Oslo, 25.05.2022



Karoline Brekke



Mathilde Gunvaldsen



Freya Borghild Torsfred

Sammendrag

Denne avhandlingen tar for seg effekten implementering av stålfiberarmering kan ha i vanntette bærende bunnplater. Det er gjennomført en sammenlikningsstudie hvor fiktive bunnplater med ulike spennvidder dimensjoneres, henholdsvis med og uten stålfiber.

Formålet med avhandlingen er å vurdere om delvis substitusjon av slakkarmering med stålfiberarmering kan bidra til materialbesparelser i vanntette bunnplater, og om dette kan ha betydning for bærekraft og økonomi. Tradisjonelt sett vil det kreves mye slakkarmering for å gjøre en konstruksjonsdel vanntett, da det stilles strenge krav til rissvidder. Fibrenes egenskaper har vist seg å ha svært gunstig effekt på rissvidder, og er derfor interessant å se på i denne sammenhengen.

Det ble dimensjonert totalt seks ulike frittstående, fritt opplagte bunnplater fordelt på tre ulike spennvidder. Tre av disse ble dimensjonert med slakkarmert betong og tre med slakkarmert fiberbetong. Spennviddene var på henholdsvis 8,5 m, 7,0 m og 5,5 m.

Avhandlingen inneholder grunnleggende teori om vanntette bunnplater, betong og armering som byggematerialer, stålfiber og dimensjoneringsprosessene for de ulike armeringstypene. Videre foreligger dimensjoneringskapitlene hvor beregningene for hver enkelt bunnplate gjennomgås. Dimensjoneringen består i all hovedsak av håndberegninger, presentert i Mathcad [1], som er kontrollert opp mot beregninger utført i dataprogrammet ISY Design [2]. Til slutt fremkommer resultatene fra dimensjoneringen og videre diskusjon rundt disse.

En samlet vurdering av resultatene beregningene har gitt oss, tilsier at delvis substitusjon av slakkarmering med stålfiber kan ha en gunstig effekt på material- og kostnadsbesparelser. Eksempelvis kunne vi for bunnplatene med spennvidde lik 8,5 m oppnådd en besparelse på hele 24 582 kr ved tilførsel av fiber dersom bunnplatens areal hadde vært på 217 m². Derimot virket ikke stålfiber å ha en positiv effekt på det globale oppvarmingspotensialet.

Abstract

This thesis will address the effect the implementation of steel fibre reinforcement can have in waterproof load-bearing base plates. We have conducted a comparative study in which fictitious base plates with different spans have been designed, both with and without steel fibres.

The purpose of this thesis is to assess whether partial substitution of normal reinforcement with steel fibre reinforcement can contribute to material savings in waterproof base plates, and whether this can have an impact on sustainability and economy. Traditionally, a lot of reinforcement is required to make a construction part waterproof, as strict requirements are set for crack widths. The properties of the fibres have been shown to have a very beneficial effect on crack widths and are therefore in this context interesting to examine.

A total of six different simply supported base plates were designed. Three of these were designed with reinforced concrete and three with a combination of reinforced and steel fibre reinforced concrete. Each reinforcement type is designed with three different spans: 8.5 m, 7.0 m, and 5.5 m.

This thesis presents basic theory about waterproof base plates, concrete and reinforcement as building materials, steel fibre and the design processes of the different types of reinforcement. Furthermore, the calculations for each individual base plate will be reviewed and presented. The design of the plates will mainly be conducted using hand calculations, presented in Mathcad [1], which then compared to calculations conducted in the software ISY Design [2]. Finally, the designed results and further discussion regarding these are presented.

An overall assessment of the results the calculations have given us indicates that partial substitution of reinforcement with steel fibre can have a beneficial effect on material and cost savings. For instance, when designing the base plates with a span equal to 8.5 m we discovered that we could have saved NOK 24,582 by adding steel fibre if the plate had a size of 217 m². On the contrary, steel fibre does not seem to have a particularly positive effect on the Global Warming Potential (GWP).

Innholdsfortegnelse

Forord	ii
Sammendrag	iii
Abstract	iv
Innholdsfortegnelse	v
Figurliste	viii
Tabelliste	ix
Symboler og Forkortelser	xi
1 Innledning	1
1.1 Bakgrunn.....	1
1.2 Formål.....	1
1.3 Problemstilling.....	2
1.4 Innhold.....	2
1.5 Avgrensninger.....	3
2 Teori	4
2.1 Bunnplater.....	4
2.1.1 Enveis- og toveisplater.....	4
2.1.2 Frittstående enveis bunnplate.....	6
2.1.3 Vanntette bunnplater.....	6
2.2 Slakkarmert betong.....	7
2.2.1 Generelt om betong.....	7
2.2.2 Generelt om slakkarmert betong.....	8
2.2.3 Armeringsstål.....	9
2.3 Fiberarmert betong.....	9
2.3.1 Historie.....	10
2.3.2 Stålfiber.....	10
2.3.3 Spesielle forhold ved fiberbetong.....	12
2.4 Dimensjoneringsgrunnlag for tradisjonell slakkarmert betong.....	14
2.4.1 Materialeegenskaper.....	14
2.4.2 Belastninger.....	14
2.4.3 Bruddgrensetilstand - ULS.....	18
2.4.4 Bruksgrensetilstand - SLS.....	22
2.5 Dimensjoneringsgrunnlag for slakkarmert fiberbetong.....	28
2.5.1 Materialeegenskaper.....	28
2.5.2 Belastninger.....	28

2.5.3 Bruddgrensetilstand - ULS	29
2.5.4 Bruksgrensetilstand - SLS	32
2.6 Programvare - ISY Design Enterprise	37
2.6.1 ULS - Bruddgrenseberegninger	37
2.6.2 SLS - Bruksgrenseberegninger.....	38
2.7 Grunnlag for bærekraftanalyse	39
2.7.1 Hva er en bærekraftanalyse?	39
2.7.2 Betong	39
2.7.3 Stål.....	40
2.8 Grunnlag for kostnadsanalyse	41
2.8.1 Norsk Prisbok.....	41
3 Metode.....	42
3.1 Drøfting av metoder	42
3.2 Valgt metode	42
3.2.1 Programvare	42
3.3 Refleksjon og kvalitetssikring.....	43
3.3.1 Validitet.....	43
3.3.2 Reliabilitet	43
3.3.3 Generaliserbarhet	44
4 Dimensjonering.....	45
4.1 Forutsetninger.....	45
4.2 Dimensjonering - Tradisjonell slakkarmert betong.....	46
4.2.1 Bunnplate A1.....	46
4.2.2 Bunnplate A2.....	49
4.2.3 Bunnplate A3.....	52
4.3 Dimensjonering - Slakkarmert fiberbetong.....	55
4.3.1 Bunnplate B1	56
4.3.2 Bunnplate B2.....	58
4.3.3 Bunnplate B3.....	61
5 Resultat.....	65
5.1 Bruddgrenstilstand	65
5.2 Bruksgrensetilstand	66
5.3 Bærekraftanalyse	67
5.4 Kostnadsanalyse	69
6 Diskusjon.....	71

6.1 Diskusjon av dimensjoneringsresultat.....	71
6.2 Diskusjon bærekraftanalyse	72
6.3 Diskusjon kostnadsanalyse.....	73
7 Konklusjon.....	75
Referanser	76
Vedlegg	80

Figurliste

Figur 1.4.1 Visualisering av alle tre spennvidder bunnplatene skal dimensjoneres for, laget i AutoCAD [10].....	2
Figur 2.1.1 Fritt opplagt enveisplate [20].....	5
Figur 2.1.2 Plate definert med alle spenningsresultanter [21, figur 4.29].....	5
Figur 2.1.3 Ulike typer platesystemer [21, figur 4.30].....	5
Figur 2.1.4 Sammenheng mellom tillatt beregnet rissvidde og forholdet mellom hydrostatisk trykk og tverrsnittstykkelse [6, figur 22].....	7
Figur 2.2.1 Grensetøyning ved maksimal kraft [30, figur 23 a].....	9
Figur 2.3.1 Ulike fiberformer [33, figur 3.3]	10
Figur 2.3.2 Stålfiberarmet betong [31, figur 1.12]	11
Figur 2.3.3 Eksempler på bestemmelse av nødvendig stålfiberinnhold for å oppnå ønsket restbøyestrekfasthet fra NB38 [11, figur 2.3]	13
Figur 2.4.1 Spennings- og tøyingsfordeling for rektangulært tverrsnitt av slakkarmert betong utsatt for ren bøyning [3, figur 4.3].....	19
Figur 2.4.2 Bjelke direkte opplagt [23, figur 9.3 a)]	22
Figur 2.4.3 Alternativ forankringsmetode [23, figur 8.1 a)]	22
Figur 2.5.1 Spennings- og tøyingsfordeling for rent fiberarmerte tverrsnitt utsatt for ren bøyning [11, figur 4.3]	30
Figur 2.5.2 Spennings- og tøyingsfordeling for slakkarmert fiberbetong utsatt for ren bøyning [11, figur 4.2]	31
Figur 2.5.3 Spenningsfordeling for tverrsnitt av slakkarmert fiberbetong utsatt for ren bøyning, vist for stadium II og stadium III	33
Figur 2.5.4 Dekke tverrsnitt med referanselinje midt i tverrsnittet	34
Figur 2.6.1 Automatisk armeringsgenerering gjort av ISY Design Enterprise for dekke med $b = 1000$ mm, $h = 200$ mm, $L = 5500$ mm med brukskategori «B - kontorbygg» [2].....	38
Figur 4.2.1 Tverrsnitt bunnplate A1, laget i AutoCAD [10].....	49
Figur 4.2.2 Tverrsnitt bunnplate A2, laget i AutoCAD [10].....	52
Figur 4.2.3 Tverrsnitt bunnplate A3, laget i AutoCAD [10].....	55
Figur 4.3.1 Tverrsnitt bunnplate B1, laget i AutoCAD [10]	58
Figur 4.3.2 Tverrsnitt bunnplate B2, laget i AutoCAD [10]	61
Figur 4.3.3 Tverrsnitt bunnplate B3, laget i AutoCAD [10]	64
Figur 5.1.1 Total betongmengde pr. bunnplate	66
Figur 5.1.2 Total armeringsmengde pr. bunnplate	66
Figur 5.3.1 Totale CO ₂ -ekvivalenter pr. bunnplate	69
Figur 5.4.1 Totale kostnader pr. bunnplate	70

Tabelliste

Tabell 2.1.1 Definisjon av tetthetsklasser [14, tabell 22].....	6
Tabell 2.3.1 Restfasthetsklasse (R) [11, tabell 2.2].....	12
Tabell 2.3.2 Klassifisering av restfasthetsklasser og duktilitetsklasser [34, tabell 10].....	13
Tabell 2.4.1 Brukscategorier [36, tabell NA 6.1].....	15
Tabell 2.4.2 Nyttelaster på gulv, balkonger og trapper i bygninger [36, tabell NA 6.2].....	15
Tabell 2.4.3 Dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO) [35, tabell NA.A1.2(B)].....	16
Tabell 2.4.4 ψ -faktorer [35, tabell NA.A1.1].....	17
Tabell 2.4.5 Grenseverdier for nedbøyning [35, tabell NA.A1(904)].....	27
Tabell 4.1.1 Dimensjonerende fastheter.....	45
Tabell 4.2.1 Dimensjonerende belastninger for bunnplate A1.....	46
Tabell 4.2.2 Statisk nødvendig armering for bunnplate A1.....	47
Tabell 4.2.3 Valgt armering for bunnplate A1.....	47
Tabell 4.2.4 Skjærkontroll for bunnplate A1.....	47
Tabell 4.2.5 Nedre og øvre grense for armering til bunnplate A1.....	48
Tabell 4.2.6 Kontroll av nedbøyning for bunnplate A1.....	48
Tabell 4.2.7 Beregning av rissvidde for bunnplate A1.....	49
Tabell 4.2.8 Dimensjonerende belastninger for bunnplate A2.....	49
Tabell 4.2.9 Statisk nødvendig armering for bunnplate A2.....	50
Tabell 4.2.10 Valgt armering for bunnplate A2.....	50
Tabell 4.2.11 Skjærkontroll for bunnplate A2.....	50
Tabell 4.2.12 Nedre og øvre grense for armering til bunnplate A2.....	51
Tabell 4.2.13 Kontroll av nedbøyning for bunnplate A2.....	51
Tabell 4.2.14 Beregning av rissvidde for bunnplate A2.....	52
Tabell 4.2.15 Dimensjonerende belastninger for bunnplate A3.....	52
Tabell 4.2.16 Statisk nødvendig armering for bunnplate A3.....	53
Tabell 4.2.17 Valgt armering for bunnplate A3.....	53
Tabell 4.2.18 Skjærkontroll for bunnplate A3.....	53
Tabell 4.2.19 Nedre og øvre grense for armering til bunnplate A3.....	54
Tabell 4.2.20 Kontroll av nedbøyning for bunnplate A3.....	54
Tabell 4.2.21 Beregning av rissvidde for bunnplate A3.....	55
Tabell 4.3.1 Dimensjonerende belastninger for bunnplate B1.....	56
Tabell 4.3.2 Statisk nødvendig armering for bunnplate B1.....	56
Tabell 4.3.3 Valgt armering for bunnplate B1.....	56
Tabell 4.3.4 Skjærkontroll for bunnplate B1.....	57

Tabell 4.3.5 Nedre grense for armering til bunnplate B1.....	57
Tabell 4.3.6 Kontroll av nedbøyning for bunnplate B1	57
Tabell 4.3.7 Beregning av rissvidde for bunnplate B1	58
Tabell 4.3.8 Dimensjonerende belastninger for bunnplate B2.....	58
Tabell 4.3.9 Statisk nødvendig armering for bunnplate B2	59
Tabell 4.3.10 Valgt armering for bunnplate B2	59
Tabell 4.3.11 Skjærkontroll for bunnplate B2.....	59
Tabell 4.3.12 Nedre grense for armering til bunnplate B2.....	60
Tabell 4.3.13 Kontroll av nedbøyning for bunnplate B2	60
Tabell 4.3.14 Beregning av rissvidde for bunnplate B2.....	61
Tabell 4.3.15 Dimensjonerende belastninger for bunnplate B3.....	61
Tabell 4.3.16 Statisk nødvendig armering for bunnplate B3	62
Tabell 4.3.17 Valgt armering for bunnplate B3	62
Tabell 4.3.18 Skjærkontroll for bunnplate B3.....	62
Tabell 4.3.19 Nedre grense for armering til bunnplate B3.....	63
Tabell 4.3.20 Kontroll av nedbøyning for bunnplate B3	63
Tabell 4.3.21 Beregning av rissvidde for bunnplate B3.....	63
Tabell 5.1.1 Endelig areal av slakkarmering i alle 6 bunnplater.....	65
Tabell 5.1.2 Oversikt over materialmengder i de ulike bunnplatene	65
Tabell 5.2.1 Beregnet nedbøyning for alle 6 dimensjonerte bunnplater	67
Tabell 5.2.2 Beregnet rissvidde for alle 6 dimensjonerte bunnplater.....	67
Tabell 5.3.1 CO ₂ -ekvivalenter.....	67
Tabell 5.3.2 Beregnede CO ₂ -ekvivalenter for bunnplater av slakkarmert betong	68
Tabell 5.3.3 Beregnede CO ₂ -ekvivalenter for bunnplater av slakkarmert fiberbetong.....	68
Tabell 5.3.4 Beregnede CO ₂ -ekvivalenter for samtlige bunnplater - Sammenlikning.....	68
Tabell 5.4.1 Prislinjjer til referanse	69
Tabell 5.4.2 Kostnader for bunnplater av slakkarmert betong.....	70
Tabell 5.4.3 Kostnader for bunnplater av slakkarmert fiberbetong	70
Tabell 5.4.4 Kostnader for samtlige bunnplater - Sammenlikning	70

Symboler og Forkortelser

Store latinske bokstaver

A_c	Betongens tverrsnittsareal
$A_{c,eff}$	Betongens effektive tverrsnittsareal
A_s	Valgt tverrsnittsareal av armering
A_{sl}	Tverrsnittets areal av strekkarmeringen med en forankringslengde ($l_{bd} + d$) forbi det betraktede snittet.
$A_{s,max}$	Maksimumsarmering
$A_{s,min}$	Minimumsarmering
$A_{s,req}$	Nødvendig tverrsnittsareal av armering
A_t	Tverrsnittets transformerte betongareal
$C_{Rd,c}$	Faktor til bruk i beregning av skjærkapasitet
E_{cm}	Betongens elastisitetsmodul
$E_{c,eff}$	Effektiv langtids elastisitetsmodul
$E_{c,middel}$	Midlere elastisitetsmodul
EI	Bøyestivhet
EI_1	Bøyestivhet for uopprikket tverrsnitt
EI_2	Bøyestivhet for fullt opprikket tverrsnitt
E_s	Stålets elastisitetsmodul
I_c	Betongtrykksonens arealtrehetsmoment
I_{c1}	Betongtrykksonens arealtrehetsmoment for uopprikket tverrsnitt
I_{c2}	Betongtrykksonens arealtrehetsmoment for fullt opprikket tverrsnitt
I_s	Slakkarmeringens arealtrehetsmoment
I_{s1}	Slakkarmeringens arealtrehetsmoment for uopprikket tverrsnitt
I_{s2}	Slakkarmeringens arealtrehetsmoment for fullt opprikket tverrsnitt
L	Spennvidde
M_{ck}	Karakteristisk bøyemoment i bruddgrensetilstand
M_{cr}	Rissmoment
M_{Ed}	Dimensjonerende bøyemoment
$M_{Ed,brudd}$	Dimensjonerende bøyemoment i bruddgrensetilstand
$M_{Ed,bruk}$	Dimensjonerende bøyemoment i bruksgrensetilstand

M_{Rd}	Betongtrykksonens dimensjonerende momentkapasitet
M_{SLS}	Ønsket bruksgrensemoment
$M_{y,kapasitet}$	Tverrsnittets momentkapasitet
N_{Ed}	Dimensjonerende aksialkraft
RH	Relativ fuktighet
V_{Ed}	Dimensjonerende skjærkraft
$V_{Ed,brudd}$	Dimensjonerende skjærkraft i bruddgrensetilstand
$V_{Ed,bruk}$	Dimensjonerende skjærkraft i bruksgrensetilstand
$V_{Ed,red}$	Redusert verdi for dimensjonerende skjærkraft
$V_{Rd,c}$	Betongens dimensjonerende skjærkapasitet i strekksonen
$V_{Rd,max}$	Maksimal skjærkapasitet, begrenset av trykkbrudd

Små latinske bokstaver

b	Tverrsnittets bredde
b_t	Midlere bredde av strekksonen
b_w	Tverrsnittets minste bredde
c	Faktor til bruk i beregning av indre momentarm
c_{dur}	Overdekning
c_{nom}	Nominell overdekning
c_{snitt}	Gjennomsnittlig verdi av overdekning
d	Tverrsnittets effektive høyde
d_g	Største nominelle tilslagsstørrelse
d_{dg}	Største tilslag i betong
f_{bd}	Armeringens dimensjonerende heftfasthet
f_{cd}	Betongens dimensjonerende trykkfasthet
f_{ck}	Betongens karakteristiske trykkfasthet
f_{cm}	Middelverdi for betongens trykkfasthet ved 28 døgn
f_{ctd}	Betongens dimensjonerende strekkfasthet
$f_{ctk,0,05}$	Betongens karakteristiske, sentriske strekkfasthet med 5 % sannsynlighet for underskridelse
f_{ctm}	Middelverdi for betongens sentriske strekkfasthet ved 28 døgn

f_{Ftsk}	Karakteristisk restbøyestrekfasthet i bruksgrensetilstand
f_{Ftud}	Dimensjonerende restbøyestrekfasthet i bruddgrensetilstand
$f_{Ftu,ef}$	Effektiv restbøyestrekfasthet i bruddgrensetilstand
f_{Ftuk}	Karakteristisk restbøyestrekfasthet i bruddgrensetilstand
$f_{R,1k}$	Fiberbetongens karakteristiske restbøyestrekfasthet ved 0,5 mm rissvidde
$f_{R,3k}$	Fiberbetongens karakteristiske restbøyestrekfasthet ved 2,5 mm rissvidde.
$f_{R,1m}$	Fiberbetongens midlere restbøyestrekfasthet ved 0,5 mm rissvidde
$f_{R,3m}$	Fiberbetongens midlere restbøyestrekfasthet ved 2,5 mm rissvidde.
f_{yd}	Armeringens dimensjonerende flytegrense
f_{yk}	Armeringens karakteristiske flytegrense
g	Egenlast
h	Tverrsnittets høyde
h_0	Effektiv tverrsnittshøyde
$h_{c,eff}$	Effektiv betongtverrsnittshøyde
k	Koeffisient, faktor
k_t	Faktor for beregning av tøyingsdifferanse
l_{bd}	Dimensjonerende kraftinnføringslengde
$l_{b,min}$	Minimumsverdi for kraftinnføringslengde
$l_{b,req}$	Nødvendig kraftinnføringslengde
$l_{tilgjengelig}$	Tilgjengelig lengde for forankring
n	Antall armeringsjern
p_{lang}	Langtidsbidrag fra nyttelast
q	Nyttelast
q_{Ed}	Dimensjonerende jevnt fordelt last
$q_{Ed,brudd}$	Dimensjonerende jevnt fordelt last i bruddgrensetilstand
$q_{Ed,bruk}$	Dimensjonerende jevnt fordelt last i bruksgrensetilstand
q_{lang}	Langtids andel av nyttelast
s	Senteravstanden mellom armeringsjernene
s_{min}	Minimum fri avstand mellom armeringsjernene

s_{req}	Maksimal senteravstand mellom armeringsjernene
$s_{r,max}$	Største rissavstand
$s_{r,max,cal}$	Største rissavstand modifisert for fiberbetong
$s_{r,max,F}$	Største rissavstand fra ISY
t	Betongens alder på betraktet tidspunkt
t_0	Betongens alder på belastningstidspunkt
u	Delen av tverrsnittets omkrets som er utsatt for uttørking i kontakt med atmosfæren
v_{min}	Minste skjærkapasitet knyttet til hovedstrekkbrudd
w_k	Beregnet rissvidde
y_s	Avstand fra stangarmering til betongtverrsnittets tyngdepunkt
y_{TP}	Avstand fra betongtverrsnittets tyngdepunkt til tverrsnittets nøytralakse
z	Indre momentarm

Greske bokstaver

α	Faktor for beregning av trykksonehøyden i opprisset tverrsnitt
$\alpha_{1/2/3}$	Faktorer som tar hensyn til betongfastheten ved beregning av kryp
α_{cc}	Faktor som brukes i beregning av dimensjonerende trykk- og strekkfasthet
α_d	Trykksonehøyde for uopprisset tverrsnitt
β	Faktor for beregning av fordelingskoeffisient
β_H	Faktor avhengig av relativ fuktighet og konstruksjonsdelens effektive tverrsnittshøyde
$\beta(f_{cm})$	Faktor som tar hensyn til virkning av betongfastheten virkning på det normerte kryptallet
$\beta(t_0)$	Faktor som tar hensyn til virkningen betongens alder ved pålastning har på det normerte kryptallet
$\beta(t, t_0)$	Faktor som beskriver kryputvikling i forhold til tid etter belastning
γ_c	Materialfaktor for betong
γ_s	Materialfaktor for armeringsstål
γ_{sf}	Materialfaktor for restbøyestrekfasthet
Δc	Sikkerhetsfaktor i overdekning
ΔF_{td}	Tilleggs strekkraft i lengdearmering

δ	Nedbøyning
δ_I	Nedbøyning i uopprisset tverrsnitt
δ_{II}	Nedbøyning i fullstendig opprisset tverrsnitt
δ_{kort}	Nedbøyning etter kort tid
δ_{lang}	Nedbøyning etter lang tid
ε_c	Betongtøyning
ε_s	Armeringstøyning
$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	Tøyningsdifferanse
ζ	Fordelingskoeffisient
η	Materialstivhetsforhold
κ	Krumning
ν	Fasthetsreduksjonsfaktor
ρ	Geometrisk armeringsforhold
ρ_{Betong}	Massetetthet for betong
ρ_l	Armeringsforhold for lengdearmering
$\rho_{p,eff}$	Effektivt armeringsforhold
σ_{cp}	Trykkspenning i betong for aksialbelastning
σ_s	Armeringsspenning
σ_{sd}	Armeringsspenning for kraftinnføringslengde
τ_{Ed}	Opptredende skjærspenning
$\tau_{Rd,c}$	Betongens skjærkapasitet inklusive bidrag fra stangarmering
$\tau_{Rd,min}$	Betongtverrsnittets minste skjærkapasitet
$\tau_{Rd,s}$	Skjærkapasitet til innlagt skjærarmering
$\tau_{Rd,cF}$	Fiberbetongtverrsnittets skjærkapasitet uten skjærarmering
$\tau_{Rd,sF}$	Fiberbetongtverrsnittets skjærkapasitet inklusive skjærarmering
ϕ	Armeringsdiameter
φ_0	Normert kryptall
φ_{RH}	Faktor som tar hensyn til virkning av relativ fuktighet
$\varphi(t,t_0)$	Kryptall som definerer kryp mellom tidspunktene t og t ₀
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

Forkortelser

Betongkonstruksjoner	Boken «Betongkonstruksjoner: Beregning og dimensjonering etter Eurokode 2» skrevet av Svein Ivar Sørensen [3]
EC0	NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
EC1	NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-1: Allmenne laster – Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger
EC2	NS-EN 1992-1-1:2001+A1:2014/NA:2021 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
EC2 del 3	NS-EN 1992-3:2006+NA:2009 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 3: Siloer og beholdere
Fiberbetong	Betong armert med stålfiber
NB38	Norsk Betongforening publikasjon nr. 38 «Fiberarmert betong i bærende konstruksjoner»
Slakkarmert betong	Betong armert med kamstål
Slakkarmert fiberbetong	Kombinert slakkarmert og stålfiberarmert betong

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Slakkarmert betong er blant verdens mest brukte byggematerialer, spesielt for store, bærende konstruksjoner [4]. De to materialene utfyller hverandre, der betongen bidrar til stor trykkapasitet bidrar stålet med strekkapasitet [5]. Likevel vil det oppstå utfordringer, spesielt ettersom betong er ekstremt sprøtt mens stål er ekstremt duktilt. Dette resulterer i at betongen er nødt til å sprekke opp for at stålets strekkapasitet skal kunne utnyttes. For vanntette konstruksjonsdeler, der det stilles krav til rissviddebegrensning, er dette et problem da det vil kreve store mengder slakkarmering for at rissviddens grenseverdi skal kunne tilfredsstilles. Stål er kjent for å ha høye CO₂ utslipp per kubikkmeter, og kan derav sees på som en av værtingene i byggebransjen [6]. I en bransje der det er økende interesse, og ikke minst behov, for bærekraftige løsninger er det svært aktuelt å se på muligheter for å minimere denne økte mengden slakkarmering i vanntette konstruksjonsdeler.

Etter samtaler med veiledere fra Sweco [7] kommer det frem at bruk av fiberarmering har stort potensiale i vanntette konstruksjonsdeler, men grunnet mangel på retningslinjer i lengre tid har det ikke vært særlig utbredt som byggemateriale. Norsk Betongforening publiserte i 2020 sitt første ferdige utkast med retningslinjer for fiberarmert betong i bærende konstruksjoner. Dette vil trolig bidra til økt bruk av materialet i Norge. [8] Vi så det derfor som svært interessant å se nærmere på bruken av stålfiber i vanntette bunnplater, og om dette kan ha innvirkning på faktorer omhandlende bærekraft samt økonomiske aspekter.

1.2 Formål

Formålet med denne avhandlingen vil være å undersøke om tilførsel av stålfiber i slakkarmert betong kan bidra til reduksjon av rissvidder, for å oppnå vanntetthet i bærende bunnplater. Vi ønsker også å se på hvordan delvis substitusjon av slakkarmering med stålfiberarmering vil påvirke tverrsnittets geometri samt mengde stål, og om disse påvirkningene kan være av betydning for vanntette bunnplaters klimagassutslipp og generelle kostnader. Gjennom beregninger og analyser av ovennevnte punkter er vårt formål å tilegne oss økt kunnskap om bruk av stålfiber i bærende konstruksjoner, mer spesifikt i vanntette konstruksjoner, samt få en bedre forståelse for hvorvidt geometriske valg og begrensninger påvirker fiberens virkningsgrad.

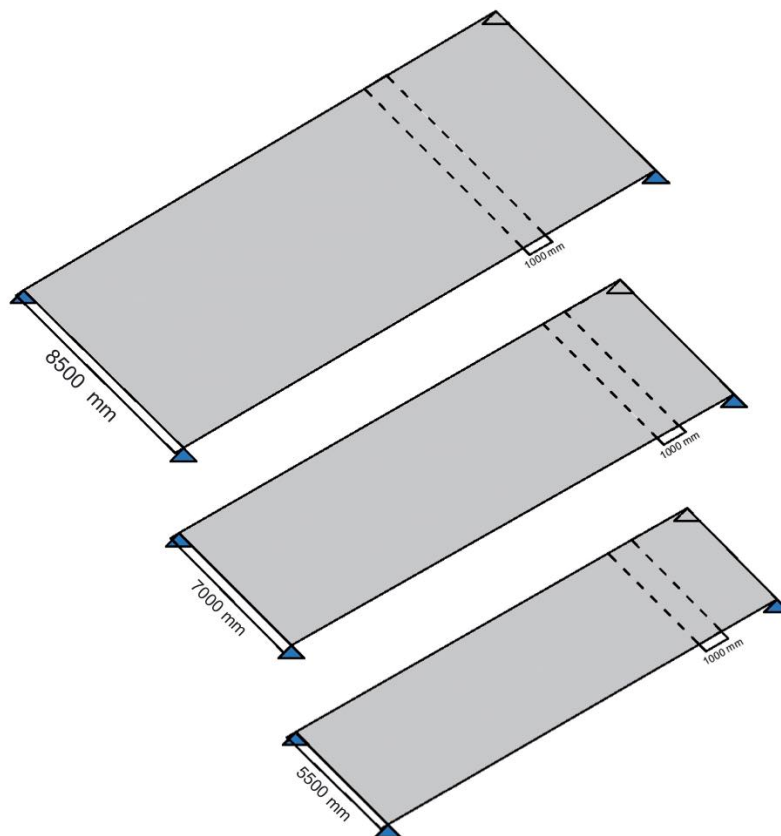
Våre veiledere ved Sweco hadde tilsvarende mål med samarbeidet. De ønsket å tilegne seg mer kunnskap om bruk av fiberarmering i vanntette og bærende konstruksjoner, da dette er et byggemateriale de ikke har brukt i stor grad tidligere. [9]

1.3 Problemstilling

«I hvilken grad vil delvis substitusjon av tradisjonell slakkarmoring med stålfiberarmering kunne bidra til materialbesparelser i form av betong og kamstål i vanntette bærende bunnplater, og kan dette ha betydning for bærekraft og økonomi?»

1.4 Innhold

Vi vil i denne avhandlingen se på mulighetene for å erstatte all slakkarmoring som ikke er statisk nødvendig for å bære konstruksjonens laster, med stålfiberarmering. Dette har vi valgt å gjøre ved å se på totalt seks ulike fiktive frittstående enveis bunnplater opplagt på vegg. Av disse seks skal tre dimensjoneres med tradisjonell slakkarmert betong, og tre med slakkarmert fiberbetong. Ved å se på et teoretisk opplegg på vegg vil de totale lastene fra hele konstruksjonen føres ned i grunnen via disse veggene, og dimensjonerende last på bunnplaten vil da bestå av bunnplaten egenlast samt nyttelast. Vi vil dimensjonere 1 m brede stripeutsnitt, med tre ulike spenn for begge typer armering, henholdsvis 5,5 m, 7,0 m og 8,5 m. Betongkvalitet B35 M45 benyttes konsekvent i alle tilfeller. Alle bunnplatene skal dimensjoneres med krav om vanntetthet. Resultatene vil fremlegges i kapittel 5 «Resultater», og sammenlikning samt drøfting av resultatene finnes i kapittel 6 «Diskusjon».



Figur 1.4.1 Visualisering av alle tre spennvidder bunnplatene skal dimensjoneres for, laget i AutoCAD [10]

1.5 Avgrensninger

For å gjøre avhandlingen gjennomførbar med tiden vi har til rådighet, har vi måttet avgrense på flere ulike fokusområder. Avgrensningen satt i dette kapittelet vil hovedsakelig basere seg på dimensjoneringsgrunnlaget, dimensjoneringsprosessen, samt bærekraft- og kostnadsanalysen.

Retningslinjene for kombinasjonsarmerte konstruksjonsdeler gitt i NB38 gjelder kun for bruk av stålfiber [11]. Vi er innforstått med at stålfiber ikke nødvendigvis er det beste materialet for vanntetthet, men ettersom bunnplatene i denne avhandlingen skal armeres med både slakk- og stålfiberarmering vil begrensningene gitt i NB38 avgjøre valg av fibermateriale.

For at sammenlikningsgrunnlaget skal bli så bra som mulig har vi valgt å se på frittstående enveis bunnplater. Dette gir et enklere beregningsgrunnlag enn det toveis bunnplater ville gitt. Når man ser på 1 m brede striper i fritt opplagte dekker, er det mer realistisk å se på stripene som noe innspente. Dette fører til et moment ved innspenning som må tas av strekkarmering i overkant. Strekkarmeringen bør fordeles på ca. 1/3 av dekkets spennvidde inn fra hvert opplegg. Etter samtaler med veileder fra Sweco [12] har vi valgt å anta at hver stripe er fritt opplagt, som resulterer i at strekkarmering i overkant kan neglisjeres.

Under dimensjoneringen har vi valgt å se bort fra vanntrykk. Oppdriften skapt av vanntrykket ville gitt en reduksjon i total last nedover, hvilket i teorien vil gi en mindre vertikal lastpåkjenning. I tillegg til dette har vi kun tatt for oss belastninger av typen egenlast og nyttelast og ser derav bort fra vindlaster, snølast, seismiske laster samt horisontale laster slik som normallast. Ved beregning av nedbøyning er det kun tatt hensyn til nedbøyning for kort tid grunnet ytre lastpåkjenninger og nedbøyning for lang tid grunnet kryp. Det er altså sett bort fra langtidsvirkninger som svinn og temperaturforskjeller, da de ikke vil være særlig relevante for vår oppgave [13]. Eksempelvis vil svinn hovedsakelig være mer relevant for konstruksjoner som utsettes for store spennkrefter.

Når det kommer til vanntetthet fokuseres det kun på krav til rissvidder, samt minimum tverrsnitthøyde på 200 mm [14]. Vi har valgt å se bort fra andre faktorer som ordinært krever spesielle tiltak med hensyn på vanntetthet.

I bærekraftsanalysen har vi valgt å gjennomføre en forenklet analyse der vi kun fokuserer på det globale oppvarmingspotensialet, beregnet i CO₂-ekvivalenter, etter fase A1 til A3 iht. NS 3720 [15]. Disse kategoriene tar for seg utslipp fra brukte råmaterialer, transport til fabrikk og tillagingsprosess. Ved utførelse av kostnadsanalysen brukes referansetall fra Norsk Prisbok [16] som også gir en forenklet analyse.

2 Teori

2.1 Bunnplater

En konstruksjons bunnplate utgjør i lag med andre strukturelle elementer, slik som vegger, søyler og bjelker, selve bæresystemet. Ved dimensjonering av konstruksjoner og konstruksjonsdeler er det essensielt at det sørges for strukturell integritet. Bunnplatenes strukturelle integritet baserer seg på hvorvidt den er kapabel til å håndtere belastninger, slik som egenvekt og nyttelaster, uten å gå til brudd. [17] Hvordan platen er opplagt vil ha stor påvirkning på både opptredende og dimensjonerende momenter og laster, samt hvordan disse belastningene håndteres [18]. Materialer og materialmengder spiller også en stor rolle i virkningsgraden av denne håndteringen.

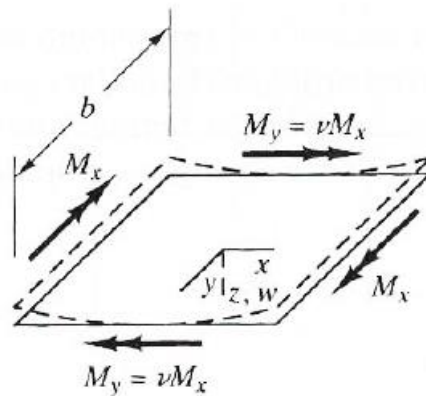
I følge J. V. Thue [19] kan bunnplater legges direkte på grunn, eller de kan legges frittstående på for eksempel søyler, pæler og vegger. Der det er relativt gode grunnforhold kan bunnplaten legges rett på grunn, og på denne måten opptre som konstruksjonens platefundament. Den kan også legges direkte på grunnen med understøttelse av for eksempel søyler. Direkte fundamenterte bunnplater må dimensjoneres slik at de får tilstrekkelig bæreevne for å kunne oppta all vekt fra konstruksjonen og overføre disse lastene til grunnen. Ved dårligere grunnforhold hvor bæredyktig grunn ligger betydelig dypere vil ikke direkte fundamentering være mulig, og man blir nødt til å ta i bruk spesielle tiltak. [19] I disse tilfellene kan for eksempel bunnplaten legges frittstående på pæler, søyler eller vegger som videre overfører konstruksjonens laster til grunnen.

Ved belastning av bunnplater, og plater generelt, vil det oppstå krumning om både x- og y-akse i tillegg til torsjon i platens plan, relatert til de indre bøyemomentene M_x , M_y , og M_{xy} . Det skiller hovedsakelig mellom enveis- og toveisplater, avhengig av hvilke av disse indre bøyemomentene som er til stede og signifikante. [20] Flere ulike faktorer er med på å bestemme om en plate er enveis- eller toveisbærende, men de mest sentrale er platens opplager og dimensjoner.

2.1.1 Enveis- og toveisplater

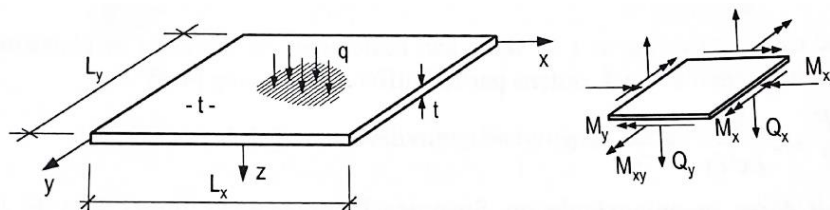
Som nevnt innledningsvis skiller vi mellom enveis og toveisplater.

Enveisplater er plater med betraktelig lengre utstrekning i en av planets retninger, opplagt langs platens langsider, på for eksempel søyler eller vegger. For at en plate skal kunne betraktes som en enveisplate forutsettes det at lengste retning er minst 2-3 ganger så lang som korteste retning, samt at belastningen ikke er en funksjon av lang retning. [20] For fritt opplagte plater med jevnt fordelt last viser det seg at maksimal nedbøyning og moment, under forutsettelse av at lang retning er minst 2-3 ganger så lang som kort retning, avviker lite fra verdiene for bjelker med jevnt fordelt last [21, s. 90]. Av denne grunn kan det antas at all last overføres i den «korte» retningen, som vil gi en sylindrerformet deformasjon over det «korte» spennet. [20] For disse platene vil bøyemomentet i hoved bæreretning være signifikant, mens bøyemomentet i vinkelrett retning vil være $\mu_c = 0,2$ ganger så stort [22]. I figur 2.1.1 settes $\mu_c = \nu$. Hovedarmering trengs da kun å legges i platens hoved bæreretning.



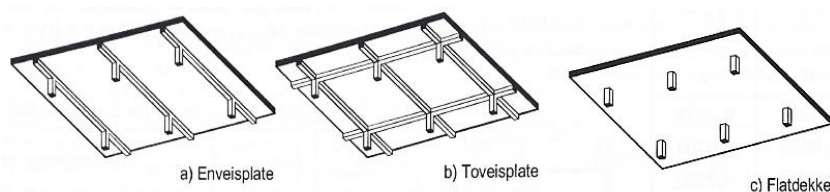
Figur 2.1.1 Fritt opplagt enveisplate [20]

Toveisplater er plater opplagt på for eksempel pilarer, søyler og vegger langs alle sider, se figur 2.1.3. Disse platene har gjerne et lavere forhold mellom lang og kort side, og lasten bæres i to retninger [21, s. 91]. For toveisplater vil alle tre indre bøyemomenter være signifikante, og beregninger rundt kapasitet og nødvendig armeringsmengde blir umiddelbart mer komplisert da alle krumninger og momenter må inkluderes [20]. Det finnes flere ulike beregningsmetoder for toveisplater, som for eksempel «Strip method» som baserer seg på å dele opp platen i «bjelkestriper» i både x- og y-retning [22]. Vi vil ikke gå nærmere inn på dette, da beregningene i denne avhandlingen som nevnt i kapittel 1.4 og 1.5 baserer seg på enveis bunnplater.



Figur 2.1.2 Plate definert med alle spenningsresultanter [21, figur 4.29]

Figur 2.1.3 viser tre ulike utforminger av en betongplate. Alternativ a) vil opptre som en enveisplate opplagt på et parallelt bjelke-søyle-system, mens alternativ b) vil opptre som en toveisplate opplagt på et bjelke-søyle-system i begge retninger. Alternativ c) vil også kunne bære laster i begge retninger, men vil oppnå betydelig større skjærspenninger rundt søylene og spesielle tiltak med hensyn på skjærbrudd må tas. [21, s. 91]



Figur 2.1.3 Ulike typer platesystemer [21, figur 4.30]

2.1.2 Frittbærende enveis bunnplate

En frittbærende bunnplate vil i all hovedsak oppføre seg likt som et fritt opplagt dekke. Ved å i tillegg gjøre det til en enveis bunnplate, delt opp i striper på 1 m, vil platen opptre mer som en bjelke og man kan løse ulike problemstillinger til dels ved hjelp av elementær bjelketeori. Mer detaljer rundt dimensjoneringen og beregningen av dette vil fremkomme av kapittel 2.6.

2.1.3 Vanntette bunnplater

Det stilles både krav og anbefalinger til prosjektering og utførelse av vanntette konstruksjoner og konstruksjonsdeler. I dette kapittelet utdypes hvilke krav og anbefalinger som stilles og følges for denne avhandlingens vanntette bunnplater, tatt avgrensningene gitt i kapittel 1.5 i betraktning.

Krav og anbefalinger

Byggforskerens blad 520.055 *Prosjektering og støping av vanntette betongkonstruksjoner* [14] gir anbefalinger for prosjektering og utførelse vedrørende vanntetthet, med hensyn til krav og anbefalinger satt i prosjekteringsstandardene og deres nasjonale tillegg.

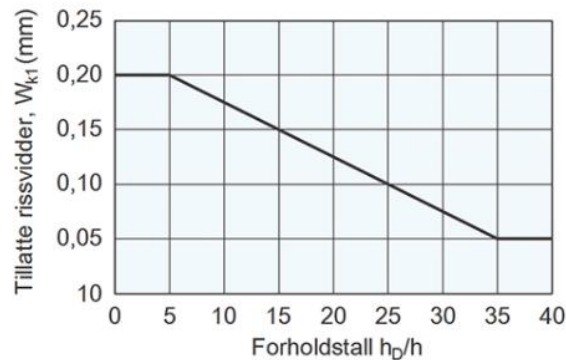
Riss og tverrsnittstykkelse

Det settes spesielt krav til rissvidder i vanntette konstruksjoner og konstruksjonsdeler, da det er gjennom opprissingen vannet trenger gjennom. Riss kan oppstå av så mangt, blant annet grunnet ytre lastpåkjenninger, temperaturforskjeller i herdefase og svinn. EC2 definerer tetthetsklasser med tilhørende krav til rissvidder, som vist i tabell 2.1.1 [14].

Tabell 2.1.1 Definisjon av tetthetsklasser [14, tabell 22]

Tetthetsklasse	Funksjonskrav	Krav til rissviddebegrensning
0	Noe lekkasje kan aksepteres, eller vanntetthet er ikke relevant.	Forutsetter at rissviddene begrenses som angitt i NS-EN 1992-1-1 + NA, det vil si i samsvar med kravet for hver enkelt eksponeringsklasse.
1	Små lekkasjer kan aksepteres. Delvis nedfuktete overflater kan aksepteres.	Tillater gjennomgående riss, med beregnet rissvidde, w_{k1} , begrenset av forholdet mellom hydrostatisk trykk (antall meter vannsøyle), h_D , og tverrsnittstykkelsen, h , se fig. 22 . Rissviddekravet er satt med en forventning om at rissene tettes ved naturlige utfellingseffekter etter kort tids eksponering for vann.
2	Minimale lekkasjer. Overflater skal framstå som tørre.	Tillater ikke gjennomgående riss (forårsaket av strekkspenninger i hele betongtverrsnittet i brukssituasjonen), og setter krav til minste trykksonehøyde.
3	Ingen form for lekkasje aksepteres.	Forutsetter bruk av spesielle tiltak, for eksempel spennarmering eller bruk av kontinuerlig, tett membran.

Krav til tillatt rissvidde avhenger også av forholdet mellom det hydrostatiske trykket og tverrsnittets tykkelse, altså vanntrykket konstruksjonen utsettes for. Sammenhengen mellom tillatt beregnet rissvidde og dette forholdet, for konstruksjoner i tetthetsklasse 1-3, vises på figur 2.1.2. [14] For vanntette konstruksjonsdeler med vanntrykk mellom 0 og 5 vil maksimal rissvidde være 0,2 mm. Dette innebærer at alle riss med vidde under 0,2 mm vil være selvhelbredende [14].



Figur 2.1.4 Sammenheng mellom tillatt beregnet rissvidde og forholdet mellom hydrostatisk trykk og tverrsnittstykkelse [6, figur 22]

Det stilles ikke krav til tverrsnittstykkelse for vanntette betongkonstruksjoner i hverken EC2 del 1 eller EC2 del 3, men anbefaling om minimum 200 mm er likevel ordinær praksis. [14]

Betongmaterialer

Byggforsk [14] anbefaler bruk av betong med bestandighetsklasse M45 eller MF45 da disse har lavere vanntrykksspermeabilitet. Lavere vanntrykksspermeabilitet gir bedre muligheter for økt vanntetthet. Disse bestandighetsklassene tilfredsstiller også krav satt til vanntett betong etter NS-EN 206 + NA. [14]

Løsninger

For tradisjonelt slakkarmert betong begrenses rissviddene i stor grad ved å benytte større mengder slakkarmering. EC2 [23, NA s. 19] anbefaler at plater med spesielle krav til tetthet bør ha minst dobbel mengde minimumsarmering.

2.2 Slakkarmert betong

2.2.1 Generelt om betong

I dette underkapittelet vil en kort gjennomgang av betong som byggemateriale, og betongens mekaniske egenskaper presenteres.

På verdensbasis er betong det mest brukte byggematerialet, og står for hele 50 % av den totale mengden byggematerialer som benyttes [24]. Betong er et kompositt materiale bestående av sement, vann, tilslag av ulike størrelser og eventuelle tilsetningsstoffer [21, s. 150]. Sement reagerer med vann, en prosess som kalles hydratisering, og danner hva vi kaller sementpasta. I praksis vil denne pastaen fungere som et lim som binder sammen betongens andre ingredienser, slik som tilslaget. [25, s. 56-57] Tilslaget som tilsettes betongen står for en stor prosentandel av betongens fulle volum, og tilslagets egenskaper og størrelser vil derfor spille en stor rolle i sluttproduktets egenskaper og kvalitet [25, s. 118]. Den ferske betongen vibreres for å sørge for god komprimering, samt god omslutning rundt eventuelle armeringsjern og utfylling i forskalingsformen generelt [26].

Når hydratiseringen mellom sement og vann foregår herdes betongen og fasthet utvikles. En generøs mengde varme utvikles under herdeprosessen, og for å hindre oppsprekking og

uttørkingssvinn er det viktig å sørge for at betongen holder seg fuktig. Det kan suppleres med tilsetningsstoffer dersom det er ønskelig å påvirke temperaturøkningen [26].

Betongens viktigste kvalitet er dens høye trykkfasthet, strekkfastheten derimot er svært lav og tilsvarer kun 5-8 % av trykkfastheten. I bruddgrensetilstand vil derfor betongens strekkfasthet neglisjeres, og tverrsnittet anses som opprisset, også kalt et tverrsnitt i stadium 3. Betongen kan altså ikke oppta strekkrefter i bruddgrensetilstand, og armering må benyttes. [21, s. 150] Trykkfastheten betegnes i EC2 ved fasthetsklasser som er gitt av karakteristisk sylindrefasthet (f_{ck}) bestemt etter 28 døgn [23, s. 24]. Eksempelvis vil en betong med fasthetsklasse B35 ha trykkfasthet 35 MPa. En oversikt over betongens fasthetsklasser med tilhørende egenskaper vises i EC2 «tabell 3.1» [23, s. 26].

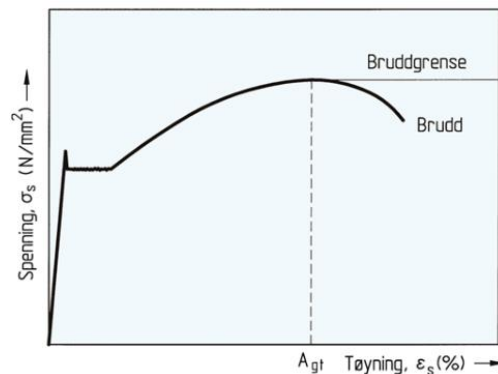
2.2.2 Generelt om slakkarmert betong

Betong har som nevnt i kapittel 2.2.1 stor trykkfasthet, men til gjengjeld så lav strekkfasthet at man i praksis regner med at den ikke opptar strekkpåkjenninger [27]. Armeringsstål må derfor benyttes for å oppta strekkpåkjenning i de delene av betongkonstruksjonen som er utsatt for strekk, dette kan eksempelvis være i underkant av bjelker eller golvplater [28]. Ved at stålet opptar strekkpåkjenningene, sørger det for at betongen blir anvendelig i konstruksjoner hvor den ellers ville vært for svak [5]. Slakkarmert betong er altså betong som sammen med armeringsstål klarer å oppta de kreftene som opptrer i konstruksjonen [29, s. 7].

En av flere årsaker til at armert betong fungerer så bra, er at materialene har svært lik materialutvidelseskoeffisient. Det vil si at betongen og stålet utvider seg og trekker seg sammen relativt likt ved samme temperaturforandring. Dette fører til et godt samvirke mellom materialene. [29, s. 14]

Stål er et materiale som er spesielt utsatt for korrosjon og er noe som må hensyntas i både prosjekteringen, men også senere i drift og vedlikehold. Armeringsstål korroderer hvis det ikke er beskyttet mot luft og vann. I slakkarmert betong er armeringen fullstendig innstøpt i betongen, og grunnet betongens basiske natur fungerer den godt som korrosjonsbeskyttelse for armeringsstålet [5]. Av denne grunn stilles det minstekrav til betongoverdekningen mellom armeringen og betongoverflaten. Dersom konstruksjonen er utsatt og i aggressive miljøer må denne overdekningen økes for å beskytte armeringsstålet. [27]

En viktig egenskap som gjør at stål er godt egnet som armering i betongkonstruksjoner er stålets duktile materialegenskap. Det at stålet er duktilt gjør at det har evnen til å gjennomgå plastiske deformasjoner uten at det oppstår sprekker eller brudd [29, s. 31]. Figur 2.2.1 viser forholdet mellom spenninger og tøyninger for stål ved forlengelse under forutsetning av maksimal kraft (A_{gt}), også kalt grensetøyningen, som er med på å bestemme duktilitetsklassen til stålet [30]. Stålarmeringen vil bidra til at betongkonstruksjonen går fra å være sprø til duktil, som er en viktig egenskap da man blant annet får tydelige deformasjoner før brudd oppstår i konstruksjonen [31, s. 24].



Figur 2.2.1 Grensetøyning ved maksimal kraft [30, figur 23 a]

2.2.3 Armeringsstål

Det finnes ulike typer armeringsstål som av NS 3576 del 1-4 [30] deles inn i fire forskjellige betegnelser. Det vanligste armeringsstålet brukt i Norge er kamstål med betegnelse B500NC, med karakteristisk fasthet (f_{yk}) på 500 MPa. Kammene på armeringsstålet gir en mekanisk fordybning mellom armeringen og betongen, som er med på å sikre god heft mellom materialene. [3, s. 19] God heft er viktig ettersom det er slik kreftene overføres mellom stålet og betongen, og bidrar til at begge materialene kan følge hverandre ved ulike former for deformasjoner [29, s. 14]. Kamstålet leveres i diametere fra 8 til 32 mm, og i lengder på 6 eller 12 m [3, s. 19].

2.3 Fiberarmert betong

Fiberarmert betong er betong som inneholder små fiber som fordeles jevnt utover betongen. Ved å tilføre fiber til betongen vil betongen kunne ta opp større strekkpåkjenninger enn vanlig uarmert betong [29, s. 49]. Fibrenes viktigste funksjon i betongen er å ta opp strekkspenninger og å hindre rissdannelser [30]. Når det oppstår riss virker fibre som brobyggere over rissene, og tar på denne måten opp strekkspenningene. Fiberarmering og tradisjonell slakkarmering vil derav prinsipielt utgjøre samme funksjon. [11, s. 7]

I henhold til NB38 [11] må armeringsmengden i bærende konstruksjoner være så stor at den gir en rissfordelende effekt, altså at tverrsnittet er sterkere i risset tilstand enn i urisset. Dette er for å oppnå tilstrekkelig duktilitet i konstruksjonen. Ved bruk av kun fiberarmering vil dette føre til høye doseringsmengder, som blant annet vil gi en betong som er vanskelig å støpe ut. Dette er en av grunnene til det i dag er mer vanlig å benytte fiberarmert betong i kombinasjon med slakkarmering. Dagens retningslinjer for bruk av fiberarmert betong i bærende konstruksjoner, gitt av NB38 [11], krever i tillegg et minimum av tradisjonell slakkarmering. For konstruksjoner der det stilles krav til små rissvidder vil denne løsningen være veldig gunstig, ettersom fibre vil ta over en del av spenningene i den tradisjonelle armeringen som resulterer i mindre armeringstøyning og dermed mindre rissvidder. [11, s. 7]

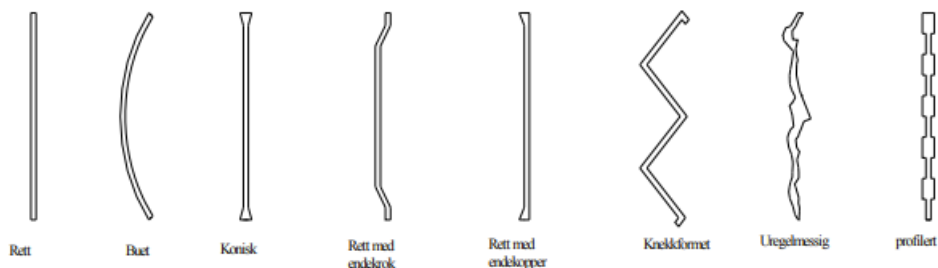
2.3.1 Historie

Selv om slakkarmering er den mest brukte armeringstypen i dag, var fiberarmering den første typen som ble tatt i bruk. Fiberarmering ble i starten brukt fordi man ønsket å hindre dannelsen av uttørkingssprekker når betongen herdet, og det ble i hovedsak brukt plante- og dyrefiber. Ulempen med disse fibre var at de kunne råtne og hadde derfor ikke tilstrekkelig holdbarhet. Det var først i 1970 at stålfiberen slik vi kjenner den i dag kom på markedet. Ettersom det ikke eksisterte noen retningslinjer eller dimensjoneringsregler for dette materialet, slik som det gjorde for slakkarmert betong, var det ikke like lett å ta i bruk. Fiberarmert betong klarte dermed ikke å utkonkurrere den slakkarmerte betongen. [32, s. 7]

I dag har det derimot kommet flere ulike retningslinjer for bruk av fiberarmert betong, som trolig vil føre til en økende vekst [11, s. 7]. Fiberarmering er allerede blitt brukt en del i andre land, men bruken i Norge har frem til nå vært lav. Bruken har også holdt seg til ikke-bærende konstruksjoner. I 2020 kom Norsk betongforening med publikasjon nr. 38 med navn «fiberarmert betong i bærende konstruksjoner», som skulle dekke det norske behovet slik ingen av de nasjonale regelverkene gjorde [11, s. 8]. Deres hensikt har vært å gjøre det enklere og tryggere å kunne benytte fiberarmert betong, da spesielt bruk av fiberarmering i bærende konstruksjoner. [11, s. 7] I 2023 forventes det at det skal komme en revidert Eurokode 2, hvor det vil inkluderes flere retningslinjer for bruk av fiberarmering [11, s. 3].

2.3.2 Stålfiber

Det finnes flere ulike typer fiber som gir betongen ulike fordeler. De mest brukte fibertypene er stålfiber, polymerfiber, glassfiber og basaltfiber [11, s. 7]. Disse kommer i flere forskjellige former og lengder som fremstilt av figur 2.3.1. Som nevnt i kapittel 1.5 vil vi i denne avhandlingen kun gå i dybden på stålfiber, da andre fibertyper ikke vil være relevante for våre beregninger.



Figur 2.3.1 Ulike fiberformer [33, figur 3.3]

Pr. nå er det ingen regulative begrensninger på verken dimensjon eller form av stålfiber, og derav eksisterer det mange ulike typer. De mest vanlige formene er krokformet, bølgeformet eller komprimert form. [32, s. 50-54] Vanlige dimensjoner vil videre være med lengde lik 30 til 60 mm og et lengde/-diameterforhold lik 50 til 80 [11, s. 61]. Årsaken til at det er hensiktsmessig å benytte fiber med geometrisk tekstur er for å få bedre heft til betongen.

Materialeegenskaper

Materialeegenskapene til de enkelte stålfibertypene er i stor grad avhengende av hvordan de er tilført betongen. Hovedsakelig vil fiber som ligger fordelt tilfeldig uniformt i alle retninger gi høyest styrke til betongen i sin helhet. [31, s. 20] Når stålfibrene blir lagt slik vil de samhandle bedre enn andre kjente fibertyper og sammen danne en struktur som kan sammenlignes med et romfagverk, visualisert i figur 2.3.2 [31, s. 21]. Hver enkelt fiber vil riktignok bidra mest dersom det er plassert i samme retning som hovedbelastningen. [31, s. 22] Det er derav avgjørende hvordan fibrene tilsettes betongen. Fremgangsmåte for tilsetning av fiber, og kontrollering av tilsetning, beskrives i NB38 «kapittel 2» [11].



Figur 2.3.2 Stålfiberarmet betong [31, figur 1.12]

Stålfiber sies å være den mest effektive fibertypen til å forbedre betongens helhetlige mekaniske egenskaper [31, s. 20]. Dette kommer av at stål i seg selv har en høyere strekk kapasitet samt en høyere E-modul, noe som er med på å minimere sprøheten og øke duktiliteten til betongen [31, s. 22]. Som nevnt bygger stålfiberne broer over opptredende riss. De vil derimot ikke kunne forhindre dannelse av mikrosprekker, kun sørge for at de ikke utvikler seg til større riss [31, s. 22]. Dersom rissene holder seg under en viss bredde vil konstruksjonen kunne betraktes som vanntett, som beskrevet i kapittel 2.1.3.

Når det kommer til brannmotstand er stål i seg selv ikke et optimalt materiale ettersom det har god termisk ledningsevne. Dersom brann oppstår vil varmen raskere spre seg fra konstruksjonens ende til midt om den er armert med stålfiber kontra uten stålfiber. Fordelen derimot er at om betongen avskaller vil stålfiberne kunne holde igjen slik at konstruksjonen ikke faller ukontrollert ned. [32, s. 88]

Korrosjon

Spesifikt for stålfiber vil betongens tilstand være avgjørende for korrosjon. For uopprisset betong er det kun oppdaget lett korroderte stålfibre 4 mm fra overflaten, og ødeleggende korrosjon er ikke forventet å være tilstedeværende [32, s. 89]. Korrosjon av stålfiber vil derfor være mest aktuelt i opprisset tilstand. Preventive tiltak for å hindre korrosjon i fiberarmert betong kan eksempelvis være å minimere risikoen for dannelse av riss, benytte overflatebehandlede fiber, overflatebehandle konstruksjonsoverflaten i sin helhet eller plassere konstruksjonsdelen under vann. Sistnevnte vil forhindre at oksygen rekker frem til fiberen og vil eksempelvis være mulig å gjennomføre når konstruksjonen er plassert under grunnvannstand. En annen fordel med fiberarmering er at fibrene ikke berører hverandre, og

vil derfor ikke lede strøm mellom hverandre. Derav vil korroderingen begrense seg til betongens overflate. [32, s. 88]

2.3.3 Spesielle forhold ved fiberbetong

Bestandighet og fasthetsklasser

Fiberarmert betong kan i henhold til NB38 [11] benyttes i alle eksponeringsklasser foruten XA2 og XA3 som vil kreve spesiell vurdering. Fasthetsklassene for fiberbetong klassifiseres likt som for betong uten fiber, og følger definisjonen i EC2 og NS-EN 206+NA. Forholdet mellom trykkfasthet og strekkfasthet antas også å være likt som for vanlig betong. [11, s. 13]

Restfasthetsklasse og dosering

NB38 [11] definerer ulike restfasthetsklasser for fiberbetong, som gir karakteristisk restbøystrekkfasthet for 0,5 mm rissvidde ($f_{R,1k}$) og duktilitetsklasse utfra restbøystrekkfastheten for 2,5 mm rissvidde ($f_{R,3k}$) [11, s. 13]. Klassene og tilhørende verdier er illustrert i tabell 2.3.1.

Tabell 2.3.1 Restfasthetsklasse (R) [11, tabell 2.2]

$f_{R,1k}$	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0	6,0	8,0	10,0
Duktilitetsklasse										
a	$f_{R,3k} = 0,5f_{R,1k}$									
b	$f_{R,3k} = 0,7f_{R,1k}$									
c	$f_{R,3k} = 0,9f_{R,1k}$									
d	$f_{R,3k} = 1,1f_{R,1k}$									
e	$f_{R,3k} = 1,3f_{R,1k}$									

NB38 [11, s. 15] stiller som minstekrav at den karakteristiske restbøystrekkfastheten ved 0,5 mm rissvidde ($f_{R,1k}$) skal tilsvare minimum 50 % av fasthetsklassens karakteristiske strekkfasthet, se formel 2.3.1.

$$\frac{f_{R,1k}}{f_{ctk,0.05}} \geq 0,5 \quad (2.3.1)$$

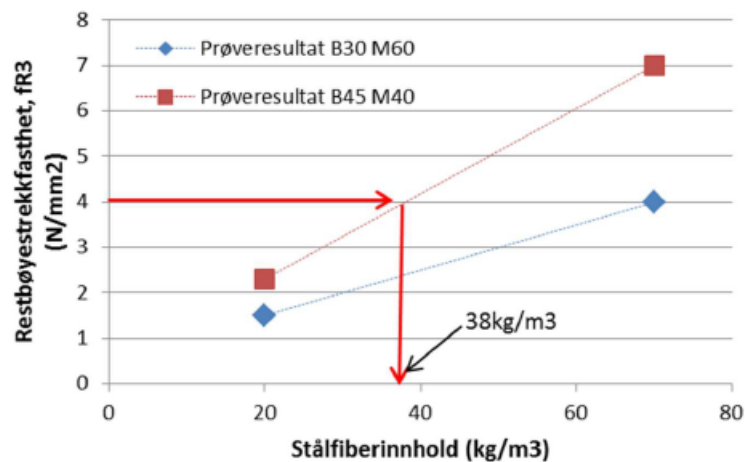
I tillegg til dette setter NB38 [11, s. 39] en øvre grense for de karakteristiske restbøystrekkfasthetene ($f_{R,1k}$ og $f_{R,3k}$) lik 60 % av de midlere restbøystrekkfasthetene ($f_{R,1m}$ og $f_{R,3m}$), se likning 2.3.2a-b. Dette gjøres for å sikre at spredning i fasthet kan behandles konsistent, ved at ikke for gunstige resultater fra bjelkeprøver oppnås.

Restbøystrekkfasthetene $f_{R,1k}$ og $f_{R,3k}$ og deres midlere verdier $f_{R,1m}$ og $f_{R,3m}$ skal være kjent fra forhåndsprøvinger. [11, s. 14]

$$f_{R,1kber} = \min(f_{R,1k}, 0,6 \cdot f_{R,1m}) \quad (2.3.2a)$$

$$f_{R,3kber} = \min(f_{R,3k}, 0,6 \cdot f_{R,3m}) \quad (2.3.2b)$$

Restfasthetsklasse og duktilitetsklasse avhenger av fiberdoseringen. Disse klassene skal dokumenteres av betongprodusenten, og skal være kjent fra forhåndsprøving av minimum seks prøvestykker med samme fibermengde [11, s. 27]. Ved forhåndsprøving anbefaler NB38 å utføre forsøk med minimum to fibermengder, og interpolere for mellomliggende fibermengder. Et eksempel på lineær interpolering mellom ulike fastheter og doseringer av stålfiber fra NB38 vises i figur 2.3.3.



Figur 2.3.3 Eksempler på bestemmelse av nødvendig stålfiberinnhold for å oppnå ønsket restbøyestrekfasthet fra NB38 [11, figur 2.3]

Mapei og Betong Øst har i forbindelse med en bachelorrappport fra Høgskolen i Østfold [34] utført forsøk med fiberleverandøren Krampe Harex for å se på hvilke doseringsmengder som kan gi ønskede fastheter. De har satt praktisk utførelse sentralt, og har tatt hensyn til hvilke doseringer som er praktisk mulige å benytte for pumpbar betong. I disse forsøkene har de kommet frem til at ulike doseringer av stålfiberdimensjonen DE60/0,8M i betong med kvaliteten B35 M45 gir restfasthets- og duktilitetsklassene vist i tabell 2.3.2. [34, s. 75]

Tabell 2.3.2 Klassifisering av restfasthetsklasser og duktilitetsklasser [34, tabell 10]

Serie	Fiberdosering [kg/m³]	$f_{R,1k}$	Restfasthets-klasse	$f_{R,3k} / f_{R,1k}$	Duktilitets-klasse	Betegnelse
A	20	1,851	R1,5	0,948	c	R1,5c
B	30	4,189	R4,0	0,968	c	R4,0c
C	40	5,317	R5,0	1,108	d	R5,0d
D	50	6,322	R6,0	0,945	c	R6,0c
E	57,5	6,511	R6,0	0,870	b	R6,0b
F	65	6,129	R6,0	1,022	c	R6,0c
G	20	2,159	R2,0	0,709	b	R2,0b
H	40	5,592	R5,0	0,999	c	R5,0c

2.4 Dimensjoneringsgrunnlag for tradisjonell slakkarmert betong

Beregningsmetodene for de tradisjonelt slakkarmerte bunnplatene brukt i denne avhandlingen bygger hovedsakelig på beregningsregler og prinsipper i EC2 [23]. Der det er nødvendig vil tilleggsinformasjon fra andre litteraturkilder suppleres med.

2.4.1 Materialeegenskaper

Som grunnlag for beregningene er det essensielt å vite hvilke kvaliteter den valgte betongen og armeringen innehar. Informasjon om de karakteristiske verdiene til betong kan man blant annet finne i «Tabell 3.1 – Fasthet og deformasjonsegenskaper for betong» i EC2 [23, s. 26]. Her vil spesielt den karakteristiske trykkfastheten (f_{ck}), middelveien av sentrisk strekkfasthet ved 28 døgn (f_{ctm}), middelveien av trykkfasthet ved 28 døgn (f_{cm}), den karakteristiske sentriske strekkfastheten ved 5 % sannsynlighet for underskridelse ($f_{ctk,0,05}$) og betongens E-modul (E_{cm}) være viktige verdier å hente ut. I henhold til EC2 [23, s. 31] vil den dimensjonerende trykkfastheten (f_{cd}) beregnes etter likning 2.4.1.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.4.1)$$

Tilsvarende vil betongens dimensjonerende strekkfasthet beregnes etter likning 2.4.2.

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (2.4.2)$$

Verdiene for α_{cc} , α_{ct} og γ_c finnes i det nasjonale tillegget til EC2 [23].

Når det kommer til armeringsstålet kan man finne karakteristiske verdier, som armeringens karakteristiske flytegrense (f_{yk}) og stålets elastisitetsmodul (E_s), i produktblader til ulike leverandører. Tilhørende dimensjonerende verdi beregnes etter Betongkonstruksjoner [3, s. 18], se likning 2.4.3.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (2.4.3)$$

γ_s finnes i det nasjonale tillegget til EC2 [23].

2.4.2 Belastninger

Karakteristiske laster

Karakteristiske laster kan betegnes som de faktiske belastningene som en konstruksjon påkjennes. Disse lastene danner grunnlag for dimensjonering av konstruksjoner og konstruksjonsdeler, og kan eksempelvis være egenlast, nyttelast, snølast og vindlast. Eksempler på verdier for slike laster, basert på erfaringer og målinger, kan man blant annet finne verdier til i EC1. [3, s. 6]

Bunnplatenes egenlast klassifiseres som laster med permanent påvirkning [35]. Ved beregning av egenlast tas det utgangspunkt i materialenes tyngdetetthet. For normal betong anbefaler EC1 «tabell A.1» tillegg A [36] å bruke tyngdetetthet lik $24,0 \text{ kN/m}^3$, samt å øke med

1 kN/m³ for normal armering. Med et normalarmert, også kalt balansert armert tverrsnitt, vil armeringen flyte samtidig som betongen vil knuses [3, s. 32]. Egentettheten til den slakkarmerte betongen blir da $\rho_{betong} = 25 \text{ kN/m}^3$. Egenlasten til bunnplatene beregnes så etter likning 2.4.4.

$$g = \rho_{betong} \cdot h \quad (2.4.4)$$

Nyttelaster klassifiseres som laster med variable påvirkninger og bestemmes ut fra tabeller gitt i EC1 dersom ikke annet er gitt i EC0 [36, s. 9]. For bestemmelse av brukskategorien til konstruksjoner og konstruksjonsdeler benyttes tabell 2.4.1.

Tabell 2.4.1 Brukskategorier [36, tabell NA 6.1]

Kategori	Spesifikk bruk	Eksempel
A	Arealer for inneaktiviteter og hjemmeaktiviteter	Rom i boligbygg, sengerom og behandlingsrom i sykehus, soverom i hoteller og gjestgiverier, kjøkken og toaletter
B	Kontorarealer	
C	Arealer der personer kan samles (med unntak av arealer som er definert i kategori A, B og D) ¹⁾	<p>C1 Arealer med bord osv., f.eks. i skoler, kafeer, restauranter, spisesaler, leserom, resepsjoner osv.</p> <p>C2 Arealer med faste seter, f.eks. arealer i kirker, teatre eller kinosaler, konferanserom, forelesningssaler, forsamlingsaler, ventelom medregnet forhall på jernbanestasjon osv.</p> <p>C3 Arealer uten hindringer for personer i bevegelse, f.eks. arealer i museer, utstillingsrom osv. og ankomstområder i offentlige bygg og administrasjonsbygg, hoteller, sykehus, jernbanestasjonshaller</p> <p>C4 Arealer med mulighet for fysiske aktiviteter, f.eks. dansesaler, gymnastikkrom, scener osv.</p> <p>C5 Arealer som lett overfylles, f.eks. i bygg for offentlig bruk, som konsertsaler, idrettshaller medregnet tribuner og atkomstområder og jernbaneperronger</p>
D	Forretningsarealer	<p>D1 Arealer i vanlig detaljhandel</p> <p>D2 Arealer i varehus</p>
<p>¹⁾ Det gjøres oppmerksom på 6.3.1.1(2), særlig for C4 og C5. Se NS-EN 1990 når det må tas hensyn til dynamiske effekter. For kategori E, se tabell 6.3.</p> <p>MERKNAD 1 Oppdragsgiver kan fastsette at arealer som normalt kan settes i kategori C2, C3, C4, avhengig av bruk, kan settes i kategori C5.</p> <p>MERKNAD 2 Tabellen viser kategoriinndelingen som skal brukes.</p> <p>MERKNAD 3 Se 6.3.2 for lagring eller industrivirksomhet.</p>		

Etter valg av brukskategori kan lastpåkjenningen fastsettes etter tabell 2.4.2.

Tabell 2.4.2 Nyttelaster på gulv, balkonger og trapper i bygninger [36, tabell NA 6.2]

Kategorier for belastede områder	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Kategori A		
- Gulv	2,0	2,0
- Trapper	3,0	2,0
- Balkonger og verandaer ¹⁾	4,0	2,0
- Loft med liten takhøyde eller begrenset adgang	1,0	1,5
Kategori B		
	3,0	2,0
Kategori C		
- C1	3,0	4,0
- C2	4,0	4,0
- C3	5,0	4,0
- C4	5,0	7,0
- C5	5,0	4,0
Kategori D		
- D1	5,0	4,0
- D2	5,0	7,0

¹⁾ Takterrasse, se kategori I

Dimensjonerende last

Dimensjonerende last varierer fra hvilke grensetilstander man skal dimensjonere for. Ulike grensetilstander kan være bruksgrensetilstand, bruddgrensetilstand, ulykkestilstand og utmattingstilstand. Det mest aktuelle å se på vil være bruks- og bruddgrensetilstand for vanlige bygg. [3, s. 5]

Dimensjonerende brukslast vil være den samlede lasten som påføres en konstruksjon der hver enkelt last multipliseres med en partialfaktor. I bruksgrensetilstand vil denne partialfaktoren være lik 1,0 så lenge ikke andre kriterier er angitt i EC1 [35, s. 46], se likning 2.4.5.

$$q_{Ed,bruk} = (1,0 \cdot g) + (1,0 \cdot q) \quad (2.4.5)$$

Dimensjonerende bruddlast beregnes på grunnlag av materialenes tøyningsegenskaper og de dimensjonerende fasthetene [3, s. 5]. Ved beregning av bruddlast vil hver enkelt last multipliseres med en partialfaktor før lastene summeres. Her vil partialfaktorene representere sikkerhet i konstruksjonen, og vil derav bidra til en lavere sannsynlighet for brudd. Det finnes ulike retningslinjer i forhold til hvilke partialfaktorer man skal ta i bruk i beregningene. I denne avhandlingen dimensjoneres det etter bruddgrensetilstanden STR, som vil si at det dimensjoneres for brudd eller store deformasjoner i konstruksjonen/konstruksjonsdelene. [35, s. 36] Dimensjonerende bruddlast beregnes etter likning «6.10a» og «6.10b» fra EC0 [35, s. 38] som vist i likning 2.4.6, der den minst gunstige av de to uttrykkene velges. Relevante faktorer hentes fra tabell 2.4.3 og tabell 2.4.4.

$$q_{Ed,brudd} = \max \left\{ \begin{array}{l} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \\ \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \end{array} \right. \quad (2.4.6)$$

Tabell 2.4.3 Dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO) [35, tabell NA.A1.2(B)]

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

(*) 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:

$\gamma_{G,sup} = 1,35$;
 $\gamma_{G,inf} = 1,00$;
 $\gamma_{Q,1} = 1,50$ hvis ugunstig (0 hvis gunstig);
 $\gamma_{Q,i} = 1,50$ 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_S og γ_E og modellens usikkerhetsfaktor γ_{Ed} . En verdi for γ_{Ed} som ligger mellom 1,05 til 1,15, kan brukes i de fleste vanlige tilfeller.

Tabell 2.4.4 ψ -faktorer [35, tabell NA.A1.1]

Last	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nyttelastkategorier i bygninger (se NS-EN 1991-1-1):			
Kategori A: boliger	0,7	0,5	0,3
Kategori B: kontorer	0,7	0,5	0,3
Kategori C: forsamlingslokaler, møterom	0,7	0,7	0,6
Kategori D: butikker	0,7	0,7	0,6
Kategori E: lager	1,0	0,9	0,8
Kategori F: trafikk- og parkeringsarealer for små kjøretøyer (kjøretøyvekt \leq 30kN og høyst 8 seter utenom fører sete)	0,7	0,7	0,6
Kategori G: trafikk- og parkeringsarealer for mellomstore kjøretøyer, 30kN < kjøretøyvekt \leq 160kN på to akslinger	0,7	0,5	0,3
Kategori H: tak	0	0	0
Snølaster (se NS-EN 1991-1-3)	0,7 ¹⁾	0,5 ¹⁾	0,2 ¹⁾
Vindlaster (se NS-EN 1991-1-4)	0,6 ¹⁾	0,2 ¹⁾	0 ¹⁾
Temperatur (ikke brann) i bygninger (se NS-EN 1991-1-5)	0,6 ¹⁾	0,5 ¹⁾	0 ¹⁾
¹⁾ Eventuell modifisering for ulike geografiske områder kan kreves av lokale myndigheter			

Dimensjonerende momentbelastning

For en frittstående enveis bunnplate kan formelen for dimensjonerende momentbelastning for fritt opplagte bjelker benyttes, gitt av likning 2.4.7.

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot L^2}{8} \quad (kNm) \quad (2.4.7)$$

Der q_{Ed} er den dimensjonerende lasten i forhold til den dimensjonerende situasjonens grensetilstand.

I bruks- og bruddgrensetilstand gir dette følgende likninger:

$$M_{Ed,bruk} = \frac{q_{Ed,bruk} \cdot L^2}{8} \quad (2.4.7a)$$

$$M_{Ed,brudd} = \frac{q_{Ed,brudd} \cdot L^2}{8} \quad (2.4.7b)$$

Dimensjonerende skjærbelastning

På samme måte som ved dimensjonerende momentbelastning kan formelen for dimensjonerende skjærbelastning for fritt opplagte bjelker benyttes for frittstående enveis bunnplater. Formelen er gitt av likning 2.4.8.

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot L}{2} \quad (2.4.8)$$

Der q_{Ed} er den dimensjonerende lasten i forhold til den dimensjonerende situasjonens grensetilstand.

I bruks- og bruddgrensetilstand gir dette følgende likninger:

$$V_{Ed,bruk} = \frac{q_{Ed,bruk} \cdot L}{2} \quad (2.4.8a)$$

$$V_{Ed,brudd} = \frac{q_{Ed,brudd} \cdot L}{2} \quad (2.4.8b)$$

2.4.3 Bruddgrensetilstand - ULS

Bruddgrensetilstander klassifiseres som tilstander som er av betydning for menneskers og/eller konstruksjoners sikkerhet [35, s. 24]. For konstruksjoner utsatt for ren bøyning tas det, i henhold til Betongkonstruksjoner, hensyn til visse beregningsforutsetninger. Disse er: full heft mellom betong og armering, at Naviers hypotese er gyldig, at spennings- og tøyningsegenskaper følger EC2 samt at det ses bort fra at betongen har strekkfasthet. [3, s. 27]

Statisk nødvendig armering

Den statisk nødvendige armeringen skal kunne bære bøyemomenter og aksialkrefter, med tilhørende sikkerhetsfaktorer for å sørge for at konstruksjonen ikke går til brudd eller deformeres i betydelig grad. Nødvendig mengde slakkarmering beregnes med utgangspunkt i betongtverrsnittets dimensjonerende trykkbruddkapasitet, gitt ved likning 2.4.9 [3, s. 38].

$$M_{Rd} = 0,28 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2 \quad (2.4.9)$$

Ifølge Betongkonstruksjoner [3, s. 39] vil nødvendig mengde armering for å bære momentbelastningen i bruddgrensetilstand være gitt av likning 2.4.10.

$$A_{s,req} = \frac{M_{Ed,bruk}}{f_{yd} \cdot z} \quad (2.4.10)$$

Hvor indre momentarm (z) følger av likning 2.4.11.

$$z = \left(1 - c \cdot \left(\frac{M_{Ed,brudd}}{M_{Rd}} \right) \right) \cdot d \quad (2.4.11)$$

Verdien c bestemmes fra likningen: $c = 1 - \frac{z}{d}$

En tilnærmet verdi for c kan hentes fra «tabell 4.5» i Betongkonstruksjoner [3, s. 44].

Etter nødvendig mengde armering er funnet, beregnes antall armeringsjern (n) etter likning 2.4.12 samt maksimal avstand mellom armeringsjernene (s_{req}) etter likning 2.4.13. Disse verdiene beregnes ved hjelp av geometriske betraktninger og valgt armeringsdiameter (ϕ).

$$n = \frac{A_{s,req}}{\left(\frac{\phi \cdot \pi}{4} \right)} \quad (2.4.12)$$

$$s_{req} = \left(\frac{b}{A_{s,req}} \right) \cdot \left(\frac{\phi^2 \cdot \pi}{4} \right) \quad (2.4.13)$$

Plasseringen til armeringsjernene må i tillegg kontrolleres opp mot grenseverdien gitt i EC2 [23, s. 131]. Minimum fri avstand mellom armeringsjernene, både mellom jern i horisontal og vertikal retning, vil være gitt av likning 2.4.14.

$$s_{min} = \max \begin{cases} k_1 \cdot \phi \\ d_g + k_2 \\ 20 \text{ mm} \end{cases} \quad (2.4.14)$$

k_1 og k_2 er faktorer som bestemmes etter det nasjonale tillegget til EC2 [23] og d_g er den største nominelle tilslagsstørrelsen vanligvis satt lik 16 mm [37].

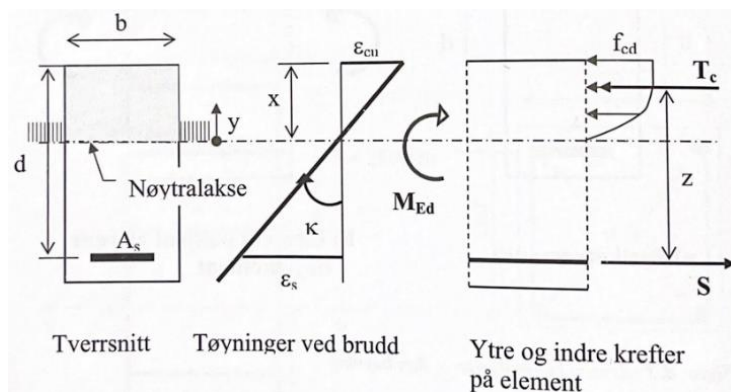
Tatt maksimal senteravstand (s_{req}) og minimum fri avstand (s_{min}) i betraktning, velges en endelig senteravstand (s). Senteravstanden kan ikke overskride 250 mm [23, s. 157]. Endelig mengde slakkarmering (A_s) beregnes så med hensyn på den endelige senteravstanden (s) etter likning 2.4.15.

$$A_s = \frac{b}{s} \cdot \frac{\pi \phi^2}{4} \quad (2.4.15)$$

Bøyemoment

Det må kontrolleres at momentkapasiteten er tilstrekkelig for den påførte momentbelastningen. Denne kapasiteten vil beregnes av momentlikevekt om trykkresultantens angrepspunkt, se likning 2.4.16 og figur 2.4.1.

$$M_{y,kapasitet} = f_{yd} \cdot A_s \cdot z \quad (2.4.16)$$



Figur 2.4.1 Spennings- og tøyningfordeling for rektangulært tverrsnitt av slakkarmert betong utsatt for ren bøyning [3, figur 4.3]

Momentkapasiteten kontrolleres så etter likning 2.4.17.

$$M_{y,kapasitet} > M_{Ed,brudd} \quad (2.4.17)$$

Skjærkontroll

EC2 skiller mellom skjærkontroll for konstruksjonsdeler med og uten beregningsmessig behov for skjærarmering. Vanligvis har dekker ikke behov for skjærarmering, og skjærkapasiteten i tverrsnittets strekksone beregnes etter pkt. 6.2.2 i EC2, se likning 2.4.18 [23, s. 83].

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \\ &\geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \end{aligned} \quad (2.4.18)$$

hvor:

$$v_{min} = 0,035 \cdot k_2^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad (2.4.19)$$

$C_{Rd,c}$ er en faktor gitt av forholdet $\frac{k_2}{\gamma_c}$.

k_2 hentes fra det nasjonale tillegget i EC2 [23].

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

ρ_l er armeringsforholdet gitt av $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$

A_{sl} er tverrsnittets areal av strekkarmering med forankringslengde $\geq (l_{bd} + d)$ forbi det betraktete snittet.

k_1 er en variabel som også blir gitt i det nasjonale tillegget i EC2 [23].

σ_{cp} er betongens trykkspenning ved aksial belastning, gitt av $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$

Skjærkapasiteten kontrolleres så mot en redusert verdi av skjærbelastningen, se likning 2.4.20.

$$V_{Rd,c} \geq V_{Ed,red} \quad (2.4.20)$$

I henhold til Betongkonstruksjoner [3, s.64] vil den reduserte verdien av skjærbelastningen beregnes i avstand d fra oppleggets kant, gitt av likning 2.4.21.

$$V_{Ed,red} = V_{Ed,brudd} - q_{Ed,brudd} \cdot d \quad (2.4.21)$$

Det må, i tillegg til skjærkontroll i strekksonen, også utføres en skjærkontroll i tverrsnittets trykksone. Denne kontrollen gjøres ved å sette den dimensjonerende skjærbelastningen i bruddgrensetilstand opp mot den største skjærkraften konstruksjonen kan bære, begrenset av trykkbrudd [23, s. 82], se likning 2.4.22.

$$V_{Ed,brudd} \leq V_{Rd,max} \quad (2.4.22)$$

I henhold til EC2 [23, s. 85] vil den største skjærkapasiteten være gitt av likning 2.4.23.

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} \quad (2.4.23)$$

hvor:

$$v = 0,6 \cdot \left[1 - \left(\frac{f_{ck}}{250}\right)\right] \quad (2.4.24)$$

Forankring

For at armeringen skal kunne ha den ønskede innvirkningen på en konstruksjonsdel er det avgjørende at den er tilstrekkelig forankret. Dersom denne forankringen kun gjøres på grunnlag av heftfasthet må en kraftinnføringslengde fra jernets ende til snittet der spenningen opptrer legges til [3, s. 107]. Den nødvendige lengden er gitt av likning 2.4.25 etter EC2 [23, s. 134].

$$l_{b,req} = \left(\frac{\phi}{4}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}\right) \quad (2.4.25)$$

hvor:

f_{bd} er armeringens dimensjonerende heftfasthet og settes lik $2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$
 η_1 og η_2 finnes i EC2 pkt. 8.4.2 [23, s. 133].

Armeringsspenningen beregnes etter Betongkonstruksjoner [3, s. 111] gitt av likning 2.4.26.

$$\sigma_{sd} = \frac{\left(\frac{M_{Ed}(snitt)}{z}\right) + \Delta F_{td}}{A_s} \quad (2.4.26)$$

hvor:

$M_{Ed}(snitt)$ er det dimensjonerende momentet i bruddgrensetilstand i det snittet vi beregner armeringsspenningen i.

ΔF_{td} er for konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering lik $V_{Ed,brudd}$ i det punktet hvor forankringen starter.

Fra den nødvendige kraftinnføringslengden finnes den dimensjonerende lengden (l_{bd}) etter EC2 [23, s. 135], se likning 2.4.27.

$$l_{bd} = \max \left\{ \begin{array}{l} \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,req} \\ l_{b,min} \end{array} \right. \quad (2.4.27)$$

Hvor $l_{b,min}$ for strekk bestemmes av likning 2.4.28.

$$l_{b,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \cdot l_{b,req} \\ 10 \cdot \phi \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right. \quad (2.4.28)$$

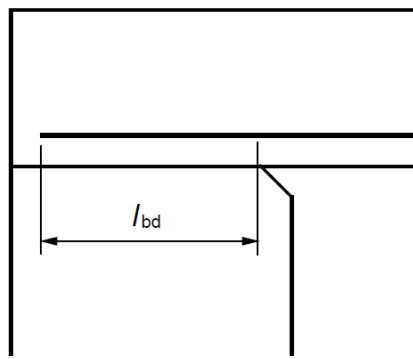
Og $l_{b,min}$ for trykk bestemmes av likning 2.4.29.

$$l_{b,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,6 \cdot l_{b,req} \\ 10 \cdot \phi \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right. \quad (2.4.29)$$

Etter den dimensjonerende forankringslengden er bestemt vil det være nødvendig å sjekke om det i konstruksjonen er plass til denne lengden.

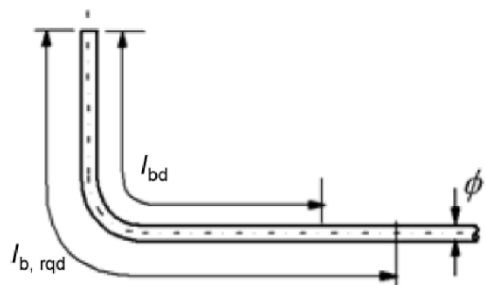
$$l_{bd} > l_{tilgjengelig} \quad (2.4.30)$$

For plater opplagt på vegg vil lengdearmeringen kunnes forankres forbi det teoretiske opplegget [23, s. 153], slik som i figur 2.4.2.



Figur 2.4.2 Bjelke direkte opplagt [23, figur 9.3 a)]

Dersom det ikke er plass til hele forankringslengden, kan jernet bøyes opp, som vist i figur 2.4.3.



Figur 2.4.3 Alternativ forankringsmetode [23, figur 8.1 a)]

2.4.4 Bruksgrensetilstand - SLS

Dimensjonerende bruksgrensetilstand defineres som den tilstanden en konstruksjon, i sin brukstid, skal ha for å tilfredsstille konstruksjonens bruk og formål [3, s. 5]. Ved denne grensetilstanden skal blant annet punkter slik som menneskers komfort, konstruksjonens utseende og funksjonsdyktighet ved normal bruk tilfredsstilles [35, s. 25]. For beregningene av nedbøyning forutsettes følgende antagelser i beregningsmodellen: at betongen i trykk og stål er lineært elastiske materialer som følger Hooke's lov, at betongen antas å ikke ha strekkfasthet samt at Navier/Bernoulli's hypotese om at plane tverrsnitt forblir plane og normale til akse under bøyning [3, s. 115].

Minimumsarmering

Dersom det fremkommer et krav om begrenset rissvidde vil det kreves et minsteareal av armering. Siden det for vanntette konstruksjonsdeler er spesielle krav for rissvidder og tetthet vil det være viktig å sjekke at valgt armeringsmengde er tilfredsstillende. For bjelker og plater vil minstearealet ($A_{s,min}$) bestemmes etter det nasjonale tillegget til EC2 [23, NA s. 19], gitt av likning 2.4.31.

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0,26 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}\right) \cdot b_t \cdot d \\ 0,0013 \cdot b_t \cdot d \end{cases} \quad (2.4.31)$$

Armering i tverrgående retning settes lik den største verdien av minimumsarmeringen og 20 % av armeringsmengden (A_s) i bærende retning, etter EC2 pkt. 9.3.1.1(2) [23, s. 157].

Tilsvarende vil det også være nødvendig å sjekke at valgt armeringsmengde ikke overskrider maksimum. Dette er viktig for all strekk- og trykkarmering som ikke har omfarings skjøter. Maksimumsarealet bestemmes fra det nasjonale tillegget i EC2 [23, NA s. 19] etter likning 2.4.32.

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c \quad (2.4.32)$$

Nedbøyning – Kort tid

Beregning av nedbøyning gjøres etter EC2 pkt. 7.4.3. I henhold til pkt. 7.4.3(7) [23, s. 130] er det mest nøyaktig å se på nedbøyningen for både et uopprikket og et fullstendig opprikket tverrsnitt, og deretter interpolere ved hjelp av likning 2.4.33.

$$\delta_{kort} = \zeta \cdot \delta_{II} + (1 - \zeta) \cdot \delta_I \quad (2.4.33)$$

Fordelingskoeffisienten (ζ) er gitt ved likning 2.4.34 [23, s. 129].

$$\zeta = 1,0 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed,bruk}}\right)^2 \quad (2.4.34)$$

hvor:

β vil være lik 1,0 for korttidslast og lik 0,5 for langtidslast [23, s. 129].

Rissmomentet (M_{cr}) beregnes i henhold til Betongkonstruksjoner [3, s. 125], gitt ved likning 2.4.35.

$$M_{cr} = \frac{I_{c1} + \eta \cdot I_{c2}}{h - \alpha d} \cdot f_{ctm} \quad (2.4.35)$$

hvor trykksonehøyden (αd) er gitt av likning 2.4.36.

$$\alpha d = \frac{A_c \cdot 0,5 \cdot h + \eta \cdot A_s \cdot d}{A_c + \eta \cdot A_s} \quad (2.4.36)$$

Betongtrykksoneens arealtrehetsmoment for henholdsvis uopprikket (I_{c1}) og fullstendig opprikket (I_{c2}) tverrsnitt er gitt av likning 2.4.37 og 2.4.38.

$$I_{c1} = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\alpha - \left(\frac{h}{2}\right)\right)^2 \quad (2.4.37)$$

$$I_{c2} = \frac{b \cdot (\alpha \cdot d)^3}{3} \quad (2.4.38)$$

hvor:

$$\alpha = \sqrt{(\eta \rho)^2 + 2\eta \rho} - \eta \rho \quad (2.4.39)$$

Materialstivhetsforholdet er gitt ved: $\eta = \frac{E_s}{E_{cm}}$

Armeringsforholdet er gitt ved: $\rho = \frac{A_{s,bruk}}{b \cdot d}$

Slakkarmeringens arealtreghetsmoment for henholdsvis uopprikket (I_{s1}) og fullstendig opprikket (I_{s2}) tverrsnitt er gitt av likning 2.4.40 og 2.4.41.

$$I_{s1} = A_s(d - \alpha d)^2 \quad (2.4.40)$$

$$I_{s2} = n \cdot \left(\pi \cdot \frac{\phi^4}{64} \right) + A_s \cdot [(1 - \alpha) \cdot d]^2 \quad (2.4.41)$$

hvor:

αd regnes etter likning 2.4.36

α regnes etter likning 2.4.39

Videre beregnes selve nedbøyningen etter likning 2.4.42, gitt for fritt opplagte bjelker i henhold til Betongkonstruksjoner [3, s. 121]. Denne likningen kan også benyttes for frittstående enveis bunnplater.

$$\delta = \frac{5}{385} \cdot \frac{q_{Ed,bruk} \cdot L^4}{EI} \quad (2.4.42)$$

Tilhørende oppsett for henholdsvis uopprikket og opprikket tverrsnitt benyttes:

$$\delta_I = \frac{5}{385} \cdot \frac{q_{Ed,bruk} \cdot L^4}{EI_1} \quad (2.4.42a)$$

$$\delta_{II} = \frac{5}{385} \cdot \frac{q_{Ed,bruk} \cdot L^4}{EI_2} \quad (2.4.42b)$$

Bøyestivheten (EI) beregnes i henhold til Betongkonstruksjoner [3, s. 117] etter likning 2.4.43.

$$EI = I_c \cdot E_{cm} + I_s \cdot E_s \quad (2.4.43)$$

Tilhørende oppsett for henholdsvis uopprikket og opprikket tverrsnitt benyttes:

$$EI_1 = I_{c1} \cdot E_{cm} + I_{s1} \cdot E_s \quad (2.4.43a)$$

$$EI_2 = I_{c2} \cdot E_{cm} + I_{s2} \cdot E_s \quad (2.4.43b)$$

Nedbøyning – Lang tid

For nedbøyning etter lang tid er det flere faktorer som spiller inn for den totale deformasjonen. I dette kapittelet vil kun kryp gjennomgå som nevnt og forklart i kapittel 1.5.

Når en konstruksjon/konstruksjonsdel utsettes for belastning for første gang vil en momentan sammentrykking oppleves. Etter denne første sammentrykkingen vil betongen fortsette å bli mer og mer sammentrykket etter hvert som tiden går. Denne sammentrykkingen kalles kryp [3, s. 13].

Kryp er et resultat av permanente laster. Egenlasten er naturlig en permanent last, i forhold til nyttelasten som vil variere for korte og lange tidsperspektiv. Her er det vanlig å anta at en prosentandel av nyttelasten regnes som permanent. Denne andelen bestemmes fra prosjekt til prosjekt, og det er vanlig å sette rundt 40 % [3, s. 129]. For å beregne nedbøyningen etter lang tid grunnet kryp så må først kryptallet for hver enkelt last beregnes. Kryptallet beregnes etter tillegg B i EC2 [23, s. 201], se likning 2.4.44.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (2.4.44)$$

hvor:

φ_0 er det normerte kryptallet

$\beta_c(t, t_0)$ beskriver kryptutviklingen i forhold til tid etter belastning

Det normerte kryptallet beregnes for hver last ut fra likning 2.4.45.

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (2.4.45)$$

hvor:

φ_{RH} tar hensyn til virkningen av relativ fuktighet og avhenger av verdien f_{cm} til valgt betongkvalitet:

$$\varphi_{RH} = 1 + \left(\frac{1 - \left(\frac{RH}{100} \right)}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \right) \quad \text{for } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (2.4.46a)$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \left(\frac{1 - \left(\frac{RH}{100} \right)}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \right) \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{for } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (2.4.46b)$$

RH er omgivelsenes relative fuktighet oppgitt i prosent. Estimert kan gjøres etter EC2 «figur 3.1» [23, s. 28].

h_0 er den effektive tverrsnittshøyden, gitt ved $h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u}$

u er de delene av tverrsnittet som er utsatt for uttørking i kontakt med atmosfæren, og er for rektangulære tverrsnitt gitt av $u = 2b + 2h$

$\alpha_{1/2/3}$ er faktorer som tar hensyn til betydningen av betongfastheten, og er gitt ved:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{-0,7} \quad (2.4.47a)$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad (2.4.47b)$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (2.4.47c)$$

$\beta(f_{cm})$ tar hensyn til betongfasthetens virkning på det normerte kryptallet, gitt ved:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (2.4.48)$$

$\beta(t_0)$ tar hensyn til virkningen betongens alder ved pålastning har på det normerte kryptallet [23, s. 201], gitt ved:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1+t_0^{0,20})} \quad (2.4.49)$$

Faktoren $\beta(t, t_0)$ beregnes så ut fra likning 2.4.50.

$$\beta(t, t_0) = \left[\frac{t-t_0}{\beta_H+t-t_0} \right]^{0,3} \quad (2.4.50)$$

hvor:

t er betongens alder på betraktet tidspunkt i døgn.

t_0 er betongens alder på belastningstidspunktet i døgn

β_H er en faktor avhengig av RH og konstruksjonsdelens effektive tykkelse/høyde samt betongens middelverdi av trykkfasthet (f_{cm}), gitt ved:

$$\beta_H = 1,5(1 + (0,012RH)^{18})h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{for } f_{cm} \leq 35 \quad (2.4.51a)$$

$$\beta_H = 1,5(1 + (0,012RH)^{18})h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \quad \text{for } f_{cm} > 35 \quad (2.4.51b)$$

Når kryptallet til hver enkelt permanent last er funnet, kan den tilhørende effektive elastisitetsmodulen for betongen beregnes. Denne langtids E-modulen bestemmes etter Betongkonstruksjoner [3, s. 128], se likning 2.4.52.

$$E_{c,eff,i} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi(t,t_0)_i} \quad (2.4.52)$$

Der E_{cm} bestemmes av den valgte betongkvaliteten.

Ettersom de permanente lastene påføres på ulike tidspunkt er det nødvendig å finne en midlere elastisitetsmodul ($E_{c,middel}$). Denne elastisitetsmodulen er gitt av likning 2.4.53 og er hentet fra Betongkonstruksjoner [3, s. 129].

$$E_{c,middel} = \frac{\sum M_i}{\sum \left(\frac{M_i}{E_{c,eff,i}} \right)} \quad (2.4.53)$$

Der M_i er den dimensjonerende momentbelastningen til de individuelle permanente lastpåkjenningene og beregnes etter likning 2.4.6.

Tverrsnittets ekvivalente arealtrehetsmoment kan beregnes etter likning 2.4.54.

$$I_c = \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot b \cdot d^3 \quad (2.4.54)$$

hvor:

$$\alpha = \sqrt{\eta\rho^2 + 2\eta\rho} - \eta\rho \quad (2.4.55)$$

η er det nye stivhetsforholdet for langtidsberegning, gitt ved $\eta = \frac{E_s}{E_{c,middel}}$

ρ er armeringsforholdet, gitt ved $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$

Den endelige nedbøyningen for permanente langtidslaster bestemmes av likning 2.4.56.

$$\delta_{lang} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(g + p_{lang}) \cdot L^4}{E_{c,middel} \cdot I_c} \quad (2.4.56)$$

Nedbøyning – Totalt

Etter nedbøyning for både korttids- og langtidspåkjenninger er beregnet vil det være nødvendig å kontrollere den totale nedbøyningen mot en grenseverdi. Dette gjøres ved å først legge sammen nedbøyningen for hvert av tilfellene etter likning 2.4.57.

$$\delta_{total} = \delta_{kort} + \delta_{lang} \quad (2.4.57)$$

Den totale nedbøyningen (δ_{total}) sammenlignes så med en grenseverdi for maksimal nedbøyning, som finnes i tabell 2.4.5.

Tabell 2.4.5 Grenseverdier for nedbøyning [35, tabell NA.A1(904)]

Konsekvenser	Lastsituasjon som brukes	Anbefalte største tillatte nedbøyningsverdier
Konstruksjon der nedbøyning fører til skader	<i>karakteristisk</i>	fastsettes i det enkelte prosjektet
Konstruksjoner der det på grunn av bruk eller utstyr stilles krav	<i>ofte forekommende</i>	fastsettes i det enkelte prosjektet
Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav	<i>tilnærmet permanent</i>	$L/200 - L/250$

Risskontroll

Vi skal i denne avhandlingen dimensjonere for vanntetthet og vil derav utføre risskontroll ved å beregne den faktiske rissvidden. Dette gjøres etter pkt. 7.3.4 i EC2 [23, s. 124-126].

Rissvidden vil derav beregnes fra likning 2.4.58.

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (2.4.58)$$

Dersom $5 \left(c_{snitt} + \frac{\phi}{2} \right) > s$ vil den største rissavstanden ($s_{r,max}$) beregnes fra likning 2.4.59.

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c_{snitt} + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi}{\rho_{p,eff}} \quad (2.4.59)$$

hvor:

$k_{1/2/3/4}$ er verdier bestemt av det nasjonale tillegget til EC2 [23, NA s. 17].

c_{snitt} er gjennomsnittlig overdekning, og settes lik: $c_{nom} + \frac{\Delta c}{2}$

Dersom $5 \left(c_{snitt} + \frac{\phi}{2} \right) < s$ vil den største rissavstanden ($s_{r,max}$) beregnes fra likning 2.4.60

$$s_{r,max} = 1,3 \cdot (h - x) \quad (2.4.60)$$

Tøyningsdifferansen ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$) vil deretter beregnes etter likning 2.4.61.

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_s - k_t \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \right) \cdot (1 + \eta \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \\ 0,6 \cdot \left(\frac{\sigma_s}{E_s} \right) \end{array} \right. \quad (2.4.61)$$

hvor:

k_t er en faktor avhengig av lastens varighet

$k_t = 0,6$ for kortvarig last

$k_t = 0,4$ for langvarig last

f_{ctm} bestemmes ut fra valgt betongkvalitet.

$\rho_{p,eff}$ er effektivt armeringsforhold, og settes lik: $\frac{A_s}{A_{c,eff}}$

$A_{c,eff}$ er betongstrekksonens effektive areal som omgir armeringen med høyde $h_{c,eff}$, der $h_{c,eff}$ er den minste av verdiene $2,5(h-d)$, $(h-x)/3$ og $h/2$. [23, s. 120]

η er materialstivhetsforholdet, og settes lik $\frac{E_s}{E_{cm}}$

Etter Betongkonstruksjoner [3, s. 150] beregnes armeringsspenningen (σ_s) fra likning 2.4.62.

$$\sigma_s = E_s \cdot \frac{M_{Ed,bruk} \cdot (1 - \alpha) \cdot d}{E_{c,middel} \cdot I_c} \quad (2.4.62)$$

2.5 Dimensjoneringsgrunnlag for slakkarmert fiberbetong

Beregningsmetodene for slakkarmert fiberbetong beskrevet i denne avhandlingen baseres på dimensjoneringsregler og prinsipper fra NB38 [11]. Gitt av NB38 skal dimensjoneringen av konstruksjonene tilfredsstille funksjonskrav satt i EC2 [11, s. 39]. I følge NB38 [11, s. 39] skal det for konstruksjoner der sammenbrudd kan føre til tap av menneskeliv, eller være av stor samfunnsmessig/økonomisk betydning, påvises at bøyemomenter og aksialkrefter i karakteristisk tilstand kan bæres av slakkarmeringen alene.

2.5.1 Materialelegenskaper

Fasthetsklassene for stålfiberarmert betong klassifiseres likt som for betong uten fiber. Restfasthetsklasse fastsettes som nevnt i kapittel 2.3.3 etter forhåndsprøving gjort av betongprodusent.

2.5.2 Belastninger

Metoder for klassifisering og beregning av belastninger for slakkarmert fiberbetong vil være identisk til metodene gitt i kapittel 2.4.2 for tradisjonelt slakkarmert betong. Ved beregning av egenlast antas det at slakkarmert fiberbetong har lik tyngdetetthet som normalarmert betong,

altså $\rho_{\text{betong}} = 25 \text{ kN/m}^3$.

2.5.3 Bruddgrensetilstand - ULS

Som nevnt i kapittel 2.5.3 klassifiseres bruddgrensetilstander som tilstander av betydning for menneskers og/eller konstruksjoners sikkerhet. [35, s. 24]

Materialfaktorer

For tradisjonell slakkarmering og betong i trykk benyttes materialfaktorene gitt i EC2 «tabell NA.2.1.N» [23, NA s.3]. I henhold til NB38 [11, s. 41] settes materialfaktoren for restbøyestrekfastheten lik $\gamma_{sf} = 1,5$.

Statisk nødvendig armering

Som nevnt innledningsvis skal det påvises at slakkarmeringen skal kunne bære bøyemomenter og aksialkrefter uten bidrag fra fiberen, dersom fare for sammenbrudd kan ha fatale konsekvenser [11 s. 39]. Nødvendig mengde slakkarmering beregnes med utgangspunkt i last- og materialfaktorer lik 1,0, altså uten tillagt sikkerhet. Karakteristisk trykkbruddkapasitet for tverrsnittet beregnes etter likning 2.5.1, i henhold til NB38 [11, s. 88].

$$M_{ck} = 0,28 \cdot 0,85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot d^2 \quad (2.5.1)$$

Med bakgrunn i denne karakteristiske trykkbruddkapasiteten kan den indre momentarmen (z) og nødvendig mengde slakkarmering ($A_{s,req}$) beregnes på følgende måte:

$$A_{s,req} = \frac{M_{Ed,bruk}}{z \cdot f_{yk}} \quad (2.5.2)$$

hvor:

$$z = \left(1 - 0,17 \frac{M_{Ed,bruk}}{M_{ck}}\right) \cdot d \quad (2.5.3)$$

Maksimal senteravstand (s_{req}) mellom armeringsjernene beregnes etter likning 2.5.4, og fra denne velges en endelig senteravstand (s). Senteravstanden kan ikke overskride 250 mm [23, s. 157].

$$s_{req} = \frac{b}{A_{s,req}} \cdot \frac{\pi \phi^2}{4} \quad (2.5.4)$$

Endelig mengde slakkarmering (A_s) beregnes så med hensyn på endelig senteravstand (s) etter likning 2.5.5.

$$A_s = \frac{b}{s} \cdot \frac{\pi \phi^2}{4} \quad (2.5.5)$$

Bøyemoment

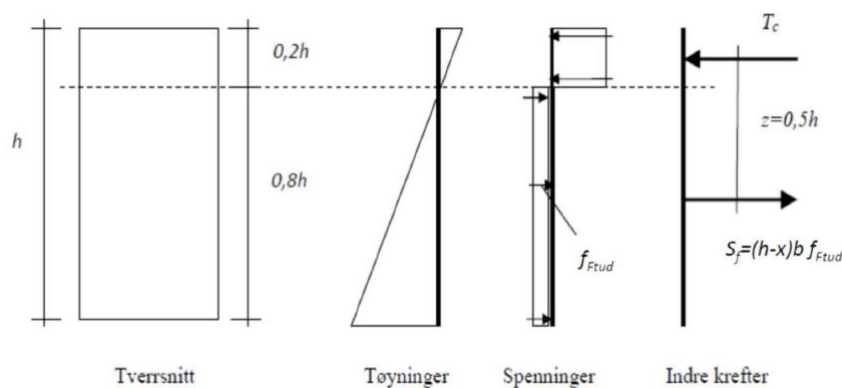
Tradisjonelt sett vil betongen miste all sin strekkapasitet ved opprissing. Ved benyttelse av fiber derimot vil tverrsnittet kunne oppta strekkrefter selv etter opprissing. For enkelhetens skyld kan betongens strekksone karakteriseres ved uniform spenningsfordeling der spenningen settes lik dimensjonerende reststrekfasthet f_{Tud} , se figur 2.5.1 [11, s. 43]. Mer

nøyaktig metode for beregning av fordelingen over strekksonen gjennomgås i fib Model Code 2010 [38].

Ved beregning av tverrsnittets momentkapasitet antas det at Navier's hypotese er gyldig, altså at plane tverrsnitt forblir plane, samt at fiberbetongens trykksone og slakkarmeringens spennings- og tøyningsegenskaper følger EC2 pkt. 3.1.7 og 3.2.7 [11, s. 42].

For rent fiberarmerte tverrsnitt kan en forenklet beregningsmetode benyttes, dersom reststrekkfastheten f_{Ftud} er lavere enn $2,5 \text{ N/mm}^2$. Prinsippet vises i figur 2.5.1. Her antas det at reststrekkfastheten virker over en høyde på $0,8h$, med en indre momentarm på $0,5h$. Momentkapasiteten for tverrsnittet kan da beregnes etter likning 2.5.6. [11, s. 43]

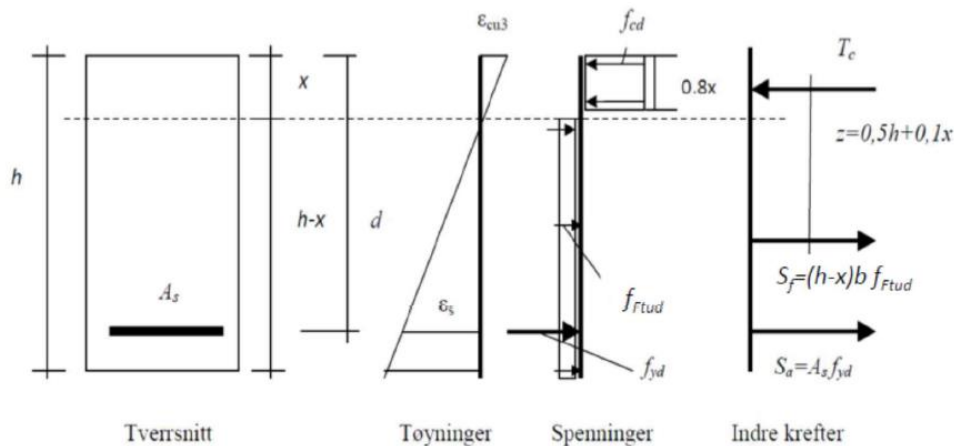
$$M_{Rd} = 0,4f_{Ftud}bh^2 \quad (2.5.6)$$



Figur 2.5.1 Spennings- og tøyningfordeling for rent fiberarmerte tverrsnitt utsatt for ren bøyning [11, figur 4.3]

For tverrsnitt av slakkarmert fiberbetong eller der reststrekkfastheten f_{Ftud} er høyere enn $2,5 \text{ N/mm}^2$, vil grunnlaget for beregning av momentkapasitet være aksiell likevekt. Figur 2.5.2 viser strekk- og tøyningfordelingen for et tverrsnitt av slakkarmert fiberbetong utsatt for ren bøyning. Fiberbetongens trykksonehøyde beregnes ved aksiell likevekt mellom betongens trykkresultant T_c , fiberarmerings strekkresultant S_f og slakkarmeringens strekkresultant S_a . Momentkapasiteten beregnes så ved likevekt om trykkresultantens angrepspunkt, se likning 2.5.7. [11, s. 42]

$$M_{y,kapasitet} = S_f(0,5h + 0,1x) + S_a(d - 0,4x) \quad (2.5.7)$$



Figur 2.5.2 Spennings- og tøyningsfordeling for slakkarmert fiberbetong utsatt for ren bøyning [11, figur 4.2]

Skjærkontroll

Det er godt dokumentert at stålfiber gir økt kapasitet mot skjærbrudd, i motsetning til syntetiske fibre som det ikke er like godt dokumentert for. Dimensjoneringsreglene gitt i NB38 [11, s. 39] gjelder derfor for betongkonstruksjoner med stålfiberarmering.

I komitéarbeidet for ny Eurokode 2 er det bestemt at skjær, gjennomlokking og torsjon skal kontrolleres på spenningsbasis da dette gir et mer gjenkjennelig uttrykk [11, s. 45]. NB38 [11, s. 45] baserer seg derfor på kontroll i form av spenningsberegning, hvilket følges i dette kapitlet. Ettersom gjennomlokking og torsjon ikke vil være relevant for denne avhandlingen vil kun skjærkontroll gjennomgå.

I henhold til NB38 [11, s. 46] beregnes total skjærkapasitet for tverrsnittsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering ($\tau_{Rd,cF} > \tau_{Ed}$) etter likning 2.5.8.

$$\tau_{Rd,cF} = \eta \tau_{Rd,c} + f_{Ftud} > \tau_{Rd,cmin} + f_{Ftud} \quad (2.5.8)$$

hvor:

$\tau_{Rd,c}$ er den slakkarmerte betongens skjærkapasitet, gitt ved:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_c} \left(\frac{100 \rho_l f_{ck} d_{ag}}{d} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.5.9)$$

$\tau_{Rd,cmin}$ er betongtverrsnittets minste skjærkapasitet, gitt ved:

$$\tau_{Rd,cmin} = \frac{10}{\gamma_c} \sqrt{\frac{f_{ck} \cdot d_{ag}}{f_{yd} \cdot d}} \quad (2.5.10)$$

f_{Ftud} er fiberbetongens dimensjonerende reststrekkfasthet

η er en reduksjonsfaktor ettersom sammenlikning av teori og forsøk viser at det ikke er riktig å benytte det fulle bidraget fra det slakkarmerte tverrsnittet. η settes lik den største av verdiene $\frac{1}{1+0,43 f_{Ftud}^{2,85}}$ eller 0,4.

For tverrsnittsdeler med beregningsmessig behov for skjærarmering ($\tau_{Rdc,F} < \tau_{Ed}$) beregnes den totale skjærkapasiteten etter likning 2.5.11.

$$\tau_{Rd,sf} = 0,75\tau_{Rd,s} + f_{Ftud} \quad (2.5.11)$$

hvor:

$\tau_{Rd,s}$ er den innlagte skjærarmeringens kapasitet, og settes lik $\tau_{Rd,s} = \frac{A_s z_s}{s b d} f_{yd}$

z_s er momentarmen, og kan settes lik 0,9d i dette tilfellet

Opptredende skjærspenning τ_{Ed} beregnes etter likning 2.5.12.

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed,brudd}}{b \cdot z_s} \quad (2.5.12)$$

Forankring

Beregning av nødvendig og dimensjonerende forankringslengde vil ikke endres ved tilførelse av fiber, og beregningsmetodene beskrevet under «Forankring» i kapittel 2.5.3 vil være gjeldene også for slakkarmert fiberbetong.

2.5.4 Bruksgrensetilstand - SLS

Bruksgrensetilstander er, som nevnt i kapittel 2.4.4, tilstander med betydning for konstruksjoners funksjonsdyktighet når det kommer til normal og daglig bruk, menneskers komfort samt konstruksjonens utseende [35, s. 25]. Det legges også her til grunn at Navier/Bernoullis hypotese er gyldig, i tillegg til at Hooks lov for elastiske materialer gjelder.

Minimumsarmering

Som nevnt i kapittel 2.4.4 stilles det etter EC2 [23, s. 119] krav til minimumsarmering dersom det er krav til rissviddebegrensninger. Tradisjonelt sett vil slakkarmert betong kreve omtrent dobbel minimumsarmering dersom betongkonstruksjonen skal være vanntett. I slakkarmerte fiberkonstruksjoner vil stålfiberne kunne erstatte mye av denne doblede minimumsarmeringen, da de bidrar til å redusere riss.

Etter NB38 [11, s. 57] beregnes minimumsarmering etter likning 2.5.13, og skal ligge på tvers av hovedarmeringens retning dersom tverrsnittet utsettes for bøyning.

$$A_{s,min} \cdot f_{yk} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot (f_{ctm} - 2,15 \cdot f_{Ftu,ef}) \cdot b_t \cdot d \\ 0,13 \cdot (f_{ctm}) \cdot b_t \cdot d \end{array} \right. \quad (2.5.13)$$

Armeringsspenning

Ved beregning av både nedbøyning og riss i bruksgrensetilstand må armeringsspenningen i uopprisset og opprisset tverrsnitt være kjent. I armert fiberbetong er beregningen av armeringsspenningen en langt mer komplisert prosess enn den er for tradisjonelt slakkarmert betong. Dette er hovedsakelig fordi fiberne må tas hensyn til, som gjør at betongtøyningen (ϵ_c) og trykksonehøyden (αd) avhenger av hverandre [11, s. 91].

Lamellemetoden kan benyttes til å blant annet regne ut armeringsspenningen til slakkarmerte fiberbetong bjelker. Denne metoden baseres seg på at tverrsnittet deles opp i flere lag som

bindes sammen av fjærer. Hvert lag antas å ha lineær tøyingsfordeling og konstant spenning, og samlet respons finnes ved å summere alle fjærene. Middelspenning i hvert lag beregnes for en gitt tøyning frem til likevekt er oppnådd. Likevekt oppnås når N er lik 0, se likning 2.5.14. [11, s. 84]

$$N = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot \sigma_i \cdot h_i \cdot b \quad (2.5.14)$$

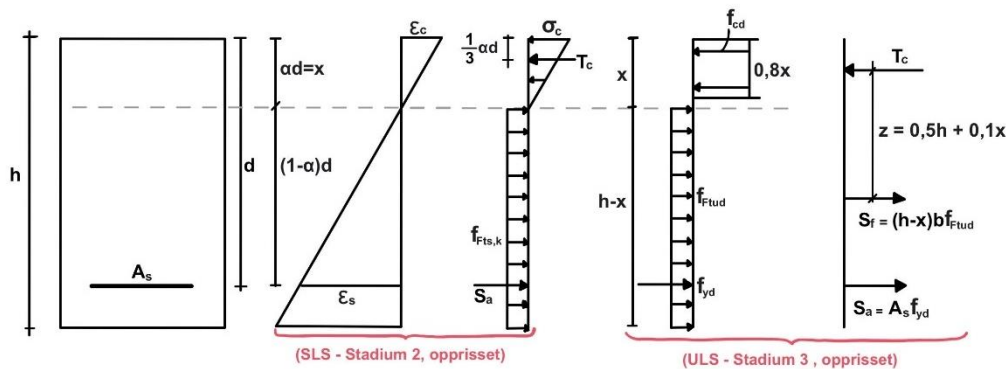
Dette vil kreve mange iterasjoner, og metoden bør benyttes i sammenheng med et dataprogram. Ved analytisk håndberegning sier NB38 at fiberen forenklet kan inkluderes ved å anta konstant spenning lik f_{Ftsk} i strekksonen. Armeringsspenningen i lengdearmeringen vil da kunne reduseres noe. [11, s. 91]

I denne avhandlingen vil fiberens effekt tas hensyn til under beregning av armeringsspenning ved å hovedsakelig se på aksial likevekt ved spennings-tøyingsfordelingen i stadium 2 (opprisset tverrsnitt), samt kalkulere momentet om trykkresultantens angrepspunkt. Ved å sette opp to likninger for disse to forholdene kan man ved hjelp av iterasjon finne den trykksonehøyden (αd) og betongtøyningen (ϵ_c) som gir ønsket bruksgrensemoment (M_{SLS}) med tilhørende armeringsspenning. Aksial likevekt kan beregnes fra likning 2.5.15, prinsippet vises i figur 2.5.3.

$$\frac{1}{2} E_c \epsilon_c \alpha d b - E_c \epsilon_c \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right) A_s - f_{Ftud} b (h - \alpha d) = 0 \quad (2.5.15)$$

Kalkulasjon av momentet om trykkresultantens angrepspunkt følger av likning 2.5.16.

$$M_{SLS} = E_s \epsilon_s \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right) A_s \cdot \left(a - \frac{\alpha}{3} \right) d + f_{Ftud} b (h - \alpha d) \left(\frac{h}{2} + \frac{\alpha d}{6} \right) \quad (2.5.16)$$



Figur 2.5.3 Spenningsfordeling for tverrsnitt av slakkarmert fiberbetong utsatt for ren bøyning, vist for stadium II og stadium III

Likning 2.5.15 kan så omskrives slik at uttrykket gir ut betongtøyningen ϵ_c for en gitt α -verdi, se likning 2.5.17.

$$\epsilon_c = \frac{f_{Ftsk} b (h - \alpha d)}{\frac{1}{2} E_c \alpha d b - E_s \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right) A_s} \quad (2.5.17)$$

Ved å utføre en større mengde beregninger vil man til slutt kunne trekke ut de verdiene som gir bruksgrensemoment (M_{SLS}) likt det dimensjonerende bruksgrensemoment ($M_{Ed,bruk}$). Forslag på hvordan denne typen beregningsmetode kan utføres gjennomgås i kapittel 4.3.

Nedbøyning – Kort tid

Nedbøyning blir ikke beskrevet eller forklart i hverken NB38 [11] eller fib Model Code 2010 [38]. Det tas derfor i denne avhandlingen utgangspunkt i beregningsmetodene gitt i EC2 pkt. 7.4 og tillegg B for tradisjonelt slakkarmert betong [23]. Alle likninger gitt i følgende kapittel gjelder for fritt opplagte enveis bunnplater.

Nedbøyningens korttidseffekter skyldes de ytre lastpåkjenningene konstruksjonen utsettes for og avhenger sterkt av materialenes bøyestivhet (EI). I bruksgrensetilstand ser vi på to ulike stadium av tverrsnitt, henholdsvis stadium 1 for uopprikket tverrsnitt og stadium 2 for opprikket tverrsnitt. Som forklart i kapittel 2.4.4 beregnes en mest mulig nøyaktig nedbøyning ved å interpolere mellom uopprikket og opprikket tverrsnitt, se likning 2.5.18.

$$\delta_{k\text{ort}} = \zeta * \delta_{II} + (1 - \zeta) * \delta_I \quad (2.5.18)$$

Nedbøyning i kort tid for uopprikket tverrsnitt beregnes etter likning 2.5.19.

$$\delta_I = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{Ed,bruk} \cdot L^4}{EI_1} \quad (2.5.19)$$

hvor:

EI_1 er bøyestivhet for uopprikket tverrsnitt, gitt ved $EI_1 = E_c \cdot I_{c1} + E_s \cdot I_{s1}$

$$I_{c1} = \frac{bh^3}{12} + b \cdot t \cdot y_{TP}^2 \quad (2.5.20)$$

$$I_{s1} = A_s \cdot (y_s - y_{TP})^2 \quad (2.5.21)$$

y_{TP} er avstanden fra betongtverrsnittets tyngdepunkt til tverrsnittets nøytralakse og settes lik $y_{TP} = \frac{(\eta_{k\text{ort}} - 1)A_s \cdot y_s}{A_t}$. Se figur 2.5.4.

$\eta_{k\text{ort}}$ er materialstivhetsforholdet lik $\eta_{k\text{ort}} = \frac{E_s}{E_{cm}}$

y_s er avstanden fra slakkarmeringen til betongtverrsnittets tyngdepunkt og settes lik $y_s = d - 0,5h$, se figur 2.5.4.

A_t er tverrsnittets transformerte betongareal, settes lik $A_t = A_c + (\eta_{k\text{ort}} - 1) \cdot A_s$

$q_{Ed,bruk}$ er dimensjonerende bruksgrenselast

L er bunnplattens spennvidde.



Figur 2.5.4 Dekke tverrsnitt med referanselinje midt i tverrsnittet

Nedbøyning i kort tid for opprisset tverrsnitt beregnes etter likning 2.5.22.

$$\delta_{II} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{Ed,bruk} \cdot L^4}{EI_2} \quad (2.5.22)$$

hvor:

EI_2 er bøyestivhet for opprisset tverrsnitt, gitt ved $EI_2 = \frac{M_{bruk}}{\kappa}$

κ er krumningen til tverrsnittet i opprisset tilstand, og finnes ved $\kappa = \frac{\varepsilon_c}{\alpha d}$

ε_c er tverrsnittets betongtøyning, fiberens effekt bør hensyntas.

αd er tverrsnittets trykksonehøyde beregnet i opprisset tilstand der fiberens effekt bør hensyntas.

Etter beregning av nedbøyning i både uopprisset og opprisset tilstand kan fordelingskoeffisienten (ζ) finnes etter likning 2.5.23.

$$\zeta = 1,0 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed,bruk}} \right)^2 \quad (2.5.23)$$

hvor:

β er en faktor gjeldende lastens varighet [23, s. 129]

$\beta = 1,0$ for korttidslast

$\beta = 0,5$ for langtidslast

M_{cr} er tverrsnittets rissmoment, som definerer overgangen mellom uopprisset og opprisset tilstand [3, s. 124], der:

$$M_{cr} = \frac{I_{c1} + \eta \cdot I_{s1}}{0,5h - y_{TP}} \cdot f_{ctm} \quad (2.5.24)$$

Nedbøyning – Lang tid

For nedbøyningen i lang tid vil det i denne avhandlingen kun ses på langtidseffekten kryp. Dette valget er forklart under kapittel 1.5. Beregning av kryptallet $\varphi(t, t_0)$ utføres helt likt som for tradisjonell slakkarmert betong, og likningene 2.4.44 – 2.4.54 gitt i kapittel 2.5.4 kan benyttes.

Ved beregning av tverrsnittets ekvivalente arealtreghetsmoment (I_c), benyttes α -verdien funnet etter metoden beskrevet under emnet «Armeringsspenning» i dette kapitlet, der verdien E_{cm} byttes ut med den nye beregnede $E_{c,middel}$. På denne måten vil bidraget fra fiberen bli noe hensyntatt.

Nedbøyningen etter lang tid kan så beregnes etter likning 2.5.25.

$$\delta_{lang} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(g + p_{lang}) \cdot L^4}{E_{c,middel} \cdot I_c} \quad (2.5.25)$$

hvor:

p_{lang} er nyttelastens langtidseffekt, og settes gjerne lik 40 %.

Total nedbøyning – kontroll

Total nedbøyning beregnes likt som for tradisjonell slakkarmert betong, og likning 2.4.57 fra kapittel 2.4.4 kan benyttes. Grenseverdiene gitt i tabell 2.4.5 vil og være gjeldende her.

Riss

Fiber har svært god effekt på både rissavstand og rissvidder i betong med slakkarmering. Til og med små mengder fiber vil gi betydelig forbedring av synlige riss ved bruksgrenselast [11, s. 53]. Slakkarmert fiberbetong viser seg av denne grunn å være spesielt gunstig ved krav om vanntette konstruksjoner, der det stilles spesielle krav til rissviddebegrensning.

NB38 følger formuleringen for riss gitt i fib Model Code 2010 [38] fremfor å korrigere uttrykkene gitt i EC2. Denne beregningsmetoden forventes også å bli benyttet i den nye versjonen av Eurokode 2. [11, s. 53]. Rissvidden w_k på betongoverflaten beregnes etter likning 2.5.26.

$$w_k = s_{r,max,cal}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (2.5.26)$$

hvor:

$s_{r,max,cal}$ er rissavstanden ved et stabilisert rissmønster, altså når økning av last ikke gir vesentlig økning i antall riss. Kalles også maksimal rissavstand.

ε_{sm} er midlere tøyning i armering inklusive bidrag fra svinn

ε_{cm} er midlere tøyning i betongen mellom rissene, i nivå tilsvarende ε_{sm} , og settes lik $\varepsilon_{cm} = \sigma_{sr}/E_s$.

Den største rissavstanden ved stabilisert rissmønster ($s_{r,max,cal}$) for slakkarmert fiberbetong er definert i NB38 [11, s. 55], og beregnes etter likning 2.5.27.

$$s_{r,max,cal} = \left(2c + 0,35k_b \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}}\right) \cdot \left(1 - \frac{f_{Fts,ef}}{f_{ctm}}\right) \quad (2.5.27)$$

hvor

c er betongtverrsnittets overdekning til ytterste armeringslag

k_b er en faktor identisk til k_1 i EC2 som hensyntar heftegenskapene til armeringen.

$k_b = 0,8$ for armeringsjern med god heft

$k_b = 1,6$ for stenger med glatt overflate, for eksempel spennkabler

$f_{Fts,ef}$ er enaksiell reststrekkfasthet for bruksgrensetilstand der $\kappa_0 = 1,0$ for bøyepåkjente konstruksjonsdeler.

Tøyningsforholdet ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$) uttrykkes likt som EC2 likning «7.9» [23, s. 124], hvor NB38 definerer et korrigert «tension stiffening» uttrykk, gitt av likning 2.5.28.

$$\sigma_{sr} = k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot \left(1 + \frac{E_s}{E_{cm}} \rho_{p,eff}\right) \quad (2.5.28)$$

hvor:

k_t er en faktor avhengig av lastens varighet
 $k_t = 0,6$ for kortvarig last
 $k_t = 0,4$ for langvarig last

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (2.5.29)$$

$A_{c,eff}$ er betongtrekksonens effektive areal som omgir armeringen med høyde $h_{c,eff}$, der $h_{c,eff}$ er den minste verdien av $2,5(h-d)$, $(h-x)/3$ og $h/2$. [23, s. 120]

x er tverrsnittets trykksonehøyde, der α beregnes etter metoden beskrevet under punktet «Armeringsspenning».

Tøyingsforholdet regnes etter likning 2.5.30.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{c,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \rho_{c,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (2.5.30)$$

hvor:

σ_s er armeringsspenningen under forutsetning av opprisset tverrsnitt

α_e er forholdet $\frac{E_s}{E_{cm}}$

Ved beregning av armeringsspenningen (σ_s) må fiberens bidrag tas hensyn til. Ved beregning av det korrigerte «tension stiffening-uttrykket» tas riktignok ikke fiberen hensyn til [11, s. 54].

2.6 Programvare - ISY Design Enterprise

ISY Design [2] er et beregningsprogram for konstruksjonsdetaljer i betong, stål og tre innen bygge- og konstruksjonsteknikk, utviklet av Norconsult [39]. For betongkonstruksjoner baserer programmet seg på EC2 med det norske nasjonale tillegget. I den utvidede Enterprise-versjonen er det også implementert støtte for kontrollering av fiberarmerte konstruksjoner, som bygger på retningslinjene gitt i NB38. [39] I denne avhandlingen benyttes funksjonen «Dekketverrsnitt (Enterprise)» for dimensjonering av alle de seks bunnplate-tverrsnittene. Resultatene fra programmet brukes så for å kontrollere og kvalitetssjekke de analytiske håndberegningene som utføres i avhandlingen. I dette kapittelet vil hoved essensen bak de viktigste dimensjoneringspunktene, og eventuelle avvik fra håndberegningmetoder gitt i kapittel 2.4 og 2.5, gjennomgås.

2.6.1 ULS - Bruddgrenseberegninger

Nødvendig material- og tverrsnittsdata legges inn som input-verdier. Armeringsmateriale og mengde lengdearmeringen kan legges inn manuelt, om ikke automatisk generering benyttes. Stålfiberarmering legges også inn som input-verdier.

Momentkapasitet

Ved moment om én akse for slakkarmert betong utfører ISY en forenklet kapasitetskontroll. Det tas utgangspunkt i at maksimal momentkapasitet oppnås ved maksimal verdi av enten strekkøyning i armering eller trykktøyning i betong. [40, s. 42] Ved hjelp av iterasjon utføres tøyingsberegning, og de totale indre kreftene som beregnes vil være tverrsnittets kapasitet [40, s. 42-47]. For fiberarmert betong utføres beregningene på samme måte, men det antas her at betongen også kan ta opp noen strekkspenninger. Programmet regner med en konstant spenning lik f_{Ftud} i strekksonen, i henhold til NB38 [40, s. 66]. Denne metoden avviker noe fra de forenklete beregningsmetodene beskrevet i kapittel 2.4.3 og 2.5.3, som vil kunne gi noe variasjon i verdier ved sammenlikning.

Skjærkontroll

ISY utfører skjærkontroll etter EC2 pkt. 6.2.2 og 6.2.3 for tradisjonell slakkarmert betong, og etter NB38 for fiberarmert betong [40, s. 48]. Denne kontrollen vil altså kunne direkte sammenliknes med kontrollene utført i kapittel 2.4.3 og 2.5.3.

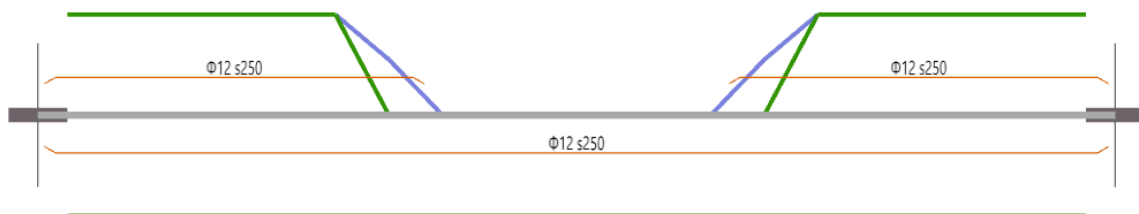
2.6.2 SLS - Bruksgrenseberegninger

Minimumsarmering

Programmet beregner minimumsarmering i henhold til regler og krav gitt i EC2, med modifikasjoner for fiberbetong gitt i NB38. Kontroll av minimumsarmering kan derfor direkte sammenliknes med kontrollene utført i kapittel 2.4.4 og 2.5.4. [40, s. 68]

Nedbøyning

«Dekketverrsnitt (Enterprise)» modulen regner ikke ut nedbøyning. For å beregne nedbøyning må «Dekke (Enterprise)» benyttes, hvor dekket med hele sin spennvidde legges inn som input. Ved beregning av nedbøyning ser programmet på 1 m brede striper, og antar at dekket vil være noe innspent mot opplegg. Det kreves derfor at det legges inn armering i overkant fra opplegg og ca. 1/3 inn for å kunne ta momentet som oppstår fra innspenningen, se figur 2.6.1. Beregningene utført i denne avhandlingen følger dimensjoneringsgrunnlaget i kapittel 2.4.4 og 2.5.4 for et fritt opplagt dekke, og er derfor ikke sammenliknbart med resultatene fra ISY.



Figur 2.6.1 Automatisk armeringsgenerering gjort av ISY Design Enterprise for dekke med $b = 1000$ mm, $h = 200$ mm, $L = 5500$ mm med brukskategori «B - kontorbygg» [2]

Risskontroll

For slakkarmert betong og fiberarmert betong beregnes rissvidde etter EC2 pkt. 7.3.4 [40, s. 60]. For fiberarmert betong tar ISY hensyn til fiberens effekt ved modifisering av

beregningsmessig rissavstand ($s_{r,max,F}$), se likning 2.6.1, og avviker noe fra formelen gitt i NB38 [40, s. 68].

$$s_{r,max,F} = \left(k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi_{eq}}{\rho_{p,eff}} \right) \left(1 - \frac{f_{Fts,ef}}{f_{ctm}} \right) \quad (2.6.1)$$

Fiberens effekt blir noe mer hensyntatt i beregningsmetodene gitt i kapittel 2.5.4, men resultatene vil likevel kunne sammenliknes med resultatene fra ISY Design.

2.7 Grunnlag for bærekraftanalyse

2.7.1 Hva er en bærekraftanalyse?

Det er et kjent fenomen at byggeindustrien er en miljøverstering og at det her, som i mange andre industrier, kreves store tiltak for å minimere miljøpåkjenningen. For å sørge for en positiv utvikling mot et mer bærekraftig samfunn må det gjøres tiltak rundt ulike forhold, slik som sosiale og økonomiske forhold i tillegg til klima og miljø [41]. I vår oppgave fokuserer vi spesielt på klima og miljø, med fokus på å minimere materialbruk.

En bærekraftanalyse er et nyttig verktøy for å få en god oversikt over hvor de verste utslippene ligger, og hvor det er mest gunstig å utføre tiltak. Det finnes mange modeller og metoder som kan tas i bruk ved gjennomførelse av bærekraftanalyser. Eksempelvis kan det utføres en livsløpsanalyse eller settes opp et klimagassregnskap. Den norske institusjonen Sintef har utviklet flere metoder for analyser av bærekraft som bygger på FNs bærekraftmål og deres indikatorer. Hovedsakelig vil deres metodikk være byggende på ulike verdikjedeanalyser, slik som globale-verdikjedeanalyser, kryssløpsanalyser og statistikk. [42]

I denne avhandlingen vil vi gjøre en forenklet analyse der vi kun tar for oss livssyklusfasene A1-A3 slik de står beskrevet i NS-EN 15804 [43]. Disse fasene vil omfatte produksjonsfasene: behandling og utvinning av råmateriale, transport til fabrikk og selve produksjonen ved fabrikk. [43, s. 21] Beregningene i denne avhandlingens bærekraftanalyse, vist i vedlegg P-R, tar utgangspunkt i måleenheten «Global Warming Potential», forkortet til GWP. Dette er en måleenhet som, over et valgt tidsrom, angir akkumulert oppvarmingseffekt der CO₂-ekvivalenter brukes som referanse [44].

2.7.2 Betong

I seg selv vil ikke en konstruksjon av betong påvirke nærmiljøet negativt. Årsaken til dette er at betong er et kjemisk stabilt materiale som ikke vil avgi skadelige væsker eller gasser. Til tross for dette regnes betong som et lite miljøvennlig byggemateriale på grunn av klimagassutslipp under produksjon av ingrediensen sement. [25, s. 44]

I henhold til [25] vil på verdensbasis sementnæringen komme på tredjeplass i menneskeskapte utslipp av klimagasser, etter utslipp fra fossile brensler og arealendringer slik som avskoging. Produksjonen av sement har hovedsakelig to prosesser som bidrar til det totale utslippet. Den første er dannelsen av sementklinker. Her vil kalkstein, sammen med små mengder kvarts, jernoksid og aluminiumoksid, knuses og brennes i en sementovn. I denne forbrenningen vil det spaltes CO₂ som et biprodukt. Den andre prosessen som bidrar til klimagassutslipp er

selve forbrenningen, ettersom det her brukes store mengder med fossilt brensel. [25, s. 44] Med økt urbanisering og behov for flere og større bygninger ser vi at behovet for sement ikke blir mindre. Hele 71 % av det estimerte utslippet mellom 1928 og 2018 har skjedd etter 1990 [45, s. 1675]. Det vil derfor være nødvendig å se på mulige måter å redusere fotavtrykket til tross for det økende behovet. Sementindustrien ser derav på erstatningsmaterialer til sement slik som flygeaske og silikastøv, i tillegg til å implementere karbonfangst ved fabrikkene [25, s. 44-45].

Ifølge Stefan Jacobsen's artikkel publisert i Byggeindustrien [46] kan betong, i samme grad som murverk, resirkuleres og brukes på ny i bunden eller ubunden form. I dag brukes om lag 90 % av all resirkulert betong til ubunden bruk, eksempelvis er fyllmasser i grøfter, bærelag og forsterkningslag svært vanlig. Det viser seg at knust betong, som får karbonatisere fritt, tar opp mer CO₂ enn den gjorde som hele konstruksjonsdeler. Derav vil resirkulering på denne måten føre til en miljøgevinst i et klimaregnskap. Ved bunden bruk menes som regel at den resirkulerte betongen brukes som tilslag i nye sementbaserte konstruksjonsdeler. I motsetning til ubunden bruk er ikke bunden bruk like mye brukt i dag. [46]

2.7.3 Stål

På lik linje med betong- og sementproduksjonen har også produksjonen av stål økt betraktelig de siste ti årene. Fra 2013 til 2016, som i utgangspunktet var preget av lav etterspørsel, økte produksjonen av grovt stål med hele 3 %. Ikke nok med at produksjonen i seg selv har økt, den har også i liten grad forandret seg og er høyt avhengig av kull. [47] Det er derav likeså viktig å her se på mulige tiltak for å minimere det globale oppvarmingspotensialet.

Ifølge International energy agency [47] vil mulige måter å gjøre forbedringer på være å øke energi- og materialeeffektiviteten, promotere innovasjon av lavkarbon teknologi, innføre obligatoriske retningslinjer for CO₂-utslipp, øke internasjonale samarbeid samt å forbedre innsamling av data. En måte å øke materialeeffektiviteten på vil være å både resirkulere og å gjenbruke resirkulert stål i konstruksjoner. I motsetning til mange andre materialer kan stål gjenvinnes opp til 100 % uten at kvaliteten svekkes i stor grad [48]. Resirkulering og bruk av resirkulert stål vil derav være en av de beste måtene å minimere bidraget til karbonregnskapet på. Dette kommer hovedsakelig av at armeringsstålet har en viktig funksjon i betongkonstruksjoner og at det sjeldent kan bespares på mengden jern for å oppnå miljøgevinster. [25, s. 47] På samme måte vil det være fordelsfullt å ta i bruk resirkulerte materialer i stålfiberarmering. Blant annet har det vist seg å være bra, om ikke bedre, å bruke stålfiber fra resirkulerte felger fremfor tradisjonelle stålfiber [49].

Ifølge [50] vil det kunne brukes samme type maskin for resirkulering av fiberarmert betong som for vanlig betong, og fremgangsmåten blir derav lik. Betongen knuses og fibreene kan deretter lett skilles fra betongen. Den eneste markante forskjellen vil være at betongen knuses i mindre biter, hvilket fører til større absorpsjon av vann. [50]

2.8 Grunnlag for kostnadsanalyse

Når nye metoder eller materialer skal benyttes vil det være til fordel å gjennomføre en kostnadsanalyse for å undersøke hvorvidt det kommer til å bli lønnsomt eller ikke. En slik analyse vil kunne avdekke positive eller negative resultater før nye prosjektelementer eventuelt tas i bruk.

2.8.1 Norsk Prisbok

I denne avhandlingen er det gjennomført en forenklet kostnadsanalyse med referansetall fra Norsk Prisbok[16]. Dette oppslagsverket er utviklet av Norconsult og skal blant annet gi en tilnærmet enhetspris på eksempelvis ulike bygningstyper og konstruksjonsdeler. Andre funksjoner Norsk Prisbok innehar er livssyklus kostnader og karbonfotavtrykk. [16]

3 Metode

3.1 Drøfting av metoder

Det finnes i hovedsak to ulike forskningsmetoder: kvalitativ metode og kvantitativ metode. Hvilken fremgangsmåte og metode man benytter seg av avhenger først og fremst av problemstillingen. Det er forskningsspørsmålene og oppgavens formål som er avgjørende for hvilken metode som bør velges. [51]

Ved bruk av kvalitativ metode er hensikten ofte å oppnå dybdekunnskap innen spesifikke kontekster. For innsamling av kvalitativ data er det vanlig å benytte seg av intervjuer, hvor man får personlige meninger til en begrenset gruppe mennesker. Kvalitativ data foreligger vanligvis i form av tekst. [52] En stor fordel med denne metoden er at det er en fleksibel metode, hvor man kan endre fokus i løpet av undersøkelsen. En negativ side med denne metoden er at man ofte ikke kan bruke resultatene av den kvalitative undersøkelsen til å si noe om større grupper i samfunnet, eller store generelle problemstillinger. [51]

Kvantitativ metode brukes til å samle inn og analysere data som foreligger i form av tall eller mengdetermer [53]. Selve analysen begynner etter at all data er samlet inn og/eller beregnet. Resultatene som oppnås ved analyse av dataene kan så drøftes og sammenliknes med relevant og kjent teori. [54] Metoden benyttes ofte for rene beregningsoppgaver, eller for forsinkingsoppgaver med breddeperspektiv der man samler inn litt informasjon om mange individer [55]. Ved å utføre en kvantitativ undersøkelse kan man generalisere resultatene, altså kan resultatene brukes i mer generelle sammenhenger [54].

I en oppgave er det ikke sagt at man kun kan bruke en av disse metodene. Noen ganger kan det være fordelaktig å benytte seg av en kombinasjon av begge metodene, mer konkret en blandet metode. I enkelte tilfeller er man avhengig av å benytte en kvalitativ metode i form av intervju, for å innhente data og ekspertise, for så å benytte en kvantitativ metode for å bearbeide denne informasjonen. [51]

3.2 Valgt metode

For vår problemstilling vil det være naturlig å bruke en kvantitativ metode, ettersom vi har en tilnærmet ren beregningsmetode. Ved å gjennomføre beregninger for de ulike bunnplatene vil vi kunne trekke ut verdier som videre tolkes, diskuteres og analyseres for å kunne svare på problemstillingen. Vi har valgt å utføre alle analytiske beregninger som håndberegninger, og samtidig benytte oss av dimensjoneringsprogrammet ISY Design [2] hvor relevante verdier hentes ut. Ved å benytte oss av ISY Design kan vi sammenlikne verdier vi får fra håndberegning, og på denne måte kontrollere utregningene. Noen av beregningene er for avanserte for å utføre for hånd, og vi vil da benytte oss av Excel [56].

3.2.1 Programvare

Vi har benyttet oss av flere ulike dataprogrammer i denne avhandlingen til ulike formål, og hensikten med hver av disse er beskrevet nedenfor.

PTC Mathcad

Vi har benyttet oss av Mathcad [1] for å dokumentere arbeid utført ved håndberegninger. Mathcad er en programvare som automatisk regner ut likninger basert på verdier du selv definerer i dokumentet. Ved at programmet automatisk regner ut svarene vil det føre til færre beregningsfeil og samtidig gi økt effektivitet i arbeidet.

Microsoft Excel

Microsoft Excel [56] er et regneark basert program som vi brukte for å utføre større beregninger. Ulempen med Excel er at formelverkene som benyttes ikke er synlig, men foregår i bakgrunn i regnearket. Av denne grunn har vi brukt Mathcad for å bedre visualisere majoriteten av beregningene.

ISY Design Norconsult

ISY Design [2] ble brukt for å kontrollere dimensjoneringen av de ulike bunnplatene. I programmet skrev vi inn input-verdier funnet via håndberegninger, og kontrollerte om bunnplatene ble «godkjent» av programmet. Programmet tar hensyn til krav og regler gitt i de ulike Eurokodene og NB38.

AutoCAD

AutoCAD [10] ble brukt til å lage enkle snitt-tegninger og figurer av de ulike bunnplatene vi dimensjonerte. I dette programmet kan det enkelt lages 2D- og 3D-tegninger, som gir bra visualisering av konstruksjoner og konstruksjonsdeler.

3.3 Refleksjon og kvalitetssikring

3.3.1 Validitet

Avhandlingen gjelder for bruk av stålfiberarmering i vanntette bærende bunnplater, og skal gi et innblikk i hvilken effekt fibrene kan ha i kombinasjon med slakkarmering for denne typen konstruksjonsdeler. Beregningene er basert på at bunnplatene tar last i kun én retning, altså er det ikke tatt hensyn til toveis-virkninger. Vi anser det derfor som sannsynlig at våre resultater kan være relevante for liknende tilfeller der det dimensjoneres for vanntetthet.

3.3.2 Reliabilitet

Ettersom avhandlingens beregninger baserer seg hovedsakelig på EC2 og NB38, som begge er høyt pålitelige kilder, anser vi at resultatene våre har høy reliabilitet. For å sørge for at de teoretiske beregningene og resultatene holder mål, gjenstår det å utføre fysiske forsøk av de fiktive bunnplatene.

Innenfor avhandlingens forenklete kostnadsanalyse er tilegning av eksakte verdier og data vanskelig. Faktorer som for eksempel transport, lokasjon, samfunnspåvirkninger, kvantum, og kontraktstype vil alltid variere stort fra prosjekt til prosjekt og fra konstruksjonsdel til konstruksjonsdel. Av denne grunn har vi valgt å benytte oss av Norsk Prisbok [16] sine forenklete priser, og beregningene vil derfor kun gi tilnærmede realistiske resultater.

3.3.3 Generaliserbarhet

Avhandlingens resultater er i all hovedsak knyttet til vanntette bærende bunnplater. Beregningene og resultatene i seg selv vil kun være gjeldende for tilsvarende konstruksjonsdeler, og er derfor ikke generaliserbare. Observasjonene gjort rundt resultatene derimot kan være av nytte for andre prosjekter der det vurderes å bruke stålfiber i bærende konstruksjonsdeler, og er sånn sett generaliserbare.

4 Dimensjonering

4.1 Forutsetninger

Grunnlaget og beregningsmetodene for de tre slakkarmerte bunnplatene er basert på kapittel 2.4, og på samme måte er grunnlaget og beregningsmetodene for bunnplatene av slakkarmert fiberbetong basert på kapittel 2.5. Det er gjort flere ulike forsøk med ulike tverrsnittsgeometrier og armeringsmengder for å komme frem til de løsningene som gir best mulig resultat for alle seks tilfeller. I dette kapittelet vil de løsningene vi anser som mest gunstig for hver bunnplate legges frem.

Dimensjonerende fastheter

Som nevnt i kapittelet 1.5 holdes materialkvalitetene konstante for alle bunnplatene slik at sammenligningsgrunnlaget blir så godt som mulig, og materialmengdene kommer i fokus fremfor materialkvalitetene. Dette gjelder hovedsakelig betong- og stålqualiteten, der vi har valgt henholdsvis B35 og B500NC. De tilhørende dimensjonerende fasthetene er fremlagt i tabell 4.1.1.

Tabell 4.1.1 Dimensjonerende fastheter

Symbol	Verdi (funnet/beregnet)	Hentet fra (kilde/likning)
Betong		
f_{ck}	35 N/mm ²	[23, s. 26]
f_{cd}	19,833 N/mm ²	Likning 2.4.1
f_{ctm}	3,2 N/mm ²	[23, s. 26]
f_{cm}	43 N/mm ²	[23, s. 26]
$f_{ctk,0,05}$	2,2 N/mm ²	[23, s. 26]
E_{cm}	34,077 N/mm ²	[23, s. 26]
f_{ctd}	1,247 N/mm ²	Likning 2.4.2
Stål		
f_{yk}	500 N/mm ²	Kapittel 2.2.3
f_{yd}	434,783 N/mm ²	Likning 2.4.3
E_s	200 000 N/mm ²	
f_{bd}	2,805 N/mm ²	[23, s. 133]

Nyttelast etter brukskategori

Vi har valgt å dimensjonere bunnplatene i brukskategori B - kontorarealer som gir nyttelast lik 3,0 kN/m² etter tabell 2.4.2.

Overdekning

For bunnplatene fastsetter vi en dimensjonerende brukstid på 50 år samt en eksponeringsklasse lik XC2. Dette vil gi en nominell overdekning på 35 mm i henhold til EC2 [23, s. 47].

Tetthetsklasse

Alle seks bunnplater som prosjekteres i denne avhandlingen tildeles tetthetsklasse 2. Dette er klassen som gir mest sikkerhet med tanke på vanntetthet, uten at spesielle tiltak må

igangsettes, se tabell 2.1.1. Tetthetsklassen setter krav til minste trykksonehøyde etter NS-EN 1992-3 + NA, og skal være den minste av verdiene 50 mm og 0,2h [57, s. 15]. Avhandlingen er avgrenset til å se bort fra hydrostatisk trykk, og maksimal tillatt rissvidde vil dermed bli $w_k = 0,2$ mm, se figur 2.1.4.

Restfasthetsklasse, duktilitetsklasse og dosering

Vi vil benytte stålfiber fra Krampe Harex med dimensjoner DE60/0,8M [58], datablad for denne stålfibertypen er vedlagt i vedlegg H. Som nevnt i kapittel 2.3.3 har Mapei og Betong Øst utført forsøk med ulike doseringen av denne stålfibertypen [34]. I kombinasjon med B35 M45 D22 betong vil denne stålfibertypen kunne gi restfasthetsklasse R4,0 og duktilitetsklasse c for en dosering på 30 kg/m^3 . Disse verdiene vil benyttes i dimensjoneringen, samt i bærekraft- og kostnadsanalysene.

Skjærkontroll

I skjærkontrollen settes A_{sl} lik A_s ettersom armeringen for hele spennvidden er tilstrekkelig forankret, og ettersom vi ser bort fra aksiale krefter settes trykkspenningen for aksialbelastning (σ_{cp}) lik null.

Nedbøyning - Lang tid

For beregning av nedbøyning etter lang tid vil enkelte verdier være like for alle bunnplatene. Relativ luftfuktighet antas å være 70 %, betongens alder på betraktet tidspunkt (t) settes til 50 år (18 250 døgn), tidspunkt for belastning av egenlast ($t_{0,egenlast}$) settes til 28 døgn og tidspunkt for belastning av nyttelast ($t_{0,nyttelast}$) settes til 50 døgn.

Geometriske breddeverdier

I EC2 benyttes symbolene b_w og b_t der tverrsnittets bredde tas hensyn til. Ettersom vi regner på rektangulære tverrsnitt, vil disse verdiene alltid settes lik b.

4.2 Dimensjonering - Tradisjonell slakkarmert betong

4.2.1 Bunnplate A1

Alle beregninger for bunnplate A1 er hentet fra vedlegg A.

Bunnplaten vil være av slakkarmert betong med spennvidde lik 8,5 m. Valgt høyde (h) og armeringsdiameter (ϕ) er henholdsvis 350 mm og 20 mm. Disse verdiene vil gi en egenlast på $g = 8,75 \text{ kN/m}^2$. De dimensjonerende belastningene kan så beregnes og er presentert i tabell 4.2.1.

Tabell 4.2.1 Dimensjonerende belastninger for bunnplate A1

Belastende situasjon	Beregnet verdi	Referanse
$q_{Ed,bruk}$	$11,75 \text{ kN/m}^2$	2.4.5
$q_{Ed,brudd}$	$15,0 \text{ kN/m}^2$	2.4.6
$M_{Ed,bruk}$	$106,117 \text{ kNm}$	2.4.7a
$M_{Ed,brudd}$	$135,469 \text{ kNm}$	2.4.7b
$V_{Ed,bruk}$	$49,938 \text{ kN}$	2.4.8a

$V_{Ed,brudd}$	63,75 kN	2.4.8.b
$V_{Ed,redusert}$	59,175 kN	2.4.21

ULS - Dimensjonering i bruddgrensetilstand

Tabell 4.2.2 Statisk nødvendig armering for bunnplate A1

Symbol	Beregnet verdi	Referanse
M_{Rd}	516,599 kNm	2.4.9
z	291 mm	2.4.11
$A_{s,req}$	1069,233 mm ²	2.4.10
s_{req}	293,817 mm	2.4.13

Tabell 4.2.2 viser beregnet mengde armering som må til for å oppta det dimensjonerende momentet. Denne armeringsmengden vil ikke være tilstrekkelig for å holde nedbøyningen under grenseverdien. I videre beregninger brukes derfor en økt og tilstrekkelig armeringsmengde, se tabell 4.2.3.

Tabell 4.2.3 Valgt armering for bunnplate A1

Symbol	Beregnet verdi og kontroll
s	120 mm ($> s_{min} = 40$ mm, OK)
A_s	2617.994 mm ²
$M_{y,kapasitet}$	331,692 kNm
Kontroll	$M_{Ed,brudd} < M_{y,kapasitet}$ 135,469 kNm < 331,692 kNm Ok, ikke overskredet

Valgt armeringsmengde brukes så videre for gjennomføring av skjærkontroll, se tabell 4.2.4.

Tabell 4.2.4 Skjærkontroll for bunnplate A1

Symbol	Beregnet verdi og kontroll	Referanse
Skjærkontroll (strek)		
$V_{Rd,c}$	205,914 kN	2.4.18
Kontroll	$V_{Ed,redusert} < V_{Rd,c}$ 59,175 kN < 205,914 kN Ok, trenger ikke skjærarmering for strekk	2.4.20
Skjærkontroll (trykk)		
$V_{Rd,max}$	1560,685 kN	2.4.23
Kontroll	$V_{Ed,brudd} < V_{Rd,max}$ 63,75 kN < 1560,687 kN	2.4.22

	Ok, trenger ikke skjærarmering for trykk	
--	--	--

Til slutt må det kontrolleres at alle armeringsjern er tilstrekkelig forankret. For beregninger se vedlegg A.

SLS - Dimensjonering i bruksgrensetilstand

Innledningsvis for dimensjonering i bruksgrensetilstand kontrolleres det at valgt armering er innenfor nedre og øvre grense, se tabell 4.2.5. Som nevnt i kapittel 2.4.4 brukes den største verdien av minimumarmeringen og 20 % av valgt lengdearmering som tverrgående armering. I dette tilfellet vil 20 % av lengdearmeringen, på 523,6 mm² være størst.

Tabell 4.2.5 Nedre og øvre grense for armering til bunnplate A1

Symbol	Beregnet verdi og kontroll	Referanse
Minimumsarmering		
$A_{s,min}$	507,52 mm ²	2.4.31
Kontroll	$A_{s,min} < A_s$ 507,52 mm ² < 2617,994 mm ² Ok	
Maksimumsarmering		
$A_{s,max}$	14 000 mm ²	2.4.32
Kontroll	$A_{s,max} > A_s$ 14 000 mm ² > 2617,994 mm ² Ok	

Beregnete nedbøyninger for henholdsvis kort og lang tid presenteres i tabell 4.2.6.

Tabell 4.2.6 Kontroll av nedbøyning for bunnplate A1

Symbol	Beregnet verdi og kontroll	Referanse
Nedbøyning etter kort tid		
Opprisset tilstand: δ_{II}	24,716 mm	2.4.42b
Uoppriisset tilstand: δ_I	6,132 mm	2.4.42a
Interpolert nedbøyning: δ_{kort}	16,129 mm	2.4.33
Nedbøyning etter lang tid		
Kryp: δ_{lang}	26,769 mm	2.4.56
Total Nedbøyning		
δ_{total}	42,898 mm	2.4.57
Grenseverdi	42,5 mm	Tabell 2.4.5
Kontroll	$\delta_{TOT} \approx Grenseverdi$ 42,898 mm \approx 42,5 mm	

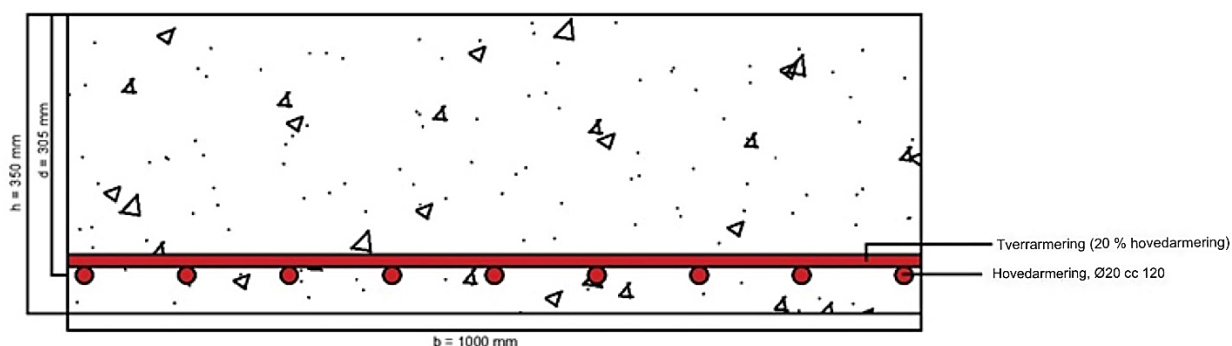
	Disse verdiene er såpass like at vi regner den totale nedbøyningen som ok.	
--	--	--

Videre må det kontrolleres at beregnet rissvidde er i henhold til grenseverdien for vanntette konstruksjoner i tetthetsklasse 2. Beregnet rissvidde, grenseverdi for rissvidde og kontroll presenteres i tabell 4.2.7.

Tabell 4.2.7 Beregning av rissvidde for bunnplate A1

Symbol	Beregnet verdi og kontroll	Referanse
w_k	0,109 mm	2.4.58
Grenseverdi	0,2 mm	Kapittel 2.1.3
Kontroll	$w_k < \text{Grenseverdi}$ 0,109 mm < 0,2 mm Ok	

Figur 4.2.1 gir en visuell fremleggelse av den endelige bunnplatens tverrsnitt.



Figur 4.2.1 Tverrsnitt bunnplate A1, laget i AutoCAD [10]

4.2.2 Bunnplate A2

Alle beregninger for bunnplate A2 er hentet fra vedlegg B.

Bunnplaten vil være av slakkarmert betong med spennvidde lik 7 m. Valgt høyde (h) og armeringsdiameter (ϕ) er henholdsvis 300 mm og 16 mm. Disse verdiene vil gi en egenlast på $g = 7,5 \text{ kN/m}^2$. De dimensjonerende belastningene kan så beregnes og er presentert i tabell 4.2.8.

Tabell 4.2.8 Dimensjonerende belastninger for bunnplate A2

Belastende situasjon	Beregnet verdi	Referanse
$q_{Ed,bruk}$	10,5 kN/m ²	2.4.5
$q_{Ed,brudd}$	13,5 kN/m ²	2.4.6

$M_{Ed,bruk}$	64,313 kNm	2.4.7a
$M_{Ed,brudd}$	82,688 kNm	2.4.7b
$V_{Ed,bruk}$	36,75 kN	2.4.8a
$V_{Ed,brudd}$	47,25 kN	2.4.8b
$V_{Ed,redusert}$	43,781 kN	2.4.21

ULS - Dimensjonering i bruddgrensetilstand

Tabell 4.2.9 Statisk nødvendig armering for bunnplate A2

Symbol	Beregnet verdi	Referanse
M_{Rd}	366,792 kNm	2.4.9
z	247,151 mm	2.4.11
$A_{s,req}$	769,495 mm ²	2.4.10
s_{req}	261,291 mm	2.4.13

Tabell 4.2.9 viser beregnet mengde armering som må til for å oppta det dimensjonerende momentet. Denne armeringsmengden vil ikke være tilstrekkelig for å holde nedbøyningen under grenseverdien. I videre beregninger brukes derfor en økt og tilstrekkelig armeringsmengde, se tabell 4.2.10.

Tabell 4.2.10 Valgt armering for bunnplate A2

Symbol	Beregnet verdi og kontroll
s	130 mm ($> s_{min} = 32$ mm, OK)
A_s	1546,63 mm ²
$M_{y,kapasitet}$	166,196 kNm
Kontroll	$M_{Ed,brudd} < M_{y,kapasitet}$ 82,688 kNm < 166,196 kNm Ok, ikke overskredet

Valgt armeringsmengde brukes så videre for gjennomføring av skjærkontroll, se tabell 4.2.11.

Tabell 4.2.11 Skjærkontroll for bunnplate A2

Symbol	Beregnet verdi og kontroll	Referanse
Skjærkontroll (streck)		
$V_{Rd,c}$	160.304 kN	2.4.18
Kontroll	$V_{Ed,redusert} < V_{Rd,c}$ 43,781 kN < 160,304 kN Ok, trenger ikke skjærarmering for strekk	2.4.20
Skjærkontroll (trykk)		
$V_{Rd,max}$	1315,069 kN	2.4.23

Kontroll	$V_{Ed.brudd} < V_{Rd.max}$ 160,304 kN < 1315,069 kN	2.4.22
	Ok, trenger ikke skjærarmering for trykk	

Til slutt må det kontrolleres at alle armeringsjern er tilstrekkelig forankret. For beregninger se vedlegg B.

SLS – Dimensjonering i bruksgrensetilstand

Innledningsvis for dimensjonering i bruksgrensetilstand kontrolleres det at valgt armering er innenfor nedre og øvre grense, se tabell 4.2.12. Som nevnt i kapittel 2.4.4 brukes den største verdien av minimumarmeringen og 20 % av valgt lengdearmering som tverrgående armering. I dette tilfellet vil minimumarmeringen på 427,648 mm² være størst.

Tabell 4.2.12 Nedre og øvre grense for armering til bunnplate A2

Symbol	Beregnet verdi og kontroll	Referanse
Minimumsarmering		
$A_{s.min}$	427,648 mm ²	2.4.31
Kontroll	$A_{s.min} < A_s$ 427,648 mm ² < 1546,63 mm ² Ok	
Maksimumsarmering		
$A_{s.max}$	12 000 mm ²	2.4.32
Kontroll	$A_{s.max} > A_s$ 12 000 mm ² > 1546,63 mm ² Ok	

Beregnete nedbøyninger for henholdsvis kort og lang tid presenteres i tabell 4.2.13.

Tabell 4.2.13 Kontroll av nedbøyning for bunnplate A2

Symbol	Beregnet verdi og kontroll	Referanse
Nedbøyning etter kort tid		
Opprisset tilstand: δ_{II}	22,697 mm	2.4.42b
Uopprisset tilstand: δ_I	4,098 mm	2.4.42a
Interpolert nedbøyning: δ_{kort}	10,897 mm	2.4.33
Nedbøyning etter lang tid		
Kryp: δ_{lang}	23,243 mm	2.4.56
Total Nedbøyning		
δ_{total}	34,14 mm	2.4.57
Grenseverdi	35 mm	Tabell 2.4.5

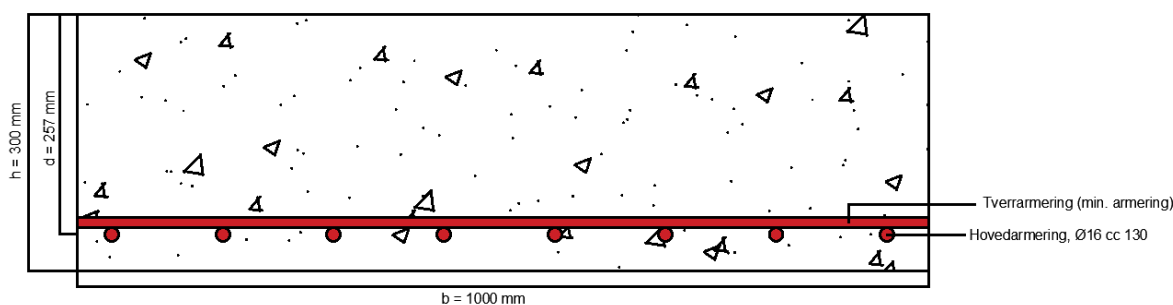
Kontroll	$\delta_{TOT} < Grenseverdi$ $34,14 < Grenseverdi$	
	Ok	

Videre må det kontrolleres at beregnet rissvidde er i henhold til grenseverdien for vanntette konstruksjoner i tetthetsklasse 2. Beregnet rissvidde, grenseverdi for rissvidde og kontroll presenteres i tabell 4.2.14.

Tabell 4.2.14 Beregning av rissvidde for bunnplate A2

Symbol	Beregnet verdi og kontroll	Referanse
w_k	0,133 mm	2.4.58
Grenseverdi	0,2 mm	Kapittel 2.1.3
Kontroll	$w_k < Grenseverdi$ $0,133 \text{ mm} < 0,2 \text{ mm}$	
	Ok	

Figur 4.2.2 gir en visuell fremleggelse av den endelige bunnplatens tverrsnitt.



Figur 4.2.2 Tverrsnitt bunnplate A2, laget i AutoCAD [10]

4.2.3 Bunnplate A3

Alle beregninger for bunnplate A3 er hentet fra vedlegg C.

Bunnplaten vil være av slakkarmert betong med spennvidde lik 5,5 m. Valgt høyde (h) og armeringsdiameter (ϕ) er henholdsvis 250 mm og 14 mm. Disse verdiene vil gi en egenlast på $g = 6,25 \text{ kN/m}^2$. De dimensjonerende belastningene kan så beregnes og er presentert i tabell 4.2.15.

Tabell 4.2.15 Dimensjonerende belastninger for bunnplate A3

Belastende situasjon	Beregnet verdi	Referanse
$q_{Ed,bruk}$	$9,25 \text{ kN/m}^2$	2.4.5
$q_{Ed,brudd}$	12 kN/m^2	2.4.6

$M_{Ed,bruk}$	34,977 kNm	2.4.7a
$M_{Ed,brudd}$	43,375 kNm	2.4.7b
$V_{Ed,bruk}$	25,438 kN	2.4.8a
$V_{Ed,brudd}$	33 kN	2.4.8b
$V_{Ed,redusert}$	30,504 kN	2.4.21

ULS – Dimensjonering i bruddgrensetilstand

Tabell 4.2.16 Statisk nødvendig armering for bunnplate A3

Symbol	Beregnet verdi	Referanse
M_{Rd}	240,259 kNm	2.4.9
z	201,322 mm	2.4.11
$A_{s,req}$	518,386 mm ²	2.4.10
s_{req}	296,956 mm	2.4.13

Tabell 4.2.16 viser beregnet mengde armering som må til for å oppta det dimensjonerende momentet. Denne armeringsmengden vil ikke være tilstrekkelig for å holde hverken nedbøyningen eller riss under grenseverdien. I videre beregninger brukes derfor en økt og tilstrekkelig armeringsmengde, se tabell 4.2.17.

Tabell 4.2.17 Valgt armering for bunnplate A3

Symbol	Beregnet verdi og kontroll
s	200 mm ($> s_{min} = 28$ mm, OK)
A_s	769,69 mm ²
$M_{y,kapasitet}$	67,372 kNm
Kontroll	$M_{Ed,brudd} < M_{y,kapasitet}$ 43,375 kNm < 67,372 kNm Ok, ikke overskredet

Valgt armeringsmengde brukes så videre for gjennomføring av skjærkontroll, se tabell 4.2.18.

Tabell 4.2.18 Skjærkontroll for bunnplate A3

Symbol	Beregnet verdi og kontroll	Referanse
Skjærkontroll (strekk)		
$V_{Rd,c}$	120,048 kN	2.4.18
Kontroll	$V_{Ed,redusert} < V_{Rd,c}$ 30,504 kN < 120,048 kN Ok, trenger ikke skjærarmering for strekk	2.4.20
Skjærkontroll (trykk)		

$V_{Rd,max}$	1064,336 kN	2.4.23
Kontroll	$V_{Ed,brudd} < V_{Rd,max}$ 33 kN < 1064,336 kN Ok, trenger ikke skjærarmering for trykk	2.4.22

Til slutt må det kontrolleres at alle armeringsjern er tilstrekkelig forankret. For beregninger se vedlegg C.

SLS – Dimensjonering i bruksgrensetilstand

Innledningsvis for dimensjonering i bruksgrensetilstand kontrolleres det at valgt armering er innenfor nedre og øvre grense, se tabell 4.2.19. Som nevnt i kapittel 2.4.4 brukes den største verdien av minimumarmeringen og 20 % av valgt lengdearmering som tverrgående armering. I dette tilfellet vil minimumarmeringen, på 346,112 mm² være størst.

Tabell 4.2.19 Nedre og øvre grense for armering til bunnplate A3

Symbol	Beregnet verdi og kontroll	Referanse
Minimumsarmering		
$A_{s,min}$	346,112 mm ²	2.4.31
Kontroll	$A_{s,min} < A_s$ 346,112 mm ² < 769,69 mm ² Ok	
Maksimumsarmering		
$A_{s,max}$	10 000 mm ²	2.4.32
Kontroll	$A_{s,max} > A_s$ 14 000 mm ² > 769,69 mm ² Ok	

Beregnete nedbøyninger for henholdsvis kort og lang tid presenteres i tabell 4.2.20.

Tabell 4.2.20 Kontroll av nedbøyning for bunnplate A3

Symbol	Beregnet verdi og kontroll	Referanse
Nedbøyning etter kort tid		
Opprisset tilstand: δ_{II}	21,728 mm	2.4.42b
Uopprisset tilstand: δ_I	2,427 mm	2.4.42a
Interpolert nedbøyning: δ_{kort}	2,925 mm	2.4.33
Nedbøyning etter lang tid		
Kryp: δ_{lang}	20,777 mm	2.4.56
Total Nedbøyning		
δ_{total}	23,701 mm	2.4.57
Grenseverdi	27,5 mm	Tabell 2.4.5

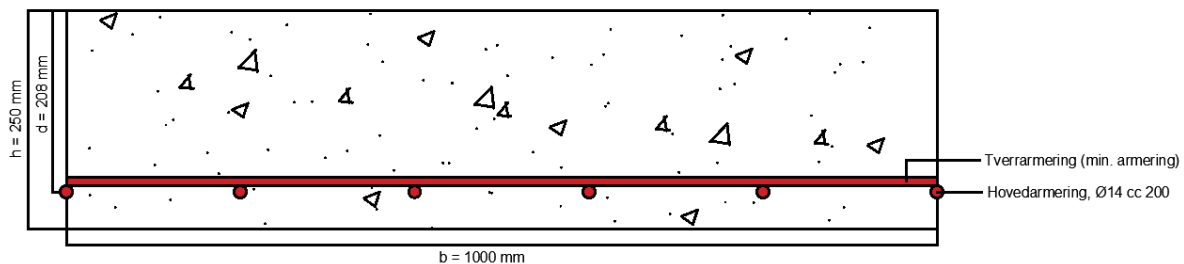
Kontroll	$\delta_{total} < Grenseverdi$ $23,701 \text{ mm} < 27,5 \text{ mm}$	
	Ok	

Videre må det kontrolleres at beregnet rissvidde er i henhold til grenseverdien for vanntette konstruksjoner i tetthetsklasse 2. Beregnet rissvidde, grenseverdi for rissvidde og kontroll presenteres i tabell 4.2.21.

Tabell 4.2.21 Beregning av rissvidde for bunnplate A3

Symbol	Beregnet verdi og kontroll	Referanse
w_k	0,179 mm	2.4.58
Grenseverdi	0,2 mm	Kapittel 2.1.3
Kontroll	$w_k < Grenseverdi$ $0,179 \text{ mm} < 0,2 \text{ mm}$	
	Ok	

Figur 4.2.3 gir en visuell fremleggelse av den endelige bunnplatens tverrsnitt.



Figur 4.2.3 Tverrsnitt bunnplate A3, laget i AutoCAD [10]

4.3 Dimensjonering - Slakkarmert fiberbetong

For alle bunnplatene antas det at fare for sammenbrudd kan være av stor samfunnsmessig eller økonomisk betydning, og det skal derfor påvises at alle bøyemomenter kan bæres av den tradisjonelle slakkarmeringen. Material- og lastfaktorer settes lik 1,0 i denne kontrollen.

Ved beregning av armeringsspenning benyttes prinsippet beskrevet under «Armeringsspenning» i kapittel 2.5.4. Vi har valgt å sette opp likningssettet i et Excel-regneark som utfører 10 000 utregninger med ulike α -verdier og betongtøyninger. Det første likningssettet regner ut betongtøyningen med $\alpha = 0,99$, neste med $\alpha_n = \alpha_{n-1} - 0,000099$. For hver beregning kontrolleres det at aksiell likevekt er oppnådd med brukte verdier, og ved hjelp av Excel sin sammenlikningsfunksjon kan en enkelt finne den raden med verdier som gir ønsket bruksgrensemoment (M_{SLS}) lik det dimensjonerende bruksgrensemomentet beregnet tidligere ($M_{Ed,bruk}$). Utklipp fra Excel-skjemaet som ble opprettet for denne avhandlingen ligger vedlagt, se vedlegg G.

4.3.1 Bunnplate B1

Alle beregninger for bunnplate B1 er hentet fra vedlegg D.

Bunnplaten vil være av slakkarmert fiberbetong med spennvidde lik 8,5 m. Valgt høyde (h) og armeringsdiameter (ϕ) er henholdsvis 320 mm og 16 mm. Disse verdiene vil gi en egenlast på $g = 8,0 \text{ kN/m}^2$. De dimensjonerende belastningene kan så beregnes og er presentert i tabell 4.3.1.

Tabell 4.3.1 Dimensjonerende belastninger for bunnplate B1

Belastende situasjon	Beregnet verdi	Referanse
$q_{Ed,bruk}$	11,0 kN/m ²	2.4.5
$q_{Ed,brudd}$	14,1 kN/m ²	2.4.6
$M_{Ed,bruk}$	99,344 kNm	2.4.7a
$M_{Ed,brudd}$	127,341 kNm	2.4.7b
$V_{Ed,bruk}$	46,75 kN	2.4.8a
$V_{Ed,brudd}$	59,925 kN	2.4.8b

ULS – Dimensjonering i bruddgrensetilstand

Tabell 4.3.2 Statisk nødvendig armering for bunnplate B1

Symbol	Beregnet verdi	Referanse
M_{ck}	639,153 kNm	2.5.1
z	269,681 mm	2.5.3
$A_{s,req}$	736,751 mm ²	2.5.2
s_{req}	272,904 mm	2.5.4

Tabell 4.3.2 viser beregnet mengde armering som må til for å oppta det «karakteristiske» momentet, med last- og materialfaktorer lik 1,0. Armeringsmengden vil ikke være tilstrekkelig for å holde nedbøyningen under grenseverdien. Ettersom beregningsmetoden for nedbøyningen følger EC2, og av den grunn ikke tar hensyn til fiberens effekt, antar vi at realistisk nedbøyning vil være lavere enn beregnet. I videre beregninger brukes derfor en endelig armeringsmengde som gir 12 % i feilmargin mellom beregnet nedbøyning og grenseverdi, se tabell 4.3.3.

Tabell 4.3.3 Valgt armering for bunnplate B1

Symbol	Beregnet verdi og kontroll	Referanse
s	220 mm	
A_s	913,918 mm ²	2.5.5
$M_{y,kapasitet}$	144,298 kNm	2.5.7
Kontroll	$M_{Ed,brudd} < M_{y,kapasitet}$ 127,341 kNm < 144,298 kNm Ok, ikke overskredet	

Valgt armeringsmengde brukes så videre for gjennomføring av skjærkontroll på spenningsbasis, se tabell 4.3.4.

Tabell 4.3.4 Skjærkontroll for bunnplate B1

Symbol	Beregnet verdi og kontroll	Referanse
τ_{Ed}	0,24 N/mm ²	2.5.12
$\tau_{Rd,cf}$	1,234 N/mm ²	2.5.8
Kontroll	$\tau_{Ed} < \tau_{Rd,cf}$ Ok, trenger ikke skjærarmering for strekk	

Til slutt må det kontrolleres at alle armeringsjern er tilstrekkelig forankret. For beregninger se vedlegg D.

SLS – Dimensjonering i bruksgrensetilstand

Innledningsvis for dimensjonering i bruksgrensetilstand kontrolleres det at valgt armering er innenfor nedre grense, se tabell 4.3.5. Som nevnt i kapittel 2.5.4 skal minimumsarmeringen legges som armering i tverrgående retning.

Tabell 4.3.5 Nedre grense for armering til bunnplate B1

Symbol	Beregnet verdi og kontroll	Referanse
$A_{s,min}$	231,181 mm ²	2.5.13
Kontroll	$A_{s,min} < A_s$ $231,181 \text{ mm}^2 < 913,918 \text{ mm}^2$ Ok	

Beregnete nedbøyninger for henholdsvis kort og lang tid presenteres i tabell 4.3.6. Som nevnt i kapittel 2.5.4 beregnes nedbøyning med utgangspunkt i reglene gitt i EC2 for tradisjonell slakkarmert betong. Fiberens effekt blir kun tatt hensyn til ved beregning av α -verdien til tverrsnittets ekvivalente arealtreghetsmoment slik som beskrevet under «Nedbøyning – lang tid» i kapittel 2.5.4. Av denne grunn vil de beregnede nedbøyningsverdiene muligens bli mer konservative, i forhold til hva de ville blitt dersom fiberen ble hensyntatt i større grad.

Tabell 4.3.6 Kontroll av nedbøyning for bunnplate B1

Symbol	Beregnet verdi og kontroll	Referanse
Nedbøyning etter kort tid		
Opprisset tilstand: δ_{II}	25,784 mm	2.5.22
Uopprisset tilstand: δ_I	7,828 mm	2.5.19
Interpolert nedbøyning: δ_{kort}	19,914 mm	2.5.18
Nedbøyning etter lang tid		
Kryp: δ_{lang}	27,647 mm	2.5.25
Total Nedbøyning		
δ_{total}	47,56 mm	2.4.57
Grenseverdi	42,5 mm	Tabell 2.4.5
Kontroll	$\delta_{total} > Grenseverdi$	

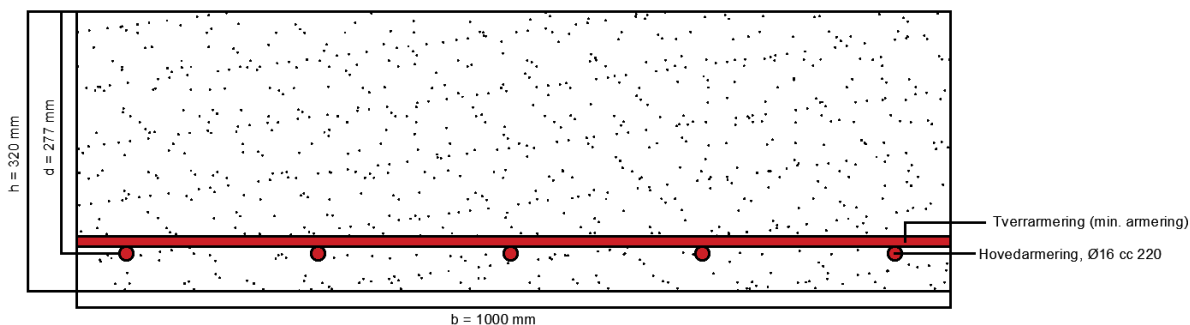
	47,56 mm > 42,5 mm	
	Ikke ok, se diskusjon for mer informasjon.	

Videre må det kontrolleres at beregnet rissvidde er i henhold til grenseverdien for vanntette konstruksjoner i tetthetsklasse 2. Beregnet rissvidde, grenseverdi for rissvidde og kontroll presenteres i tabell 4.3.7.

Tabell 4.3.7 Beregning av rissvidde for bunnplate B1

Symbol	Beregnet verdi og kontroll	Referanse
w_k	0,110 mm	2.5.26
Grenseverdi	0,2 mm	Kapittel 2.1.3
Kontroll	$w_k < \text{Grenseverdi}$ 0,110 mm < 0,2 mm Ok	

Figur 4.3.1 gir en visuell fremleggelse av den endelige bunnplatens tverrsnitt.



Figur 4.3.1 Tverrsnitt bunnplate B1, laget i AutoCAD [10]

4.3.2 Bunnplate B2

Alle beregninger for bunnplate B2 er hentet fra vedlegg E.

Bunnplaten vil være av slakkarmert fiberbetong med spennvidde lik 7,0 m. Valgt høyde (h) og armeringsdiameter (ϕ) er henholdsvis 250 mm og 14 mm. Disse verdiene vil gi en egenlast på $g = 6,25 \text{ kN/m}^2$. De dimensjonerende belastningene kan så beregnes og er presentert i tabell 4.3.8.

Tabell 4.3.8 Dimensjonerende belastninger for bunnplate B2

Belastende situasjon	Beregnet verdi	Referanse
$q_{Ed,bruk}$	9,25 kN/m ²	2.4.5
$q_{Ed,brudd}$	12,0 kN/m ²	2.4.6
$M_{Ed,bruk}$	56,656 kNm	2.4.7a
$M_{Ed,brudd}$	73,5 kNm	2.4.7b

$V_{Ed,bruk}$	32,375 kN	2.4.8a
$V_{Ed,brudd}$	42,0 kN	2.4.8b

ULS – Dimensjonering i bruddgrensetilstand

Tabell 4.3.9 Statisk nødvendig armering for bunnplate B2

Symbol	Beregnet verdi	Referanse
M_{ck}	360,389 kNm	2.5.1
z	202,441 mm	2.5.3
$A_{s,req}$	559,731 mm ²	2.5.2
s_{req}	275,022 mm	2.5.4

Tabell 4.3.9 viser beregnet mengde armering som må til for å oppta det «karakteristiske» momentet, med last- og materialfaktorer lik 1,0. Armeringsmengden vil ikke være tilstrekkelig for å holde nedbøyningen under grenseverdien. Ettersom beregningsmetoden for nedbøyningen følger EC2, og av den grunn ikke tar hensyn til fiberens effekt, antar vi at realistisk nedbøyning vil være lavere enn beregnet. I videre beregninger brukes derfor en endelig armeringsmengde som gir 12 % i feilmargin mellom beregnet nedbøyning og grenseverdi, se tabell 4.3.10.

Tabell 4.3.10 Valgt armering for bunnplate B2

Symbol	Beregnet verdi og kontroll	Referanse
s	250 mm	
A_s	615,752 mm ²	2.5.5
$M_{y,kapasitet}$	77,643 kNm	2.5.7
Kontroll	$M_{Ed,brudd} < M_{y,kapasitet}$ 73,5 kNm < 77,643 kNm Ok, ikke overskredet	

Valgt armeringsmengde brukes så videre for gjennomføring av skjærkontroll på spenningsbasis, se tabell 4.3.11.

Tabell 4.3.11 Skjærkontroll for bunnplate B2

Symbol	Beregnet verdi og kontroll	Referanse
τ_{Ed}	0,224 N/mm ²	2.5.12
$\tau_{Rd,cf}$	1,287 N/mm ²	2.5.8
Kontroll	$\tau_{Ed} < \tau_{Rd,cf}$ Ok, trenger ikke skjærarmering for strekk	

Til slutt må det kontrolleres at alle armeringsjern er tilstrekkelig forankret. For beregninger se vedlegg E.

SLS – Dimensjonering i bruksgrensetilstand

Innledningsvis for dimensjonering i bruksgrensetilstand kontrolleres det at valgt armering er innenfor nedre grense, se tabell 4.3.12. Som nevnt i kapittel 2.5.4 skal minimumsarmeringen legges som armering i tverrgående retning.

Tabell 4.3.12 Nedre grense for armering til bunnplate B2

Symbol	Beregnet verdi og kontroll	Referanse
$A_{s,min}$	173,595 mm ²	2.5.13
Kontroll	$A_{s,min} < A_s$ 173,595 mm ² < 615,752 mm ² Ok	

Beregnete nedbøyninger for henholdsvis kort og lang tid presenteres i tabell 4.3.13. Som nevnt i kapittel 2.5.4 beregnes nedbøyning med utgangspunkt i reglene gitt i EC2 for tradisjonell slakkarmert betong. Fiberens effekt blir kun tatt hensyn til ved beregning av α -verdien til tverrsnittets ekvivalente arealtreghetsmoment slik som beskrevet under «Nedbøyning – lang tid» i kapittel 2.5.4. Av denne grunn vil de beregnede nedbøyningsverdiene muligens bli mer konservative, i forhold til hva de ville blitt dersom fiberen ble hensyntatt i større grad.

Tabell 4.3.13 Kontroll av nedbøyning for bunnplate B2

Symbol	Beregnet verdi og kontroll	Referanse
Nedbøyning etter kort tid		
Opprisset tilstand: δ_{II}	21,815 mm	2.5.22
Uopprisset tilstand: δ_I	6,397 mm	2.5.19
Interpolert nedbøyning: δ_{kort}	16,152 mm	2.5.18
Nedbøyning etter lang tid		
Kryp: δ_{lang}	39,058 mm	2.5.25
Total Nedbøyning		
δ_{total}	39,058 mm	2.4.57
Grenseverdi	35 mm	Tabell 2.4.5
Kontroll	$\delta_{total} > Grenseverdi$ 39,058 mm > 35 mm Ikke ok, se diskusjon for mer informasjon.	

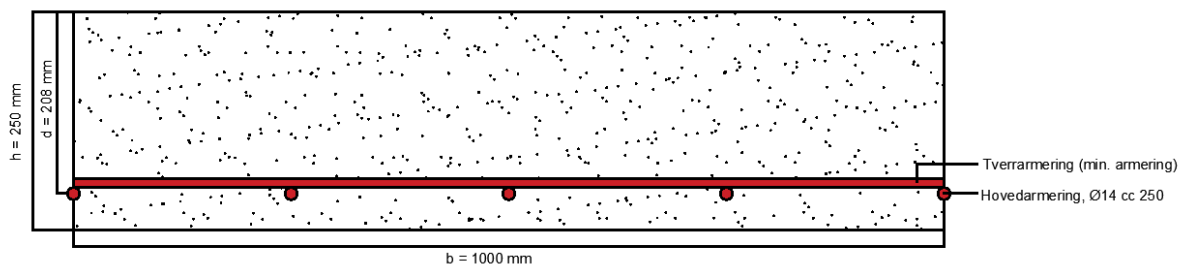
Videre må det kontrolleres at beregnet rissvidde er i henhold til grenseverdien for vanntette

konstruksjoner i tetthetsklasse 2. Beregnet rissvidde, grenseverdi for rissvidde og kontroll presenteres i tabell 4.3.14.

Tabell 4.3.14 Beregning av rissvidde for bunnplate B2

Symbol	Beregnet verdi og kontroll	Referanse
w_k	0,080 mm	2.5.26
Grenseverdi	0,2 mm	Kapittel 2.1.3
Kontroll	$w_k < \text{Grenseverdi}$ 0,080 mm < 0,2 mm Ok	

Figur 4.3.2 gir en visuell fremleggelse av den endelige bunnplatens tverrsnitt.



Figur 4.3.2 Tverrsnitt bunnplate B2, laget i AutoCAD [10]

4.3.3 Bunnplate B3

Alle beregninger for bunnplate B3 er hentet fra vedlegg F.

Bunnplaten vil være av slakkarmert fiberbetong med spennvidde lik 5,5 m. Valgt høyde (h) og armeringsdiameter (ϕ) er henholdsvis 200 mm og 12 mm. Disse verdiene vil gi en egenlast på $g = 5,0 \text{ kN/m}^2$. De dimensjonerende belastningene kan så beregnes og er presentert i tabell 4.3.15.

Tabell 4.3.15 Dimensjonerende belastninger for bunnplate B3

Belastende situasjon	Beregnet verdi	Referanse
$q_{Ed,bruk}$	8,00 kN/m ²	2.4.5
$q_{Ed,brudd}$	10,50 kN/m ²	2.4.6
$M_{Ed,bruk}$	30,25 kNm	2.4.7a
$M_{Ed,brudd}$	30,25 kNm	2.4.7b
$V_{Ed,bruk}$	22,00 kN	2.4.8a
$V_{Ed,brudd}$	28,88 kN	2.4.8b

ULS – Dimensjonering i bruddgrensetilstand

Tabell 4.3.16 Statisk nødvendig armering for bunnplate B3

Symbol	Beregnet verdi	Referanse
M_{ck}	210,591 kNm	2.5.1
z	155,117 mm	2.5.3
$A_{s,req}$	390,027 mm ²	2.5.2
s_{req}	289,973 mm	2.5.4

Tabell 4.3.16 viser beregnet mengde armering som må til for å oppta det «karakteristiske» momentet, med last- og materialfaktorer lik 1,0. Denne armeringsmengden vil i motsetning til nødvendig armeringsmengde for bunnplate B1 og B2 være tilstrekkelig for å holde nedbøyningen under grenseverdien. Maksimal senteravstand mellom armeringsjernene lik 250 mm benyttes for å beregne endelig armeringsmengde, se tabell 4.3.17

Tabell 4.3.17 Valgt armering for bunnplate B3

Symbol	Beregnet verdi og kontroll	Referanse
s	250 mm	
A_s	452,389 mm ²	2.5.5
$M_{y.kapasitet}$	45,645 kNm	2.5.7
Kontroll	$M_{Ed.brudd} < M_{y.kapasitet}$ 30,25 kNm < 45,645 kNm Ok, ikke overskredet	

Valgt armeringsmengde brukes så videre for gjennomføring av skjærkontroll på spenningsbasis, se tabell 4.3.18.

Tabell 4.3.18 Skjærkontroll for bunnplate B3

Symbol	Beregnet verdi og kontroll	Referanse
τ_{Ed}	0,202 N/mm ²	2.5.12
$\tau_{Rd,cf}$	1,344 N/mm ²	2.5.8
Kontroll	$\tau_{Ed} < \tau_{Rd,cf}$ Ok, trenger ikke skjærarmering for strekk	

Til slutt må det kontrolleres at alle armeringsjern er tilstrekkelig forankret. For beregninger se vedlegg F.

SLS – Dimensjonering i bruksgrensetilstand

Innledningsvis for dimensjonering i bruksgrensetilstand kontrolleres det at valgt armering er innenfor nedre grense, se tabell 4.3.19. Som nevnt i kapittel 2.5.4 skal minimumsarmeringen legges som armering i tverrgående retning.

Tabell 4.3.19 Nedre grense for armering til bunnplate B3

Symbol	Beregnet verdi og kontroll	Referanse
$A_{s,min}$	132,70 mm ²	2.5.13
Kontroll	$A_{s,min} < A_s$ 132,70 mm ² < 452,389 mm ² Ok	

Beregnete nedbøyninger for henholdsvis kort og lang tid presenteres i tabell 4.3.20. Som nevnt i kapittel 2.5.4 beregnes nedbøyning med utgangspunkt i reglene gitt i EC2 for tradisjonell slakkarmert betong. Fiberens effekt blir kun tatt hensyn til ved beregning av α -verdien til tverrsnittets ekvivalente arealtreghetsmoment slik som beskrevet under «Nedbøyning – lang tid» i kapittel 2.5.4. Av denne grunn vil de beregnede nedbøyningsverdiene muligens bli mer konservative, i forhold til hva de ville blitt dersom fiberen ble hensyntatt i større grad. I dette tilfellet er riktignok total nedbøyning godt innenfor grenseverdien.

Tabell 4.3.20 Kontroll av nedbøyning for bunnplate B3

Symbol	Beregnet verdi og kontroll	Referanse
Nedbøyning etter kort tid		
Opprisset tilstand: δ_{II}	10,695 mm	2.5.22
Uopprisset tilstand: δ_I	4,139 mm	2.5.19
Interpolert nedbøyning: δ_{kort}	7,280 mm	2.5.18
Nedbøyning etter lang tid		
Kryp: δ_{lang}	13,690 mm	2.5.25
Total Nedbøyning		
δ_{total}	20,970 mm	2.4.57
Grenseverdi	27,500 mm	Tabell 2.4.5
Kontroll	$\delta_{total} > Grenseverdi$ 20,970 mm > 27,500 mm Ok	

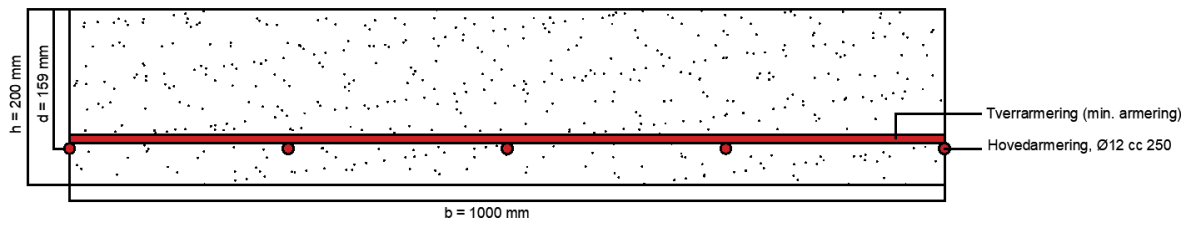
Videre må det kontrolleres at beregnet rissvidde er i henhold til grenseverdien for vanntette konstruksjoner i tetthetsklasse 2. Beregnet rissvidde, grenseverdi for rissvidde og kontroll presenteres i tabell 4.3.21.

Tabell 4.3.21 Beregning av rissvidde for bunnplate B3

Symbol	Beregnet verdi og kontroll	Referanse
w_k	0,032 mm	2.5.26
Grenseverdi	0,2 mm	Kapittel 2.1.3
Kontroll	$w_k < Grenseverdi$ 0,032 mm < 0,2 mm	

	Ok	
--	----	--

Figur 4.3.3 gir en visuell fremleggelse av den endelige bunnplatens tverrsnitt.



Figur 4.3.3 Tverrsnitt bunnplate B3, laget i AutoCAD [10]

5 Resultat

I dette kapittelet fremlegges alle resultater vi anser som relevante for å svare på vår problemstilling. Først vil resultater fra beregninger gjort i brudd- og bruksgrensetilstand presenteres. Deretter vil de endelige resultatene fra bærekraft- og kostnadsanalysen legges frem. Alle håndberegnete verdier er sammenliknet med og kontrollert mot verdier beregnet i ISY Design. Det er sørget for at det ikke er store differanser mellom håndberegnete verdier og verdier fra ISY Design av hensyn til reliabilitet. Rapportene fra ISY Design vises i vedlegg I-N.

5.1 Bruddgrenstilstand

Tabell 5.1.1 viser en oversikt over det endelig armeringsarealet for hver bunnplate. Dette er mengden armering som må legges i de individuelle platene for å tilfredsstille krav om at momentkapasitet er større enn dimensjonerende momentbelastning, samt tilfredsstille at både nedbøyning og rissvidde er innenfor gitte grenseverdier.

Tabell 5.1.1 Endelig areal av slakkarmering i alle 6 bunnplater.

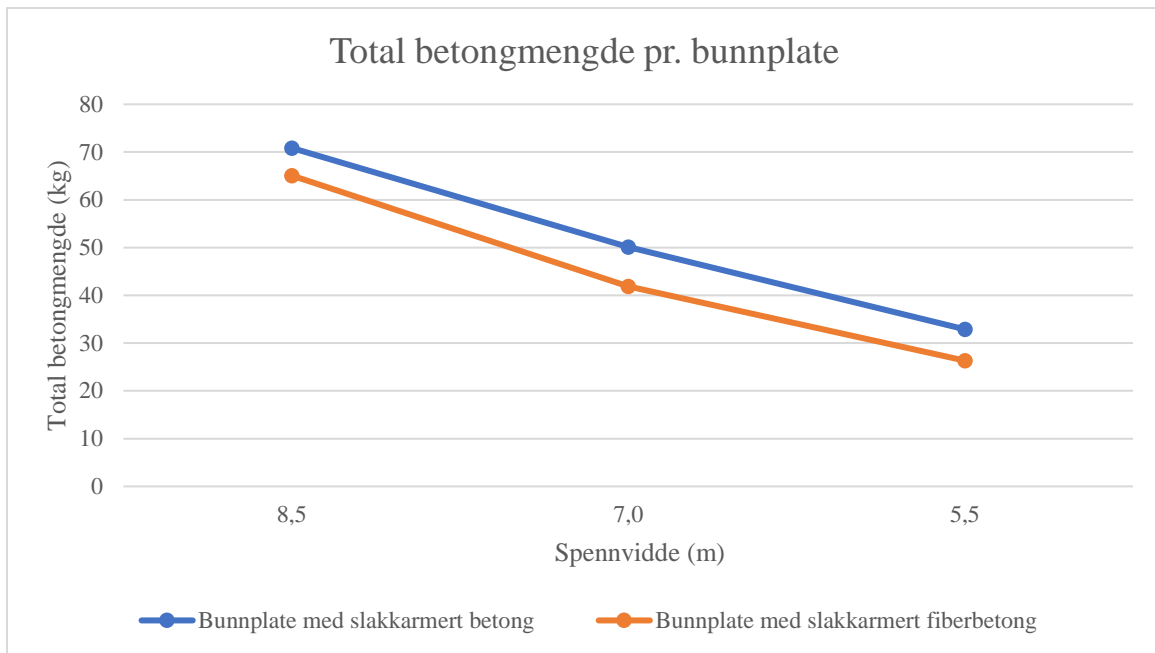
Bunnplate nr.	Endelig armeringsareal i hovedretning, A_s (mm ²)
A1	2617,994
A2	1546,630
A3	769,690
B1	913,918
B2	615,752
B3	452,389

En enkel og kortfattet oversikt over de endelige materialmengdene for de ulike bunnplatene presenteres i tabell 5.1.2.

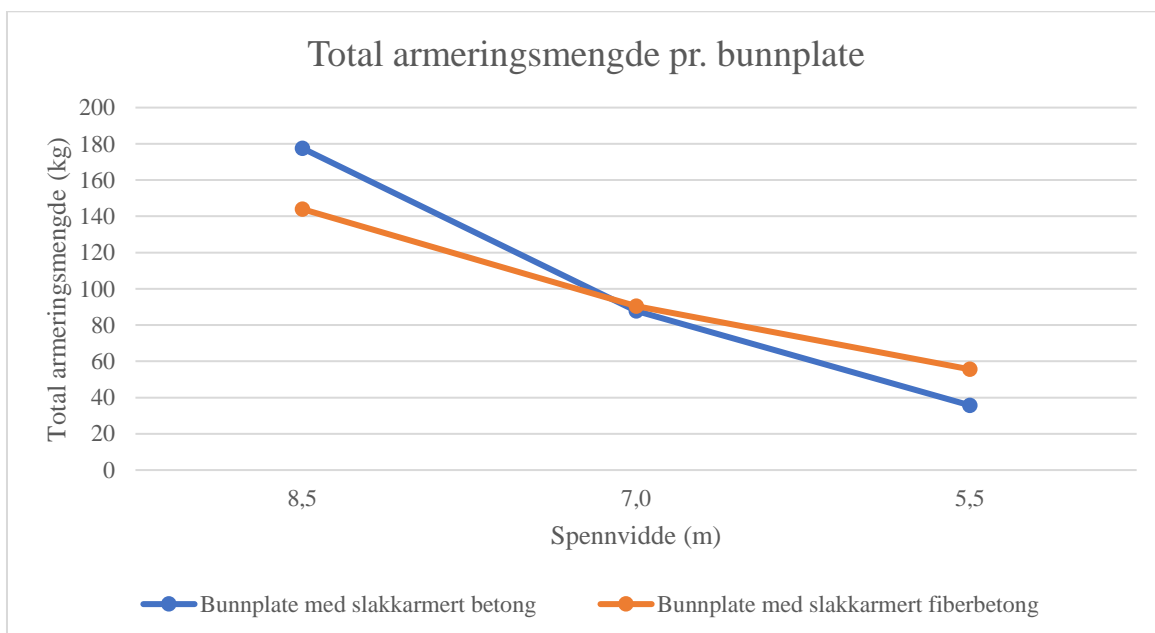
Tabell 5.1.2 Oversikt over materialmengder i de ulike bunnplatene

Spennvidde	Bunnplate	Betong (kg/spenn)	Kamstål (kg/spenn)	Stålfiber (kg/spenn)	Tot stål (kg/spenn)
8,5	A1	70,854	177,578		177,578
	B1	65,088	62,390	81,600	143,990
7,0	A2	50,130	87,756		87,756
	B2	41,883	37,937	52,500	90,437
5,5	A3	32,890	35,719		35,719
	B3	26,331	22,586	33,000	55,586

Figur 5.1.1 visualiserer de totale betongmengdene pr. bunnplate, og 5.1.2 visualiserer de totale armeringsmengdene pr. bunnplate.



Figur 5.1.1 Total betongmengde pr. bunnplate



Figur 5.1.2 Total armeringsmengde pr. bunnplate

5.2 Bruksgrensetilstand

I tabell 5.2.1 fremlegges nedbøyningsresultatene for alle bunnplatene, samt grenseverdi i henholdt til tabell 2.5.5. Etersom bunnplatene har alminnelige bruks- og estetiske krav samt en tilnærmet permanent lastsituasjon, velger vi å sette grenseverdien lik $L/200$.

Tabell 5.2.1 Beregnet nedbøyning for alle 6 dimensjonerte bunnplater

Bunnplate nr.	Nedbøyning, δ_{tot} (mm)	Grenseverdi nedbøyning, L/200
A1	42,898	42,5
A2	34,140	35,0
A3	23,701	27,5
B1	47,560	42,5
B2	39,058	35,0
B3	20,970	27,5

Håndberegnete rissvidder og rissvidder beregnet i ISY Design er presentert i tabell 5.2.2. Alle de beregnede rissviddene er innenfor grenseverdien for vanntette konstruksjonsdeler lik 0,2 mm. Detaljene rundt bestemmelse av denne grenseverdien er beskrevet i kapittel 2.1.3.

Tabell 5.2.2 Beregnet rissvidde for alle 6 dimensjonerte bunnplater

Bunnplate nr.	Beregnet rissvidde, w_k (mm)	Rissvidde fra ISY Design, w_k (mm)
A1	0,109	0,114
A2	0,133	0,136
A3	0,179	0,184
B1	0,110	0,113
B2	0,080	0,080
B3	0,032	0,028

5.3 Bærekraftanalyse

Alle beregninger for bærekraftanalysen er hentet fra vedlegg P-R.

Som nevnt i kapittelet 2.7 tar vi i bærekraftanalysen utgangspunkt i klimagassutslipp gitt i CO₂-ekvivalenter. Tallene brukt i denne analysen har vi fått fra våre veiledere hos Sweco, og er hentet fra programmet deres miljørådgivere benytter seg av [59]. I avhandlingens beregninger benyttes stålfibre fra Krampe Harex med dimensjonene DE60/0,8M [58]. Under beregning av mengde CO₂-ekvivalenter i denne analysen vil vi bruke referansetall tilhørende stålfibre fra produsenten Mapei. Vi antar at forskjellene i utslipp for disse typene av stålfiber er minimale, og velger derav å benytte oss av referansetallet gitt av Sweco. Verdiene er lagt frem i tabell 5.3.1 og utklipp fra programmet er vedlagt, se vedlegg O.

Tabell 5.3.1 CO₂-ekvivalenter

	CO ₂ – ekvivalent (GWP)
Lavkarbonbetong (B35, M45/MF45, lavkarbonklasse b)	0,11 kg/kg
Armeringsjern (90 % resirkulert innhold)	0,67 kg/kg
Stålfiber fra Mapei	0,77 kg/kg

Ved beregning av CO₂-ekvivalenter for de ulike bunnplatenes betongvolum har vi valgt å forenkle beregningsuttrykket ved å ikke ta hensyn til volumet fibre utgjør. Ettersom

forskjellen i volum ville blitt minimal ville det ikke utgjort en betydelig forskjell i beregnede CO₂-ekvivalenter for betongen. De endelige verdiene for samtlige bunnplater presenteres i tabell 5.3.2 og tabell 5.3.3. En kort sammenlikning mellom utslippene for hver spennvidde med henholdsvis slakkarmert betong og slakkarmert fiberbetong, vises i tabell 5.3.4.

Tabell 5.3.2 Beregnede CO₂-ekvivalenter for bunnplater av slakkarmert betong

	Bunnplate A1 (8,5 m)	Bunnplate A2 (7 m)	Bunnplate A3 (5,5 m)
Betong B35 pr. spenn	7,794	5,514	3,618
Slakkarmering pr. spenn	118,983	58,797	23,932
Sum pr. spenn	126,777	64,311	27,550

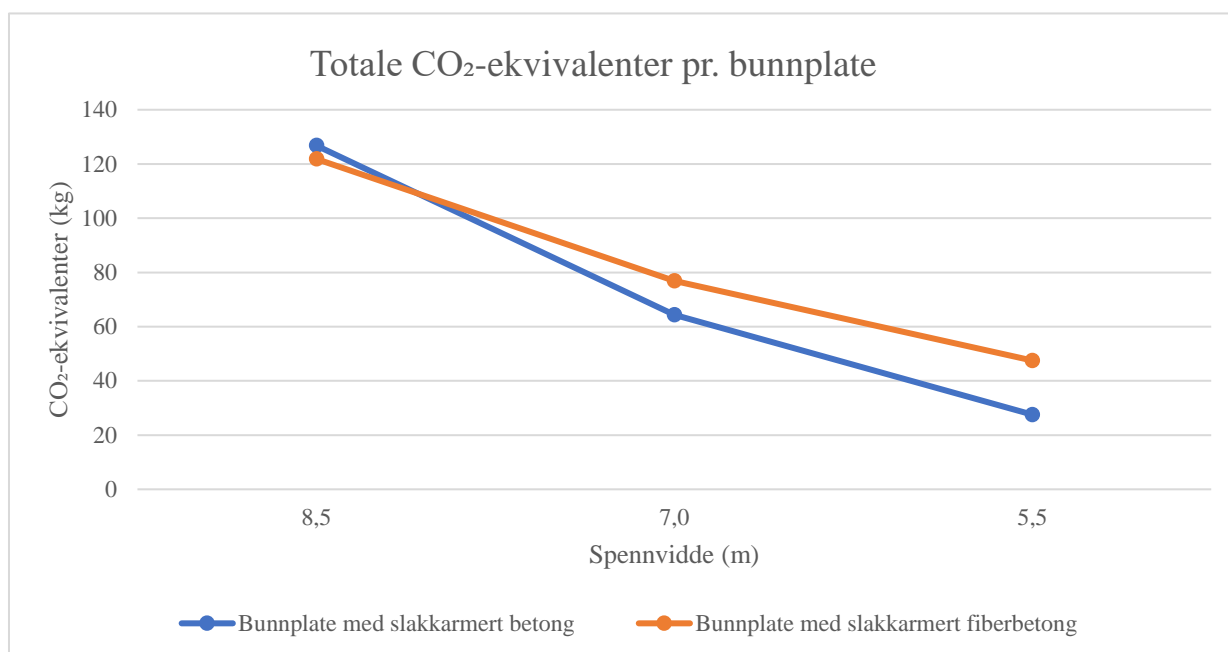
Tabell 5.3.3 Beregnede CO₂-ekvivalenter for bunnplater av slakkarmert fiberbetong

	Bunnplate B1 (8,5 m)	Bunnplate B2 (7 m)	Bunnplate B3 (5,5 m)
Betong B35 pr. spenn	3,417	2,199	1,382
Slakkarmering pr. spenn	41,801	25,418	15,33
Fiberarmering pr. spenn	76,622	49,298	30,987
Total stålarmering pr. spenn	118,423	74,716	46,317
Sum pr. spenn	121,841	76,914	47,502

Tabell 5.3.4 Beregnede CO₂ -ekvivalenter for samtlige bunnplater - Sammenlikning

	8,5 m spennvidde (A1 - B1)	7,0 m spennvidde (A2 - B2)	5,5 m spennvidde (A3 - B3)
Besparelse	4,936 kg Vi sparer ved å substituere noe av slakkarmeringen med fiberarmering.	-12,311 kg Vi sparer ikke ved å substituere noe av slakkarmeringen med fiberarmering.	-19,952 kg Vi sparer ikke ved å substituere noe av slakkarmeringen med fiberarmering.

Figur 5.3.1 visualiserer totalt antall CO₂-ekvivalenter pr. bunnplate.



Figur 5.3.1 Totale CO₂-ekvivalenter pr. bunnplate

5.4 Kostnadsanalyse

Alle beregninger for kostnadsanalysen er hentet fra vedlegg S.

Som nevnt i kapittel 2.8 vil denne analysen bygge på enhetspriser gitt av Norsk Prisbok [16]. I all hovedsak vil vi ta hensyn til spesifikke prislinjer gjengitt i tabell 5.4.1. Enhetsprisene inneholder utgifter som materialkostnader, underentreprenører og arbeid. Disse benyttes med en prosentsats påslag lik henholdsvis 14 %, 14 % og 13 %, samt en timespris lik 592 kr. [16] I avhandlingen benyttes betong med kvalitet B35 M45 ved beregning. I kostnadsanalysen regner vi på B35 M40 lavkarbonklasse B betong, ettersom dette var det nærmeste alternativet vi fant oppgitt i Norsk Prisbok.

Tabell 5.4.1 Prislinjer til referanse

Navn	Prislinjenavn	Enhetspris
02.5.2.0151	Betong i gulv på grunn, B35, M40, lavkarbonklasse B	2890,45 kg/m ³
02.5.2.0120	Armering i dekker	24,25 kr/kg
02.5.2.0139	Fiberarmering i betong, stålfiber	29,92 kr/kg

I tabell 5.4.2 og 5.4.3 fremlegges resultatene fra kostnadsanalysen for de ulike bunnplatene. En kort sammenlikning mellom kostnadene for hver spennvidde med henholdsvis slakkarmert betong og slakkarmert fiberbetong, vises i tabell 5.4.4.

Tabell 5.4.2 Kostnader for bunnplater av slakkarmert betong

	Bunnplate A1 (8,5 m)	Bunnplate A2 (7 m)	Bunnplate A3 (5,5 m)
Betong B35 pr. m ³	8533 kr	6038 kr	3960 kr
Slakkarmering pr. kg	4303 kr	2128 kr	866 kr
Sum pr. spenn	12839 kr	8166 kr	4826 kr

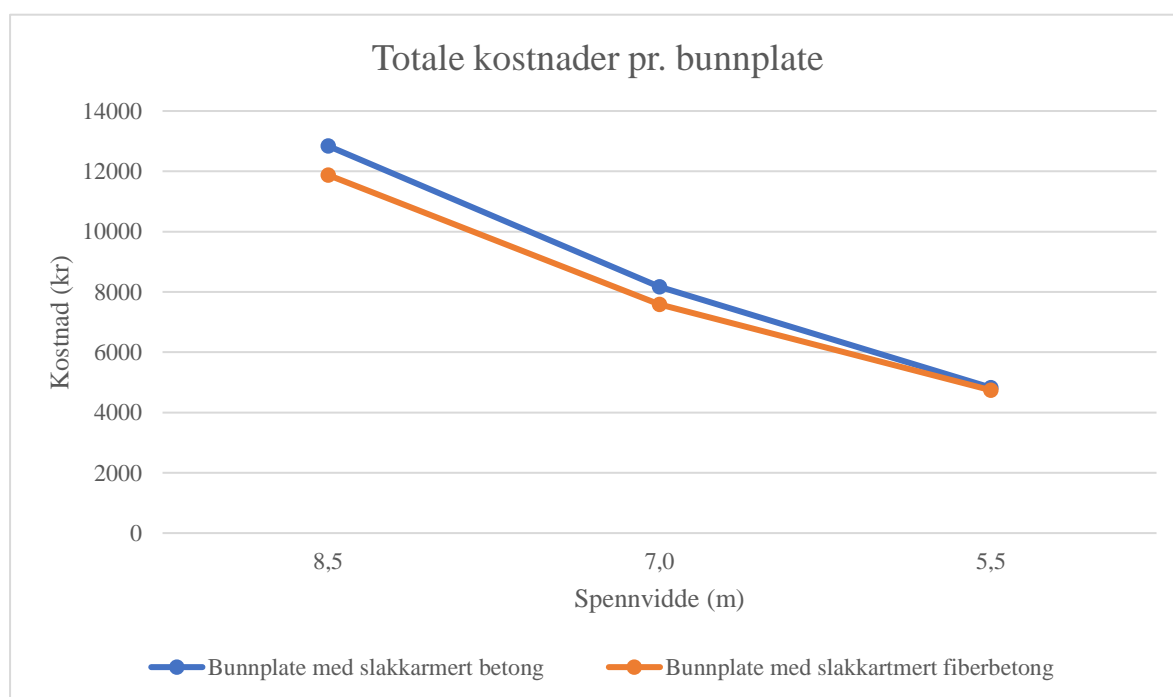
Tabell 5.4.3 Kostnader for bunnplater av slakkarmert fiberbetong

	Bunnplate B1 (8,5 m)	Bunnplate B2 (7 m)	Bunnplate B3 (5,5 m)
Betong B35 pr. m ³	7839 kr	5044 kr	3171 kr
Slakkarmering pr. kg	1513 kr	920 kr	547 kr
Fiberarmering pr. kg	2523 kr	1623 kr	1020 kr
Total stål pr. kg	4036 kr	2543	1567
Sum pr. spenn	11875 kr	7587 kr	4739 kr

Tabell 5.4.4 Kostnader for samtlige bunnplater - Sammenlikning

	8,5 m spennvidde (A1 - B1)	7,0 m spennvidde (A2 - B2)	5,5 m spennvidde (A3 - B3)
Besparelse	964 kr	579 kr	87 kr

Figur 5.4.1 visualiserer de totale kostnadene pr. bunnplate.



Figur 5.4.1 Totale kostnader pr. bunnplate

6 Diskusjon

I dette kapittelet vil resultatene fra dimensjoneringsprosessen, bærekraftsanalysen og kostnadsanalysen diskuteres respektivt for å kunne gi en god besvarelse på avhandlingens problemstilling.

6.1 Diskusjon av dimensjoneringsresultat

Alle beregningene er utført med utgangspunkt i at bunnplatene skal være vanntette og i henhold til krav satt i EC2 og NB38. Resultatene gitt i kapittel 5 gir godkjente løsninger der det fokuseres på å spare mest mulig materialer.

Resultatene fra dimensjoneringen av bunnplatene med 8,5 m spennvidde viser at vi sparte omtrent 1700 mm² slakkarmering ved benyttelse av stålfiber i bunnplaten sammenliknet med uten. Dette tilsvarer en reduksjon på 65 % kamstål. Selv etter tilførsel av fiber vil den totale mengden stålarmering reduseres med 34 kg pr. meter bredde, tilsvarende 19 %.

Tverrsnittshøyden kunne også reduseres ved bruk av fiber, dette gav en reduksjon i det totale betongvolumet på 8 %. Ved å delvis substituere noe av slakkarmeringen med stålfiber klarte vi å gjøre besparelser både i form av betong og stål, noe som antyder at implementering av stålfiberarmering kan virke gunstig for lengre spenn.

For bunnplatene med spennvidde lik 7,0 m fant vi ulike resultater enn for spennet på 8,5 m. Likt som for det store spennet kunne vi også her spare på mengde slakkarmering, men riktignok ikke i like stor grad. Her klarte vi å spare omtrent 930 mm², som tilsvarer en reduksjon på 57 % kamstål. For den totale mengden stål så vi derimot en økning på litt over 2 kg pr. meter bredde for bunnplaten av slakkarmert fiberbetong. Dette tilsvarer en økning på om lag 3 %. Årsaken til dette er at stålfiberdoseringen må holdes konstant uavhengig av dimensjon for å oppnå ønsket restbøyestrekfasthet. Her kunne bunnplaten med fiber dimensjoneres med ytterligere lavere tverrsnittshøyde sammenliknet med det lengste spennet. Med andre ord klarte vi oppnå enda større reduksjon i det totale betongvolumet ved implementering av stålfiber, her på hele 16,5 %. På grunn av disse funnene kan vi argumentere for at bruk av stålfiberarmering også vil være gunstig for dette spennet, ettersom total materialbesparelse vil være positiv.

Ved dimensjonering av bunnplatene på 5,5 m oppdaget vi enkelte interessante problemstillinger som har hatt påvirkning på resultatene. Også her klarte vi å dimensjonere med lavere tverrsnittshøyde for bunnplaten av slakkarmert fiberbetong. Dette resulterte i en besparelse på om lag 20 % av det totale betongvolumet. Ettersom tverrsnittshøyden ble redusert, og derav også den totale momentbelastningen, ville det teoretisk sett vært tilstrekkelig med momentkapasiteten fra en mindre mengde slakkarmering i tillegg til kapasiteten fra stålfiberen. Likevel satt kravet om at slakkarmeringen skal kunne ta all momentbelastning alene, i tillegg til regler for maksimal senteravstand mellom armeringsjernene, begrensninger for hvor mye slakkarmering som kunne reduseres. Til tross for at både beregnet nedbøyning og rissvidde var langt innenfor grenseverdiene var det altså ikke mulig å redusere mengden slakkarmering i større grad. Dette resulterte i at differansen i mengde slakkarmering for den rent slakkarmerte bunnplaten og den slakk- og fiberarmerte

bunnplaten ble minimal. Resultatene viser dermed at vi sparer omtrent 37 % kamstål ved benyttelse av fiber, men til gjengjeld øker den totale mengden stålarmring med rett over 55 %. Ved å substituere all slakkarmring som ikke er statisk nødvendig med stålfiber sparer vi altså i dette tilfellet på mengde betong, men bruker mer stålarmring.

Da vi bestemte de endelige geometriske dimensjonene og mengdene av slakkarmring var det dimensjoneringen for nedbøyning som ble kritisk for alle bunnplatene med spennvidde lik 8,5 m og 7,0 m. For de rent slakkarmerte bunnplatene dimensjonerte vi for å få beregnet nedbøyning innenfor grenseverdien på $L/200$. Videre for bunnplatene av slakkarmert fiberbetong har vi, som nevnt i kapittel 2.5.4, beregnet nedbøyningen i henhold til retningslinjer gitt i EC2 der fiberens effekt ikke blir tatt hensyn til. Valgene vi har tatt, med hensyn på tverrsnittshøyde og mengde slakkarmring, har vært for å få en nedbøyning som sammenliknet med tilhørende grenseverdi gir det vi anser som en akseptabel overskridelse. Dersom det hadde vært tilgjengelige retningslinjer for beregning av nedbøyning der fiberens effekt ble mer hensyntatt, kunne dette ført til ulike premisser for valg av tverrsnittshøyde og mengde slakkarmring. Når det kommer til bunnplatene med spennvidde lik 5,5 m var det, for den rent slakkarmerte bunnplaten, dimensjoneringen for rissvidde som ble den kritiske faktoren. Derimot ble det som nevnt for bunnplaten av slakkarmert fiberbetong kravet om bæring av momentbelastning som ble dimensjonerende.

6.2 Diskusjon bærekraftanalyse

Vi vil her se nærmere på hvordan klimagassutslippene blir for de ulike dimensjonerte bunnplatene med valgte materialmengder. I resultatene fra kapittel 5.3 legges det frem hvor mange kilo CO₂-ekvivalenter hver av bunnplatene produserer.

For bunnplatene med spennvidde lik 8,5 m fant vi en minimal besparelse av CO₂-ekvivalenter ved tilførsel av fiber. Som nevnt i kapittel 6.1 ble betongvolumet mindre for bunnplaten av slakkarmert fiberbetong, i tillegg til at mengde slakkarmring kunne reduseres. Disse mengdereduksjonene fører naturligvis til lavere utslipp. Likevel vil det for denne bunnplaten være et ekstra utslipp å ta høyde for, da mengden stålfiber gir et betydelig bidrag til det samlede utslippet fra stål. Ser man på antall kg CO₂-ekvivalenter som produseres fra total mengde stål, altså både slakkarmring og stålfiberarmring, vil utslippet bli likt for begge bunnplatene. Med andre ord vil differansen mellom utslippene fra de to bunnplatene i all hovedsak avhenge av forskjellen i mengde CO₂-ekvivalenter fra betongen. Den totale differansen kom på rett under 5 kg CO₂-ekvivalenter, hvilket tilsvarer omtrent et 4 % lavere utslipp for bunnplaten med slakkarmert fiberbetong.

Etter beregning av miljøutslipp for bunnplatene med spennvidde lik 7 m fant vi et noe annerledes resultat enn for bunnplatene med spennvidde lik 8,5 m. Grunnet reduksjonen i betongvolumet for bunnplaten med stålfiber vil utslippet fra betongen være lavere også for denne platen. I tillegg ble det for denne bunnplaten også en besparelse i mengde slakkarmring, men ikke i like stor grad som for bunnplatene med det største spennet. Dette førte naturligvis til en mindre differanse i antall kg CO₂-ekvivalenter fra slakkarmringen. Ettersom differansen her var mindre, utgjorde utslippet fra stålfibrene en større betydning for

det totale utslippet fra stål. Dette resulterte i at bunnplaten med stålfiberarmering fikk et 27 % høyere utslipp fra den totale mengden stål, sammenliknet med den rent slakkarmerte bunnplaten. Totalt sett var utslippet rett over 12 kg CO₂-ekvivalenter mer for bunnplaten med stålfiberarmering, noe som tilsvarer et utslipp på 19 % mer.

Når det kommer til bunnplatene med spennvidde lik 5,5 m er forskjellene enda større enn for de andre spennviddene. Utslippene fra betongen ble også her være lavere for bunnplaten av slakkarmert fiberbetong, grunnet reduksjon i betongvolum. For dette spennet ble mengdebesparelsene av slakkarmering enda mindre enn for de andre spennviddene. Dette førte til at differansen i mengde CO₂-ekvivalenter ble minimal, og derav ble betydningen av utslipp fra stålfiberarmering ytterligere økt. Det totale utslippet fra stål for bunnplaten med stålfiber ble her hele 93 % høyere enn for bunnplaten med kun slakkarmering. Totalt ble differansen for de ulike dekkene på omtrent 20 kg CO₂-ekvivalenter, hvor bunnplaten av slakkarmert fiberbetong hadde totalt sett et 72 % høyere utslipp.

Som nevnt i kapittel 1.5 vil vår analyse ta utgangspunkt i utslipp gjort i fasene A1 til A3 iht. NS 3720 [15]. Med andre ord vil antall kg CO₂-ekvivalenter fra transport til byggeplass ikke hensyntas. I virkeligheten vil disse fasene ha betydning for det totale utslippet fra konstruksjonsdelens fulle levetid. For bunnplatene av slakkarmert fiberbetong kan det blant annet bety at utslippene forbundet med transport til byggeplassen kan minke. Dette kan begrunnes i at mengde betong og slakkarmering blir lavere for alle spenn, og at stålfibrene tilsettes direkte til betongen i produksjonsfasen. Ved direkte tilførsel får ikke stålfibrene et eget utslipp fra transport.

6.3 Diskusjon kostnadsanalyse

I følgende kapittel vil vi se på hvordan implementering av stålfiber i vanntette bunnplater kan påvirke de totale kostnadene. Drøftingen tar utgangspunkt i resultatene fremlagt i kapittel 5.4.

Bunnplatene med spennvidde på 8,5 m viste seg å ha de største kostnadsbesparelsene. Ettersom vi her kunne redusere betongvolumet ved implementering av stålfiber, ble også kostnadene for betongen redusert. Da vi også benyttet en mindre mengde slakkarmering ble det naturligvis også her en reduksjon i kostnadene. Her ble det en besparelse på om lag 65 %. Da vi la til kostnadene for stålfibrene sank den totale besparelsen for stål betydelig og viste seg å ligge på kun 6 %. Årsaken til dette er grunnet den høye prisen til stålfiberarmering. For bunnplaten med slakkarmert fiberbetong var det altså en total besparelse på 964 kr pr. meter bredde, tilsvarende 8 %.

For bunnplatene med spennvidde 7,0 m ble den totale kostnadsbesparelsen noe mindre. I dette tilfellet så vi også en reduksjon av kostnader for både betong og slakkarmering for bunnplaten med stålfiber. Årsaken til dette var at materialmengdene kunne reduseres. For betongen alene sparte vi mer enn det vi gjorde for bunnplatene med spennvidde lik 8,5 m, mens for slakkarmeringen ble besparelsen noe redusert. Ved tilførsel av stålfiber sparte vi omtrent 57 % av kostnadene for slakkarmeringen, men de høye stålfiberprisene resulterte i at kostnadene for stål totalt sett økte med 20 %. Med andre ord klarte vi for denne spennvidden kun å spare

penger på betongen. Den totale besparelsen ble på 579 kr pr. meter bredde, hvilket utgjør omtrent 7 %.

Bunnplatene med minst spennvidde viste seg å ha de laveste kostnadsbesparelsene. I forhold til de andre spennviddene lå besparelsene på betong noe lavere ved implementering av stålfiber. I tillegg sparte vi absolutt minst på slakkarmeringen siden vi som nevnt tidligere ikke kunne gjøre en større mengdereduksjon. Her lå besparelsen på kun 37 %, og de totale stålkostnadene økte med 81 % tatt tilførsel av stålfiber i betraktning. Som følge av dette ble den totale kostnadsbesparelsen lav, tilsvarende 87 kr pr. meter bredde. Dette utgjør en besparelse på rett under kun 2 %

De totale besparelsene er som nevnt gitt pr. meter bredde. Om man i tillegg hadde sett på dekkets fulle størrelse, og ikke kun på 1 m brede striper, ville naturligvis besparelsene for de ulike spennene blitt enda større. Eksempelvis kunne bunnplaten på 8,5 m fått et totalt areal på $b \times L = 8,5 \cdot (3 \cdot 8,5)$ m, tilsvarende 217 m² som vil gi en besparelse på 24 582 kr.

Til slutt er det verdt å nevne at kostnadene knyttet til prosjekteringsfasen trolig vil økes ved dimensjonering av bærende konstruksjonsdeler med stålfiber. Etersom bruken av stålfiberarmering som nevnt i kapittel 2.3.1 er mindre utbredt enn slakkarmering, vil det naturligvis være færre fagfolk med høy kompetanse på dette fagfeltet. Dette kan resultere i høyere timesatser for rådgivere som innehar tilstrekkelig kompetanse. Riktignok vil bruk av stålfiberarmering trolig øke med tiden, hvilket kan resultere i at flere rådgivere opparbeider seg mer erfaring. Med flere erfarne rådgivere innen fagfeltet kan det argumenteres for at disse prosjekteringskostnadene med tiden vil ligge på samme nivå som prosjekteringskostnadene for rent slakkarmerte konstruksjonsdeler.

7 Konklusjon

I denne avhandlingen har vi undersøkt hvordan tilførsel av stålfiber i vanntette bærende bunnplater kan påvirke materialbruk, samt hvilke effekter dette kan ha for bærekraft og økonomi.

Resultatene fra beregningene viser at potensialet for å spare på de totale materialmengdene er tydelig høyere for lengre enn for korte spenn. For korte spennvidder viser beregningene antydninger til at fiberens effekt ikke får yte sitt fulle potensiale da det av hensyn til dimensjoneringsregler satt i NB38 ikke er mulig å redusere mengden slakkarmering ytterligere. Fiberen vil derfor ikke virke som en substitusjon, men heller virke supplerende i konstruksjonsdelen. Derimot ser det ut til at stålfibrene vil gi gunstige resultater for spennvidder der det tradisjonelt sett kreves mer slakkarmering utover det som er statisk nødvendig for å få totale nedbøyninger og rissvidder under grenseverdi. I disse tilfellene vil nemlig stålfibrene ha en substituerende effekt, og vil ikke kun opptre som supplerende.

Beregningene fra kostnadsanalysen viser tilsvarende resultater som beregningene fra materialmengdene. Her vil også de største besparelsene ved tilførsel av fiber ligge i de lengre spennene. Ser man på dekkets fulle størrelse, og ikke kun 1 m brede striper, vil naturligvis besparelsene og også differansen mellom lønnsomheten til de ulike spennene bli enda større. Med dette tatt i betraktning vil det for alle spennene være en betydelig besparelse.

Alle bunnplatene med stålfiber viste seg å ha enten minimalt eller økt utslipp i form av CO₂-ekvivalenter sammenliknet med de rent slakkarmerte bunnplatene. Våre resultater gir antydning til at tilførsel av fiber ikke vil bidra positivt dersom bærekraftige løsninger skal stå sentralt i dimensjoneringen.

Avslutningsvis kan vi konkludere med at delvis substitusjon av slakkarmering med stålfiber i vanntette bunnplater kan bidra svært positivt med tanke på besparelse av materialmengder i form av betong og kamstål, spesielt for lengre spennvidder. Tilsvarende vil det for lengre spenn kunne gjøres større kostnadsbesparelser, sammenliknet med kortere spenn. Besparelsene er riktignok tydelig til stede i alle tilfellene. Når det kommer til bunnplatenes globale oppvarmingspotensial kan vi konkludere med at delvis substitusjon med stålfiber i de fleste tilfeller ikke vil gi lavere utslipp, tvert imot vil det gi et totalt sett høyere utslipp.

Referanser

- [1] *Ptc mathcad prime 8*. PTC Mathcad, 2022.
- [2] *Isy design* (Versjon 8.2). Norconsult Informasjonssystemer AS, 2022.
- [3] S. I. Sørensen, *Betongkonstruksjoner: Beregning og dimensjonering etter eurocode 2*, 2. utg. Bergen, Norge: Fagbokforlaget, 2017.
- [4] Kontrollrådet. "Syv fascinerende bygg i betong." *Kontrollbetong.No* [Online]. Hentet fra: https://kontrollbetong.no/aktuelt/syv-fascinerende-bygg-i-betong/?fbclid=IwAR0lxq_5vVggwjAHYPwJ-Gc07IMG1hR6Go4fA11cSA6PxZIPwD7nxsBIIdc. Lastet ned: 20.05.2022.
- [5] Kontrollrådet. "Hvordan fungerer armert betong?." *Kontrollbetong.No*. [Online]. Hentet fra: <https://kontrollbetong.no/aktuelt/artikler/hvordan-fungerer-armert-betong/>. Lastet ned: 20.04.2022.
- [6] T. Ø. Andresen, Personlig kommunikasjon, 7. April 2022.
- [7] T. Ø. Andresen, Personlig kommunikasjon, 20. Januar 2022.
- [8] Norsk Betongforening. "Endelig er publikasjon nr. Nb38 "fiberarmert betong i bærende konstruksjoner (2020)" ferdig!" *Betong.Net* [Online]. Hentet fra: <https://betong.net/aktuelt/endelig-er-publikasjon-nr-nb38-fiberarmert-betong-i-baerende-konstruksjoner-2020-ferdig/>. Lastet ned: 03.02.2022.
- [9] T. Ø. Andresen, Personlig kommunikasjon, 11. November 2021.
- [10] *Autocad*. Autodesk, 2022.
- [11] T. Kanestad et al., "Fiberarmert betong i bærende konstruksjoner," Norsk Betongforening, Publikasjon nr. 38, 2020.
- [12] E. M. Hverven, Personlig kommunikasjon, 29. April 2022.
- [13] K. Vertes, Personlig kommunikasjon, 5. April 2022.
- [14] SINTEF Byggforsk. "520.055: Prosjektering og støping av vanntette betongkonstruksjoner", 2015, [Online]. Hentet fra: https://www.byggforsk.no/dokument/297/prosjektering_og_stoeping_av_vanntette_betongkonstruksjoner
- [15] *Metode for klimagassberegninger for bygninger*, NS 3720:2018, 2018. [Online]. Hentet fra: <https://www-standard-no.ezproxy.oslomet.no/nettbutikk/sokeresultater/?search=NS+3720&subscr=1>
- [16] *Norsk prisbok 2022*. Norconsult Informasjonssystemer AS og Bygganalyse AS, 2022.
- [17] J. J. Xiong og R. A. Sheno, "General aspects on structural integrity," *Chinese Journal of Aeronautics*, vol. 32, nr. 1, s. 114-132, januar 2019. [Online]. Hentet fra doi: <https://dx.doi.org/10.1016/j.cja.2018.07.018>.
- [18] K. Vertes, Personlig kommunikasjon, 4. Mai 2022.
- [19] J. V. Thue, "Fundament," *Store norske leksikon*, 2019. [Online]. Hentet fra: <https://snl.no/fundament>. Lastet ned: 04.05.2022.
- [20] Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, "Klassisk tynnplatteteori," upublisert.
- [21] P. K. Larsen, *Konstruksjonsteknikk: Laster og bæresystemer*, 2. utg. Bergen: Fagbokforlaget, 2014.
- [22] K. Vertes, "Reinforced concrete plates," upublisert.
- [23] *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2021, 2021. [Online]. Hentet fra: <https://www-standard-no.ezproxy.oslomet.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1365301>
- [24] Kontrollrådet. "Betongens abc." *Kontrollbetong.No*. [Online]. Hentet fra: <https://kontrollbetong.no/aktuelt/betongens-abc/>. Lastet ned: 05.05.2022.

- [25] M. Maage, red. *Betong: Regelverk, teknologi og utførelse*, 1. utg. Bergen, Norge: Fagbokforlaget, 2019.
- [26] M. Opsahl, "Fersk betongs egenskaper," upublisert.
- [27] J. V. Thue, "Armert betong," *Store norske leksikon*, 2019. [Online]. Hentet fra: https://snl.no/armert_betong. Lastet ned: 14.04.2022.
- [28] J. V. Thue, "Armeringsstål," *Store norske leksikon*, 2019. [Online]. Hentet fra: <https://snl.no/armeringsst%C3%A5l>. Lastet ned: 14.04.2022.
- [29] E. Juliebø, *Armeringsboka*. Oslo: Landsforeningen for bygg og anlegg Universitetsforlaget, 1997.
- [30] SINTEF Byggforsk. "571.431: Armeringsprodukter for slakkarmert betong", 1998, [Online]. Hentet fra: https://www.byggforsk.no/dokument/576/armeringsprodukter_for_slakkarmert_beton_g
- [31] H. Singh, *Steel Fiber Reinforced Concrete : Behavior, Modelling and Design*, 1. utg. Singapore: Springer Singapore Pte. Limited, 2017. [Online]. Hentet fra: <https://ebookcentral-proquest-com.ezproxy.oslomet.no/lib/hioa/detail.action?docID=4729564>.
- [32] B. Wietek, *Fiber Concrete : In Construction*, 1. utg. Wiesbaden, Tyskland: Springer Wiesbaden, 2021. [Online]. Hentet fra: <https://doi.org/10.1007/978-3-658-34481-8>.
- [33] T. Kanestad et al., "Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner," SINTEF, COIN Project report 29, 2011, Hentet fra: https://www.sintefbok.no/book/index/1010/forslag_til_retningslinjer_for_dimensjonering_utfoerelse_og_kontroll_av_fiberarmerte_betongkonstruksjoner.
- [34] A. Stifjell, H. Duong, P. Andersen, R. Hagquist og S. Flandorfer, "Sammenheng mellom fiberdosering og restbøystrekkfasthet i pumpbar stålfiberarmert betong," Bacheloroppgave, Ingeniørfag, Høgskolen i Østfold, Fredrikstad, 2021.
- [35] *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, 2016. [Online]. Hentet fra: <https://www-standard-no.ezproxy.oslomet.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=814847>
- [36] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - del 1-1: Allmenne laster - tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger*, NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019, 2019. [Online]. Hentet fra: <https://www-standard-no.ezproxy.oslomet.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1015211>
- [37] E. Johnsen, "Slakkarmert betong: Konstruksjonsdetaljer, overdekning og minimumsarmering," upublisert.
- [38] J. Walraven et al., *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. 1. utg.: Wiley, 2013. [Online]. Hentet fra: <https://www.perlego.com/book/2760215/fib-model-code-for-concrete-structures-2010-pdf>
- [39] Norconsult Informasjonssystemer AS. "Isy design." Nois.No. [Online]. Hentet fra: https://www.nois.no/produkter/bim/isy-design/?fbclid=IwAR00WjTRvTCw8htnkvr464M9M0NFJDxtJ843uzjHTnARR_gEXtgYe6eH29w#Betongtverrsnitt. Lastet ned: 13.05.2022
- [40] "Brukermanual isy design betongtverrsnitt," Norconsult Informasjonssystemer AS, versjon 2.0, [Online], Hentet fra: <http://download.nois.no/ISYDesign/Release/Brukermanual%20ISY%20Design%20Betongtverrsnitt.pdf>.

- [41] FN-sambandet. "Bærekraftig utvikling." Fn.No. [Online]. Hentet fra: <https://www.fn.no/tema/fattigdom/baerekraftig-utvikling>. Lastet ned: 07.05.2022
- [42] SINTEF. "Bærekraftsanalyse." Sintef.No [Online]. Hentet fra: <https://www.sintef.no/ekspertise/sintef-industri/baerekraftsanalyse/>. Lastet ned: 13.05.2022
- [43] *Bærekraftige byggverk - miljødeklarasjoner - grunnleggende produktkategoriregler for byggevarer*, NS-EN 15804:2012+A2:2019, 2019. [Online]. Hentet fra: <https://www-standard-no.ezproxy.oslomet.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1105165>
- [44] Norske utslipp. "Klimagasser (co2-ekv)." Norskeutslipp.No. [Online]. Hentet fra: <https://www.norskeutslipp.no/no/Komponenter/Utslipp/Klimagasser-CO2-ekvivalenter/?ComponentType=utslipp&ComponentPageID=1166&SectorID=90>. Lastet ned: 13.05.2022
- [45] R. M. Andrew, "Global co2 emissions from cement production, 1928-2018," *Earth System Science Data*, vol. 11, nr. 4, s. 1675-1710, 20. november 2019. [Online]. Hentet fra doi: <https://dx.doi.org/10.5194/essd-11-1675-2019>.
- [46] S. Jacobsen, "Resirkulering og gjenbruk av betong," *Byggeindustrien*, nr. 11, 2018. [Online]. Hentet fra: <https://betong.net/wp-content/uploads/7-web-Resirkulering-og-gjenbruk-av-betong.pdf>.
- [47] T. Vass, P. Levi, A. Gouy og H. Mandová, "Iron and steel," IEA, Paris, 2021, [Online], Hentet fra: <https://www.iea.org/reports/iron-and-steel>.
- [48] Norsk Stålforbund. "Miljø." Stalforbund.No. [Online]. Hentet fra: <https://www.stalforbund.no/miljo/>. Lastet ned: 28.04.2022
- [49] X. Qin og S. Kaewunruen, "Environment-friendly recycled steel fiber reinforced concrete," *Construction and Building Materials*, vol. 327, s. 126967, 11 April 2022. [Online]. Hentet fra doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.126967>.
- [50] M. Kunieda, N. Ueda og H. Nakamura, "Ability of recycling on fiber reinforced concrete," *Construction and Building Materials*, vol. 67, s. 315-320, 30 September 2014. [Online]. Hentet fra doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.01.060>.
- [51] K. H. Aanesen, "Hvordan velge forskningsmetode?," *Nasjonal digital læringsarena*, 2020. [Online]. Hentet fra: <https://ndla.no/nb/subject:1:fb6ad516-0108-4059-acc3-3c5f13f49368/topic:1:860e0dc0-7691-4b90-ba3b-8a00c39c9448/topic:1:6422199b-cd4c-4728-8560-e357482c14d2/resource:39227a08-71d4-4526-97c0-86c55e01cc0e>. Lastet ned: 14.05.2022.
- [52] S. Grønmo, "Kvalitativ metode," *Store norske leksikon*, 2020. [Online]. Hentet fra: https://snl.no/kvalitativ_metode. Lastet ned 14.05.2022.
- [53] S. Grønmo, "Kvantitativ metode," *Store norske leksikon*, 2021. [Online]. Hentet fra: https://snl.no/kvantitativ_metode. Lastet ned: 15.05.2022.
- [54] K. H. Aanesen, "Analyse og drøfting av kvantitative data," *Nasjonal digital læringsarena*, 2020. [Online]. Hentet fra: <https://ndla.no/nb/subject:1:fb6ad516-0108-4059-acc3-3c5f13f49368/topic:1:860e0dc0-7691-4b90-ba3b-8a00c39c9448/topic:1:6422199b-cd4c-4728-8560-e357482c14d2/resource:2ea66cf6-e2f5-4f55-a70c-618630a565d6>. Lastet ned: 14.05.2022.
- [55] G. Andersen, "Valg av forskningsmetode," *Nasjonal digital læringsarena*, 2019. [Online]. Hentet fra: <https://ndla.no/nb/subject:1:f3d2143b-66e3-428c-89ca-72c1abc659ea/topic:5:195989/topic:3:195829/resource:1:56937>. Lastet ned: 14.05.2022.
- [56] *Excel*. Microsoft, 2016.

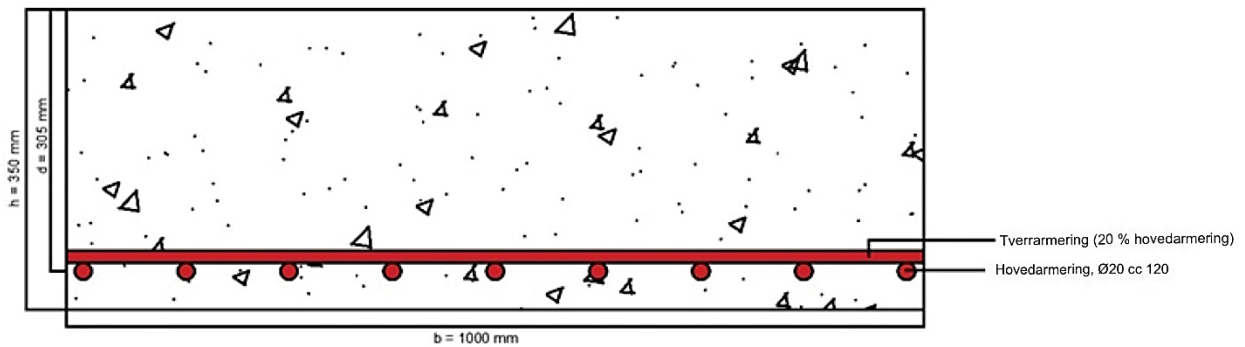
- [57] M. Melandsø og J. K. Hilden, "Dimensjonering av transformatorcelle i betong," Bacheloroppgave, Institutt for byggfag, Høgskulen på Vestlandet, Bergen, 2019.
- [58] Krampe Harex. "Wire fibres." Krampeharex.Com. [Online]. Hentet fra: <https://www.krampeharex.com/en/fibres/products/wire-fibres>. Lastet ned: 23.05.2022.
- [59] E. M. Hverven, Personlig kommunikasjon, 26. April 2022.

Vedlegg

Vedlegg A – Dimensjonering bunnplate A1	I
Vedlegg B – Dimensjonering bunnplate A2	XIII
Vedlegg C – Dimensjonering bunnplate A3	XXV
Vedlegg D – Dimensjonering bunnplate B1	XXXVII
Vedlegg E – Dimensjonering bunnplate B2.....	XLVIII
Vedlegg F – Dimensjonering bunnplate B3	LIX
Vedlegg G – Beregning armeringsspenning slakkarmert fiberbetong Excel	LXX
Vedlegg H – Datablad stålfiber	LXXI
Vedlegg I – Beregninger ISY Design bunnplate A1	LXXII
Vedlegg J – Beregninger ISY Design bunnplate A2.....	LXXVII
Vedlegg K – Beregninger ISY Design bunnplate A3	LXXXII
Vedlegg L – Beregninger ISY Design bunnplate B1	LXXXVII
Vedlegg M – Beregninger ISY Design bunnplate B2.....	XCIII
Vedlegg N – Beregninger ISY Design bunnplate B3	XCIX
Vedlegg O – Produktinformasjon, CO ₂ -ekvivalenter	CV
Vedlegg P – Bærekraftanalyse bunnplate A1 og B1	CVI
Vedlegg Q – Bærekraftanalyse bunnplate A2 og B2	CX
Vedlegg R – Bærekraftanalyse bunnplate A3 og B3	CXIV
Vedlegg S – Kostnadsanalyse alle bunnplater	CXVIII

Vedlegg A – Dimensjonering bunnplate A1

Slakkarmert betong



INPUT

$$L := 8500 \text{ mm} \quad b := 1000 \text{ mm} \quad h := 350 \text{ mm} \quad c_{dur} := 25 \text{ mm} \quad \phi := 20 \text{ mm}$$

$$\Delta c := 10 \text{ mm}$$

$$tilslagsstørrelse := 34 \text{ mm}$$

$$c_{nom} := c_{dur} + \Delta c \quad c_{nom} = 35 \text{ mm}$$

$$d := h - c_{nom} - \frac{\phi}{2} \quad d = 305 \text{ mm} \quad c_{snitt} := c_{dur} + \frac{\Delta c}{2} \quad c_{snitt} = 30 \text{ mm}$$

DIMENSJONERENDE FASTHETER

Betong - B35

$$\gamma_c := 1.5 \quad \alpha_{cc} := 0.85 \quad \alpha_{ct} := 0.85$$

$$f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad f_{cd} = 19.833 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ctm} := 3.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{cm} := f_{ck} + 8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{cm} = 43 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ctk.0.05} := 2.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} \quad f_{ctd} = 1.247 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{cm} := 22 \cdot \left(\frac{43}{10}\right)^{0.3} \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_{cm} = 34077.146 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Stål - B500C

$$\gamma_s := 1.15$$

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad f_{yd} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

KARAKTERISTISKE LASTER

Egenlast

$$\rho_{betong} := 25 \frac{kN}{m^3} \quad g := \rho_{betong} \cdot h \quad g = 8.75 \frac{kN}{m^2}$$

Nyttelast - Kontorbygg kategori B

$$q := 3 \frac{kN}{m^2}$$

DIMENSJONERENDE LASTER

Bruksgrense

$$q_{Ed.bruk} := g + q \quad q_{Ed.bruk} = 11.75 \frac{kN}{m^2}$$

$$M_{Ed.bruk} := \frac{q_{Ed.bruk} \cdot L^2}{8} \cdot m \quad M_{Ed.bruk} = 106.117 \text{ kN} \cdot m$$

$$V_{Ed.bruk} := q_{Ed.bruk} \cdot \frac{L}{2} \cdot m \quad V_{Ed.bruk} = 49.938 \text{ kN}$$

Bruddgrense

Partialfaktormetoden:

$$\text{Likning6.10a} := 1.35 \cdot g + 1.05 \cdot q$$

$$\text{Likning6.10a} = 14.963 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Likning6.10b} := 1.2 \cdot g + 1.5 \cdot q$$

$$\text{Likning6.10b} = 15 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{Ed.brudd} := \left. \begin{array}{l} \text{if Likning6.10a} > \text{Likning6.10b} \\ \quad \parallel \text{Likning6.10a} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{Likning6.10b} \end{array} \right| q_{Ed.brudd} = 15 \frac{kN}{m^2}$$

$$M_{Ed.brudd} := q_{Ed.brudd} \cdot \frac{L^2}{8} \cdot m \quad M_{Ed.brudd} = 135.469 \text{ kN} \cdot m$$

$$V_{Ed.brudd} := q_{Ed.brudd} \cdot \frac{L}{2} \cdot m \quad V_{Ed.brudd} = 63.75 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.redusert} := V_{Ed.brudd} - q_{Ed.brudd} \cdot d \cdot m \quad V_{Ed.redusert} = 59.175 \text{ kN}$$

ULS - DIMENSJONERING I BRUDDGRENSETILSTAND

Statisk nødvendig armering

$$c := 0.17$$

$$M_{Rd} := 0.28 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \quad M_{Rd} = 516.599 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad z := \left(1 - c \cdot \left(\frac{M_{Ed,brudd}}{M_{Rd}} \right) \right) \cdot d \quad z = 0.291 \text{ m}$$

$$A_{s,req} := \frac{M_{Ed,brudd}}{f_{yd} \cdot z} \quad A_{s,req} = 1069.233 \text{ mm}^2$$

Valgt armering

$$s_{req} := \frac{b}{A_{s,req}} \cdot \frac{\phi^2 \cdot \pi}{4} \quad s_{req} = 293.817 \text{ mm} \quad \text{Valgt senteravstand: } s := 120 \text{ mm}$$

$$A_s := \frac{b}{s} \cdot \frac{\phi^2 \cdot \pi}{4} \quad A_s = 2617.994 \text{ mm}^2$$

$$\text{Antall stenger brukt:} \quad n := \frac{A_s}{\left(\frac{\phi^2 \cdot \pi}{4} \right)} \quad n = 8.333$$

Armeringsplassering:

$$k_{1,s} := 2.0 \quad k_{2,s} := 5 \text{ mm} \quad d_g := 16 \text{ mm}$$

$$s_{min} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } k_{1,s} \cdot \phi > (d_g + k_{2,s}) \wedge k_{1,s} \cdot \phi > 20 \text{ mm} \\ \left\| k_{1,s} \cdot \phi \right. \\ \text{if } (d_g + k_{2,s}) > k_{1,s} \cdot \phi \wedge (d_g + k_{2,s}) > 20 \text{ mm} \\ \left\| (d_g + k_{2,s}) \right. \\ \text{if } 20 \text{ mm} > (d_g + k_{2,s}) \wedge 20 \text{ mm} > k_{1,s} \cdot \phi \\ \left\| 20 \text{ mm} \right. \end{array} \right\| \quad \begin{array}{l} s_{min} = 40 \text{ mm} \\ s_{min} < s \\ \rightarrow \text{OK, valgt armeringsmellomrom} \\ \text{er stort nok.} \end{array}$$

Momentkapasitet:

$$M_{Sd} := f_{yd} \cdot A_s \cdot z \quad M_{Sd} = 331.692 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y,kapasitet} := M_{Sd} \quad M_{y,kapasitet} = 331.692 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Er momentkapasiteten overskredet?

$$M_{Ed,brudd} = 135.469 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Ed} < M_{y,kapasitet} \quad \rightarrow \text{OK, ikke overskredet}$$

Skjærkontroll

Skjærarmering (strekk)

$$A_{sl} := A_s \quad b_w := b$$

$$k := \begin{cases} \text{if} \left(1 + \sqrt{\frac{200 \cdot \text{mm}}{d}} \right) \leq 2 & k = 1.81 \\ \left(1 + \sqrt{\frac{200 \cdot \text{mm}}{d}} \right) & \rho_l := \text{if} \left(\frac{A_{sl}}{b \cdot d} \right) \leq 0.02 \\ \text{else} & \left(\frac{A_{sl}}{b \cdot d} \right) \\ 2 & \text{else} \\ & 0.02 \end{cases} \quad \rho_l = 0.009$$

$$\sigma_{cp} := 0 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad k_1 := 0.15 \quad C_{Rd,c} := \frac{0.18}{1.5}$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\left(\frac{3}{2}\right)} \cdot f_{ck}^{\left(\frac{1}{2}\right)} \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2} \right)^{\frac{1}{2}} \quad v_{min} = 0.504 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Rd,c} := \begin{cases} \text{if} \left((v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \geq \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2} \right)^{\frac{2}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \right) & \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2} \right)^{\frac{2}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \\ \left(v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d & \text{else} \\ \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2} \right)^{\frac{2}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d & \end{cases}$$

$$V_{Rd,c} = 205.914 \text{ kN}$$

Trenger vi skjærarmering?

$$V_{Ed,redusert} = 59.175 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,redusert} < V_{Rd,c} \rightarrow \text{Ikke behov for skjærarmering}$$

Skjærarmering (trykk)

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}} \right) \quad \nu = 0.516$$

$$V_{Rd,max} := 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd}$$

$$V_{Rd,max} = 1560.685 \text{ kN}$$

Trenger vi skjærarmering?

$$V_{Ed,brudd} = 63.75 \text{ kN} \quad V_{Ed,brudd} < V_{Rd,max} \quad \rightarrow \text{Ikke behov for skjærarmering}$$

Forankring

$$\phi = 20 \text{ mm} \quad \eta_1 := 1 \quad \eta_2 := 1$$

$$f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad f_{bd} = 2.805 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Ed,brudd} = 63.75 \text{ kN} \quad (\text{Skjærkraft ved teoretisk opplegg})$$

$$M_{Ed,opplegg} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta_{Ftd} := V_{Ed,brudd} \quad \Delta_{Ftd} = 63.75 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sd} := \frac{\frac{M_{Ed,opplegg}}{Z} + \Delta_{Ftd}}{A_s} \quad \sigma_{sd} = 24.351 \text{ MPa}$$

$$\text{Dimensjonerende forankringslengde:} \quad l_{bd,req} := 0.25 \cdot \phi \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad l_{bd,req} = 43.406 \text{ mm} \quad l_{bd} := l_{bd,req}$$

$$\text{Minimum forankringslengde - strekk:} \quad l_{b,min} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.3 \cdot l_{bd,req} < 10 \cdot \phi \wedge 0.3 \cdot l_{bd,req} < 100 \cdot \text{mm} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 0.3 \cdot l_{bd,req} \\ 10 \cdot \phi \end{array} \right. \\ \text{if } 10 \cdot \phi < 0.3 \cdot l_{bd,req} \wedge 10 \cdot \phi < 100 \cdot \text{mm} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 10 \cdot \phi \\ 100 \cdot \text{mm} \end{array} \right. \\ \text{if } 100 \cdot \text{mm} < 0.3 \cdot l_{bd,req} \wedge 100 \cdot \text{mm} < 10 \cdot \phi \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 100 \cdot \text{mm} \\ 10 \cdot \phi \end{array} \right. \end{array} \right\|$$

$$l_{b,min} = 13.022 \text{ mm}$$

Er forankringslengden ok?

$$l_{bd} > l_{b,min} \quad \rightarrow \text{Ok, forankringslengden er større enn minimum forankringslengde}$$

"Tykkelse på opplager"

$$d_{ordiameter} := 80 \text{ mm} \quad \text{Denne velges fra tabell NA.8.1.N.c) i det nasjonale tillegget til EC2.}$$

$$c_{nom} = 35 \text{ mm}$$

$$h_{tilgjengelig} := h - 2 \cdot c_{nom} - d_{ordiameter} - \frac{\phi}{2} \quad h_{tilgjengelig} = 190 \text{ mm}$$

Har vi plass til forankring?

$h_{tilgjengelig} > l_{bd}$ → Ok, tilstrekkelig plass til forankring

Minimum tykkelse opplager: $t_{min_opplager} := d_{ordiameter} + \frac{\phi}{2} + c_{nom}$ $t_{min_opplager} = 125 \text{ mm}$

SLS - DIMENSJONERING I BRUKSGRENSETILSTAND

Minimumsarmering

$$b_t := b$$

$$A_{s,min} := \begin{cases} 0.26 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \cdot b_t \cdot d > 0.0013 \cdot b_t \cdot d \\ \left\| \begin{array}{l} 0.26 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \cdot b_t \cdot d \\ \text{else} \\ 0.0013 \cdot b_t \cdot d \end{array} \right. \end{cases} \quad A_{s,min} = 507.52 \text{ mm}^2$$

$A_s > A_{s,min}$ → Ok, valgt armeringsmengde er større enn minimum

Maksimumsarmering

$$A_c := b_t \cdot h \quad A_c = 350000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} := 0.04 \cdot A_c \quad A_{s,max} = 14000 \text{ mm}^2$$

$A_s < A_{s,max}$ → Ok, valgt armeringsmengde er mindre enn maksimum

Nedbøyning - Kort tid

Beregning av nedbøyning - opprisset tverrsnitt

$$\text{Materialstivhetsforhold: } \eta := \frac{E_s}{E_{cm}} \quad \eta = 5.869$$

$$\text{Armeringsforhold: } \rho := \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \rho = 0.009 \quad \eta \cdot \rho = 0.05$$

$$\alpha := \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho \quad \alpha = 0.271$$

Bøyestivhet - EI:

$$I_{c2} := \frac{b \cdot (\alpha \cdot d)^3}{3} \quad I_{c2} = 188258711.518 \text{ mm}^4$$

$$I_{s2} := n \cdot \frac{\pi \cdot \phi^4}{64} + A_s \cdot ((1 - \alpha) \cdot d)^2 \quad I_{s2} = 129486903.833 \text{ mm}^4$$

$$EI_{\text{oppriisset}} := I_{c2} \cdot E_{cm} + I_{s2} \cdot E_s \quad EI_{\text{oppriisset}} = 32312700402272.3 \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$\delta_2 := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\text{Ed.bruk}} \cdot L^4}{EI_{\text{oppriisset}}} \cdot m \quad \delta_2 = 24.716 \text{ mm}$$

Beregning av nedbøyning - uoppriisset tverrsnitt

$$\alpha d := \frac{A_c \cdot 0.5 \cdot h + \eta \cdot A_s \cdot d}{A_c + (\eta \cdot A_s)} \quad \alpha d = 180.467 \text{ mm}$$

Bøyestivhet - EI:

$$I_{c1} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\alpha d - \frac{h}{2} \right)^2 \quad I_{c1} = 3583377624.122 \text{ mm}^4$$

$$I_{s1} := A_s \cdot (d - \alpha d)^2 \quad I_{s1} = 40601052.993 \text{ mm}^4$$

$$EI_{\text{uoppriisset}} := I_{c1} \cdot E_{cm} + I_{s1} \cdot E_s \quad EI_{\text{uoppriisset}} = 130231493782776 \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$\delta_1 := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\text{Ed.bruk}} \cdot L^4}{EI_{\text{uoppriisset}}} \cdot m \quad \delta_1 = 6.132 \text{ mm}$$

Interpolering (tension stiffening)

$$\beta_{\text{kort}} := 1 \quad (\text{for kortvarig last})$$

$$\text{Rissmoment:} \quad M_{cr} := \frac{I_{c1} + \eta \cdot I_{s1}}{h - \alpha d} \cdot f_{ctm} \quad M_{cr} = 72.135 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Fordelingskoeffisient:} \quad \zeta_{\text{kort}} := 1 - \beta_{\text{kort}} \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{\text{Ed.bruk}}} \right)^2 \quad \zeta_{\text{kort}} = 0.538$$

$$\delta_{\text{kort}} := \zeta_{\text{kort}} \cdot \delta_2 + (1 - \zeta_{\text{kort}}) \cdot \delta_1 \quad \delta_{\text{kort}} = 16.129 \text{ mm}$$

Nedbøyning - Lang tid

Kryp

$$t_{0.egenlast} := 28 \text{ d\o{g}n} \quad t_{0.nyttelast} := 50 \text{ d\o{g}n} \quad t := 50 \cdot 365 \quad t = 18250 \text{ d\o{g}n}$$

$$\text{Luftfuktighet: } RH := 70 \%$$

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{2 \cdot (b + h)} \quad h_0 = 259.259 \text{ mm}$$

$$\varphi_{RH} := 1 + \frac{1 - \left(\frac{RH}{100}\right)}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \text{mm}^{\frac{1}{3}} \quad \varphi_{RH} = 1.47 \quad \beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2}\right)^{\frac{1}{2}} \quad \beta_{f_{cm}} = 2.562$$

$$\beta_{H1} := \text{if } 1500 \geq \left(1.5 \cdot (1 + (0.012 \cdot RH)^{18}) \cdot h_0\right) \frac{1}{\text{mm}} + 250 \left| \beta_{H1} = 655.749 \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \left\| \left(1.5 \cdot (1 + (0.012 \cdot RH)^{18}) \cdot h_0\right) \frac{1}{\text{mm}} + 250 \right. \\ \text{else} \\ \left. \left\| 1500 \right. \end{array} \right.$$

$$\alpha_3 := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2}\right)^{\frac{1}{2}} \quad \alpha_3 = 0.902$$

$$\beta_{H2} := \text{if } 1500 \cdot \alpha_3 \geq \left(1.5 \cdot (1 + (0.012 \cdot RH)^{18}) \cdot h_0\right) \frac{1}{\text{mm}} + (250 \cdot \alpha_3) \left| \beta_{H2} = 631.297 \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \left\| \left(1.5 \cdot (1 + (0.012 \cdot RH)^{18}) \cdot h_0\right) \frac{1}{\text{mm}} + (250 \cdot \alpha_3) \right. \\ \text{else} \\ \left. \left\| 1500 \cdot \alpha_3 \right. \end{array} \right.$$

$$\beta_H := \text{if } f_{cm} \leq 35 \frac{N}{\text{mm}^2} \left| \beta_H = 631.297 \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \left\| \beta_{H1} \right. \\ \text{else} \\ \left. \left\| \beta_{H2} \right. \end{array} \right.$$

Kryptall fra langtidslast l= egenlast

$$\beta_{t0.egenlast} := \frac{1}{0.1 + t_{0.egenlast}^{0.20}} \quad \beta_{t0.egenlast} = 0.488$$

$$\varphi_{0.egenlast} := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0.egenlast} \quad \varphi_{0.egenlast} = 1.84$$

$$\beta_{c.t.t0.egenlast} := \left(\frac{(t - t_{0.egenlast})}{(\beta_H + t - t_{0.egenlast})} \right)^{0.3} \quad \beta_{c.t.t0.egenlast} = 0.99$$

$$\varphi_{t.t0.egenlast} := \varphi_{0.egenlast} \cdot \beta_{c.t.t0.egenlast} \quad \varphi_{t.t0.egenlast} = 1.821$$

Kryptall fra langtidslast 2 = nyttelast

$$\beta_{t0.nyttelast} := \frac{1}{0.1 + t_{0.nyttelast}^{0.20}} \quad \beta_{t0.nyttelast} = 0.437$$

$$\varphi_{0.nyttelast} := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0.nyttelast} \quad \varphi_{0.nyttelast} = 1.647$$

$$\beta_{c.t.t0.nyttelast} := \left(\frac{(t - t_{0.nyttelast})}{(\beta_{kort} + t - t_{0.nyttelast})} \right)^{0.3} \quad \beta_{c.t.t0.nyttelast} = 1$$

$$\varphi_{t.t0.nyttelast} := \varphi_{0.nyttelast} \cdot \beta_{c.t.t0.nyttelast} \quad \varphi_{t.t0.nyttelast} = 1.647$$

Effektiv (langtids) E-modul

$$E_{c.eff1} := \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi_{t.t0.egenlast})} \quad E_{c.eff1} = 12077.886 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{c.eff2} := \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi_{t.t0.nyttelast})} \quad E_{c.eff2} = 12871.656 \frac{N}{mm^2}$$

Omgjøring til permanent last: $omgj\ddot{o}ring := 40 \%$

Permanent nyttelast: $q_{Edpermanent.nyttelast} := \frac{omgj\ddot{o}ring}{100} \cdot q \cdot m$

$$q_{Edpermanent.nyttelast} = 1.2 \frac{N}{mm}$$

Permanent moment, nyttelast: $M_{Edpermanent.nyttelast} := \frac{q_{Edpermanent.nyttelast} \cdot L^2}{8}$

$$M_{Edpermanent.nyttelast} = 10.838 \text{ kN} \cdot m$$

Permanent moment, egenlast: $M_{Edpermanent.egenlast} := \frac{g \cdot m \cdot L^2}{8}$

$$M_{Ed\text{permanent.egenlast}} = 79.023 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$E_{c.\text{middel}} := \frac{M_{Ed\text{permanent.nyttelast}} + M_{Ed\text{permanent.egenlast}}}{\left(\frac{M_{Ed\text{permanent.nyttelast}}}{E_{c.\text{eff1}}}\right) + \left(\frac{M_{Ed\text{permanent.egenlast}}}{E_{c.\text{eff2}}}\right)} \quad E_{c.\text{middel}} = 12770.436 \text{ MPa}$$

Nedbøyning

$$\eta_{lang} := \frac{E_s}{E_{c.\text{middel}}} \quad \eta_{lang} = 15.661 \quad \eta_{lang} \cdot \rho = 0.134$$

$$\alpha_{lang} := \sqrt{(\eta_{lang} \cdot \rho)^2 + (2 \cdot \eta_{lang} \cdot \rho)} - (\eta_{lang} \cdot \rho) \quad \alpha_{lang} = 0.4012$$

$$I_c := 0.5 \cdot \alpha_{lang}^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha_{lang}}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 \quad I_c = 1978337329.664 \text{ mm}^4$$

$$EI_{lang} := E_{c.\text{middel}} \cdot I_c \quad EI_{lang} = 25264230113853.2 \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$\delta_{kryp} := \frac{5 \cdot (g \cdot m + q_{Ed\text{permanent.nyttelast}}) \cdot L^4}{384 \cdot EI_{lang}} \quad \delta_{kryp} = 26.769 \text{ mm}$$

Total nedbøyning

$$\delta_{total} := \delta_{kort} + \delta_{kryp} \quad \delta_{total} = 42.898 \text{ mm}$$

Grenseverdi

$$\text{Grenseverdi} := \frac{L}{200} \quad \text{Grenseverdi} = 42.5 \text{ mm}$$

Kontroll

$$\delta_{total} < \text{Grenseverdi} \quad \rightarrow \text{Ok, total nedbøyning er mindre enn grenseverdien.}$$

Risskontroll

Største rissavstand

$$\text{Armeringsspenning:} \quad \sigma_s := E_s \cdot \frac{M_{Ed.\text{bruk}} \cdot (1 - \alpha_{lang}) \cdot d}{E_{c.\text{middel}} \cdot I_c} \quad \sigma_s = 153.416 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$h_{c,eff} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 2.5 \cdot (h-d) < \frac{(h-(d \cdot \alpha_{lang}))}{3} \wedge 2.5 \cdot (h-d) < \frac{h}{2} \\ \left\| \begin{array}{l} 2.5 \cdot (h-d) \\ \frac{(h-(d \cdot \alpha_{lang}))}{3} < 2.5 \cdot (h-d) \wedge \frac{(h-(d \cdot \alpha_{lang}))}{3} < \frac{h}{2} \end{array} \right\| \\ \left\| \frac{(h-(d \cdot \alpha_{lang}))}{3} \right\| \\ \text{if } \frac{h}{2} < 2.5 \cdot (h-d) \wedge \frac{h}{2} < \frac{(h-(d \cdot \alpha_{lang}))}{3} \\ \left\| \frac{h}{2} \right\| \end{array} \right. \quad h_{c,eff} = 75.875 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} := b \cdot h_{c,eff} \quad A_{c,eff} = 75875.08 \text{ mm}^2 \quad \rho_{p,eff} := \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad \rho_{p,eff} = 0.035$$

$$k_t := 0.4 \text{ (langtids last)} \quad f_{ct,eff} := f_{ctm}$$

$$k_1 := 0.8 \text{ (kamstål)} \quad k_2 := 0.5 \text{ (tøyning)} \quad k_3 := 3.4 \quad k_4 := 0.425$$

$$s_{r,max} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } s > 5 \cdot \left(c_{snitt} + \frac{\phi}{2} \right) \\ \left\| 1.3 \cdot (h - (d \cdot \alpha_{lang})) \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \left(k_3 \cdot c_{snitt} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \right) \right\| \end{array} \right. \quad s_{r,max} = 200.539 \text{ mm}$$

Tøyningsforhold

$$\begin{array}{l} \text{Tøyningsforholdet:} \quad \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} \\ \text{tøyningsforholdet} := \text{if} \left(\frac{\left(\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot \left(1 + \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot \rho_{p,eff} \right) \right)}{E_s} \right) \geq \left(0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right) \\ \left\| \left(\frac{\left(\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot \left(1 + \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot \rho_{p,eff} \right) \right)}{E_s} \right) \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \left(0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right) \right\| \end{array}$$

$$\text{tøyningsforholdet} = 5.44 \cdot 10^{-4}$$

Rissvidde

$w_k := s_{r,max} \cdot \text{tøyningsforholdet}$

$$w_k = 0.109 \text{ mm}$$

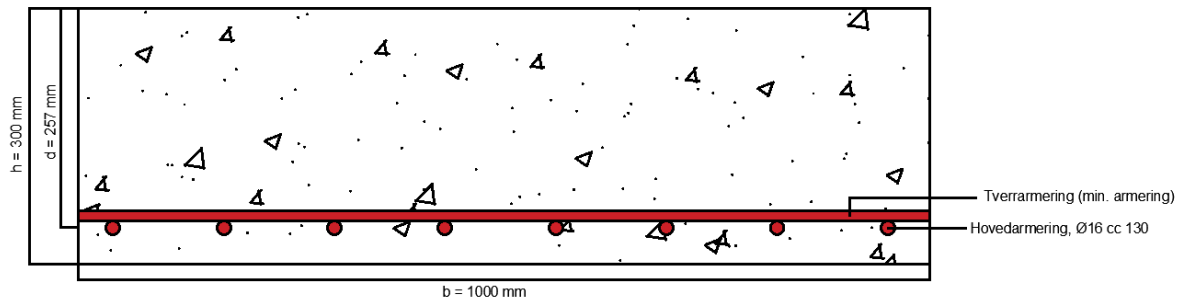
Er rissvidden ok?

$$w_k < 0.2 \text{ mm}$$

→ Ok, rissvidden er mindre enn kravet for en vanntett bunnplate

Vedlegg B – Dimensjonering bunnplate A2

Slakkarmert betong



INPUT

$$L := 7000 \text{ mm} \quad b := 1000 \text{ mm} \quad h := 300 \text{ mm} \quad c_{dur} := 25 \text{ mm} \quad \phi := 16 \text{ mm}$$

$$\Delta c := 10 \text{ mm}$$

$$\text{tilslagsstørrelse} := 34 \text{ mm}$$

$$d := h - c_{nom} - \frac{\phi}{2} \quad d = 257 \text{ mm}$$

$$c_{nom} := c_{dur} + \Delta c \quad c_{nom} = 35 \text{ mm}$$

$$c_{snitt} := c_{dur} + \frac{\Delta c}{2} \quad c_{snitt} = 30 \text{ mm}$$

DIMENSJONERENDE FASTHETER

Betong - B35

$$\gamma_c := 1.5 \quad \alpha_{cc} := 0.85 \quad \alpha_{ct} := 0.85$$

$$f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad f_{cd} = 19.833 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ctm} := 3.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{cm} := f_{ck} + 8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{cm} = 43 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ctk.0.05} := 2.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} \quad f_{ctd} = 1.247 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{cm} := 22 \cdot \left(\frac{43}{10} \right)^{0.3} \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_{cm} = 34077.146 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Stål - B500C

$$\gamma_s := 1.15$$

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad f_{yd} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

KARAKTERISTISKE LASTER

Egenlast

$$\rho_{betong} := 25 \frac{kN}{m^3} \quad g := \rho_{betong} \cdot h \quad g = 7.5 \frac{kN}{m^2}$$

Nyttelast - Kontorbygg kategori B

$$q := 3 \frac{kN}{m^2}$$

DIMENSJONERENDE LASTER

Bruksgrense

$$q_{Ed.bruk} := g + q \quad q_{Ed.bruk} = 10.5 \frac{kN}{m^2}$$

$$M_{Ed.bruk} := \frac{q_{Ed.bruk} \cdot L^2}{8} \cdot m \quad M_{Ed.bruk} = 64.313 \text{ kN} \cdot m$$

$$V_{Ed.bruk} := q_{Ed.bruk} \cdot \frac{L}{2} \cdot m \quad V_{Ed.bruk} = 36.75 \text{ kN}$$

Bruddgrense

Partialfaktormetoden:

$$Likning6.10a := 1.35 \cdot g + 1.05 \cdot q$$

$$Likning6.10a = 13.275 \frac{kN}{m^2}$$

$$Likning6.10b := 1.2 \cdot g + 1.5 \cdot q$$

$$Likning6.10b = 13.5 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{Ed.brudd} := \begin{cases} \text{if } Likning6.10a > Likning6.10b \\ \quad || \quad Likning6.10a \\ \text{else} \\ \quad || \quad Likning6.10b \end{cases} \quad q_{Ed.brudd} = 13.5 \frac{kN}{m^2}$$

$$M_{Ed.brudd} := q_{Ed.brudd} \cdot \frac{L^2}{8} \cdot m \quad M_{Ed.brudd} = 82.688 \text{ kN} \cdot m$$

$$V_{Ed.brudd} := q_{Ed.brudd} \cdot \frac{L}{2} \cdot m \quad V_{Ed.brudd} = 47.25 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.redusert} := V_{Ed.brudd} - q_{Ed.brudd} \cdot d \cdot m \quad V_{Ed.redusert} = 43.781 \text{ kN}$$

ULS - DIMENSJONERING I BRUDDGRENSETILSTAND

Statisk nødvendig armering

$$c := 0.17$$

$$M_{Rd} := 0.28 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \quad M_{Rd} = 366.792 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad z := \left(1 - c \cdot \left(\frac{M_{Ed,brudd}}{M_{Rd}}\right)\right) \cdot d \quad z = 0.247 \text{ m}$$

$$A_{s,req} := \frac{M_{Ed,brudd}}{f_{yd} \cdot z} \quad A_{s,req} = 769.495 \text{ mm}^2$$

Valgt armering

$$s_{req} := \frac{b \cdot \phi^2 \cdot \pi}{A_{s,req} \cdot 4} \quad s_{req} = 261.291 \text{ mm} \quad \text{Valgt} \quad s := 130 \text{ mm}$$

$$A_s := \frac{b \cdot \phi^2 \cdot \pi}{s \cdot 4} \quad A_s = 1546.63 \text{ mm}^2$$

$$\text{Antall stenger brukt:} \quad n := \frac{A_s}{\left(\frac{\phi^2 \cdot \pi}{4}\right)} \quad n = 7.692$$

Armeringsplassering:

$$k_{1,s} := 2.0 \quad k_{2,s} := 5 \text{ mm} \quad d_g := 16 \text{ mm}$$

$$s_{min} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } k_{1,s} \cdot \phi > (d_g + k_{2,s}) \wedge k_{1,s} \cdot \phi > 20 \text{ mm} \\ \left\| k_{1,s} \cdot \phi \right. \\ \text{if } (d_g + k_{2,s}) > k_{1,s} \cdot \phi \wedge (d_g + k_{2,s}) > 20 \text{ mm} \\ \left\| (d_g + k_{2,s}) \right. \\ \text{if } 20 \text{ mm} > (d_g + k_{2,s}) \wedge 20 \text{ mm} > k_{1,s} \cdot \phi \\ \left\| 20 \text{ mm} \right. \end{array} \right\| \quad \begin{array}{l} s_{min} = 32 \text{ mm} \\ s_{min} < s \\ \rightarrow \text{OK, valgt armeringsmellomrom er stort nok.} \end{array}$$

Momentkapasitet:

$$M_{Sd} := f_{yd} \cdot A_s \cdot z \quad M_{Sd} = 166.196 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y,kapasitet} := M_{Sd} \quad M_{y,kapasitet} = 166.196 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Er momentkapasiteten overskredet?

$$M_{Ed,brudd} = 82.688 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Ed} < M_{y,kapasitet} \quad \rightarrow \text{OK, ikke overskredet.}$$

Skjærkontroll

Skjærarmering (strekk)

$$A_{sl} := A_s \quad b_w := b$$

$$k := \begin{cases} \left(1 + \sqrt{\frac{200 \cdot mm}{d}}\right) \leq 2 \\ \left(1 + \sqrt{\frac{200 \cdot mm}{d}}\right) \\ \text{else} \\ 2 \end{cases} \quad k = 1.882 \quad \rho_l := \begin{cases} \left(\frac{A_{sl}}{b \cdot d}\right) \leq 0.02 \\ \left(\frac{A_{sl}}{b \cdot d}\right) \\ \text{else} \\ 0.02 \end{cases} \quad \rho_l = 0.006$$

$$\sigma_{cp} := 0 \frac{N}{mm^2} \quad k_1 := 0.15 \quad C_{Rd,c} := \frac{0.18}{1.5}$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\left(\frac{3}{2}\right)} \cdot f_{ck}^{\left(\frac{1}{2}\right)} \cdot \left(\frac{N}{mm^2}\right)^{\frac{1}{2}} \quad v_{min} = 0.535 \frac{N}{mm^2}$$

$$V_{Rd,c} := \begin{cases} (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \geq \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{N}{mm^2}\right)^{\frac{2}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \\ (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \\ \text{else} \\ \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{N}{mm^2}\right)^{\frac{2}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \end{cases}$$

$$V_{Rd,c} = 160.304 \text{ kN}$$

Trenger vi skjærarmering?

$$V_{Ed,redusert} = 43.781 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,redusert} < V_{Rd,c} \rightarrow \text{Ikke behov for skjærarmering}$$

Skjærarmering (trykk)

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \cdot \frac{N}{mm^2}}\right) \quad \nu = 0.516$$

$$V_{Rd,max} := 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd}$$

$$V_{Rd,max} = 1315.069 \text{ kN}$$

Trenger vi skjærarmering?

$$V_{Ed,brudd} = 47.25 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,brudd} < V_{Rd,max} \rightarrow \text{Ikke behov for skjærarmering}$$

Forankring

$$\phi = 16 \text{ mm}$$

$$\eta_1 := 1$$

$$\eta_2 := 1$$

$$f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

$$f_{bd} = 2.805 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Ed,brudd} = 47.25 \text{ kN}$$

(Skjærkraft ved teoretisk opplegg)

$$M_{Ed,opplegg} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta_{F,td} := V_{Ed,brudd}$$

$$\Delta_{F,td} = 47.25 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sd} := \frac{\frac{M_{Ed,opplegg}}{Z} + \Delta_{F,td}}{A_s}$$

$$\sigma_{sd} = 30.55 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende forankringslengde: $l_{bd,req} := 0.25 \cdot \phi \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$ $l_{bd,req} = 43.565 \text{ mm}$ $l_{bd} := l_{bd,req}$

Minimum forankringslengde - strekk:

$$l_{b,min} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.3 \cdot l_{bd,req} < 10 \cdot \phi \wedge 0.3 \cdot l_{bd,req} < 100 \cdot \text{mm} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 0.3 \cdot l_{bd,req} \\ 10 \cdot \phi \end{array} \right. \\ \text{if } 10 \cdot \phi < 0.3 \cdot l_{bd,req} \wedge 10 \cdot \phi < 100 \cdot \text{mm} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 10 \cdot \phi \\ 100 \cdot \text{mm} \end{array} \right. \\ \text{if } 100 \cdot \text{mm} < 0.3 \cdot l_{bd,req} \wedge 100 \cdot \text{mm} < 10 \cdot \phi \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 100 \cdot \text{mm} \\ 10 \cdot \phi \end{array} \right. \end{array} \right\|$$

Er forankringslengden ok?

$$l_{b,min} = 13.07 \text{ mm}$$

$$l_{bd} > l_{b,min} \rightarrow \text{Ok, forankringslengden er større enn minimum forankringslengde}$$

"Tykkelse på opplager"

$$d_{ordiameter} := 50 \text{ mm} \quad \text{Denne velges fra tabell NA.8.1.N.c) i det nasjonale tillegget til EC2.}$$

$$c_{nom} = 35 \text{ mm}$$

$$h_{tilgjengelig} := h - 2 \cdot c_{nom} - d_{ordiameter} - \frac{\phi}{2} \quad h_{tilgjengelig} = 172 \text{ mm}$$

Har vi plass til forankring?

$h_{tilgjengelig} > l_{bd}$ → Ok, tilstrekkelig plass til forankring

Minimum tykkelse opplager: $t_{min_opplager} := d_{ordiameter} + \frac{\phi}{2} + c_{nom}$ $t_{min_opplager} = 93 \text{ mm}$

→ Ok, veggene som bunnplaten vår er opplagt på er trolig enn 93 mm.

SLS - DIMENSJONERING I BRUKSGRENSETILSTAND

Minimumsarmering

$$b_t := b$$

$$A_{s,min} := \begin{cases} 0.26 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \cdot b_t \cdot d > 0.0013 \cdot b_t \cdot d \\ \left\| \begin{array}{l} 0.26 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \cdot b_t \cdot d \\ \text{else} \\ \left\| 0.0013 \cdot b_t \cdot d \end{array} \right. \end{cases} \quad A_{s,min} = 427.648 \text{ mm}^2$$

$A_s = (1.547 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$ $A_s > A_{s,min}$ → Ok, valgt armeringsmengde er større enn minimum

Maksimumsarmering

$$A_c := b_t \cdot h \quad A_c = 300000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} := 0.04 \cdot A_c \quad A_{s,max} = 12000 \text{ mm}^2$$

$A_s < A_{s,max}$ → Ok, valgt armeringsmengde er mindre enn maksimum

Nedbøyning - Kort tid

Beregning av nedbøyning - opprisset tverrsnitt

$$\text{Materialstivhetsforhold: } \eta := \frac{E_s}{E_{cm}} \quad \eta = 5.869$$

$$\text{Armeringsforhold: } \rho := \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \rho = 0.006 \quad \eta \cdot \rho = 0.035$$

$$\alpha := \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho \quad \alpha = 0.233$$

Bøyestivhet - EI:

$$I_{c2} := \frac{b \cdot (\alpha \cdot d)^3}{3} \quad I_{c2} = 71386756.356 \text{ mm}^4$$

$$I_{s2} := n \cdot \frac{\pi \cdot \phi^4}{64} + A_s \cdot ((1 - \alpha) \cdot d)^2 \quad I_{s2} = 60152063.71 \text{ mm}^4$$

$$EI_{\text{oppriisset}} := I_{c2} \cdot E_{cm} + I_{s2} \cdot E_s \quad EI_{\text{oppriisset}} = 14463069675039.5 \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$\delta_2 := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\text{Ed.bruk}} \cdot L^4}{EI_{\text{oppriisset}}} \cdot m \quad \delta_2 = 22.697 \text{ mm}$$

Beregning av nedbøyning - uoppriisset tverrsnitt

$$\alpha d := \frac{A_c \cdot 0.5 \cdot h + \eta \cdot A_s \cdot d}{A_c + (\eta \cdot A_s)} \quad \alpha d = 153.142 \text{ mm}$$

Bøyestivhet - EI:

$$I_{c1} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\alpha d - \frac{h}{2} \right)^2 \quad I_{c1} = 2252962520.31 \text{ mm}^4$$

$$I_{s1} := A_s \cdot (d - \alpha d)^2 \quad I_{s1} = 16682554.042 \text{ mm}^4$$

$$EI_{\text{uoppriisset}} := I_{c1} \cdot E_{cm} + I_{s1} \cdot E_s \quad EI_{\text{uoppriisset}} = 80111043994232.5 \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$\delta_1 := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\text{Ed.bruk}} \cdot L^4}{EI_{\text{uoppriisset}}} \cdot m \quad \delta_1 = 4.098 \text{ mm}$$

Interpolering (tension stiffening)

$$\beta_{\text{kort}} := 1 \quad (\text{for kortvarig last})$$

$$\text{Rissmoment:} \quad M_{cr} := \frac{I_{c1} + \eta \cdot I_{s1}}{h - \alpha d} \cdot f_{ctm} \quad M_{cr} = 51.225 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Fordelingskoeffisient:} \quad \zeta_{\text{kort}} := 1 - \beta_{\text{kort}} \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{\text{Ed.bruk}}} \right)^2 \quad \zeta_{\text{kort}} = 0.366$$

$$\delta_{\text{kort}} := \zeta_{\text{kort}} \cdot \delta_2 + (1 - \zeta_{\text{kort}}) \cdot \delta_1 \quad \delta_{\text{kort}} = 10.897 \text{ mm}$$

Nedbøyning - Lang tid

Kryp

$$t_{0.egenlast} := 28 \text{ d\o{g}n} \quad t_{0.nyttelast} := 50 \text{ d\o{g}n} \quad t := 50 \cdot 365 \quad t = 18250 \text{ d\o{g}n}$$

$$\text{Luftfuktighet: } RH := 70 \%$$

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{2 \cdot (b + h)} \quad h_0 = 230.769 \text{ mm}$$

$$\varphi_{RH} := 1 + \frac{1 - \left(\frac{RH}{100}\right)}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \text{mm}^{\frac{1}{3}} \quad \varphi_{RH} = 1.489 \quad \beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2}\right)^{\frac{1}{2}} \quad \beta_{f_{cm}} = 2.562$$

$$\beta_{H1} := \text{if } 1500 \geq \left(1.5 \cdot (1 + (0.012 \cdot RH)^{18}) \cdot h_0\right) \frac{1}{\text{mm}} + 250 \left| \beta_{H1} = 611.161 \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \left\| \left(1.5 \cdot (1 + (0.012 \cdot RH)^{18}) \cdot h_0\right) \frac{1}{\text{mm}} + 250 \right. \\ \text{else} \\ \left. \left\| 1500 \right. \end{array} \right.$$

$$\alpha_3 := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2}\right)^{\frac{1}{2}} \quad \alpha_3 = 0.902$$

$$\beta_{H2} := \text{if } 1500 \cdot \alpha_3 \geq \left(1.5 \cdot (1 + (0.012 \cdot RH)^{18}) \cdot h_0\right) \frac{1}{\text{mm}} + (250 \cdot \alpha_3) \left| \beta_{H2} = 586.709 \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \left\| \left(1.5 \cdot (1 + (0.012 \cdot RH)^{18}) \cdot h_0\right) \frac{1}{\text{mm}} + (250 \cdot \alpha_3) \right. \\ \text{else} \\ \left. \left\| 1500 \cdot \alpha_3 \right. \end{array} \right.$$

$$\beta_H := \text{if } f_{cm} \leq 35 \frac{N}{\text{mm}^2} \left| \beta_H = 586.709 \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \left\| \beta_{H1} \right. \\ \text{else} \\ \left. \left\| \beta_{H2} \right. \end{array} \right.$$

Kryptall fra langtidslast 1= egenlast

$$\beta_{t0.egenlast} := \frac{1}{0.1 + t_{0.egenlast}^{0.20}} \quad \beta_{t0.egenlast} = 0.488$$

$$\varphi_{0.egenlast} := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0.egenlast} \quad \varphi_{0.egenlast} = 1.863$$

$$\beta_{c.t.t0.egenlast} := \left(\frac{(t - t_{0.egenlast})}{(\beta_H + t - t_{0.egenlast})} \right)^{0.3} \quad \beta_{c.t.t0.egenlast} = 0.991$$

$$\varphi_{t.t0.egenlast} := \varphi_{0.egenlast} \cdot \beta_{c.t.t0.egenlast} \quad \varphi_{t.t0.egenlast} = 1.846$$

Kryptall fra langtidslast 2 = nyttelast

$$\beta_{t0.nyttelast} := \frac{1}{0.1 + t_{0.nyttelast}^{0.20}} \quad \beta_{t0.nyttelast} = 0.437$$

$$\varphi_{0.nyttelast} := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0.nyttelast} \quad \varphi_{0.nyttelast} = 1.668$$

$$\beta_{c.t.t0.nyttelast} := \left(\frac{(t - t_{0.nyttelast})}{(\beta_{kort} + t - t_{0.nyttelast})} \right)^{0.3} \quad \beta_{c.t.t0.nyttelast} = 1$$

$$\varphi_{t.t0.nyttelast} := \varphi_{0.nyttelast} \cdot \beta_{c.t.t0.nyttelast} \quad \varphi_{t.t0.nyttelast} = 1.668$$

Effektiv (langtids) E-modul

$$E_{c.eff1} := \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi_{t.t0.egenlast})} \quad E_{c.eff1} = 11974.463 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{c.eff2} := \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi_{t.t0.nyttelast})} \quad E_{c.eff2} = 12771.051 \frac{N}{mm^2}$$

Omgjøring til permanent last: $omgj\ddot{o}ring := 40 \%$

Permanent nyttelast: $q_{Edpermanent.nyttelast} := \frac{omgj\ddot{o}ring}{100} \cdot q \cdot m$

$$q_{Edpermanent.nyttelast} = 1.2 \frac{N}{mm}$$

Permanent moment, nyttelast: $M_{Edpermanent.nyttelast} := \frac{q_{Edpermanent.nyttelast} \cdot L^2}{8}$

$$M_{Edpermanent.nyttelast} = 7.35 \text{ kN} \cdot m$$

Permanent moment, egenlast: $M_{Edpermanent.egenlast} := \frac{g \cdot m \cdot L^2}{8}$

$$M_{Edpermanent.egenlast} = 45.938 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$E_{c.middel} := \frac{M_{Edpermanent.nyttelast} + M_{Edpermanent.egenlast}}{\left(\frac{M_{Edpermanent.nyttelast}}{E_{c.eff1}}\right) + \left(\frac{M_{Edpermanent.egenlast}}{E_{c.eff2}}\right)} \quad E_{c.middel} = 12654.933 \text{ MPa}$$

Nedbøyning

$$\eta_{lang} := \frac{E_s}{E_{c.middel}} \quad \eta_{lang} = 15.804 \quad \eta_{lang} \cdot \rho = 0.095$$

$$\alpha_{lang} := \sqrt{(\eta_{lang} \cdot \rho)^2 + (2 \cdot \eta_{lang} \cdot \rho)} - (\eta_{lang} \cdot \rho) \quad \alpha_{lang} = 0.3513$$

$$I_c := 0.5 \cdot \alpha_{lang}^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha_{lang}}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 \quad I_c = 924685214.731 \text{ mm}^4$$

$$EI_{lang} := E_{c.middel} \cdot I_c \quad EI_{lang} = 11701829747218.3 \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$\delta_{kryp} := \frac{5 \cdot (g \cdot m + q_{Edpermanent.nyttelast}) \cdot L^4}{384 \cdot EI_{lang}} \quad \delta_{kryp} = 23.243 \text{ mm}$$

Total nedbøyning

$$\delta_{total} := \delta_{kort} + \delta_{kryp} \quad \delta_{total} = 34.14 \text{ mm}$$

Grenseverdi

$$\text{Grenseverdi} := \frac{L}{200} \quad \text{Grenseverdi} = 35 \text{ mm}$$

Kontroll

$$\delta_{total} < \text{Grenseverdi} \quad \rightarrow \text{Ok, total nedbøyning er mindre enn grenseverdien.}$$

Risskontroll

Største rissavstand

$$\text{Armeringsspenning:} \quad \sigma_s := E_s \cdot \frac{M_{Ed.bruk} \cdot (1 - \alpha_{lang}) \cdot d}{E_{c.middel} \cdot I_c} \quad \sigma_s = 183.257 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$h_{c,eff} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 2.5 \cdot (h-d) < \frac{(h - (d \cdot \alpha_{lang}))}{3} \wedge 2.5 \cdot (h-d) < \frac{h}{2} \\ \left\| \begin{array}{l} 2.5 \cdot (h-d) \\ \text{if } \frac{(h - (d \cdot \alpha_{lang}))}{3} < 2.5 \cdot (h-d) \wedge \frac{(h - (d \cdot \alpha_{lang}))}{3} < \frac{h}{2} \\ \left\| \begin{array}{l} \frac{(h - (d \cdot \alpha_{lang}))}{3} \\ \text{if } \frac{h}{2} < 2.5 \cdot (h-d) \wedge \frac{h}{2} < \frac{(h - (d \cdot \alpha_{lang}))}{3} \\ \left\| \begin{array}{l} \frac{h}{2} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. \quad h_{c,eff} = 69.907 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} := b \cdot h_{c,eff} \quad A_{c,eff} = 69906.906 \text{ mm}^2 \quad \rho_{p,eff} := \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad \rho_{p,eff} = 0.022$$

$$k_t := 0.4 \text{ (langtids last)} \quad f_{ct,eff} := f_{ctm}$$

$$k_1 := 0.8 \text{ (kamstål)} \quad k_2 := 0.5 \text{ (tøyning)} \quad k_3 := 3.4 \quad k_4 := 0.425$$

$$s_{r,max} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } s > 5 \cdot \left(c_{snitt} + \frac{\phi}{2} \right) \\ \left\| \begin{array}{l} 1.3 \cdot (h - (d \cdot \alpha_{lang})) \\ \text{else} \\ \left\| \begin{array}{l} \left(k_3 \cdot c_{snitt} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \right) \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. \quad s_{r,max} = 224.943 \text{ mm}$$

Tøyningsforhold

$$\begin{array}{l} \text{Tøyningsforholdet:} \quad \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} \\ \text{tøyningsforholdet} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \left(\frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot \left(1 + \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot \rho_{p,eff} \right)}{E_s} \right) \geq \left(0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right) \\ \left\| \begin{array}{l} \left(\frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot \left(1 + \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot \rho_{p,eff} \right)}{E_s} \right) \\ \text{else} \\ \left\| \begin{array}{l} \left(0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right) \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array}$$

$$\text{tøyningsforholdet} = 5.894 \cdot 10^{-4}$$

Rissvidde

$$w_k := s_{r,max} \cdot \text{tøyningsforholdet}$$

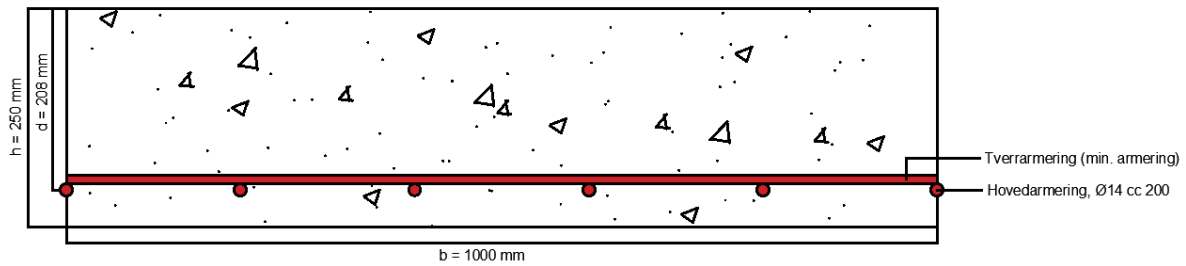
$$w_k = 0.133 \text{ mm}$$

Er rissvidden ok?

$w_k < 0.2 \text{ mm}$ → Ok, rissvidden er mindre enn kravet for en vanntett bunnplate

Vedlegg C – Dimensjonering bunnplate A3

Slakkarmert betong



INPUT

$$L := 5500 \text{ mm} \quad b := 1000 \text{ mm} \quad h := 250 \text{ mm} \quad c_{dur} := 25 \text{ mm} \quad \phi := 14 \text{ mm}$$

$$\Delta c := 10 \text{ mm}$$

$$\text{tilslagsstørrelse} := 34 \text{ mm}$$

$$c_{nom} := c_{dur} + \Delta c \quad c_{nom} = 35 \text{ mm}$$

$$d := h - c_{nom} - \frac{\phi}{2} \quad d = 208 \text{ mm}$$

$$c_{snitt} := c_{dur} + \frac{\Delta c}{2} \quad c_{snitt} = 30 \text{ mm}$$

DIMENSJONERENDE FASTHETER

Betong - B35

$$\gamma_c := 1.5 \quad \alpha_{cc} := 0.85 \quad \alpha_{ct} := 0.85$$

$$f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad f_{cd} = 19.833 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ctm} := 3.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{cm} := f_{ck} + 8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{cm} = 43 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ctk.0.05} := 2.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} \quad f_{ctd} = 1.247 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{cm} := 22 \cdot \left(\frac{43}{10}\right)^{0.3} \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_{cm} = 34077.146 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Stål - B500C

$$\gamma_s := 1.15$$

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad f_{yd} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

KARAKTERISTISKE LASTER

Egenlast

$$\rho_{betong} := 25 \frac{kN}{m^3} \quad g := \rho_{betong} \cdot h \quad g = 6.25 \frac{kN}{m^2}$$

Nyttelast - Kontorbygg kategori B

$$q := 3 \frac{kN}{m^2}$$

DIMENSJONERENDE LASTER

Bruksgrænse

$$q_{Ed.bruk} := g + q \quad q_{Ed.bruk} = 9.25 \frac{kN}{m^2}$$

$$M_{Ed.bruk} := \frac{q_{Ed.bruk} \cdot L^2}{8} \cdot m \quad M_{Ed.bruk} = 34.977 \text{ kN} \cdot m$$

$$V_{Ed.bruk} := q_{Ed.bruk} \cdot \frac{L}{2} \cdot m \quad V_{Ed.bruk} = 25.438 \text{ kN}$$

Bruddgrænse

Partialfaktormetoden:

$$Likning6.10a := 1.35 \cdot g + 1.05 \cdot q$$

$$Likning6.10a = 11.588 \frac{kN}{m^2}$$

$$Likning6.10b := 1.2 \cdot g + 1.5 \cdot q$$

$$Likning6.10b = 12 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{Ed.brudd} := \begin{cases} \text{if } Likning6.10a > Likning6.10b \\ \quad || \quad Likning6.10a \\ \text{else} \\ \quad || \quad Likning6.10b \end{cases} \quad q_{Ed.brudd} = 12 \frac{kN}{m^2}$$

$$M_{Ed.brudd} := q_{Ed.brudd} \cdot \frac{L^2}{8} \cdot m \quad M_{Ed.brudd} = 45.375 \text{ kN} \cdot m$$

$$V_{Ed.brudd} := q_{Ed.brudd} \cdot \frac{L}{2} \cdot m \quad V_{Ed.brudd} = 33 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.redusert} := V_{Ed.brudd} - q_{Ed.brudd} \cdot d \cdot m \quad V_{Ed.redusert} = 30.504 \text{ kN}$$

ULS - DIMENSJONERING I BRUDDGRENSETILSTAND

Statisk nødvendig armering

$$c := 0.17$$

$$M_{Rd} := 0.28 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \quad M_{Rd} = 240.259 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad z := \left(1 - c \cdot \left(\frac{M_{Ed,brudd}}{M_{Rd}}\right)\right) \cdot d \quad z = 0.201 \text{ m}$$

$$A_{s,req} := \frac{M_{Ed,brudd}}{f_{yd} \cdot z} \quad A_{s,req} = 518.386 \text{ mm}^2$$

Valgt armering

$$s_{req} := \frac{b}{A_{s,req}} \cdot \frac{\phi^2 \cdot \pi}{4} \quad s_{req} = 296.956 \text{ mm} \quad \text{Valgt senteravstand:} \quad s := 200 \text{ mm}$$

$$A_s := \frac{b}{s} \cdot \frac{\phi^2 \cdot \pi}{4} \quad A_s = 769.69 \text{ mm}^2$$

$$\text{Antall stenger brukt:} \quad n := \frac{A_s}{\left(\frac{\phi^2 \cdot \pi}{4}\right)} \quad n = 5$$

Armeringsplassering:

$$k_{1,s} := 2.0 \quad k_{2,s} := 5 \text{ mm} \quad d_g := 16 \text{ mm}$$

$$s_{min} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } k_{1,s} \cdot \phi > (d_g + k_{2,s}) \wedge k_{1,s} \cdot \phi > 20 \text{ mm} \\ \left\| \begin{array}{l} k_{1,s} \cdot \phi \\ \text{if } (d_g + k_{2,s}) > k_{1,s} \cdot \phi \wedge (d_g + k_{2,s}) > 20 \text{ mm} \\ \left\| \begin{array}{l} (d_g + k_{2,s}) \\ \text{if } 20 \text{ mm} > (d_g + k_{2,s}) \wedge 20 \text{ mm} > k_{1,s} \cdot \phi \\ \left\| \begin{array}{l} 20 \text{ mm} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} s_{min} = 28 \text{ mm} \\ s_{min} < s \\ \rightarrow \text{OK, valgt armeringsmellomrom er stort nok.} \end{array}$$

Momentkapasitet:

$$M_{Sd} := f_{yd} \cdot A_s \cdot z \quad M_{Sd} = 67.372 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y,kapasitet} := M_{Sd} \quad M_{y,kapasitet} = 67.372 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Er momentkapasiteten overskredet?

$$M_{Ed,brudd} = 45.375 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Ed} < M_{y,kapasitet} \quad \rightarrow \text{OK, ikke overskredet}$$

Skjærkontroll

Skjærarmering (strekk)

$$A_{sl} := A_s \quad b_w := b$$

$$k := \begin{cases} \left(1 + \sqrt{\frac{200 \cdot mm}{d}}\right) \leq 2 \\ \left(1 + \sqrt{\frac{200 \cdot mm}{d}}\right) \\ \text{else} \\ 2 \end{cases} \quad k = 1.981 \quad \rho_l := \begin{cases} \left(\frac{A_{sl}}{b \cdot d}\right) \leq 0.02 \\ \left(\frac{A_{sl}}{b \cdot d}\right) \\ \text{else} \\ 0.02 \end{cases} \quad \rho_l = 0.004$$

$$\sigma_{cp} := 0 \frac{N}{mm^2} \quad k_1 := 0.15 \quad C_{Rd,c} := \frac{0.18}{1.5}$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\left(\frac{3}{2}\right)} \cdot f_{ck}^{\left(\frac{1}{2}\right)} \cdot \left(\frac{N}{mm^2}\right)^{\frac{1}{2}} \quad v_{min} = 0.577 \frac{N}{mm^2}$$

$$V_{Rd,c} := \begin{cases} (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \geq \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{N}{mm^2}\right)^{\frac{2}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \\ (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \\ \text{else} \\ \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{N}{mm^2}\right)^{\frac{2}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \end{cases}$$

$$V_{Rd,c} = 120.048 \text{ kN}$$

Trenger vi skjærarmering?

$$V_{Ed,redusert} = 30.504 \text{ kN} \quad V_{Ed,redusert} < V_{Rd,c} \quad \rightarrow \text{Ikke behov for skjærarmering}$$

Skjærarmering (trykk)

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \cdot \frac{N}{mm^2}}\right) \quad \nu = 0.516$$

$$V_{Rd,max} := 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd} \quad V_{Rd,max} = 1064.336 \text{ kN}$$

Trenger vi skjærarmering?

$$V_{Ed,brudd} = 33 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,brudd} < V_{Rd,max}$$

→ Ikke behov for skjærarmering

Forankring

$$\phi = 14 \text{ mm}$$

$$\eta_1 := 1$$

$$\eta_2 := 1$$

$$f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

$$f_{bd} = 2.805 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Ed,brudd} = 33 \text{ kN}$$

(Skjærkraft ved teoretisk opplegg)

$$M_{Ed,opplegg} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta_{Ftd} := V_{Ed,brudd}$$

$$\Delta_{Ftd} = 33 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sd} := \frac{\frac{M_{Ed,opplegg}}{z} + \Delta_{Ftd}}{A_s}$$

$$\sigma_{sd} = 42.874 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende forankringslengde: $l_{bd,req} := 0.25 \cdot \phi \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$ $l_{bd,req} = 53.497 \text{ mm}$ $l_{bd} := l_{bd,req}$

Minimum forankringslengde - strekk:

$$l_{b,min} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.3 \cdot l_{bd,req} < 10 \cdot \phi \wedge 0.3 \cdot l_{bd,req} < 100 \cdot \text{mm} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 0.3 \cdot l_{bd,req} \\ \text{if } 10 \cdot \phi < 0.3 \cdot l_{bd,req} \wedge 10 \cdot \phi < 100 \cdot \text{mm} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 10 \cdot \phi \\ \text{if } 100 \cdot \text{mm} < 0.3 \cdot l_{bd,req} \wedge 100 \cdot \text{mm} < 10 \cdot \phi \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 100 \cdot \text{mm} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right\|$$

$$l_{b,min} = 16.049 \text{ mm}$$

Er forankringslengden ok?

$$l_{bd} > l_{b,min} \rightarrow \text{Ok, forankringslengden er større enn minimum forankringslengde}$$

"Tykkelse på opplager"

$c_{nom} := 40 \text{ mm}$ Denne velges fra tabell NA.8.1.N.c) i det nasjonale tillegget til EC2.

$$c_{nom} = 35 \text{ mm}$$

$$h_{tilgjengelig} := h - 2 \cdot c_{nom} - dordiameter - \frac{\phi}{2} \quad h_{tilgjengelig} = 133 \text{ mm}$$

Har vi plass til forankring?

$h_{tilgjengelig} > l_{bd}$ → Ok, tilstrekkelig plass til forankring

Minimum tykkelse opplager: $t_{min_opplager} := d_{ordiameter} + \frac{\phi}{2} + c_{nom}$ $t_{min_opplager} = 82 \text{ mm}$

→ Ok, veggene som bunnplaten vår er opplagt på er trolig enn 82 mm.

SLS - DIMENSJONERING I BRUKSGRENSETILSTAND

Minimumsarmering

$$b_t := b$$

$$A_{s,min} := \begin{cases} 0.26 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \cdot b_t \cdot d > 0.0013 \cdot b_t \cdot d \\ \left\| \right. \\ 0.26 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \cdot b_t \cdot d \\ \left\| \right. \\ \text{else} \\ \left\| \right. \\ 0.0013 \cdot b_t \cdot d \end{cases} \quad A_{s,min} = 346.112 \text{ mm}^2$$

$A_s > A_{s,min}$ → Ok, valgt armeringsmengde er større enn minimum

Maksimumsarmering

$$A_c := b_t \cdot h \quad A_c = 250000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} := 0.04 \cdot A_c \quad A_{s,max} = 10000 \text{ mm}^2$$

$A_s < A_{s,max}$ → Ok, valgt armeringsmengde er mindre enn maksimum

Nedbøyning - Kort tid

Beregning av nedbøyning - opprisset tverrsnitt

$$\text{Materialstivhetsforhold: } \eta := \frac{E_s}{E_{cm}} \quad \eta = 5.869$$

$$\text{Armeringsforhold: } \rho := \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \rho = 0.004 \quad \eta \cdot \rho = 0.022$$

$$\alpha := \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho \quad \alpha = 0.188$$

$$I_{c2} := \frac{b \cdot (\alpha \cdot d)^3}{3} \quad I_{c2} = 19875519.072 \text{ mm}^4$$

$$I_{s2} := n \cdot \frac{\pi \cdot \phi^4}{64} + A_s \cdot ((1 - \alpha) \cdot d)^2 \quad I_{s2} = 21975049.119 \text{ mm}^4$$

$$EI_{\text{oppriisset}} := I_{c2} \cdot E_{cm} + I_{s2} \cdot E_s \quad EI_{\text{oppriisset}} = 5072310793092.51 \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$\delta_2 := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{Ed,bruk} \cdot L^4}{EI_{\text{oppriisset}}} \cdot m \quad \delta_2 = 21.728 \text{ mm}$$

Beregning av nedbøyning - uoppriisset tverrsnitt

$$\alpha d := \frac{A_c \cdot 0.5 \cdot h + \eta \cdot A_s \cdot d}{A_c + (\eta \cdot A_s)} \quad \alpha d = 126.473 \text{ mm}$$

Bøyestivhet - EI:

$$I_{c1} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\alpha d - \frac{h}{2} \right)^2 \quad I_{c1} = 1302625867.276 \text{ mm}^4$$

$$I_{s1} := A_s \cdot (d - \alpha d)^2 \quad I_{s1} = 5115845.372 \text{ mm}^4$$

$$EI_{\text{uoppriisset}} := I_{c1} \cdot E_{cm} + I_{s1} \cdot E_s \quad EI_{\text{uoppriisset}} = 45412941196345.9 \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$\delta_1 := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{Ed,bruk} \cdot L^4}{EI_{\text{uoppriisset}}} \cdot m \quad \delta_1 = 2.427 \text{ mm}$$

Interpolering (tension stiffening)

$$\beta_{\text{kort}} := 1 \quad (\text{for kortvarig last})$$

$$\text{Rissmoment: } M_{cr} := \frac{I_{c1} + \eta \cdot I_{s1}}{h - \alpha d} \cdot f_{ctm} \quad M_{cr} = 34.523 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Fordelingskoeffisient: } \zeta_{\text{kort}} := 1 - \beta_{\text{kort}} \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed,bruk}} \right)^2 \quad \zeta_{\text{kort}} = 0.026$$

$$\delta_{\text{kort}} := \zeta_{\text{kort}} \cdot \delta_2 + (1 - \zeta_{\text{kort}}) \cdot \delta_1 \quad \delta_{\text{kort}} = 2.925 \text{ mm}$$

Nedbøyning - Lang tid

Kryp

$$t_{0.egenlast} := 28 \text{ døgn} \quad t_{0.nyttelast} := 50 \text{ døgn} \quad t := 50 \cdot 365 \quad t = 18250 \text{ døgn}$$

$$\text{Luftfuktighet: } RH := 70 \%$$

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{2 \cdot (b + h)} \quad h_0 = 200 \text{ mm}$$

$$\varphi_{RH} := 1 + \frac{1 - \left(\frac{RH}{100}\right)}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \text{mm}^{\frac{1}{3}} \quad \varphi_{RH} = 1.513 \quad \beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2}\right)^{\frac{1}{2}} \quad \beta_{f_{cm}} = 2.562$$

$$\beta_{H1} := \text{if } 1500 \geq \left(1.5 \cdot (1 + (0.012 \cdot RH)^{18}) \cdot h_0\right) \frac{1}{\text{mm}} + 250 \quad \beta_{H1} = 563.006$$

$$\left\| \begin{array}{l} \left(1.5 \cdot (1 + (0.012 \cdot RH)^{18}) \cdot h_0\right) \frac{1}{\text{mm}} + 250 \\ \text{else} \\ 1500 \end{array} \right\|$$

$$\alpha_3 := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2}\right)^{\frac{1}{2}} \quad \alpha_3 = 0.902$$

$$\beta_{H2} := \text{if } 1500 \cdot \alpha_3 \geq \left(1.5 \cdot (1 + (0.012 \cdot RH)^{18}) \cdot h_0\right) \frac{1}{\text{mm}} + (250 \cdot \alpha_3) \quad \beta_{H2} = 538.555$$

$$\left\| \begin{array}{l} \left(1.5 \cdot (1 + (0.012 \cdot RH)^{18}) \cdot h_0\right) \frac{1}{\text{mm}} + (250 \cdot \alpha_3) \\ \text{else} \\ 1500 \cdot \alpha_3 \end{array} \right\|$$

$$\beta_H := \text{if } f_{cm} \leq 35 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \beta_H = 538.555$$

$$\left\| \begin{array}{l} \beta_{H1} \\ \text{else} \\ \beta_{H2} \end{array} \right\|$$

Kryptall fra langtidslast 1= egenlast

$$\beta_{t0.egenlast} := \frac{1}{0.1 + t_{0.egenlast}^{0.20}} \quad \beta_{t0.egenlast} = 0.488$$

$$\varphi_{0.egenlast} := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0.egenlast}$$

$$\beta_{c.t.t0.egenlast} := \left(\frac{(t - t_{0.egenlast})}{(\beta_H + t - t_{0.egenlast})} \right)^{0.3} \quad \beta_{c.t.t0.egenlast} = 0.991$$

$$\varphi_{t.t0.egenlast} := \varphi_{0.egenlast} \cdot \beta_{c.t.t0.egenlast} \quad \varphi_{t.t0.egenlast} = 1.877$$

Kryptall fra langtidslast 2 = nyttelast

$$\beta_{t0.nyttelast} := \frac{1}{0.1 + t_{0.nyttelast}^{0.20}} \quad \beta_{t0.nyttelast} = 0.437$$

$$\varphi_{0.nyttelast} := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0.nyttelast} \quad \varphi_{0.nyttelast} = 1.695$$

$$\beta_{c.t.t0.nyttelast} := \left(\frac{(t - t_{0.nyttelast})}{(\beta_{kort} + t - t_{0.nyttelast})} \right)^{0.3} \quad \beta_{c.t.t0.nyttelast} = 1$$

$$\varphi_{t.t0.nyttelast} := \varphi_{0.nyttelast} \cdot \beta_{c.t.t0.nyttelast} \quad \varphi_{t.t0.nyttelast} = 1.695$$

Effektiv (langtids) E-modul

$$E_{c.eff1} := \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi_{t.t0.egenlast})} \quad E_{c.eff1} = 11845.171 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{c.eff2} := \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi_{t.t0.nyttelast})} \quad E_{c.eff2} = 12644.192 \frac{N}{mm^2}$$

Omgjøring til permanent last: $omgj\ddot{o}ring := 40 \%$

Permanent nyttelast: $q_{Edpermanent.nyttelast} := \frac{omgj\ddot{o}ring}{100} \cdot q \cdot m$

$$q_{Edpermanent.nyttelast} = 1.2 \frac{N}{mm}$$

Permanent moment, nyttelast: $M_{Edpermanent.nyttelast} := \frac{q_{Edpermanent.nyttelast} \cdot L^2}{8}$

$$M_{Edpermanent.nyttelast} = 4.538 \text{ kN} \cdot m$$

Permanent moment, egenlast: $M_{Edpermanent.egenlast} := \frac{g \cdot m \cdot L^2}{8}$

$$M_{Edpermanent.egenlast} = 23.633 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$E_{c.middel} := \frac{M_{Edpermanent.nyttelast} + M_{Edpermanent.egenlast}}{\left(\frac{M_{Edpermanent.nyttelast}}{E_{c.eff1}}\right) + \left(\frac{M_{Edpermanent.egenlast}}{E_{c.eff2}}\right)} \quad E_{c.middel} = 12508.285 \text{ MPa}$$

Nedbøyning

$$\eta_{lang} := \frac{E_s}{E_{c.middel}} \quad \eta_{lang} = 15.989 \quad \eta_{lang} \cdot \rho = 0.059$$

$$\alpha_{lang} := \sqrt{(\eta_{lang} \cdot \rho)^2 + (2 \cdot \eta_{lang} \cdot \rho)} - (\eta_{lang} \cdot \rho) \quad \alpha_{lang} = 0.2899$$

$$I_c := 0.5 \cdot \alpha_{lang}^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha_{lang}}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 \quad I_c = 341563691.9 \text{ mm}^4$$

$$EI_{lang} := E_{c.middel} \cdot I_c \quad EI_{lang} = 4272376117110.75 \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$\delta_{kryp} := \frac{5 \cdot (g \cdot m + q_{Edpermanent.nyttelast}) \cdot L^4}{384 \cdot EI_{lang}} \quad \delta_{kryp} = 20.777 \text{ mm}$$

Total nedbøyning

$$\delta_{total} := \delta_{kort} + \delta_{kryp} \quad \delta_{total} = 23.701 \text{ mm}$$

Grenseverdi

$$Grenseverdi := \frac{L}{200} \quad Grenseverdi = 27.5 \text{ mm}$$

Kontroll

$$\delta_{total} < Grenseverdi \quad \rightarrow \text{Ok, total nedbøyning er mindre enn grenseverdien.}$$

Risskontroll

Største rissavstand

$$\text{Armeringsspenning: } \sigma_s := E_s \cdot \frac{M_{Ed.bruk} \cdot (1 - \alpha_{lang}) \cdot d}{E_{c.middel} \cdot I_c} \quad \sigma_s = 241.842 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$h_{c,eff} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 2.5 \cdot (h-d) < \frac{(h - (d \cdot \alpha_{lang}))}{3} \wedge 2.5 \cdot (h-d) < \frac{h}{2} \\ \left\| 2.5 \cdot (h-d) \right. \\ \text{if } \frac{(h - (d \cdot \alpha_{lang}))}{3} < 2.5 \cdot (h-d) \wedge \frac{(h - (d \cdot \alpha_{lang}))}{3} < \frac{h}{2} \\ \left\| \frac{(h - (d \cdot \alpha_{lang}))}{3} \right. \\ \text{if } \frac{h}{2} < 2.5 \cdot (h-d) \wedge \frac{h}{2} < \frac{(h - (d \cdot \alpha_{lang}))}{3} \\ \left\| \frac{h}{2} \right. \end{array} \right. \quad h_{c,eff} = 63.235 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} := b \cdot h_{c,eff} \quad A_{c,eff} = 63234.793 \text{ mm}^2 \quad \rho_{p,eff} := \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad \rho_{p,eff} = 0.012$$

$$k_t := 0.4 \quad (\text{langtids last}) \quad f_{ct,eff} := f_{ctm}$$

$$k_1 := 0.8 \quad (\text{kamstål}) \quad k_2 := 0.5 \quad (\text{tøyning}) \quad k_3 := 3.4 \quad k_4 := 0.425$$

$$s_{r,max} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } s > 5 \cdot \left(c_{snitt} + \frac{\phi}{2} \right) \\ \left\| 1.3 \cdot (h - (d \cdot \alpha_{lang})) \right. \\ \text{else} \\ \left\| \left(k_3 \cdot c_{snitt} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \right) \right. \end{array} \right. \quad s_{r,max} = 246.616 \text{ mm}$$

Tøyningsforhold

$$\begin{array}{l} \text{Tøyningsforholdet:} \quad \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} \\ \text{tøyningsforholdet} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \left(\frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot \left(1 + \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot \rho_{p,eff} \right)}{E_s} \right) \geq \left(0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right) \\ \left\| \left(\frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot \left(1 + \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot \rho_{p,eff} \right)}{E_s} \right) \right. \\ \text{else} \\ \left\| \left(0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right) \right. \end{array} \right. \end{array}$$

$$\text{tøyningsforholdet} = 7.255 \cdot 10^{-4}$$

Rissvidde

$$w_k := s_{r,max} \cdot \text{tøyningsforholdet}$$

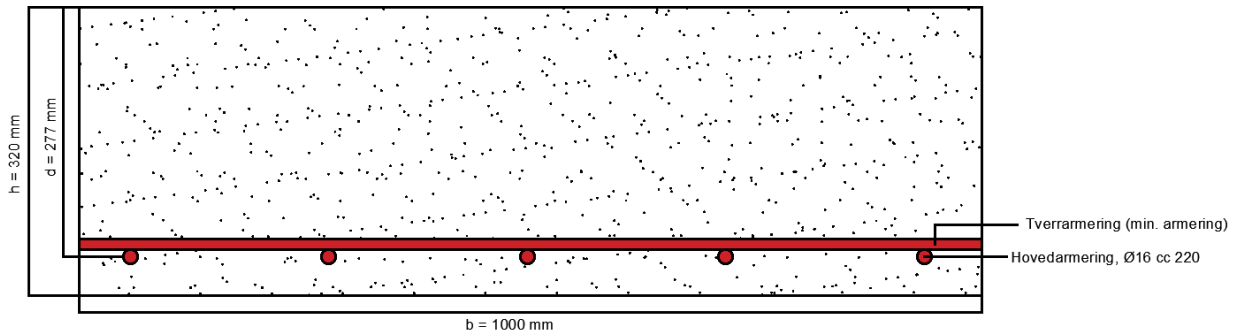
$$w_k = 0.179 \text{ mm}$$

Er rissvidden ok?

$$w_k < 0.2 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{Ok, rissvidden er mindre enn kravet for en vanntett bunnplate}$$

Vedlegg D – Dimensjonering bunnplate B1

Slakkarmert fiberbetong



INPUT

$$L := 8500 \text{ mm} \quad b := 1000 \text{ mm} \quad h := 320 \text{ mm} \quad \phi := 16 \text{ mm}$$

$$c_{min.dur} := 25 \text{ mm} \quad \Delta c := 10 \text{ mm} \quad c_{nom} := c_{min.dur} + \Delta c \quad c_{nom} = 35 \text{ mm}$$

$$d := h - c_{nom} - \frac{\phi}{2} \quad d = 277 \text{ mm}$$

DIMENSJONERENDE FASTHETER

Betong - B35

$$f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \alpha_{cc} := 0.85 \quad f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} \quad f_{cd} = 19.833 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ctm} := 0.3 \cdot f_{ck}^2 \cdot \left(\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad f_{ctm} = 3.21 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{ctd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{0.7 \cdot f_{ctm}}{1.5} \quad f_{ctd} = 1.273 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{cm} := f_{ck} + 8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{cm} = 43 \text{ MPa} \quad E_{cm} := 22 \cdot \left(\frac{43}{10} \right)^{0.3} \text{ GPa} \quad E_{cm} = 34.077 \text{ GPa}$$

Stål - B500C

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} \quad f_{yd} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Stålfiber - 4,0c

$$\kappa_0 := 1.0$$

$$f_{R.1k} := 4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{R.3k} := 3.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{Ftsk} := 0.45 \cdot f_{R.1k} \quad f_{Ftsk} = 1.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{Ftuk} := 0.37 \cdot f_{R.3k} \quad f_{Ftuk} = 1.332 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{Ftud} := \frac{f_{Ftuk}}{1.5} \quad f_{Ftud} = 0.888 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{Ftsm} := \frac{f_{Ftsk}}{0.7} \quad f_{Ftsm} = 2.571 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{Ftsk.ef} := f_{Ftsk} \cdot \kappa_0 \quad f_{Ftsk.ef} = 1.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

KARAKTERISTISKE LASTER

Egenlast

$$\rho_{betong} := 25 \frac{kN}{m^3} \quad g := \rho_{betong} \cdot h \quad g = 8 \frac{kN}{m^2}$$

Nyttelast - Kontorbygg kategori B

$$q := 3 \frac{kN}{m^2}$$

DIMENSJONERENDE LASTER (Fritt opplagt)

Bruksgrensetilstand

$$q_{Ed.bruk} := g + q$$

$$q_{Ed.bruk} = 11 \frac{kN}{m^2}$$

$$M_{Ed.bruk} := \frac{q_{Ed.bruk} \cdot L^2}{8} \cdot m$$

$$M_{Ed.bruk} = 99.344 \text{ kN} \cdot m$$

$$V_{Ed.bruk} := \frac{q_{Ed.bruk} \cdot L}{2} \cdot m$$

$$V_{Ed.bruk} = 46.75 \text{ kN}$$

Bruddgrensetilstand

Partialfaktormetoden: $Likning6.10a := 1.35 \cdot g + 1.05 \cdot q$

$$Likning6.10a = 13.95 \frac{kN}{m^2}$$

$$Likning6.10b := 1.2 \cdot g + 1.5 \cdot q$$

$$Likning6.10b = 14.1 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{Ed.brudd} := \left. \begin{array}{l} \text{if } Likning6.10a > Likning6.10b \\ \quad || \quad Likning6.10a \\ \text{else} \\ \quad || \quad Likning6.10b \end{array} \right|$$

$$q_{Ed.brudd} = 14.1 \frac{kN}{m^2}$$

$$M_{Ed.brudd} := \frac{q_{Ed.brudd} \cdot L^2}{8} \cdot m$$

$$M_{Ed.brudd} = 127.341 \text{ kN} \cdot m$$

$$V_{Ed.brudd} := \frac{q_{Ed.brudd} \cdot L}{2} \cdot m$$

$$V_{Ed.brudd} = 59.925 \text{ kN}$$

ULS - DIMENSJONERING I BRUDDGRENSETILSTAND

Statisk nødvendig armering

Med fiber → last - og materialfaktorer lik 1,0 (karakteristisk tilstand)

$$M_{ck} := 0.28 \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot d^2 \quad M_{ck} = 639.153 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi = 16 \text{ mm}$$

$$z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed,bruk}}{M_{ck}} \right) \cdot d \quad z = 269.681 \text{ mm}$$

$$A_{s,req} := \frac{M_{Ed,bruk}}{z \cdot f_{yk}} \quad A_{s,req} = 736.751 \text{ mm}^2$$

$$s_{max,req} := \frac{b}{A_{s,req}} \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \quad s_{max,req} = 272.904 \text{ mm}$$

Valgt senteravstand s: $s := 220 \text{ mm}$

$$A_s := \frac{b}{s} \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \quad A_s = 913.918 \text{ mm}^2$$

Er det tilstrekkelig armering?

$$A_s > A_{s,req} \rightarrow \text{Ok, valgt armeringsmengde er større enn nødvendig mengde}$$

Antall stenger brukt: $n := \frac{A_s}{\left(\frac{\phi^2 \cdot \pi}{4} \right)} \quad n = 4.545$

Momentkapasitet for tverrsnitt av slakkarmert fiber

$$x := \frac{h \cdot b \cdot f_{ftud} + A_s \cdot f_{yd}}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd} + b \cdot f_{ftud}} \quad x = 40.676 \text{ mm} \quad T_c := 0.8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \quad T_c = 645.395 \text{ kN}$$

$$S_f := (h - x) \cdot b \cdot f_{ftud} \quad S_f = 248.04 \text{ kN} \quad S_a := A_s \cdot f_{yd} \quad S_a = 397.356 \text{ kN}$$

$$M_{y,kapasitet} := S_f \cdot (0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x) + S_a \cdot (d - 0.4 \cdot x) \quad M_{y,kapasitet} = 144.298 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Er momentkapasiteten overskredet?

$$M_{Ed,brudd} = 127.341 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_{Ed} < M_{y,kapasitet} \rightarrow \text{OK, ikke overskredet}$$

Skjærkontroll

Opptredende skjærspenning

$$\tau_{Ed} := \frac{V_{Ed,brudd}}{b \cdot z_s}$$

$$\tau_{Ed} = 0.24 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$z_s := 0.9 \cdot d = 249.3 \text{ mm}$$

Skjærkapasitet uten behov for skjærarmering

$$D_{lower} := 20 \text{ mm}$$

$$d_{dg} := D_{lower} + 16 \text{ mm}$$

$$d_{dg} = 36 \text{ mm}$$

$$\gamma_c := 1.5 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{Rdc,min} := \frac{10}{\gamma_c} \left(\frac{N}{\text{mm}^2} \right)^2 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck} \cdot d_{dg}}{f_{yd} \cdot d}}$$

$$\tau_{Rdc,min} = 0.682 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$A_{sl} := A_s$$

$$\rho_l := \text{if} \left(\frac{A_{sl}}{b \cdot d} \leq 0.02 \right) \left| \begin{array}{l} \left(\frac{A_{sl}}{b \cdot d} \right) \\ \text{else} \\ 0.02 \end{array} \right.$$

$$\rho_l = 0.003$$

$$\tau_{Rdc} := \frac{0.6}{\gamma_c} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2} \right)^{\frac{5}{3}}$$

$$\tau_{Rdc} = 0.458 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{Rdc,bruk} := \text{if} \left(\tau_{Rdc,min} > \tau_{Rdc} \right) \left| \begin{array}{l} \tau_{Rdc,min} \\ \text{else} \\ \tau_{Rdc} \end{array} \right.$$

$$\tau_{Rdc,bruk} = 0.682 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\eta := \text{if} \left(\frac{1}{1 + 0.43 \cdot f_{Ftuk}^{2.85} \left(\frac{N}{\text{mm}^2} \right)^{-2.85}} > 0.4 \right) \left| \begin{array}{l} \frac{1}{1 + 0.43 \cdot f_{Ftuk}^{2.85} \left(\frac{N}{\text{mm}^2} \right)^{-2.85}} \\ \text{else} \\ 0.4 \end{array} \right.$$

$$\eta = 0.507$$

$$\tau_{Rd,cf} := \eta \cdot \tau_{Rdc,bruk} + f_{Ftuk}$$

$$\tau_{Rd,cf} = 1.234 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Er det behov for skjærarmering?

$$\tau_{Ed} = 0.24 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{Rd,cf} > \tau_{Ed} \rightarrow \text{Ok, ikke behov for skjærarmering}$$

Forankring

$$\phi = 16 \text{ mm} \quad \eta_1 := 1 \quad \eta_2 := 1 \quad \alpha_{ct} := 0.85$$

$$f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad f_{bd} = 2.865 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$M_{Ed.opplegg} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta_{F.td} := V_{Ed.brudd} \quad \Delta_{F.td} = 59.925 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sd} := \frac{\frac{M_{Ed.opplegg}}{z} + \Delta_{F.td}}{A_s} \quad \sigma_{sd} = 65.569 \text{ MPa}$$

$$\text{Dimensjonerende forankringslengde: } l_{bd.req} := 0.25 \cdot \phi \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad l_{bd.req} = 91.549 \text{ mm} \quad l_{bd} := l_{bd.req}$$

$$\begin{array}{l} \text{Minimum forankringslengde} \\ \text{- strekk:} \end{array} \quad l_{b.min} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.3 \cdot l_{bd.req} < 10 \cdot \phi \wedge 0.3 \cdot l_{bd.req} < 100 \cdot \text{mm} \\ \quad \left\| 0.3 \cdot l_{bd.req} \right. \\ \text{if } 10 \cdot \phi < 0.3 \cdot l_{bd.req} \wedge 10 \cdot \phi < 100 \cdot \text{mm} \\ \quad \left\| 10 \cdot \phi \right. \\ \text{if } 100 \cdot \text{mm} < 0.3 \cdot l_{bd.req} \wedge 100 \cdot \text{mm} < 10 \cdot \phi \\ \quad \left\| 100 \cdot \text{mm} \right. \end{array} \right\|$$

$$l_{b.min} = 27.465 \text{ mm}$$

Er forankringslengden ok?

$$l_{bd} > l_{b.min} \rightarrow \text{Ok, forankringslengden er større enn minimum forankringslengde}$$

"Tykkelse på opplager"

$$d_{ordiameter} := 50 \text{ mm} \quad c_{nom} = 35 \text{ mm}$$

$$h_{tilgjengelig} := h - 2 \cdot c_{nom} - d_{ordiameter} - \frac{\phi}{2} \quad h_{tilgjengelig} = 192 \text{ mm}$$

Har vi plass til forankring?

$$h_{tilgjengelig} > l_{bd} \rightarrow \text{Ok, tilstrekkelig plass til forankring}$$

$$\text{Minimum tykkelse opplager: } t_{min.opplager} := d_{ordiameter} + \frac{\phi}{2} + c_{nom} = 93 \text{ mm}$$

→ Ok, veggene som bunnplaten vår er opplagt på er trolig tykkere enn 93 mm.

SLS - DIMENSJONERING I BRUKSGRENSETILSTAND

Minimumsarmering

$$k_0 := 1 \quad f_{Ftu.ef} := f_{Ftuk} \cdot k_0 \quad f_{Ftu.ef} = 1.332 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_{s,min} := \text{if } 0.26 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ctm} - 2.15 \cdot f_{Ftu.ef}}{f_{yk}} > \frac{0.13 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{yk}} \quad A_{s,min} = 231.181 \text{ mm}^2$$

$$\left\| \begin{array}{l} 0.26 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ctm} - 2.15 \cdot f_{Ftu.ef}}{f_{yk}} \\ \text{else} \\ \frac{0.13 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{yk}} \end{array} \right.$$

Minimumsarmeringen benyttes som tværrarmering.

Nedbøyning - Kort tid

Stadium 1 - uopprisset

Materialstivhetsforhold: $\eta_{kort} := \frac{E_s}{E_{cm}} \quad \eta_{kort} = 5.869$

$$y_s := d - 0.5 h \quad y_s = 117 \text{ mm}$$

$$A_c := b \cdot h \quad A_c = (3.2 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$A_t := A_c + (\eta_{kort} - 1) \cdot A_s \quad A_t = 0.324 \text{ m}^2$$

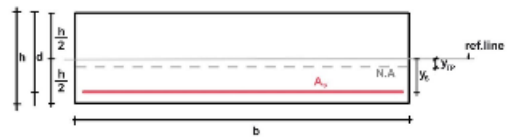
$$y_{TP} := \frac{((\eta_{kort} - 1) \cdot A_s \cdot y_s)}{A_t} \quad y_{TP} = 1.605 \text{ mm}$$

$$I_{c1} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_{TP}^2 \quad I_{c1} = (2.731 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$I_{s1} := A_s \cdot (y_s - y_{TP})^2 \quad I_{s1} = (1.217 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$EI_1 := E_{cm} \cdot I_{c1} + E_s \cdot I_{s1} \quad EI_1 = (9.552 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$\delta_1 := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{Ed,bruk} \cdot L^4}{EI_1} \quad \delta_1 = 7.828 \frac{1}{m} \cdot \text{mm}$$



Stadium 2 - opprisset

Trykksonehøyden beregnes i opprisset tilstand. Alfa-verdien beregnes etter metoden beskrevet i kap 2.6.4 pkt. "Armeringsspenning" og hentes ut fra Excel fil. Beotngtøyningen for tilhørende alfa-verdi hentes og ut fra excel fil.

Mbruk	99,34						
Ønsket Msls	99,40						
Rad som gir:	6558						
Egenskaper til bestemt rad:							
Ec	α	Skal bli 0 -->	Msls	Es	α_s	k	
0,0003235	0,340857	0	99,430334	99,4	0,0006255	125,10636	3,426E-06

$$\alpha := 0.340857$$

$$\varepsilon_c := 0.000323476$$

$$\kappa := \frac{\varepsilon_c}{\alpha \cdot d}$$

$$\kappa = 0.003 \frac{1}{m}$$

$$EI_2 := \frac{M_{Ed,bruk}}{\kappa}$$

$$EI_2 = (2.9 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$\delta_2 := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{Ed,bruk} \cdot L^4}{EI_2}$$

$$\delta_2 = 25.784 \frac{1}{m} \cdot \text{mm}$$

Interpolering av nedbøyning i stadium 1 og stadium 2

$$\beta := 1.0$$

$$M_{cr} := \frac{(I_{cI} + \eta_{kort} \cdot I_{sI})}{0.5 \cdot h - y_{TP}} \cdot f_{ctm}$$

$$M_{cr} = 56.803 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\zeta := 1.0 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed,bruk}} \right)^2$$

$$\zeta = 0.673$$

$$\delta_{kort} := (\zeta \cdot \delta_2 + (1 - \zeta) \cdot \delta_1) \cdot m$$

$$\delta_{kort} = 19.914 \text{ mm}$$

Nedbøyning - Lang tid

Nedbøyning forårsaket av langtidseffekten kryp

Langtidslast 1, egenlast:

$$g_{Ed,perm} := g = 8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Langtidslast 2, permanent nyttelast:

$$q_{Ed,perm} := 0.4 \cdot q = 1.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Påføring av egenlast (døgn):

$$t_{0,egen} := 28$$

Påføring av permanent nyttelast (døgn):

$$t_{0,nytte} := 50$$

Konstruksjonens levetid (døgn):

$$t := 50 \cdot 365 = 1.825 \cdot 10^4$$

Alfa-verdier, faktorer som tar hensyn til betongfasthetens betydning:

$$\alpha_1 := \left(\frac{35 \frac{N}{mm^2}}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.866 \quad \alpha_2 := \left(\frac{35 \frac{N}{mm^2}}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.96 \quad \alpha_3 := \left(\frac{35 \frac{N}{mm^2}}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.902$$

Omgivelsenes luftfuktighet, RH:

$$RH := 70\% = 0.7$$

$$u := 2 \cdot (h + b)$$

$$u = (2.64 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$h_0 := \frac{(2 A_c)}{u}$$

$$h_0 = 242.424 \text{ mm}$$

For $f_{cm} > 35$ MPa:

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \left(\frac{(1 - RH)}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot mm^{\frac{1}{3}} \right) \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 \quad \varphi_{RH} = 1.359$$

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \cdot \left(\frac{N}{mm^2} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \beta_{f_{cm}} = 2.562$$

$$\beta_{t_{0.egen}} := \frac{1}{(0.1 + t_{0.egen}^{0.20})} \quad \beta_{t_{0.egen}} = 0.488$$

$$\beta_{t_{0.nytte}} := \frac{1}{(0.1 + t_{0.nytte}^{0.20})} \quad \beta_{t_{0.nytte}} = 0.437$$

For $f_{cm} > 35$ MPa

$$\beta_H := \begin{cases} \text{if } 1500 \cdot \alpha_3 \geq (1.5 \cdot (1 + (0.012 \cdot RH)^{18}) \cdot h_0) \frac{1}{mm} + (250 \cdot \alpha_3) \\ \left\| \left(1.5 \cdot (1 + (0.012 \cdot RH)^{18}) \cdot h_0 \right) \frac{1}{mm} + (250 \cdot \alpha_3) \right. \\ \text{else} \\ \left. \left\| 1500 \cdot \alpha_3 \right. \end{cases}$$

$$\beta_H = 589.185$$

$$\beta_{c.t.t_{0.egen}} := \left(\frac{(t - t_{0.egen})}{\beta_H + t - t_{0.egen}} \right)^{0.3} \quad \beta_{c.t.t_{0.egen}} = 0.990499$$

$$\beta_{c.t.t0.nytte} := \left(\frac{(t - t_{0.nytte})}{\beta_H + t - t_{0.nytte}} \right)^{0.3}$$

$$\beta_{c.t.t0.nytte} = 0.990488$$

Normerte kryptall:

$$\varphi_{0.egen} := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0.egen}$$

$$\varphi_{0.egen} = 1.701$$

$$\varphi_{0.nytte} := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0.nytte}$$

$$\varphi_{0.nytte} = 1.523$$

Kryptall:

$$\varphi_{t.t0.egen} := \varphi_{0.egen} \cdot \beta_{c.t.t0.egen}$$

$$\varphi_{t.t0.egen} = 1.685$$

$$\varphi_{t.t0.nytte} := \varphi_{0.nytte} \cdot \beta_{c.t.t0.egen}$$

$$\varphi_{t.t0.nytte} = 1.509$$

Effektive elastisitetsmoduler:

$$E_{c.eff1} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{t.t0.egen}}$$

$$E_{c.eff1} = (1.269 \cdot 10^4) \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{c.eff2} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{t.t0.nytte}}$$

$$E_{c.eff2} = (1.358 \cdot 10^4) \frac{N}{mm^2}$$

Permanente langtidsmomenter:

$$M_{Ed,perm.1} := \frac{g_{Ed,perm} \cdot L^2 \cdot m}{8}$$

$$M_{Ed,perm.1} = 72.25 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Ed,perm.2} := \frac{q_{Ed,perm} \cdot L^2 \cdot m}{8}$$

$$M_{Ed,perm.2} = 10.838 \text{ kN} \cdot m$$

Midlere elastisitetsmodul:

$$E_{c.middel} := \frac{M_{Ed,perm.1} + M_{Ed,perm.2}}{\frac{M_{Ed,perm.1}}{E_{c.eff1}} + \frac{M_{Ed,perm.2}}{E_{c.eff2}}}$$

$$E_{c.middel} = (1.28 \cdot 10^4) \frac{N}{mm^2}$$

Tverrsnittets ekvivalente arealtrehetsmoment

Ved beregning av ekvivalent arealtrehetsmoment(Ic) må ny alfa-verdi beregnes etter metoden beskrevet i kap 2.6.4, underkapittel "Armeringsspenning", hvor E_{cm} byttes ut med E_{c,middel}, og hentes ut fra Excel-filen som er beskrevet i kap 4???

$$\alpha_{lang} := 0.441540$$

$$I_c := \frac{1}{2} \cdot \alpha_{lang}^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha_{lang}}{3}\right) \cdot b \cdot d^3$$

$$I_c = (1.767 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$\delta_{lang} := \frac{5}{384} \cdot \frac{(g_{Ed,perm} + q_{Ed,perm}) \cdot m \cdot L^4}{E_{c,middel} \cdot I_c}$$

$$\delta_{lang} = 27.647 \text{ mm}$$

Total nedbøyning

$$\delta_{total} := \delta_{kort} + \delta_{lang}$$

$$\delta_{total} = 47.56 \text{ mm}$$

Grenseverdi:

$$\text{Grenseverdi} := \frac{L}{200}$$

$$\text{Grenseverdi} = 42.5 \text{ mm}$$

Kontroll:

$$\delta_{total} > \text{Grenseverdi}$$

-> Ikke innenfor grenseverdien, se diskusjon for mer informasjon.

Risskontroll

Største rissavstand

Alpha-verdien beregnes for opprisset tverrsnitt, og settes lik som alpha-verdien for nedbøyning i kort tid ved stadium 2 ovenfor.

$$k_b := 0.8$$

$$\alpha = 0.3409$$

$$h_{c,eff} := \left| \begin{array}{l} \text{if } 2.5 \cdot (h-d) < \frac{(h-\alpha \cdot d)}{3} \wedge 2.5 \cdot (h-d) < \frac{h}{2} \\ \quad \left| \begin{array}{l} 2.5 \cdot (h-d) \\ \text{if } \frac{(h-\alpha \cdot d)}{3} < 2.5 \cdot (h-d) \wedge \frac{(h-\alpha \cdot d)}{3} < \frac{h}{2} \\ \quad \left| \begin{array}{l} \frac{(h-\alpha \cdot d)}{3} \\ \text{if } \frac{h}{2} < 2.5 \cdot (h-d) \wedge \frac{h}{2} < \frac{(h-\alpha \cdot d)}{3} \\ \quad \left| \begin{array}{l} \frac{h}{2} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right| \quad h_{c,eff} = 75.194 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} := b \cdot h_{c,eff}$$

$$A_{c,eff} = 75194.204 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad \rho_{p,eff} = 0.012$$

$$s_{r,max,cal} := \text{if } s > \left(c_{nom} + \frac{\phi}{2} \right) \left\| \begin{array}{l} 1.3 \cdot (h - \alpha \cdot d) \\ \text{else} \\ \left(2 \cdot c_{nom} + 0.35 \cdot k_b \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \right) \cdot \left(1 - \frac{f_{ftsk}}{f_{ctm}} \right) \end{array} \right.$$

NB38

$$s_{r,max,cal} = 293.257 \text{ mm}$$

Tøyningsforhold

Armeringsspenningen beregnes for opprisset tverrsnitt, fiberen tas hensyn til ved å beregne denne etter metoden beskrevet under kap. 2.6.4 og underkapittel "Armeringsspenning". Armeringsspenningen er her hentet ut fra Excel-filen, som er beskrevet i kapittel 4???

$$\sigma_s := 125.106356 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_t := 0.4 \text{ (langvarig belastning)} \quad f_{ct,eff} := f_{ctm}$$

$$\text{Tøyningsforholdet} = \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$$

$$\text{tøyningsforholdet} := \text{if} \left(\frac{\left(\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot \left(1 + \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot \rho_{p,eff} \right) \right)}{E_s} \right) \geq \left(0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right) \left\| \begin{array}{l} \left(\frac{\left(\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot \left(1 + \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot \rho_{p,eff} \right) \right)}{E_s} \right) \\ \text{else} \\ \left(0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right) \end{array} \right.$$

$$\text{tøyningsforholdet} = 3.753 \cdot 10^{-4}$$

Rissvidde

$$w_{k,NB} := \text{tøyningsforholdet} \cdot s_{r,max,cal}$$

$$w_{k,NB} = 0.1101 \text{ mm}$$

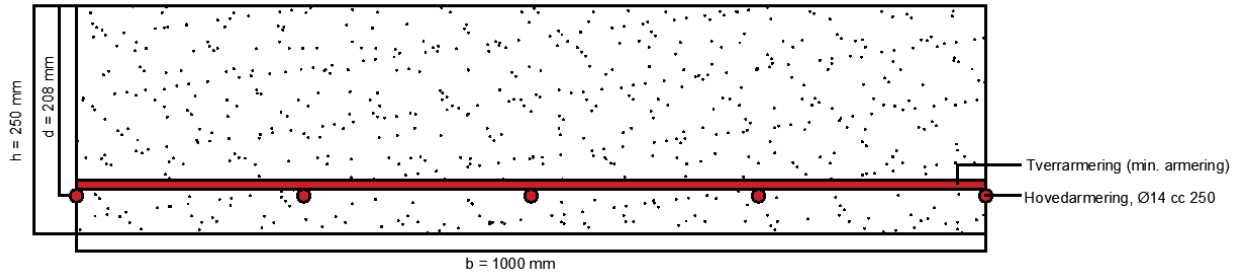
Er rissvidden ok?

$$w_k < 0.2 \text{ mm}$$

→ Ok, rissvidden er mindre enn kravet for en vanntett bunnplate

Vedlegg E – Dimensjonering bunnplate B2

Slakkarmert fiberbetong



INPUT

$$L := 7000 \text{ mm} \quad b := 1000 \text{ mm} \quad h := 250 \text{ mm} \quad \phi := 14 \text{ mm}$$

$$c_{min.dur} := 25 \text{ mm} \quad \Delta c := 10 \text{ mm} \quad c_{nom} := c_{min.dur} + \Delta c \quad c_{nom} = 35 \text{ mm}$$

$$d := h - c_{nom} - \frac{\phi}{2} \quad d = 208 \text{ mm}$$

DIMENSJONERENDE FASTHETER

Betong - B35

$$f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \alpha_{cc} := 0.85 \quad f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} \quad f_{cd} = 19.833 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ctm} := 0.3 \cdot f_{ck}^2 \cdot \left(\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad f_{ctm} = 3.21 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{ctd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{0.7 \cdot f_{ctm}}{1.5} \quad f_{ctd} = 1.273 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{cm} := f_{ck} + 8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{cm} = 43 \text{ MPa} \quad E_{cm} := 22 \cdot \left(\frac{43}{10} \right)^{0.3} \text{ GPa} \quad E_{cm} = 34.077 \text{ GPa}$$

Stål - B500C

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} \quad f_{yd} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Stålfiber - 4,0c

$$\kappa_0 := 1.0$$

$$f_{R.1k} := 4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{R.3k} := 3.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{Ftsk} := 0.45 \cdot f_{R.1k} \quad f_{Ftsk} = 1.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{Ftuk} := 0.37 \cdot f_{R.3k} \quad f_{Ftuk} = 1.332 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{Ftud} := \frac{f_{Ftuk}}{1.5} \quad f_{Ftud} = 0.888 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{Ftsm} := \frac{f_{Ftsk}}{0.7} \quad f_{Ftsm} = 2.571 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{Ftsk.ef} := f_{Ftsk} \cdot \kappa_0 \quad f_{Ftsk.ef} = 1.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

KARAKTERISTISKE LASTER

Egenlast

$$\rho_{betong} := 25 \frac{kN}{m^3} \quad g := \rho_{betong} \cdot h \quad g = 6.25 \frac{kN}{m^2}$$

Nyttelast - Kontorbygg kategori B

$$q := 3 \frac{kN}{m^2}$$

DIMENSJONERENDE LASTER (Fritt opplagt)

Bruksgrensetilstand

$$q_{Ed.bruk} := g + q$$

$$q_{Ed.bruk} = 9.25 \frac{kN}{m^2}$$

$$M_{Ed.bruk} := \frac{q_{Ed.bruk} \cdot L^2}{8} \cdot m$$

$$M_{Ed.bruk} = 56.656 \text{ kN} \cdot m$$

$$V_{Ed.bruk} := \frac{q_{Ed.bruk} \cdot L}{2} \cdot m$$

$$V_{Ed.bruk} = 32.375 \text{ kN}$$

Bruddgrensetilstand

Partialfaktormetoden:

$$Likning6.10a := 1.35 \cdot g + 1.05 \cdot q$$

$$Likning6.10a = 11.588 \frac{kN}{m^2}$$

$$Likning6.10b := 1.2 \cdot g + 1.5 \cdot q$$

$$Likning6.10b = 12 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{Ed.brud} := \begin{cases} \text{if } Likning6.10a > Likning6.10b \\ \quad || \quad Likning6.10a \\ \text{else} \\ \quad || \quad Likning6.10b \end{cases} \quad q_{Ed.brud} = 12 \frac{kN}{m^2}$$

$$M_{Ed.brud} := \frac{q_{Ed.brud} \cdot L^2}{8} \cdot m$$

$$M_{Ed.brud} = 73.5 \text{ kN} \cdot m$$

$$V_{Ed.brud} := \frac{q_{Ed.brud} \cdot L}{2} \cdot m$$

$$V_{Ed.brud} = 42 \text{ kN}$$

ULS - DIMENSJONERING I BRUDDGRENSETILSTAND

Statisk nødvendig armering

Med fiber → last - og materialfaktorer lik 1,0 (karakteristisk tilstand)

$$M_{ck} := 0.28 \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot d^2 \quad M_{ck} = 360.389 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi = 14 \text{ mm}$$

$$z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed,bruk}}{M_{ck}} \right) \cdot d \quad z = 202.441 \text{ mm}$$

$$A_{s,req} := \frac{M_{Ed,bruk}}{z \cdot f_{yk}} \quad A_{s,req} = 559.731 \text{ mm}^2$$

$$s_{max,req} := \frac{b}{A_{s,req}} \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \quad s_{max,req} = 275.022 \text{ mm}$$

Valgt senteravstand s: $s := 250 \text{ mm}$ (maks 300 i senteravstand)

$$A_s := \frac{b}{s} \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \quad A_s = 615.752 \text{ mm}^2$$

Er det tilstrekkelig armering?

$A_s > A_{s,req}$ → Ok, valgt armeringsmengde er større enn nødvendig mengde

$$\text{Antall stenger brukt:} \quad n := \frac{A_s}{\left(\frac{\phi^2 \cdot \pi}{4} \right)} \quad n = 4$$

Momentkapasitet for tverrsnitt av slakkarmert fiber

$$x := \frac{h \cdot b \cdot f_{ftud} + A_s \cdot f_{yd}}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd} + b \cdot f_{ftud}} \quad x = 29.229 \text{ mm} \quad T_c := 0.8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \quad T_c = 463.763 \text{ kN}$$

$$S_f := (h - x) \cdot b \cdot f_{ftud} \quad S_f = 196.045 \text{ kN} \quad S_a := A_s \cdot f_{yd} \quad S_a = 267.718 \text{ kN}$$

$$M_{y,kapasitet} := S_f \cdot (0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x) + S_a \cdot (d - 0.4 \cdot x) \quad M_{y,kapasitet} = 77.634 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Er momentkapasiteten overskredet?

$M_{Ed,brudd} = 73.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{Ed,brudd} < M_{y,kapasitet}$ → OK, ikke overskredet

Opptredende skjærspenning

$$\tau_{Ed} := \frac{V_{Ed,brudd}}{b \cdot z_s}$$

$$\tau_{Ed} = 0.224 \frac{N}{mm^2}$$

$$z_s := 0.9 \cdot d = 187.2 \text{ mm}$$

Skjærkapasitet uten behov for skjærarmering

$$D_{lower} := 20 \text{ mm}$$

$$d_{dg} := D_{lower} + 16 \text{ mm}$$

$$d_{dg} = 36 \text{ mm}$$

$$\gamma_c := 1.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{Rdc,min} := \frac{10}{\gamma_c} \left(\frac{N}{mm^2} \right)^2 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck} \cdot d_{dg}}{f_{yd} \cdot d}}$$

$$\tau_{Rdc,min} = 0.787 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_{sl} := A_s$$

$$\rho_l := \text{if} \left(\frac{A_{sl}}{b \cdot d} \leq 0.02 \right) \left| \begin{array}{l} \left(\frac{A_{sl}}{b \cdot d} \right) \\ \text{else} \\ 0.02 \end{array} \right.$$

$$\rho_l = 0.003$$

$$\tau_{Rdc} := \frac{0.6}{\gamma_c} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{N}{mm^2} \right)^{\frac{5}{3}}$$

$$\tau_{Rdc} = 0.486 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{Rdc,bruk} := \text{if} \left(\tau_{Rdc,min} > \tau_{Rdc} \right) \left| \begin{array}{l} \tau_{Rdc,min} \\ \text{else} \\ \tau_{Rdc} \end{array} \right.$$

$$\tau_{Rdc,bruk} = 0.787 \frac{N}{mm^2}$$

$$\eta := \text{if} \left(\frac{1}{1 + 0.43 \cdot f_{Ftuk}^{2.85} \left(\frac{N}{mm^2} \right)^{-2.85}} > 0.4 \right) \left| \begin{array}{l} \frac{1}{1 + 0.43 \cdot f_{Ftuk}^{2.85} \left(\frac{N}{mm^2} \right)^{-2.85}} \\ \text{else} \\ 0.4 \end{array} \right.$$

$$\eta = 0.507$$

$$\tau_{Rd,cf} := \eta \cdot \tau_{Rdc,bruk} + f_{Ftuk}$$

$$\tau_{Rd,cf} = 1.287 \frac{N}{mm^2}$$

Er det behov for skjærarmering?

$$\tau_{Ed} = 0.224 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{Rd,cf} > \tau_{Ed}$$

→ Ok, ikke behov for skjærarmering

Forankring

$$\phi = 14 \text{ mm} \quad \eta_1 := 1 \quad \eta_2 := 1 \quad \alpha_{ct} := 0.85$$

$$f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad f_{bd} = 2.865 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$M_{Ed,opplegg} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta_{F,td} := V_{Ed,brudd} \quad \Delta_{F,td} = 42 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sd} := \frac{\frac{M_{Ed,opplegg}}{z} + \Delta_{F,td}}{A_s} \quad \sigma_{sd} = 68.209 \text{ MPa}$$

$$\text{Dimensjonerende forankringslengde: } l_{bd,req} := 0.25 \cdot \phi \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad l_{bd,req} = 83.33 \text{ mm} \quad l_{bd} := l_{bd,req}$$

$$\begin{array}{l} \text{Minimum forankringslengde} \\ \text{- strekk:} \end{array} \quad l_{b,min} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.3 \cdot l_{bd,req} < 10 \cdot \phi \wedge 0.3 \cdot l_{bd,req} < 100 \cdot \text{mm} \\ \quad \left\| 0.3 \cdot l_{bd,req} \right. \\ \text{if } 10 \cdot \phi < 0.3 \cdot l_{bd,req} \wedge 10 \cdot \phi < 100 \cdot \text{mm} \\ \quad \left\| 10 \cdot \phi \right. \\ \text{if } 100 \cdot \text{mm} < 0.3 \cdot l_{bd,req} \wedge 100 \cdot \text{mm} < 10 \cdot \phi \\ \quad \left\| 100 \cdot \text{mm} \right. \end{array} \right\|$$

$$l_{b,min} = 24.999 \text{ mm}$$

Er forankringslengden ok?

$$l_{bd} > l_{b,min} \rightarrow \text{Ok, forankringslengden er større enn minimum forankringslengde}$$

"Tykkelse på opplager"

$$d_{ordiameter} := 40 \text{ mm} \quad c_{nom} = 35 \text{ mm}$$

$$h_{tilgjengelig} := h - 2 \cdot c_{nom} - d_{ordiameter} - \frac{\phi}{2} \quad h_{tilgjengelig} = 133 \text{ mm}$$

Har vi plass til forankring?

$$h_{tilgjengelig} > l_{bd} \rightarrow \text{Ok, tilstrekkelig plass til forankring}$$

$$\text{Minimum tykkelse opplager: } t_{min_opplager} := d_{ordiameter} + \frac{\phi}{2} + c_{nom} = 82 \text{ mm}$$

→ Ok, veggene som bunnplaten vår er opplagt på er trolig tykkere enn 82 mm.

SLS - DIMENSJONERING I BRUKSGRENSETILSTAND

Minimumsarmering

$$k_0 := 1 \quad f_{Ftu.ef}^s := f_{Ftuk} \cdot k_0 \quad f_{Ftu.ef} = 1.332 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_{s,min} := \text{if } 0.26 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ctm} - 2.15 \cdot f_{Ftu.ef}}{f_{yk}} > \frac{0.13 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{yk}} \quad A_{s,min} = 173.595 \text{ mm}^2$$

$$\left\| \begin{array}{l} 0.26 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ctm} - 2.15 \cdot f_{Ftu.ef}}{f_{yk}} \\ \text{else} \\ \frac{0.13 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{yk}} \end{array} \right.$$

Minimumsarmeringen benyttes som tverrarmering.

Nedbøyning - Kort tid

Stadium 1 - uopprisset

Materialstivhetsforhold: $\eta_{kort} := \frac{E_s}{E_{cm}} \quad \eta_{kort} = 5.869$

$$y_s := d - 0.5 h \quad y_s = 83 \text{ mm}$$

$$A_c := b \cdot h \quad A_c = (2.5 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$A_t := A_c + (\eta_{kort} - 1) \cdot A_s \quad A_t = 0.253 \text{ m}^2$$

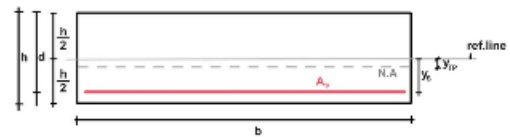
$$y_{TP} := \frac{((\eta_{kort} - 1) \cdot A_s \cdot y_s)}{A_t} \quad y_{TP} = 0.984 \text{ mm}$$

$$I_{c1} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_{TP}^2 \quad I_{c1} = (1.302 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$I_{s1} := A_s \cdot (y_s - y_{TP})^2 \quad I_{s1} = (4.142 \cdot 10^6) \text{ mm}^4$$

$$EI_1 := E_{cm} \cdot I_{c1} + E_s \cdot I_{s1} \quad EI_1 = (4.521 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$\delta_1 := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{Ed,bruk} \cdot L^4}{EI_1} \quad \delta_1 = 6.397 \frac{1}{m} \cdot \text{mm}$$



Stadium 2 - opprisset

Trykksonehøyden beregnes i opprisset tilstand. Alfa-verdien beregnes etter metoden beskrevet i kap 2.6.4 pkt. "Armeringsspenning" og hentes ut fra Excel fil. Betongtøyningen for tilhørende alfa-verdi hentes og ut fra Excel fil.

Mbruk	56,66						
Ønsket Msls	56,70						
Rad som gir :	6450						
Egenskaper til bestemt rad:							
Ec	α	Skal bli 0 ->	Msls	Es	σ _s	k	
0,0003125	0,351549	0	56,713662	56,7	0,0005765	115,2938	4,274E-06

$$\alpha := 0.351549$$

$$\varepsilon_c := 0.000312525$$

$$\kappa := \frac{\varepsilon_c}{\alpha \cdot d}$$

$$\kappa = 0.004 \frac{1}{m}$$

$$EI_2 := \frac{M_{Ed,bruk}}{\kappa}$$

$$EI_2 = (1.326 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$\delta_2 := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{Ed,bruk} \cdot L^4}{EI_2}$$

$$\delta_2 = 21.815 \frac{1}{m} \cdot \text{mm}$$

Interpolering av nedbøyning i stadium 1 og stadium 2

$$\beta := 1.0$$

$$M_{cr} := \frac{(I_{c1} + \eta_{kort} \cdot I_{s1})}{0.5 \cdot h - y_{TP}} \cdot f_{ctm}$$

$$M_{cr} = 34.338 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\zeta := 1.0 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed,bruk}} \right)^2$$

$$\zeta = 0.633$$

$$\delta_{kort} := (\zeta \cdot \delta_2 + (1 - \zeta) \cdot \delta_1) \cdot m$$

$$\delta_{kort} = 16.152 \text{ mm}$$

Nedbøyning - Lang tid

Nedbøyning forårsaket av langtidseffekten kryp

Langtidslast 1, egenlast:

$$g_{Ed,perm} := g = 6.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Langtidslast 2, permanent nyttelast:

$$q_{Ed,perm} := 0.4 \cdot q = 1.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Påføring av egenlast (døgn):

$$t_{0,egen} := 28$$

Påføring av permanent nyttelast (døgn):

$$t_{0,nytte} := 50$$

Konstruksjonens levetid (døgn):

$$t := 50 \cdot 365 = 1.825 \cdot 10^4$$

$$\alpha_1 := \left(\frac{35 \frac{N}{mm^2}}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.866 \quad \alpha_2 := \left(\frac{35 \frac{N}{mm^2}}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.96 \quad \alpha_3 := \left(\frac{35 \frac{N}{mm^2}}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.902$$

Omgivelsenes luftfuktighet, RH:

$$RH := 70\% = 0.7$$

$$u := 2 \cdot (h + b)$$

$$u = (2.5 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$h_0 := \frac{(2 A_c)}{u}$$

$$h_0 = 200 \text{ mm}$$

For $f_{cm} > 35$ MPa:

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \left(\frac{(1 - RH)}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot mm^{\frac{1}{3}} \right) \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 \quad \varphi_{RH} = 1.386$$

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \cdot \left(\frac{N}{mm^2} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \beta_{f_{cm}} = 2.562$$

$$\beta_{t_{0.egen}} := \frac{1}{(0.1 + t_{0.egen}^{0.20})} \quad \beta_{t_{0.egen}} = 0.488$$

$$\beta_{t_{0.nytte}} := \frac{1}{(0.1 + t_{0.nytte}^{0.20})} \quad \beta_{t_{0.nytte}} = 0.437$$

For $f_{cm} > 35$ MPa

$$\beta_H := \left. \begin{array}{l} \text{if } 1500 \cdot \alpha_3 \geq (1.5 \cdot (1 + (0.012 \cdot RH)^{18}) \cdot h_0) \frac{1}{mm} + (250 \cdot \alpha_3) \\ \left\| \left(1.5 \cdot (1 + (0.012 \cdot RH)^{18}) \cdot h_0 \right) \frac{1}{mm} + (250 \cdot \alpha_3) \right. \\ \text{else} \\ \left\| 1500 \cdot \alpha_3 \right. \end{array} \right|$$

$$\beta_H = 525.548$$

$$\beta_{c.t.t_{0.egen}} := \left(\frac{(t - t_{0.egen})}{\beta_H + t - t_{0.egen}} \right)^{0.3} \quad \beta_{c.t.t_{0.egen}} = 0.992$$

$$\beta_{c.t.t0.nytte} := \left(\frac{(t - t_{0.nytte})}{\beta_H + t - t_{0.nytte}} \right)^{0.3}$$

$$\beta_{c.t.t0.nytte} = 0.991$$

Normerte kryptall:

$$\varphi_{0.egen} := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0.egen}$$

$$\varphi_{0.egen} = 1.734$$

$$\varphi_{0.nytte} := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0.nytte}$$

$$\varphi_{0.nytte} = 1.553$$

Kryptall:

$$\varphi_{t.t0.egen} := \varphi_{0.egen} \cdot \beta_{c.t.t0.egen}$$

$$\varphi_{t.t0.egen} = 1.72$$

$$\varphi_{t.t0.nytte} := \varphi_{0.nytte} \cdot \beta_{c.t.t0.egen}$$

$$\varphi_{t.t0.nytte} = 1.54$$

Effektive elastisitetsmoduler:

$$E_{c.eff1} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{t.t0.egen}}$$

$$E_{c.eff1} = (1.253 \cdot 10^4) \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{c.eff2} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{t.t0.nytte}}$$

$$E_{c.eff2} = (1.342 \cdot 10^4) \frac{N}{mm^2}$$

Permanente langtidsmomenter

$$M_{Ed,perm.1} := \frac{g_{Ed,perm} \cdot L^2 \cdot m}{8}$$

$$M_{Ed,perm.1} = 38.281 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,perm.2} := \frac{q_{Ed,perm} \cdot L^2 \cdot m}{8}$$

$$M_{Ed,perm.2} = 7.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Midlere elastisitetsmodul:

$$E_{c.middel} := \frac{M_{Ed,perm.1} + M_{Ed,perm.2}}{\frac{M_{Ed,perm.1}}{E_{c.eff1}} + \frac{M_{Ed,perm.2}}{E_{c.eff2}}}$$

$$E_{c.middel} = (1.267 \cdot 10^4) \frac{N}{mm^2}$$

Tverrsnittets ekvivalente arealtrehetsmoment:

Ved beregning av ekvivalent arealtrehetsmoment(Ic) må ny alfa-verdi beregnes etter metoden beskrevet i kap 2.6.4, underkapittel "Armeringsspenning", hvor Ecm byttes ut med Ec,middel, og hentes ut fra Excel-filen som er beskrevet i kap 4???

$$\alpha_{lang} := 0.458964$$

$$I_c := \frac{1}{2} \cdot \alpha_{lang}^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha_{lang}}{3}\right) \cdot b \cdot d^3$$

$$I_c = (8.028 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$\delta_{lang} := \frac{5}{384} \cdot \frac{(g_{Ed,perm} + q_{Ed,perm}) \cdot m \cdot L^4}{E_{c,middel} \cdot I_c}$$

$$\delta_{lang} = 22.907 \text{ mm}$$

Total nedbøyning

$$\delta_{total} := \delta_{kort} + \delta_{lang}$$

$$\delta_{total} = 39.058 \text{ mm}$$

Grenseverdi:

$$\text{Grenseverdi} := \frac{L}{200}$$

$$\text{Grenseverdi} = 35 \text{ mm}$$

Kontroll:

$$\delta_{total} > \text{Grenseverdi}$$

-> Ikke innenfor grenseverdien, se diskusjon for mer informasjon.

Risskontroll

Største rissavstand:

Alpha-verdien beregnes for opprisset tverrsnitt, og settes lik som alpha-verdien for nedbøyning i kort tid ved stadium 2 ovenfor.

$$k_b := 0.8$$

$$\alpha = 0.351549$$

$$h_{c,eff} := \left| \begin{array}{l} \text{if } 2.5 \cdot (h-d) < \frac{(h-\alpha \cdot d)}{3} \wedge 2.5 \cdot (h-d) < \frac{h}{2} \\ \quad \left| \begin{array}{l} 2.5 \cdot (h-d) \\ \text{if } \frac{(h-\alpha \cdot d)}{3} < 2.5 \cdot (h-d) \wedge \frac{(h-\alpha \cdot d)}{3} < \frac{h}{2} \\ \quad \left| \begin{array}{l} \frac{(h-\alpha \cdot d)}{3} \\ \text{if } \frac{h}{2} < 2.5 \cdot (h-d) \wedge \frac{h}{2} < \frac{(h-\alpha \cdot d)}{3} \\ \quad \left| \begin{array}{l} \frac{h}{2} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right| \quad h_{c,eff} = 58.959 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} := b \cdot h_{c,eff}$$

$$A_{c,eff} = 58959.269 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad \rho_{p,eff} = 0.01$$

$$s_{r,max,cal} := \text{if } s > \left(c_{nom} + \frac{\phi}{2} \right) \left\| \begin{array}{l} 1.3 \cdot (h - \alpha \cdot d) \\ \text{else} \\ \left(2 \cdot c_{nom} + 0.35 \cdot k_b \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \right) \cdot \left(1 - \frac{f_{ftsk}}{f_{ctm}} \right) \end{array} \right.$$

NB38

$$s_{r,max,cal} = 229.941 \text{ mm}$$

Tøyningsforhold:

Armeringsspenningen beregnes for opprisset tverrsnitt, fiberen tas hensyn til ved å beregne denne etter metoden beskrevet under kap. 2.6.4 og underkapittel "Armeringsspenning".

Armeringsspenningen er her hentet ut fra Excel-filen, som er beskrevet i kapittel 4???

$$\sigma_s := 115.293804 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_t := 0.4 \text{ (langvarig belastning)} \quad f_{ct,eff} := f_{ctm}$$

$$\text{Tøyningsforholdet} = \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$$

$$\text{tøyningsforholdet} := \text{if} \left(\frac{\left(\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot \left(1 + \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot \rho_{p,eff} \right) \right)}{E_s} \right) \geq \left(0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right) \left\| \begin{array}{l} \left(\frac{\left(\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot \left(1 + \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot \rho_{p,eff} \right) \right)}{E_s} \right) \\ \text{else} \\ \left(0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right) \end{array} \right.$$

$$\text{tøyningsforholdet} = 3.459 \cdot 10^{-4}$$

Rissvidde:

$$w_{k,NB} := \text{tøyningsforholdet} \cdot s_{r,max,cal}$$

$$w_{k,NB} = 0.0795 \text{ mm}$$

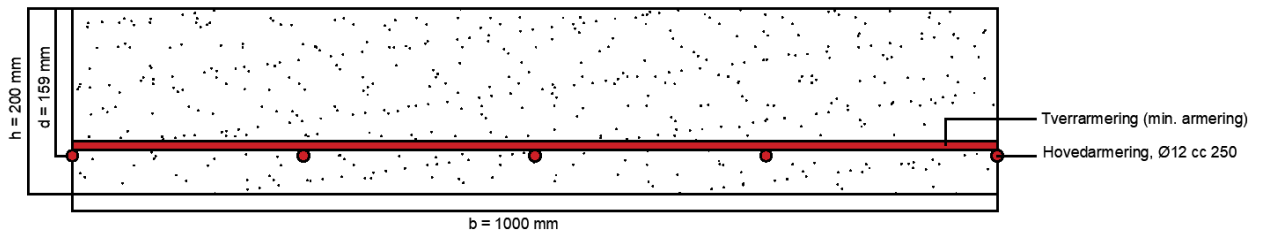
Er rissvidden ok?

$$w_k < 0.2 \text{ mm}$$

→ Ok, rissvidden er mindre enn kravet for en vanntett bunnplate

Vedlegg F – Dimensjonering bunnplate B3

Slakkarmert fiberbetong



INPUT

$$L := 5500 \text{ mm} \quad b := 1000 \text{ mm} \quad h := 200 \text{ mm} \quad \phi := 12 \text{ mm}$$

$$c_{min.dur} := 25 \text{ mm} \quad \Delta c := 10 \text{ mm} \quad c_{nom} := c_{min.dur} + \Delta c \quad c_{nom} = 35 \text{ mm}$$

$$d := h - c_{nom} - \frac{\phi}{2} \quad d = 159 \text{ mm}$$

DIMENSJONERENDE FASTHETER

Betong - B35

$$f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \alpha_{cc} := 0.85 \quad f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} \quad f_{cd} = 19.833 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ctm} := 0.3 \cdot f_{ck}^2 \cdot \left(\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad f_{ctm} = 3.21 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{ctd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{0.7 \cdot f_{ctm}}{1.5} \quad f_{ctd} = 1.273 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{cm} := f_{ck} + 8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{cm} = 43 \text{ MPa} \quad E_{cm} := 22 \cdot \left(\frac{43}{10} \right)^{0.3} \text{ GPa} \quad E_{cm} = 34.077 \text{ GPa}$$

Stål - B500C

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} \quad f_{yd} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Stålfiber - 4,0c

$$\kappa_0 := 1.0$$

$$f_{R.1k} := 4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{R.3k} := 3.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{Ftsk} := 0.45 \cdot f_{R.1k} \quad f_{Ftsk} = 1.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{Ftuk} := 0.37 \cdot f_{R.3k} \quad f_{Ftuk} = 1.332 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{Ftud} := \frac{f_{Ftuk}}{1.5} \quad f_{Ftud} = 0.888 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{Ftsm} := \frac{f_{Ftsk}}{0.7} \quad f_{Ftsm} = 2.571 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{Ftsk.ef} := f_{Ftsk} \cdot \kappa_0 \quad f_{Ftsk.ef} = 1.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

KARAKTERISTISKE LASTER

Egenlast

$$\rho_{betong} := 25 \frac{kN}{m^3} \quad g := \rho_{betong} \cdot h \quad g = 5 \frac{kN}{m^2}$$

Nyttelast - Kontorbygg kategori B

$$q := 3 \frac{kN}{m^2}$$

DIMENSJONERENDE LASTER (Fritt opplagt)

Bruksgrensetilstand

$$q_{Ed.bruk} := g + q$$

$$q_{Ed.bruk} = 8 \frac{kN}{m^2}$$

$$M_{Ed.bruk} := \frac{q_{Ed.bruk} \cdot L^2}{8} \cdot m$$

$$M_{Ed.bruk} = 30.25 \text{ kN} \cdot m$$

$$V_{Ed.bruk} := \frac{q_{Ed.bruk} \cdot L}{2} \cdot m$$

$$V_{Ed.bruk} = 22 \text{ kN}$$

Bruddgrensetilstand

Partialfaktormetoden:

$$Likning6.10a := 1.35 \cdot g + 1.05 \cdot q$$

$$Likning6.10a = 9.9 \frac{kN}{m^2}$$

$$Likning6.10b := 1.2 \cdot g + 1.5 \cdot q$$

$$Likning6.10b = 10.5 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{Ed.brud} := \begin{cases} \text{if } Likning6.10a > Likning6.10b \\ \quad || \quad Likning6.10a \\ \text{else} \\ \quad || \quad Likning6.10b \end{cases}$$

$$q_{Ed.brud} = 10.5 \frac{kN}{m^2}$$

$$M_{Ed.brud} := \frac{q_{Ed.brud} \cdot L^2}{8} \cdot m$$

$$M_{Ed.brud} = 39.703 \text{ kN} \cdot m$$

$$V_{Ed.brud} := \frac{q_{Ed.brud} \cdot L}{2} \cdot m$$

$$V_{Ed.brud} = 28.875 \text{ kN}$$

ULS - DIMENSJONERING I BRUDDGRENSETILSTAND

Statisk nødvendig armering

Med fiber → last - og materialfaktorer lik 1,0 (karakteristisk tilstand)

$$M_{ck} := 0.28 \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot d^2 \quad M_{ck} = 210.591 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed,bruk}}{M_{ck}} \right) \cdot d \quad z = 155.117 \text{ mm}$$

$$A_{s,req} := \frac{M_{Ed,bruk}}{z \cdot f_{yk}} \quad A_{s,req} = 390.027 \text{ mm}^2$$

$$s_{max,req} := \frac{b}{A_{s,req}} \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \quad s_{max,req} = 289.973 \text{ mm}$$

Valgt senteravstand s: $s := 250 \text{ mm}$

$$A_s := \frac{b}{s} \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \quad A_s = 452.389 \text{ mm}^2$$

Er det tilstrekkelig armering?

$$A_s > A_{s,req} \rightarrow \text{Ok, valgt armeringsmengde er større enn nødvendig mengde}$$

Antall stenger brukt: $n := \frac{A_s}{\left(\frac{\phi^2 \cdot \pi}{4} \right)} \quad n = 4$

Momentkapasitet

$$x := \frac{h \cdot b \cdot f_{ftud} + A_s \cdot f_{yd}}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd} + b \cdot f_{ftud}} \quad x = 22.34 \text{ mm} \quad T_c := 0.8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \quad T_c = 354.454 \text{ kN}$$

$$S_f := (h - x) \cdot b \cdot f_{ftud} \quad S_f = 157.763 \text{ kN} \quad S_a := A_s \cdot f_{yd} \quad S_a = 196.691 \text{ kN}$$

$$M_{y,kapasitet} := S_f \cdot (0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x) + S_a \cdot (d - 0.4 \cdot x) \quad M_{y,kapasitet} = 45.645 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Er momentkapasiteten overskredet?

$$M_{Ed,brudd} = 39.703 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_{Ed,brudd} < M_{y,kapasitet} \rightarrow \text{OK, ikke overskredet}$$

Skjærkontroll

Opptredende skjærspenning

$$\tau_{Ed} := \frac{V_{Ed,brudd}}{b \cdot z_s}$$

$$\tau_{Ed} = 0.202 \frac{N}{mm^2}$$

$$z_s := 0.9 \cdot d = 143.1 \text{ mm}$$

Skjærkapasitet uten behov for skjærarmoring

$$D_{lower} := 20 \text{ mm}$$

$$d_{dg} := D_{lower} + 16 \text{ mm}$$

$$d_{dg} = 36 \text{ mm}$$

$$\gamma_c := 1.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{Rdc,min} := \frac{10}{\gamma_c} \left(\frac{N}{mm^2} \right)^2 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck} \cdot d_{dg}}{f_{yd} \cdot d}}$$

$$\tau_{Rdc,min} = 0.9 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_{sl} := A_s$$

$$\rho_l := \text{if} \left(\frac{A_{sl}}{b \cdot d} \leq 0.02 \right) \left| \begin{array}{l} \left(\frac{A_{sl}}{b \cdot d} \right) \\ \text{else} \\ 0.02 \end{array} \right.$$

$$\rho_l = 0.003$$

$$\tau_{Rdc} := \frac{0.6}{\gamma_c} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{N}{mm^2} \right)^{\frac{5}{3}}$$

$$\tau_{Rdc} = 0.525 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{Rdc,bruk} := \text{if} \left(\tau_{Rdc,min} > \tau_{Rdc} \right) \left| \begin{array}{l} \tau_{Rdc,min} \\ \text{else} \\ \tau_{Rdc} \end{array} \right.$$

$$\tau_{Rdc,bruk} = 0.9 \frac{N}{mm^2}$$

$$\eta := \text{if} \left(\frac{1}{1 + 0.43 \cdot f_{Ftuk}^{2.85} \left(\frac{N}{mm^2} \right)^{-2.85}} > 0.4 \right) \left| \begin{array}{l} \frac{1}{1 + 0.43 \cdot f_{Ftuk}^{2.85} \left(\frac{N}{mm^2} \right)^{-2.85}} \\ \text{else} \\ 0.4 \end{array} \right.$$

$$\eta = 0.507$$

$$\tau_{Rd,cf} := \eta \cdot \tau_{Rdc,bruk} + f_{Ftuk}$$

$$\tau_{Rd,cf} = 1.344 \frac{N}{mm^2}$$

Er det behov for skjærarmoring?

$$\tau_{Ed} = 0.202 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{Rd,cf} > \tau_{Ed} \rightarrow \text{Ok, ikke behov for skjærarmoring}$$

Forankring

$$\phi = 12 \text{ mm} \quad \eta_1 := 1 \quad \eta_2 := 1 \quad \alpha_{ct} := 0.85$$

$$f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad f_{bd} = 2.865 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$M_{Ed,opplegg} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta_{F,td} := V_{Ed,brudd} \quad \Delta_{F,td} = 28.875 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sd} := \frac{\frac{M_{Ed,opplegg}}{z} + \Delta_{F,td}}{A_s} \quad \sigma_{sd} = 63.828 \text{ MPa}$$

$$\text{Dimensjonerende forankringslengde: } l_{bd,req} := 0.25 \cdot \phi \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad l_{bd,req} = 66.838 \text{ mm} \quad l_{bd} := l_{bd,req}$$

$$\begin{array}{l} \text{Minimum forankringslengde} \\ \text{- strekk:} \end{array} \quad l_{b,min} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.3 \cdot l_{bd,req} < 10 \cdot \phi \wedge 0.3 \cdot l_{bd,req} < 100 \cdot \text{mm} \\ \quad \left\| 0.3 \cdot l_{bd,req} \right. \\ \text{if } 10 \cdot \phi < 0.3 \cdot l_{bd,req} \wedge 10 \cdot \phi < 100 \cdot \text{mm} \\ \quad \left\| 10 \cdot \phi \right. \\ \text{if } 100 \cdot \text{mm} < 0.3 \cdot l_{bd,req} \wedge 100 \cdot \text{mm} < 10 \cdot \phi \\ \quad \left\| 100 \cdot \text{mm} \right. \end{array} \right\|$$

$$l_{b,min} = 20.051 \text{ mm}$$

Er forankringslengden ok?

$$l_{bd} > l_{b,min} \rightarrow \text{Ok, forankringslengden er større enn minimum forankringslengde}$$

"Tykkelse på opplager"

$$d_{ordiameter} := 32 \text{ mm} \quad c_{nom} = 35 \text{ mm}$$

$$h_{tilgjengelig} := h - 2 \cdot c_{nom} - d_{ordiameter} - \frac{\phi}{2} \quad h_{tilgjengelig} = 92 \text{ mm}$$

Har vi plass til forankring?

$$h_{tilgjengelig} > l_{bd} \rightarrow \text{Ok, tilstrekkelig plass til forankring}$$

$$\text{Minimum tykkelse opplager: } t_{min_opplager} := d_{ordiameter} + \frac{\phi}{2} + c_{nom} = 73 \text{ mm}$$

→ Ok, veggene som bunnplaten vår er opplagt på er trolig tykkere enn 73 mm.

SLS - DIMENSJONERING I BRUKSGRENSETILSTAND

Minimumsarmering

$$k_0 := 1 \quad f_{Ftu.ef}^s := f_{Ftuk} \cdot k_0 \quad f_{Ftu.ef} = 1.332 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_{s,min} := \text{if } 0.26 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ctm} - 2.15 \cdot f_{Ftu.ef}}{f_{yk}} > \frac{0.13 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{yk}} \quad A_{s,min} = 132.7 \text{ mm}^2$$

$$\left\| \begin{array}{l} 0.26 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ctm} - 2.15 \cdot f_{Ftu.ef}}{f_{yk}} \\ \text{else} \\ \frac{0.13 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{yk}} \end{array} \right.$$

Minimumsarmeringen benyttes som tverrarmering.

Nedbøyning - Kort tid

Stadium 1 - uopprisset

Materialstivhetsforhold: $\eta_{kort} := \frac{E_s}{E_{cm}} \quad \eta_{kort} = 5.869$

$$y_s := d - 0.5 h \quad y_s = 59 \text{ mm}$$

$$A_c := b \cdot h \quad A_c = (2 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$A_t := A_c + (\eta_{kort} - 1) \cdot A_s \quad A_t = 0.202 \text{ m}^2$$

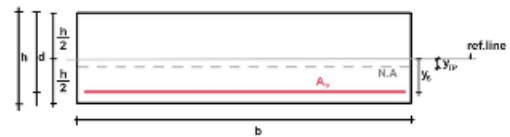
$$y_{TP} := \frac{((\eta_{kort} - 1) \cdot A_s \cdot y_s)}{A_t} \quad y_{TP} = 0.643 \text{ mm}$$

$$I_{c1} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_{TP}^2 \quad I_{c1} = (6.667 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$I_{s1} := A_s \cdot (y_s - y_{TP})^2 \quad I_{s1} = (1.541 \cdot 10^6) \text{ mm}^4$$

$$EI_1 := E_{cm} \cdot I_{c1} + E_s \cdot I_{s1} \quad EI_1 = (2.303 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$\delta_1 := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{Ed,bruk} \cdot L^4}{EI_1} \quad \delta_1 = 4.139 \frac{1}{m} \cdot \text{mm}$$



Stadium 2 - opprisset

Trykksonehøyden beregnes i opprisset tilstand. Alfa-verdien beregnes etter metoden beskrevet i kap 2.6.4 pkt. "Armeringsspenning" og hentes ut fra Excel fil. Betongtøyningen for tilhørende alfa-verdi hentes og ut fra Excel fil.

Mbruk	30,25					
Ønsket Msls	30,30					
Rad som gir:	5693					
Egenskaper til bestemt rad:						
Ec	α	Skal bli 0 -> Msls	Es	σ_s	k	
0,0002302	0,426492	0 30,302599	30,3	0,0003095	61,90218	3,394E-06

$$\alpha := 0.426492$$

$$\varepsilon_c := 0.000230169$$

$$\kappa := \frac{\varepsilon_c}{\alpha \cdot d}$$

$$\kappa = 0.003 \frac{1}{m}$$

$$EI_2 := \frac{M_{Ed,bruk}}{\kappa}$$

$$EI_2 = (8.912 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$\delta_2 := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{Ed,bruk} \cdot L^4}{EI_2}$$

$$\delta_2 = 10.695 \frac{1}{m} \cdot \text{mm}$$

Interpolering av nedbøyning i stadium 1 og stadium 2

$$\beta := 1.0$$

$$M_{cr} := \frac{(I_{c1} + \eta_{kort} \cdot I_{s1})}{0.5 \cdot h - y_{TP}} \cdot f_{ctm}$$

$$M_{cr} = 21.833 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\zeta := 1.0 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed,bruk}} \right)^2$$

$$\zeta = 0.479$$

$$\delta_{kort} := (\zeta \cdot \delta_2 + (1 - \zeta) \cdot \delta_1) \cdot m$$

$$\delta_{kort} = 7.28 \text{ mm}$$

Nedbøyning - Lang tid

Nedbøyning forårsaket av langtidseffekten kryp

Langtidslast 1, egenlast:

$$g_{Ed,perm} := g = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Langtidslast 2, permanent nyttelast:

$$q_{Ed,perm} := 0.4 \cdot q = 1.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Påføring av egenlast (døgn):

$$t_{0,egen} := 28$$

Påføring av permanent nyttelast (døgn):

$$t_{0,nytte} := 50$$

Konstruksjonens levetid (døgn):

$$t := 50 \cdot 365 = 1.825 \cdot 10^4$$

Alfa-verdier, faktorer som tar hensyn til betongfasthetens betydning:

$$\alpha_1 := \left(\frac{35 \frac{N}{mm^2}}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.866 \quad \alpha_2 := \left(\frac{35 \frac{N}{mm^2}}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.96 \quad \alpha_3 := \left(\frac{35 \frac{N}{mm^2}}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.902$$

Omgivelsenes luftfuktighet, RH:

$$RH := 70\% = 0.7$$

$$u := 2 \cdot (h + b)$$

$$u = (2.4 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$h_0 := \frac{(2 A_c)}{u}$$

$$h_0 = 166.667 \text{ mm}$$

For $f_{cm} > 35$ MPa:

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \left(\frac{(1 - RH)}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot mm^{\frac{1}{3}} \right) \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 \quad \varphi_{RH} = 1.413$$

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \cdot \left(\frac{N}{mm^2} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \beta_{f_{cm}} = 2.562$$

$$\beta_{t_{0.egen}} := \frac{1}{(0.1 + t_{0.egen}^{0.20})} \quad \beta_{t_{0.egen}} = 0.488$$

$$\beta_{t_{0.nytte}} := \frac{1}{(0.1 + t_{0.nytte}^{0.20})} \quad \beta_{t_{0.nytte}} = 0.437$$

For $f_{cm} > 35$ MPa

$$\beta_H := \begin{cases} \text{if } 1500 \cdot \alpha_3 \geq (1.5 \cdot (1 + (0.012 \cdot RH)^{18}) \cdot h_0) \frac{1}{mm} + (250 \cdot \alpha_3) \\ \left\| \left(1.5 \cdot (1 + (0.012 \cdot RH)^{18}) \cdot h_0 \right) \frac{1}{mm} + (250 \cdot \alpha_3) \right. \\ \text{else} \\ \left. \left\| 1500 \cdot \alpha_3 \right. \end{cases}$$

$$\beta_H = 475.548$$

$$\beta_{c.t.t_{0.egen}} := \left(\frac{(t - t_{0.egen})}{\beta_H + t - t_{0.egen}} \right)^{0.3} \quad \beta_{c.t.t_{0.egen}} = 0.992$$

$$\beta_{c,t,t0,nytte} := \left(\frac{(t - t_{0,nytte})}{\beta_H + t - t_{0,nytte}} \right)^{0.3}$$

$$\beta_{c,t,t0,nytte} = 0.992$$

Normerte kryptall:

$$\varphi_{0,egen} := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0,egen}$$

$$\varphi_{0,egen} = 1.768$$

$$\varphi_{0,nytte} := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0,nytte}$$

$$\varphi_{0,nytte} = 1.583$$

Kryptall:

$$\varphi_{t,t0,egen} := \varphi_{0,egen} \cdot \beta_{c,t,t0,egen}$$

$$\varphi_{t,t0,egen} = 1.754$$

$$\varphi_{t,t0,nytte} := \varphi_{0,nytte} \cdot \beta_{c,t,t0,egen}$$

$$\varphi_{t,t0,nytte} = 1.57$$

Effektive elastisitetsmoduler:

$$E_{c,eff1} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{t,t0,egen}}$$

$$E_{c,eff1} = (1.237 \cdot 10^4) \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{c,eff2} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{t,t0,nytte}}$$

$$E_{c,eff2} = (1.326 \cdot 10^4) \frac{N}{mm^2}$$

Permanente langtidsmomenter:

$$M_{Ed,perm.1} := \frac{g_{Ed,perm} \cdot L^2 \cdot m}{8}$$

$$M_{Ed,perm.1} = 18.906 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,perm.2} := \frac{q_{Ed,perm} \cdot L^2 \cdot m}{8}$$

$$M_{Ed,perm.2} = 4.538 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Midlere elastisitetsmodul:

$$E_{c,middel} := \frac{M_{Ed,perm.1} + M_{Ed,perm.2}}{\frac{M_{Ed,perm.1}}{E_{c,eff1}} + \frac{M_{Ed,perm.2}}{E_{c,eff2}}}$$

$$E_{c,middel} = (1.253 \cdot 10^4) \frac{N}{mm^2}$$

Tverrsnittets ekvivalente arealtrehetsmoment

Ved beregning av ekvivalent arealtrehetsmoment(Ic) må ny alfa-verdi beregnes etter metoden beskrevet i kap 2.6.4, underkapittel "Armeringsspenning", hvor E_{cm} byttes ut med E_{c,middel}, og hentes ut fra Excel-filen som er beskrevet i kap 4???

$$\alpha_{lang} := 0.507771$$

$$I_c := \frac{1}{2} \cdot \alpha_{lang}^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha_{lang}}{3}\right) \cdot b \cdot d^3$$

$$I_c = (4.305 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$\delta_{lang} := \frac{5}{384} \cdot \frac{(g_{Ed,perm} + q_{Ed,perm}) \cdot m \cdot L^4}{E_{c,middel} \cdot I_c}$$

$$\delta_{lang} = 13.69 \text{ mm}$$

Total nedbøyning

$$\delta_{total} := \delta_{kort} + \delta_{lang}$$

$$\delta_{total} = 20.97 \text{ mm}$$

Grenseverdi:

$$\text{Grenseverdi} := \frac{L}{200}$$

$$\text{Grenseverdi} = 27.5 \text{ mm}$$

Kontroll:

$$\delta_{total} < \text{Grenseverdi}$$

-> Nedbøyning er innenfor grenseverdi.

Risskontroll

Største rissavstand

Alpha-verdien beregnes for opprisset tverrsnitt, og settes lik som alpha-verdien for nedbøyning i kort tid ved stadium 2 ovenfor.

$$k_b := 0.8$$

$$\alpha = 0.4265$$

$$h_{c,eff} := \left| \begin{array}{l} \text{if } 2.5 \cdot (h-d) < \frac{(h-\alpha \cdot d)}{3} \wedge 2.5 \cdot (h-d) < \frac{h}{2} \\ \quad \left| \begin{array}{l} 2.5 \cdot (h-d) \\ \text{if } \frac{(h-\alpha \cdot d)}{3} < 2.5 \cdot (h-d) \wedge \frac{(h-\alpha \cdot d)}{3} < \frac{h}{2} \\ \quad \left| \begin{array}{l} \frac{(h-\alpha \cdot d)}{3} \\ \text{if } \frac{h}{2} < 2.5 \cdot (h-d) \wedge \frac{h}{2} < \frac{(h-\alpha \cdot d)}{3} \\ \quad \left| \begin{array}{l} \frac{h}{2} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. \quad h_{c,eff} = 44.063 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} := b \cdot h_{c,eff}$$

$$A_{c,eff} = 44062.591 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_s}{A_{c,eff}}$$

$$\rho_{p,eff} = 0.01$$

$$s_{r,max,cal} := \text{if } s > \left(c_{nom} + \frac{\phi}{2} \right) \left\| \begin{array}{l} 1.3 \cdot (h - \alpha \cdot d) \\ \text{else} \\ \left(2 \cdot c_{nom} + 0.35 \cdot k_b \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \right) \cdot \left(1 - \frac{f_{Ftsk}}{f_{ctm}} \right) \end{array} \right.$$

NB38

$$s_{r,max,cal} = 171.844 \text{ mm}$$

Tøyningsforhold

Armeringsspenningen beregnes for opprisset tverrsnitt, fiberen tas hensyn til ved å beregne denne etter metoden beskrevet under kap. 2.6.4 og underkapittel "Armeringsspenning". Armeringsspenningen er her hentet ut fra Excel-filen, som er beskrevet i kapittel 4???

$$\sigma_s := 61.9021798 \frac{N}{mm^2}$$

$$k_t := 0.4 \text{ (langvarig belastning)} \quad f_{ct,eff}^* = f_{ctm}$$

$$\text{Tøyningsforholdet} = \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$$

$$\text{tøyningsforholdet} := \text{if} \left(\frac{\left(\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot \left(1 + \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot \rho_{p,eff} \right) \right)}{E_s} \right) \geq \left(0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right) \left\| \begin{array}{l} \left(\frac{\left(\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot \left(1 + \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot \rho_{p,eff} \right) \right)}{E_s} \right) \\ \text{else} \\ \left(0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right) \end{array} \right.$$

$$\text{tøyningsforholdet} = 1.857 \cdot 10^{-4}$$

Rissvidde

$$w_{k,NB} := \text{tøyningsforholdet} \cdot s_{r,max,cal}$$

$$w_{k,NB} = 0.03191 \text{ mm}$$

Er rissvidden ok?

$$w_k < 0.2 \text{ mm}$$

→ Ok, rissvidden er mindre enn kravet for en vanntett bunnplate

Vedlegg G – Beregning armeringsspenning slakkarmert fiberbetong Excel

Nedenfor vises utklipp fra Excel-filen som er benyttet for å beregne armeringsspenningen ved beregning av nedbøyning og rissvidder for slakkarmert fiberbetong. Selve filen er vedlagt som et eksternt vedlegg.

BEREGNINGER FOR ARMERINGSSPENNING TIL TVERRSNITT MED FIBER														
Es	Ec	As	f _{ftsk}	h	b	d	Ec	α	Skal bli 0 -->	Msls	Es	σ _s	k	
200000	34077	452,389342	1,8	200	1000	159	2,85933E-05	0,99	0	9,680	9,600	2,88821E-07	0,05776427	1,81649E-07
200000	34077	452,389342	1,8	200	1000	159	2,86068E-05	0,989901	0	9,684	9,600	2,91848E-07	0,05836957	1,81753E-07
200000	34077	452,389342	1,8	200	1000	159	2,86204E-05	0,989802	0	9,687	9,600	2,94878E-07	0,05897554	1,81857E-07
200000	34077	452,389342	1,8	200	1000	159	2,86339E-05	0,989703	0	9,690	9,600	2,97911E-07	0,05958218	1,81961E-07
200000	34077	452,389342	1,8	200	1000	159	2,86474E-05	0,989604	0	9,694	9,600	3,00947E-07	0,06018948	1,82065E-07
200000	34077	452,389342	1,8	200	1000	159	2,8661E-05	0,989505	0	9,697	9,600	3,03987E-07	0,06079746	1,8217E-07
200000	34077	452,389342	1,8	200	1000	159	2,86745E-05	0,989406	0	9,701	9,700	3,07031E-07	0,06140611	1,82274E-07
200000	34077	452,389342	1,8	200	1000	159	2,86881E-05	0,989307	0	9,704	9,700	3,10077E-07	0,06201542	1,82378E-07
200000	34077	452,389342	1,8	200	1000	159	2,87016E-05	0,989208	0	9,707	9,700	3,13127E-07	0,06262541	1,82483E-07
200000	34077	452,389342	1,8	200	1000	159	2,87152E-05	0,989109	0	9,711	9,700	3,1618E-07	0,06323606	1,82587E-07
200000	34077	452,389342	1,8	200	1000	159	2,87287E-05	0,98901	0	9,714	9,700	3,19237E-07	0,06384739	1,82691E-07
200000	34077	452,389342	1,8	200	1000	159	2,87423E-05	0,988911	0	9,718	9,700	3,22297E-07	0,06445939	1,82796E-07
200000	34077	452,389342	1,8	200	1000	159	2,87558E-05	0,988812	0	9,721	9,700	3,2536E-07	0,06507206	1,82901E-07
200000	34077	452,389342	1,8	200	1000	159	2,87694E-05	0,988713	0	9,724	9,700	3,28427E-07	0,0656854	1,83005E-07
200000	34077	452,389342	1,8	200	1000	159	2,87829E-05	0,988614	0	9,728	9,700	3,31497E-07	0,06629942	1,8311E-07
200000	34077	452,389342	1,8	200	1000	159	2,87965E-05	0,988515	0	9,731	9,700	3,34571E-07	0,06691411	1,83214E-07
200000	34077	452,389342	1,8	200	1000	159	2,88101E-05	0,988416	0	9,735	9,700	3,37647E-07	0,06752947	1,83319E-07
200000	34077	452,389342	1,8	200	1000	159	2,88237E-05	0,988317	0	9,738	9,700	3,40728E-07	0,0681455	1,83424E-07
200000	34077	452,389342	1,8	200	1000	159	2,88372E-05	0,988218	0	9,741	9,700	3,43811E-07	0,06876221	1,83529E-07
200000	34077	452,389342	1,8	200	1000	159	2,88508E-05	0,988119	0	9,745	9,700	3,46898E-07	0,0693796	1,83633E-07

Mbruk	30,25							
Ønsket Msls	30,30							
Rad som gir My lik ønsket Msls:	5693							
Egenskaper til bestemt rad:								
Ec	α	Skal bli 0 -->	Msls	Es	σ _s	k		
	0,000230169	0,426492	0	30,302599	30,3	0,0003095	61,90218	3,394E-06

FOR LANGTIDSNEDBØYNING (Ec,middel)								
Mbruk	30,25							
Ønsket Msls	30,30							
Rad som gir My lik ønsket Msls:	5693							
Egenskaper til bestemt rad:								
Ec	α	Skal bli 0 -->	Msls	Es	σ _s	k		
	0,000166686	0,507771	0	26,28736	26,2	0,0001616	32,316841	2,065E-06

Vedlegg H – Datablad stålfiber



Data Sheet | Fibres

Version 12/2021

WIRE FIBRE hooked ends

① Type of fibre ③ Length ⑤ Material Specification

D E 60 / 0.80 M

② Shape of fibre ④ Diameter



GEOMETRY

① Type of fibre	wire fibre
② Shape of fibre	hooked ends
③ Length	60 mm ± 10 %
④ Diameter	0.80 mm ± 10 %
Cross section	round
Ratio (L/d)	75

MATERIAL PROPERTIES

⑤ Material	steel
Material number	1,0416
Tensile strength	1,550 N/mm ²
Modulus of elasticity	210,000 N/mm ²

CERTIFICATIONS & SYSTEM APPROVALS

Standards	DIN EN 14889-1
Certifications (DIN)	EN ISO 9001:2015, EN ISO 50001



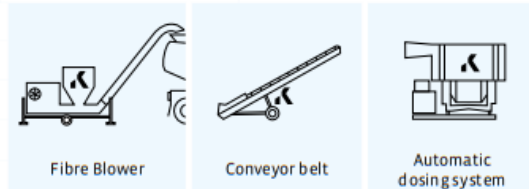
GENERAL FIBER INFORMATION

Quantity of fibres (ref. 1 kg)	~ 4,223
Total fiber length (ref. 1 kg)	253 m

DOSAGE

Minimum dosage (CE)	15 kg/m ³
---------------------	----------------------

DOSING DEVICES



SERVICE+

As part of our Service+ offer, we offer static calculation for industrial floors and other steel-fibre concrete elements, we recommend the suitable fibre type and optimal dosing.

You can also find more information at: krampeharex.com

Subject to change without notice. All specifications are only a general description of our products.

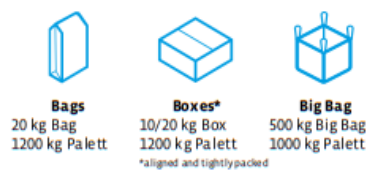
INFO

Application examples
 › Jointless industrial floors
 › Precast concrete elements
 › Residential Construction

SAFETY



PACKAGING (Standard)



STORAGE



KrampeHarex GmbH & Co. KG Strahlmittel und Fasern · Abrasives and fibres Address Pferdekamp 6-8 · D-59075 Hamm
 Fon +49 (0)2381 - 977 977 Fax +49 (0)2381 - 977 955 Internet www.krampeharex.com E-Mail info@krampeharex.com

Power supply from 100 % green electricity

Vedlegg I – Beregninger ISY Design bunnplate A1

Bunnplate A1 - ISY

Modul	Betongtverrsnitt versjon 2.0.1
Standard	Dekke - Dekke tverrsnitt
Lisenseier	Beregnet med EN 1992-1-1 med norsk nasjonalt tillegg ISY Design Student 2022

Laget av:

Kontrollert av:

Bachelorgruppe 9

Dette dokumentet er elektronisk godkjent og har derfor ingen signatur (13. mai 2022, 16:41)

Beregningsinnstillinger

Inkluder trykkarmering Nei

Materiale

Materialdata

Betong	Betong	B35
Partialfaktor for betong	γ_c	1,50
Sylindriske trykkfasthet	f_{ck}	35,0 MPa
Største tilslag i betongen	d_g	16 mm
Midlere E-modul	E_{cm}	34,08 GPa
Midlere trykkfasthet	f_{cm}	43,0 MPa
Dimensjonerende trykkfasthet	f_{cd}	19,8 MPa
Midlere strekkfasthet	f_{ctm}	3,21 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet	f_{ctd}	1,27 MPa
Hovedsakelig grovt tilslag	Grovt tilslag	Ja

Rissdata

Eksponeringsklasse	Eksponering	XC2
Dimensjonerende levetid	Levetid	50 år
Nødvendig fasthetsklasse	C_{ind}	B25
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for permanente laster	$w_{max,G}$	0,30 kc mm
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for ofte forekommende	$w_{max,Q}$	- mm
Tillegg / fradrag i nominell verdi for C_{dur}	ΔC_{dur}	0 mm
Minimum overdekning	C_{dur}	25 mm
Minimum overdekning for spennarmering	$C_{dur,spenn}$	35 mm
Bestandighetsklasse	Bestandighet	M60
Trykkavlastning		Ingen

Kurvedata

Trykktøyning ved maks spenning, kurve 1	ϵ_{c1}	-2,25 ‰
Bruddtøyning, kurve 1	ϵ_{cu1}	-3,50 ‰
Trykktøyning ved maks spenning, kurve 2	ϵ_{c2}	-2,00 ‰
Bruddtøyning, kurve 2	ϵ_{cu2}	-3,50 ‰
Eksponent n i arbeidsdiagrammet	n	2,00

Kryp- og svinndata

Sementklasse	Sement	S
Relativ fuktighet	RH	70 ‰
Svinnetøyning	ϵ_{cs}	-0,26 ‰
Kryptallet	Φ	1,64
Langtids E-modul	E_{cl}	13,28 GPa
Alder ved pålasting	t_0	28 dager

Tverrsnittsdata

Tverrsnittstype	Tverrsnittstype	Dekke
Effektiv tverrsnittstykkelse	h_0	350 mm
Stegbredden for skjærkontroll i y-retning	b_{wy}	1 000 mm
Areal	Areal	350 000 mm ²
Omkrets	Omkrets	2 000 mm
Første arealmoment om y-akse	S_y	15 312 500 mm ³
Arealreghetsmoment om y-akse	I_y	3 572 916 667 mm ⁴
Tyngdepunkt	Tyngdepunkt	(0, 0)

Bredde	b	1 000 mm
Tykkelse	t	350 mm



Armering

Inkluder trykkarmering	Inkluder trykkarmering	Nei
------------------------	------------------------	-----



Armeringsmaterialer

Slakkarmering

Armeringstype	Armeringstype	Slakkarmering
Partialfaktor for stål	γ_s	1,15
Elastisitetsmodul	E	200,00 GPa
Forholdet f_{tk} / f_{yk}	k	1,04
Armeringens bruddtøyning	ϵ_{uk}	75,0 ‰
Tøyningsgrense	ϵ_{lim}	100,0 ‰
Største armeringstøyning	ϵ_{ud}	30,0 ‰
Toleranse	ΔC_{dev}	10,0 mm
Stål	Stål	C
Armeringens karakteristiske flytegrense	f_{yk}	500 MPa
Karakteristisk strekkfasthet	f_{tk}	520 MPa

Lengdearmering

Navn	s	Φ	# jern / bunt	Materiale	c	Overdekning fra...
	[mm]	[mm]			[mm]	
Armeringslag	120	20	1	Slakkarmering	35	Underkant

Snittkrefter

Bruddgrensekrefter

Krefter i hovedakseretning

Navn	$M_{EdG,y}$	$M_{EdQ,y}$	$M_{EdMax,y}$	$V_{Ed,z}$	$V_{EdMax,z}$	$V_{Ed,Redusert,z}$
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]
Qbrudd	95	41	0	0	0	0

Brukgrensekrefter

Navn	$M_{EdG,y}$	$M_{EdQ,y}$	Lasttype
	[kNm]	[kNm]	
Qbruk	79	27	Ofte forekommende

Bruddgrense

Momentkapasitet

Navn	$U_{lim,M}$	$M_{y,dim}$	$\epsilon_{c,max,ksp}$	$\epsilon_{s,max,ksp}$	$\epsilon_{c,max}$	$\epsilon_{s,max}$	$\epsilon_{cc,max}$
		[kNm]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
Qbrudd	0,43	135	-4,34	11,79	-1,03	0,97	-0,27

Skjærkapasitet

Bunnplate A1 - ISY

Skjærkapasitet i primærretning

Navn	Behov?	$U_{tn,trykk,z}$	$V_{Rd,z,trykk}$ [kN]	$U_{tn,strekk,z}$	$V_{Rd,z,strekk}$ [kN]	$A_{sv,z,statisk}$ [mm ² /m]
Qbrudd	Nei	0,00	1 409	0,00	206	0

Minimumsarmering

Lengdearmering

Minste strekkarmeringsareal i underkant	$A_{s,min,bunn}$	509 mm ²
Største lengdearmeringsareal	$A_{s,max}$	14 000 mm ²
Største senteravstand for strekkarmering	$S_{ms,p}$	250 mm
Største senteravstand for trykkarmering	$S_{ms,p,avtrappet}$	400 mm
Fri avstand mellom lengdearmeringsjern	Fri avstand	Godkjent

Tverrarmering

Minste tillatte fordelingsarmeringsareal	$A_{s,min}$	524 mm ²
Største senteravstand mellom fordelingsarmeringen under maksimal last	$S_{ms,s}$	400 mm
Største senteravstand mellom avtrappet fordelingsarmering	$S_{ms,s,avtrappet}$	450 mm

Skjærarmering

Minste skjærareal	$A_{sv,min}$	1 183 mm ² /m
Minste boyleareal	$A_{sv,boyl,min}$	1 183 mm ² /m

Bruksgrense

Spenningsbegrensning

Navn	$\sigma_{s,limit}$ [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\epsilon_{s,max}$ [%]	$\epsilon_{c,max}$ [%]	$\epsilon_{cc,max}$ [%]
Qbruk	400,0	149,0	-7,82	0,74	-0,76	-0,26

Rissviddebegrensning

Navn	$U_{tn,riss}$	w_k [mm]	w_{max} [mm]	$S_{r,max}$ [mm]	$k_{c,steig}$	$k_{c,flens}$	$A_{s,min}$ [mm ²]	$A_{c,eff}$ [mm ²]	Trykkavl
Qbruk	0,00	0,11	-	227	0,40	-	0	83 077	Ikke relevant

Vedlegg J – Beregninger ISY Design bunnplate A2

Bunnplate A2 - ISY

Modul	Betongtverrsnitt versjon 2.0.1
	Dekke - Dekke tverrsnitt
Standard	Beregnet med EN 1992-1-1 med norsk nasjonalt tillegg
Lisenseier	ISY Design Student 2022

Laget av:

Kontrollert av:

Bachelorgruppe 9

Dette dokumentet er elektronisk godkjent og har derfor ingen signatur (13. mai 2022, 16:43)

Beregningsinnstillinger

Inkluder trykkarmering Nei

Materiale

Materialdata

Betong	Betong	B35
Partialfaktor for betong	γ_c	1,50
Sylindriske trykkfasthet	f_{ck}	35,0 MPa
Største tilslag i betongen	d_g	16 mm
Midlere E-modul	E_{cm}	34,08 GPa
Midlere trykkfasthet	f_{cm}	43,0 MPa
Dimensjonerende trykkfasthet	f_{cd}	19,8 MPa
Midlere strekkfasthet	f_{ctm}	3,21 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet	f_{ctd}	1,27 MPa
Hovedsakelig grovt tilslag	Grovt tilslag	Ja

Risssdata

Eksponeringsklasse	Eksponering	XC2
Dimensjonerende levetid	Levetid	50 år
Nødvendig fasthetsklasse	C_{ind}	B25
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for permanente laster	$w_{max,G}$	0,30 kc mm
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for ofte forekommende	$w_{max,Q}$	- mm
Tillegg / fradrag i nominell verdi for C_{dur}	ΔC_{dur}	0 mm
Minimum overdekning	C_{dur}	25 mm
Minimum overdekning for spennarmering	$C_{dur,spenn}$	35 mm
Bestandighetsklasse	Bestandighet	M60
Trykkavlastning		Ingen

Kurvedata

Trykktøyning ved maks spenning, kurve 1	ϵ_{c1}	-2,25 ‰
Bruddtøyning, kurve 1	ϵ_{cu1}	-3,50 ‰
Trykktøyning ved maks spenning, kurve 2	ϵ_{c2}	-2,00 ‰
Bruddtøyning, kurve 2	ϵ_{cu2}	-3,50 ‰
Eksponent n i arbeidsdiagrammet	n	2,00

Kryp- og svinndata

Sementklasse	Sement	S
Relativ fuktighet	RH	70 ‰
Svinntøyning	ϵ_{cs}	-0,27 ‰
Kryptallet	Φ	1,67
Langtids E-modul	E_{cl}	13,17 GPa
Alder ved pålasting	t_0	28 dager

Tverrsnittsdata

Tverrsnittstype	Tverrsnittstype	Dekke
Effektiv tverrsnittstykkelse	h_0	300 mm
Stegbredden for skjærkontroll i y-retning	b_{wy}	1 000 mm
Areal	Areal	300 000 mm ²
Omkrets	Omkrets	2 000 mm
Første arealmoment om y-akse	S_y	11 250 000 mm ³
Arealtreghetsmoment om y-akse	I_y	2 250 000 000 mm ⁴
Tyngdepunkt	Tyngdepunkt	(0, 0)

Bredde	b	1 000 mm
Tykkelse	t	300 mm



Armering

Inkluder trykkarmering	Inkluder trykkarmering	Nei
------------------------	------------------------	-----



Armeringsmaterialer

Slakkarmering

Armeringstype	Armeringstype	Slakkarmering
Partialfaktor for stål	γ_s	1,15
Elastisitetsmodul	E	200,00 GPa
Forholdet f_{tk} / f_{yk}	k	1,04
Armeringens bruddtoying	ϵ_{uk}	75,0 %
Toyningsgrense	ϵ_{lim}	100,0 %
Største armeringstoyning	ϵ_{ud}	30,0 %
Toleranse	ΔC_{dev}	10,0 mm
Stål	Stål	C
Armeringens karakteristiske flytegrense	f_{yk}	500 MPa
Karakteristisk strekkfasthet	f_{tk}	520 MPa

Lengdearmering

Navn	s	Φ	# jern / bunt	Materiale	c	Overdekning fra...
	[mm]	[mm]			[mm]	
Armeringslag	130	16	1	Slakkarmering	35	Underkant

Snittkrefter

Bruddgrensekrefter

Krefter i hovedakseretning

Navn	$M_{EdG,y}$	$M_{EdQ,y}$	$M_{EdMax,y}$	$V_{Ed,z}$	$V_{EdMax,z}$	$V_{Ed,Redusert,z}$
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]
Qbrudd	55	28	0	0	0	0

Bruksgrensekrefter

Navn	$M_{EdG,y}$	$M_{EdQ,y}$	Lasttype
	[kNm]	[kNm]	
Qbruk	46	18	Ofte forekommende

Bruddgrense

Momentkapasitet

Navn	U_{tM}	$M_{y,dim}$	$\epsilon_{c,max,kap}$	$\epsilon_{s,max,kap}$	$\epsilon_{c,max}$	$\epsilon_{s,max}$	$\epsilon_{cc,max}$
		[kNm]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
Qbrudd	0,51	83	-4,22	18,09	-0,99	1,17	-0,25

Skjærkapasitet

Bunnplate A2 - ISY

Skjærkapasitet i primærretning

Navn	Behov?	$U_{tn,trykk,x}$	$V_{Rd,x,trykk}$ [kN]	$U_{tn,strekk,x}$	$V_{Rd,x,strekk}$ [kN]	$A_{sv,x,statisk}$ [mm ² /m]
Qbrudd	Nei	0,00	1 225	0,00	160	0

Minimumsarmering

Lengdearmering

Minste strekkarmeringsareal i underkant	$A_{s,min,bunn}$	429 mm ²
Største lengdearmeringsareal	$A_{s,max}$	12 000 mm ²
Største senteravstand for strekkarmering	$S_{ms,p}$	250 mm
Største senteravstand for trykkarmering	$S_{ms,p,avtrappet}$	400 mm
Fri avstand mellom lengdearmeringsjern	Fri avstand	Godkjent

Tverrarmering

Minste tillatte fordelingsarmeringsareal	$A_{s,min}$	309 mm ²
Største senteravstand mellom fordelingsarmeringen under maksimal last	$S_{ms,s}$	400 mm
Største senteravstand mellom avtrappet fordelingsarmering	$S_{ms,s,avtrappet}$	450 mm

Skjærarmering

Minste skjærareal	$A_{sv,min}$	1 183 mm ² /m
Minste boyleareal	$A_{sv,boyle,min}$	1 183 mm ² /m

Bruksgrense

Spenningsbegrensning

Navn	$\sigma_{s,limit}$ [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\epsilon_{s,max}$ [%]	$\epsilon_{c,max}$ [%]	$\epsilon_{cc,max}$ [%]
Qbruk	400,0	178,5	-7,56	0,89	-0,74	-0,24

Rissviddebegrensning

Navn	$U_{tn,riss}$	W_k [mm]	w_{max} [mm]	$S_{r,max}$ [mm]	$k_{c,steig}$	$k_{c,fleis}$	$A_{s,min}$ [mm ²]	$A_{c,eff}$ [mm ²]	Trykkavl.
Qbruk	0,00	0,14	-	251	0,40	-	0	75 250	Ikke relevant

Vedlegg K – Beregninger ISY Design bunnplate A3

Bunnplate A3 - ISY

Modul	Betongtverrsnitt versjon 2.0.1 Dekke - Dekke tverrsnitt
Standard	Beregnet med EN 1992-1-1 med norsk nasjonalt tillegg
Lisenseier	ISY Design Student 2022

Laget av:

Kontrollert av:

Bachelorgruppe 9

Dette dokumentet er elektronisk godkjent og har derfor ingen signatur (13. mai 2022, 16:44)

Beregningsinnstillinger

Inkluder trykkarmering Nei

Materiale

Materialdata

Betong	Betong	B35
Partialfaktor for betong	γ_c	1,50
Sylindriske trykkfasthet	f_{ck}	35,0 MPa
Største tilslag i betongen	d_g	16 mm
Midlere E-modul	E_{cm}	34,08 GPa
Midlere trykkfasthet	f_{cm}	43,0 MPa
Dimensjonerende trykkfasthet	f_{cd}	19,8 MPa
Midlere strekkfasthet	f_{ctm}	3,21 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet	f_{ctd}	1,27 MPa
Hovedsakelig grovt tilslag	Grovt tilslag	Ja

Risssdata

Eksponeringsklasse	Eksponering	XC2
Dimensjonerende levetid	Levetid	50 år
Nødvendig fasthetsklasse	C_{ind}	B25
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for permanente laster	$w_{max,G}$	0,30 kc mm
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for ofte forekommende	$w_{max,Q}$	- mm
Tillegg / fradrag i nominell verdi for C_{dur}	ΔC_{dur}	0 mm
Minimum overdekning	C_{dur}	25 mm
Minimum overdekning for spennarmering	$C_{dur,spenn}$	35 mm
Bestandighetsklasse	Bestandighet	M60
Trykkavlastning		Ingen

Kurvedata

Trykktøyning ved maks spenning, kurve 1	ϵ_{c1}	-2,25 ‰
Bruddtøyning, kurve 1	ϵ_{cu1}	-3,50 ‰
Trykktøyning ved maks spenning, kurve 2	ϵ_{c2}	-2,00 ‰
Bruddtøyning, kurve 2	ϵ_{cu2}	-3,50 ‰
Eksponent n i arbeidsdiagrammet	n	2,00

Kryp- og svinndata

Sementklasse	Sement	S
Relativ fuktighet	RH	70 ‰
Svinntøyning	ϵ_{cs}	-0,28 ‰
Kryptallet	ϕ	1,70
Langtids E-modul	E_{cl}	13,03 GPa
Alder ved pålasting	t_0	28 dager

Tverrsnittsdata

Tverrsnittstype	Tverrsnittstype	Dekke
Effektiv tverrsnittstykkelse	h_0	250 mm
Stegbredden for skjærkontroll i y-retning	b_{wy}	1 000 mm
Areal	Areal	250 000 mm ²
Omkrets	Omkrets	2 000 mm
Forste arealmoment om y-akse	S_y	7 812 500 mm ³
Arealtreghetsmoment om y-akse	I_y	1 302 083 333 mm ⁴
Tyngdepunkt	Tyngdepunkt	(0, 0)

Bredde	b	1 000 mm
Tykkelse	t	250 mm



Armering

Inkluder trykkarmering	Inkluder trykkarmering	Nei
------------------------	------------------------	-----



Armeringsmaterialer

Slakkarmering

Armeringstype	Armeringstype	Slakkarmering
Partialfaktor for stål	γ_s	1,15
Elastisitetsmodul	E	200,00 GPa
Forholdet f_{tk} / f_{yk}	k	1,04
Armeringens bruddtøyning	ϵ_{uk}	75,0 %
Tøyningsgrense	ϵ_{lim}	100,0 %
Største armeringstøyning	ϵ_{ud}	30,0 %
Toleranse	ΔC_{dev}	10,0 mm
Stål	Stål	C
Armeringens karakteristiske flytegrense	f_{yk}	500 MPa
Karakteristisk strekkfasthet	f_{tk}	520 MPa

Lengdearmering

Navn	s	Φ	# jern / bunt	Materiale	c	Overdekning fra...
	[mm]	[mm]			[mm]	
Armeringslag	200	14	1	Slakkarmering	35	Underkant

Snittkrefter

Bruddgrensekrefter

Krefter i hovedakseretning

Navn	$M_{EdG,y}$	$M_{EdQ,y}$	$M_{EdMax,y}$	$V_{Ed,x}$	$V_{EdMax,x}$	$V_{Ed,Reduert,x}$
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]
Qbrudd	28	17	0	0	0	0

Brukgrensekrefter

Navn	$M_{EdG,y}$	$M_{EdQ,y}$	Lasttype
	[kNm]	[kNm]	
Qbruk	24	11	Ofte forekommende

Bruddgrense

Momentkapasitet

Navn	$U_{tm,M}$	$M_{y,dim}$	$\epsilon_{c,max,ksp}$	$\epsilon_{s,max,ksp}$	$\epsilon_{c,max}$	$\epsilon_{s,max}$	$\epsilon_{cc,max}$
		[kNm]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
Qbrudd	0,67	45	-3,98	29,99	-0,99	1,56	-0,23

Skjærkapasitet

Bunnplate A3 - ISY

Skjærkapasitet i primærretning

Navn	Behov?	$U_{tn,trykk,x}$	$V_{Rd,x,trykk}$ [kN]	$U_{tn,strek,x}$	$V_{Rd,x,strek}$ [kN]	$A_{sv,x,statisk}$ [mm ² /m]
Qbrudd	Nei	0,00	1 018	0,00	120	0

Minimumsarmering

Lengdearmering

Minste strekkarmeringsareal i underkant	$A_{s,min,bunn}$	347 mm ²
Største lengdearmeringsareal	$A_{s,max}$	10 000 mm ²
Største senteravstand for strekkarmering	$S_{ms,p}$	250 mm
Største senteravstand for trykkarmering	$S_{ms,p,avtrappet}$	400 mm
Fri avstand mellom lengdearmeringsjern	Fri avstand	Godkjent

Tverrarmering

Minste tillatte fordelingsarmeringsareal	$A_{s,min}$	154 mm ²
Største senteravstand mellom fordelingsarmeringen under maksimal last	$S_{ms,s}$	400 mm
Største senteravstand mellom avtrappet fordelingsarmering	$S_{ms,s,avtrappet}$	450 mm

Skjærarmering

Minste skjærareal	$A_{sv,min}$	1 183 mm ² /m
Minste boyleareal	$A_{sv,boyle,min}$	1 183 mm ² /m

Bruksgrense

Spenningsbegrensning

Navn	$\sigma_{s,limit}$ [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\epsilon_{s,max}$ [%]	$\epsilon_{c,max}$ [%]	$\epsilon_{cc,max}$ [%]
Qbruk	400,0	236,5	-7,55	1,18	-0,74	-0,22

Rissviddebegrensning

Navn	$U_{tn,riss}$	W_k [mm]	w_{max} [mm]	$S_{r,max}$ [mm]	$k_{c,step}$	$k_{c,fleis}$	$A_{s,min}$ [mm ²]	$A_{c,eff}$ [mm ²]	Trykkavl
Qbruk	0,00	0,18	-	261	0,40	-	0	66 821	Ikke relevant

Vedlegg L – Beregninger ISY Design bunnplate B1

Bunnplate B1 - ISY

Modul	Betongtverrsnitt versjon 2.0.1
	Dekke - Dekke tverrsnitt
Standard	Beregnet med EN 1992-1-1 med norsk nasjonalt tillegg
Lisenseier	ISY Design Student 2022

Laget av:

Kontrollert av:

Bachelorgruppe 9

Dette dokumentet er elektronisk godkjent og har derfor ingen signatur (13. mai 2022, 16:46)

Beregningsinnstillinger

Inkluder trykkarmering Nei


Materiale

Materialdata

Betong	Betong	B35
Partialfaktor for betong	γ_c	1,50
Sylindriske trykkfasthet	f_{ck}	35,0 MPa
Største tilslag i betongen	d_g	20 mm
Midlere E-modul	E_{cm}	34,08 GPa
Midlere trykkfasthet	f_{cm}	43,0 MPa
Dimensjonerende trykkfasthet	f_{cd}	19,8 MPa
Midlere strekkfasthet	f_{ctm}	3,21 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet	f_{ctd}	1,27 MPa
Hovedsakelig grovt tilslag	Grovt tilslag	Ja

Fiberarmering

Fiberarmeringens reststrekkfasthetsklasse	Fiberarmering	R4,0
Duktilitetsklasse for fiberarmeringen	Duktilitetsklasse	c
Materialfaktor for reststrekkfastheten	γ_{sF}	1,5
Fiberorienteringsfaktor	κ_0	1,0
Midlere restbøyestrekfasthet ved 0,5 mm rissvidde	$f_{R,1m}$	- MPa
Midlere restbøyestrekfasthet ved 2,5 mm rissvidde	$f_{R,3m}$	- MPa
Karakteristisk restbøyestrekfasthet ved 0,5 mm rissvidde	$f_{R,1k}$	4,00 MPa
Karakteristisk restbøyestrekfasthet ved 2,5 mm rissvidde	$f_{R,3k}$	3,60 MPa
Karakteristisk restbøyestrekfasthet i bruksgrense	f_{Ftk}	1,80 MPa
Effektiv restbøyestrekfasthet i bruksgrense	$f_{Fts,ef}$	1,80 MPa
Karakteristisk restbøyestrekfasthet i bruddgrense	f_{Ftk}	1,33 MPa
Effektiv restbøyestrekfasthet i bruddgrense	$f_{Fts,ef}$	1,33 MPa
Dimensjonerende restbøyestrekfasthet i bruddgrense	f_{Ftd}	0,89 MPa
Oke restfastheten med en faktor på 1,2 ved beregning av momentkapasitet (tynne plater)	Bruk okt $f_{Fts,ef}^?$	Nei

 Beregningene av fiberarmering bygger på Publikasjon nr. 38 fra Norsk Betongforening, men er tilpasset gjeldende NS-EN 1992-1-1

Bunnplate B1 - ISY

Rissdata

Eksponeringsklasse	Eksponerering	XC2
Dimensjonerende levetid	Levetid	50 år
Nødvendig fasthetsklasse	C_{ind}	B25
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for permanente laster	$w_{max,G}$	0,30 mm
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for ofte forekommende	$w_{max,Q}$	- mm
Tillegg / fradrag i nominell verdi for C_{dur}	ΔC_{dur}	0 mm
Minimum overdekning	C_{dur}	25 mm
Minimum overdekning for spennarmering	$C_{dur,spenn}$	35 mm
Bestandighetsklasse	Bestandighet	M60
Trykkavlastning		Ingen

Kurvedata

Trykktøyning ved maks spenning, kurve 1	ϵ_{c1}	-2,25 ‰
Bruddtøyning, kurve 1	ϵ_{cu1}	-3,50 ‰
Trykktøyning ved maks spenning, kurve 2	ϵ_{c2}	-2,00 ‰
Bruddtøyning, kurve 2	ϵ_{cu2}	-3,50 ‰
EkspONENT n i arbeidsdiagrammet	n	2,00

Kryp- og svinndata

Sementklasse	Sement	S
Relativ fuktighet	RH	70 ‰
Svinntøyning	ϵ_{cs}	-0,27 ‰
Kryptallet	ϕ	1,66
Langtids E-modul	E_{cd}	13,22 GPa
Alder ved pålasting	t_0	28 dager

Tverrsnittsdata

Tverrsnittstype	Tverrsnittstype	Dekke
Effektiv tverrsnittstykkelse	h_0	320 mm
Stegbredden for skjærkontroll i y-retning	b_{wy}	1 000 mm
Areal	Areal	320 000 mm ²
Omkrets	Omkrets	2 000 mm
Forste arealmoment om y-akse	S_y	12 800 000 mm ³
Arealtreghetsmoment om y-akse	I_y	2 730 666 667 mm ⁴
Tyngdepunkt	Tyngdepunkt	(0, 0)

Bredde	b	1 000 mm
Tykkelse	t	320 mm



Armering

Inkluder trykkarmering	Inkluder trykkarmering	Nei
------------------------	------------------------	-----



Armeringsmaterialer

Slakkarmering

Armeringstype	Armeringstype	Slakkarmering
Partialfaktor for stål	γ_s	1,15
Elastisitetsmodul	E	200,00 GPa
Forholdet f_{tk} / f_{yk}	k	1,04
Armeringens bruddtoying	ϵ_{uk}	75,0 %
Toyningsgrense	ϵ_{lim}	100,0 %
Største armeringstoyning	ϵ_{ud}	30,0 %
Toleranse	ΔC_{dev}	10,0 mm
Stål	Ståls	C
Armeringens karakteristiske flytegrense	f_{yk}	500 MPa
Karakteristisk strekkfasthet	f_{tk}	520 MPa

Lengdearmering

Navn	s	Φ	# jern / bunt	Materiale	c	Overdekning fra...
	[mm]	[mm]			[mm]	
Armeringslag		220	16	1 Slakkarmering	35	Underkant

Snittkrefter

Bruddgrensekrefter

Krefter i hovedaksretning

Navn	$M_{EdG,y}$	$M_{EdQ,y}$	$M_{EdMax,y}$	V_{Edx}	V_{EdMaxx}	$V_{EdRedusertx}$
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]
Qbrudd	87	41	0	0	0	0

Bruksgrensekrefter

Navn	$M_{EdG,y}$	$M_{EdQ,y}$	Lasttype
	[kNm]	[kNm]	
-Qbruk	72	27	Ofte forekommende

Bruddgrense

Momentkapasitet

Navn	$U_{tn,M}$	$M_{y,dim}$	$\epsilon_{c,max,kap}$	$\epsilon_{s,max,kap}$	$\epsilon_{c,max}$	$\epsilon_{s,max}$	$\epsilon_{cc,max}$
		[kNm]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
Qbrudd	0,88	127	-4,18	20,86	-1,40	2,04	-0,37

Skjærkapasitet

Bunnplate B1 - ISY

Skjærkapasitet i primærretning

Navn	Behov?	$U_{tn,trykk,x}$	$V_{Rd,x,trykk}$ [kN]	$U_{tn,strekk,x}$	$V_{Rd,x,strekk}$ [kN]	$A_{sv,x,statisk}$ [mm ² /m]
Qbrudd	Nei	0,00	1 331	0,00	319	0

Minimumsarmering

Lengdearmering

Minste strekkarmeringsareal i underkant	$A_{s,min,bunn}$	231 mm ²
Største lengdearmeringsareal	$A_{s,max}$	12 800 mm ²
Største senteravstand for strekkarmering	$S_{ms,p}$	250 mm
Største senteravstand for trykkarmering	$S_{ms,p,avtrappet}$	400 mm
Fri avstand mellom lengdearmeringsjern	Fri avstand	Godkjent

Tverrarmering

Minste tillatte fordelingsarmeringsareal	$A_{s,min}$	183 mm ²
Største senteravstand mellom fordelingsarmeringen under maksimal last	$S_{ms,s}$	400 mm
Største senteravstand mellom avtrappet fordelingsarmering	$S_{ms,s,avtrappet}$	450 mm

Skjærarmering

Minste skjærareal	$A_{sv,min}$	384 mm ² /m
Minste boyleareal	$A_{sv,boy,min}$	384 mm ² /m

Bruksgrense

Spenningsbegrensning

Navn	$\sigma_{s,limit}$ [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\epsilon_{s,max}$ [%]	$\epsilon_{c,max}$ [%]	$\epsilon_{cc,max}$ [%]
-Qbruk	400,0	136,5	-10,30	0,68	-0,86	-0,27

Rissviddebegrensning

Navn	$U_{tn,riss}$	W_k [mm]	w_{max} [mm]	$S_{r,max}$ [mm]	$k_{c,steig}$	$k_{c,flens}$	$A_{s,min}$ [mm ²]	$A_{c,eff}$ [mm ²]	Trykkavl
-Qbruk	0,00	0,11	-	277	0,40	-	0	71 028	Ikke relevant

Vedlegg M – Beregninger ISY Design bunnplate B2

Bunnplate B2 - ISY

Modul	Betongtverrsnitt versjon 2.0.1
	Dekke - Dekke tverrsnitt
Standard	Beregnet med EN 1992-1-1 med norsk nasjonalt tillegg
Lisenseier	ISY Design Student 2022

Laget av:

Kontrollert av:

Bachelorgruppe 9

Dette dokumentet er elektronisk godkjent og har derfor ingen signatur (13. mai 2022, 16:52)

Beregningsinnstillinger

Inkluder trykkarmering Nei

Materiale

Materialdata

Betong	Betong	B35
Partialfaktor for betong	γ_c	1,50
Sylindriske trykkfasthet	f_{ck}	35,0 MPa
Største tilslag i betongen	d_g	20 mm
Midlere E-modul	E_{cm}	34,08 GPa
Midlere trykkfasthet	f_{cm}	43,0 MPa
Dimensjonerende trykkfasthet	f_{cd}	19,8 MPa
Midlere strekkfasthet	f_{ctm}	3,21 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet	f_{ctd}	1,27 MPa
Hovedsakelig grovt tilslag	Grovt tilslag	Ja

Fiberarmering

Fiberarmeringens reststrekkfasthetsklasse	Fiberarmering	R4,0
Duktilitetsklasse for fiberarmeringen	Duktilitetsklasse	c
Materialfaktor for reststrekkfastheten	γ_{sF}	1,5
Fiberorienteringsfaktor	κ_0	1,0
Midlere restbøyestrekfasthet ved 0,5 mm rissvidde	$f_{R,1m}$	- MPa
Midlere restbøyestrekfasthet ved 2,5 mm rissvidde	$f_{R,3m}$	- MPa
Karakteristisk restbøyestrekfasthet ved 0,5 mm rissvidde	$f_{R,1k}$	4,00 MPa
Karakteristisk restbøyestrekfasthet ved 2,5 mm rissvidde	$f_{R,3k}$	3,60 MPa
Karakteristisk restbøyestrekfasthet i bruksgrense	f_{Ftk}	1,80 MPa
Effektiv restbøyestrekfasthet i bruksgrense	$f_{Fts,ef}$	1,80 MPa
Karakteristisk restbøyestrekfasthet i bruddgrense	f_{Ftk}	1,33 MPa
Effektiv restbøyestrekfasthet i bruddgrense	$f_{Fts,ef}$	1,33 MPa
Dimensjonerende restbøyestrekfasthet i bruddgrense	f_{Ftd}	0,89 MPa
Oke restfastheten med en faktor på 1,2 ved beregning av momentkapasitet (tynne plater)	Bruk okt $f_{Fts,ef}^?$	Nei

- ① Beregningene av fiberarmering bygger på Publikasjon nr. 38 fra Norsk Betongforening, men er tilpasset gjeldende NS-EN 1992-1-1

Risssdata

Eksponeringsklasse	Eksponering	XC2
Dimensjonerende levetid	Levetid	50 år
Nødvendig fasthetsklasse	C_{ind}	B25
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for permanente laster	$w_{max,G}$	0,30 mm
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for ofte forekommende	$w_{max,Q}$	- mm
Tillegg / fradrag i nominell verdi for C_{dur}	ΔC_{dur}	0 mm
Minimum overdekning	C_{dur}	25 mm
Minimum overdekning for spennarmering	$C_{dur,spenn}$	35 mm
Bestandighetsklasse	Bestandighet	M60
Trykkavlastning		Ingen

Kurvedata

Trykktøyning ved maks spenning, kurve 1	ϵ_{c1}	-2,25 ‰
Bruddtøyning, kurve 1	ϵ_{cu1}	-3,50 ‰
Trykktøyning ved maks spenning, kurve 2	ϵ_{c2}	-2,00 ‰
Bruddtøyning, kurve 2	ϵ_{cu2}	-3,50 ‰
EkspONENT n i arbeidsdiagrammet	n	2,00

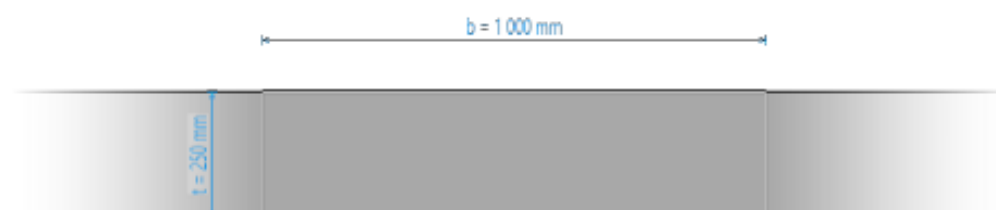
Kryp- og svinndata

Sementklasse	Sement	S
Relativ fuktighet	RH	70 ‰
Svinntøyning	ϵ_{cs}	-0,28 ‰
Kryptallet	Φ	1,70
Langtids E-modul	E_{c1}	13,03 GPa
Alder ved pålasting	t_0	28 dager

Tverrsnittsdata

Tverrsnittstype	Tverrsnittstype	Dekke
Effektiv tverrsnittstykkelse	h_0	250 mm
Stegbredden for skjærkontroll i y-retning	b_{wy}	1 000 mm
Areal	Areal	250 000 mm ²
Omkrets	Omkrets	2 000 mm
Forste arealmoment om y-akse	S_y	7 812 500 mm ³
Arealtreghetsmoment om y-akse	I_y	1 302 083 333 mm ⁴
Tyngdepunkt	Tyngdepunkt	(0, 0)

Bredde	b	1 000 mm
Tykkelse	t	250 mm



Armering

Inkluder trykkarmering	Inkluder trykkarmering	Nei
------------------------	------------------------	-----



Armeringsmaterialer

Slakkarmering

Armeringstype	Armeringstype	Slakkarmering
Partialfaktor for stål	γ_s	1,15
Elastisitetsmodul	E	200,00 GPa
Forholdet f_{tk} / f_{yk}	k	1,04
Armeringens bruddtøyning	ϵ_{tk}	75,0 %
Tøyningsgrense	ϵ_{lim}	100,0 %
Største armeringstøyning	ϵ_{ud}	30,0 %
Toleranse	ΔC_{dev}	10,0 mm
Stål	Stål	C
Armeringens karakteristiske flytegrense	f_{yk}	500 MPa
Karakteristisk strekkfasthet	f_{tk}	520 MPa

Lengdearmering

Navn	s	Φ	# jern / bunt	Materiale	c	Overdekning fra...
	[mm]	[mm]			[mm]	
Armeringslag	250	14	1	Slakkarmering	35	Underkant

Snittkrefter

Bruddgrensekrefter

Krefter i hovedakseretning

Navn	$M_{EdG,y}$	$M_{EdQ,y}$	$M_{EdMax,y}$	V_{Edx}	$V_{EdMax,x}$	$V_{EdRedusert,x}$
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]
Qbrudd	46	28	0	0	0	0

Brukgrensekrefter

Navn	$M_{EdG,y}$	$M_{EdQ,y}$	Lasttype
	[kNm]	[kNm]	
Qbruk	38	18	Ofte forekommende

Bruddgrense

Momentkapasitet

Navn	U_{tM}	$M_{y,dim}$	$\epsilon_{c,max,kap}$	$\epsilon_{s,max,kap}$	$\epsilon_{c,max}$	$\epsilon_{s,max}$	$\epsilon_{cc,max}$
		[kNm]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
Qbrudd	0,94	74	-4,15	22,09	-1,61	3,07	-0,35

Skjærkapasitet

Bunnplate B2 - ISY

Skjærkapasitet i primærretning

Navn	Behov?	$U_{tn,trykk,z}$	$V_{Rd,z,trykk}$ [kN]	$U_{tn,strekk,z}$	$V_{Rd,z,strekk}$ [kN]	$A_{sv,z,statisk}$ [mm ² /m]
Qbrudd	Nei	0,00	1 002	0,00	246	0

Minimumsarmering

Lengdearmering

Minste strekkarmeringsareal i underkant	$A_{s,min,bunn}$	174 mm ²
Største lengdearmeringsareal	$A_{s,max}$	10 000 mm ²
Største senteravstand for strekkarmering	$S_{ms,p}$	250 mm
Største senteravstand for trykkarmering	$S_{ms,p,avtrappet}$	400 mm
Fri avstand mellom lengdearmeringsjern	Fri avstand	Godkjent

Tverrarmering

Minste tillatte fordelingsarmeringsareal	$A_{s,min}$	123 mm ²
Største senteravstand mellom fordelingsarmeringen under maksimal last	$S_{ms,s}$	400 mm
Største senteravstand mellom avtrappet fordelingsarmering	$S_{ms,s,avtrappet}$	450 mm

Skjærarmering

Minste skjærareal	$A_{sv,min}$	384 mm ² /m
Minste boyleareal	$A_{sv,boyl,min}$	384 mm ² /m

Bruksgrense

Spenningsbegrensning

Navn	$\sigma_{s,limit}$ [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\epsilon_{s,max}$ [%]	$\epsilon_{c,max}$ [%]	$\epsilon_{cc,max}$ [%]
Qbruk	400,0	121,6	-10,43	0,61	-0,84	-0,24

Rissviddebegrensning

Navn	$U_{tn,riss}$	W_k [mm]	w_{max} [mm]	$S_{r,max}$ [mm]	$k_{c,steig}$	$k_{c,fleis}$	$A_{s,min}$ [mm ²]	$A_{c,eff}$ [mm ²]	Trykkavl.
Qbruk	0,00	0,08	-	220	0,40	-	0	63 000	Ikke relevant

Vedlegg N – Beregninger ISY Design bunnplate B3

Bunnplate B3 - ISY

Modul	Betongtverrsnitt versjon 2.0.1 Dekke - Dekke tverrsnitt
Standard	Beregnet med EN 1992-1-1 med norsk nasjonalt tillegg
Lisenseier	ISY Design Student 2022

Laget av:

Kontrollert av:

Bachelorgruppe 9

Dette dokumentet er elektronisk godkjent og har derfor ingen signatur (13. mai 2022, 16:47)

Beregningsinnstillinger

Inkluder trykkarmering Nei

Materiale

Materialdata

Betong	Betong	B35
Partialfaktor for betong	γ_c	1,50
Sylindriske trykkfasthet	f_{ck}	35,0 MPa
Største tilslag i betongen	d_g	20 mm
Midlere E-modul	E_{cm}	34,08 GPa
Midlere trykkfasthet	f_{cm}	43,0 MPa
Dimensjonerende trykkfasthet	f_{cd}	19,8 MPa
Midlere strekkfasthet	f_{ctm}	3,21 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet	f_{ctd}	1,27 MPa
Hovedsakelig grovt tilslag	Grovt tilslag	Ja

Fiberarmering

Fiberarmeringens reststrekkfasthetsklasse	Fiberarmering	R4,0
Duktilitetsklasse for fiberarmeringen	Duktilitetsklasse	c
Materialfaktor for reststrekkfastheten	γ_{aF}	1,5
Fiberorienteringsfaktor	κ_0	1,0
Midlere restbøyestrekfasthet ved 0,5 mm rissvidde	$f_{R,1m}$	- MPa
Midlere restbøyestrekfasthet ved 2,5 mm rissvidde	$f_{R,3m}$	- MPa
Karakteristisk restbøyestrekfasthet ved 0,5 mm rissvidde	$f_{R,1k}$	4,00 MPa
Karakteristisk restbøyestrekfasthet ved 2,5 mm rissvidde	$f_{R,3k}$	3,60 MPa
Karakteristisk restbøyestrekfasthet i bruksgrense	f_{Ftk}	1,80 MPa
Effektiv restbøyestrekfasthet i bruksgrense	$f_{Ftu,ef}$	1,80 MPa
Karakteristisk restbøyestrekfasthet i bruddgrense	f_{Ftk}	1,33 MPa
Effektiv restbøyestrekfasthet i bruddgrense	$f_{Ftu,ef}$	1,33 MPa
Dimensjonerende restbøyestrekfasthet i bruddgrense	f_{Ftd}	0,89 MPa
Oke restfastheten med en faktor på 1,2 ved beregning av momentkapasitet (tynne plater)	Bruk okt $f_{Ftu,ef}$?	Nei

- i** Beregningene av fiberarmering bygger på Publikasjon nr. 38 fra Norsk Betongforening, men er tilpasset gjeldende NS-EN 1992-1-1

Rissdata

Eksponeringsklasse	Eksposering	XC2
Dimensjonerende levetid	Levetid	50 år
Nødvendig fasthetsklasse	C_{ind}	B25
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for permanente laster	$w_{max,G}$	0,30 mm
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for ofte forekommende	$w_{max,Q}$	- mm
Tillegg / fradrag i nominell verdi for C_{dur}	ΔC_{dur}	0 mm
Minimum overdekning	C_{dur}	25 mm
Minimum overdekning for spennarmering	$C_{dur,spenn}$	35 mm
Bestandighetsklasse	Bestandighet	M60
Trykkavlastning		Ingen

Kurvedata

Trykktøyning ved maks spenning, kurve 1	ϵ_{c1}	-2,25 ‰
Bruddtøyning, kurve 1	ϵ_{cu1}	-3,50 ‰
Trykktøyning ved maks spenning, kurve 2	ϵ_{c2}	-2,00 ‰
Bruddtøyning, kurve 2	ϵ_{cu2}	-3,50 ‰
EkspONENT n i arbeidsdiagrammet	n	2,00

Kryp- og svinndata

Sementklasse	Sement	S
Relativ fuktighet	RH	70 ‰
Svintøyning	ϵ_{cs}	-0,29 ‰
Kryptallet	Φ	1,73
Langtids E-modul	E_{c1}	12,85 GPa
Alder ved pålasting	t_0	28 dager

Tverrsnittsdata

Tverrsnittstype	Tverrsnittstype	Dekke
Effektiv tverrsnittstykkelse	h_0	200 mm
Stegbredden for skjærkontroll i y-retning	b_{wy}	1 000 mm
Areal	Areal	200 000 mm ²
Omkrets	Omkrets	2 000 mm
Første arealmoment om y-akse	S_y	5 000 000 mm ³
Arealtreghetsmoment om y-akse	I_y	666 666 667 mm ⁴
Tyngdepunkt	Tyngdepunkt	(0, 0)

Bredde	b	1 000 mm
Tykkelse	t	200 mm



Armering

Inkluder trykkarmering	Inkluder trykkarmering	Nei
------------------------	------------------------	-----



Armeringsmaterialer

Slakkarmering

Armeringstype	Armeringstype	Slakkarmering
Partialfaktor for stål	γ_s	1,15
Elastisitetsmodul	E	200,00 GPa
Forholdet f_{tk} / f_{yk}	k	1,04
Armeringens bruddtøyning	ϵ_{uk}	75,0 %
Tøyningsgrense	ϵ_{lim}	100,0 %
Største armeringstøyning	ϵ_{ud}	30,0 %
Toleranse	ΔC_{dev}	10,0 mm
Stål	Stål	C
Armeringens karakteristiske flytegrense	f_{yk}	500 MPa
Karakteristisk strekkfasthet	f_{tk}	520 MPa

Lengdearmering

Navn	s	Φ	# jern / bunt	Materiale	c	Overdekning fra...
	[mm]	[mm]			[mm]	
Armeringslag	250	12	1	Slakkarmering	35	Underkant

Snittkrefter

Bruddgrensekrefter

Krefter i hovedakseretning

Navn	$M_{EdG,y}$	$M_{EdQ,y}$	$M_{EdMax,y}$	$V_{Ed,x}$	$V_{EdMax,x}$	$V_{Ed,Redusert,z}$
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]
Qbrudd	23	17	0	0	0	0

Brukgrensekrefter

Navn	$M_{EdG,y}$	$M_{EdQ,y}$	Lasttype
	[kNm]	[kNm]	
Qbruk	19	11	Ofte forekommende

Bruddgrense

Momentkapasitet

Navn	U_{tm}	$M_{y,dim}$	$\epsilon_{c,max,kap}$	$\epsilon_{s,max,kap}$	$\epsilon_{c,max}$	$\epsilon_{s,max}$	$\epsilon_{cc,max}$
		[kNm]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
Qbrudd	0,87	40	-4,14	21,83	-1,35	1,96	-0,29

Skjærkapasitet

Bunnplate B3 - ISY

Skjærkapasitet i primærretning

Navn	Behov?	$U_{\text{tn,trykk,x}}$	$V_{\text{Rd,x,trykk}}$ [kN]	$U_{\text{tn,strekk,x}}$	$V_{\text{Rd,x,strekk}}$ [kN]	$A_{\text{sw,x,statisk}}$ [mm ² /m]
Qbrudd	Nei	0,00	766	0,00	188	0

Minimumsarmering

Lengdearmering

Minste strekkarmeringsareal i underkant	$A_{s,\text{min,bunn}}$	133 mm ²
Største lengdearmeringsareal	$A_{s,\text{max}}$	8 000 mm ²
Største senteravstand for strekkarmering	$S_{\text{ms,p}}$	250 mm
Største senteravstand for trykkarmering	$S_{\text{ms,p,avtrappet}}$	400 mm
Fri avstand mellom lengdearmeringsjern	Fri avstand	Godkjent

Tverrarmering

Minste tillatte fordelingsarmeringsareal	$A_{s,\text{min}}$	90 mm ²
Største senteravstand mellom fordelingsarmeringen under maksimal last	$S_{\text{ms,s}}$	400 mm
Største senteravstand mellom avtrappet fordelingsarmering	$S_{\text{ms,s,avtrappet}}$	450 mm

Skjærarmering

Minste skjærareal	$A_{\text{sw,min}}$	384 mm ² /m
Minste bøyleareal	$A_{\text{sw,bøyle,min}}$	384 mm ² /m

Bruksgrense

Spenningsbegrensning

Navn	$\sigma_{s,\text{limit}}$ [MPa]	$\sigma_{s,\text{max}}$ [MPa]	$\sigma_{c,\text{max}}$ [MPa]	$\epsilon_{s,\text{max}}$ [%]	$\epsilon_{c,\text{max}}$ [%]	$\epsilon_{cc,\text{max}}$ [%]
Qbruk	400,0	53,0	-8,63	0,26	-0,71	-0,15

Rissviddebegrensning

Navn	$U_{\text{tn,riss}}$	w_k [mm]	w_{max} [mm]	$S_{r,\text{max}}$ [mm]	$k_{c,\text{steg}}$	$k_{c,\text{fleks}}$	$A_{s,\text{min}}$ [mm ²]	$A_{c,\text{eff}}$ [mm ²]	Trykkavl.
Qbruk	0,00	0,03	-	171	0,40	-	0	59 000	Ikke relevant

Vedlegg O – Produktinformasjon, CO₂-ekvivalenter



Concrete (Norwegian low-carbon), B35
M45/MF45, lavkarbonklass B (2015 NB37) ☆ 📄

Legg til i input

Vis tomme rader

General information

Name (NO) • Betong 📄

Land Norge 🇳🇴

Produsent 2015 NB37

Material type Ferdigbetong for yttervegger og gulv

› Datapoint background information

› Beskrivelse

› Technical characteristics

Environmental profile

Global oppvarming potensial (A1-A3) **0.11 kg CO₂e / kg**
270.0 kg CO₂e / m³
54.0 kg CO₂e / m²

Q Metadata • +/- 34.64% variasjon i datasettet



Reinforcement steel (rebar), generic, 90%
recycled content, A615 ☆ 📄

Legg til i input

Vis tomme rader

General information

Name (NO) • Forsterkning stål (armering), generisk 📄

Land Norway

Material type Armering for betong

› Datapoint background information

› Beskrivelse

› Technical characteristics

Environmental profile

Global oppvarming potensial (A1-A3) før lokal kompensasjon **0.67 kg CO₂e / kg**
5249.91 kg CO₂e / m³

Q Metadata • +/- 34.64% variasjon i datasettet

› Others



Steelfibre for concrete reinforcement, 1250, 1100,
1100 Mpa, L: 35, 50, 50 mm, D: 0.55, 0.75, 1 mm, DE
35/0,55 DE 50/0,55 og DE 50/1,0 (Mapei) ☆ 📄

Legg til i input

Last ned EPD

Vis tomme rader

General information

Name (NO) • Stålfiber til betongarmering 📄

Land Norge 🇳🇴

Produsent Mapei

Commercial name DE 35/0,55 DE 50/0,55 og DE 50/1,0

Material type Annet stål / jern

› Datapoint background information

› Beskrivelse

› Technical characteristics

Environmental profile

Global oppvarming potensial (A1-A3) **0.77 kg CO₂e / kg**
6052.35 kg CO₂e / m³

Q Metadata • +/- 28.35% variasjon i datasettet

› Others

Vedlegg P – Bærekraftanalyse bunnplate A1 og B1

SLAKKARMERT BETONG

INPUT

$$L_{Trad} := 8500 \text{ mm}$$

$$b_{Trad} := 1000 \text{ mm}$$

$$h_{Trad} := 350 \text{ mm}$$

$$\phi_{Trad} := 20 \text{ mm}$$

$$s_{Trad} := 120 \text{ mm}$$

$$n := 8.33$$

$$\rho_{Betong} := 24 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\rho_{Stål} := 7800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$A_{smin_Trad} := 507.52 \text{ mm}^2$$

VOLUM ARMERING

Volum av armeringen i bærende retning:

$$V_{Trad_Armering_B} := n \cdot \left(\frac{\pi \cdot \phi_{Trad}^2}{4} \right) \cdot L_{Trad}$$

$$V_{Trad_Armering_B} = (2.224 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

Volum av armeringen i ikke-bærende retning:

$$V_{Trad_Armering_IB} := 0.2 \cdot n \cdot \left(\frac{\pi \cdot \phi_{Trad}^2}{4} \right) \cdot b_{Trad}$$

$$V_{Trad_Armering_IB} = (5.234 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

Armering i ikke bærende retning = 20 % av lengdearmeringen etter EC2 pkt. 9.3.1.1(2).

Totalt volum:

$$V_{Trad_Armering_TOT} := V_{Trad_Armering_B} + V_{Trad_Armering_IB}$$

$$V_{Trad_Armering_TOT} = (2.277 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

Vekt av den totale slakkarmeringen:

$$Vekt_{Trad_Stål} := V_{Trad_Armering_TOT} \cdot \rho_{Stål}$$

$$Vekt_{Trad_Stål} = 177.586 \text{ kg}$$

VOLUM BETONG

Volum av hele konstruksjonsdelen:

$$V_{Trad} := L_{Trad} \cdot b_{Trad} \cdot h_{Trad}$$

$$V_{Trad} = (2.975 \cdot 10^9) \text{ mm}^3$$

Volum av kun betongen:

$$V_{Trad_Betong} := V_{Trad} - V_{Trad_Armering_TOT}$$

$$V_{Trad_Betong} = (2.952 \cdot 10^9) \text{ mm}^3$$

Vekt av den totale betongen:

$$Vekt_{Trad_Betong} := V_{Trad_Betong} \cdot \rho_{Betong}$$

$$Vekt_{Trad_Betong} = 70.854 \text{ kg}$$

CO2 - EKVIVALENTER

ARMERING:

Referanse-enhet er på 1 kg stål*

$$A1_A3_{Trad_Arm} := Vekt_{Trad_Stål} \cdot 0.67 \cdot \frac{kg}{kg} \quad A1_A3_{Trad_Arm} = 118.983 \text{ kg} \quad (\text{kg CO2-ekvivalenter})$$

BETONG:

Referanse-enhet er på 1 kg betong*

$$A1_A3_{Trad_Betong} := Vekt_{Trad_Betong} \cdot 0.11 \frac{kg}{kg} \quad A1_A3_{Trad_Betong} = 7.794 \text{ kg} \quad (\text{kg CO2-ekvivalenter})$$

TOTALE CO2-EKVIVALENTER FOR TRADISJONELLE BEREGNINGER:

$$Trad_CO2 := A1_A3_{Trad_Arm} + A1_A3_{Trad_Betong}$$

$$Trad_CO2 = 126.777 \text{ kg}$$

SLAKKARMERT FIBERBETONG

INPUT

$$L_{Fiber} := 8500 \text{ mm} \quad b_{Fiber} := 1000 \text{ mm} \quad h_{Fiber} := 320 \text{ mm}$$

$$\phi_{Fiber} := 16 \text{ mm} \quad s_{Fiber} := 220 \text{ mm} \quad n_{Fiber} := 4.545$$

$$Doserings_{Fiber} := 30 \frac{kg}{m^3} \quad A_{smin_Fiber} := 231.181 \text{ mm}^2$$

VOLUM ARMERING

Volum av armeringen i bærende retning:

$$V_{Fiber_Armering_B} := n_{Fiber} \cdot \left(\frac{\pi \cdot \phi_{Fiber}^2}{4} \right) \cdot L_{Fiber} \quad V_{Fiber_Armering_B} = (7.768 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

Volum av armeringen i ikke-bærende retning:

$$V_{Fiber_Armering_IB} := A_{smin_Fiber} \cdot b_{Fiber} \quad V_{Fiber_Armering_IB} = (2.312 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

Armering i ikke bærende retning = Minimumsarmering, beregnet i Vedlegg 4 - Dimensjonering bunnplate B1.

Vekt av den totale slakkarmeringen:

$$Vekt_{Fiber_Stål} := (V_{Fiber_Armering_B} + V_{Fiber_Armering_IB}) \cdot \rho_{Stål} \quad Vekt_{Fiber_Stål} = 62.39 \text{ kg}$$

Volum av hele konstruksjonen:

$$V_{Fiber} := L_{Fiber} \cdot b_{Fiber} \cdot h_{Fiber} \qquad V_{Fiber} = (2.72 \cdot 10^9) \text{ mm}^3$$

Vekt av stålfibrene alene:

$$Vekt_{Fiber_Stålfiber} := V_{Fiber} \cdot Doserings_{Fiber} \qquad Vekt_{Fiber_Stålfiber} = 81.6 \text{ kg}$$

VOLUM BETONG

Volum av kun betongen:

$$V_{Fiber_Betong} := V_{Fiber} - (V_{Fiber_Armering_B} + V_{Fiber_Armering_IB}) \qquad V_{Fiber_Betong} = (2.712 \cdot 10^9) \text{ mm}^3$$

Vekt av betongen:

$$Vekt_{Fiber_Betong} := V_{Fiber_Betong} \cdot \rho_{Betong} \qquad Vekt_{Fiber_Betong} = 65.088 \text{ kg}$$

CO2-EKVIVALENTER

ARMERING - SLAKK:

Referanse-enhet er på 1 kg stål*

$$A1_A3_{Fiber_Stål_Slakk} := Vekt_{Fiber_Stål} \cdot 0.67 \frac{\text{kg}}{\text{kg}} \qquad A1_A3_{Fiber_Stål_Slakk} = 41.801 \text{ kg}$$

ARMERING - FIBER

Referanse-enhet er på 1 kg stålfiber*

$$A1_A3_{Fiber_Stål_Fiber} := Vekt_{Fiber_Stålfiber} \cdot 0.939 \frac{\text{kg}}{\text{kg}} \qquad A1_A3_{Fiber_Stål_Fiber} = 76.622 \text{ kg}$$

BETONG:

Referanse-enhet er på 1 kg betong*

$$A1_A3_{Fiber_Betong} := Vekt_{Fiber_Betong} \cdot 0.0525 \frac{\text{kg}}{\text{kg}} \qquad A1_A3_{Fiber_Betong} = 3.417 \text{ kg}$$

TOTALE CO2-EKVIVALENTER FOR FIBER BEREGNINGER:

$$Fiber_CO2 := A1_A3_{Fiber_Stål_Slakk} + A1_A3_{Fiber_Stål_Fiber} + A1_A3_{Fiber_Betong}$$

$$Fiber_CO2 = 121.841 \text{ kg}$$

SAMMENLIGNING

Trad_CO2 = 126.777 *kg*

Fiber_CO2 = 121.841 *kg*

Differanse := *Trad_CO2* – *Fiber_CO2*

Differanse = 4.936 *kg*

Totalt vil vi spare ca. 4,936 kg CO2-ekvivalenter på å substituere noe av slakkarmeringen med fiberarmering

Vedlegg Q – Bærekraftanalyse bunnplate A2 og B2

SLAKKARMERT BETONG

INPUT

$$L_{Trad} := 7000 \text{ mm}$$

$$b_{Trad} := 1000 \text{ mm}$$

$$h_{Trad} := 300 \text{ mm}$$

$$\phi_{Trad} := 16 \text{ mm}$$

$$s_{Trad} := 130 \text{ mm}$$

$$n := 7.69$$

$$\rho_{Betong} := 24 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\rho_{Stål} := 7800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$A_{smin_Trad} := 427.648 \text{ mm}^2$$

VOLUM ARMERING

Volum av armeringen i bærende retning:

$$V_{Trad_Armering_B} := n \cdot \left(\frac{\pi \cdot \phi_{Trad}^2}{4} \right) \cdot L_{Trad}$$

$$V_{Trad_Armering_B} = (1.082 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

Volum av armeringen i ikke-bærende retning:

$$V_{Trad_Armering_IB} := A_{smin_Trad} \cdot b_{Trad}$$

$$V_{Trad_Armering_IB} = (4.276 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

Armering i ikke bærende retning = Minimumsarmering, beregnet i Vedlegg 2 - Dimensjonering bunnplate A2.

Totalt volum:

$$V_{Trad_Armering_TOT} := V_{Trad_Armering_B} + V_{Trad_Armering_IB}$$

$$V_{Trad_Armering_TOT} = (1.125 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

Vekt av den totale slakkarmeringen:

$$Vekt_{Trad_Stål} := V_{Trad_Armering_TOT} \cdot \rho_{Stål}$$

$$Vekt_{Trad_Stål} = 87.756 \text{ kg}$$

VOLUM BETONG

Volum av hele konstruksjonsdelen:

$$V_{Trad} := L_{Trad} \cdot b_{Trad} \cdot h_{Trad}$$

$$V_{Trad} = (2.1 \cdot 10^9) \text{ mm}^3$$

Volum av kun betongen:

$$V_{Trad_Betong} := V_{Trad} - V_{Trad_Armering_TOT}$$

$$V_{Trad_Betong} = (2.089 \cdot 10^9) \text{ mm}^3$$

Vekt av den totale betongen:

$$Vekt_{Trad_Betong} := V_{Trad_Betong} \cdot \rho_{Betong}$$

$$Vekt_{Trad_Betong} = 50.13 \text{ kg}$$

ARMERING:

Referanse-enhet er på 1 kg stål*

$$A1_A3_{Trad_Arm} := Vekt_{Trad_Stål} \cdot 0.67 \cdot \frac{kg}{kg} \quad A1_A3_{Trad_Arm} = 58.797 \text{ kg} \quad (\text{kg CO2-ekvivalenter})$$

BETONG:

Referanse-enhet er på 1 kg betong*

$$A1_A3_{Trad_Betong} := Vekt_{Trad_Betong} \cdot 0.11 \frac{kg}{kg} \quad A1_A3_{Trad_Betong} = 5.514 \text{ kg} \quad (\text{kg CO2-ekvivalenter})$$

TOTALE CO2-EKVIVALENTER FOR TRADISJONELLE BEREGNINGER:

$$Trad_CO2 := A1_A3_{Trad_Arm} + A1_A3_{Trad_Betong}$$

$$Trad_CO2 = 64.311 \text{ kg}$$

SLAKKARMERT FIBERBETONG

INPUT

$$L_{Fiber} := 7000 \text{ mm} \quad b_{Fiber} := 1000 \text{ mm} \quad h_{Fiber} := 250 \text{ mm}$$

$$\phi_{Fiber} := 16 \text{ mm} \quad s_{Fiber} := 300 \text{ mm} \quad n_{Fiber} := 3.333$$

$$Doserings_{Fiber} := 30 \frac{kg}{m^3} \quad A_{smin_Fiber} := 172.76 \text{ mm}^2$$

VOLUM ARMERING

Volum av armeringen i bærende retning:

$$V_{Fiber_Armering_B} := n_{Fiber} \cdot \left(\frac{\pi \cdot \phi_{Fiber}^2}{4} \right) \cdot L_{Fiber} \quad V_{Fiber_Armering_B} = (4.691 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

Volum av armeringen i ikke-bærende retning:

$$V_{Fiber_Armering_IB} := A_{smin_Fiber} \cdot b_{Fiber} \quad V_{Fiber_Armering_IB} = (1.728 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

Armering i ikke bærende retning = Minimumsarmering, beregnet i Vedlegg 5 - Dimensjonering bunnplate B2.

Vekt av den totale slakkarmeringen:

$$Vekt_{Fiber_Stål} := (V_{Fiber_Armering_B} + V_{Fiber_Armering_IB}) \cdot \rho_{Stål} \quad Vekt_{Fiber_Stål} = 37.937 \text{ kg}$$

Volum av hele konstruksjonen:

$$V_{Fiber} := L_{Fiber} \cdot b_{Fiber} \cdot h_{Fiber} \qquad V_{Fiber} = (1.75 \cdot 10^9) \text{ mm}^3$$

Vekt av stålfibrene alene:

$$Vekt_{Fiber_Stålfiber} := V_{Fiber} \cdot Doserings_{Fiber} \qquad Vekt_{Fiber_Stålfiber} = 52.5 \text{ kg}$$

VOLUM BETONG

Volum av kun betongen:

$$V_{Fiber_Betong} := V_{Fiber} - (V_{Fiber_Armering_B} + V_{Fiber_Armering_IB}) \qquad V_{Fiber_Betong} = (1.745 \cdot 10^9) \text{ mm}^3$$

Vekt av betongen:

$$Vekt_{Fiber_Betong} := V_{Fiber_Betong} \cdot \rho_{Betong} \qquad Vekt_{Fiber_Betong} = 41.883 \text{ kg}$$

CO2-EKVIVALENTER

ARMERING - SLAKK:

Referanse-enhet er på 1 kg stål*

$$A1_A3_{Fiber_Stål_Slakk} := Vekt_{Fiber_Stål} \cdot 0.67 \frac{\text{kg}}{\text{kg}} \qquad A1_A3_{Fiber_Stål_Slakk} = 25.418 \text{ kg}$$

ARMERING - FIBER

Referanse-enhet er på 1 kg stålfiber*

$$A1_A3_{Fiber_Stål_Fiber} := Vekt_{Fiber_Stålfiber} \cdot 0.939 \frac{\text{kg}}{\text{kg}} \qquad A1_A3_{Fiber_Stål_Fiber} = 49.298 \text{ kg}$$

BETONG:

Referanse-enhet er på 1 kg betong*

$$A1_A3_{Fiber_Betong} := Vekt_{Fiber_Betong} \cdot 0.0525 \frac{\text{kg}}{\text{kg}} \qquad A1_A3_{Fiber_Betong} = 2.199 \text{ kg}$$

TOTALE CO2-EKVIVALENTER FOR FIBER BEREGNINGER:

$$Fiber_CO2 := A1_A3_{Fiber_Stål_Slakk} + A1_A3_{Fiber_Stål_Fiber} + A1_A3_{Fiber_Betong}$$

$$Fiber_CO2 = 76.914 \text{ kg}$$

SAMMENLIGNING

Trad_CO2 = 64.311 *kg*

Fiber_CO2 = 76.914 *kg*

Differanse := *Trad_CO2* – *Fiber_CO2*

Differanse = –12.603 *kg*

Dersom vi substituerer noe av slakkarmeringen med fiberarmering vil resultatet gi ca. 13 kg CO2-ekvivalenter mer.

Vedlegg R – Bærekraftanalyse bunnplate A3 og B3

SLAKKARMERT BETONG

INPUT

$$L_{Trad} := 5500 \text{ mm}$$

$$b_{Trad} := 1000 \text{ mm}$$

$$h_{Trad} := 250 \text{ mm}$$

$$\phi_{Trad} := 14 \text{ mm}$$

$$s_{Trad} := 200 \text{ mm}$$

$$n := 5$$

$$\rho_{Betong} := 24 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\rho_{Stål} := 7800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$A_{smin_Trad} := 346.112 \text{ mm}^2$$

VOLUM ARMERING

Volum av armeringen i bærende retning:

$$V_{Trad_Armering_B} := n \cdot \left(\frac{\pi \cdot \phi_{Trad}^2}{4} \right) \cdot L_{Trad}$$

$$V_{Trad_Armering_B} = (4.233 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

Volum av armeringen i ikke-bærende retning:

$$V_{Trad_Armering_IB} := A_{smin_Trad} \cdot b_{Trad}$$

$$V_{Trad_Armering_IB} = (3.461 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

Armering i ikke bærende retning = Minimumsarmering, beregnet i Vedlegg 3 - Dimensjonering bunnplate A3.

Totalt volum:

$$V_{Trad_Armering_TOT} := V_{Trad_Armering_B} + V_{Trad_Armering_IB}$$

$$V_{Trad_Armering_TOT} = (4.579 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

Vekt av den totale slakkarmeringen:

$$Vekt_{Trad_Stål} := V_{Trad_Armering_TOT} \cdot \rho_{Stål}$$

$$Vekt_{Trad_Stål} = 35.719 \text{ kg}$$

VOLUM BETONG

Volum av hele konstruksjonsdelen:

$$V_{Trad} := L_{Trad} \cdot b_{Trad} \cdot h_{Trad}$$

$$V_{Trad} = (1.375 \cdot 10^9) \text{ mm}^3$$

Volum av kun betongen:

$$V_{Trad_Betong} := V_{Trad} - V_{Trad_Armering_TOT}$$

$$V_{Trad_Betong} = (1.37 \cdot 10^9) \text{ mm}^3$$

Vekt av den totale betongen:

$$Vekt_{Trad_Betong} := V_{Trad_Betong} \cdot \rho_{Betong}$$

$$Vekt_{Trad_Betong} = 32.89 \text{ kg}$$

CO2 - EKVIVALENTER

ARMERING:

Referanse-enhet er på 1 kg stål*

$$A1_A3_{Trad_Arm} := Vekt_{Trad_Stål} \cdot 0.67 \cdot \frac{kg}{kg} \quad A1_A3_{Trad_Arm} = 23.932 \text{ kg} \quad (\text{kg CO2-ekvivalenter})$$

BETONG:

Referanse-enhet er på 1 kg betong*

$$A1_A3_{Trad_Betong} := Vekt_{Trad_Betong} \cdot 0.11 \frac{kg}{kg} \quad A1_A3_{Trad_Betong} = 3.618 \text{ kg} \quad (\text{kg CO2-ekvivalenter})$$

TOTALE CO2-EKVIVALENTER FOR TRADISJONELLE BEREGNINGER:

$$Trad_CO2 := A1_A3_{Trad_Arm} + A1_A3_{Trad_Betong}$$

$$Trad_CO2 = 27.55 \text{ kg}$$

SLAKKARMERT FIBERBETONG

INPUT

$$L_{Fiber} := 5500 \text{ mm} \quad b_{Fiber} := 1000 \text{ mm} \quad h_{Fiber} := 200 \text{ mm}$$

$$\phi_{Fiber} := 16 \text{ mm} \quad s_{Fiber} := 400 \text{ mm} \quad n_{Fiber} := 2.5$$

$$Doserings_{Fiber} := 30 \frac{kg}{m^3} \quad A_{smin_Fiber} := 131.031 \text{ mm}^2$$

VOLUM ARMERING

Volum av armeringen i bærende retning:

$$V_{Fiber_Armering_B} := n_{Fiber} \cdot \left(\frac{\pi \cdot \phi_{Fiber}^2}{4} \right) \cdot L_{Fiber} \quad V_{Fiber_Armering_B} = (2.765 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

Volum av armeringen i ikke-bærende retning:

$$V_{Fiber_Armering_IB} := A_{smin_Fiber} \cdot b_{Fiber} \quad V_{Fiber_Armering_IB} = (1.31 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

Armering i ikke bærende retning = Minimumsarmering, beregnet i Vedlegg 6 - Dimensjonering bunnplate B3.

Vekt av den totale slakkarmeringen:

$$Vekt_{Fiber_Stål} := (V_{Fiber_Armering_B} + V_{Fiber_Armering_IB}) \cdot \rho_{Stål} \quad Vekt_{Fiber_Stål} = 22.586 \text{ kg}$$

Volum av hele konstruksjonen:

$$V_{Fiber} := L_{Fiber} \cdot b_{Fiber} \cdot h_{Fiber} \qquad V_{Fiber} = (1.1 \cdot 10^9) \text{ mm}^3$$

Vekt av stålfibrene alene:

$$Vekt_{Fiber_Stålfiber} := V_{Fiber} \cdot Doserings_{Fiber} \qquad Vekt_{Fiber_Stålfiber} = 33 \text{ kg}$$

VOLUM BETONG

Volum av kun betongen:

$$V_{Fiber_Betong} := V_{Fiber} - (V_{Fiber_Armering_B} + V_{Fiber_Armering_IB}) \qquad V_{Fiber_Betong} = (1.097 \cdot 10^9) \text{ mm}^3$$

Vekt av betongen:

$$Vekt_{Fiber_Betong} := V_{Fiber_Betong} \cdot \rho_{Betong} \qquad Vekt_{Fiber_Betong} = 26.331 \text{ kg}$$

CO2-EKVIVALENTER

ARMERING - SLAKK:

Referanse-enhet er på 1 kg stål*

$$A1_A3_{Fiber_Stål_Slakk} := Vekt_{Fiber_Stål} \cdot 0.67 \frac{\text{kg}}{\text{kg}} \qquad A1_A3_{Fiber_Stål_Slakk} = 15.133 \text{ kg}$$

ARMERING - FIBER

Referanse-enhet er på 1 kg stålfiber*

$$A1_A3_{Fiber_Stål_Fiber} := Vekt_{Fiber_Stålfiber} \cdot 0.939 \frac{\text{kg}}{\text{kg}} \qquad A1_A3_{Fiber_Stål_Fiber} = 30.987 \text{ kg}$$

BETONG:

Referanse-enhet er på 1 kg betong*

$$A1_A3_{Fiber_Betong} := Vekt_{Fiber_Betong} \cdot 0.0525 \frac{\text{kg}}{\text{kg}} \qquad A1_A3_{Fiber_Betong} = 1.382 \text{ kg}$$

TOTALE CO2-EKVIVALENTER FOR FIBER BEREKNINGER:

$$Fiber_CO2 := A1_A3_{Fiber_Stål_Slakk} + A1_A3_{Fiber_Stål_Fiber} + A1_A3_{Fiber_Betong}$$

$$Fiber_CO2 = 47.502 \text{ kg}$$

SAMMENLIGNING

Trad_CO2 = 27.55 *kg*

Fiber_CO2 = 47.502 *kg*

Differanse := *Trad_CO2* – *Fiber_CO2*

Differanse = –19.952 *kg*

Dersom vi substituerer noe av slakkarmeringen med fiberarmering vil resultatet gi ca. 20 kg CO2-ekvivalenter mer.

Vedlegg S – Kostnadsanalyse alle bunnplater

MATERIALMASSER

Alle masser brukt i denne analysen er hentet fra våre bærekraftanalyser for de individuelle bunnplatene.

BETONG

Bunnplate A-1: $V_{Betong_A1} := 2.952 \text{ m}^3$

Bunnplate A-2: $V_{Betong_A2} := 2.089 \text{ m}^3$

Bunnplate A-3: $V_{Betong_A3} := 1.37 \text{ m}^3$

Bunnplate B-1: $V_{Betong_B1} := 2.712 \text{ m}^3$

Bunnplate B-2: $V_{Betong_B2} := 1.745 \text{ m}^3$

Bunnplate B-3: $V_{Betong_B3} := 1.097 \text{ m}^3$

SLAKKARMERING

Bunnplate A-1: $m_{Slakk_A1} := 177.586 \text{ kg}$

Bunnplate A-2: $m_{Slakk_A2} := 87.756 \text{ kg}$

Bunnplate A-3: $m_{Slakk_A3} := 35.719 \text{ kg}$

Bunnplate B-1: $m_{Slakk_B1} := 62.39 \text{ kg}$

Bunnplate B-2: $m_{Slakk_B2} := 37.937 \text{ kg}$

Bunnplate B-3: $m_{Slakk_B3} := 22.586 \text{ kg}$

FIBERARMERING

Bunnplate B-1: $m_{Fiber_B1} := 81.6 \text{ kg}$

Bunnplate B-2: $m_{Fiber_B2} := 52.5 \text{ kg}$

Bunnplate B-3: $m_{Fiber_B3} := 33 \text{ kg}$

ENHETSPRIS

Alle Enhetsprisene er hentet fra Norsk Prisbok utviklet av Norconsult.

Betong: $Pris_Betong := 2890.45 \frac{1}{\text{m}^3}$

Slakkarmering: $Pris_Slakk := 24.25 \frac{1}{\text{kg}}$

Fiberarmering: $Pris_Fiber := 30.92 \frac{1}{\text{kg}}$

ESTIMERT KOSTNAD PER BUNNPLATE

Bunnplate A-1: $Betong_A1 := V_{Betong_A1} \cdot Pris_Betong$

$$Betong_A1 = 8532.608 \quad \text{kr}$$

$$Slakk_A1 := m_{Slakk_A1} \cdot Pris_Slakk$$

$$Slakk_A1 = 4306.461 \quad \text{kr}$$

$$Kostnad_{A1} := Betong_{A1} + Slakk_{A1}$$

$$Kostnad_{A1} = 12839.069 \text{ kr}$$

Bunnplate A-2:

$$Betong_{A2} := V_{Betong_{A2}} \cdot Pris_{Betong}$$

$$Betong_{A2} = 6038.15 \text{ kr}$$

$$Slakk_{A2} := m_{Slakk_{A2}} \cdot Pris_{Slakk}$$

$$Slakk_{A2} = 2128.083 \text{ kr}$$

$$Kostnad_{A2} := Betong_{A2} + Slakk_{A2}$$

$$Kostnad_{A2} = 8166.233 \text{ kr}$$

Bunnplate A-3:

$$Betong_{A3} := V_{Betong_{A3}} \cdot Pris_{Betong}$$

$$Betong_{A3} = 3959.917 \text{ kr}$$

$$Slakk_{A3} := m_{Slakk_{A3}} \cdot Pris_{Slakk}$$

$$Slakk_{A3} = 866.186 \text{ kr}$$

$$Kostnad_{A3} := Betong_{A3} + Slakk_{A3}$$

$$Kostnad_{A3} = 4826.102 \text{ kr}$$

Bunnplate B-1:

$$Betong_{B1} := V_{Betong_{B1}} \cdot Pris_{Betong}$$

$$Betong_{B1} = 7838.9 \text{ kr}$$

$$Slakk_{B1} := m_{Slakk_{B1}} \cdot Pris_{Slakk}$$

$$Slakk_{B1} = 1512.958 \text{ kr}$$

$$Fiber_{B1} := m_{Fiber_{B1}} \cdot Pris_{Fiber}$$

$$Fiber_{B1} = 2523.072 \text{ kr}$$

$$Kostnad_{B1} := Betong_{B1} + Slakk_{B1} + Fiber_{B1}$$

$$Kostnad_{B1} = 11874.93 \text{ kr}$$

Bunnplate B-2:

$$Betong_B2 := V_{Betong_B2} \cdot Pris_Betong$$

$$Betong_B2 = 5043.835 \quad \text{kr}$$

$$Slakk_B2 := m_{Slakk_B2} \cdot Pris_Slakk$$

$$Slakk_B2 = 919.972 \quad \text{kr}$$

$$Fiber_B2 := m_{Fiber_B2} \cdot Pris_Fiber$$

$$Fiber_B2 = 1623.3 \quad \text{kr}$$

$$Kostnad_B2 := Betong_B2 + Slakk_B2 + Fiber_B2$$

$$Kostnad_B2 = 7587.108 \quad \text{kr}$$

Bunnplate B-3:

$$Betong_B3 := V_{Betong_B3} \cdot Pris_Betong$$

$$Betong_B3 = 3170.824 \quad \text{kr}$$

$$Slakk_B3 := m_{Slakk_B3} \cdot Pris_Slakk$$

$$Slakk_B3 = 547.711 \quad \text{kr}$$

$$Fiber_B3 := m_{Fiber_B3} \cdot Pris_Fiber$$

$$Fiber_B3 = 1020.36 \quad \text{kr}$$

$$Kostnad_B3 := Betong_B3 + Slakk_B3 + Fiber_B3$$

$$Kostnad_B3 = 4738.894 \quad \text{kr}$$

SAMMENLIGNING

SPENN = 8.5m

$$Kostnad_A1 = 12839.069 \quad Kostnad_B1 = 11874.93$$

$$Differanse_8.5 := Kostnad_A1 - Kostnad_B1$$

$$Differanse_8.5 = 964.139$$

Med et spenn på 8.5m vil vi spare 964 kr dersom vi substituerer noe av slakkarmeringen med fiberarmering.

SPENN = 7.0m

Kostnad_A2 = 8166.233

Kostnad_B2 = 7587.108

Differanse_7 := *Kostnad_A2* – *Kostnad_B2*

Differanse_7 = 579.126

Med et spenn på 7.0m vil vi spare 579 kr dersom vi substituerer noe av slakkarmeringen med fiberarmering.

SPENN = 5.5m

Kostnad_A3 = 4826.102

Kostnad_B3 = 4738.894

Differanse_5.5 := *Kostnad_A3* – *Kostnad_B3*

Differanse_5.5 = 87.208

Med et spenn på 5.5m vil vi spare 87 kr dersom vi substituerer noe av slakkarmeringen med fiberarmering.