

Beregning og dimensjonering av betongsøyler

Kristoffer Brodshaug
Knut Langehaug

Bygg- og miljøteknikk (2-årig)

Innlevert: juni 2014

Hovedveileder: Svein Ivar Sørensen, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2014

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 02.06.2014	ANTALL SIDER: 246
------------------------------------	---------------------	----------------------

TITTEL:

Beregning og dimensjonering av betongsøyler

Analysis and design of concrete columns

UTFØRT AV:

Knut Langehaug og Kristoffer Brodshaug



SAMMENDRAG:

Tradisjonell dimensjonering av betongsøyler er mye benyttet i tillegg til, eller i stedet for elementanalyse. Visse aspekter ved denne typen dimensjonering kan imidlertid være tidkrevende og uoversiktlige. Målet med denne rapporten er å redusere tidsbruken ved denne typen beregninger, samt øke forståelsen for ulike metoder for beregning av knekkledder.

Etter ønske fremmet fra instituttet er det utviklet dimensjoneringsdiagrammer for symmetrisk armering i søyler tilpasset Eurokode 2. Dette er en mye brukt metode fra tidligere norsk betongstandard, NS 3473, men nye materialparametere har ført til behov for nye diagrammer.

Det er utarbeidet et program for å finne utnyttelse av søylevernsnitt, samt optimalisering ved hjelp av datakraft. Programmet tar hensyn til betongens ikke-lineære oppførsel og baserer seg på arbeidslikevekt og iterasjon. Dette vil kunne være både tids- og kostnadsbesparende for denne typen dimensjonering, sammenlignet med andre regnemetoder.

Med bakgrunn i et litteraturstudie er ulike metoder for knekkleddberegninger beskrevet og sammenlignet i rapporten. Fordi en ny metode ble introdusert med Eurokode 2 var det et ønske fra instituttets side om å kartlegge forskjeller og likheter mellom metodene benyttet til denne typen beregninger.

Avslutningsvis er beregning og dimensjonering av en rammekonstruksjon gjennomført. Rapportens innhold er på den måten vist i en praktisk sammenheng.

FAGLÆRER: Svein Ivar Sørensen

VEILEDER(E): Svein Ivar Sørensen

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU

Abstract

Traditional design of concrete columns is extensively used in addition to, or instead of finite element analysis. Certain aspects of this type of design may be time consuming and difficult. The aim of this report is to reduce the time spent on this type of calculation, as well as to increase the understanding of different buckling length methods.

At the request from the institute, calculation charts have been developed for symmetrical reinforcement in columns adapted to Eurocode 2. This was a widely used method together with previous Norwegian concrete standard, NS 3473 , but with new material parameters, the charts needed to be updated.

In addition, it's also established a program to find the utilization of column cross sections and their further optimization using computing power. The program takes into account the concrete's nonlinear behavior using work balance and iteration. This may be both time-and cost -effective for this type of design, compared with other calculation methods.

Based on a literature study, different methods for buckling length calculations are described and compared in the report. Because a new method was introduced in Eurocode 2, the institute wants focus on both the differences and similarities between the various methods used for this type of calculation.

Finally, calculation and design of a frame construction is performed. The content of the report is in this way shown in a practical context.

Forord

Denne rapporten er et resultat av en masteroppgave utarbeidet ved institutt for konstruksjonsteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU) våren 2014.

Oppgaven markerer slutten på et toårig mastergradsstudie i konstruksjonsteknikk og arbeidet har pågått gjennom vårsemesteret 2014.

Rapporten er utarbeidet i samarbeid mellom Knut Langehaug og Kristoffer Brodshaug.

Masteroppgaven omhandler prosjektering av betongkonstruksjoner, med hovedvekt på dimensjonering av betongsøyler. Pensum fra ulike betong- og mekanikkfag ligger til grunn for utarbeidelsen av denne rapporten.

Til utarbeidelse av rapporten er hjelpemidler som Microsoft Word, Microsoft Excel, Maple, Autodesk AutoCAD 2014, Mathcad, Krystall og Focus Konstruksjon benyttet.

Oppbygningen av rapporten følger oppsett fra oppgaveteksten, der hovedkapitlene tar for seg oppgavetekstens temaer punkt for punkt. Formulering av oppgaven finnes i vedlegg A.

Vi ønsker å takke professor Svein Ivar Sørensen ved institutt for konstruksjonsteknikk, for oppfølging, veiledning og teknisk bistand underveis i rapportskrivningen.

Det forutsettes at leseren har grunnleggende kunnskaper rundt de belyste temaene i rapporten.

NTNU, Trondheim, juni 2014

Knut Langehaug

Kristoffer Brodshaug

Innhold

Abstract	i
Forord	iii
Innhold	v
Figurer	vii
Tabeller.....	viii
Nomenklatur og definisjoner.....	x
Symboler	xi
1. Innledning.....	1
2. Dimensjoneringsdiagrammer	3
2.1. Introduksjon.....	3
2.2. Utarbeidelse av nye M-N-diagrammer	4
2.3. Sammenligning og verifisering	8
2.3.1. Rektangulære søyler	9
2.3.2. Sirkulære søyler	10
2.4. Diagrammene.....	13
3. Usymmetrisk armerte søyleverrsnitt	23
3.1. Introduksjon.....	23
3.2. Programmet	24
3.3. Sammenligning og verifisering	26
3.3.1. Introduksjon.....	26
3.3.2. Sammenligning, moment og aksialkraft.....	26
3.3.3. Sammenligning, aksialkraft	28
3.3.4. Sammenligning, moment.....	30
3.3.5. Resultat av kontroller.....	32
4. Beregning av kneklengder.....	33

4.1.	Introduksjon.....	33
4.2.	Metode basert på rotasjonsinnspenningsgrad	35
4.2.1.	Introduksjon.....	35
4.2.2.	Bakgrunnsteori.....	35
4.3.	Metode basert på relativ rotasjonsfleksibilitet.....	38
4.3.1.	Introduksjon.....	38
4.3.2.	Bakgrunnsteori.....	38
4.4.	Rammemetoden	40
4.4.1.	Introduksjon.....	40
4.4.1.	Beregningsgang	41
4.5.	Sammenligning av metodene.....	44
4.6.	Regneeksempel.....	45
5.	Beregning og dimensjonering av betongbygg.....	47
5.1.	Introduksjon.....	47
5.2.	Dimensjonering av dekke på tak	48
5.2.1.	Laster og lastvirkninger	48
5.2.2.	Omfang av dimensjonering	49
5.2.3.	Resultater	50
5.3.	Dimensjonering av T-bjelker.....	51
5.3.1.	Laster og lastvirkninger	51
5.3.2.	Omfang av dimensjonering	52
5.3.3.	Resultater	52
5.4.	Dimensjonering av hulldekker.....	54
5.4.1.	Laster og lastvirkninger	54
5.4.2.	Omfang av dimensjonering	54
5.4.3.	Resultater	54
5.5.	Dimensjonering av rektangulære bjelker.....	55

5.5.1.	Laster og lastvirkninger	55
5.5.2.	Omfang av dimensjonering	55
5.5.3.	Resultater	55
5.6.	Dimensjonering av søyler i rammesystem.....	56
5.6.1.	Laster og lastvirkninger: Global lastanalyse	57
5.6.2.	Omfang av dimensjonering	58
5.6.3.	Resultater	59
5.7.	Dimensjonering av søylefundamenter	61
5.7.1.	Laster og lastvirkninger	61
5.7.2.	Omfang av dimensjonering	61
5.7.3.	Resultater	62
6.	Oppsummering	65
	Litteratur	67
	Vedlegg	69

Figurer

Figur 1:	Eksempel på M-N-diagram	3
Figur 2:	Tøyningstilstander	4
Figur 3:	α	5
Figur 4:	Minsteeksentrisiteter	5
Figur 5:	Stålspenninger, sirkulært tverrsnitt.....	6
Figur 6:	Referansepunkt, m_{maks}	8
Figur 7:	Sammenligning sirkulær, $D'/D=0,9$	11
Figur 8:	Sammenligning sirkulær, $D'/D=0,6$	11
Figur 9:	Usymmetrisk armert søyle	23
Figur 10:	Oppsett i regneark	24
Figur 11:	Sekantmoduler for betonglameller	24
Figur 13:	Knekk lengde, søyle i ramme	33
Figur 14:	Avstivende og avstivet søyle	34

Figur 15: Ramme og isolert søyle	35
Figur 16: Forhold mellom c-verdier	37
Figur 17: Stav	41
Figur 18: Rammeksempel	45
Figur 19: Rammekonstruksjon	47
Figur 20: Oppbygning av takkonstruksjon	48
Figur 21: Lastvirkninger på tak	49
Figur 22: Parametere for T-bjelker	51
Figur 23: Lastvirkninger, T-bjelke 2 og 4	51
Figur 24: Lastvirkninger, T-bjelke 3	52
Figur 25: Relevante lasttilfeller	57
Figur 26: Armering, fundament	63

Tabeller

Tabell 1: Grenseverdier for w , avhengig av trykkfasthet.....	7
Tabell 2: Forskjeller, NS 3473 og EC 2	8
Tabell 3: m_{maks} , $h'/h=0,9$	9
Tabell 4: m_{maks} , $h'/h=0,6$	9
Tabell 5: m_{maks} , $D'/D=0,9$	10
Tabell 6: m_{maks} , $D'/D=0,6$	10
Tabell 7: Parametere tilpasset NS3473 og Krystall.	27
Tabell 8: Tverrsnitt og laster	27
Tabell 9: sammenligning, moment og aksialkraft.....	28
Tabell 10: Tverrsnitt og laster	29
Tabell 11: Sammenligning, aksialkraft	29
Tabell 12: Tverrsnitt og laster	31
Tabell 13: Sammenligning, moment	31
Tabell 14: Knekk lengder for ulike metoder	45
Tabell 15: Laster på tak.....	49
Tabell 16: armeringsmengde, tak	50
Tabell 17: Nedbøyning, tak.....	50

Tabell 18: Laster på T-bjelker	51
Tabell 19: Effektive bredder, T-bjelker.....	52
Tabell 20: Armeringsmengde, bjelke 2 og 4	53
Tabell 21: Armeringsmengde, bjelke 3	53
Tabell 22: Nedbøyning, T-bjelker	53
Tabell 23: Nyttelastplassering	55
Tabell 24: Armeringsmengde, bjelker	56
Tabell 25: Nedbøyning, bjelker.....	56
Tabell 26: Dimensjonerende lastfaktorer	58
Tabell 27: Søylar, 1. Etg.....	59
Tabell 28: Søylar, 2. orden. 1. Etg.	60
Tabell 29: Søylar, 2. Etg.....	60
Tabell 30: Søylar, 3. Etg.....	61
Tabell 31: Armeringsmengde, fundament.....	62
Tabell 32: Kontroll av skjærkrefter, fundament.....	63

Nomenklatur og definisjoner

EC 0- «Norsk Standard NS-EN 1990:2002+NA:2008 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner»

EC 1- «Norsk Standard NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger»

EC 2- «Norsk Standard NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 Eurokode 2: Prosjektering av konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger». Gjeldende norsk betongstandard

NS 3473- «Norsk Standard NS 3473 prosjektering av betongkonstruksjoner Beregnings- og konstruksjonsregler». Tidligere norsk standard for prosjektering av betongkonstruksjoner

NTNU- Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

UiO- Universitetet i Oslo

TEK10- Forskrift om tekniske krav i byggverk (Byggteknisk forskrift)

NS 8175- «Norsk standard NS8175:2012 Lydforhold i bygninger - Lydklasser for ulike bygningstyper»

FEM- Finite element method

STR- Bruddgrensetilstand avhengig av brudd eller for store deformasjoner i konstruksjonen eller konstruksjonsdelene, i henhold til EC 0 [5, 6.4.1]

Symboler

Store latinske bokstaver

A_s	Areal av strekkarmering
A'_s	Areal av trykkarmering
A_c	Areal av betongtverrsnitt
D	Diameter av sirkulært betongtverrsnitt
D'	Diameter mellom armeringstygdepunkter, sirkulært betongtverrsnitt
E	Elastisitetsmodul
E_s	Elastisitetsmodul, stål
E_c	Elastisitetsmodul, betong
E_{cm}	Sekant-elastisitetsmodul, betong
I	Annet arealmoment
I_c	Ekvivalent annet arealmoment for armert betongtverrsnitt
L_e	Effektiv lengde/Knekk lengde
L	Lengde
L_0	Effektiv lengde/Knekk lengde
M	Moment
M_{Ed}	Dimensjonerende moment
M_{Rd}	Dimensjonerende momentkapasitet av betongtrykksone
N_{cr}	(Kritisk) knekklast
N_e	Euler-last
N_{Ed}	Dimensjonerende aksiallast
P	Aksiell trykkraft
R	Rotasjonsinnspenningsgrad
S_θ	Rotasjonsstivhet
V	Skjærkraft

Små latinske bokstaver

b	Bredde av tverrsnitt
b_{eff}	Effektiv bredde av tverrsnitt
c	Nominell faktor for beregning av rotasjonsinnspenningsgrad
b_w	Bredde av steg
d	Effektiv høyde av betongtverrsnitt

e_0	Minsteeksentrisitet for aksiallast
f_{cd}	Dimensjonerende trykkfasthet, betong
f_{ck}	Karakteristisk trykkfasthet, betong
f_{yd}	Dimensjonerende trykkfasthet, stål
f_{yk}	Karakteristisk trykkfasthet, stål
h	Høyde av tverrsnitt
h'	Avstand mellom tyngdepunkt av trykk- og strekkarmering
h_w	Høyde av steg
k	Aksialstivhet, rotasjonsstivhet eller relativ rotasjonsfleksibilitet
l	Lengde
m	Dimensjonsløs parameter til bruk i dimensjoneringsdiagrammer
n	Dimensjonsløs parameter til bruk i dimensjoneringsdiagrammer
q_{Ed}	Dimensjonerende nytte-/snølast, linjelast
w	Dimensjonsløs parameter til bruk i dimensjoneringsdiagrammer, mekanisk armeringsforhold
z	Indre momentarm

Små greske bokstaver

α	Relativ trykksonehøyde
β, β_0	Knekk lengdefaktor
ε_c	Tøyning i betong
ε_{cu}	Tøyningsgrense for trykk i betong
ε_{ud}	Dimensjonerende tøyning i armering ved største last
ε_{yd}	Ståltøyning ved dimensjonerende flytegrense
ε_s	Tøyning i stål
ε_{sy}	Ståltøyning ved dimensjonerende flytegrense, NS 3473
ε_{su}	Dimensjonerende tøyning i armering ved største last, NS 3473
η	Forhold mellom elastisitetsmoduler for stål og betong
θ	Rotasjon
ϕ	Armeringsdiameter
κ	Krumning
ρ	Armeringsforhold
σ	Spenning

1. Innledning

Formuleringen av oppgaveteksten til dette hovedprosjektet er utarbeidet av professor Svein Ivar Sørensen ved institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU.

Bruk av elementmetode øker i omfang for analyse og dimensjonering av konstruksjoner. For mindre konstruksjoner, eller som en kontroll av resultater fra FEM, vil imidlertid forenklete metoder være praktiske.

Oppgaven omhandler ulike aspekter ved dimensjonering av betongsøyler. Overordnede mål for rapporten vil være å gi leseren en oppsummering av ulike metoder benyttet i søyleberegninger, samt å forenkle dimensjoneringsarbeidet for beregning uten bruk av elementmetode.

Det skal utarbeides nye diagrammer for dimensjonering av symmetrisk armerte søyletverrsnitt. Dette finnes for tidligere norsk betongstandard, NS 3475, og det vil være tidsbesparende med slike diagrammer også for EC 2.

Dimensjonering av usymmetrisk armerte søyletverrsnitt kan være arbeidskrevende. På bakgrunn av dette er det fremmet ønske fra instituttet om et program som ved bruk av en iterasjonsmetode finner utnyttelse av søyletverrsnitt. Programmet vil også optimalisere armeringsmengden i tverrsnittet, og dermed være arbeidsbesparende for brukeren.

Et litteraturstudie som omhandler ulike metoder for kneklengdeberegninger skal legges frem for å gi en oversikt over forskjellene mellom metode brukt i NS 3473 og EC 2. En metode basert på matrisestatikk og stabilitetsfunksjoner skal også beskrives.

En avsluttende beregning av et betongbygg skal gjennomføres med hovedfokus på optimalisering av søyler i byggets første etasje. Dette for å vise praktisk bruk av rapportens innhold.

2. Dimensjoneringsdiagrammer

2.1. Introduksjon

For søyler utsatt for moment og aksialkraft finnes flere bruddkriterier enn for bjelke eller søyle alene. En egen regnemetode er nødvendig.

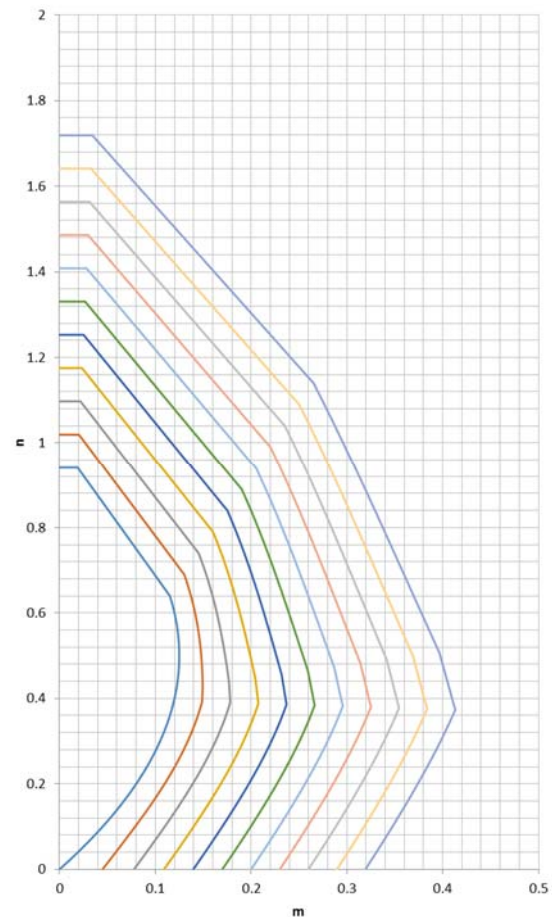
For dimensjonering av slike søyler kan det være praktisk å benytte seg av dimensjoneringsdiagrammer, også kalt M-N-diagrammer. Disse benyttes for en enkel og rask overslagsberegning av nødvendig armeringsmengde, basert på et valgt betongtverrsnitt, samt dimensjonerende materialfastheter og krefter.

Det er tidligere utarbeidet M-N-diagrammer tilpasset gammel norsk betongstandard, NS 3473 til bruk i dimensjonering [6].

På grunn av nye materialfaktorer og tøyningsgrenser stemmer ikke gamle M-N-diagrammer overens med EC 2. Det er grunnen til at det i dette kapittelet er utarbeidet nye diagrammer tilpasset gjeldende lovverk.

Diagrammene brukes for søyler med symmetrisk armering. Det vil være hensiktsmessig der momenter virker i begge retninger. For usymmetrisk armering kan for eksempel en iterasjonsmetode benyttes i tillegg. En slik metode er beskrevet i kapittel 3.

Diagrammene kan også benyttes for tilfeller med biaksial bøyning ved å finne momentkapasitet om hver hovedakse hver for seg, for så å lage et interaksjonsdiagram for utnyttelsesgradene av



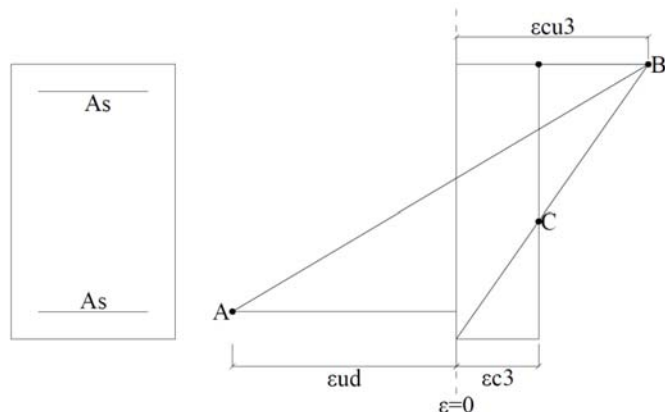
Figur 1: Eksempel på M-N-diagram [2]

hvert tverrsnitt [7, s.104]. Dette benyttes i kontroll mot kapasitetsbegrensningene i henhold til EC 2 [8, 5.8.9(4)].

2.2. Utarbeidelse av nye M-N-diagrammer

Kapasiteten til en søyle utsatt for både aksiallast og moment defineres av bruddkriterier basert på tøyninger i betong og armering. I henhold til EC 2 er disse som følger:

- A- Brudd i armering når $\varepsilon_s = \varepsilon_{ud}$
- B- Trykkbrudd i betong når $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu3}$
- C- Trykkbrudd i betong når $\varepsilon_c = \varepsilon_{c3}$ ved rent trykk



Figur 2: Tøyningstilstander [1]

Avhengig av om søylen er i rent trykk, ren bøyning, eller en kombinasjon av disse er det utarbeidet tøyningstilstander som gir ulike brudd-definisjoner for søylen [8, 6.1 (6)].

Som for tidligere M-N-diagrammer er det for utarbeidelse og bruk av diagrammene forutsatt et kjent betongtverrsnitt med kjent plassering av symmetrisk armering.

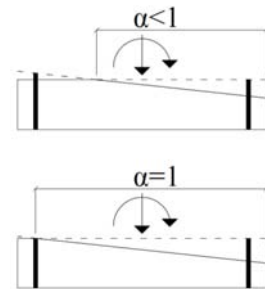
Ved å kreve kraftlikevekt for tverrsnittet i de ulike tøyningstilstandene i bruddgrensetilstand er tverrsnittets kapasitet for ulike lastkombinasjoner funnet. Dette danner utgangspunktet for diagrammenes kapasitetskurver. Matematiske funksjoner er så utarbeidet mellom ulike tøyningstilstander for å tilfredsstille likevektsligningene mellom de ulike tøyningstilstandene.

Følgende forutsetninger er gjeldende for utarbeidelsen av M-N-diagrammer:

- Bilineært tøyning-/spenningsforhold i betong [8, 3.1.7.2]
- Rektangulær spenningsfordeling i betong med 20% trykksonereduksjon [8, 3.1.7(3)]
- Bilineært tøyning-/spenningsforhold i armering med elastisitetsmodul 200GPa [8, 3.2.7]
- Plane tverrsnitt forblir plane [8, 6.1(2)]
- Samme tøyning for armering som for betongen omkring [8, 6.1(2)]
- Betongens strekkfasthet neglisjeres [8, 6.1(2)]
- Konstant spenning, f_{yd} ved nådd flytetøyning, ε_{yd} [8, 3.2.7(2)b)]
- Grensetøyning for armering, ε_{ud} lik 3% [8, Tabell NA.3.5(901)]
- Armering i klasse B500NC

Det er valgt å fokusere på diagrammer for betong med trykkfasthet $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$.

Alle funksjonene brukt til å tegne grafene benytter trykksonehøyden α som variabel. α varierer fra null til en, se figur 3. Som en konservativ forenkling er diagrammene modellert rettlinjet fra fullt utnyttet trykksone, $\alpha d = d$, til hele høyden av tverrsnittet er fullt utnyttet ($\alpha d = h$).



Figur 3: α [1]

Minsteeksentrisiteten reduserer tverrsnittskapasiteten med hensyn til ren aksiallast, da denne fører til et tilleggsmoment i søylen. Kravet i lovverket er formulert slik:

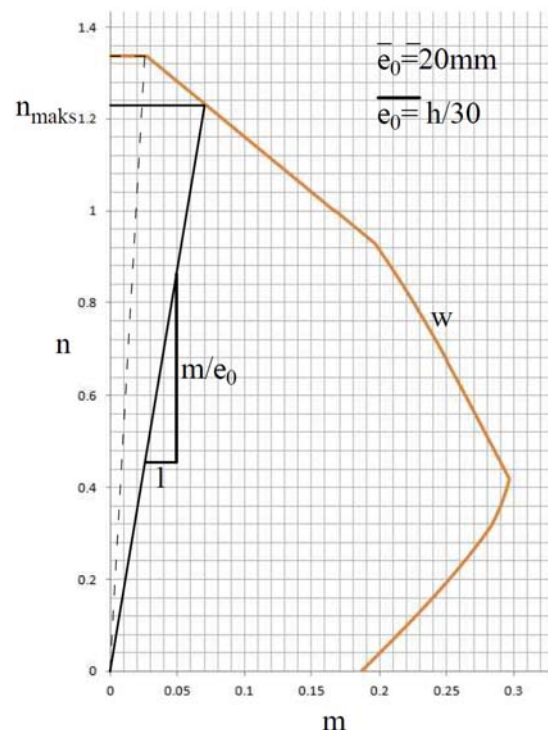
$$e_0 = \min\left(\frac{h}{30}, 20\text{mm}\right) [8, 6.1.4].$$

Diagrammene tar hensyn til minsteeksentrisitet: $e_0 = 20\text{mm}$, som er gjeldende for tverrsnittshøyder mindre enn, eller lik 600mm.

For tverrsnitt høyere enn 600mm kan en rett linje med stigningstall lik $\frac{m}{e_0}$ trekkes fra origo og n_{maks} finnes der linjen krysser kurven w , se figur 4.

Diagrammene finnes i kapittel 2.4 og utledning av likevektsfunksjoner finnes i vedlegg.....

Datagrunnlaget for M-N-diagrammer finnes som elektronisk vedlegg....



Figur 4: Minsteeksentrisiteter [1]

2.2.1. Rektangulære søyler

For symmetrisk armerte, rektangulære søyler vil en ha én tøyning i trykkarmeringen og en annen tøyning i strekkarmeringen. Ved å benytte seg av trykksonehøyde αd , kan funksjoner utvikles for armeringstøyningene i de to armeringslagene. Disse tøyningene benyttes videre til å finne opptredende spenninger og krefter fra armeringen i den betraktede tøyningstilstanden. Kapasiteten til tverrsnittet ved en gitt tøyning finnes ved å innføre de dimensjonsløse parameterne n , m og w , summere opp bidrag fra armering og betong, for så å kreve kraftlikevekt.

$$n = \frac{N_{ed}}{f_{cd}A_c} \quad (2.1)$$

$$m = \frac{N_{ed}}{f_{cd}A_c h} \quad (2.2)$$

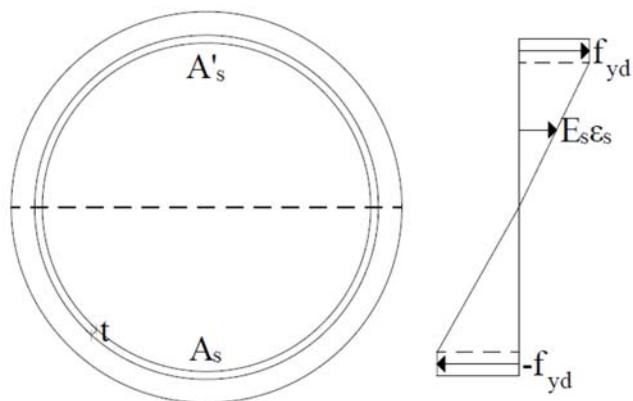
$$w = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} \quad (2.3)$$

A_s er armeringsarealet av henholdsvis trykk- eller strekkarmeringen, så tverrsnittets totale armeringsmengde blir $2A_s$.

Ved utarbeidelsen av funksjoner for m og n er det viktig å ha kontroll på når de ulike armeringslagene når flytning, da det er forutsatt at spenningene ikke øker etter flytetøyning er nådd. Når trykkarmeringen når flytning er avhengig av armeringsplasseringen, altså forholdet $\frac{h'}{h}$. Det er forutsatt at armeringen ikke tøy seg utover bruddtøyning, ϵ_{ud} .

2.2.2. Sirkulære søyler

For sirkulære søyler er det antatt at den totale armeringsmengden, $2A_s$ er jevnt fordelt rundt en sirkel med konstant tykkelse t . Dette vanskeliggjør prosessen med å lage M-N-diagrammene, da både tøyningene og armeringsmengden varierer over tverrsnittet. Dette fører til at dimensjoneringskurvene ikke vil få like definerte "knekker" som for rektangulære søyler.



Figur 5: Stålspenninger, sirkulært tverrsnitt

For å finne armeringsbidraget er integrasjon benyttet i summasjonen av spenninger over det sirkulære tverrsnittet [9]. Tre integraler er formulert for områder med følgende spenninger i armeringen: f_{yd} , $-f_{yd}$ og $E_s \epsilon_s$, se figur 5. Grensene til integralene og tøyningene i armeringen er funksjoner avhengig av trykksonehøyden.

Fordi den bilineære spennings-/ tøyningssammenhengen benyttes for betongen, kan betongens bidrag beregnes ved hjelp av formler for sirkulært tverrsnitt som finnes i formelsamlinger [10,

s. 103]. Såfremt tverrsnittet ikke er utsatt for en jevn trykktøyning, reduseres betongfastheten med 10% i henhold til merknad i EC 2 [8, 3.1.7(3)].

2.2.3. Grenseverdier for w

Med utgangspunkt i minste og største tillatte armeringsareal kan grenseverdier for det mekaniske armeringsforholdet i M-N-diagrammer finnes:

$$w = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} \quad (2.4)$$

$$A_{s,min} = \frac{0,2A_c f_{cd}}{f_{yd}} \leq \frac{0,5N_{ed}}{f_{yd}}, \text{ men ikke mindre enn } 0,01A_c \text{ [8, NA.9.5.2(2)].}$$

Fordi det regnes med brutto betongtverrsnitt gjelder følgende maksimumsgrense for armeringsareal: $A_{s,max} = 0,04A_c$ [8, NA.9.5.2(3)].

I diagrammene er den totale armeringsmengden definert som $2A_s$, som fører til følgende minimumsgrenser for armering og mekanisk armeringsforhold:

$$A_{s,min} = 0,01A_c \rightarrow w_{min} = 0,005 \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \text{ [8, NA.9.5.2(2)].}$$

$$A_{s,max} = 0,04A_c \rightarrow w_{max} = 0,02 \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \text{ [8, NA.9.5.2(2)].}$$

Dette resulterer i ulike verdier avhengig av trykkfasthet, se tabell 1.

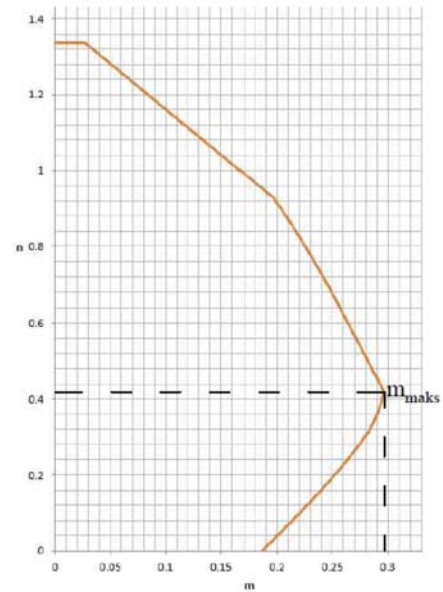
Tabell 1: Grenseverdier for w , avhengig av trykkfasthet

Betongkvalitet	f_{yd}	f_{cd}	w_{min}	w_{max}
B20	434,8	11,33	0,19	0,77
B25	434,8	14,17	0,15	0,61
B30	434,8	17,00	0,13	0,51
B35	434,8	19,83	0,11	0,44
B40	434,8	22,67	0,10	0,38
B45	434,8	25,50	0,09	0,34
B50	434,8	28,33	0,08	0,31

2.3. Sammenligning og verifisering

Som en verifisering av diagrammene utarbeidet i denne rapporten, er sammenligninger gjort med diagrammer av Finnesand [6].

Forskjeller i materialparametere vil i stor grad kunne forklare avvik mellom diagrammer etter NS 3473 og EC 2. I sammenligningen av diagrammene er dimensjoneringskurvenes balansepunkter sentrale. Årsaken til dette er at kapasiteten i disse punktene er klart definert, og dermed godt egnet som referansepunkter i verifiseringen. I tabell 2 er relevante forskjeller mellom de to lovverkene oppsummert.



Figur 6: Referansepunkt, m_{maks} [1]

Tabell 2: Forskjeller, NS 3473 og EC 2

	NS 3473	EC 2
Randtøyning	0,0035 [11, Tabell A.5]	0,0035 [8, Tabell 3.1]
ϵ_{sy} , ϵ_{yd}	0,0025 [11, 11.3.6]	0,00217 [8, Figur 3.8]
ϵ_{su} , ϵ_{ud}	0,01 [11, 11.3.6]	0,03 [8, Tabell NA.3.5(901)]
α_{bal}	0,5833	0,6169
f_{yk}	500MPa	500MPa
γ_s	1,25 [11, Tabell 4]	1,15 [8, Tabell 2.1N]
E_{sd}	160000 [11, 9.2.5]	200000 [8, 3.2.7]

2.3.1. Rektangulære søyler

Ved sammenlikning av diagrammene utarbeidet i denne rapporten og Finnesands diagrammer som er utarbeidet etter NS 3473, finnes følgende forskjeller ved maksimal momentkapasitet:

Tabell 3: m_{maks} , $h'/h=0,9$

h'/h=0,9, maks m												
	w=0		w=0,1		w=0,2		w=0,3		w=0,4		w=0,5	
	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m
NS 3473	0,5	0,12	0,45	0,21	0,45	0,3	0,45	0,391	0,45	0,481	0,45	0,57
EC 2	0,5	0,125	0,47	0,215	0,47	0,305	0,47	0,395	0,47	0,485	0,47	0,575
Avvik	0	0,005	0,02	0,005	0,02	0,005	0,02	0,004	0,02	0,004	0,02	0,005

Av tabellen ovenfor går det frem at armerte tverrsnitt vil ha maksimal momentkapasitet ved et høyere aksialkraftnivå i henhold til EC 2 enn for NS 3473. En forklaring på dette er at ved forholdet $h'/h = 0,9$ vil både trykk- og strekkarmeringen flyte ved maksimal momentkapasitet, $\alpha = \alpha_{bal}$. Da resultantkreftene i henholdsvis trykk- og strekkarmeringen er motsatt rettet vil kun betongen bidra til tverrsnittets aksialkraftkapasitet. I dette punktet vil tverrsnittet ha en høyere verdi for α i henhold til EC 2, og dermed en større betongtrykksone, sammenlignet med NS 3473. Dette gir tverrsnittet en høyere kapasitet.

Tabell 4: m_{maks} , $h'/h=0,6$

h'/h=0,6, maks m												
	w=0		w=0,1		w=0,2		w=0,3		w=0,4		w=0,5	
	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m
NS 3473	0,5	0,12	0,35	0,17	0,33	0,222	0,31	0,279	0,3	0,33	0,28	0,387
EC 2	0,5	0,125	0,39	0,178	0,39	0,237	0,382	0,296	0,38	0,354	0,374	0,413
Avvik	0	0,005	0,04	0,008	0,06	0,015	0,072	0,017	0,08	0,024	0,094	0,026

For $h'/h=0,6$ vises en annen viktig forskjell mellom NS 3473 og EC 2. Ved lave h'/h forhold vil trykkarmeringen ikke flyte ved balansepunktet. Dette fører til at NS 3473 vil gi lavere verdier for m og n , da kreftene i armeringen etter NS 3473 vil være lavere enn etter EC 2, på grunn av lavere elastisitetsmodul og krav om høyere tøyninger for å oppnå flyt. I tillegg vil mer av betongarealet være i trykk ved m_{maks} etter EC 2.

Sammenligning av kurver i denne rapporten (EC 2) og kurver utarbeidet av Finnesand viser forholdsvis små avvik. Et merkbart avvik finnes for uarmerte tverrsnitt, der kurvene i denne rapporten gir en høyere verdi for m_{maks} . Dette er vanskelig å forklare ettersom det er uvisst hva slags spenningsfordeling som ligger til grunn for Finnesands beregninger. I NS 3473 står det imidlertid at ved bestemmelse av kapasitet for aksialkraft og moment kan det benyttes en annen spenningsfordeling enn hva som er angitt, så lenge denne ikke gir høyere kapasitet [11, pkt. 11.3.4]. Dette kan være årsaken til avviket, som for øvrig er av en liten størrelsesorden.

2.3.2. Sirkulære søyler

I likhet med rektangulære søyler er diagrammene for sirkulære søyler også sammenlignet med Finnesands diagrammer.

Ved sammenlikning av diagrammene utarbeidet i denne rapporten og Finnesands diagrammer som er utarbeidet etter NS 3473, finnes følgende forskjeller ved maksimal momentkapasitet:

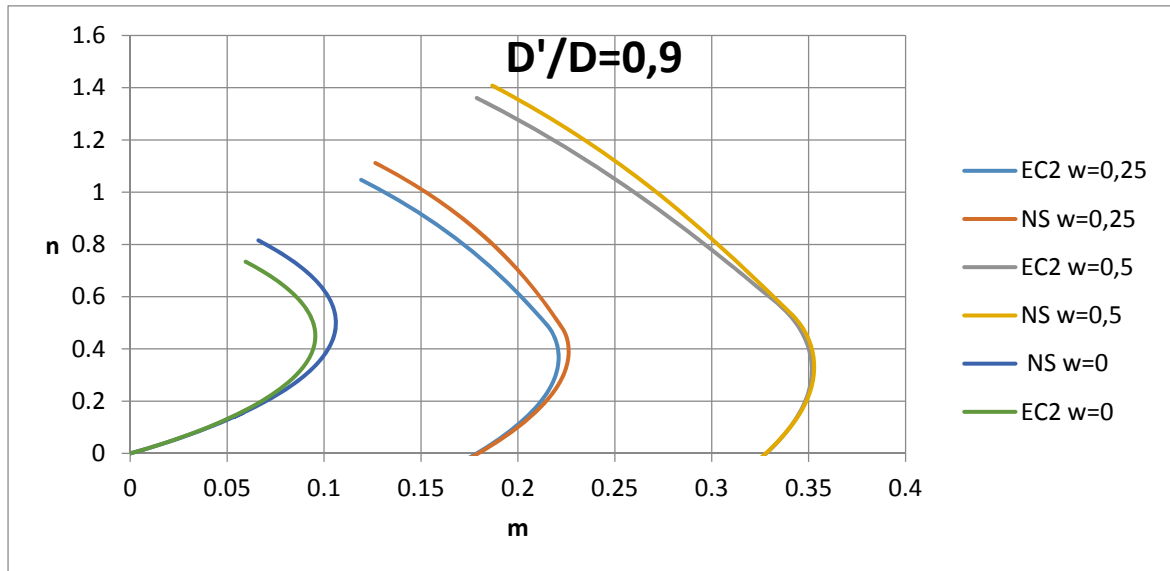
Tabell 5: m_{maks} , $D'/D=0,9$

D'/D=0,9, maks m												
	w=0		w=0,1		w=0,2		w=0,3		w=0,4		w=0,5	
	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m
NS 3473	0,5	0,101	0,43	0,15	0,39	0,2	0,35	0,25	0,33	0,3	0,31	0,35
EC 2	0,45	0,095	0,402	0,144	0,379	0,195	0,361	0,247	0,34	0,299	0,324	0,352
Avvik	-0,05	-0,006	-0,028	-0,006	-0,011	-0,005	0,011	-0,003	0,01	-0,001	0,014	0,002

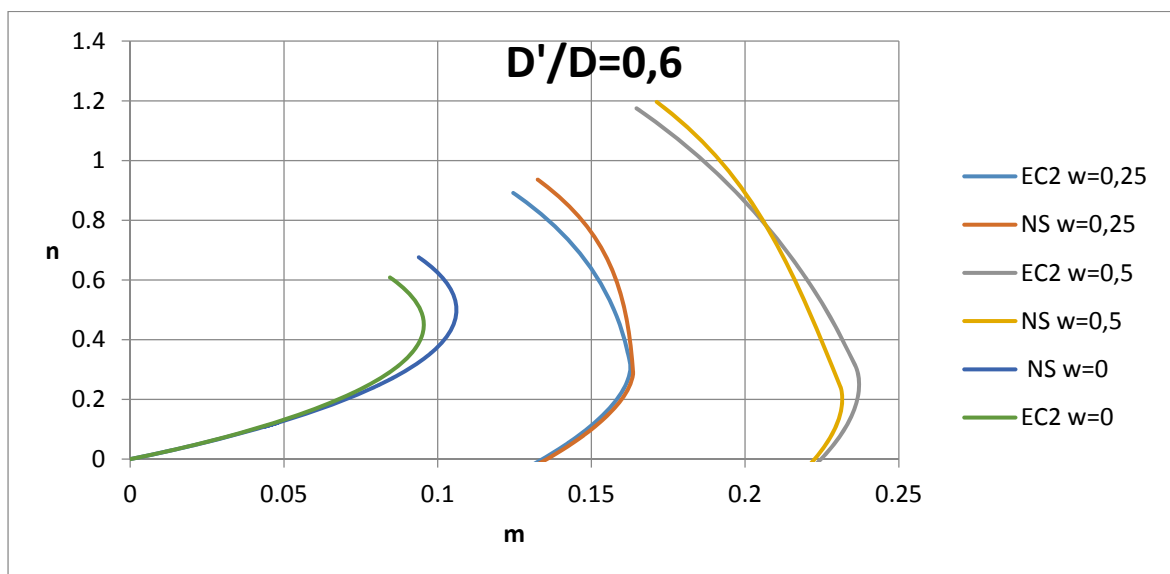
Tabell 6: m_{maks} , $D'/D=0,6$

D'/D=0,6, maks m												
	w=0		w=0,1		w=0,2		w=0,3		w=0,4		w=0,5	
	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m
NS 3473	0,5	0,101	0,45	0,122	0,3	0,15	0,28	0,178	0,22	0,202	0,2	0,23
EC 2	0,45	0,095	0,41	0,12	0,32	0,148	0,3	0,177	0,27	0,207	0,25	0,237
Avvik	-0,05	-0,006	-0,04	-0,002	0,02	-0,002	0,02	-0,001	0,05	0,005	0,05	0,007

For å illustrere forskjellene mellom EC 2 og NS 3473 for sirkulære søyler er kurver etter de to standardene sammenstilt i figur 7. Kurvene etter NS 3473 er her utarbeidet etter samme formler som kurvene tilpasset EC 2, og kun materialparametere er endret.



Figur 7: Sammenligning sirkulær, $D'/D=0,9$



Figur 8: Sammenligning sirkulær, $D'/D=0,6$

Av figurene for sirkulære tverrsnitt går det frem at de største forskjellene gjelder for uarmerte tverrsnitt, lave D'/D med høy verdi for w , samt tverrsnitt med stor betongtrykksone.

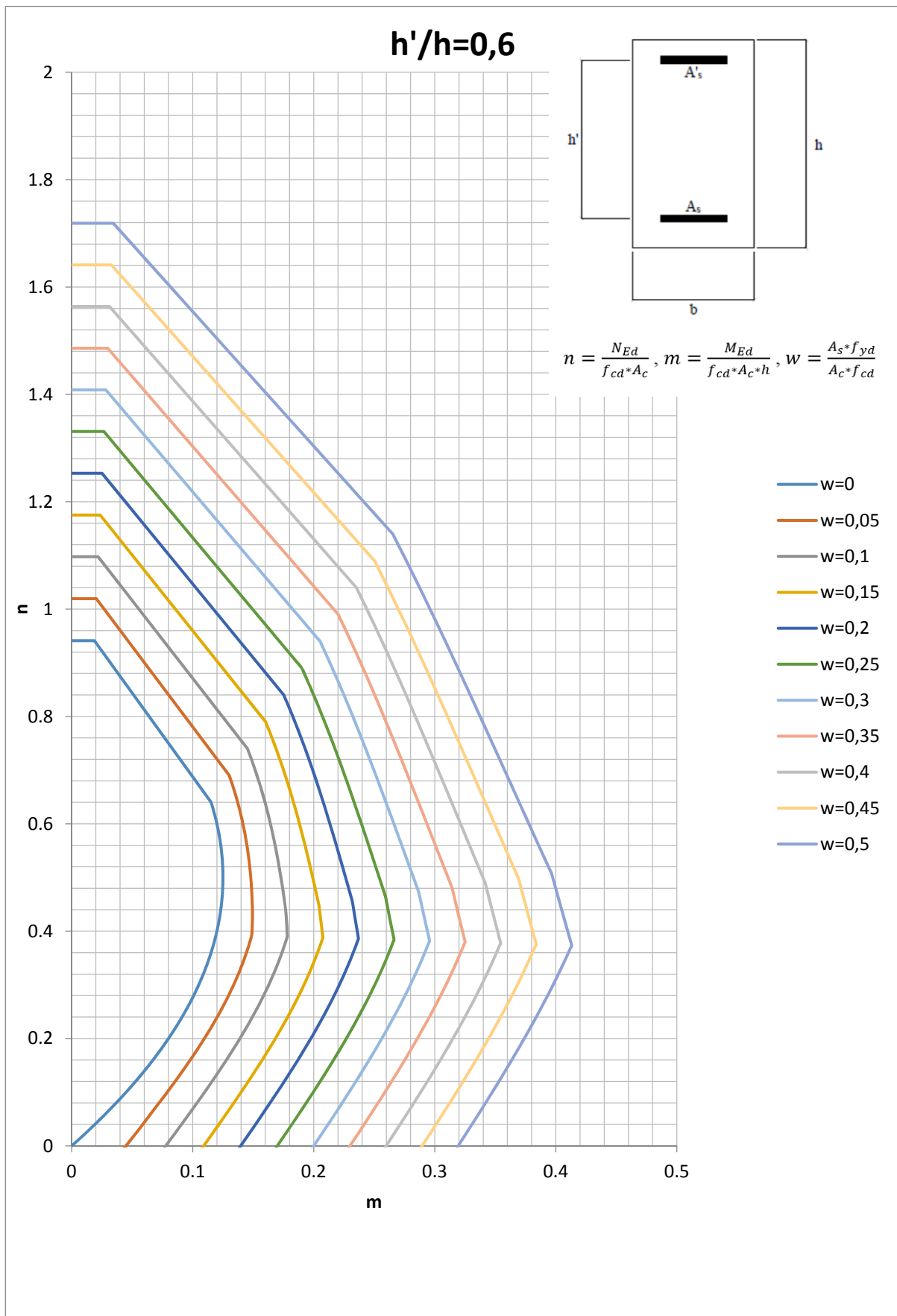
Betongens trykkfasthet er for sirkulære tverrsnitt redusert med 10% fordi bredden av trykksonen avtar i retning av trykkanten [8, 3.1.7(3)]. Dette gir en lavere kapasitet for betongtrykksonen og forklarer avviket for uarmerte tverrsnitt. Reduksjonen av f_{cd} forklarer også hvorfor en får høyere verdier for m_{maks} - og n ved etter NS 3473 ved lave verdier for w . Dette kommer av at det for lave w -verdier er betongen som i størst grad bidrar til kapasiteten.

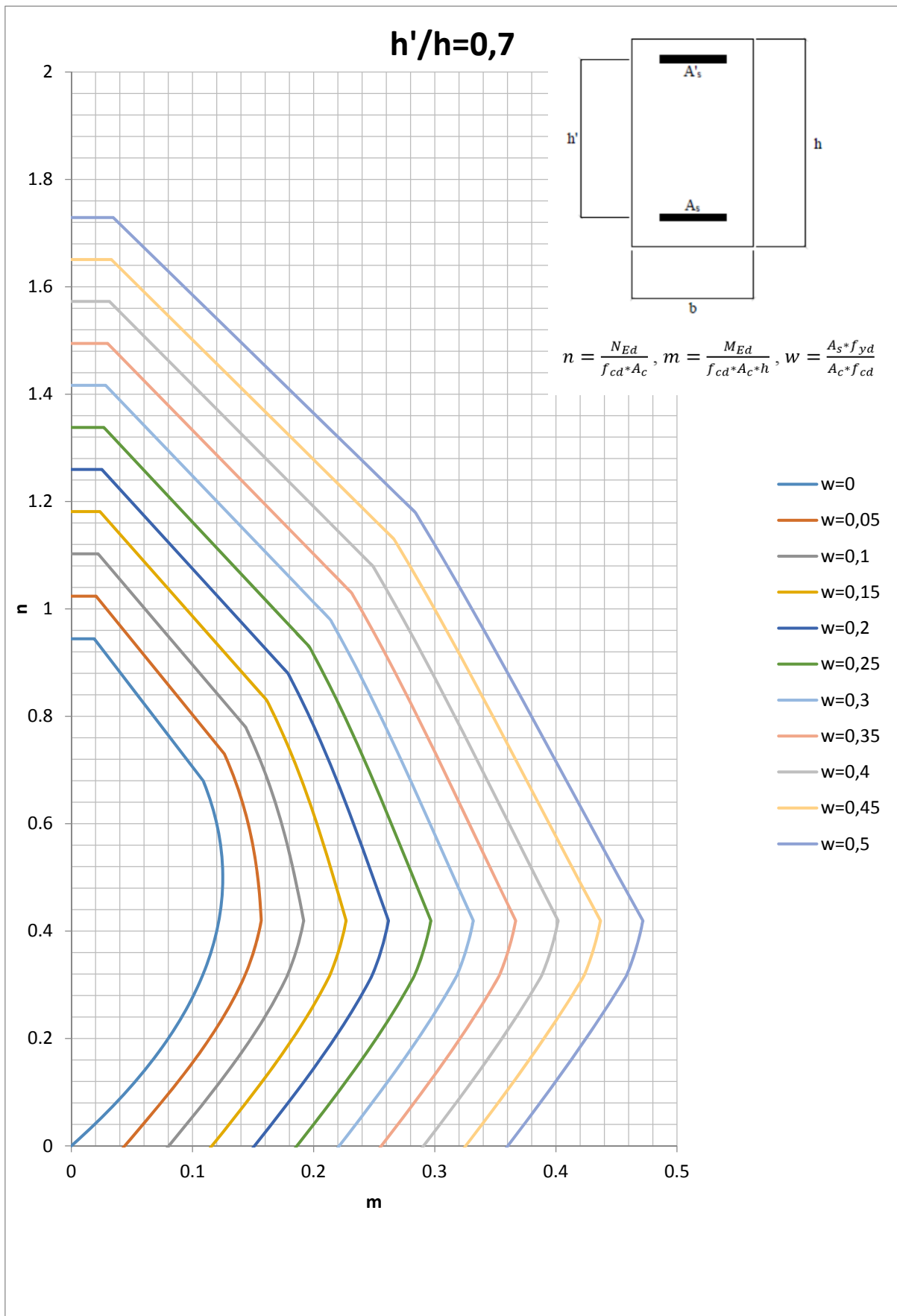
En annen relevant forskjell finnes for lave D'/D forhold. I dette tilfellet vil EC 2 gi høyere verdi for m_{maks} enn NS 3473 ved høye verdier for w . Dette skyldes høyere verdi for flytetøyning i NS 3473, samt lavere elastisitetsmodul. Ved lave D'/D forhold vil en mindre andel av trykkarmeringen etter NS 3473 være i flyt, som igjen gir en lavere verdi for m og n .

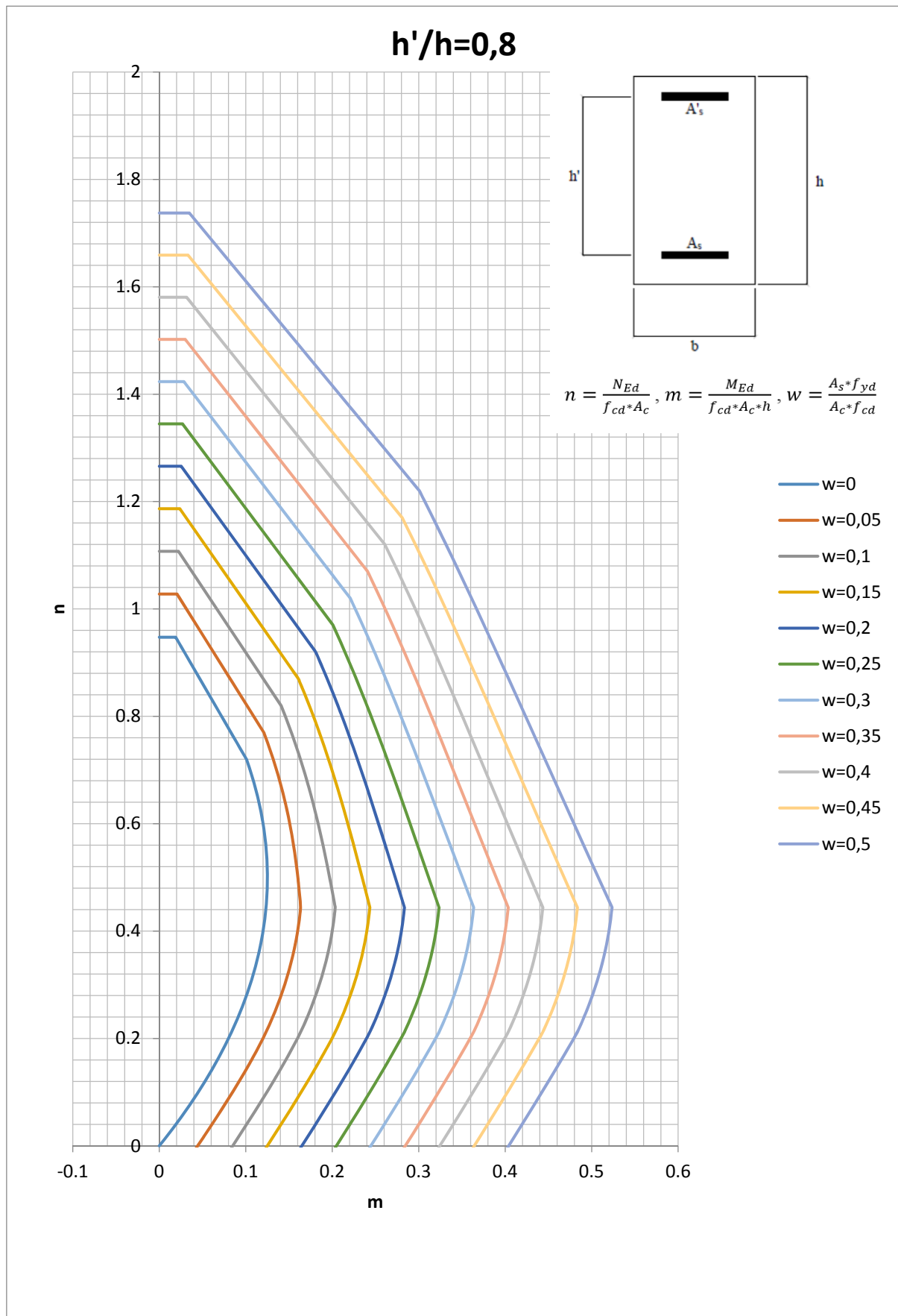
Ved stor betongtrykksone vil NS 3473 gi høyere kapasitet enn EC 2. Dette skyldes reduksjon av betongtrykkfasthet f_{cd} i EC 2, som fører til et lavere bidrag fra betongen [8, 3.1.7(3)].

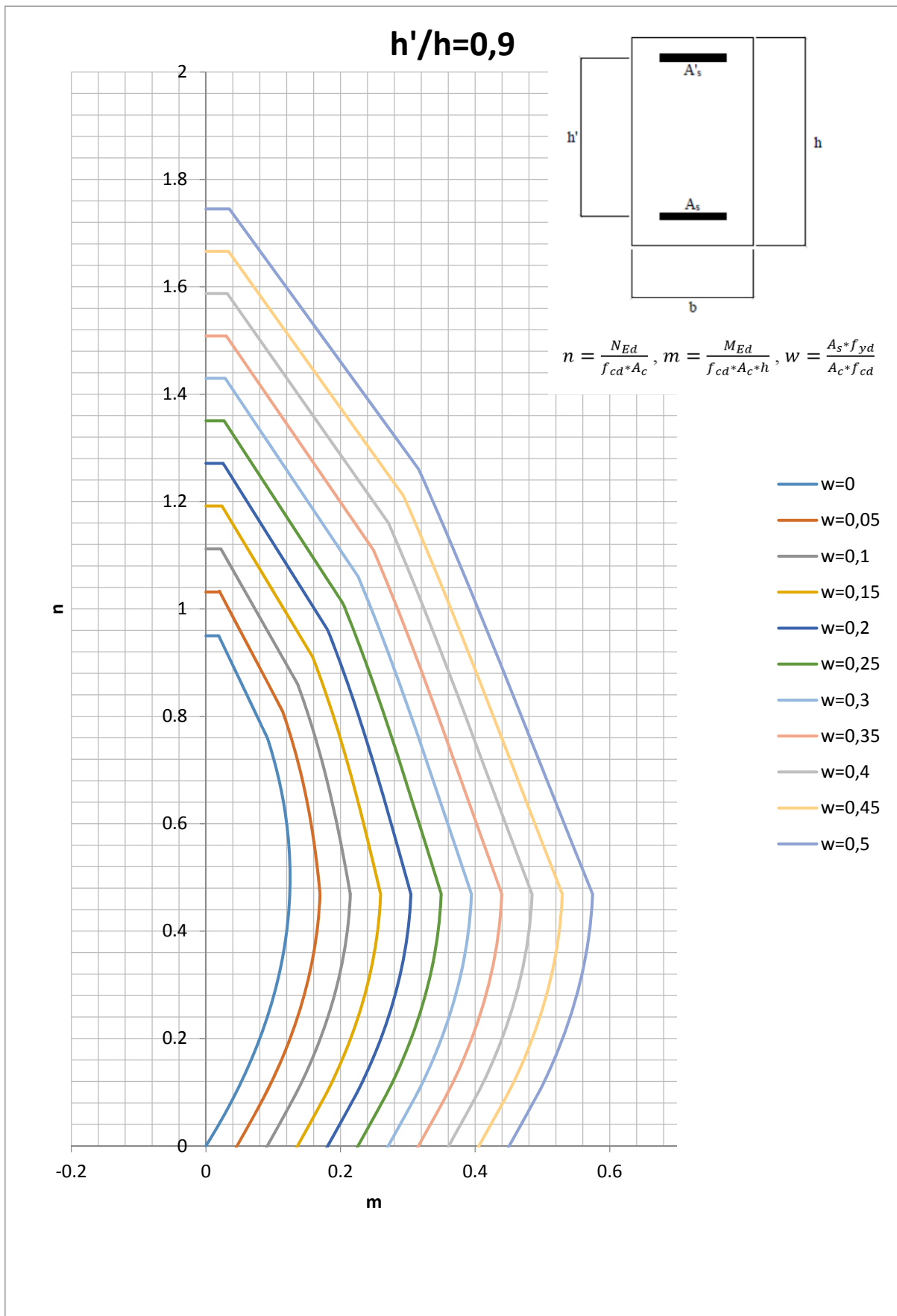
En annen forskjell på diagrammene som er utarbeidet i denne rapporten og diagrammene til Finnesand [6], er at Finnesands diagrammer ikke tar hensyn til minsteeksentrisitet før $n = 1$. Dette virker galt, da NS 3473 har samme fremgangsmåte for å bestemme minsteeksentrisitet som EC 2.

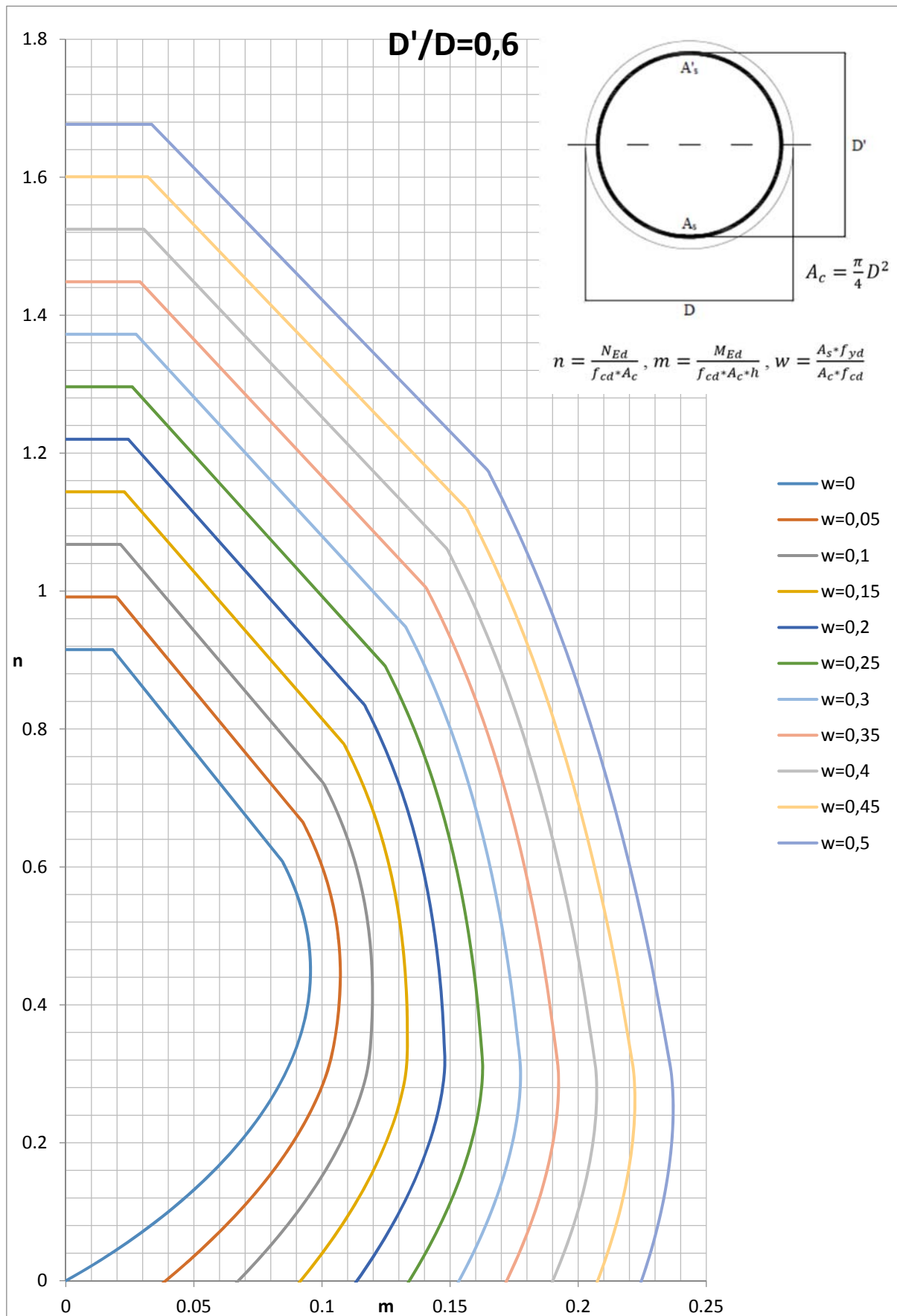
2.4. Diagrammene

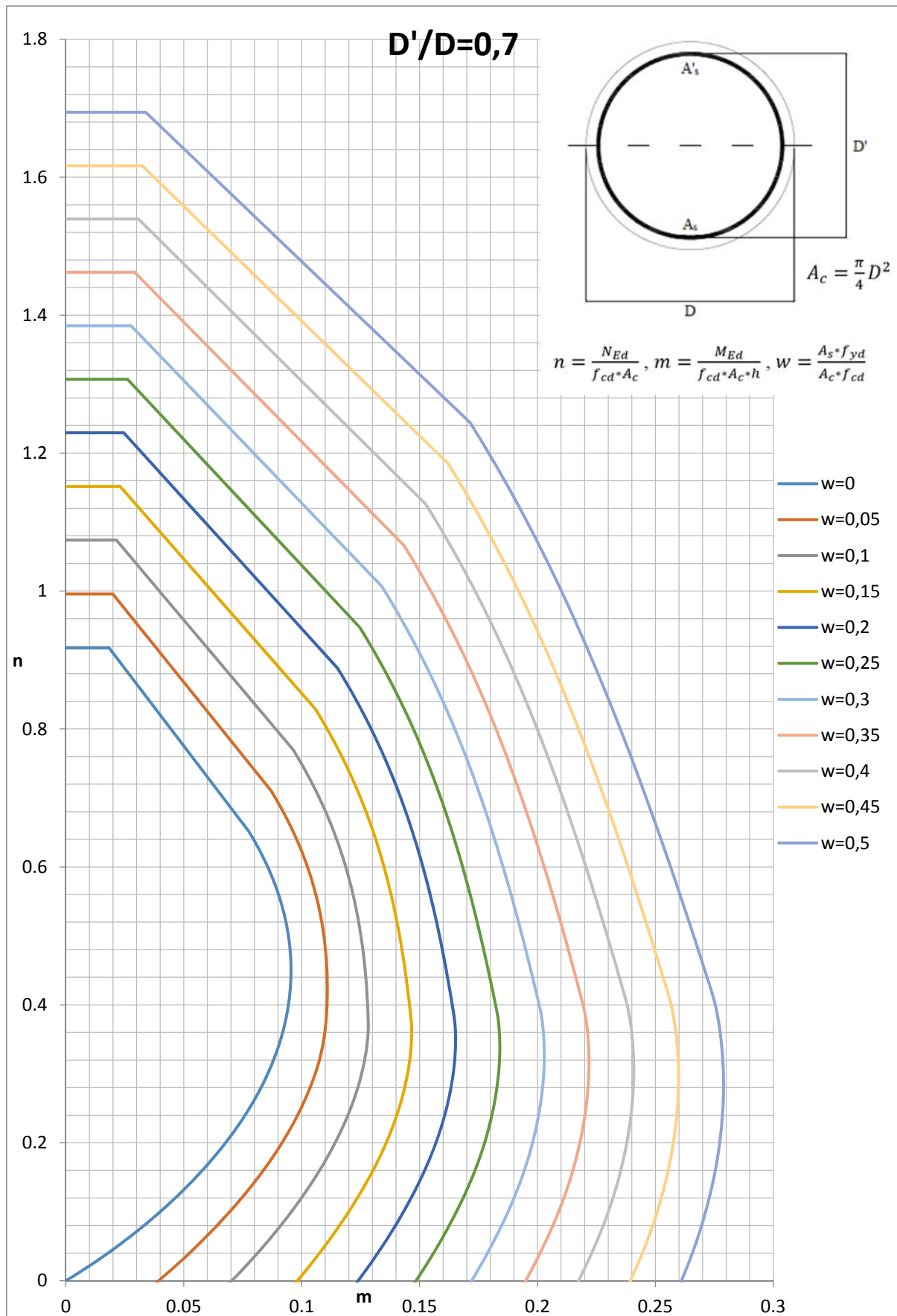


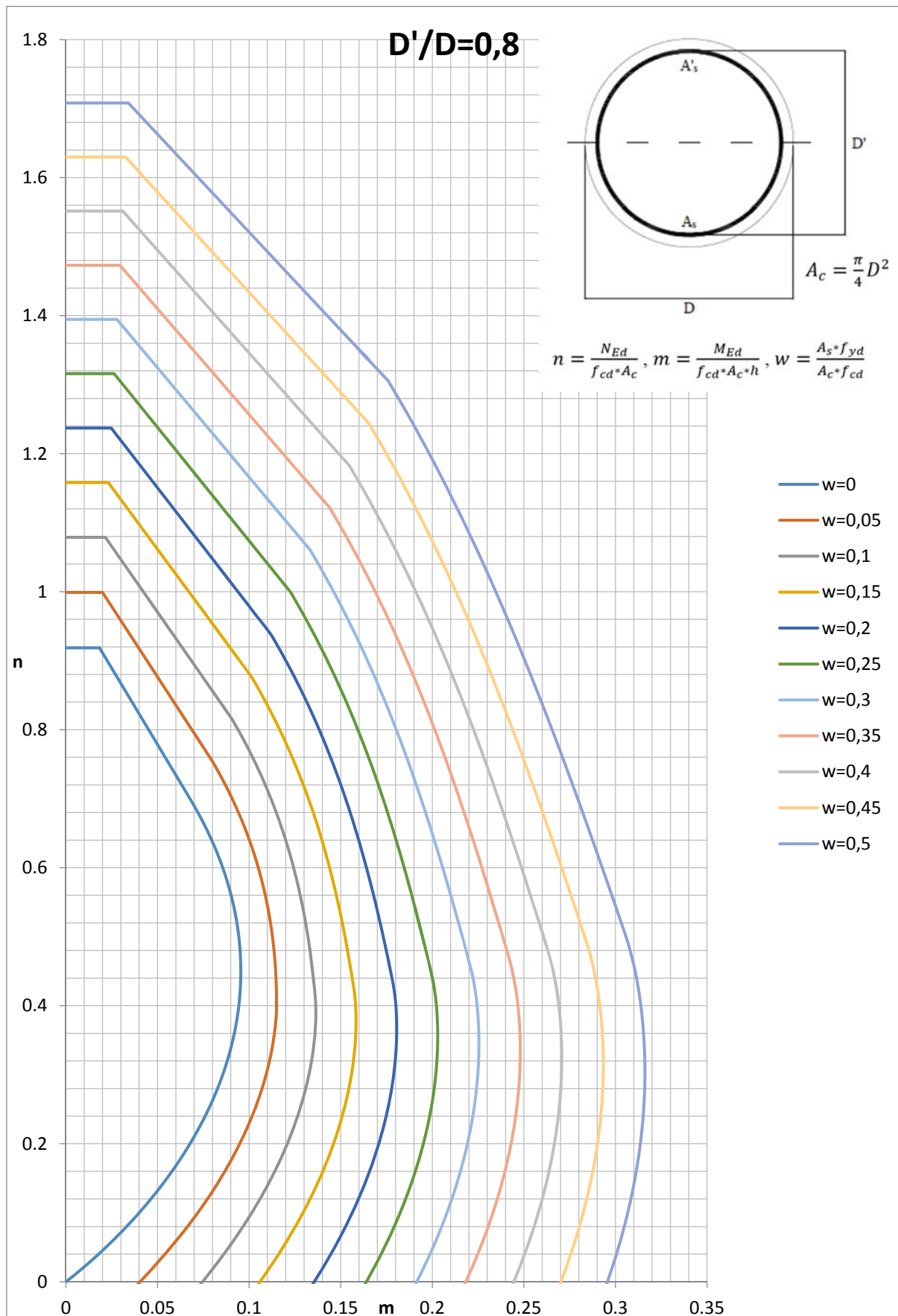


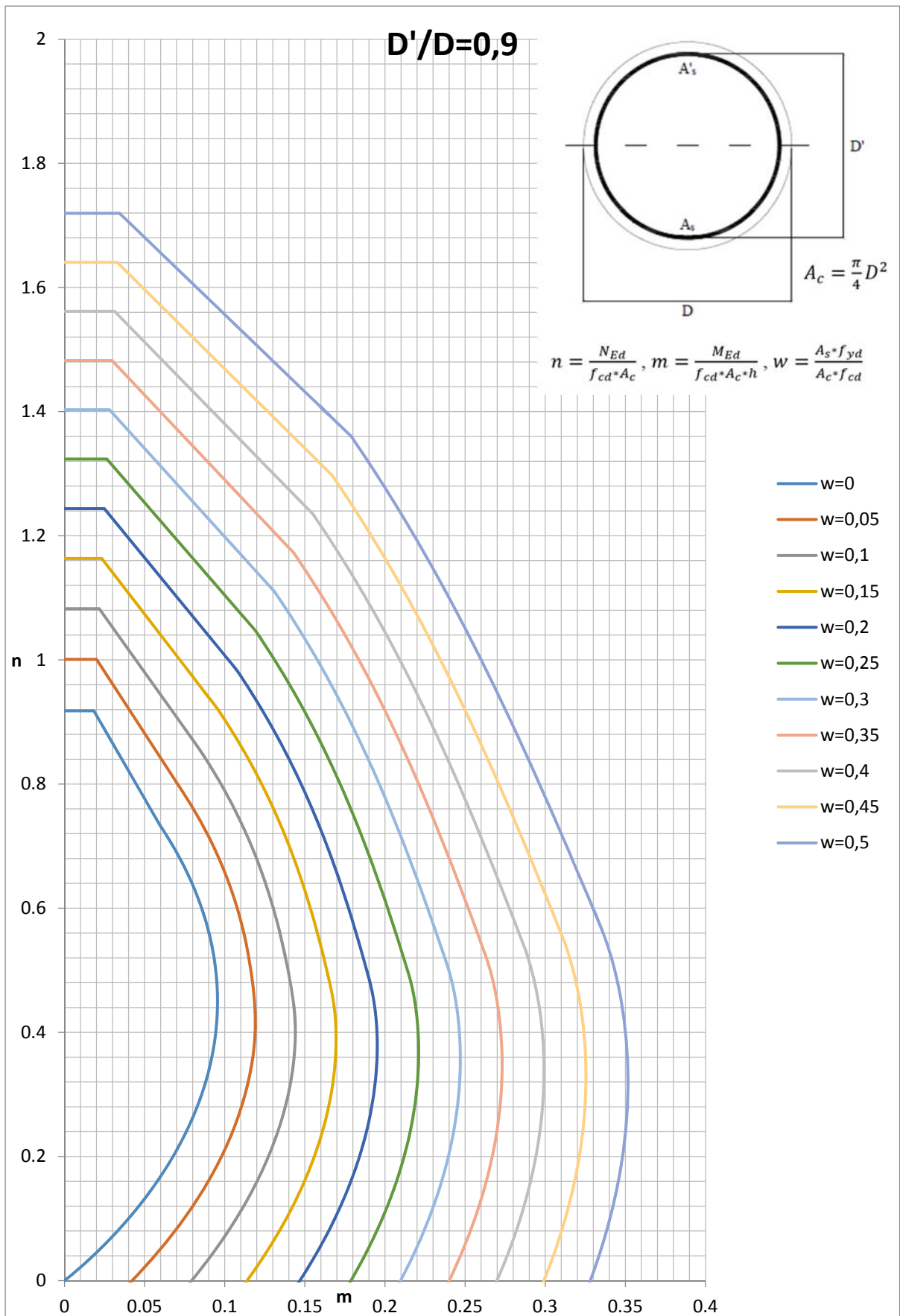


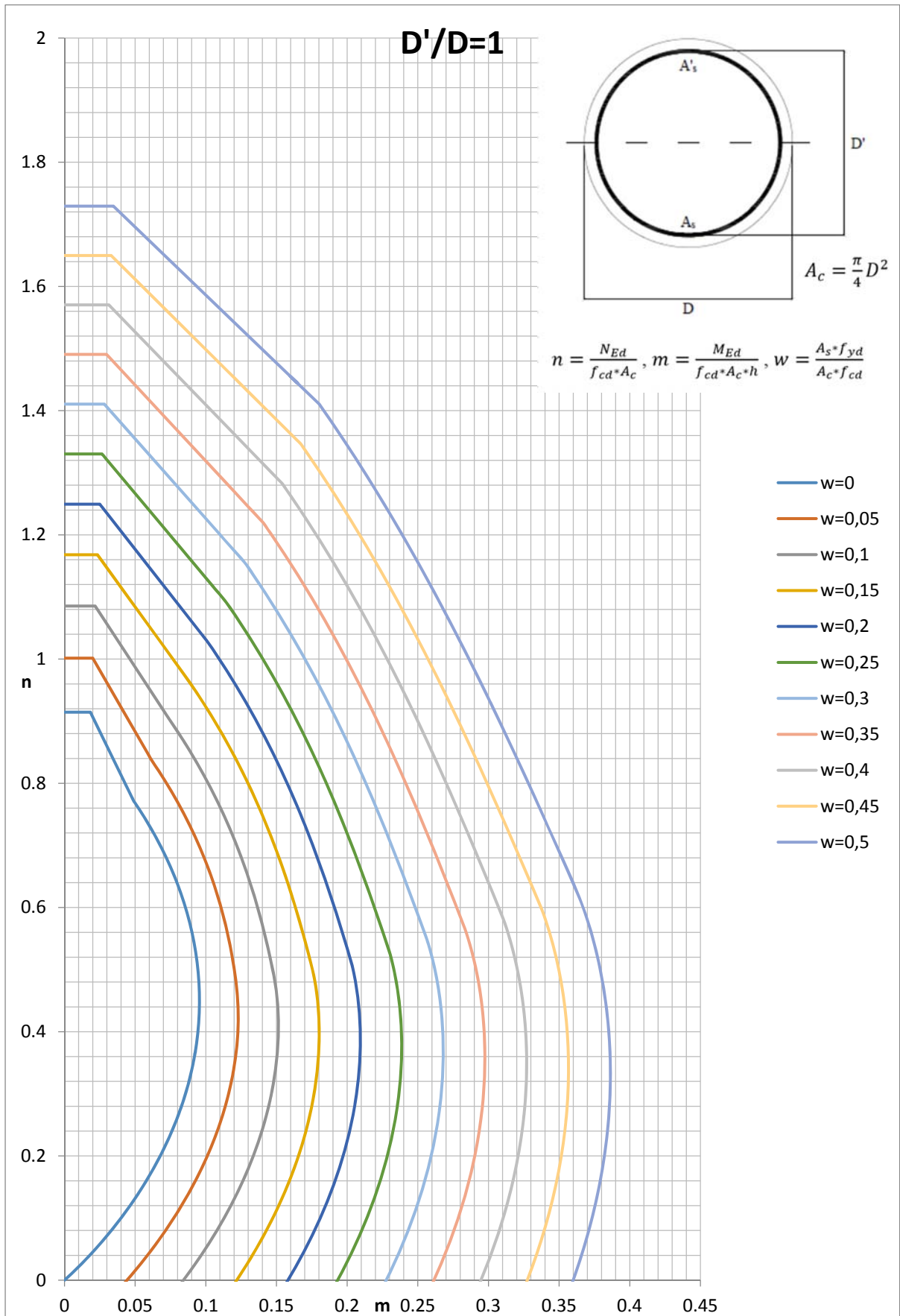












3. Usymmetrisk armerte søyleverrsnitt

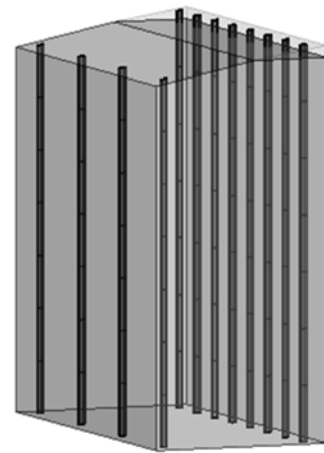
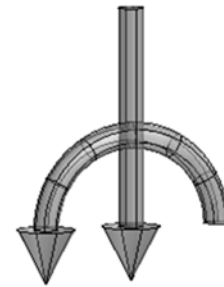
3.1. Introduksjon

Symmetrisk armerte betongsøyler ble omtalt i kapittel 2. I mange tilfeller vil dimensjonerende moment dominere i en retning, og det vil være hensiktsmessig med usymmetrisk armering i tverrsnittet. En metode for analyse og dimensjonering med usymmetrisk armering er beskrevet i dette kapittelet.

Fordi usymmetrisk armerte tverrsnitt finnes i utallige kombinasjoner vil det ikke være hensiktsmessig å utarbeide M-N-diagrammer for disse. For denne type tverrsnitt er det i rapporten valgt en regnemetode, som er basert på datakraft. Til dette er det utarbeidet et iterasjonsprogram.

Metoden benytter seg av iterasjon og arbeidslikevekt for å finne opptredende tøyninger og spenninger i et søyleverrsnitt. Videre optimaliseres søyleverrsnittet på bakgrunn av krav til spenningsutnyttelse i begge armeringslag, og armeringen reduseres. Som for utarbeidelse av M-N-diagrammer er det grensetøyningene definert i EC 2 som er begrensende i dimensjoneringen [8, 6.1(6)].

I programmeringen er det benyttet såkalte «while»-løkker til iterasjon. Disse løkkene benyttes oftest dersom man ikke vet hvor mange iterasjonssteg som trengs. Et flertall operasjoner gjentas så lenge ett eller flere «stopp-kriterier» er sanne. Dette er årsaken til at det i regnearket defineres et konvergenskrav, som i dette tilfellet er et brukerdefinert tillatt avvik i ligningen for arbeidslikevekt.



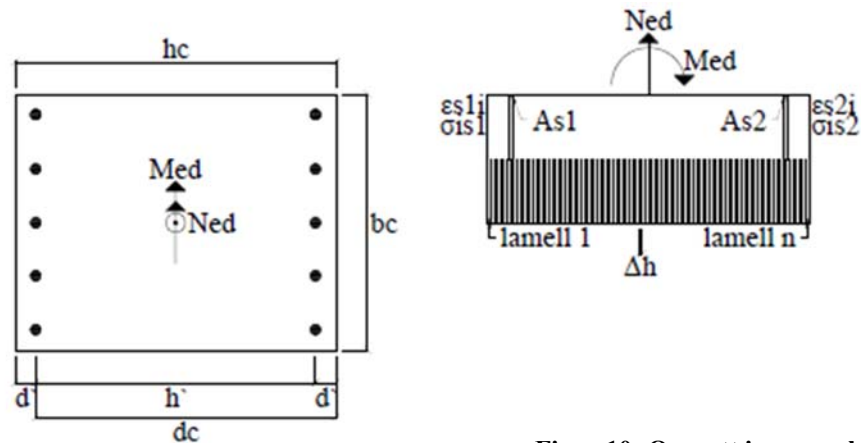
Figur 9: Usymmetrisk armert søyle [1]

Et slikt regneark vil kunne være tidsbesparende i bruk sammenlignet med elementmodellering eller manuelle beregninger, og gir en god nøyaktighet ved høyt antall lameller og iterasjoner. Regnemetoden baserer seg på iterasjonsmetoden for plater og skall, forelest i emne TKT4222 betongkonstruksjoner 3 ved NTNU [12, 5.8].

3.2. Programmet

Ved bruk av M-N-diagrammer dimensjoneres først en symmetrisk armert søyle med tilstrekkelig kapasitet.

Data for tverrsnitt og laster fylles inn

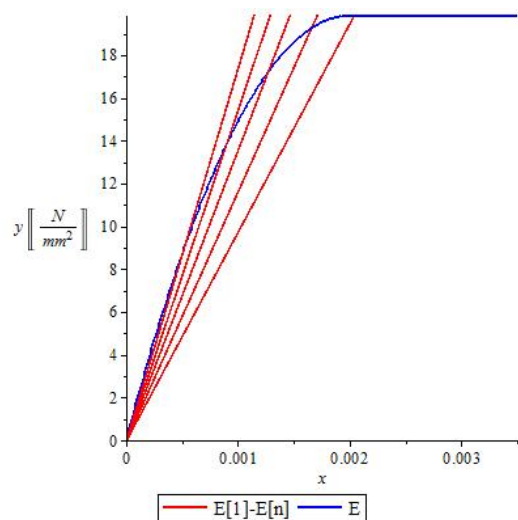


Figur 10: Oppsett i regneark [1]

i regnearket, sammen med antall lameller tverrsnittet skal deles i, samt et konvergenskrav. Konvergenskravet er brukerens tillatte avvik mellom de dimensjonerende ytre kreftene (kjent) og den indre spenningsmatrisen som skal finnes ved iterasjon. På grunn av den ikke-lineære elastisitetsmodulen for betongen vil alle lameller få forskjellig spennings-tøyningsforhold, og løsningen blir mer presis desto flere lameller tverrsnittet deles inn i.

Før oppredende tøyninger og spenninger i tverrsnittet er kjent må det legges inn initielle verdier for elastisitetsmodulene til stål og betong. Dette for å finne en initiell stivhetsmatrise for den betraktete søylen.

Da tøyninger gjennom arbeidslikevekten er et resultat av ytre krefter og stivhet, finnes en middeltøyning, samt en krumning for tverrsnittet.



Figur 11: Sekantmoduler for betonglameller [3]

På grunn av betongens ikke-lineære tøyings-/spenningsforløp får hver lamell en ny elastisitetsmodul til bruk i neste iterasjonssteg, se Figur 11.

Regnearket tar utgangspunkt i en bilinear elastisitetsmodul for armeringen i tverrsnittet i tråd med EC 2 [8, Figur 3.8].

Ved å summere spenningenes bidrag til reaksjonskrefter i form av aksialkraft og moment kan avviket mellom indre og ytre krefter finnes. Det er dette avviket som skal innfri konvergenskravet.

Dersom konvergenskravet ikke er innfridd brukes tøyninger og spenninger i betonglamellene til å regne ut nye elastisitetsmoduler for betongen. Disse gir tverrsnittet en oppdatert stivhetsmatrise og regnestegene repeteres til konvergenskravet er innfridd.

Med likevekt mellom indre og ytre krefter vil man ha en nøyaktig oversikt over de opptredende tøyninger og spenninger i søylen. Brukeren opplyses da om antall utførte iterasjoner, om grensetøyninger er nådd, samt utnyttelsen av det symmetrisk armerte tverrsnittet.

Neste mål for programmet er å øke utnyttelsen av armeringen ved den aktuelle lastpåkjenningen ved reduksjon av armeringsareal. Dersom spenninger og tøyninger i armering og betong ikke er tilstrekkelig utnyttet reduseres armeringsarealene og ny stivhetsmatrise defineres. På samme måte som tidligere settes en arbeidslikevekt opp og ved hjelp av en «while-løkke» gjentas dette til bruddtøyning er i ferd med å nåes, eller til minimumsarealet for armeringer nådd [8, 9.2.1.1(1) og 9.5.2(2)].

Underveis i regnearket finnes kommentarer til beregningene som forteller brukeren om tøyninger, spenninger, konvergens og spenningsutnyttelse.

Det endelige resultatet av utregningene er nye arealer i armeringslagene, samt en oversikt over opptredende tøyninger, spenninger og utnyttelsesgrader for betong og armering i søylen.

Regnearket er tilpasset EC 2 med hensyn til minimumsarmering, minsteeksentrisitet av aksiallast, tøyningsgrenser og materialparametere.

Regnearket beskrevet i dette kapitlet er satt opp ved hjelp av programmering i dataprogrammet Maple. Elektroniske vedlegg med Maple-filer er vedlagt rapporten, og oppsettet av programmet sammen med brukerveiledning finnes i vedlegg D.

3.3. Sammenligning og verifisering

3.3.1. Introduksjon

Det er tidligere laget et program for dimensjonering av plater, skall og søyler basert på samme metode som regnearket i dette kapitlet. Programmet «krystall» er brukt i undervisning i fag TKT4222 ved NTNU og ble utviklet mens NS 3473 var gjeldende norsk betongstandard. Dette innebærer at grensetøyninger, elastisitetsmoduler og materialfaktorer avviker fra EC 2.

Krystall regner kun symmetrisk armering i forbindelse med optimalisering av armeringslagene, til forskjell fra regnearket presentert i denne rapporten. For å kontrollere at metoden i regnearket var riktig programmert ble det tilpasset gammel standard, og en rekke beregninger ble gjort for å sammenligne de to programmene. Det er også utført håndberegninger i henhold til EC 2 og NS3473 der det er hensiktsmessig. Regnearket er kontrollert for tre situasjoner: aksiallast, moment og en kombinasjon av disse. Maple-filer med regneark tilpasset henholdsvis NS 3473 og EC 2 ligger ved rapporten som elektroniske vedlegg E2.

3.3.2. Sammenligning, moment og aksialkraft

I første sammenligning er samme tverrsnitt med samme armeringsmengde og lastpåkjenning analysert både i Krystall og iterasjonsregnearket. Etter å ha utarbeidet regnearket tilpasset EC 2 er følgende parametere endret for å stemme overens med NS 3473:

Tabell 7: Parametere tilpasset NS3473 og Krystall.

f_{yd}	400MPa
E_s	16000MPa
f_{cd}	19,5MPa
ε_{cd}	0.00361 (som krystall)
ε_{yd}	0,0025
ε_{ud}	0,01
ε_{c0}	0,002
σ_i	$f_{cd} \cdot \left(\varepsilon_i + \left(\frac{\varepsilon_i}{2} \right)^2 \cdot 10^3 \right) \cdot 10^3$

Dette er samme verdier som er implementert i programmet «Krystall», og spenningsfunksjonen i tabell 7 stemmer overens med «forenklet arbeidsdiagram for trykk for normalbetong i fasthetsklassene B20 til B45»[11, 11.3.2 og Fig. 3]. I tabell 8 er tverrsnittsdata og dimensjonerende laster oppsummert.

Tabell 8: Tverrsnitt og laster

Bredde av betongtverrsnitt	1000mm
Høyde av betongtverrsnitt	500mm
Armeringsmengde i begge lag	3500mm ²
Avstand fra kant til tyngdepunkt av armering	50mm
Moment	1000kNm
Aksiallast (trykk)	4000kN

Analyser ble utført, både i Krystall og eget regneark og resultatene er oppsummert i tabell 9. Resultater fra krystall finnes i vedlegg E.

Tabell 9: sammenligning, moment og aksialkraft

Symmetrisk armering	Krystall	Eget regneark
Antall lameller	1000	1000
Antall iterasjoner	8	8
Betongspenning i underkant	0MPa	0 MPa
Betongspenning i overkant	-19,50 MPa	-19,50 MPa
Armeringsspenning i lag 1	291,48 MPa	291,47 MPa
Armeringsspenning i lag 2	-337,31 MPa	-337,30 MPa
Betongtøyning i underkant	2,31‰	2,31‰
Betongtøyning i overkant	-2,60‰	-2,60‰
Armeringstøyning i lag 1	1,82‰	1,82‰
Armeringstøyning i lag 2	-2,11‰	-2,11‰
Spenningsutnyttelse betong	100%	100%
Spenningsutnyttelse armeringslag 1	73%	72,87%
Spenningsutnyttelse armeringslag 2	84%	84,32%
Optimalt armeringsareal symmetrisk	2630mm ²	-
Usymmetrisk armering		
Ytterligere iterasjoner	-	33
Optimalt armeringsareal i lag 1	-	2538mm ²
Spenningsutnyttelse	-	98,81%
Optimalt armeringsareal i lag 2	-	2891mm ²
Spenningsutnyttelse	-	99,86%

Som det går frem av tabell 9 er avvikene mellom de to programmene så små at de sannsynligvis skyldes desimalforskjeller i programmene. Når det gjelder tallene tilknyttet usymmetrisk armering gjelder det å bruke «ingeniørmessig skjønn». Armeringsmengden i de to lagene ligger henholdsvis høyere og lavere enn resultatet fra Krystall, som forventet.

3.3.3. Sammenligning, aksialkraft

Aksialkraftkapasitet er også kontrollert mot Krystall. På grunn av benevninger i regnearket i Maple er det imidlertid også påsatt et lite moment, da programmet ignorerer enheter dersom tallverdien er neglisjerbar. Parametere og betongtverrsnitt er det samme som under avsnitt 3.3.2, men krefter og armeringsareal er endret, se tabell 10.

Tabell 10: Tverrsnitt og laster

Bredde av betongtverrsnitt	1000mm
Høyde av betongtverrsnitt	500mm
Armeringsmengde i begge lag	1100mm ²
Avstand fra kant til tyngdepunkt av armering	50mm
Moment	0,1kNm
Aksiallast (trykk)	10500kN

I tabell 11 er verdiene fra de to programmene sammenlignet på samme måte som for tverrsnitt belastet av både moment og aksiallast.

Tabell 11: Sammenligning, aksialkraft

Symmetrisk armering	Krystall	Eget regneark
Antall lameller	1000	1000
Antall iterasjoner	43	43
Betongspenning i underkant	-19,5 MPa	-19,50 MPa
Betongspenning i overkant	-19,5 MPa	-19,50 MPa
Armeringspenning i lag 1	-337,68 MPa	-337,67 MPa
Armeringspenning i lag 2	-338,14 MPa	-338,13 MPa
Betongtøyning i underkant	-2,11‰	-2,11‰
Betongtøyning i overkant	-2,11‰	-2,11‰
Armeringstøyning i lag 1	-2,11‰	-2,11‰
Armeringstøyning i lag 2	-2,11‰	-2,11‰
Spenningsutnyttelse betong	100%	
Spenningsutnyttelse armeringslag 1	84%	84,42%
Spenningsutnyttelse armeringslag 2	85%	84,53%
Optimalt armeringsareal symmetrisk	926mm ²	
Usymmetrisk Armering		
Ytterligere iterasjoner		184
Optimalt armeringsareal i lag 1		944mm ²
Spenningsutnyttelse		99,35%
Optimalt armeringsareal i lag 2		943 mm ²
Spenningsutnyttelse		99,58%

For tilfellet med aksiallast finnes tverrsnittets kapasitet enkelt ved håndberegning for dette tilfellet:

Brutto betongareal:

$$A_{s,tot} * f_{yd} + b_c * h_c * f_{cd} = 10500kN$$

$$A_{s,tot} * 400MPa + 1000mm * 500mm * 19,5MPa = 10500kN$$

$$A_{s,tot} = 1875mm^2$$

$$A_{s,1} = A_{s,2} = 937,5mm^2$$

Krystall gir i dette tilfellet lavere verdier enn både håndregning og regnearket. Dette skyldes sannsynligvis tøyninger utover flytetøyning, som gir et større arbeid i arbeidslikevekten.

Avviket mellom håndberegning og regnearket er på 0,6%, noe som er akseptabelt.

Regnearket i rapporten regner med brutto betongtverrsnitt. Dette fordi lamellinndelingen av betongen vanskeliggjør fratrekke for armeringsarealet.

Såfremt armeringsmengden er mindre enn fire prosent av betongarealet er dette en akseptert løsning [8, NA.9.5.2(2)].

3.3.4. Sammenligning, moment

For momentberegninger er ikke krystall hensiktsmessig å benytte med hensyn til å regne ut nødvendig armeringsareal, da programmet regner med symmetrisk armering. Et momentbelastet tverrsnitt med symmetrisk armering er imidlertid analysert for å finne opptredende tøyninger og spenninger, se tabell 13.

Av samme grunn som i forrige kontroll er det også påført en liten aksiallast som er neglisjerbar i dimensjoneringen, se tabell 12.

Regnearket er formulert med en prosentvis reduksjon av armeringsarealet for hver iterasjon i optimaliseringen av armeringsarealer. Dersom det ikke er behov for armering i ett av lagene vil denne iterasjonsprosessen i utgangspunktet aldri ta slutt dersom den ikke stoppes av iterasjonsbegrensningen, og man vil ikke få tilfredsstilt konvergenskravet. Dette er imidlertid tatt hensyn til ved å legge inn en egendefinert minimumsgrense for armeringsareal i hvert lag.

Tabell 12: Tverrsnitt og laster

Bredde av betongtverrsnitt	1000mm
Høyde av betongtverrsnitt	500mm
Armeringsmengde i begge lag	3500mm ²
Avstand fra kant til tyngdepunkt av armering	50mm
Moment	500kNm
Aksiallast (trykk)	0,1kN

Tabell 13: Sammenligning, moment

Symmetrisk armering	Krystall	Eget regneark
Antall lameller	1000	1000
Antall iterasjoner	8	7+1
Betongspenning i underkant	0	0
Betongspenning i overkant	-13,36 MPa	-13,36 MPa
Armeringsspenning i lag 1	353,47 MPa	353,47 MPa
Armeringsspenning i lag 2	-85,76 MPa	-85,76 MPa
Betongtøyning i underkant	2,55‰	2,55‰
Betongtøyning i overkant	-0,88‰	-0,88‰
Armeringstøyning i lag 1	2,21‰	2,21‰
Armeringstøyning i lag 2	-0,54‰	-0,54‰
Spenningsutnyttelse betong	68 %	68,49%
Spenningsutnyttelse armeringslag 1	88%	88,37%
Spenningsutnyttelse armeringslag 2	21%	21,44%
Optimalt armeringsareal symmetrisk	2993mm ²	2778mm ² *
Usymmetrisk Armering		
Ytterligere iterasjoner		427
Optimalt armeringsareal i lag 1		3134mm ²
Spenningsutnyttelse		99,6%
Optimalt armeringsareal i lag 2		50mm ² (minimumsgrense)
Spenningsutnyttelse		28,8%

*Regnearket tilpasset NS 3473 er også laget i en utgave som armerer symmetrisk for å kontrollere dette punktet. Regnearket finnes i vedlegg E2.

Armeringsmengden i strekksonen er litt mindre for krystall enn for regnearket beskrevet her. Den unødvendige trykkarmeringen fører til høyere momentkapasitet for tverrsnittet. En spenningsutnyttelse på over 99% i strekkarmeringen regnes som høyst akseptabelt.

Som en videre kontroll er tverrsnittet påsatt og kontrollert for et moment som fører til fullt utnyttet trykksone[7, 4.2.3] og[8]. Iterasjonsprogrammet tilpasset EC 2 er her benyttet, sammen med utregninger for hånd.

Kapasitet av betongens trykksone:

$$M_{Rd} = K * f_{cd} * b * d^2$$

$$M_{Rd} = 0,275 * 19,833MPa * 1000mm * 450mm^2$$

$$M_{Rd} = 1104,45kNm$$

$$M_{Ed} \approx M_{Rd} = 1104,45kNm$$

$$z = 0,835 * d$$

$$z = 0,835 * 450mm = 375,75mm$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} * z}$$

$$A_s = \frac{1104,45 * 10^6 Nmm}{434MPa * 375,75mm}$$

$$A_s = 6773mm^2$$

Resultat fra regneark:

$$A_s = 6865mm^2$$

Dette er et avvik på mellom en og to prosent, og regnes som akseptabelt.

3.3.5. Resultat av kontroller

Kontrollene viser at regnearket tilpasset NS 3473 med god nøyaktighet beskriver tilstanden i den betraktede søylen, og dermed konkluderes det med at regnearket er programmert korrekt. Utregningene med hensyn til dimensjonering gir fornuftige resultater og høy utnyttelse av armering i begge lag for alle lastkombinasjoner. Regnearket tilpasset EC 2 benytter samme metode. Kun materialparametere er endret, og da det ikke er funnet noen åpenbare feil tolkes det dithen at regnearket er vellykket

4. Beregning av knekk lengder

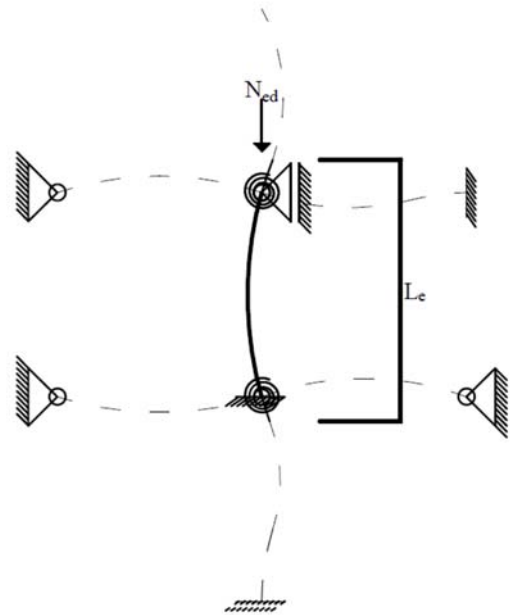
4.1. Introduksjon

I rammesystemer vil knutepunktstivheter og overføring av krefter være komplisert. Med dagens dataverktøy vil det være nærliggende å benytte seg av elementmetoden for å kartlegge krefter, spenninger og forskyvninger i et rammesystem. Det vil, imidlertid, være en fordel å ha et forenklet system som egner seg for håndregning, enten parallelt eller i stedet for bruk av FEM.[4]

For å kunne dimensjonere slanke søyler for hånd er metoden etter vanlig beregningsgang å finne en effektiv lengde, eller «knekk lengde» som det beregnes etter. Dette er avstanden mellom infleksjonspunktene i en søyle, som er punktene der krumning skifter retning og det ikke opptrer noe moment. Disse punktene kan ligge både innenfor og utenfor komponentens fysiske lengde [4].

Knekk lengden er avhengig av søylens randbetingelser og er for enkeltstående søyler enkel å finne ved hjelp av figurer med idealiserte knekk lengder fra formelsamlinger [13]. I rammekonstruksjoner er det imidlertid mer komplisert å finne en søyles knekk lengde. Dette fordi konstruksjonsdelene i knutepunktene over og under den betraktete søylen vil påvirke stivheten, og resultatene vil variere mellom knutepunkter. En vanlig metode som er tillatt i de fleste standarder er å isolere betraktete søyler og sette inn randbetingelser i form av fjærlagre som beskriver den omkringliggende konstruksjonen, se figur 13 [4].

Det finnes et utall forenklete metoder for knekk lengdeberegninger i litteraturen. Det er i denne rapporten foretatt et litteraturstudie med fokus på tre relevante metoder for knekk lengdeberegninger for betong i norsk sammenheng. I tidligere norsk betongstandard ble det benyttet en metode basert på rotasjonsinnspenningsgrad i beregning av knekk lengder.



Figur 12: Knekk lengde, søyle i ramme [1]

Ny standard tar utgangspunkt i en regnemetode basert på relativ rotasjonsfleksibilitet. Målet med dette kapittelet er å sammenligne de to metodene med hverandre, og med tradisjonell matrisestatikk basert på relevante forskningsartikler.

Knekklasten til en konstruksjon kan bestemmes ved hjelp av en knekkingsanalyse. Det finnes flere definisjoner av knekklast, hvorav en er å finne effektiv lengde i forhold til Eulerlasten:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(L_e)^2} = \frac{N_e}{\beta^2}; L_e = \beta L; N_e = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (4.1)$$

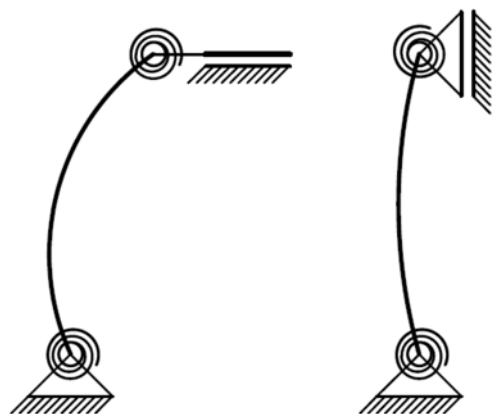
Denne definisjonen benyttes i alle metodene beskrevet i dette kapittelet.

Felles for metodene brukt i standardene er at de er delt inn i to tilfeller, det ene tilfellet er «avstivende konstruksjonsdeler, eller undersystemer, som i analyse og dimensjonering forutsettes å bidra til konstruksjonens horisontale stabilitet.» Søyler modelleres med et horisontalt glidelager i toppen som gir mulighet for horisontal forskyvning.

Det andre tilfellet er «avstivede konstruksjonsdeler; Konstruksjonsdeler eller undersystemer som i analyse og dimensjonering ikke forutsettes å bidra til konstruksjonens totale horisontale stabilitet».

Søyler modelleres etter denne forutsetningen med sideveis fastholdning i topp og bunn, noe som ikke gir mulighet for horisontale forskyvninger[8, 5.8.1].

Statisk system for de to tilfellene er vist i figur 14.



Figur 13: Avstivende og avstivet søyle [1]

4.2. Metode basert på rotasjonsinnspenningsgrad

4.2.1. Introduksjon

Metoden basert på rotasjonsinnspenningsgrad var utgangspunktet for knekkledderegninger i den tidligere norske betongstandarden, NS 3473.

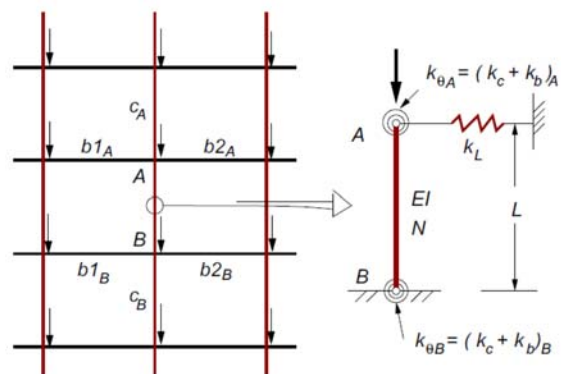
Denne metoden baserer seg hovedsakelig på matematiske formler og i noen tilfeller kurvetilpasning, og kan i stor grad utledes basert på nulldeterminantkravet for søylens stivhetsmatrise. Metoden ble utarbeidet av professor i konstruksjonsmekanikk/ faststoffmekanikk ved UiO, Jostein Hellesland. Motivasjonen var å få et bredere spekter av knekkformer og å få en bedre beskrivelse enn tidligere av «negative stivheter», som opptrer i knutepunkter der komponenter bruker av-, fremfor å øke knutepunktstivheten [4]. I slike tilfeller vil endemomentet i komponenten virke samme veg som rotasjonen i knutepunktet, som fører til reduksjon av knutepunktstivheten.

I forskningsartikkelen [4] er eksakte elastiske effektive lengder funnet ved hjelp av nulldeterminant-kravet for stivhetsmatrisen, som kjent fra matrisestatikk. Disse er brukt i sammenligning for å utvikle og verifisere de omtrentlige løsningene for knekkledder som formlene beskriver [4]. Bakgrunnen for- og utviklingen av metoden er beskrevet nedenfor.

4.2.2. Bakgrunnsteori

Samspeillet mellom den betraktete søylen og resten av konstruksjonen kan symboliseres ved fjærslagere i knutepunktene. I artikkelen er sideveis stivhet definert ved $k_L = 0$ for sideveis fritt forskyvelig opplager og $k_L = \infty$ for sideveis fastholdning, se figur 15.

Dersom påført moment og rotasjon i enden av en betraktet søyle er kjent fra en andre ordens stabilitetsanalyse kan rotasjonsstivheten finnes ved:



Figur 14: Ramme og isolert søyle [4]

$$k_i = \frac{M_i}{\theta_i} = k_{ci} + k_{bi}; k_{ci} = \left(\frac{bEIc}{L_c}\right)_i \text{ og } k_{bi} = \left(\sum \frac{bEIb}{L_b}\right)_i; i=A, B \quad (4.2)$$

Koeffisienten b , brukt til å beskrive rotasjonsstivhetskoeffisienten, er i prinsippet en funksjon av aksiallasten og innspenningen til borte ende av søylen. For komponenter som ikke er utsatt for aksiallast (bjelker) vil første ordens verdier oftest være tilstrekkelige. Disse er mye brukt i mekanikken og finnes i formelsamlinger [13].

Aksialkrafteffekten på b -koeffisientene i c_A og c_B (figur 15) er generelt vanskelig å beregne i knekningsanalyse. b -koeffisientene, og dermed k_{ci} kan være negative for tilstøtende søyler. Dette fører til økt rotasjon i knutepunktene, som de fastholdende bjelkene må motvirke. I slike situasjoner må både den betraktede og den/de tilstøtende søylene dele på fastholdningene i knutepunktene, gitt av bjelkene [14].

For sideveis forskyvelig/avstivende tilfelle er det antatt en forskyvningsfunksjon:

$$\Delta_i = \frac{L_i^2}{c_i} \frac{(-M_i)}{EI} + \theta_i L_i = - \left(\frac{L_i^2}{c_i} + \frac{EI}{k_i} L_i \right) \frac{M_i}{EI}; i = A, B \quad (4.3)$$

I denne formelen tar første ledd hensyn til bøyning av utkragersøylen, mens andre ledd tar hensyn til rotasjon av opplageret.

Faktoren c varierer i utgangspunktet med innspenningsgraden i endene av søylen. Faktoren er med på å avgjøre bøyebidraget til søylens forskyvningsfunksjon (4.3) og kan defineres slik:

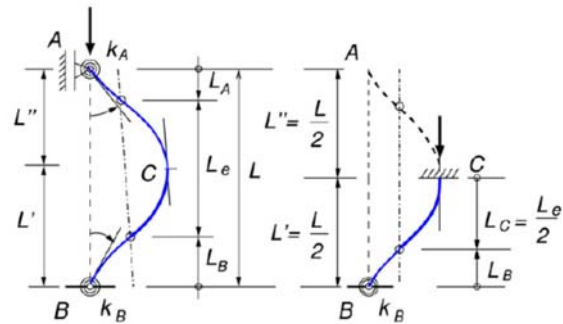
$$\frac{1}{c_i} = \left(\frac{L_e}{\pi L_i}\right)^2 - \frac{L_e/\pi L_i}{\tan\left(\frac{\pi L_i}{L_e}\right)} \quad (4.4)$$

For økende fleksibilitet av opplagerbetingelsene nærmer verdien for c_i seg 3, mens for en fast innspent utkragersøyle vil verdien være 2,47. I noen ekstreme tilfeller med store negative endestivheter vil verdiene nå en nedre grense på 2,2-2,3 [4].

For å forenkle regnemethoden er det valgt en fast verdi for c_i . For fleksible opplagerbetingelser vil rotasjonen av søylen være dominerende. Verdien for c vil dermed gi lite bidrag til søylens forskyvning. Det vil derfor være naturlig å velge en verdi som representerer en høy

endestivhet. I sammenligning med eksakte effektive lengder har det vist seg at en nominell verdi: $c = 2,4$ generelt sett gir mest nøyaktige resultater [4, 5.1].

Denne verdien gjelder for søyle med forskyvelige ender. Ved hjelp av en geometrisk betraktning kan en dobling av verdien til c for tilfeller med uforskyvelige ender forsvares.



Figur 15: Forhold mellom c -verdier [4]

Symmetri i figur 16 viser bakgrunnen for å velge en verdi $c=4,8$ for sideveis fastholdte opplagre, da forskyvningen i punkt «C» er den samme for full lengde uforskyvelig søyle som for en halv lengde forskyvelig søyle.

Rotasjonsinnspenningsgraden i knutepunktet kan så finnes ved hjelp av følgende formel:

$$R_i = \frac{k_i}{k_i + cEI/L} = \frac{1}{1 + \frac{cEI/L}{k_i}}; i = 1, 2 \quad (4.5)$$

Formel (4.5) beskriver stivheten av tilstøtende bygningsdeler (positive eller negative) i forhold til det betraktete knutepunktets totale stivhet.

Videre er det utarbeidet formler for knekkleddfaktor for henholdsvis sideveis forskyvelige og sideveis fastholdte bjelkeender:

Staver/søyer med fritt forskyvelige ender

$$\beta = \frac{2\sqrt{R_1 + R_2 - R_1 R_2}}{R_1 + R_2}; \frac{L_j}{L} = \frac{R_j}{R_1 + R_2}, c=2,4 \quad (4.6)$$

Formelen for β er et resultat av forskyvningsfunksjonen (4.3), innsatt randbetingelser og en forutsetning om at begge søylesegmentene har samme verdi for c , noe som gir en viss diskontinuitet for helning i infleksjonspunktet, men en akseptabel nøyaktighet i løsningen.

Formelen er justert med $\frac{\pi}{\sqrt{c}} \approx 2$ for å stemme med referansetilfellet for en utkragersøyle, fast innspent i bunn og fri i toppen, med $L_k = 2$ [4].

Staver/søyler med uforskyvelige ender:

$$\beta = \frac{2}{2+1,1R_{min}+0,9R_{maks}}; \frac{L_j}{L} = (1 - \beta_0) \frac{R_j}{R_1+R_2}, c=4,8 \quad (4.7)$$

Denne formelen for β kommer av en empirisk middelverdi for endestivheter sammen med uttrykket: $\beta = \frac{L_e}{L} = \frac{1}{1+R_B}$. Gjennom sammenligning med eksakte verdier for et bredt spekter av knekkformer, med både positive og negative endestivheter har denne formelen vist seg å være den beste av tre alternativer lagt frem i rapporten [4]. R_{min} og R_{maks} refererer til minste og største algebraiske rotasjonsinnspenningsgrad i søyleendene.

4.3. Metode basert på relativ rotasjonsfleksibilitet

4.3.1. Introduksjon

Metoden basert på relativ rotasjonsfleksibilitet er utgangspunktet for knekk lengdeberegninger i dagens betongstandard, EC 2. Et utkast til metoden ble introdusert i prEN 1992-1-1 (utkast til EC 2). Metoden viste imidlertid store avvik fra eksakte løsninger for knekk lengder, både til konservativ (40%) og ikke-konservativ (20%) side.

Metoden ble så omformulert av den svenske professoren Bo Westerberg, og inneholder empiriske formler, tilpasset numeriske modeller ved hjelp av kurvetilpasning. Knekk lengder baserer seg her på relative (dimensjonsløse) rotasjonsfleksibiliteter av tilstøtende bygningsdeler. Det er også her tatt hensyn til eventuelle negative endestivheter, slik som i metode basert på rotasjonsinnspenningsgrad [15].

4.3.2. Bakgrunnsteori

I likhet med metode basert på rotasjonsinnspenningsgrad opererer man også her med en knekk lengdefaktor som angir forholdet mellom knekk lengden og reell søyle lengde (4.1).

I denne metoden er de relative rotasjonsfleksibilitetene beskrevet med parameteren «k», noe som ikke må forveksles med stivheter med samme notasjon for andre metoder.

Relativ rotasjonsfleksibilitet ved søyleendene er for opplagere i henhold til *Westerberg* [15] definert som:

$$k_{1(2)} = \left(\frac{EI}{L} * \frac{\theta}{M}\right)_{1(2)} \quad (4.8)$$

Som i metode basert på rotasjonsinnspenningsgrad må det også her avgjøres om tilstøtende komponenter i et knutepunkt bidrar til, eller bruker av stivheten i knutepunktet. Dersom den betraktete søylen og en tilstøtende søyle vil nå knekking samtidig, er det bestemt at de må dele knutepunktstivheten fra resterende tilstøtende bygningsdeler (bjelkene). «Der en tilstøtende trykkstav (søyle) i et knutepunkt vil bidra til rotasjonen ved knekking, bør (EI/L) i definisjonen av k erstattes med $[(EI/L)_a + (EI/L)_b]$, der a og b representerer trykkstavene (søylen) over og under knutepunktet.» [8, 5.8.3.2(4)]. Dette uttrykkes med formelen

$$k = \frac{\theta}{M} * \left[\frac{EI_a}{l_a} + \frac{EI_c}{l_c}\right] \quad (4.9)$$

I praksis har det imidlertid vist seg at knekking i tilstøtende søyler samtidig er svært usannsynlig, og at deformasjoner i tilstøtende søyler til den feilende søyle ofte er små. En forenkling kan da være å ikke ta hensyn til denne søylens stivhet i det hele tatt, men dette er ikke nevnt i EC 2 [16, D7.4].

Dersom aksiallasten i tilstøtende søyle er tilstrekkelig liten, kan denne søylen regnes som avstivende på knutepunktet. I dette tilfellet vil den relative rotasjonsfleksibiliteten i knutepunktet kunne uttrykkes med formel (4.8). Det er også foreslått en formel som skal ta hensyn til grensetilfeller mellom de to:

$$k = \frac{\theta}{M_1 + M_2 + \dots + (1-\alpha) * M_a} * \left(\alpha * \frac{EI_a}{l_a} + \frac{EI_c}{l_c}\right); \alpha = \frac{N_{tilstøtende}}{N_{cr,tilstøtende}} \quad (4.10)$$

Denne formelen er imidlertid ikke inkludert i EC 2. Det er ikke kommentert hvorfor.

Endelige formler for knekk lengdefaktor ved bruk av kurvetilpasning er som følger:

For staver/søyler med fritt forskyvelige ender:

$$\beta_0 = \max \left\{ \sqrt{1 + 10 * \frac{k_1 * k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) * \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\} \quad [8, (5.16)]$$

For staver/søyler med uforskyvelige ender:

$$\beta_0 = 0,5 * \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) * \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)} \quad [8, (5.15)]$$

EC 2 foreslår en metode for å regne nominell stivhet for slanke trykkstaver som tar hensyn til betongens ikke-lineære elastisitetsmodul, samt opprissing, kryp og slankhet [8, 5.8.7.2].

4.4. Rammemetoden

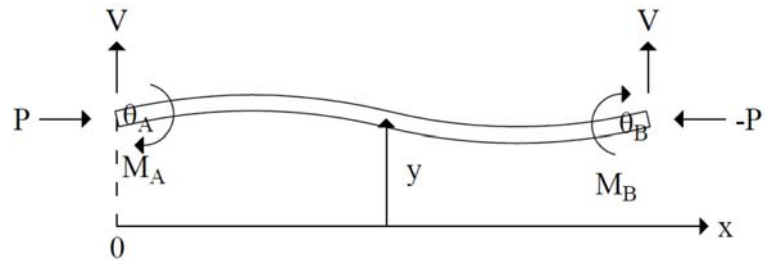
4.4.1. Introduksjon

Denne regnemethoden er mer arbeidskrevende enn de to foregående. Metodene i kapittel 4.3 og 4.4 krever forenklede randbetingelser for bortre del av tilstøtende bygningsdeler. Altså må en tilstøtende bjelke eller søyle modelleres med fast innspenning eller fritt opplager. Dette er en forenkling av virkelige forhold. Også i disse knutepunktene vil man ha delvis momentstive forbindelser som med fordel kan beskrives med fjærlagre. Med rammemetoden kan man ta hensyn til dette ved å inkludere en større del av rammen i beregningene. I matrisestatikk er en løsning for å beskrive betongens ikke-lineære stivhet å benytte seg av en ekvivalent, lineær, andre ordens stivhet i rammer.

Rammemetoden beskrevet her baserer seg på fag 37047 forelest av Svein Ivar Sørensen ved NTNU i 1999 [17].

4.4.1. Beregningsgang

Metoden tar utgangspunkt i en bjelke med konstant bøyestivhet EI , utsatt for aksialkraft P , tverrforskyvning og enderotasjon. Elementet



Figur 16: Stav [1]

modelleres uten tverrbelastning slik

at skjærkraften vil forbli konstant over bjelkens lengde. Ved å løse differensiallikningene for bjelken finnes følgende uttrykk for momenter og skjærkrefter i endene [17]:

$$M_A = \frac{PL}{4\beta} \frac{1}{1-c-\beta s} \left[\frac{2\beta}{L} (1-c)(\Delta_B - \Delta_A) + (s - 2\beta c)\theta_A + (2\beta - s)\theta_B \right] \quad (4.11)$$

$$M_B = \frac{PL}{4\beta} \frac{1}{1-c-\beta s} \left[\frac{2\beta}{L} (1-c)(\Delta_A - \Delta_B) + (2\beta - s)\theta_A + (s - 2\beta c)\theta_B \right] \quad (4.12)$$

$$V = \frac{P}{2(1-c-\beta s)} \left[\frac{2\beta s}{L} (\Delta_A - \Delta_B) + (\theta_A + \theta_B)(1-c) \right] \quad (4.13)$$

Hvor $\beta = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{P}{EI}}$, $c = \cos 2\beta$ og $s = \sin 2\beta$

Ved å introdusere Livesleys stabilitetsfunksjoner kan uttrykkene tilpasses første ordens rotasjonsstivhet. Disse er oppsummert under og tar hensyn til andre ordens effekter i aksialbelastede staver. [18]

$$\varphi_1 = \beta \cot \beta \quad (4.14)$$

$$\varphi_2 = \frac{\beta^2}{3(1-\varphi_1)} \quad (4.15)$$

$$\varphi_3 = \frac{\varphi_1 + 3\varphi_2}{4} \quad (4.16)$$

$$\varphi_4 = \frac{3\varphi_2 - \varphi_1}{2} \quad (4.17)$$

$$\varphi_5 = \varphi_1 \varphi_2 \quad (4.18)$$

Differensiallikningene kan nå omskrives til:

$$M_A = \frac{6EI}{L^2} \varphi_2 (\Delta_B - \Delta_A) + \frac{4EI}{L} \varphi_3 \theta_A + \frac{4EI}{L} \varphi_4 \theta_B \quad (4.19)$$

$$M_B = \frac{6EI}{L^2} \varphi_2 (\Delta_A - \Delta_B) + \frac{2EI}{L} \varphi_4 \theta_A + \frac{4EI}{L} \varphi_3 \theta_B \quad (4.20)$$

$$V = \frac{12EI}{L^3} \varphi_5 (\Delta_A - \Delta_B) + \frac{6EI}{L^2} \varphi_2 \theta_A - \frac{6EI}{L^2} \varphi_2 \theta_B \quad (4.21)$$

For bjelkeelementet med fire frihetsgrader, to rotasjoner og to forskyvninger fås følgende matriser:

$$r = \begin{bmatrix} \Delta_A \\ \theta_A \\ \Delta_B \\ \theta_B \end{bmatrix} \text{ og } R = \begin{bmatrix} -V \\ M_A \\ V \\ M_B \end{bmatrix} \quad (4.22)$$

$Kr = R$ gir:

$$\begin{bmatrix} -V \\ M_A \\ V \\ M_B \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{12EI}{L^3} \varphi_5 & -\frac{6EI}{L^2} \varphi_2 & -\frac{12EI}{L^3} \varphi_5 & -\frac{6EI}{L^2} \varphi_2 \\ -\frac{6EI}{L^2} \varphi_2 & \frac{4EI}{L} \varphi_3 & \frac{6EI}{L^2} \varphi_2 & \frac{2EI}{L} \varphi_4 \\ -\frac{12EI}{L^3} \varphi_5 & \frac{6EI}{L^2} \varphi_2 & \frac{12EI}{L^3} \varphi_5 & \frac{6EI}{L^2} \varphi_2 \\ -\frac{6EI}{L^2} \varphi_2 & \frac{2EI}{L} \varphi_4 & \frac{6EI}{L^2} \varphi_2 & \frac{4EI}{L} \varphi_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta_A \\ \theta_A \\ \Delta_B \\ \theta_B \end{bmatrix} \quad (4.23)$$

En ser at stivhetsmatrisen K er lik stivhetsmatrisen for en bjelke utsatt for enderotasjon og endeforskyvning, men med Livesleys stabilitetsfunksjoner for å ta hensyn til andre ordens effekter avhengig av aksialkraftens størrelse [19, s. 389].

I knekkingsberegning av et rammesystem settes stivhetsmatrisens determinant lik null:

$$\text{Det} \left(\begin{bmatrix} \frac{12EI}{L^3} \varphi_5 & -\frac{6EI}{L^2} \varphi_2 & -\frac{12EI}{L^3} \varphi_5 & -\frac{6EI}{L^2} \varphi_2 \\ -\frac{6EI}{L^2} \varphi_2 & \frac{4EI}{L} \varphi_3 & \frac{6EI}{L^2} \varphi_2 & \frac{2EI}{L} \varphi_4 \\ -\frac{12EI}{L^3} \varphi_5 & \frac{6EI}{L^2} \varphi_2 & \frac{12EI}{L^3} \varphi_5 & \frac{6EI}{L^2} \varphi_2 \\ -\frac{6EI}{L^2} \varphi_2 & \frac{2EI}{L} \varphi_4 & \frac{6EI}{L^2} \varphi_2 & \frac{4EI}{L} \varphi_3 \end{bmatrix} \right) = 0 \quad (4.24)$$

Fra dette uttrykket finnes systemets laveste egenverdi, som representerer den betraktede søylens knekklast. Til slutt settes den beregnede knekklasten inn i uttrykket for Euler-lasten og knekk lengden løses ut.

Den metoden bygger på bjelkens differensiallikning og er derfor nøyaktig, forutsatt at stabilitetsfunksjonene er korrekte. Stabilitetsfunksjonene vil være korrekte dersom aksialkraften en benytter for å finne β samsvarer med knekklasten utledet av (4.24). Hvis disse verdiene ikke stemmer overens, kan iterasjon av aksialkraften benyttes til den sammenfaller med knekklasten [18, s.193].

Bruk av rammemetoden er vist i regneeksempel, kapittel 4.6 med tilhørende vedlegg.

4.5. Sammenligning av metodene

Metoden basert på relativ rotasjonsfleksibilitet tar utgangspunkt i empiriske forsøk og forskningsrapporten utgitt i forbindelse med denne metoden viser ikke etterprøvbare data [14]. For en nøyaktig sammenligning mellom metodene kreves derfor omfattende numeriske analyser for å få oversikt over alle de forskjellige knekkformer i forhold til eksakte løsninger.

I en rapport utgitt av Jostein Hellesland [14] er blant andre alle tre metoder omtalt i dette kapitlet sammenlignet på bakgrunn av mer omfattende beregninger. Av denne rapporten går det frem at formlene i metode basert på relativ rotasjonsfleksibilitet og metode basert på rotasjonsinnspenningsgrad kan uttrykkes likt for tilfellet med sideveis fastholdt opplager. For å få like uttrykk må imidlertid verdien for c i formel (4.7) settes lik 4,44. Dette avviker fra c - verdien som er funnet å være mest allsidig av *Hellesland* , 4,8 [14].

Det konkluderes i *Hellesland* [14] med at metode basert på rotasjonsinnspenningsgrad gir resultater nærmest eksakt løsning for de fleste knekkformer. Det gjøres oppmerksom på at Jostein Hellesland både har utarbeidet metode basert på rotasjonsinnspenningsgrad, og sammenlignet metodene nevnt over.

I *Hellesland* [14] sammenlignes resultater fra alle de betraktete metodene med eksakte løsninger for knekk lengder. Med så målbare resultater antas det at konklusjonen i artikkelen stemmer for forenklede metoder.

Rammemetoden, basert på bjelkesøylens differensialligninger, vil gi nøyaktige resultater dersom stavens aksiallast er korrekt. På grunn av arbeidsmengden for denne metoden er den , imidlertid, ikke et godt alternativ til de to andre for forenklet dimensjonering. Det antas at dette også er årsaken til at rammemetoden ikke er nevnt i konklusjonen i *Hellesland* [14].

I regneeksempelet i neste kapittel er de tre metodene sammenlignet for en enkel ramme.

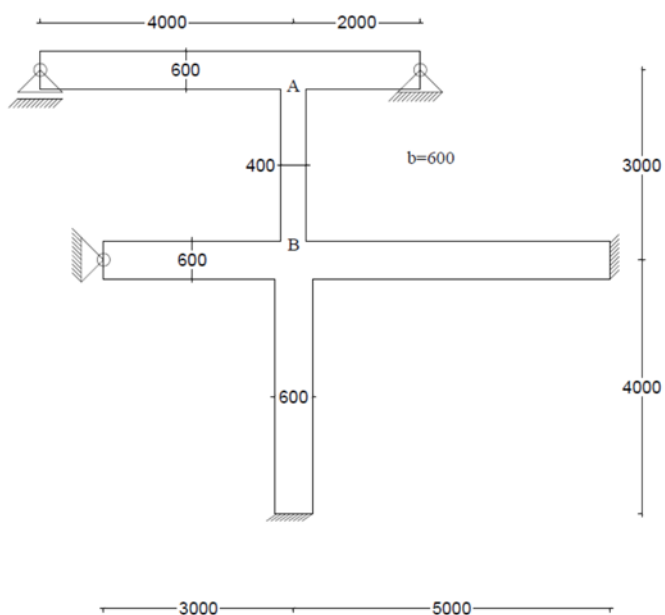
4.6. Regneeksempel

Knekk lengde for søyle A-B i den betraktede rammen er beregnet etter metodene beskrevet tidligere i kapittelet. Bredden på alle rammens komponenter er 600mm. Alle tverrsnitt har en samlet E-modul lik 30000MPa. Rammen i figur 18 er sideveis fastholdt, og benevnes «uforskyvelig» i regneeksempel.

Det tenkes også et tilfelle der høyre opplager i toppen er frigjort for horisontal forskyvning. Dette tilfellet kalles «forskyvelig» i

regneeksempel. På grunn av dimensjonene på tilstøtende bygningsdeler antas det at samtlige av disse bidrar til knutepunktstivhetene. De tre metodene beskrevet tidligere i kapittelet er benyttet for å finne knekk lengder.

I tabellen nedenfor er knekk lengder for søyle AB oppsummert. De to første metodene gir forholdsvis like resultater, mens rammemetoden gir litt lengre knekk lengder. Dette vil føre til lavere kapasitet på søylen. Som tidligere nevnt vil iterasjon av rammemetoden gi en mer nøyaktig løsning. Utregningene finnes i vedlegg F.



Figur 17: Rammeksempel [1]

Tabell 14: Knekk lengder for ulike metoder

Beregningsmetode	Knekk lengder	
	Forskyvelige ender	Uforskyvelige ender
Rotasjonsinnspenningsgrad	3281,5mm	1635,0mm
Relativ rotasjonsfleksibilitet	3291,3mm	1625,0mm
Rammemetoden	3434,5mm	1712,2mm

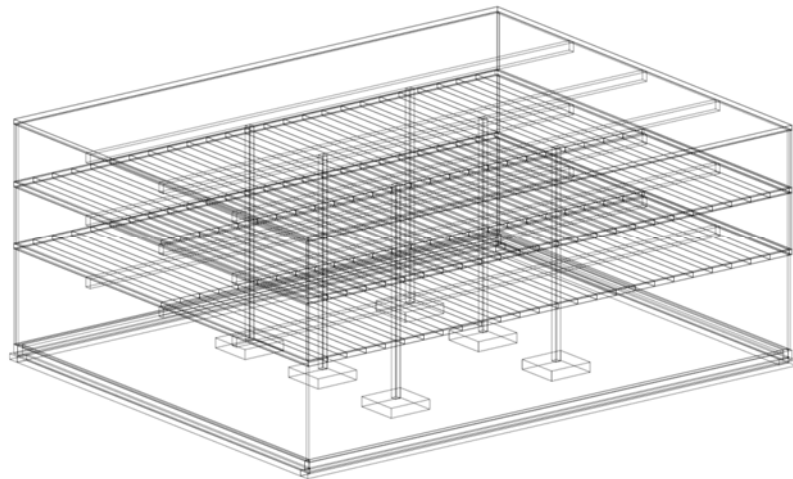
5. Beregning og dimensjonering av betongbygg

5.1. Introduksjon

På bakgrunn av oppgavetekst og tegninger i vedlegg B er det i dette kapittelet dimensjonert et tre-etasjes betongbygg.

Hovedfokus i dimensjoneringen er som ellers i rapporten rettet mot betongsøyler, men bygningsdeler som påvirker

søylene er også dimensjonert. Dette innebærer at plate på mark, betongvegger, og fundamenter for disse ikke er beregnet. Vindlast er neglisjert i denne rapporten, etter samtale med veileder.



Figur 18: Rammekonstruksjon [1]

Byggets første etasje er tiltenkt forretningslokaler, mens andre og tredje etasje er kontorer. I første etasje støpes plate på mark. Etasjeskillere i andre og tredje etasje er av hulldekkeelementer, mens takkonstruksjonen er utført i plasstøpt betong. Bæringen av dekkene gjøres av søyle-bjelkesystemer, samt yttervegger. Byggets yttervegger er også utført i betong. Fundamenteringen er utført som stripefundamenter under yttervegger og søylefundamenter under søyler.

Dekker og bjelker er kontrollert i bruksgrensetilstand for å unngå for store deformasjoner i henhold til gjeldende lovverk [8, 7.4.1(4)]. Bygget er delvis prosjektert med hensyn til lyd, brann og krav til u-verdier for å få realistiske laster og dimensjoner på de ulike konstruksjonsdelene.

Betongkvaliteten valgt i alle konstruksjonsdeler er B35.

Målet med dimensjoneringen er å benytte metoder og diagrammer beskrevet tidligere i rapporten for stegvis å demonstrere hvordan innholdet i rapporten kan brukes. Da denne

rapporten i stor grad baserer seg på håndregnemetoder er konstruksjonen i hovedsak beregnet og dimensjonert uten bruk av elementanalyse, annet enn til kontroll og første ordens lastvirkninger på rammene. Underkapitlene tar for seg forutsetningene for- og omfanget av dimensjonering av ulike bygningskomponenter, samt resultater.

Byggets yttervegger regnes som avstivende på det globale systemet, og rammene antas derfor sideveis fastholdte, eller «avstivede» [8, 5.8.1].

For orientering av byggets ulike komponenter er det laget et aksesystem (se vedlegg G) som resultatene refererer til.

Beregninger finnes i vedlegg H.

5.2. Dimensjonering av dekke på tak

Takkonstruksjonen i dette kapitlet skal utføres som et plass-støpt dekke.

På taket er det trykkfaste

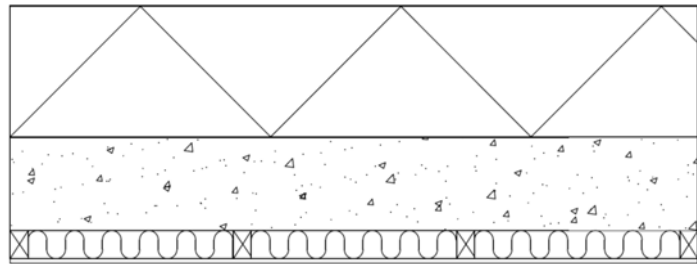
isolasjonsplater og sveisemembran.

En løsning med parapet lavere enn en meter er tenkt langs takets rand.

På undersiden lektes konstruksjonen

ned og det er valgt himling av platekledning. Bjelker og plater er kontrollert i

bruksgrensetilstanden for å innfri nedbøyningskrav [8, 7.4.1(4)]. Beregninger finnes i vedlegg H1.



Figur 19: Oppbygning av takkonstruksjon [1]

5.2.1. Laster og lastvirkninger

Lastene på takkonstruksjonen består av snølast og egenlast [20 og 21]. Bygget er antatt å ligge nær sjøen i Trondheim kommune, noe som er avgjørende for snølastens intensitet. Det er i dette kapitlet ikke tatt høyde for mekanisk fjerning av snø på takkonstruksjonen, for å holde arbeidsmengden på et fornuftig nivå [20, 5.2(5)]. EC 1 [22] og Byggforsklad for egenlaster [21] er benyttet for å finne karakteristiske laster. Dimensjonerende lastsituasjoner er funnet i henhold til EC 0 [5].

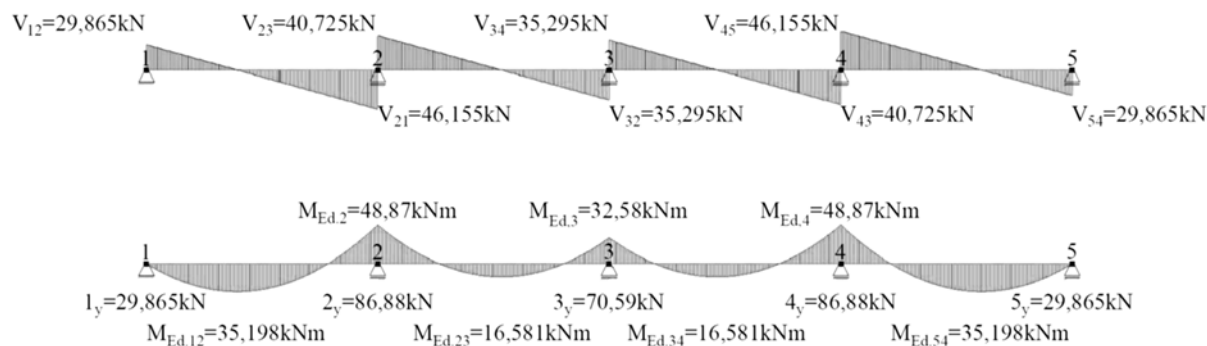
Håndregnetoder fra mekanikken er benyttet til å finne dimensjonerende lastvirkninger på dekket. I tabell 15 finnes karakteristiske, og dimensjonerende laster på byggets takkonstruksjon.

Tabell 15: Laster på tak

Snølast	
Karakteristisk snølast	$Q_k = s = 2,8 \frac{kN}{m^2}$
Egenlast, takkonstruksjon	
Karakteristisk egenlast	$G_k = 7,05 \frac{kN}{m^2}$
Dimensjonerende last	
Dimensjonerende lastsituasjon, STR	$q_{Ed} = 12,7 \frac{kN}{m^2}$

Lastvirkninger

I figur 21 illustreres lastvirkningene (og opplagerkreftene) funnet på takkonstruksjonen.



Figur 20: Lastvirkninger på tak [23]

5.2.2. Omfang av dimensjonering

På grunn av spennviddeforhold i dekkets to retninger er taket betraktet som enveisdekke. Dekket er dimensjonert i bruddgrensetilstanden i henhold til EC 2. Dette innebærer kontroller av moment og skjærkraft, samt regler for overdekning og minimumsarmering mm. Armeringsdetaljer som omfarskjøter, forankring og avtrapping, samt armering for løftekraft i hjørner er ikke omtalt, da dette ville gitt en uhenksom arbeidsmengde. Videre er en

forenklet kontroll i bruksgrensetilstanden gjennomført for å sikre realistiske dimensjoner på dekket.

5.2.3. Resultater

Nødvendig armeringsmengde funnet i dimensjoneringen på bakgrunn av de dimensjonerende lastvirkningene finnes i tabell 16.

Tabell 16: armeringsmengde, tak

Hovedarmering	
Støtter 2 og 4 (ok)	ϕ12mm, c-c 195mm
Støtte 3 (ok)	ϕ 12mm, c-c 250mm (maksimumsavstand)
Felt 12 og 45 (uk)	ϕ 12mm, c-c 250mm (maksimumsavstand)
Felt 23 og 34 (uk)	ϕ 12mm, c-c 250mm (maksimumsavstand)
Tverrarmering	
Alle felt (ok/uk)	ϕ 10mm, c-c 400mm (maksimumsavstand)

Nedbøyning

En forenklet nedbøyningsberegning er utført manuelt. Resultatet finnes i tabell 17.

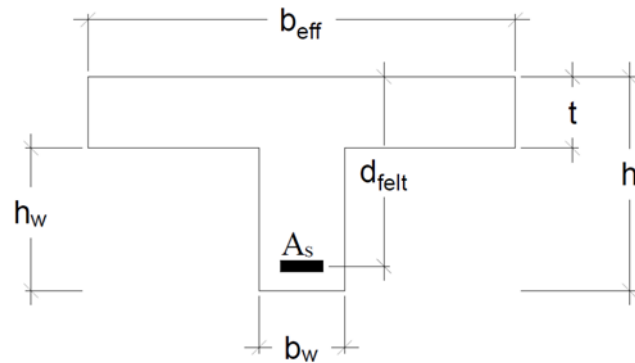
Tabell 17: Nedbøyning, tak

Nedbøyningskontroll	
Krav [8, 7.4.1(4)]	$\frac{l}{250} = 24mm$
Total nedbøyning	$\delta_{tot} = 22,58mm$

Bjelker støpes med overhøyde mindre enn, eller tilsvarende nedbøyning fra egenlast.

5.3. Dimensjonering av T-bjelker

Bjelker for bæring av takkonstruksjonen er dimensjonert i henhold til EC 2. Da dekket over er plass-støpt støpes dekke og bjelker i ett. Bjelkene betraktes da som «T-bjelker». Grunnet ulike randbetingelser er bjelkene delt inn i tre forskjellige «effektive tverrsnitt» [8, Figur 5.2 og 5.3.].



Figur 21: Parametere for T-bjelker [1]

5.3.1. Laster og lastvirkninger

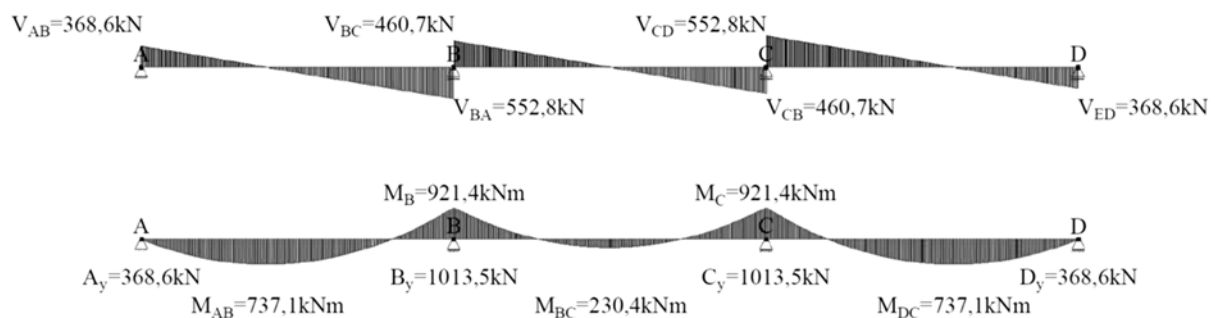
Karakteristiske laster fra snø og egenvekt av dekke og bjelker er kombinert i henhold til EC 0 [5] for å finne dimensjonerende lastkombinasjon. Lastvirkninger er funnet ved håndregning på samme måte som for dekket.

Laster

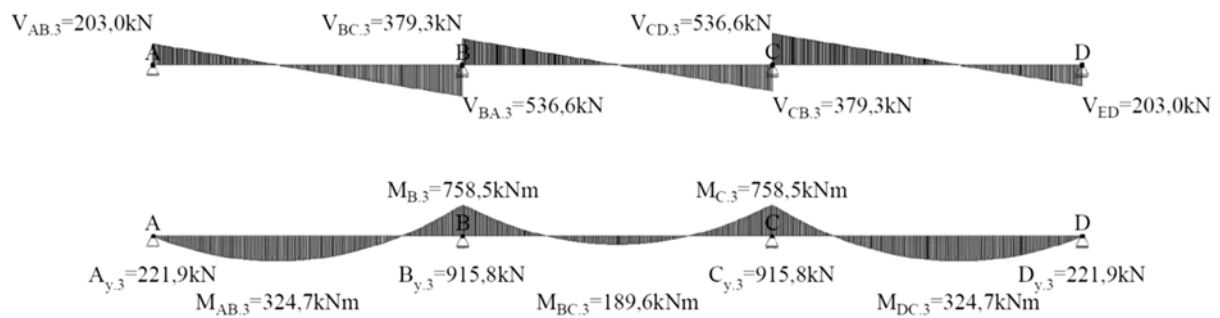
Tabell 18: Laster på T-bjelker

Dimensjonerende laster, STR	
Bjelke 2 og 4	$q_{Ed.2.4} = 92,1 \frac{kN}{m^2}$
Bjelke 3	$q_{Ed.3} = 75,9 \frac{kN}{m^2}$

Lastvirkninger



Figur 22: Lastvirkninger, T-bjelke 2 og 4 [23]



Figur 23: Lastvirkninger, T-bjelke 3 [23]

5.3.2. Omfang av dimensjonering

De effektive T-tverrsnittene er dimensjonert i henhold til EC 2 med hensyn til moment og skjærkrefter. En forenklet nedbøyningskontroll er gjennomført i bruksgrensetilstanden.

5.3.3. Resultater

Det statiske systemet gir tre ulike effektive tverrsnitt, i henhold til EC 2, 5.3.2.1, Figur 5.2 og Figur 5.3.

Tabell 19: Effektive bredder, T-bjelker

Effektive bjelkebredder		
Felt BC	Felt AB og CD	Støtter B og C
2,89m	3,19m	1,55m

Nødvendig armeringsmengde på bakgrunn av de dimensjonerende lastvirkningene finnes i tabell 20 og 21.

Tabell 20: Armeringsmengde, bjelke 2 og 4

	Hovedarmering	Bøyler
Støtte B og C (ok)	ϕ 25mm, 7 stk	ϕ 10mm, c-c 85mm, 4,35m i retning BA og CD
Støtte A og D (uk)	ϕ 25mm, 6 stk	ϕ 10mm, c-c 85mm, 2,35m i retning AB og DC
Felt AB og CD (uk)	ϕ 25mm, 6 stk	ϕ 10mm, c-c 380mm der ikke annet er anvist
Felt BC (uk)	ϕ 25mm, 2 stk	ϕ 10mm, c-c 85mm, 3,35m i hver ende av BC, ellers ϕ 10mm, c-c 380mm

Tabell 21: Armeringsmengde, bjelke 3

	Hovedarmering	Bøyler
Støtte B og C (ok)	ϕ 25mm, 5 stk	ϕ 10mm, c-c 85mm, 4,35m i retning BA og CD
Støtte A og D (uk)	ϕ 25mm, 3 stk	ϕ 10mm, c-c 85mm, 2,35m i retning AB og DC
Felt AB og CD (uk)	ϕ 25mm, 3 stk	ϕ 10mm, c-c 380mm der ikke annet er anvist
Felt BC (uk)	ϕ 25mm, 2 stk	ϕ 10mm, c-c 85mm, 3,35m i hver ende av BC, ellers ϕ 10mm, c-c 380mm

En forenklet nedbøyningsberegning er utført manuelt. Resultatet finnes i tabell 22.

Tabell 22: Nedbøyning, T-bjelker

Nedbøyningskontroll	
Krav [8, 7.4.1(4)]	$\frac{l}{250} = 40mm$
Total nedbøyning	$\delta_{tot} = 43,71mm$

Bjelker støpes med overhøyde mindre enn, eller tilsvarende nedbøyning grunnet egenlast.

5.4. Dimensjonering av hulldekker

Byggets etasjeskillere består av hulldekkeelementer. Hulldekkene legges slik at de får opplegg på langveggene og byggets langsgående bjelker. Videre er det tenkt at hvert element har en lengde på 6m, slik at hver bjelke vil fungere som opplegg for to elementer.

Beregninger finnes i vedlegg H3.

5.4.1. Laster og lastvirkninger

Lastene på hulldekkene består av egenvekt av gulvløsning, lettvegger og himling, samt nyttelast for kontorer [22, Tabell NA 6.1 og Tabell NA.6.2]. Nyttelasten på hulldekkene er redusert av en arealreduksjonsfaktor [22, NA.6.3.1.2(10)].

5.4.2. Omfang av dimensjonering

Hulldekkene er dimensjonert ved hjelp av produsentens anvisninger på bakgrunn av gjeldende lyd- og brannkrav (TEK 10 [24] for brann og NS 8175 [25] for lyd). Dekkene er fritt opplagt på rammens bjelker og veggene, med spenn på seks meter. Dekkenes bæreevne er bestemt ut ifra Figur A 7.2 i Betongelementboka bind A [26]. Det er sett bort ifra forankring og tilleggsarmering for å oppnå skivevirkning av hulldekkene.

5.4.3. Resultater

Det velges hulldekke med høyde 200mm med Hunton 36mm silencio og 14mm parkett. Denne løsningen vil oppfylle gjeldene krav til brann, lyd og bæreevne [26, 27 og 28].

5.5. Dimensjonering av rektangulære bjelker

Bjelkene for bæring av hulldekkene er dimensjonert i henholdt til EC 2. Bjelkene er dimensjonert tilstrekkelig brede for å fungere som opplegg for to hulldekkeelementer.

5.5.1. Laster og lastvirkninger

Karakteristiske verdier for den reduserte nyttelasten, samt egenvekten av hulldekkene med tilhørende gulvløsning og bjelkens egenvekt er kombinert i henhold til EC 0 for å finne dimensjonerende lastkombinasjon [5]. Lastvirkningen er i likhet med T-bjelkene funnet ved håndregning. Nyttelasten er plassert i mest ugunstige posisjon avhengig av lastvirkning. Ugunstig plassering av nyttelaster avhengig av kapasitetskontrollene utført er vist i tabell 23.

Tabell 23: Nyttelastplassering

	Støttemoment	Feltmoment AB og CD	Feltmoment BC	Nedbøyning	Skjærkraft
Nyttelast plassering	Ikke i det ene endefeltet	Ikke i midtfeltet	Kun i midtfelt	Ikke i midtfeltet	Ikke i det ene endefeltet

5.5.2. Omfang av dimensjonering

Bjelkene er kontrollert for støttemoment, feltmoment, største skjærkraft ved opplegg og nedbøyning i bruksgrensetilstand.

5.5.3. Resultater

Nødvendig armeringsmengde på bakgrunn av de dimensjonerende lastvirkningene finnes i tabell 24.

Tabell 24: Armeringsmengde, bjelker

	Hovedarmering	Bøyler
Støtte B og C (ok)	ϕ 25mm, 6 stk	ϕ 10mm, c-c 120mm, 4,21m i retning BA og CD
Støtte A og D (uk)	ϕ 25mm, 6 stk	ϕ 10mm, c-c 120mm, 2,10m i retning AB og DC
Felt AB og CD (uk)	ϕ 25mm, 6 stk	ϕ 10mm, c-c 280mm der ikke annet er anvist
Felt BC (uk)	ϕ 25mm, 2 stk	ϕ 10mm, c-c 120mm, 3,40m i hver ende av BC, ellers ϕ 10mm, c-c 280mm

En forenklet nedbøyningsberegning er utført manuelt. Resultatet finnes i tabell 25.

Tabell 25: Nedbøyning, bjelker

Nedbøyningskontroll	
Krav [8, 7.4.1(4)]	$\frac{l}{250} = 40mm$
Total nedbøyning	$\delta_{tot} = 45mm$

Bjelker støpes med overhøyde mindre enn, eller tilsvarende nedbøyning grunnet egenlast.

5.6. Dimensjonering av søyler i rammesystem

Hovedmålet med dimensjoneringen i dette kapittelet har vært å optimalisere søyleverrsnittene i byggets første etasje. På grunn av byggets etasjehøyder vil disse søylene bli lengst, og da det ofte er hensiktsmessig å benytte samme dimensjon oppover i bærekonstruksjonen vil de også bli slanke. Et viktig poeng ved å velge samme søyledimensjon oppover i etasjene, annet enn det rent praktiske, er at de mindre slanke søylene da vil kunne bidra i større grad til knutepunktens stivhet. Dette fører igjen til mindre søyledimensjoner i første etasje.

For dimensjonering av byggets søyler er det tatt hensyn til andre ordens effekter ved bruk av metode basert på nominell krumning [8, 5.8.8].

Stivhet fra de omkringliggende bygningsdelene i knutepunkter er funnet på bakgrunn av dimensjoneringen tidligere i dette kapittelet. Det er så utført beregning av knekk lengder og

andre ordens effekter med utgangspunkt i disse stivhetene og dimensjonerende lastsituasjon. For lastvirkninger, se vedlegg E3, beregninger finnes i vedlegg H5.

5.6.1. Laster og lastvirkninger: Global lastanalyse

Etter dimensjonering av bjelker og dekker med utgangspunkt i isolerte systemer er det globale systemet betraktet.

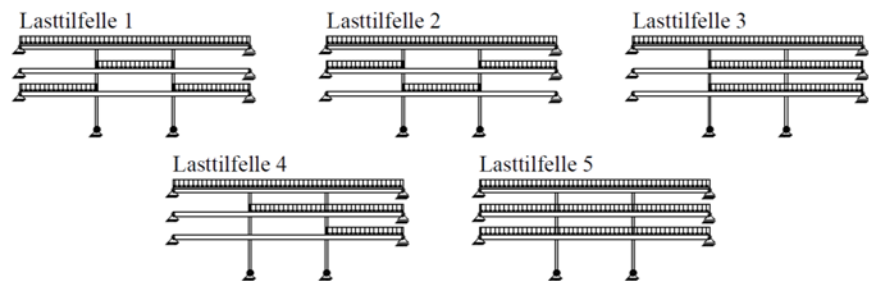
Rammesystemet i helhet vil kunne ha andre

dimensjonerende lastsituasjoner enn de isolerte systemene, og «Focus konstruksjon» er benyttet i analyse av dette. Fem lasttilfeller er betraktet for å finne mest ugunstige plassering av nyttelast med hensyn til lastvirkning i rammesystemets søyler (figur 25). Disse lasttilfellene er analysert med hensyn til kritiske kombinasjoner av lastfaktorer [5, 6.4.3 og 6.5.3]. Dette for å finne dimensjonerende lastvirkning både med hensyn til første- og andre ordens effekter. Da ulike søyledimensjoner gir ulik kraftomlagring i rammene er ulike tverrsnitt betraktet, og analysene i «Focus Konstruksjon» har vært nyttige for antagelse av initielle søyletverrsnitt.

Antagelser er gjort for fundamentets rotasjonsstivhet i det globale systemet. Etter samtale med veileder er det valgt en rotasjonsinnspenningsgrad tilsvarende 30% av fast innspenning for søylefundamentene. Utregning av denne typen stivheter er meget arbeidskrevende uten bruk av elementanalyse, og faller utenom rapportens innhold, så en forenkling er hensiktsmessig.

Da byggets yttervegger regnes som avstivende er rammekonstruksjonen betraktet som sideveis avstivet, og knekk lengdeberegninger baserer seg på denne antagelsen.

Av 24 kombinasjoner av lastfaktorer var det «lastkombinasjon 1» som ble dimensjonerende for alle søyler:



Figur 24: Relevante lasttilfeller [1]

Tabell 26: Dimensjonerende lastfaktorer

$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_{Q,nytte} = 1,5$	$\gamma_{Q,snø} = 1,05$
-------------------	--------------------------	-------------------------

5.6.2. Omfang av dimensjonering

Søyledimensjoner for rammen er valgt ut fra resultater i global lastanalyse.

Før dimensjonering av søylene er effektive knekk lengder beregnet. Søylene effektive lengder er funnet ved beregning basert på relative rotasjonsfleksibiliteter. Randbetingelsene til de tilstøtende bjelkene og søylene i et betraktet knutepunkt er antatt å være leddlagret i enden lengst vekk fra punktet. Dette vil ikke være tilfellet, men dette er gjort for å forenkle beregningsgangen (kapittel 4). Denne forenklingen vil være konservativ, ettersom det vil tilføre det betraktede punktet laver stivhet som igjen fører til lengre knekk lengde.

Med utgangspunkt i søyleverrsnitt, effektive lengder og dimensjonerende lastvirkninger er søyleverrsnittene kontrollert, og initiell armeringsmengde funnet. Første ordens lastvirkninger fra «Focus konstruksjon» med tilleggsmoment som følge av geometrisk avvik resulterer i søylenes dimensjonerende første ordens moment. Eksentrisiteter som følge av geometriske avvik er plassert på en måte som gir momentforløp mest mulig sammenfallende med enkeltkrummet knekkform for de betraktede søylene. Dette vil gi størst andre ordens lastvirkninger [8, NA.5.8.3.1].

Når armeringsmengden fra første ordens analyse er kjent, finnes søylens normaliserte slankhet. Dersom denne er høyere enn hva EC 2 tillater, betraktes søylen som slank og andre ordens effekter må tas hensyn til [8, NA.5.8.3.1]. For beregning av 2.ordens momenter er tilnærmet metode fra EC 2, for søyler uten tverrlast med to endemomenter benyttet [8, (5.32)]. I denne metoden skal krypvirkningen tas med, og det er her antatt effektivt kryptall $\varphi_{ef} = 2,5$. Når andre ordens moment er kjent, legges dette til et ekvivalent første ordens moment for å finne søylens totale dimensjonerende moment.

Med kjente dimensjonerende lastvirkninger er M-N-diagrammer fra kapittel 2 benyttet for å finne nødvendig armeringsareal til konservativ side. Disse er videre analysert i iterasjonsprogrammet fra kapittel 3 for å gi mer nøyaktige resultater for nødvendig

armeringsmengde. For rammekonstruksjonen i dette kapittelet gir ulike lasttilfeller og – kombinasjoner momentforløp begge veier for de fleste søylene. Det er derfor valgt symmetrisk armerte søyler.

5.6.3. Resultater

For alle søyler velges ϕ 8mm bøylearmering med maksimum senteravstand lik 300mm. For øvrig gjelder armeringsregler i EC 2 [8, 9.5.3].

5.6.3.1. Første etasje

For søyler i første etasje ble ramme 2 og 4, lasttilfelle 4, lastkombinasjon 1, segment 13 dimensjonerende.

Tabell 27: Søyler, 1. Etg.

N_{Ed}	2070,58 kN
M_{01}	-3,922kNm
M_{02}	72,558 kNm
$n_{1.ordens}$	1,086
$m_{1.ordens}$	0,123
$w_{1.ordens}$	0,260
$\lambda_n/\lambda_{n.lim}$	0,940
A_s (M-N)	1139,8 mm ²
A_s (Iterasjon)	1034,1 mm ²
Armering i hvert lag	4 ϕ 20mm

Det er verdt å merke seg at søylen som krevde mest armering i første etasje ikke betraktes som slank etter EC 2.

Det var lasttilfelle 2, lastkombinasjon 1, ramme 2 og 4 som ga den slankeste søylen. I Dette lasttilfellet ble 1.ordens moment mindre enn minimumskravet i EC 2, så det ble satt på minimumsmoment på samme side i begge ender av søylen.

Tabell 28: Søyler, 2. orden. 1. Etg.

N_{Ed}	1948,31 kN	M_{Ed}	54,83 kNm
M_{01}	39 kNm	$m_{2.ordens}$	0,093
M_{02}	39 kNm	$w_{2.ordens}$	0,16
$n_{1.ordens}$	1,022	Velger	2x3 $\phi 20$
$m_{1.ordens}$	0,066	$\lambda_{n.rev}/\lambda_{n.lim.rev}$	2,031
$w_{1.ordens}$	0,125	$M_{2.ordens.rev}$	21,053
Velger	2x2 $\phi 20$	$M_{Ed.2}$	60,019 kNm
$\lambda_n/\lambda_{n.lim}$	2,237	$m_{2.ordens.rev}$	0,1022
M_{oe}	39 kNm	$w_{2.ordens.rev}$	0,19
$M_{2.ordens}$	15,86 kNm	Velger	2x3 $\phi 20$
A_s (M-N)		822,9 mm ²	
A_s (iterasjon)		749,7 mm ²	
Armering i hvert lag		3 $\phi 20$ mm	

5.6.3.2. Andre etasje

For søyler i andre etasje ble ramme 3, 2 og 4, lasttilfelle 4, lastkombinasjon 1, segment 15 dimensjonerende.

Tabell 29: Søyler, 2. Etg.

Ramme	2 og 4
N_{Ed}	1583,48 kN
M_{01}	78,47kNm
M_{02}	-129,38 kNm
$n_{1.ordens}$	0,831
$m_{1.ordens}$	0,219
$w_{1.ordens}$	0,280
$\lambda_n/\lambda_{n.lim}$	0,362
A_s (M-N)	1227,5 mm ²
A_s (iterasjon)	1166,8 mm ²
Armering i hvert lag	4 $\phi 20$ mm

5.6.3.3. Tredje etasje

For søyler i tredje etasje ble ramme 2 og 4, lasttilfelle 2, lastkombinasjon 1, segment 8 dimensjonerende.

Tabell 30: Søyler, 3. Etg.

N_{Ed}	1010,03 kN
M_{01}	-72,01kNm
M_{02}	121,14 kNm
$n_{1.ordens}$	0,530
$m_{1.ordens}$	0,205
$W_{1.ordens}$	0,170
$\lambda_n/\lambda_{n.lim}$	0,305
A_s (M-N)	745,2 mm ²
A_s (iterasjon)	720,2 mm ²
Armering i hvert lag	3 ϕ 20mm

5.7. Dimensjonering av søylefundamenter

Fundamentene under søylene er dimensjonert i henhold til EC 2, beregninger finnes i vedlegg H6. Lastvirkninger refererer til vedlegg E3.

5.7.1. Laster og lastvirkninger

Søylefundamentene er dimensjonert for lasttilfelle 3, som gir den høyeste aksialkraften i søylen. Dette lasttilfellet hadde et moment som var mindre enn minimumskravet i EC 2, så det er brukt minimumsmomentet fra EC 2.

5.7.2. Omfang av dimensjonering

Dimensjoneringen av fundamenter omfatter kontroll av grunntrykk, momenter og skjærkrefter i fundamentene. Det er antatt at fundamentene står på avrettet sprengsteingrunn, og tillatt

grunntrykk er hentet fra 6.2 i kompendium i betong 3 av Øverli. Forankringslengder er ikke beregnet, da dette faller utenom rapportens innhold.

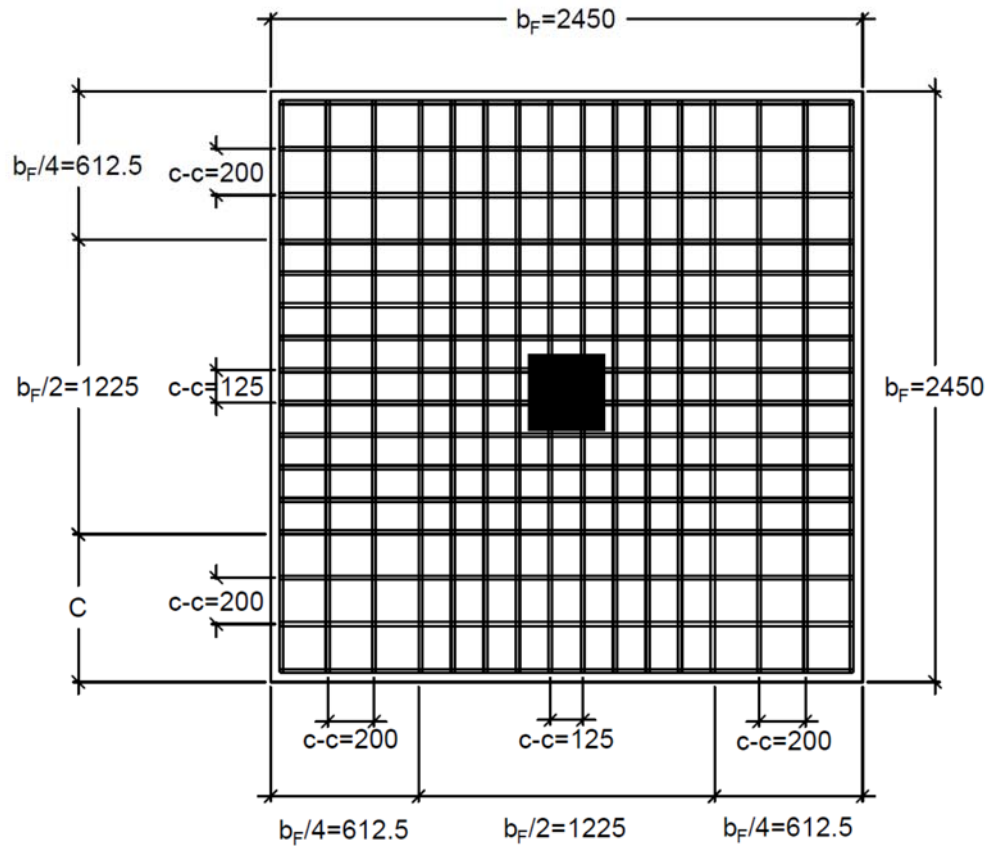
5.7.3. Resultater

Tillatt grunntrykk førte til følgende mål på fundamentet: 2,45x2,45m. På grunn av maksimal skjærkraft ved kanten av søylen, må fundamentet ha en høyde på 0,49m. Beregningene viste at dersom fundamentets høyde økes til 0,53m vil det ikke være behov for skjærarmering.

Høyden er derfor valgt lik 0,53m. Armeringen i fundamentet fordeles som vist i Øverli [12, Figur 6.3.8].

Tabell 31: Armeringsmengde, fundament

	Beregnet [mm^2/m]	Velger
A_{sx} .midt	1406	ϕ 16 senteravstand 125
A_{sx} .ytterkant	811	ϕ 16 senteravstand 200
A_{sy} .midt	1457	ϕ 16 senteravstand 125
A_{sy} .ytterkant	784	ϕ 16 senteravstand 200



Figur 25: Armering, fundament

Skjærkraftkapasiteten er kontrollert i flere forskjellige avstander fra søylekanten.

Tabell 32: Kontroll av skjærkrefter, fundament

	u_i [mm]	A_i [m ²]	$V_{Ed,red}$ [kN]	W_i [m ²]	β	v_{Ed} [N/mm ²]	v_{Rd} [N/mm ²]	v_{Rd}/v_{Ed}
2d	7259	4,17	665,9	5,34	1,053	0,202	0,437	2,17
1,5d	5755	2,61	1231,4	3,35	1,036	0,463	0,583	1,26
d	4250	1,41	1666,1	1,83	1,037	0,848	0,875	1,03
0,5d	2745	0,57	1970	0,76	1,048	1,571	1,749	1,11

6. Oppsummering

Gruppen fikk en oppgave med flere deloppgaver som omhandlet ulike områder av søyledimensjonering i betong. Målet har vært å lage en oversiktlig rapport som vil være praktisk i forhold søyledimensjonering etter EC 2, og som vil kunne gi en bedre oversikt over belyste temaer som omhandler betongsøyler.

Nye M-N-diagrammer er utarbeidet på bakgrunn av tradisjonell fasthetslære og tøyningsgrenser etter EC 2. Verifisering av resultatene er utført uten funn av feil eller mangler, og diagrammene anses som vellykkede. Et mål i arbeidet har vært å gjøre diagrammene oversiktlige og lettfattelige.

Iterasjonsprogrammet baserer seg på arbeidslikevekt og iterasjon, og etter kontroller er det konkludert med at metoden er programmert korrekt. Utover oppgavetekstens ønske om å finne utnyttelse av betong og armeringslag etter EC 2 er også en optimalisering av armering programmert. Dette fører til lite manuelt arbeid av brukeren ved dimensjonering av usymmetrisk armerte betongsøyler.

Ulike metoder for kneklengdeberegninger er beskrevet og sammenlignet på en måte som forhåpentligvis vil gi leseren god oversikt over de forskjellige metodene.

Et betongbygg er dimensjonert og rapportens innhold benyttet i søyleberegningene. Dette for å gi leseren et helhetlig inntrykk av dimensjonering med hjelpemidlene utarbeidet i rapporten.

Utarbeidelsen av rapporten har gitt større innsikt i søyledimensjonering, og oppgavens sammensetning har gjort arbeidet variert og spennende.

Litteratur

1. Langehaug, K., *Egenprodusert figur fra AutoCad 2014*. 2014.
2. Brodshaug, K., *Egenprodusert figur fra Excel*. 2014.
3. Langehaug, K., *Egenprodusert figur fra Maple*. 2014.
4. Hellesland, J., *Mechanics and effective lengths of columns with positive and negative end restraints*. Engineering Structures, 2007. **29**(12): p. 3464-3474.
5. Norge, S., *NS-EN 1990:2002+NA:2008, Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. 2008.
6. Finnesand, B., *Betongkonstruksjoner: dimensjonering av slakkarmerte betongkonstruksjoner etter NS 3473*. Vol. 44. 1993, Oslo: Instituttet. 320 s. : ill.
7. Sørensen, S.I., *Betongkonstruksjoner: beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. 2010, Trondheim: Tapir akademisk forl. 289 s. : fig.
8. Norge, S., *NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. 2008-11-01.
9. Zeljko Smolicic, D.G., *Interaction diagrams for reinforced concrete circular cross-section*, in *Faculty of Civil Engineering*. 2012, University of Rijeka: Rijeka.
10. Haugan, J., *Formler og tabeller*. 1 ed. Vol. 11. 2007, Bekkestua: NKI Forlaget. 208.
11. Norge, S., *NS 3473:2003 Prosjektering av betongkonstruksjoner Beregnings- og konstruksjonsregler*. 2008.
12. Øverli, J.A., *TKT4222 Concrete Structures 3* 2013: p. 225.
13. Per Kr. Larsen, A.H.C., Arne Aalberg, *Stålkonstruksjoner Profiler og formler*. Vol. 3. 2007, Trondheim: Tapir Akademiske Forlag. 56.
14. Hellesland, J., *Evaluation of effective length formulas and applications in system instability analysis*. Engineering Structures, 2012. **45**(0): p. 405-420.
15. Westerberg, B., *Second order effects in slender concrete structures - Background to the rules in EC2*. TRITA-BKN. Rapport 77, Brobyggnad 2004 ISSN 1103-4289 ISRN KTH/BKN/R--77--SE, 2004. **77**.
16. Beeby, A.W. and R.S. Narayanan, *Designers' Guide to EN 1992-1-1 and EN 1992-1-2. Eurocode 2: Design of Concrete Structures: General Rules and Rules for Buildings and Structural Fire Design*. 2005: Thomas Telford.

17. Sørensen, S.I., *Fag 37047 Beregningsgrunnlaget for betongkonstruksjoner Del III Rammeberegninger (kompendium)*. 1999.
18. Livesley, R.K., *Matrix methods of structural analysis*. 1975: Pergamon Press.
19. Bell, K., *Matrisestatikk, Statistiske beregninger av rammekonstruksjoner*. Vol. 1. 2011, Trondheim: Tapir akademiske forlag. 513.
20. Norge, S., *NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-3: Allmenne laster Snølaster*. 2008. p. 68.
21. Kunnskapssystemer, S.B. 471.031 *Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler*. 2013 [cited 2014 25,04]; Available from: <http://bks.byggforsk.no/DocumentView.aspx?sectionId=2&documentId=215>.
22. Norge, S., *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-1: Almene laster Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger*. 2008.
23. langehaug, K., *Egenprodusert figur fra AutoCad 2014 og Focus konstruksjon*. 2014.
24. Lovdata, *Forskrift om tekniske krav til byggverk (byggteknisk forskrift)*, K.-o. moderniseringsdepartementet, Editor. 2010, Lovdata: Norge.
25. Norge, S., *NS 8175:2012 Lydforhold i bygninger- Lydklasser for ulike bygningstyper*. 2012, Standard Norge: Norge.
26. Alexander, S., *Betongelementboken, bind A*. 2010, Betongelementforeningen. p. 143.
27. Forsén, N.E., *Betongelementboken Bind D Brannmotstand, betandighet og tetting*. Vol. 2. 2007, Asker: Betongelementforeningen.
28. Østreng, K.W., *Betongelementboken Bind E Isolasjon*. Vol. 2. 2008, Asker.
29. Fallsen, H.B., *Kompendium (forelesninger) i Dimensjonering av betongkonstruksjoner etter Norsk standard NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 (Eurocode 2) Norskspråklig utgave av 2008*. Vol. 1. 2011, Gjøvik: Høgskolen i Gjøvik.

Vedlegg

Vedlegg A: Oppgavetekst	V-1
Vedlegg B: Oppgavetekst- Eksempelbygg	V-3
Vedlegg C: Formler for M-N-diagrammer	V-8
Vedlegg D: Veiledning for iterasjonsprogram	V-30
Vedlegg E: Resultater fra «Krystall»	V-44
Vedlegg F: Utrekning av knekk lengder for eksempel ramme	V-51
Vedlegg G: Aksesystem for eksempel bygg	V-61
Vedlegg H: Dimensjoneringsrapport	V-63
Vedlegg H1: Dimensjonering, dekke på tak.....	V-64
Vedlegg H2: Dimensjonering, T-bjelker.....	V-81
Vedlegg H3: Dimensjonering, hulldekker.....	V-101
Vedlegg H4: Dimensjonering, rektangulære bjelker.....	V-103
Vedlegg H5: Dimensjonering, søyler.....	V-126
Vedlegg H6: Dimensjonering, fundamenter.....	V-154

Elektroniske vedlegg

- Vedlegg E1: M-N-diagrammer med inndata
- Vedlegg E2: Iterasjonsprogrammer
- Vedlegg E3: Rammer, «Focus konstruksjon»

NTNU

Vedlegg A

Oppgavetekst

Institutt for konstruksjonsteknikk

FAKULTET FOR INGENIØRVITENSKAP OG TEKNOLOGI
NTNU – Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

MASTEROPPGAVE 2014

for

Kristoffer Brodshaug og Knut Langehaug

Beregning og dimensjonering av betongsøyler

Analysis and design of concrete columns

Oppgaven går i korte trekk ut på følgende:

- Produsere dimensjoneringsdiagram (M-N) for symmetrisk armerte rektangulære og sirkulære søyleverrsnitt tilsvarende håndbok av Finnesand.
- Produsere program for usymmetrisk armerte søyleverrsnitt basert på "Iterasjonsmetoden" som beskrevet i kompendium for emne TKT4222.
- Sammenligning av beregning av slanke søyler basert på rotasjonsinnspenningsgrad og relativ rotasjonsfleksibilitet, samt "rammemetoden" som beskrevet i kompendium for fag 37047.
- Avsluttende beregning og dimensjonering av rammesystem i et nærmere angitt betongbygg.

Besvarelsen organiseres i henhold til gjeldende retningslinjer.

Veileder: Professor Svein Ivar Sørensen

Besvarelsen skal leveres til Institutt for konstruksjonsteknikk innen 10. juni 2014.

NTNU, 14. januar , 2014

Svein Ivar Sørensen
faglærer

NTNU

Vedlegg B

Oppgavetekst- eksempelbygg

EKSEMPELBYGG FOR MASTEROPPGAVER

Vedlagte tegninger viser bæresystem for et tre etasjes bygg.

Dekkene bæres av søyle-bjelkesystem. Etasjeskillerne er hulldekker, mens taket er plasstøpt.

1.etasje er forretningslokale, mens 2. og 3. etasje er kontorer.

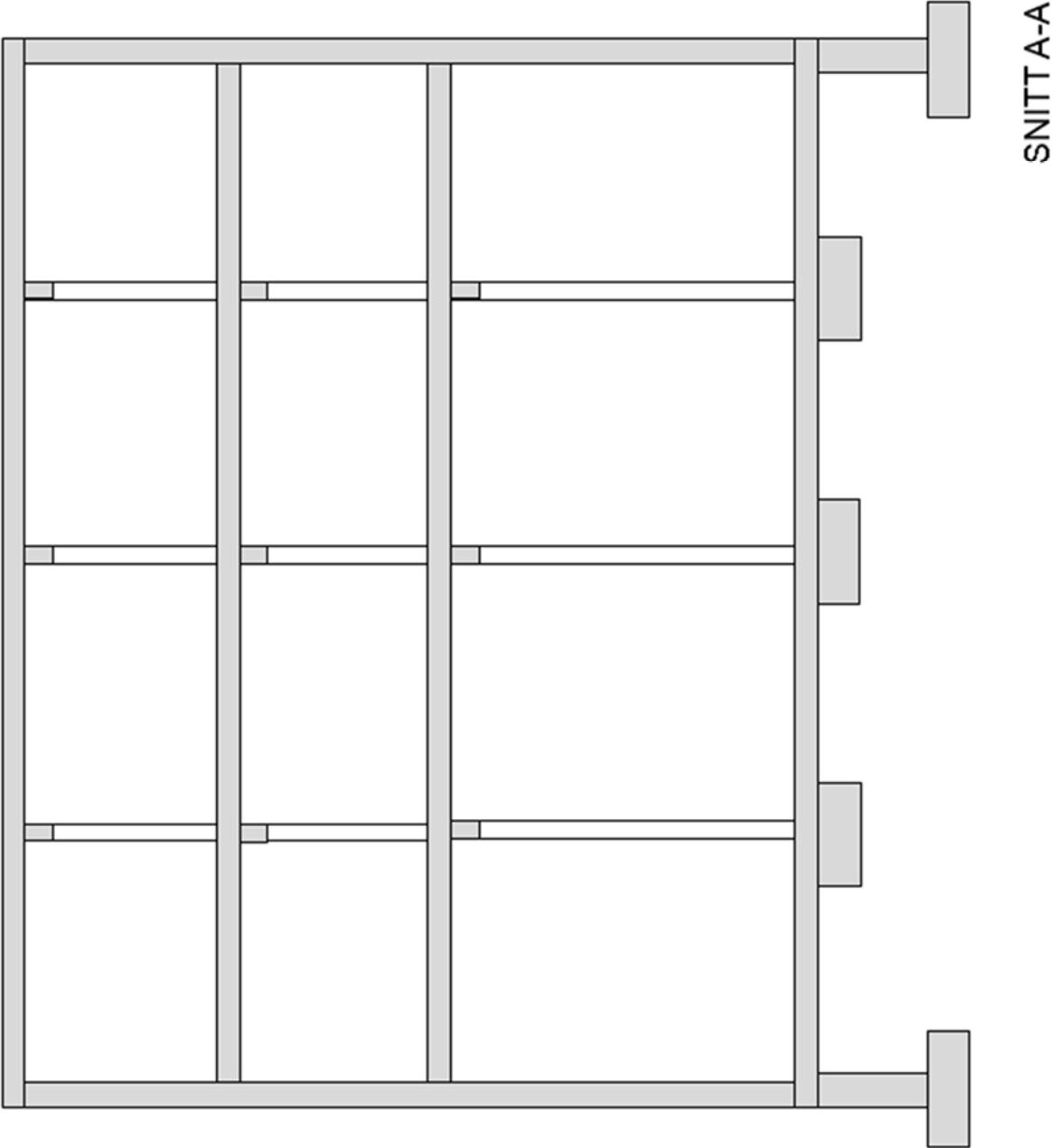
Etasjehøyder : 1. etasje 5,0 m, 2. og 3. etasje 3,0 m.

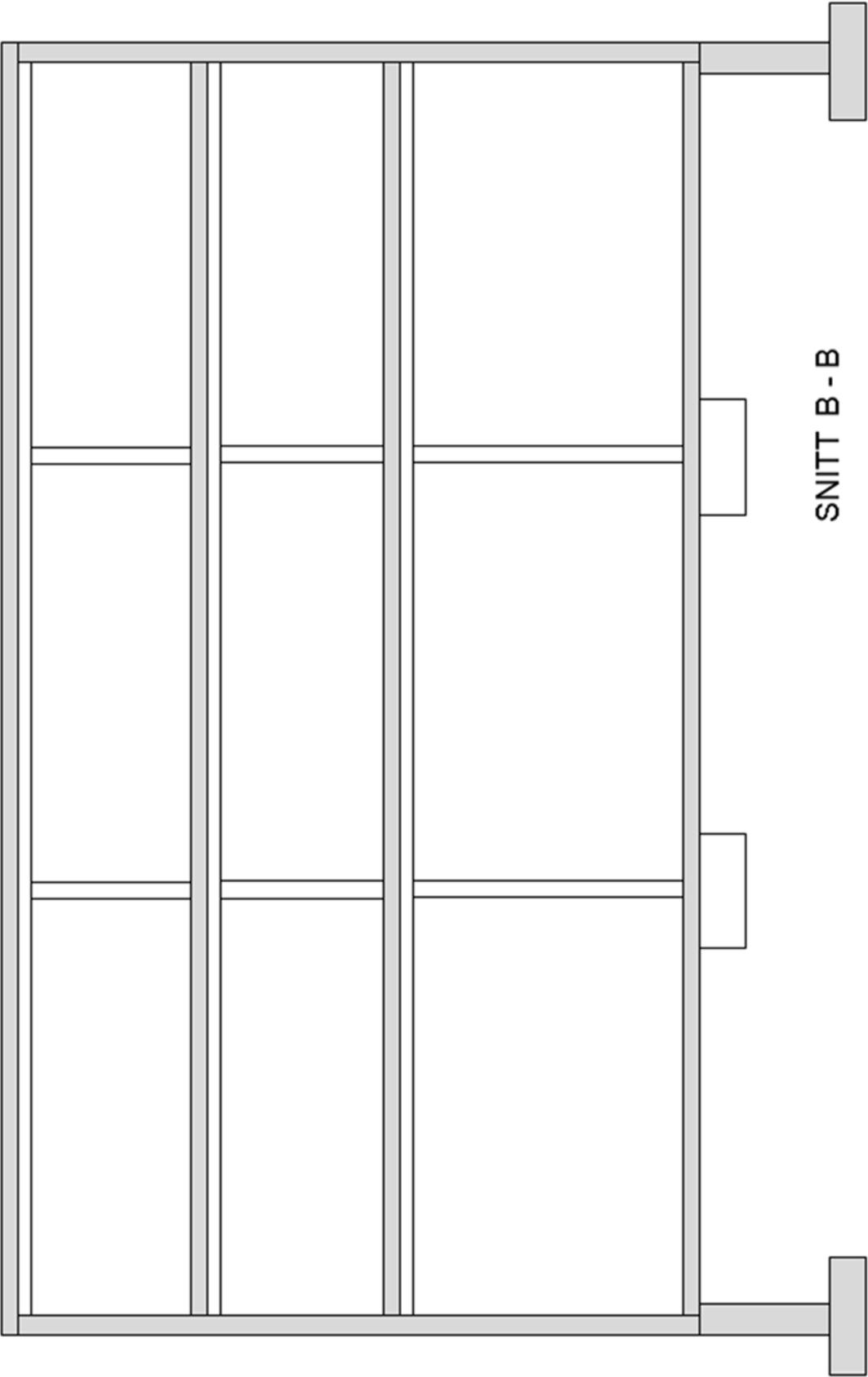
Spennvidder : Senteravstand søyler i rammer i lengderetning 10,0 m
Senteravstand søyler i tverretning 6,0 m

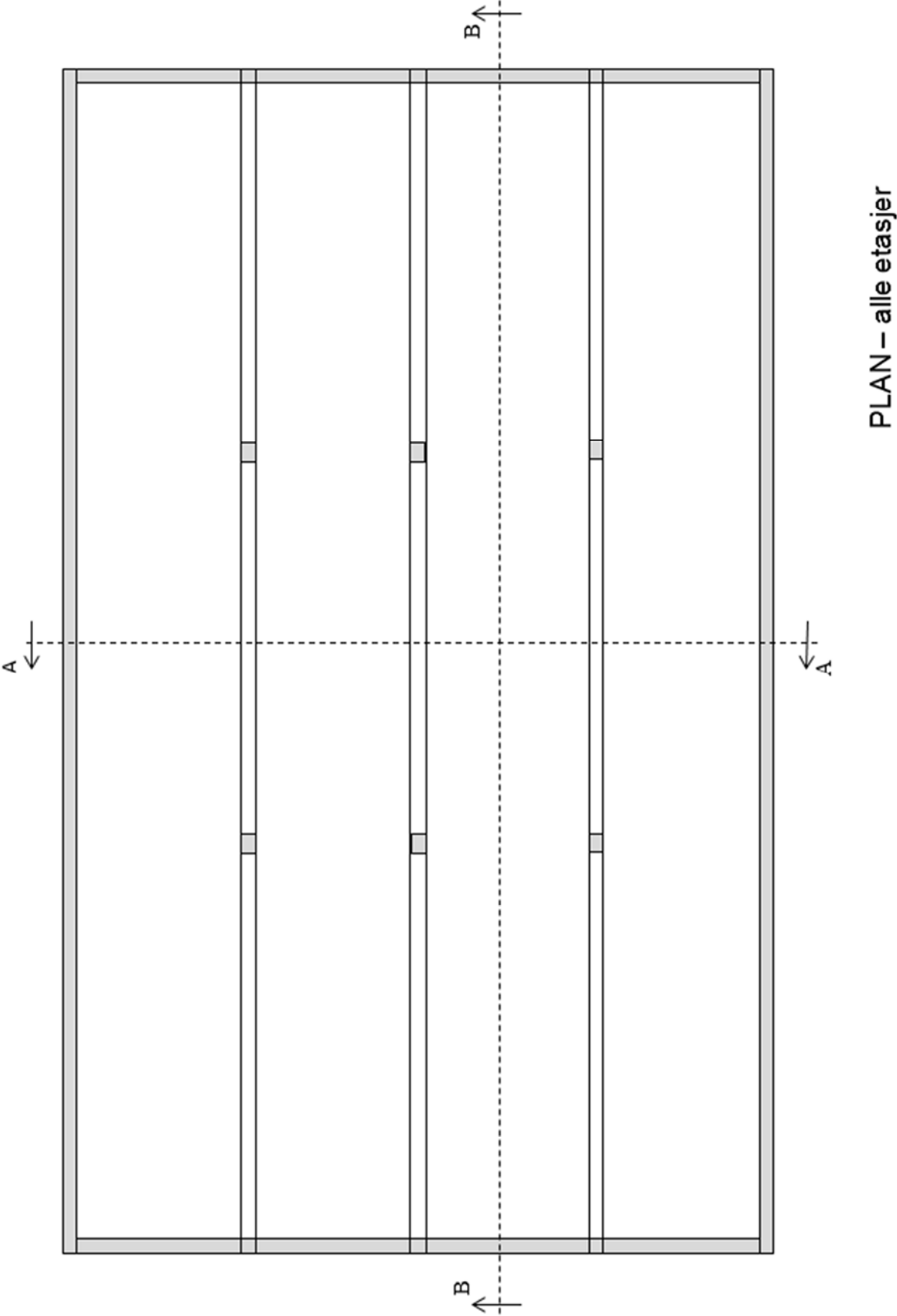
Laster : Egenlaster, nyttelaster og snølast velges ihht Eurocode.
Utførelse av tak og tekking velges.

Dimensjoner : Søyler velges så slanke som mulig.

Dekkene må selvsagt dimensjoneres, men det viktigste er beregning og dimensjonering av rammene i 1.etasje.







NTNU

Vedlegg C

Formler for M-N-diagrammer

Rektangulære søyler

M-N diagrammene er tegnet i Excel, etter forskjellige ligninger med α som variabel. For rektangulære søyler er diagrammene delt inn i tre forskjellige soner:

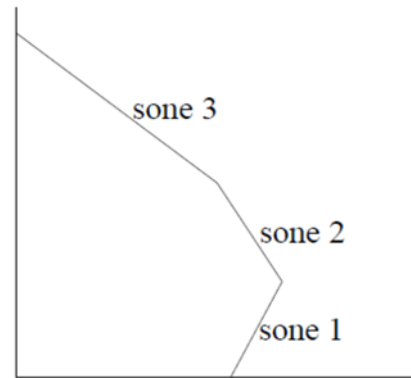
Sone 1: Flyt i strekkarmeringen

Sone 2: Ikke flyt i strekkarmeringen

Sone 3: Trykk i strekkarmeringen

Parameterne som danner grunnlaget for utarbeidelsen av ligningene som diagrammene er tegnet etter er:

h'/h - forholdet, som sier hvor armeringen er plassert i tverrsnittet.



Stålkvalitet B500NC med elastisitetsmodul lik 200 GPa, i henhold til EC 2 [8], 3.2.7(4)

Betongkvalitet < B50

Grensetøyningene:

$$\varepsilon_{cu3} = 0,0035, \text{ maks tillatt randtøyng (EC 2 [8], 6.1(3))}$$

$$\varepsilon_{ud} = 0,03, \text{ armeringens grensetøyning (EC 2 [8], tabell NA.3.5(901))}$$

$$\varepsilon_{c3} = 0,00175, \text{ betongens middeltøyning (EC 2 [8], 6.1(5))}$$

$$\varepsilon_{s, flyt} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s E_s} = \frac{500 \text{ N/mm}^2}{1,15 * 200\,000 \text{ N/mm}^2} = \frac{1}{460}$$

Ved hjelp av disse parameterne kan man videre definere andre sentrale begreper for betongen og armeringens tøyningforløp.

$$d = \frac{1}{2} (h + h') = \frac{1}{2} h \left(1 + \frac{h'}{h} \right)$$

$$c_{nom} = h - d = h - \frac{1}{2} h \left(1 + \frac{h'}{h} \right) = \frac{1}{2} h \left(1 - \frac{h'}{h} \right)$$

$$\text{Trykksonehøyde: } \alpha d = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s + \varepsilon_c} d$$

$$\text{Punktet hvor strekkarmeringen når flytetøyningen: } \alpha_{bal} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_s + \varepsilon_{cu3}} = \frac{161}{261}$$

$$\text{Punktet hvor strekkarmeringen når grensetøyningen: } \alpha_{min} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{ud} + \varepsilon_{cu3}} = \frac{7}{67}$$

Ved å benytte seg av dette kan en starte med å definere ligninger.

Sone 1: Flyt i strekkarmeringen

I sone 1 vil strekkarmeringen flyte hele tiden, og derfor ha konstant spenning f_{yd} . Dette gjelder for $\alpha < \frac{161}{261}$. Trykkarmeringen vil derimot ha varierende spenninger. I sone 1 vil spenningene i trykkarmeringen variere mellom tre ulike spenninger: f_{yd} , $E_s \cdot \varepsilon_{s,trykk}$, $-f_{yd}$. På grunn av dette må en se på når trykkarmeringen flyter i trykk og strekk.

Tøyning i trykkarmering:

$$\varepsilon_{s,trykk} = \frac{\alpha d - c_{nom}}{\alpha d} \varepsilon_c = \frac{\alpha \frac{1}{2} h \left(1 + \frac{h'}{h}\right) - \frac{1}{2} h \left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\alpha \frac{1}{2} h \left(1 + \frac{h'}{h}\right)} \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_{s,trykk} = \left(1 - \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\alpha \left(1 + \frac{h'}{h}\right)}\right) \varepsilon_c$$

$\frac{h'}{h}$	α_{bal}	$\varepsilon_{s,trykk,bal}$	Kommentar
0,5	$\frac{161}{261}$	$\frac{37}{23000}$	Ikke flyt
0,6	$\frac{161}{261}$	$\frac{383}{184000}$	Ikke flyt
0,7	$\frac{161}{261}$	$\frac{977}{391000}$	Flyt
0,8	$\frac{161}{261}$	$\frac{33}{11500}$	Flyt
0,9	$\frac{161}{261}$	$\frac{1399}{437000}$	Flyt

Når armeringen slutter å flyte i trykk:

$$\varepsilon_{s,trykk} = \frac{1}{460} = \frac{\alpha d - c_{nom}}{\alpha d} \varepsilon_{cu3} = \frac{\alpha \frac{1}{2} h \left(1 + \frac{h'}{h}\right) - \frac{1}{2} h \left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\alpha \frac{1}{2} h \left(1 + \frac{h'}{h}\right)} \varepsilon_{cu3}$$

$$\frac{100}{161} \alpha \left(1 + \frac{h'}{h}\right) = \alpha \left(1 + \frac{h'}{h}\right) - \left(1 - \frac{h'}{h}\right)$$

$$\alpha = \frac{161 \left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{61 \left(1 + \frac{h'}{h}\right)}$$

Når trykkarmeringen begynner å flyte i strekk:

$$\varepsilon_{s,trykk} = -\frac{1}{460} = \frac{\alpha d - c_{nom}}{\alpha d} \varepsilon_{cu3} = \frac{\alpha \frac{1}{2} h \left(1 + \frac{h'}{h}\right) - \frac{1}{2} h \left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\alpha \frac{1}{2} h \left(1 + \frac{h'}{h}\right)} \varepsilon_{cu3}$$

$$-\frac{100}{161} \alpha \left(1 + \frac{h'}{h}\right) = \alpha \left(1 + \frac{h'}{h}\right) - \left(1 - \frac{h'}{h}\right)$$

$$\alpha = \frac{161 \left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{261 \left(1 + \frac{h'}{h}\right)}$$

Gjelder til

$$\alpha_{min} = \frac{7}{67}$$

$\frac{h'}{h}$	$\alpha_{slutter \text{ \AA } flyte \text{ i trykk}}$	$\alpha_{begynner \text{ \AA } flyte \text{ i strekk}}$
0,6	$\frac{161}{244}$	$\frac{161}{1044}$
0,7	$\frac{483}{1037}$	$\frac{161}{1479}$
0,8	$\frac{161}{549}$	$\frac{161}{2349} < \frac{7}{67}$
0,9	$\frac{161}{1159}$	$\frac{161}{4959} < \frac{7}{67}$

Her ser en at for $h'/h = 0,8$ og $0,9$ flyter ikke trykkarmeringen i strekk før etter

$$\alpha_{min} = \frac{7}{67}$$

Så siden ligningene for tøyningen i trykkarmeringen ikke gjelder for når $\alpha < \frac{7}{67}$ må en definere en ny ligning for tøyningene i trykkarmeringen. Det tenkes da at tøyningen i trykkarmeringen varierer lineært mellom $\alpha = \frac{7}{67}$ og $\alpha = 0$.

$$\varepsilon_{s,trykk,\alpha=\frac{7}{67}} = \left(1 - \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\alpha \left(1 + \frac{h'}{h}\right)}\right) \varepsilon_{cu3} = \left(1 - \frac{67 \left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{7 \left(1 + \frac{h'}{h}\right)}\right) 0,0035$$

$$\varepsilon_{s,trykk,\alpha=0} = \frac{c_{nom}}{d} \varepsilon_{ud} = \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\left(1 + \frac{h'}{h}\right)} 0,03$$

Det trekkes så en rett linje mellom disse punktene:

$$\varepsilon_{s,trykk(\alpha)} = x\alpha - \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\left(1 + \frac{h'}{h}\right)} 0,03$$

$$\alpha = \frac{7}{67}:$$

$$\left(1 - \frac{67 \left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{7 \left(1 + \frac{h'}{h}\right)}\right) 0,0035 = \frac{7}{67}x - \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\left(1 + \frac{h'}{h}\right)} 0,03$$

$$\frac{7}{67}x = \left(1 - \frac{67 \left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{7 \left(1 + \frac{h'}{h}\right)}\right) 0,0035 + \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\left(1 + \frac{h'}{h}\right)} 0,03$$

$$\frac{7}{67}x = 0,0035 - 0,0035 \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\left(1 + \frac{h'}{h}\right)} \rightarrow x = \frac{67}{2000} \left(1 - \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\left(1 + \frac{h'}{h}\right)}\right)$$

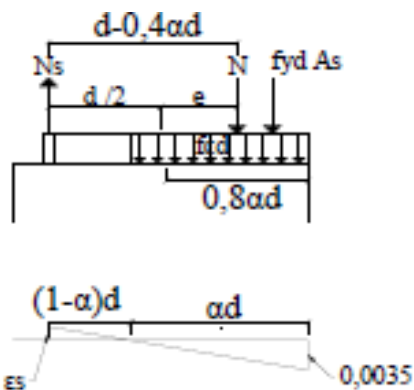
$$\varepsilon_{s,trykk(\alpha)} = \frac{67}{2000} \left(1 - \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\left(1 + \frac{h'}{h}\right)}\right) \alpha - 0,03 \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\left(1 + \frac{h'}{h}\right)}$$

Når trykkarmeringen begynner å flyte i strekk når $\alpha < \frac{7}{67}$:

$$\varepsilon_{s,trykk(\alpha)} = -\frac{1}{460} = \frac{67}{2000} \left(1 - \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\left(1 + \frac{h'}{h}\right)}\right) \alpha - 0,03 \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\left(1 + \frac{h'}{h}\right)}$$

$\frac{h'}{h}$	$\alpha_{\text{begynner å flyte i strekk}}$
0,8	$\frac{60}{1541}$
0,9	$-\frac{260}{13869}$

Når en vet α - verdiene for når trykkarmeringen skifter fra den ene spenningstilstanden til en annen kan en begynne å definere ligninger.



Når både trykk- og strekkarmeringen flyter:

Kraftlikevekt:

$$n = \frac{N_{ed}}{f_{cd} b h}$$

$$N_{ed} = 0,8 f_{cd} b \alpha d$$

$$N_{ed} = 0,4 f_{cd} b \alpha h \left(1 + \frac{h'}{h}\right) \cdot \frac{1}{f_{cd} b h}$$

Formel 1:

$$n = 0,4\alpha \left(1 + \frac{h'}{h}\right)$$

Momentlikevekt om strekkstålet:

$$m = \frac{M_{ed}}{f_{cd} b h^2}$$

$$w = \frac{f_{yd} A_s}{f_{cd} b h}$$

$$N_{ed} \left(\frac{h'}{2} + e\right) = f_{yd} A_s h' + 0,8 f_{cd} b \alpha d (d - 0,4\alpha d)$$

$$N_{ed}e = M_{ed}$$

$$N_{ed} \frac{h'}{2} + M_{ed} = f_{yd} A_s h' + 0,8 f_{cd} b \alpha d^2 - 0,32 f_{ed} b \alpha^2 d^2 \mid * \frac{2}{f_{cd} b h^2}$$

$$n \frac{h'}{h} + 2m = 2w \frac{h'}{h} + \frac{1,6 \alpha d^2}{h^2} - \frac{0,64 \alpha^2 d^2}{h^2}$$

$$n \frac{h'}{h} + 2m = 2w \frac{h'}{h} + \frac{0,8 \alpha d h \left(1 + \frac{h'}{h}\right)}{h^2} - \frac{0,8^2 \alpha^2 h^2 \left(1 + \frac{h'}{h}\right)^2}{4 h^2}$$

$$n \frac{h'}{h} + 2m = 2w \frac{h'}{h} + \frac{0,8 \alpha d \left(1 + \frac{h'}{h}\right)}{h} - \frac{0,8^2 \alpha^2 \left(1 + \frac{h'}{h}\right)^2}{4}$$

$$n \frac{h'}{h} + 2m = 2w \frac{h'}{h} + 2n \frac{d}{h} - n^2$$

$$2m = 2w \frac{h'}{h} + n \left(1 + \frac{h'}{h}\right) - n^2 - n \frac{h'}{h}$$

Formel 2:

$$m = \frac{2w \frac{h'}{h} + n - n^2}{2}$$

Flyt i strekkarmeringen men ikke i trykkarmeringen:

Kraftlikevekt:

$$N_{ed} = 0,8 f_{cd} b \alpha d + \varepsilon_{s,trykk} E_s A_s' \frac{1,15 f_{yd}}{500} - A_s f_{yd}$$

$$N_{ed} = 0,4 f_{cd} b \alpha h \left(1 + \frac{h'}{h}\right) + \varepsilon_{s,trykk} E_s A_s' \frac{1,15 f_{yd}}{500} - A_s f_{yd} \mid * \frac{1}{f_{cd} b h}$$

$$n = 0,4 \alpha \left(1 + \frac{h'}{h}\right) + \frac{161}{100} \left(1 - \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\alpha \left(1 + \frac{h'}{h}\right)}\right) w - w$$

Formel 3:

$$n = 0,4 \alpha \left(1 + \frac{h'}{h}\right) + 0,61 w - \frac{161}{100} \left(\frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\alpha \left(1 + \frac{h'}{h}\right)}\right) w$$

Momentlikevekt om strekkstålet:

$$N_{ed} \left(\frac{h'}{2} + e\right) = \varepsilon_{s,trykk} E_s A_s' \frac{1,15 f_{yd}}{500} h' + 0,8 f_{cd} b \alpha d (d - 0,4 \alpha d)$$

$$N_{ed} \frac{h'}{2} + M_{ed} = \frac{161}{100} \left(1 - \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\alpha \left(1 + \frac{h'}{h}\right)} \right) f_{yd} A_s h' + 0,8 f_{cd} b \alpha d^2 - 0,32 f_{ed} b \alpha^2 d^2 \cdot \frac{1}{f_{cd} b h^2}$$

$$\frac{n}{2} \frac{h'}{h} + m = \frac{161}{100} \left(1 - \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\alpha \left(1 + \frac{h'}{h}\right)} \right) w \frac{h'}{h} + \frac{0,8 \alpha d^2}{h^2} - \frac{0,32 \alpha^2 d^2}{h^2}$$

$$\frac{n}{2} \frac{h'}{h} + m = \frac{161}{100} \left(1 - \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\alpha \left(1 + \frac{h'}{h}\right)} \right) w \frac{h'}{h} + \frac{0,2 \alpha h^2 \left(1 + \frac{h'}{h}\right)^2}{h^2} - \frac{0,08 \alpha^2 h^2 \left(1 + \frac{h'}{h}\right)^2}{h^2}$$

$$\frac{n}{2} \frac{h'}{h} + m = \frac{161}{100} \left(1 - \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\alpha \left(1 + \frac{h'}{h}\right)} \right) w \frac{h'}{h} + 0,2 \alpha h \left(1 + \frac{h'}{h}\right)^2 - 0,08 \alpha^2 \left(1 + \frac{h'}{h}\right)^2$$

Formel 4:

$$m = \frac{161}{100} \left(1 - \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\alpha \left(1 + \frac{h'}{h}\right)} \right) w \frac{h'}{h} + 0,2 \alpha \left(1 + \frac{h'}{h}\right)^2 - 0,08 \alpha^2 \left(1 + \frac{h'}{h}\right)^2 - \frac{n}{2} \frac{h'}{h}$$

Flyt i strekkarmeringen og strekkflyt i trykkarmeringen:

Kraftlikevekt gir:

Formel 5:

$$n = 0,4 \alpha \left(1 + \frac{h'}{h} \right) - 2w$$

Momentlikevekt om strekkstålet gir:

Formel 6:

$$m = 0,2 \alpha \left(1 + \frac{h'}{h} \right)^2 - 0,08 \alpha^2 \left(1 + \frac{h'}{h} \right)^2 - w \frac{h'}{h} - \frac{n}{2} \frac{h'}{h}$$

Flyt i strekkarmeringen men ikke strekkflyt i trykkarmeringen når $\alpha < \frac{7}{67}$:

Kraftlikevekt:

$$N_{ed} = 0,8 f_{cd} b \alpha d + \varepsilon_{s,trykk} E_s A'_s \frac{1,15 f_{yd}}{500} - A_s f_{yd}$$

$$N_{ed} = 0,4 f_{cd} b \alpha h \left(1 + \frac{h'}{h}\right) + \left(\frac{67}{2000} \left(1 - \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\left(1 + \frac{h'}{h}\right)}\right) \alpha - 0,03 \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\left(1 + \frac{h'}{h}\right)}\right) A'_s 460 f_{yd} - A_s f_{yd}$$

$$| * \frac{1}{f_{cd} b h}$$

Formel 7:

$$n = 0,4 \alpha \left(1 + \frac{h'}{h}\right) + 15,41 \left(1 - \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\left(1 + \frac{h'}{h}\right)}\right) \alpha w - 13,8 \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\left(1 + \frac{h'}{h}\right)} w - w$$

Momentlikevekt om strekkstålet:

$$N_{ed} \left(\frac{h'}{2} + e\right) = \varepsilon_{s,trykk} E_s A'_s \frac{1,15 f_{yd}}{500} h' + 0,8 f_{cd} b \alpha d (d - 0,4 \alpha d)$$

$$N_{ed} \frac{h'}{2} + M_{ed} = \left(\frac{67}{2000} \left(1 - \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\left(1 + \frac{h'}{h}\right)}\right) \alpha - 0,03 \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\left(1 + \frac{h'}{h}\right)}\right) A'_s 460 f_{yd} h' + 0,8 f_{cd} b \alpha d^2 -$$

$$0,32 f_{ed} b \alpha^2 d^2 | * \frac{1}{f_{cd} b h^2}$$

$$\frac{n}{2} \frac{h'}{h} + m = \left(15,41 \left(1 - \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\left(1 + \frac{h'}{h}\right)}\right) \alpha w - 13,8 \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\left(1 + \frac{h'}{h}\right)} w\right) \frac{h'}{h}$$

$$+ \frac{0,8 \alpha d^2}{h^2} - \frac{0,32 \alpha^2 d^2}{h^2}$$

$$\frac{n}{2} \frac{h'}{h} + m = \left(15,41 \left(1 - \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\left(1 + \frac{h'}{h}\right)}\right) \alpha w - 13,8 \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\left(1 + \frac{h'}{h}\right)} w\right) \frac{h'}{h}$$

$$+ \frac{0,2 \alpha h^2 \left(1 + \frac{h'}{h}\right)^2}{h^2} - \frac{0,08 \alpha^2 h^2 \left(1 + \frac{h'}{h}\right)^2}{h^2}$$

Formel 8:

$$m = \left(15,41 \left(1 - \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\left(1 + \frac{h'}{h}\right)}\right) \alpha w - 13,8 \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\left(1 + \frac{h'}{h}\right)} w\right) \frac{h'}{h}$$

$$+ 0,2 \alpha \left(1 + \frac{h'}{h}\right)^2 - 0,08 \alpha^2 \left(1 + \frac{h'}{h}\right)^2 - \frac{n}{2} \frac{h'}{h}$$

Oppsummering sone 1:

$\frac{h'}{h}=0,6$	α	$\frac{161}{261} \rightarrow \frac{161}{1044}$	$\frac{161}{1044} \rightarrow 0$
	m	Formel 4	Formel 6
	n	Formel 3	Formel 5

$\frac{h'}{h}=0,7$	α	$\frac{161}{261} \rightarrow \frac{483}{1037}$	$\frac{483}{1037} \rightarrow \frac{161}{1479}$	$\frac{161}{1479} \rightarrow 0$
	m	Formel 2	Formel 4	Formel 6
	n	Formel 1	Formel 3	Formel 5

$\frac{h'}{h}=0,8$	α	$\frac{161}{261} \rightarrow \frac{161}{549}$	$\frac{161}{549} \rightarrow \frac{7}{67}$	$\frac{7}{67} \rightarrow \frac{60}{1541}$	$\frac{60}{1541} \rightarrow 0$
	m	Formel 2	Formel 4	Formel 8	Formel 6
	n	Formel 1	Formel 3	Formel 7	Formel 5

$\frac{h'}{h}=0,9$	α	$\frac{161}{261} \rightarrow \frac{161}{1159}$	$\frac{161}{1159} \rightarrow \frac{7}{67}$	$\frac{7}{67} \rightarrow 0$
	m	Formel 2	Formel 4	Formel 8
	n	Formel 1	Formel 3	Formel 7

Sone 2:

I sone 2 vil spenningene i strekkarmeringen variere fra null til $-f_{yd}$, mens trykkarmeringen vil variere fra f_{yd} til $E_s \cdot \varepsilon_{s,trykk}$ avhengig av h'/h -forholdet.

$$\frac{161}{261} \leq \alpha \leq 1$$

$$\varepsilon_{cu3} = 0,0035$$

Spenningen i strekkarmeringen vil ha følgende funksjon:

$$\varepsilon_s = \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) \varepsilon_{cu3}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \varepsilon_s E_s \frac{f_{yd} \gamma_m}{f_{yk}} = 0,0035 * \left(\frac{\alpha - 1}{\alpha} \right) * 200\,000 \text{ N/mm}^2 * \frac{1,15 * f_{yd}}{500 \text{ N/mm}^2} \\ &= \frac{161}{100} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) f_{yd} \end{aligned}$$

Flyt i trykkarmering men ikke i strekkarmering:

Kraftlikevekt:

$$N_{ed} = 0,8 f_{cd} b \alpha d + f_{yd} A_s - \sigma_s A_s \mid * \frac{1}{f_{cd} b h}$$

Formel 9:

$$n = 0,4\alpha \left(1 + \frac{h'}{h}\right) + w \left(1 - \frac{161}{100} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha}\right)\right)$$

Momentlikevekt om strekkstålet:

$$N_{ed} \left(\frac{h'}{2} + e\right) = f_{yd} A_s h' + 0,8 f_{cd} b \alpha d (d - 0,4\alpha d)$$

$$N_{ed} \frac{h'}{2} + M_{ed} = f_{yd} A_s h' + 0,8 f_{cd} b \alpha d (d - 0,4\alpha d) \mid * \frac{1}{f_{cd} b h^2}$$

$$n \frac{h'}{2h} + m = w \frac{h'}{h} + \frac{0,8\alpha d^2 (1 - 0,4\alpha)}{h^2}$$

$$n \frac{h'}{2h} + m = w \frac{h'}{h} + 0,2\alpha (1 - 0,4\alpha) \left(1 + \frac{h'}{h}\right)^2$$

Formel 10:

$$m = 0,2\alpha (1 - 0,4\alpha) \left(1 + \frac{h'}{h}\right)^2 + \frac{h'}{h} \left(w - \frac{n}{2}\right)$$

Verken flyt i strekk eller trykkarmering:

Kraftlikevekt:

$$\left(N_{ed} = 0,8 f_{cd} b \alpha d + \varepsilon_{s,trykk} E_s A_s' \frac{1,15 f_{yd}}{500} - \sigma_s A_s\right) * \frac{1}{f_{cd} b h}$$

$$n = 0,4\alpha \left(1 + \frac{h'}{h}\right) + \frac{161}{100} \left(1 - \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\alpha \left(1 + \frac{h'}{h}\right)}\right) w - \frac{161}{100} \left(\frac{\alpha - 1}{\alpha}\right) w$$

$$n = 0,4\alpha \left(1 + \frac{h'}{h}\right) + \frac{161}{100\alpha} w - \frac{161}{100} \left(\frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\alpha \left(1 + \frac{h'}{h}\right)}\right) w$$

Formel 11:

$$n = 0,4\alpha \left(1 + \frac{h'}{h}\right) + \frac{161}{100\alpha} w \left(1 + \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\left(1 + \frac{h'}{h}\right)}\right)$$

Momentlikevekt om strekkstålet:

$$N_{ed} \left(\frac{h'}{2} + e \right) = \varepsilon_{s,trykk} E_s A_s' \frac{1,15 f_{yd}}{500} h' + 0,8 f_{cd} b \alpha d (d - 0,4\alpha d)$$

$$N_{ed} \frac{h'}{2} + M_{ed} = \frac{161}{100} \left(1 - \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\alpha \left(1 + \frac{h'}{h}\right)} \right) A_s' f_{yd} h' + 0,8 f_{cd} b \alpha d (d - 0,4\alpha d) \left| * \frac{1}{f_{cd} b h^2} \right.$$

$$n \frac{h'}{2h} + m = \frac{161}{100} \left(1 - \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\alpha \left(1 + \frac{h'}{h}\right)} \right) w \frac{h'}{h} + \frac{0,8\alpha d^2 (1 - 0,4\alpha)}{h^2}$$

Formel 12:

$$m = \frac{161}{100} \left(1 - \frac{\left(1 - \frac{h'}{h}\right)}{\alpha \left(1 + \frac{h'}{h}\right)} \right) w \frac{h'}{h} + 0,2\alpha (1 - 0,4\alpha) \left(1 + \frac{h'}{h} \right)^2 - \frac{n h'}{2 h}$$

Oppsummering sone 2:

$\frac{h'}{h}=0,6$	α	$1 \rightarrow \frac{161}{244}$	$\frac{161}{244} \rightarrow \frac{161}{261}$
	m	Formel 10	Formel 12
	n	Formel 9	Formel 11

$\frac{h'}{h}=0,7=0,8=0,9$	α	$1 \rightarrow \frac{161}{261}$
	m	Formel 10
	n	Formel 9

Sone 3:

I sone 3 vil en starte å få trykktøyninger i betongen utenfor d. Her vil $\alpha > 1$. Trykksone vil øke til hele tverrsnittet har en gjennomsnittlig trykktøyning ε_{c3} . Som en forenkling er diagrammene tegnet med en rett linje fra $\alpha = 1$ til hele tverrsnittet har en tøyning på ε_{c3} .

Kapasitet ved $\varepsilon_{c3} = 0,00175$:

$$\sigma_s = \varepsilon_{c3} E_s \frac{f_{yd} y_m}{f_{yk}} = 0,00175 * 200\,000 \text{ N/mm}^2 * \frac{1,15 * f_{yd}}{500 \text{ N/mm}^2} = \frac{161}{200} f_{yd}$$

$$n_{top} = f_{cd} b h + 2\sigma_s A_s \left| * \frac{1}{f_{cd} b h} \right.$$

$$n_{top} = 1 + \frac{161}{100} w$$

$$M_{top} = 0 \rightarrow m_{top} = 0$$

Kapasitet ved $\alpha = 1$

Formel 9

$$n = 0,4\alpha \left(1 + \frac{h'}{h}\right) + w \left(1 - \frac{161}{100} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha}\right)\right)$$

$$n_{\alpha=1} = 0,4 \left(1 + \frac{h'}{h}\right) + w$$

Formel 10:

$$m = 0,2\alpha(1 - 0,4\alpha) \left(1 + \frac{h'}{h}\right)^2 + \frac{h'}{h} \left(w - \frac{n}{2}\right)$$

$$m_{\alpha=1} = 0,12 \left(1 + \frac{h'}{h}\right)^2 + \frac{h'}{h} \left(w - 0,2 \left(1 + \frac{h'}{h}\right) - 0,5w\right)$$

$$m_{\alpha=1} = 0,12 \left(1 + \frac{h'}{h}\right)^2 + 0,5w \frac{h'}{h} - 0,2 \left(1 + \frac{h'}{h}\right) \frac{h'}{h}$$

$$m_{\alpha=1} = 0,12 \left(1 + \frac{h'}{h}\right) + 0,12 \left(1 + \frac{h'}{h}\right) \frac{h'}{h} + 0,5w \frac{h'}{h} - 0,2 \left(1 + \frac{h'}{h}\right) \frac{h'}{h}$$

$$m_{\alpha=1} = 0,12 \left(1 + \frac{h'}{h}\right) - 0,08 \left(1 + \frac{h'}{h}\right) \frac{h'}{h} + 0,5w \frac{h'}{h}$$

$$m_{\alpha=1} = 0,12 + 0,04 \frac{h'}{h} - 0,08 \left(\frac{h'}{h}\right)^2 + 0,5w \frac{h'}{h}$$

Funksjon for n i sone 3:

$$n = \frac{n_{top} - n_{\alpha=1}}{m_{top} - m_{\alpha=1}} * m + n_{top}$$

$$n = \frac{1 + \frac{161}{100} w - 0,4 \left(1 + \frac{h'}{h}\right) - w}{-0,12 - 0,04 \frac{h'}{h} + 0,08 \left(\frac{h'}{h}\right)^2 - 0,5w \frac{h'}{h}} * m + 1 + \frac{161}{100} w$$

$$n_{sone3} = \frac{0,6 + \frac{61}{100} w - 0,4 \frac{h'}{h}}{0,08 \left(\frac{h'}{h}\right)^2 - 0,12 - 0,04 \frac{h'}{h} - 0,5w \frac{h'}{h}} * m + 1 + \frac{161}{100} w$$

I denne ligningen vil m variere lineært fra $m_{\alpha=1}$ til null.

For å få med krav om minsteeksentrisitet fra EC 2 [8], 6.1(4) er n_{sone3} begrenset av $m/0,02$. Dette gjelder for tverrsnitt med en høyde opptil 600mm.

Sirkulære søyler

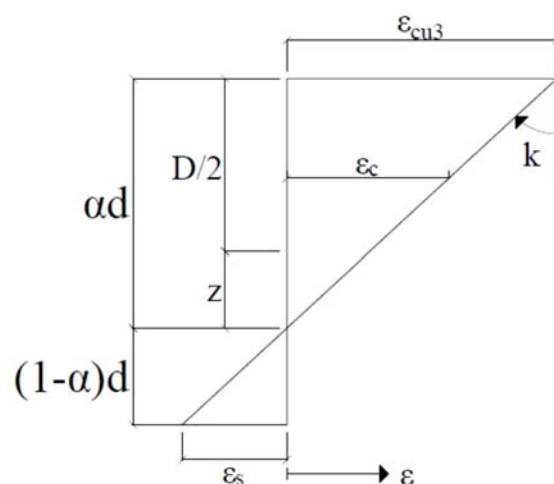
M-N diagrammene er tegnet i Excel, etter forskjellige ligninger med α som variabel. I motsetning til rektangulære søyler er diagrammene ikke delt inn i soner. Dette kommer av at armeringen i sirkulære søyler er antatt fordelt som en tynn ring med konstant tykkelse t . Dette fører til at tøyningene i armeringen varierer over hele tverrsnittet. Dette fører til at en må integrere over armeringen for å finne armeringsspenningene. På grunn av dette er ligningene som beskriver M-N- diagrammene delt inn i to deler: betongbidrag og armeringsbidrag. Integralet over armeringsspenningene tar utgangspunkt i krumningen k til tverrsnittets tøyningforløp.

$$k = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{cu3}}{d}$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu3} + k \left(\frac{D}{2} + Z \right)$$

$$d = \frac{1}{2} (D + D') = \frac{1}{2} D \left(1 + \frac{D'}{D} \right)$$

$$kD = \frac{2(\varepsilon_s - \varepsilon_{cu3})}{\left(1 + \frac{D'}{D} \right)}$$



Tøyning ytterst i armeringen:

$$\varepsilon_s = \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) \varepsilon_{cu3}$$

Fasthet og deformasjonsegenskaper for betong i henhold til EC 2 [8], Tabell 3.1

$$f_{ck} \leq 50$$

$$\varepsilon_{cu3} = 0,0035$$

$$\varepsilon_{c3} = 0,00175$$

Siden armeringen har samme tøyning som betongen i samme snitt i henhold til EC 2 [8], 6.1(2) blir armeringstøyningen i et vilkårlig snitt:

$$\varepsilon_{s,z} = \varepsilon_{cu3} + k \left(\frac{D}{2} + Z \right) \rightarrow \varepsilon_{cu3} + k \left(\frac{D}{2} + \frac{D'}{2} \cos \varnothing \right)$$

Spenningen i armeringen varierer med armeringstøyningene:

$$\sigma_s = f_{yd} \text{ for } \varepsilon_{yd} \leq \varepsilon_{s,z} \leq \varepsilon_{ud}$$

$$\sigma_s = -f_{yd} \text{ for } -\varepsilon_{ud} \leq \varepsilon_{s,z} \leq -\varepsilon_{yd}$$

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_{s,z} \text{ for } -\varepsilon_{yd} \leq \varepsilon_{s,z} \leq \varepsilon_{yd}$$

Aksialbidraget fra armeringen blir:

$$N_s = \int_0^{2\pi} \sigma_s dA_s$$

Momentbidraget om midten av tverrsnittet blir:

$$M_s = \int_0^{2\pi} Z \sigma_s dA_s$$

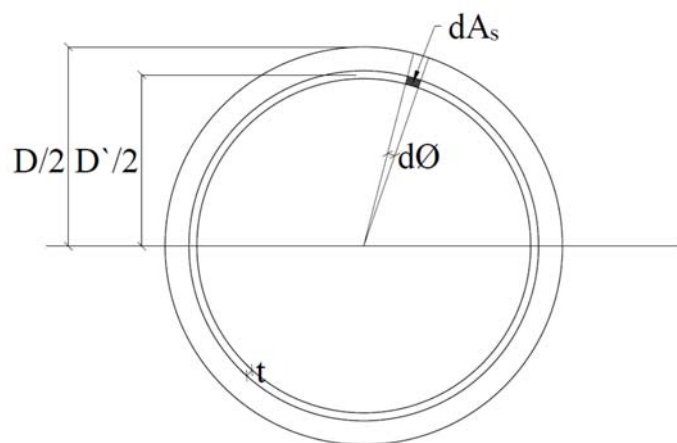
Videre defineres et uttrykk for dA_s

Symmetrisk armert: $0,5A = A_s$

$$A_s = \frac{\pi D' t}{2} \rightarrow D' t = \frac{2A_s}{\pi}$$

$$ds = \frac{D'}{2} d\varnothing$$

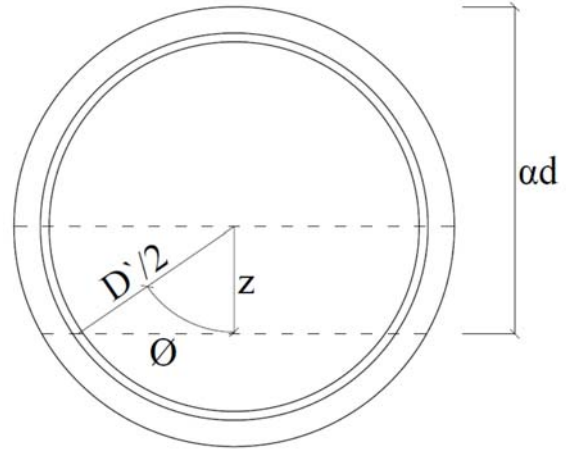
$$dA_s = t ds = \frac{D'}{2} t d\varnothing = \frac{A_s}{\pi} d\varnothing$$



Dette gir:

$$N_s = \int_0^{2\pi} \sigma_s dA_s \rightarrow \frac{A_s}{\pi} \int_0^{2\pi} \sigma_s d\varnothing$$

$$M_s = \int_0^{2\pi} Z \sigma_s dA_s \rightarrow \frac{A_s D'}{\pi} \int_0^{2\pi} \cos \varnothing \sigma_s d\varnothing$$



Ved å innføre de samme uttrykkene for n , m og w som for rektangulære søyler finnes:

$$n = \frac{4N}{f_{cd}\pi D^2}$$

$$w = \frac{4A_s f_{yd}}{f_{cd}\pi D^2}$$

$$m = \frac{4M}{f_{cd}\pi D^3}$$

$$n_s = \frac{4 \frac{A_s}{\pi} \int_0^{2\pi} \sigma_s d\varnothing}{f_{cd}\pi D^2}$$

$$m_s = \frac{4 \frac{A_s D'}{\pi} \int_0^{2\pi} \cos \varnothing \sigma_s d\varnothing}{f_{cd}\pi D^3}$$

På grunn av de tre forskjellige spenningstilstandene i armeringen deles integralet opp i tre forskjellige integraler, med ulike grenser

n_s og m_s når:

$$\varepsilon_{yd} \leq \varepsilon_{s,z} \leq \varepsilon_{ud} \rightarrow \sigma_s = f_{yd}$$

Grenser:

Nedre, $\sigma_s = f_{yd}$:

$$\varepsilon_{s,z} = \varepsilon_{cu3} + k \left(\frac{D}{2} + \frac{D'}{2} \cos \varnothing \right)$$

$$kD = \frac{2(\varepsilon_s - \varepsilon_{cu3})}{\left(1 + \frac{D'}{D}\right)}$$

$$\frac{1}{460} = \varepsilon_{cu3} + kD \left(\frac{1}{2} + \frac{D'}{2D} \cos \varnothing \right)$$

$$\frac{2 \left(\frac{1}{460} - \varepsilon_{cu3} \right)}{kD} = \left(1 + \frac{D'}{D} \cos \varnothing \right)$$

$$\varnothing = \arccos \left(\frac{\left(\frac{2 \left(\frac{1}{460} - \varepsilon_{cu3} \right)}{kD} - 1 \right)}{\frac{D'}{D}} \right)$$

$$\text{Hvis} \left(\frac{\left(\frac{2 \left(\frac{1}{460} - \varepsilon_{cu3} \right)}{kD} - 1 \right)}{\frac{D'}{D}} \right) < -1 \rightarrow \pi$$

Øvre, $\sigma_s = f_{yd}$:

$$2\pi - \arccos \left(\frac{\left(\frac{2 \left(\frac{1}{460} - \varepsilon_{cu3} \right)}{kD} - 1 \right)}{\frac{D'}{D}} \right)$$

$$n_s = \frac{4 \frac{A_s}{\pi} \int_{\text{Nedre}, \sigma_s = f_{yd}}^{\text{Øvre}, \sigma_s = f_{yd}} \sigma_s d\varnothing}{f_{cd} \pi D^2}$$

$$n_s = \frac{w[\varnothing]_{\text{Nedre}, \sigma_s = f_{yd}}^{\text{Øvre}, \sigma_s = f_{yd}}}{\pi}$$

$$m_s = \frac{wD' \int_{\text{Nedre}, \sigma_s = f_{yd}}^{\text{Øvre}, \sigma_s = f_{yd}} \cos \varnothing f_{yd} d\varnothing}{2f_{yd} \pi D}$$

$$m_s = \frac{wD' [\sin \varnothing]_{\text{Nedre}, \sigma_s = f_{yd}}^{\text{Øvre}, \sigma_s = f_{yd}}}{2\pi D}$$

$$-\varepsilon_{yd} \leq \varepsilon_{s,z} \leq \varepsilon_{yd} \rightarrow \sigma_s = E_s \varepsilon_{s,z}$$

Grenser:

$$\text{Øvre} = \text{Nedre}, \sigma_s = f_{yd}$$

$$\text{Nedre}, \sigma_s = -f_{yd}$$

$$-\frac{1}{460} = \varepsilon_{cu3} + kD \left(\frac{1}{2} + \frac{D'}{2D} \cos \varnothing \right)$$

$$\phi = \arccos \left(\frac{\left(\frac{2 \left(\left(-\frac{1}{460} \right) - \varepsilon_{cu3} \right)}{kD} - 1 \right)}{\frac{D'}{D}} \right)$$

På grunn av symmetri multipliseres integralet med to, for å få med bidraget på begge sider.

$$n_s = \frac{2f_{yd}}{f_{yd}} \left(\frac{4 \frac{A_s}{\pi} \int_{\text{Nedre}, \sigma_s = -f_{yd}}^{\text{Nedre}, \sigma_s = f_{yd}} E_s \varepsilon_{s,z} d\phi}{f_{cd} \pi D^2} \right)$$

$$n_s = \frac{2wE_s \int_{\text{Nedre}, \sigma_s = -f_{yd}}^{\text{Nedre}, \sigma_s = f_{yd}} \varepsilon_{cu3} + k \left(\frac{D}{2} + \frac{D'}{2} \cos \phi \right) d\phi}{\pi f_{yd}}$$

$$n_s = \frac{2wE_s \int_{\text{Nedre}, \sigma_s = -f_{yd}}^{\text{Nedre}, \sigma_s = f_{yd}} \varepsilon_{cu3} + 0,5kD \left(1 + \frac{D'}{D} \cos \phi \right) d\phi}{\pi f_{yd}}$$

$$n_s = \frac{2wE_s \left[\varepsilon_{cu3} \phi + 0,5kD \left(\phi + \frac{D'}{D} \sin \phi \right) \right]_{\text{Nedre}, \sigma_s = -f_{yd}}^{\text{Nedre}, \sigma_s = f_{yd}}}{f_{yd} \pi}$$

$$m_s = \frac{2f_{yd}}{f_{yd}} \left(\frac{4 \frac{A_s D'}{\pi} \int_{\text{Nedre}, \sigma_s = -f_{yd}}^{\text{Nedre}, \sigma_s = f_{yd}} \cos \phi \sigma_s d\phi}{f_{cd} \pi D^3} \right)$$

$$m_s = \frac{wD' \int_{\text{Nedre}, \sigma_s = -f_{yd}}^{\text{Nedre}, \sigma_s = f_{yd}} \cos \phi E_s \varepsilon_{s,z} d\phi}{f_{yd} \pi D}$$

$$m_s = \frac{wD' E_s \int_{\text{Nedre}, \sigma_s = -f_{yd}}^{\text{Nedre}, \sigma_s = f_{yd}} \cos \phi \left(\varepsilon_{cu3} + 0,5kD \left(1 + \frac{D'}{D} \cos \phi \right) \right) d\phi}{f_{yd} \pi D}$$

$$m_s = \frac{wD' E_s \left[\varepsilon_{cu3} \sin \phi + 0,5kD \left(\sin \phi + \frac{D'}{D} (0,5\phi + 0,25 \sin 2\phi) \right) \right]_{\text{Nedre}, \sigma_s = -f_{yd}}^{\text{Nedre}, \sigma_s = f_{yd}}}{f_{yd} \pi D}$$

$$-\varepsilon_{ud} \leq \varepsilon_{s,z} \leq -\varepsilon_{yd} \rightarrow \sigma_s = -f_{yd}$$

Grenser:

$$\text{Øvre} = \text{Nedre}, \sigma_s = -f_{yd}$$

$$\text{Nedre} = 0$$

På grunn av symmetri multipliseres integralet med to, for å få med bidraget på begge sider.

$$n_s = 2 \left(\frac{4 \frac{A_s}{\pi} \int_0^{\text{Nedre}, \sigma_s = -f_{yd}} (-f_{yd}) d\varnothing}{f_{cd} \pi D^2} \right)$$

$$n_s = \frac{-2w[\varnothing]_0^{\text{Nedre}, \sigma_s = -f_{yd}}}{\pi}$$

$$m_s = 2 \left(\frac{4 \frac{A_s D'}{\pi} \int_{\text{Nedre}, \sigma_s = -f_{yd}}^{\text{Nedre}, \sigma_s = f_{yd}} \cos \varnothing \sigma_s d\varnothing}{f_{cd} \pi D^3} \right)$$

$$m_s = \frac{wD' \int_0^{\text{Nedre}, \sigma_s = -f_{yd}} \cos \varnothing (-f_{yd}) d\varnothing}{f_{yd} \pi D}$$

$$m_s = \frac{-wD' [\sin \varnothing]_0^{\text{Nedre}, \sigma_s = -f_{yd}}}{\pi D}$$

Betongens bidrag

Benytter EC2 [8], 3.1.7(3), Bilineær spennings- tøyningssammenheng.

$$\text{Trykksonehøyde} = 0,8\alpha d$$

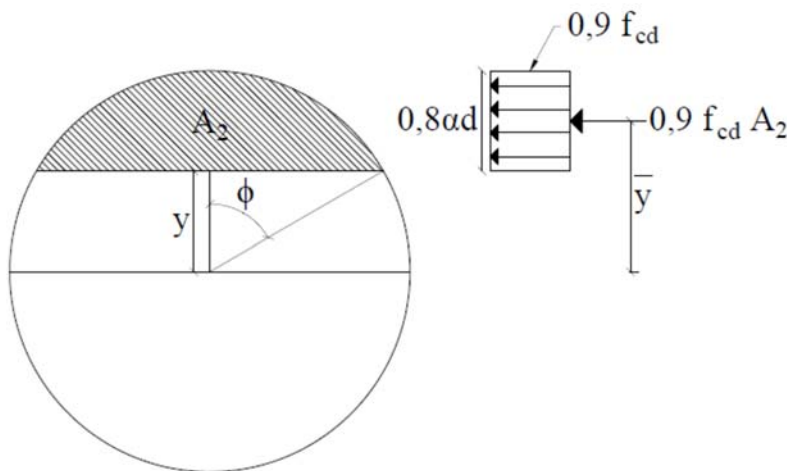
Siden bredden av trykksonen avtar i retning av trykkanten, reduseres f_{cd} med 10 %.

Ved å benytte den bilineære spennings- og tøyningssammenhengen kan en benytte seg av formlene for sirkelsegment på side 103 i *John Haugan* [10].

$$A_{\text{sirkelsegment}} = r^2(\phi - \sin \phi \cos \phi) = \frac{D^2}{4}(\phi - \sin \phi \cos \phi)$$

$$\text{Tungdepunkt sirkelsegment: } \bar{Y} = \frac{D}{3} \left(\frac{\sin \phi^3}{\phi - \cos \phi \sin \phi} \right)$$

Siden man kun benytter 80 % av trykksonen blir vinkelen ϕ for betongen litt annerledes



enn for armeringen.

$$Y = \frac{D}{2} \cos \phi$$

$$\frac{D}{2} - \frac{D}{2} \cos \phi = 0,8\alpha d$$

$$\frac{D}{2} (1 - \cos \phi) = 0,8\alpha d$$

$$d = \frac{1}{2} (D + D') = \frac{1}{2} D \left(1 + \frac{D'}{D} \right)$$

$$\frac{D}{2} (1 - \cos \phi) = 0,8\alpha \frac{1}{2} D \left(1 + \frac{D'}{D} \right)$$

$$\cos \phi = 1 - 0,8\alpha \left(1 + \frac{D'}{D} \right)$$

Betongens aksialbidrag:

$$N_b = 0,9f_{cd}A_{sirkelsegment}$$

$$n_b = \left(0,9f_{cd} \frac{D^2}{4} (\phi - \sin \phi \cos \phi)\right) * \frac{4}{f_{cd}\pi D^2}$$

$$n_b = \frac{0,9}{\pi} (\phi - \sin \phi \cos \phi)$$

Betongens momentbidrag:

$$M_b = 0,9f_{cd}A_{sirkelsegment}\bar{Y}$$

$$m_b = \left(0,9f_{cd} \frac{D^2}{4} (\phi - \sin \phi \cos \phi) \frac{D}{3} \left(\frac{\sin \phi^3}{\phi - \cos \phi \sin \phi}\right)\right) * \frac{4}{f_{cd}\pi D^3}$$

$$m_b = \frac{0,3}{\pi} \sin \phi^3$$

I Haugans Formler og tabeller [10] står det at ligningene kun gjelder for $\phi \leq \frac{\pi}{2}$.

Bevis på at $A_{sirkelsegment}$ stemmer selv om $\phi > \frac{\pi}{2}$

$$A_{sirkelsegment} = r^2(\phi - \sin \phi \cos \phi) = \frac{D^2}{4} (\phi - \sin \phi \cos \phi)$$

Areal i trykk når $\phi > \frac{\pi}{2}$

$$\beta = \pi - \phi$$

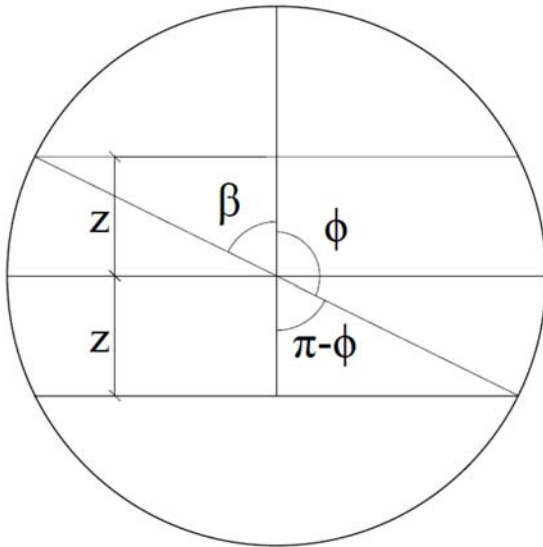
$$\sin(\pi - \phi) = \sin \pi \cos \phi - \cos \pi \sin \phi \rightarrow \sin \phi$$

$$\cos(\pi - \phi) = \cos \pi \cos \phi + \sin \pi \sin \phi \rightarrow -\cos \phi$$

$$\frac{\pi D^2}{4} - \frac{D^2}{4} (\beta - \sin \beta \cos \beta) \rightarrow \frac{\pi D^2}{4} - \frac{D^2}{4} ((\pi - \phi) - \sin \phi (-\cos \phi))$$

$$\frac{\pi D^2}{4} - \frac{D^2}{4} ((\pi - \phi) - \sin \phi (-\cos \phi)) \rightarrow \frac{\pi D^2}{4} - \frac{\pi D^2}{4} + \frac{\phi D^2}{4} - \frac{D^2}{4} \sin \phi \cos \phi$$

$$\frac{\pi D^2}{4} - \frac{\pi D^2}{4} + \frac{\phi D^2}{4} - \frac{D^2}{4} \sin \phi \cos \phi = \frac{D^2}{4} (\phi - \sin \phi \cos \phi)$$



For momentbidrag fra betongen om senter av tverrsnittet, når over halve tverrsnittet er i trykk, vil bidraget i en avstand z i begge retninger fra senter nulle hverandre ut. Dette fører til at en kun sitter igjen med et bidrag fra et sirkelsegment.

Momentbidraget fra dette sirkelsegmentet vil være:

$$m_b = \frac{0,3}{\pi} \sin \beta^3 = \frac{0,3}{\pi} \sin \phi^3$$

I likhet med diagrammene for rektangulære søyler er det trukket en rett linje mellom punktet hvor $\alpha = 1$ og punktet hvor man har en gjennomsnittelig trykktøyning $\varepsilon_{c3} = 0,00175$ over hele tverrsnittet. Denne rette linjen blir begrenset på samme måte som for rektangulære søyler av minsteeksentrisiteten.

NTNU

Vedlegg D

Veiledning for iterasjonsprogram

Bruerveiledning for iterasjonsprogram

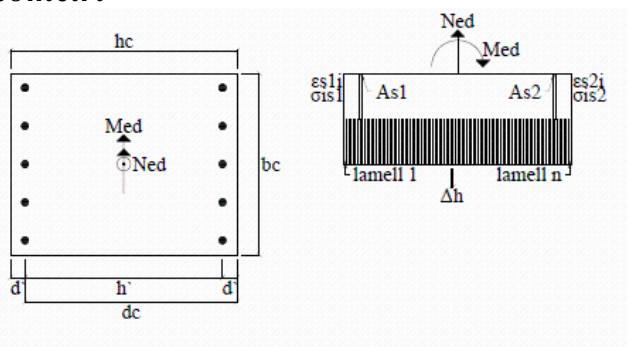
I dette vedlegget finnes oppsettet av iterasjonsprogram i tekstbokser, samt utfyllende teori og kommentarer til regnearket. Dette for å gi brukeren dypere forståelse for metoden benyttet her. I regnearket er punkter avhengig av den betraktede søylen forklart med rød skrift. Disse punktene må fylles inn av brukeren i hvert enkelt tilfelle. Resultater vises med blå skrift.

Iterasjonsmetode for usymmetrisk armering i søyler

Dette regnearket tar utgangspunkt i et symmetrisk armert søyletverrsnitt. Positive verdier for lastvirkninger, samt notasjon for parametere er beskrevet og forklart i figurer og bemerkninger underveis. OBS! hele regnearket må "kjøres" fra start til slutt (de tre utropstegnene i fanen) ved en endring, da flere parametere redefineres underveis i iterasjonsprosessen.

Initiell tilstand

Geometri



restart

```
> with(Units[Standard]) :
> 1000 * Unit(N) * Unit(m) :
> Units:-AddSystem(MySI, Units:-GetSystem(SI), N*m, kN*m,  $\frac{N}{mm^2}$ ) :
> Units:-UseSystem(MySI) :

> with(linalg) :
unprotect(gamma) :
```

Regnearket introduseres med en forklaring av oppsettet, samt en figur som illustrerer geometrien av den betraktede søylen. Kommandoer for bruk av SI-enheter er lagt inn.

```

bc := 1000[[mm]] :# bredde av betongtverrsnitt i henhold til figur
hc := 500[[mm]] :# høyde av betongtverrsnitt i henhold til figur
dλ := 50[[mm]] :# d' i henhold til figur
dc := hc - dλ :# dc i henhold til figur
                                     450 [[mm]]

As1 := 3500[[mm]]2 :# armeringsmegde i hvert lag, symmetrisk armert
As2 := As1

n := 1000 :# antall lameller
Δh :=  $\frac{h_c}{n}$  :# lamelltykkelse
                                      $\frac{1}{2}$  [[mm]]

α0 :=  $\frac{h_c}{2 \cdot d_c}$  :# denne alfaverdien gir trykksonen lik halve tverrsnittet
zi :=  $\Delta_h \cdot \left( i - \frac{1}{2} \right) - h_c + \alpha_0 \cdot d_c$  :# armer for betonglameller
zs1 :=  $\alpha_0 \cdot d_c + d^{\lambda} - h_c$  :# arm for armeringslag 1
                                     -200 [[mm]]
zs2 :=  $\alpha_0 \cdot d_c - d^{\lambda}$  :# arm for armeringslag 2
                                     200 [[mm]]

```

Geometri for den betraktete søylen fylles inn sammen med armeringsareal funnet ved hjelp av dimensjoneringsdiagrammer. Her angir også brukeren et ønsket antall lameller tverrsnittet skal deles inn i. Med flere lameller oppnås et mer nøyaktig resultat, men utregningen blir da mer krevende med hensyn til prosessorbruk.

Lamelltykkelse, samt armer fra nøytralakse til de respektive betonglameller og armeringslag regnes da ut automatisk.

$\beta := 0.001$:# konvergenskrav (tillatt avvik mellom indre og ytre arbeid) iterasjoner := 1000 :# maksimalt antall iterasjoner	
Material	
stål	Betong
$f_{yk} := 500 \frac{[N]}{[mm]^2}$: # karakteristisk fasthet av armering	$f_{ck} := 35 \frac{[N]}{[mm]^2}$: # karakteristisk fasthet, betong
$\gamma_s := 1.15$:# materialfaktor, armering	$\alpha_{cc} := 0.85$: # faktor for langtidslast og ugunstig pålastning, betong
$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ # dimensjonerende fasthet, armering $434.7826087 \left[\frac{N}{mm^2} \right]$	$\gamma_c := 1.5$:# materialfaktor, betong
$E_s := 200000 \frac{[N]}{[mm]^2}$: # initiell elastisitetsmodul, armering	$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$ # dimensjonerende fasthet, betong $19.83333333 \left[\frac{N}{mm^2} \right]$
$\epsilon_{yd} := \frac{1.0}{460}$:# flytetøyning, armering	$f_{ctm} := 3.2 \frac{[N]}{[mm]^2}$: # midlere strekkfasthet, betong
$\epsilon_{ud} := 0.03$:# bruddtøyning, armering	$E_{cm} := 34000 \frac{[N]}{[mm]^2}$: # initiell sekantmodul etter 28 døgn, betong
	$\epsilon_{cd} := 0.0035$:# bruddtøyning, betong
	$\epsilon_{c2} := 2.0 \cdot 10^{-3}$: # tøyning sammenfallende med maksimalspenning, betong

Et ønsket konvergenskrav defineres. Dette er avviket mellom indre- og ytre arbeid, og bør være tilstrekkelig lavt for å få mest mulig korrekte resultater. Maksimalt antall iterasjoner fylles inn. Dette angir hvor mange iterasjonssteg som kan gjennomføres før Maple «gir opp». På denne måten unngås uendelige løkker, der programmet aldri vil finne en løsning.

Materialparametere fylles inn i listen avhengig av betong- og stål kvalitet.

Laster

$N_{Ed} := -4000 \text{ [kN]} \text{ :# input aksiallast}$

$M_{Ed} := 1000 \text{ [kNm]} \text{ :# input moment}$

$R := \text{Matrix}(2, 1, [N_{Ed} \ M_{Ed}]) \text{ # lastmatrise}$

$$\begin{bmatrix} -4000 \text{ [kN]} \\ 1000 \text{ [kNm]} \end{bmatrix}$$

De dimensjonerende lastene legges inn. Lastvirkningenes fortegn er angitt i figuren i starten av dokumentet. En lastmatrise genereres automatisk. Som forklart i rapporten (ref?) må begge lastene ha en verdi. Dette for å ha kompatible dimensjoner senere i utregningen.

$$A_{s, \min} := \max \left(\text{abs} \left(0.1 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \right), \left(0.002 \cdot b_c \cdot h_c - (A_{s1} + A_{s2}) \right), \frac{0.26 \cdot f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot b_c \cdot d_c, 0.0013 \cdot b_c \cdot d_c \right)$$

minimumsarmering i henhold til EC2. De to første er for søyler, de to siste er for bjelker

$$0.0009200000000 \text{ [m}^2\text{]}$$

Grenser for minimumsarmering i henhold til EC 2 er lagt inn i regnearket. Da både søyler og bjelker kan beregnes i programmet tas det hensyn til minimumsarmering for begge tilfeller.

Stivhet

$Kb_0 := b_c \cdot \Delta_h \cdot E_{cm} \cdot \sum_{i=1}^n \text{Matrix}(2, 2, [1, -z_p, -z_p, z_i^2]) \text{ # stivhetsmatrise for betong, initiell tilstand}$

$Ks1_0 := A_{s1} \cdot E_s \cdot \text{Matrix}(2, 2, [1, -zs_1, -zs_1, zs_1^2]) \text{ :}$
stivhetsmatrise for armeringslag 1, initiell tilstand

$Ks2_0 := A_{s2} \cdot E_s \cdot \text{Matrix}(2, 2, [1, -zs_2, -zs_2, zs_2^2]) \text{ :}$
stivhetsmatrise for armeringslag 2, initiell tilstand

$Ks_0 := \text{evalm}(Ks1_0 + Ks2_0) \text{ # samlet stivhetsmatrise for armering}$

$Kt_0 := \text{evalm}(Kb_0 + Ks_0) \text{ # stivhetsmatrise, total}$

$$\begin{bmatrix} 18400000000 \text{ [N]} & 0 \\ 0 & 41016631250000 \text{ [N]} \text{ [mm}^2\text{]} \end{bmatrix}$$

Initielle stivhetsmatriser genereres for stål og betong og slås sammen. Da finnes den totale, initielle stivhetsmatrisen.

Tøyninger og spenninger

$\epsilon t_0 := \text{evalm}(\text{inverse}(\mathbf{K}t_0) \& * R)$:# tøyning-krumningsmatrise

$\epsilon_{m0} := \text{simplify}(\epsilon t_0[1, 1])$:# middeltøyning fra tøyning-krumningsmatrise

$$-\frac{1}{4600}$$

$\kappa_0 := \text{simplify}(\epsilon t_0[2, 1])$:# krumning fra tøyning-krumningsmatrise

$$\frac{16000}{6562661} \left\| \left\| \frac{1}{m} \right\| \right\|$$

for i from 1 to n do $z_i := \Delta_h \cdot (i - 0.5) - h_c + \alpha_0 \cdot d_c$; **od** :# armer for betonglameller

for i from 1 to n do $\epsilon_i := \epsilon_{m0} - z_i \cdot \kappa_0$; **od** :# tøyning, betonglameller

$\epsilon s1_0 := \epsilon_{m0} - z_{s1} \cdot \kappa_0$:# tøyning, armeringslag 1

$\epsilon s2_0 := \epsilon_{m0} - z_{s2} \cdot \kappa_0$:# tøyning, armeringslag 2

for i from 1 to n do $\sigma_i := f_{cd} \cdot \left(\text{if} \left(\epsilon_i \geq 0, 0, \text{if} \left(\epsilon_i \leq -\epsilon_{c2}, -1, - \left(1 - \left(1 - \frac{-\epsilon_i}{\epsilon_{c2}} \right)^2 \right) \right) \right) \right)$; **od** :

spenning, betonglameller (ikkelineært forløp med øvre grense)

$\sigma_{s1} := \text{if} \left(\left| \epsilon s1_0 \right| < \epsilon_{yd} \epsilon s1_0, \frac{\epsilon s1_0 \cdot \epsilon_{yd}}{\text{abs}(\epsilon s1_0)} \right) \cdot E_s$:

spenning, armeringslag 1 (bilineært forløp med øvre grense)

$\sigma_{s2} := \text{if} \left(\left| \epsilon s2_0 \right| < \epsilon_{yd} \epsilon s2_0, \frac{\epsilon s2_0 \cdot \epsilon_{yd}}{\text{abs}(\epsilon s2_0)} \right) \cdot E_s$:

spenning, armeringslag 2 (bilineært forløp med øvre grense)

Med utgangspunkt i stivhetsmatrisen og ytre laster genereres en tøyning-/krumningsmatrise. Denne beskriver middeltøyning og krumning av tverrsnittet, og på bakgrunn av dette finnes tøyninger i alle betonglameller, samt armeringslag. Det ikke-lineære forholdet mellom spenninger og tøyninger i betongen i henhold til EC 2, 3.1.7 er definert, og opptredende spenninger i betonglamellene finnes. Det bilineære spennings-tøyningforholdet til armeringen er også definert her.

spenningsmatriser

$S_b := \text{evalm}(b_c \cdot \Delta_h \cdot (\text{sum}(\text{matrix}(2, 1, [\sigma_p - z_i \sigma_i], i=1..n)))$) # spenningsmatrise, betong

$S_s := \text{evalm}(A_{s2} \cdot \text{matrix}(2, 1, [\sigma_{s1} - z_{s1} \cdot \sigma_{s1}]) + A_{s1} \cdot \text{matrix}(2, 1, [\sigma_{s2} - z_{s2} \cdot \sigma_{s2}]))$:
spenningsmatrise, armering

$S_t := \text{map}(\text{simplify}, \text{evalm}(S_b + S_s))$ # spenningsmatrise, total

$kI_0 := \text{abs}\left(\frac{R[1, 1] - S_t[1, 1]}{R[1, 1]}\right)$ # avvik mellom indre og ytre arbeid for aksiallast

$k2_0 := \text{abs}\left(\frac{R[2, 1] - S_t[2, 1]}{R[2, 1]}\right)$ # avvik mellom indre og ytre arbeid, moment

$m_0 := \max(kI_0, k2_0)$ # største avvik mellom indre og ytre arbeid

0.5459241821

if $\beta < m_0$ **then** *print(iterasjon nødvendig)* **elif** $\beta \geq m_0$ **then** *print(iterasjon ikke nødvendig)*
end if

iterasjon nødvendig

Spenningene summeres i form av aksiallast og moment og danner den totale spenningsmatrisen. Avviket mellom indre og ytre krefter sammenlignes mot konvergenskravet og brukeren får beskjed dersom iterasjon er nødvendig.

iterasjon av sekantmoduler**iterasjon steg**

Her regnes første iterasjonssteg ut for det initielle tverrsnittet.

for i **from** 1 **to** n **do** $E2_i := \frac{\sigma_i}{\epsilon_i}$ **od** # nye sekant-elasticitetsmoduler, betonglameller

$Kb_1 := \text{simplify}(b_c \cdot \Delta_h \cdot \text{sum}(\text{Matrix}(2, 2, [1, -z_p, -z_p, z_i^2]) \cdot E2_i, i=1..n))$:
stivhet, betonglameller, iterert

$Kt_1 := \text{map}(\text{simplify}, \text{evalm}(Kb_1 + Ks_0))$ # total stivhet av tverrsnitt

$\epsilon_1 := \text{map}(\text{simplify}, \text{evalm}(\text{inverse}(Kt_1) \&* R))$ # ny tøyning – krumningsmatrise

$\epsilon_{m1} := \text{simplify}(\epsilon_1[1, 1])$ # middeltøyning i tverrsnitt

-0.0001573248631

$\kappa_1 := \text{simplify}(\epsilon_1[2, 1])$ # krumning av tverrsnitt

$$0.006347991873 \left\| \frac{1}{m} \right\|$$

for i from 1 to n do $\epsilon_{1_i} := \epsilon_{m1} - z_i \cdot \kappa_1$; **od** # tøyninger i betonglameller

$\epsilon_{s1} := \epsilon_{m1} - z_{s1} \cdot \kappa_1$ # tøyning, armeringslag 1

$\epsilon_{s2} := \epsilon_{m1} - z_{s2} \cdot \kappa_1$ # tøyning, armeringslag 2

$E_{1_s} := E_s$ # initiellverdi for Elastisitetsmodul, armeringslag 1

$E_{2_s} := E_s$ # initiellverdi for Elastisitetsmodul, armeringslag 1

if $\text{abs}(\epsilon_{s1}) < 2.5 \cdot 10^{-3}$ **then** $E_{1_s} := E_s$ **else** $E_{1_s} := \text{abs}\left(\frac{\sigma_{s1}}{\epsilon_{s1}}\right)$ **end if**:

reduksjon av elastisitetsmodul, armeringslag 1, dersom flytetøyning er nådd

$K_{s1} := A_{s1} \cdot E_{1_s} \cdot \text{Matrix}(2, 2, [1, -z_{s1}, -z_{s1}, z_{s1}^2])$ # stivhetsmatrise, armeringslag 1

if $\text{abs}(\epsilon_{s2}) < 2.5 \cdot 10^{-3}$ **then** $E_{2_s} := E_s$ **else** $E_{2_s} := \text{abs}\left(\frac{\sigma_{s2}}{\epsilon_{s2}}\right)$ **end if**:

reduksjon av elastisitetsmodul, armeringslag 2, dersom flytetøyning er nådd

$K_{s2} := A_{s2} \cdot E_{2_s} \cdot \text{Matrix}(2, 2, [1, -z_{s2}, -z_{s2}, z_{s2}^2])$ # stivhetsmatrise, armeringslag 2

$K_{s1} := \text{evalm}(K_{s1} + K_{s2})$ # stivhetsmatrise, begge armeringslag

for i from 1 to n do $\sigma_{1_i} := f_{cd} \cdot \left(\text{if} \left(\epsilon_i \geq 0, 0, \text{if} \left(\epsilon_i \leq -\epsilon_{c2}, -1, - \left(1 - \left(1 - \frac{-\epsilon_i}{\epsilon_{c2}} \right)^2 \right) \right) \right) \right)$; **od**:

ny spenning, betonglameller (ikkelineært forløp med øvre grense)

$\sigma_{s1} := \text{if} \left(\left| \epsilon_{s1} \right| < \epsilon_{yd}, \epsilon_{s1}, \frac{\epsilon_{s1} \cdot \epsilon_{yd}}{\text{abs}(\epsilon_{s1})} \right) \cdot E_s$:

ny spenning, armeringslag 1 (bilineært forløp med øvre grense)

$\sigma_{s2} := \text{if} \left(\left| \epsilon_{s2} \right| < \epsilon_{yd}, \epsilon_{s2}, \frac{\epsilon_{s2} \cdot \epsilon_{yd}}{\text{abs}(\epsilon_{s2})} \right) \cdot E_s$:

ny spenning, armeringslag 2 (bilineært forløp med øvre grense)

$SI_b := \text{evalm}(b_c \cdot \Delta_h \cdot (\text{sum}(\text{matrix}(2, 1, [\sigma_{1_i} - z_i \sigma_{1_i}]), 'i'=1..n)))$:

ny spenningsmatrise, betong

$SI_s := \text{evalm}(A_{s2} \cdot \text{matrix}(2, 1, [\sigma_{s1} - z_{s1} \cdot \sigma_{s1}]) + A_{s1} \cdot \text{matrix}(2, 1, [\sigma_{s2} - z_{s2} \cdot \sigma_{s2}]))$:

ny spenningsmatrise, armering

$SI_t := \text{map}(\text{simplify}, \text{evalm}(SI_b + SI_s))$ # ny spenningsmatrise, total

$$\begin{bmatrix} -2.618156543 \cdot 10^6 \text{ [[N]]} \\ 673.0333797 \text{ [[kNm]]} \end{bmatrix}$$

$kI_1 := \text{abs}\left(\frac{R[1, 1] - SI_t[1, 1]}{R[1, 1]}\right)$ # kontroll 1, iterasjon

$$k2_1 := \text{abs}\left(\frac{(R[2, 1] - SI_t[2, 1])}{R[2, 1]}\right) \text{ :\# kontroll 2, iterasjon}$$

$$m_1 := \max(k1_1, k2_1) \text{ \# maksimalt avvik i arbeidslikevekt, iterasjon}$$

0.3454608642

Dersom konvergenskravet ikke er oppfylt og det er behov for iterasjon utføres første iterasjonssteg her punkt for punkt. Basert på de opptredende tøyningene og spenningene funnet tidligere oppdateres betongens elastisitetsmodul. Ny stivhetsmatrise for betongen regnes ut, og hele prosessen gjentas.

iterasjon automatisk

Her gjentas uttrykkene som finnes under "iterasjon steg" til konvergenskrav er oppfylt, eller til antall iterasjoner er oversteget.

count := 0 :

```

while  $\beta < m_1$  and count  $\leq$  iterasjoner and  $\text{abs}(\varepsilon s1_1) < \varepsilon_{ud}$  and  $\text{abs}(\varepsilon s2_1) < \varepsilon_{ud}$  do for i
  from 1 to n do  $E2_i := \frac{\sigma I_i}{\varepsilon I_i}$ ; od; for i from 1 to n do  $E2_i$ ; od; if  $\text{abs}(\varepsilon s1_1) < \varepsilon_{yd}$  then  $E1_s$ 
  :=  $E_s$  else  $E1_s := \text{abs}\left(\frac{\sigma I_{s1}}{\varepsilon s1_1}\right)$  end if;  $E1_s$ ;  $Ks1_1 := A_{s1} \cdot E1_s \cdot \text{Matrix}(2, 2, [1, -zs_1, -zs_1,$ 
 $zs_1^2])$ ; if  $\text{abs}(\varepsilon s2_1) < \varepsilon_{yd}$  then  $E2_s := E_s$  else  $E2_s := \text{abs}\left(\frac{\sigma I_{s2}}{\varepsilon s2_1}\right)$  end if;  $E2_s$ ;  $Ks2_1 := A_{s2}$ 
 $\cdot E2_s \cdot \text{Matrix}(2, 2, [1, -zs_2, -zs_2, zs_2^2])$ ;  $Ks_1 := \text{evalm}(Ks1_1 + Ks2_1)$ ;  $Kb_1 := \text{simplify}(b_c \cdot \Delta_h$ 
 $\cdot \text{sum}(\text{Matrix}(2, 2, [1, -z_p, -z_p, z_i^2]) \cdot E2_i, 'i'=1..n))$ ;  $Kt_1 := \text{map}(\text{simplify}, \text{evalm}(Kb_1$ 
 $+ Ks_1))$ ;  $\varepsilon t_1 := \text{map}(\text{simplify}, \text{evalm}(\text{inverse}(Kt_1) \& * R))$ ;  $\varepsilon_{m1} := \text{simplify}(\varepsilon t_1[1, 1])$ ;  $\varepsilon_{m1}$ 
 $:= \text{simplify}(\varepsilon t_1[2, 1])$ ; for i from 1 to n do  $\varepsilon l_i := \varepsilon_{m1} - z_i \cdot \varepsilon_{m1}$ ; od;  $\varepsilon s1_1 := \varepsilon_{m1} - zs_1 \cdot \varepsilon_{m1}$ ;
 $\varepsilon s2_1 := \varepsilon_{m1} - zs_2 \cdot \varepsilon_{m1}$ ; for i from 1 to n do  $\sigma l_i := f_{cd} \cdot \left( \text{if} \left( \varepsilon l_i \geq 0, 0, \text{if} \left( \varepsilon l_i \leq -\varepsilon_{c2}, -1, - \left( 1 - \left( 1 - \frac{-\varepsilon l_i}{\varepsilon_{c2}} \right)^2 \right) \right) \right) \right)$ ; od;  $\sigma I_{s1} := \text{if} \left( \left| \varepsilon s1_1 \right| < \varepsilon_{yd}, \frac{\varepsilon s1_1 \cdot \varepsilon_{yd}}{\text{abs}(\varepsilon s1_1)} \right) \cdot E_s$ ;  $\sigma I_{s2} :=$ 
 $\text{if} \left( \left| \varepsilon s2_1 \right| < \varepsilon_{yd}, \frac{\varepsilon s2_1 \cdot \varepsilon_{yd}}{\text{abs}(\varepsilon s2_1)} \right) \cdot E_s$ ;  $SI_b := \text{evalm}(b_c \cdot \Delta_h \cdot (\text{sum}(\text{matrix}(2, 1, [\sigma I_p,$ 
 $-z_i \sigma I_i])', 'i'=1..n))$ ;  $SI_s := \text{evalm}(A_{s2} \cdot \text{matrix}(2, 1, [\sigma I_{s1}, -zs_1 \cdot \sigma I_{s1}]) + A_{s1} \cdot \text{matrix}(2,$ 
 $1, [\sigma I_{s2}, -zs_2 \cdot \sigma I_{s2}]))$ ;  $SI_t := \text{map}(\text{simplify}, \text{evalm}(SI_b + SI_s))$ ;  $k1_1$ 
 $:= \text{abs}\left(\frac{R[1, 1] - SI_t[1, 1]}{R[1, 1]}\right)$ ;  $k2_1 := \text{abs}\left(\frac{(R[2, 1] - SI_t[2, 1])}{R[2, 1]}\right)$ ;  $m_1 := \max(k1_1,$ 
 $k2_1)$ ; count := 1 + count; od;

```

Dersom konvergenskravet ikke er oppfylt etter første iterasjonssteg utfører en såkalt «while-løkke» resten av arbeidet med å finne tilstanden i søyletverrsnittet. Her repeteres utregningene i forrige tekstboks til konvergenskravet er oppnådd, eller til det maksimale antall iterasjonssteg er nådd. Dette skjer hovedsakelig hvis tverrsnittet i utgangspunktet er underdimensjonert.

Resultater etter iterasjon:	
<pre>print("antall iterasjoner utført:")and count + 1 "antall iterasjoner utført:" 8</pre>	<pre>print("største utnyttelsesgrad av betong i prosent er") and abs((1 / (f_cd * ([mm]^2 / [N])) * (min(sigma_1 * ([mm]^2 / [N]) , sigma_n * ([mm]^2 / [N]))))) * 100)</pre> <pre>"største utnyttelsesgrad av betong i prosent er" 100.0000000</pre>
<pre>if beta > m_1 then print("konvergenskrav oppfylt") else print("konvergenskrav ikke oppfylt") end if "konvergenskrav oppfylt"</pre>	
<pre>if epsilon_l_1 < -epsilon_cd then print("for store betongtøyninger i lamell 1") else print("betongtøyninger i lamell 1 ok") end if "betongtøyninger i lamell 1 ok"</pre>	
<pre>if epsilon_l_n < -epsilon_cd then print("for store betongtøyninger i lamell n") else print("betongtøyninger i lamell n ok") end if "betongtøyninger i lamell n ok"</pre>	
<pre>if abs(epsilon_s_l_1) >= epsilon_ud then print(FOR STORE STÅLTØYNINGER, ITERASJON AVBRUTT) else print("ståltøyninger i lag 1 OK")end if</pre>	<pre>print(utnyttelsesgrad av armeringslag nr en" i" prosent er)and abs((sigma_sl * 100 / f_yd)</pre>

<p>"ståltøyninger i lag 1 OK"</p>	<p><i>utnyttelsesgrad av armeringslag nr en" i"</i> <i>prosent er</i></p> <p>65.96320710</p>
<p>if $\text{abs}(\epsilon s_1^2) \geq \epsilon_{ud}$ then <i>print(FOR STORE</i> <i>STÅLTØYNINGER,</i> <i>ITERASJON AVBRUTT)</i> else <i>print("ståltøyninger i lag 2 OK")</i> end if</p> <p>"ståltøyninger i lag 2 OK"</p>	<p><i>print(utnyttelsesgrad av armeringslag nr to" i"</i> <i>prosent er) and</i> $\text{abs}\left(\frac{\sigma_{s2} \cdot 100}{f_{yd}}\right)$ <i>utnyttelsesgrad av armeringslag nr to" i" prosen.</i> <i>er</i></p> <p>82.30379630</p>

Etter denne første iterasjonsprosessen er ferdig returneres resultatene. Dersom ønsket konvergenskrav er oppnådd innenfor det maksimale antall iterasjoner som tidligere er definert, har man resultater med ønsket nøyaktighet. Her informeres brukeren om antall iterasjoner utført, om grenseverdier for tøyning i betong eller stål er nådd, samt spenningsutnyttelse av betong og de to armeringslagene.

armeringsareal-iterasjon

under dette punktet gjentas forrige iterasjon, men med et tilleggskrav om armeringsutnyttelse

$Ks1_1 := A_{s1} \cdot EI_s \cdot \text{Matrix}(2, 2, [1, -zs_1, -zs_1, zs_1^2])$:# stivhetsmatrise for armeringslag 1

$Ks2_1 := A_{s2} \cdot EI_s \cdot \text{Matrix}(2, 2, [1, -zs_2, -zs_2, zs_2^2])$:# stivhetsmatrise for armeringslag 2

$Ks_1 := \text{evalm}(Ks1_1 + Ks2_1)$:# samlet stivhetsmatrise for armering

$$\begin{bmatrix} 1400000000 \text{ [N]} & 0 \\ 0 & 56000000000000 \text{ [N] [mm}^2\text{]} \end{bmatrix}$$

$m_2 := 10$:

$count := 0$:

En ny iterasjon skal utføres med mål om å redusere armeringsmengden i søylen for å øke utnyttelsesgraden av stål og betong. Uttrykket bygger på forrige uttrykk, men nå blir også stivhetsmatrisene for armeringslagene endret mellom iterasjonsstegene.

```

while count ≤ iterasjoner and β < m2 do if abs(εs1) ≤ 0.99 · εyd and ε1 > -0.99 · εcd
  then As1 := max(0.99 · As1,  $\frac{A_{s,\min}}{2}$ ) elif εyd > abs(εs1) ≥ 0.99 · εyd then As1 := As1
  else As1 := 1.01 · As1 end if; if abs(εs2) ≤ 0.99 · εyd and ε1 > -0.99 · εcd then As2
  := max(0.99 · As2,  $\frac{A_{s,\min}}{2}$ ) elif εyd > abs(εs2) ≥ 0.99 · εyd then As2 := As2 else As2
  := 1.01 · As2 end if; for i from 1 to n do E2i :=  $\frac{\sigma_{i1}}{\epsilon_{i1}}$ ; od; for i from 1 to n do E2i od;
if abs(εs1) < εyd then E1s := Es else E1s := abs( $\frac{\sigma_{s1}}{\epsilon_{s1}}$ ) end if; E1s; Ks1 := As1 · E1s
· Matrix(2, 2, [1, -zs1, -zs1, zs12]); if abs(εs2) < εyd then E2s := Es else E2s
:= abs( $\frac{\sigma_{s2}}{\epsilon_{s2}}$ ) end if; E2s; Ks2 := As2 · E2s · Matrix(2, 2, [1, -zs2, -zs2, zs22]); Ks1
:= evalm(Ks1 + Ks2); Kb1 := simplify(bc · Δh · sum(Matrix(2, 2, [1, -zp, -zp, zp2]); E2i; i'
= 1 .. n)); Kt1 := map(simplify, evalm(Kb1 + Ks1)); ε1 := map(simplify,
evalm(inverse(Kt1) & * R)); εm1 := simplify(ε1[1, 1]); κ1 := simplify(ε1[2, 1]); for i
from 1 to n do εi := εm1 · zi · κ1; od; εs1 := εm1 - zs1 · κ1; εs2 := εm1 - zs2 · κ1; for i
from 1 to n do σi := fcd · ( if (εi ≥ 0, 0, if (εi ≤ -εc2, -1, - (1 - (1 -  $\frac{-\epsilon_{i1}}{\epsilon_{c2}}$ )2))) ) ) ) ) ) ) ; od;
σs1 := if ( |εs1| < εyd, εs1,  $\frac{\epsilon_{s1} \cdot \epsilon_{yd}}{\text{abs}(\epsilon_{s1})}$  ) · Es; σs2 := if ( |εs2| < εyd, εs2,
 $\frac{\epsilon_{s2} \cdot \epsilon_{yd}}{\text{abs}(\epsilon_{s2})}$  ) · Es; S1b := evalm(bc · Δh · (sum(matrix(2, 1, [σ1p, -zi · σ1i]); i' = 1 .. n) )); S1t
:= evalm(As1 · matrix(2, 1, [σ1p, -zs1 · σ1s1]) + As2 · matrix(2, 1, [σ1p, -zs2 · σ1s2])); S1t
:= map(simplify, evalm(S1b + S1s)); k1 := abs( $\frac{R[1, 1] - S_{1t}[1, 1]}{R[1, 1]}$ ); k2
:= abs( $\frac{(R[2, 1] - S_{1t}[2, 1])}{R[2, 1]}$ ); if min(abs(εs1), abs(εs2)) < 0.98 · εyd and As1
>  $\frac{A_{s,\min}}{2}$  and As2 >  $\frac{A_{s,\min}}{2}$  then m2 := β + 1 else m2 := max(k1, k2) end if; count
:= count + 1; od;

```

Uttrykket over inneholder alle de samme uttrykkene som i forrige iterasjonsprosess.

Konvergenskravet og antall iterasjonssteg er fortsatt styrende, men denne gangen endres armeringsarealene i de respektive lagene avhengig av opptredende tøyninger funnet i forrige iterasjonssteg. Uttrykket er formulert slik at konvergens overstyres dersom:

1. Utnyttelsen i begge armeringslag er lavere enn 98%.
2. Minimumsarmering ikke er nådd.

På denne måten optimaliseres armeringen med en spenningsutnyttelse på minimum 98%.

En forenkling er gjort ved å definere minimumsarmering for hvert armeringslag lik halve totale minimumsarmeringen. Dette for å redusere prosessorbruk.

Resultater etter reduksjon av armeringsmengde:	
<pre>print("antall iterasjoner utført:")and count + 1 "antall iterasjoner utført:" 46</pre>	<pre>print("største utnyttelsesgrad av betong i prosent er") and abs((1 / (f_cd * ([mm]^2 / [N])) * (min(sigma_1 * ([mm]^2 / [N]) , sigma_1_n * ([mm]^2 / [N])))) * 100) "største utnyttelsesgrad av betong i prosent er" 100.0000000</pre>
<pre>if beta > m_2 then print("konvergenskrav oppfylt") else print("konvergenskrav ikke oppfylt") end if "konvergenskrav oppfylt"</pre>	<pre>print("utnyttelsesgrad av armeringslag nr 1 i prosent er")and abs((sigma_sl * 100 / f_yd));if A_s1 = A_s_min / 2 then print("(minimumsarmering i hht. EC2)")end if "utnyttelsesgrad av armeringslag nr 1 i prosent er" 99.44475353</pre>
<pre>if epsilon_n < -epsilon_cd then print("for store betongtøyninger i lamell n") else print("betongtøyninger i lamell n OK")end if "betongtøyninger i lamell n OK"</pre>	<pre>print("utnyttelsesgrad av armeringslag nr 2 i prosent er")and abs((sigma_s2 * 100 / f_yd));if A_s2 = A_s_min / 2 then print("(minimumsarmering i hht. EC2)")end if "utnyttelsesgrad av armeringslag nr 2 i prosent er " 99.89767063</pre>

	"(minimumsarmering i hht. EC2)"
<pre> if $\epsilon l_1 < -\epsilon_{cd}$ then <i>print</i>("for store betongtøyninger i lamell 1") else <i>print</i>("betongtøyninger i lamell 1 OK")end if "betongtøyninger i lamell 1 OK" </pre>	<pre> <i>print</i>("største ståltøyning:" max(abs(ϵl_1), abs(ϵs_1))) 0.002171688492 "største ståltøyning:" </pre>
<pre> if abs(ϵl_1) $\geq \epsilon_{ud}$ then <i>print</i>("for store ståltøyninger i lag 1") else <i>print</i>("ståltøyninger i lag 1 OK")end if "ståltøyninger i lag 1 OK" </pre>	
<pre> if abs(ϵs_1) $\geq \epsilon_{ud}$ then <i>print</i>("for store ståltøyninger i lag 2") else <i>print</i>("ståltøyninger i lag 2 OK")end if "ståltøyninger i lag 2 OK" </pre>	<pre> <i>print</i>("Nødvendig armering i armeringslag 1") and A_{s1} "Nødvendig armering i armeringslag 1" 0.002226649199 [m^2] </pre>
<pre> if <i>count</i> \geq <i>iterasjoner</i> then <i>print</i>("maks antall iterasjoner")end if </pre>	<pre> <i>print</i>("Nødvendig armering i armeringslag 2") and A_{s2} "Nødvendig armering i armeringslag 2" 0.002803463281 [m^2] </pre>

Til slutt i dokumentet kommer en ny oppsummering. Denne gang er armeringsarealer endret og brukeren får også her beskjed om søylens tilstand.

Hvis ønskelig kan brukeren få ytterligere informasjon, som tallverdier for tøyninger og spenninger, elastisitetsmoduler OSV. Dette ved å skrive navnet på de aktuelle parameterne i regnearket.

NTNU

Vedlegg E

Resultater fra "Krystall"

I dette vedlegget finnes skjermbilder fra programmet «Krystall» for de tre lasttilfellene brukt til kontroll og verifisering i kapittel 3.

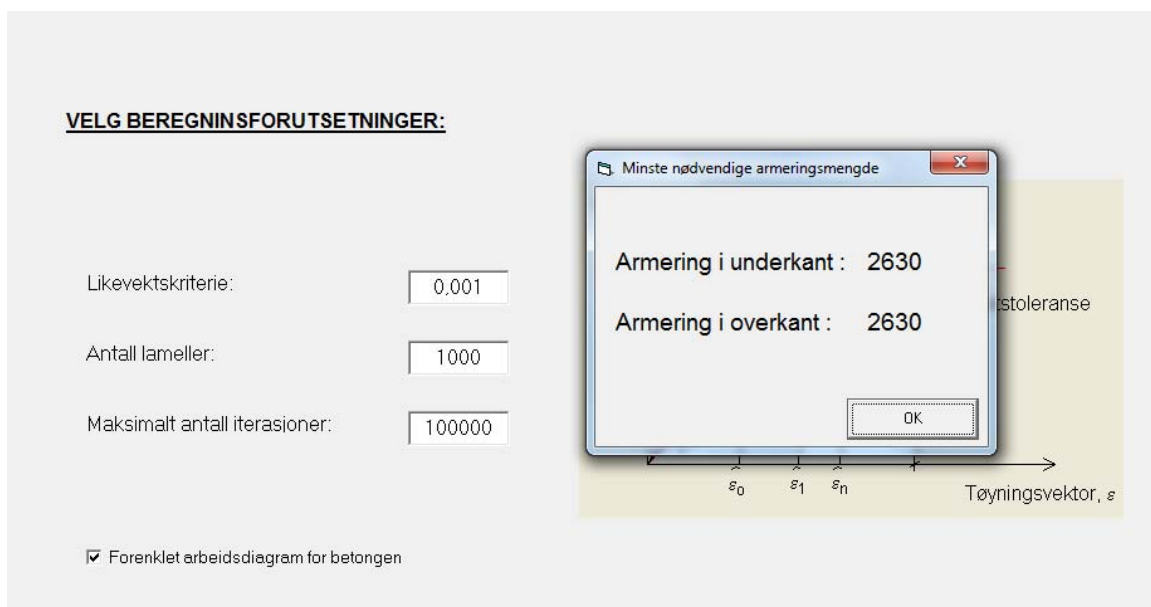
Moment og aksiallast

$N_{Ed} = 4000 \text{ kN}$

$M_{Ed} = 1000 \text{ kNm}$

Første tilfelle fra «Krystall» er tilfellet med både moment og aksiallast. Informasjon om tverrsnitt og initiell armeringsmengde finnes i tabell 7.

Skjermbildet nedenfor viser optimal, symmetrisk armeringsmengde.



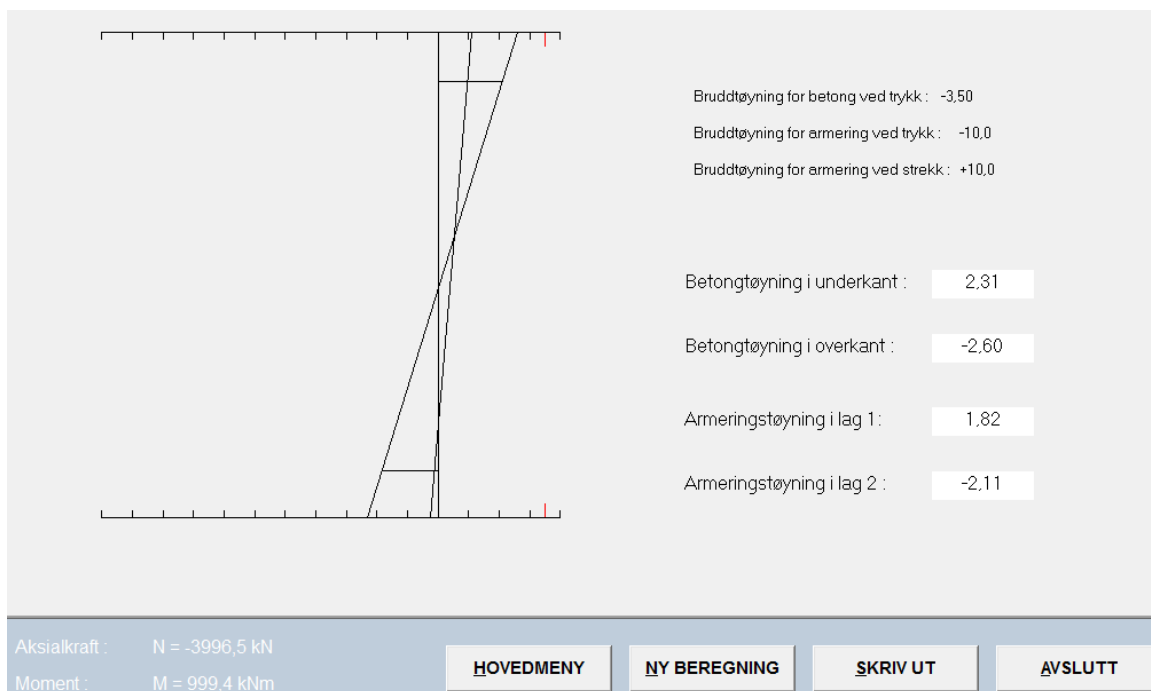
Andre bilde viser spenninger og utnyttelsesgrader for tverrsnittet fra tabell 7.

Betongspenning i underkant :	0,00	N/mm ²	Utnyttelsesgrad :	0,00
Betongspenning i overkant :	-19,50	N/mm ²	Utnyttelsesgrad :	1,00
Armeringsspenning i lag 1 :	291,48	N/mm ²	Utnyttelsesgrad :	0,73
Armeringsspenning i lag 2 :	-337,31	N/mm ²	Utnyttelsesgrad :	0,84

Aksialkraft : N = -3996,5 kN
 Moment : M = 999,4 kNm

HOVEDMENY NY BEREGNING SKRIV UT AVSLUTT

Skjermbildet nedenfor viser tøyninger for tverrsnittet fra tabell 7.



Moment $N_{Ed} = 0,1 \text{ kN}$ $M_{Ed} = 500 \text{ kNm}$

Informasjon om tverrsnitt og initiell armeringsmengde finnes i tabell 12.

Skjermbildet viser optimal, symmetrisk armeringsmengde.

VELG BEREGNINGSFORUTSETNINGER:

Likevektskriterie:

Antall lameller:

Maksimalt antall iterasjoner:

Forenklet arbeidsdiagram for betongen

Minste nødvendige armeringsmengde

Armering i underkant : 2993

Armering i overkant : 2993

OK

Tøyningstoleranse

ε_0 ε_1 ε_n → Tøyningsvektor, ε

Skjermbildet nedenfor viser spenninger og utnyttelsesgrader for tverrsnittet fra tabell 12.

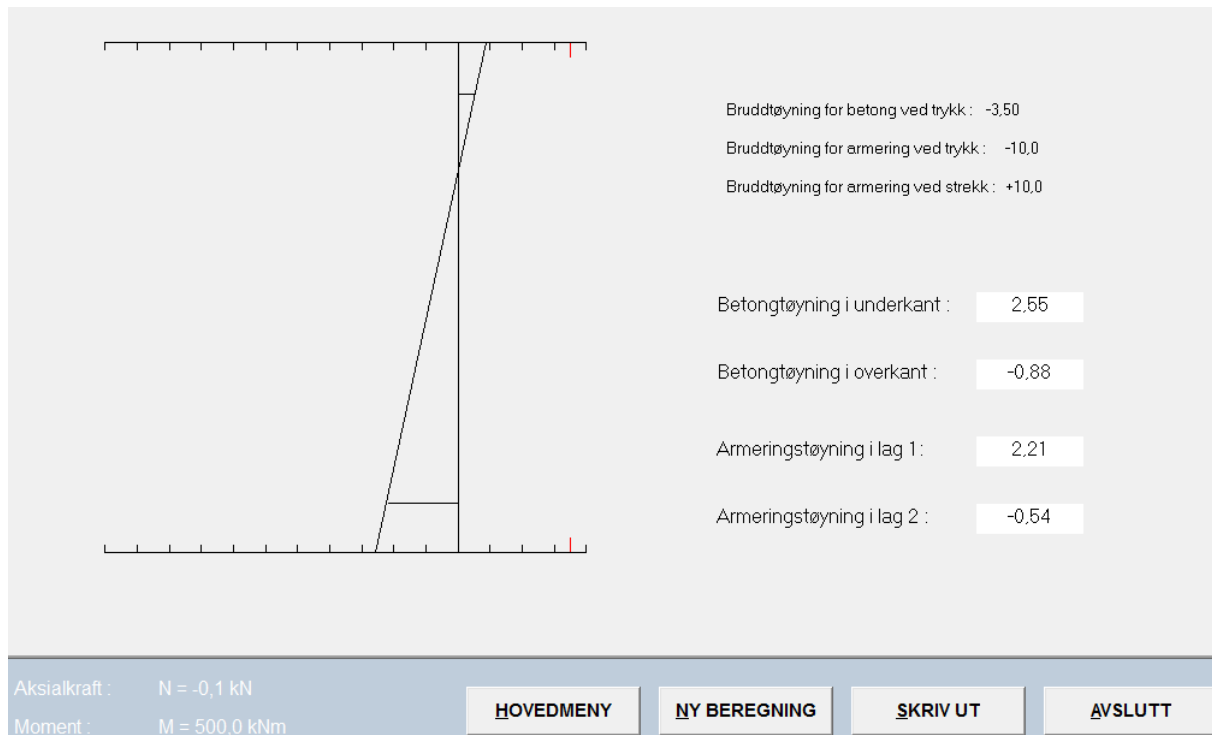
KONTROLL AV SPENNINGER I BETONG OG ARMERING: (8 ITERASJONER)

Betongspenning i underkant :	0,00	N/mm ²	Utnyttelsesgrad :	0,00
Betongspenning i overkant :	-13,36	N/mm ²	Utnyttelsesgrad :	0,68
Armeringsspenning i lag 1 :	353,47	N/mm ²	Utnyttelsesgrad :	0,88
Armeringsspenning i lag 2 :	-85,76	N/mm ²	Utnyttelsesgrad :	0,21

Aksialkraft : N = -0,1 kN

Moment : M = 500,0 kNm

Skjermbildet nedenfor viser tøyninger for tverrsnittet fra tabell 12.



Moment **$N_{Ed} = 10500$ kN** **$M_{Ed} = 0,1$ kNm**

Informasjon om tverrsnitt og initiell armeringsmengde finnes i tabell 10.

Skjermbildet nedenfor viser optimal, symmetrisk armeringsmengde.

VELG BEREKNINGSFORUTSETNINGER:

Likevektskriterie:

Antall lameller:

Maksimalt antall iterasjoner:

Forenklet arbeidsdiagram for betongen

Minste nødvendige armeringsmengde

Armering i underkant : 926

Armering i overkant : 926

OK

stoleranse

ε_0 ε_1 ε_n Tøyingsvektor, ε

Skjermbildet nedenfor viser spenninger og utnyttelsesgrader for tverrsnittet fra tabell 10.

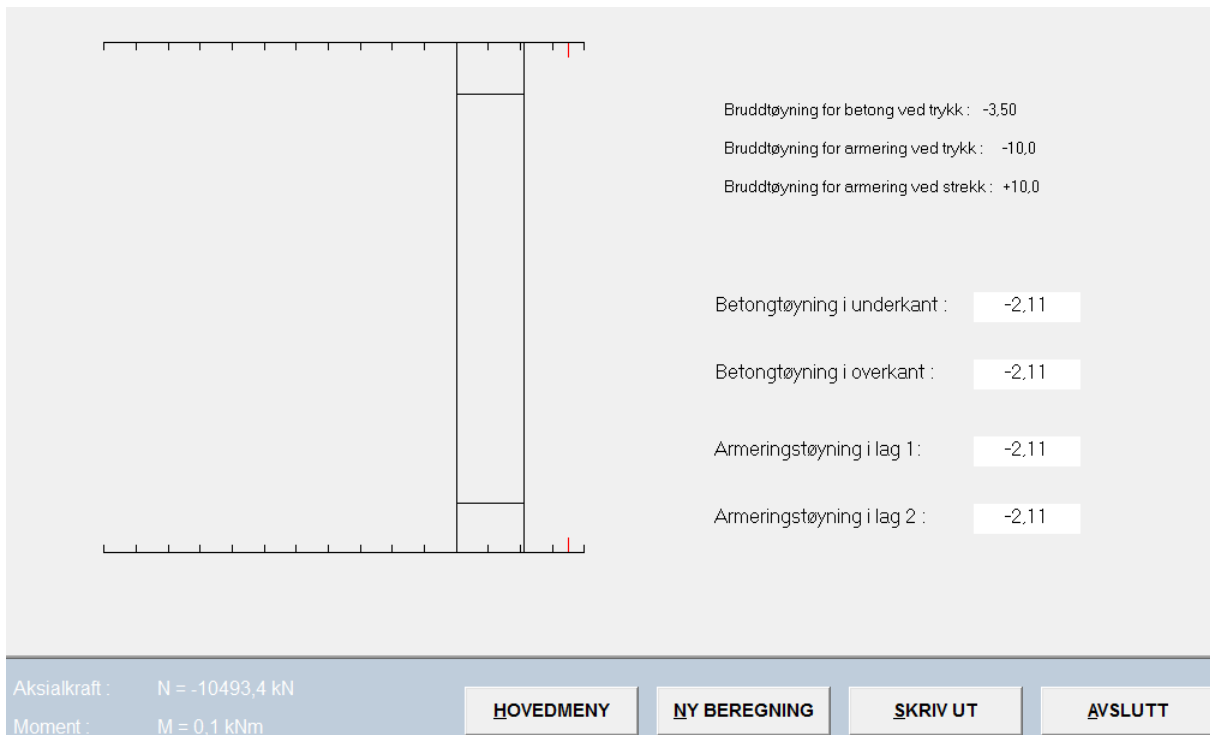
KONTROLL AV SPENNINGER I BETONG OG ARMERING: (43 ITERASJONER)

Betongspenning i underkant :	<input type="text" value="-19,50"/>	N/mm ²	Utnyttelsesgrad :	<input type="text" value="1,00"/>
Betongspenning i overkant :	<input type="text" value="-19,50"/>	N/mm ²	Utnyttelsesgrad :	<input type="text" value="1,00"/>
Armeringsspenning i lag 1 :	<input type="text" value="-337,68"/>	N/mm ²	Utnyttelsesgrad :	<input type="text" value="0,84"/>
Armeringsspenning i lag 2 :	<input type="text" value="-338,14"/>	N/mm ²	Utnyttelsesgrad :	<input type="text" value="0,85"/>

Aksialkraft : $N = -10493,4$ kN

Moment : $M = 0,1$ kNm

Skjermbildet nedenfor viser tøyninger for tverrsnittet fra tabell 10.



NTNU

Vedlegg F

Knekk lengder, eksempel ramme

I dette vedlegget finnes beregning av knekk lengder for eksempel ramme, kapittel 4.6.

Regneeksempel basert på egen ramme

Geometri

restart

$$b := 600 \text{ [mm]} :$$

Nedre søyle:

$$h_{ns} := 600 \text{ [mm]} :$$

$$L_{ns} := 4000 \text{ [mm]} :$$

$$I_{ns} := \frac{b \cdot h_{ns}^3}{12}$$

$$\frac{27}{2500} \text{ [m}^4 \text{]}$$

Øvre søyle:

$$h_{os} := 400 \text{ [mm]} :$$

$$L_{os} := 3000 \text{ [mm]} :$$

$$I_{os} := \frac{b \cdot h_{os}^3}{12}$$

$$\frac{2}{625} \text{ [m}^4 \text{]}$$

Bjelker:

$$h_b := 600 \text{ [mm]} :$$

Øvre høyre

$$L_{boh} := 2000 \text{ [mm]} :$$

Øvre venstre

$$L_{bov} := 4000 \text{ [mm]}$$

$$4000 \text{ [mm]}$$

Nedre høyre

$$L_{bnh} := 5000 \text{ [mm]} :$$

Nedre venstre

$$L_{b_{nv}} := 3000 \text{ [mm]} :$$

$$I_b := \frac{b \cdot h_b^3}{12}$$

$$\frac{27}{2500} \text{ [m}^4\text{]}$$

$$E := 30000 \frac{\text{[N]}}{\text{[mm]}^2} :$$

Felles søyle- og bjelkestivheter

$$S_{\theta_{ns}} := \frac{4 \cdot E \cdot I_{ns}}{L_{ns}} :$$

$$S_{\theta_{b\theta h}} := \frac{3 \cdot E \cdot I_b}{L_{b\theta h}} :$$

$$S_{\theta_{b\theta v}} := \frac{3 \cdot E \cdot I_b}{L_{b\theta v}} :$$

$$S_{\theta_{bnh}} := \frac{3 \cdot E \cdot I_b}{L_{bnh}} :$$

$$S_{\theta_{bnv}} := \frac{3 \cdot E \cdot I_b}{L_{bnv}} :$$

Metode basert på rotasjonsinnspenningsgrad

Stivheter

$$c_{uforskyvelig} := 4.8$$

4.8

$$c_{forskyvelig} := 2.4$$

2.4

Knutepunktstivheter:

$$R_A := \frac{S_{\theta_{b\theta h}} + S_{\theta_{b\theta v}}}{S_{\theta_{b\theta h}} + S_{\theta_{b\theta v}} + \frac{c_{uforskyvelig} \cdot E \cdot I_{\theta s}}{L_{\theta s}}}$$

0.8259687289

$$R_B := \frac{S_{\theta_{bnh}} + S_{\theta_{bnv}} + S_{\theta_{ns}}}{S_{\theta_{bnh}} + S_{\theta_{bnv}} + S_{\theta_{ns}} + \frac{c_{uforskyvelig} \cdot E \cdot I_{\theta s}}{L_{\theta s}}}$$

0.8457831323

$$R_1 := \frac{S_{\theta_{b\theta h}} + S_{\theta_{b\theta v}}}{S_{\theta_{b\theta h}} + S_{\theta_{b\theta v}} + \frac{c_{forskyvelig} \cdot E \cdot I_{\theta s}}{L_{\theta s}}}$$

0.9046909902

$$R_2 := \frac{S_{\theta_{bnh}} + S_{\theta_{bnv}} + S_{\theta_{ns}}}{S_{\theta_{bnh}} + S_{\theta_{bnv}} + S_{\theta_{ns}} + \frac{c_{forskyvelig} \cdot E \cdot I_{\theta s}}{L_{\theta s}}}$$

0.9164490862

Knekk lengde for ramme med uforskyvelige ender

$$\beta_{0, uforskyvelig, RIG} := \frac{2}{2 + 1.1 \cdot \min(R_A, R_B) + 0.9 \cdot \max(R_A, R_B)}$$

0.5449932204

$$L_{0, uforskyvelig, RIG} := \beta_{0, uforskyvelig, RIG} \cdot L_{\theta s}$$

1634.979661 $[[mm]]$

Knekk lengde for ramme med forskyvelige ender

$$\beta_{0, forskyvelig, RIG} := 2 \cdot \frac{\sqrt{R_1 + R_2 - R_1 \cdot R_2}}{R_1 + R_2}$$

1.093831800

$$L_{0, forskyvelig, RIG} := \beta_{0, forskyvelig, RIG} \cdot L_{\theta s}$$

3281.495400 $[[mm]]$

Metode basert på relativ rotasjonsfleksibilitet**Relative rotasjonsfleksibiliteter**

$$k_A := \frac{\frac{E \cdot I_{\theta s}}{L_{\theta s}}}{S_{\theta b \theta h} + S_{\theta b \theta v}} :$$

0.0438957

$$k_B := \frac{\frac{E \cdot I_{\theta s}}{L_{\theta s}}}{S_{\theta b n h} + S_{\theta b n v} + S_{\theta n s}} :$$

0.0379867

Knekk lengde for rammer med uforskyvelige ender

$$\beta_{0, \text{uforskyvelig, RR}} := 0.5 \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_A}{0.45 + k_A}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_B}{0.45 + k_B}\right)}$$

0.5416730460

$$L_{0, \text{uforskyvelig, RR}} := \beta_{0, \text{uforskyvelig, RR}} \cdot L_{\theta s}$$

1625.019138 [[mm]]

Knekk lengde for rammer med forskyvelige ender

$$\beta_{0, \text{forskyvelig, RR}} := \max\left(\sqrt{1 + \frac{10 \cdot k_A \cdot k_B}{k_A + k_B}}, \left(1 + \frac{k_A}{1 + k_A}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_B}{1 + k_B}\right)\right) :$$

convert(%, float, 6)

1.09711

$$L_{0, \text{forskyvelig, RR}} := \beta_{0, \text{forskyvelig, RR}} \cdot L_{\theta s} :$$

convert(%, float, 6)

3291.33 [[mm]]

Metode basert på matrisestatikk**Uforskyvelig ramme****rotasjonsstivhet**

$$S_{\theta n s} := \frac{4 \cdot E \cdot I_{n s}}{L_{n s}} \cdot \phi_3 :$$

$$S_{\theta b \theta h} := \frac{3 \cdot E \cdot I_b}{L_{b \theta h}} :$$

$$S_{\theta b \theta v} := \frac{3 \cdot E \cdot I_b}{L_{b \theta v}} :$$

$$S_{\theta b n h} := \frac{4 \cdot E \cdot I_b}{L_{b n h}} :$$

$$S_{\theta b n v} := \frac{3 \cdot E \cdot I_b}{L_{b n v}} :$$

$$S_{\theta \theta s} := \frac{4 \cdot E \cdot I_{\theta s}}{L_{\theta s}} \cdot \phi_3 :$$

$$\text{beta} := \frac{\text{Pi}}{2} \cdot \sqrt{\text{rho}} :$$

$$\phi_1 := \text{beta} \cdot \cot(\text{beta}) :$$

$$\phi_2 := \frac{\text{beta}^2}{3 \cdot (1 - \phi_1)} :$$

$$\phi_3 := \frac{\phi_1 + 3 \cdot \phi_2}{4} :$$

$$\phi_4 := \frac{-\phi_1 + 3 \cdot \phi_2}{2} :$$

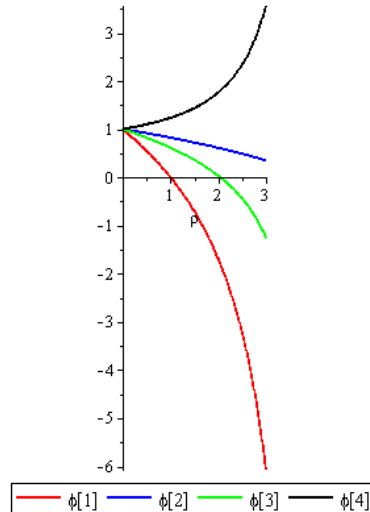
p1 := plot(phi_1, rho=0..3, color=red, legend=typeset("phi_1"), scaling=constrained) :

p2 := plot(phi_2, rho=0..3, color=blue, legend=typeset("phi_2"), scaling=constrained) :

p3 := plot(phi_3, rho=0..3, color=green, legend=typeset("phi_3"), scaling=constrained) :

p4 := plot(phi_4, rho=0..3, color=black, legend=typeset("phi_4"), scaling=constrained) :

plots:-display(p1, p2, p3, p4);

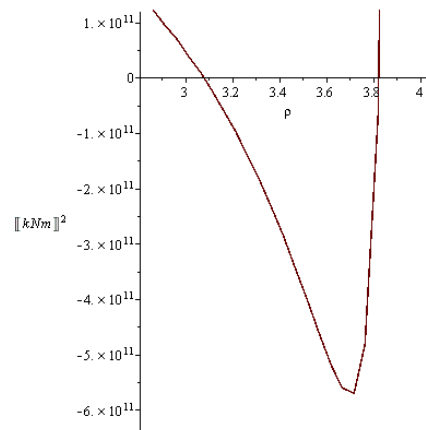


$$K := \text{matrix} \left(2, 2, \left[S_{\theta b \theta h} + S_{\theta b \theta v} + S_{\theta \theta s}, \frac{0.5 \cdot \phi_4}{\phi_3} \cdot S_{\theta \theta s}, \frac{0.5 \cdot \phi_4}{\phi_3} \cdot S_{\theta \theta s}, S_{\theta b n h} + S_{\theta b n v} + S_{\theta n s} \right] \right) :$$

$$P := \text{Determinant} \left(\text{matrix} \left(2, 2, \left[S_{\theta b \theta h} + S_{\theta b \theta v} + S_{\theta \theta s}, \frac{0.5 \cdot \phi_4}{\phi_3} \cdot S_{\theta \theta s}, \frac{0.5 \cdot \phi_4}{\phi_3} \cdot S_{\theta \theta s}, S_{\theta b n h} + S_{\theta b n v} + S_{\theta n s} \right] \right) \right) :$$

$$\frac{1}{\left(\pi \sqrt{\rho} \cot\left(\frac{1}{2} \pi \sqrt{\rho}\right) - 2 \right)^2} \left(\left[[kNm] \right]^2 \left(3.920000000 \cdot 10^8 \pi^4 \rho^2 \cot\left(\frac{1}{2} \pi \sqrt{\rho}\right)^4 - 1.808000000 \cdot 10^9 \pi^4 \rho^2 \cot\left(\frac{1}{2} \pi \sqrt{\rho}\right)^2 + 3.728770000 \cdot 10^{10} \pi^3 \rho^{3/2} \cot\left(\frac{1}{2} \pi \sqrt{\rho}\right)^3 + 3.920000000 \cdot 10^8 \pi^4 \rho^2 - 3.523970000 \cdot 10^{10} \pi^3 \rho^{3/2} \cot\left(\frac{1}{2} \pi \sqrt{\rho}\right) + 2.712980000 \cdot 10^{11} \pi^2 \rho \cot\left(\frac{1}{2} \pi \sqrt{\rho}\right)^2 + 77711400000 \pi^2 \rho - 154518840000 \pi \sqrt{\rho} \cot\left(\frac{1}{2} \pi \sqrt{\rho}\right) + 170061120000 \right) \right)$$

plot(P, rho = 0 ..10)



Finner her determinantens første nullverdi manuelt fra grafen

$\rho := 3.07$

3.07

$P :$

simplify(%)

$$4.611066557 \cdot 10^{15} \left[\frac{m^4 kg^2}{s^4} \right]$$

$$N_e := \frac{(3.1415926)^2 \cdot E \cdot I_{\theta s}}{L_{\theta s}^2} :$$

$$N_{kr} := \rho \cdot N_e :$$

$$L_{kr} := \sqrt{\frac{L_{\theta s}^2}{\rho}}$$

$$1712.190437 \text{ [mm]}$$

Forskyvelig ramme

rotasjonsstivhet

$\rho := 'rho'$:

$$S_{\theta ns} := \frac{4 \cdot E \cdot I_{ns}}{L_{ns}} \cdot \phi_3 :$$

$$S_{\theta bh} := \frac{3 \cdot E \cdot I_b}{L_{bh}} :$$

$$S_{\theta bv} := \frac{3 \cdot E \cdot I_b}{L_{bv}} :$$

$$S_{\theta bh} := \frac{4 \cdot E \cdot I_b}{L_{bh}} :$$

$$S_{\theta_{bnv}} := \frac{3 \cdot E \cdot I_b}{L_{bnv}} :$$

$$S_{\theta_{\theta s}} := \frac{4 \cdot E \cdot I_{\theta s}}{L_{\theta s}} \cdot \phi_3 :$$

$$S_{v_{\theta s}} := \frac{6 \cdot E \cdot I_{\theta s}}{L_{\theta s}^2} \cdot \phi_2 \text{ :#moment fra forskyvning}$$

$$\text{beta} := \frac{\text{Pi}}{2} \cdot \sqrt{\text{rho}} :$$

$$\phi_1 := \text{beta} \cdot \cot(\text{beta}) :$$

$$\phi_2 := \frac{\text{beta}^2}{3 \cdot (1 - \phi_1)} :$$

$$\phi_3 := \frac{\phi_1 + 3 \cdot \phi_2}{4} :$$

$$\phi_4 := \frac{-\phi_1 + 3 \cdot \phi_2}{2} :$$

$$\phi_5 := \phi_1 \cdot \phi_2 :$$

$$K11 := S_{\theta_{\theta v}} + S_{\theta_{\theta h}} + S_{\theta_{\theta s}} :$$

$$K21 := \frac{0.5 \cdot \phi_4}{\phi_3} \cdot S_{\theta_{\theta s}} :$$

$$K31 := -S_{v_{\theta s}} :$$

$$K12 := \frac{0.5 \cdot \phi_4}{\phi_3} \cdot S_{\theta_{\theta s}} :$$

$$K22 := S_{\theta_{ns}} + S_{\theta_{\theta s}} + S_{\theta_{bnv}} + S_{\theta_{bnh}} :$$

$$K32 := -S_{v_{\theta s}} :$$

$$K13 := -S_{v_{\theta s}} :$$

$$K23 := -S_{v_{\theta s}} :$$

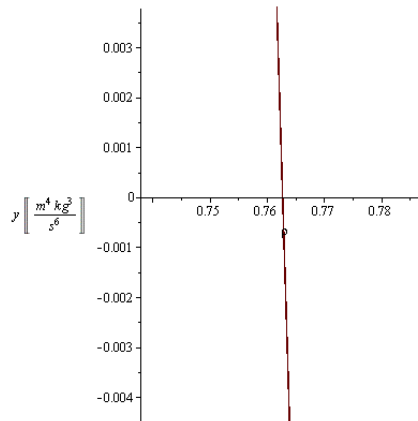
$$K33 := \frac{12 \cdot E \cdot I_{\theta s}}{L_{\theta s}^3} \cdot \phi_5 :$$

$$K_{\text{forskyvelig}} := \text{Matrix}(3, 3, [K11, K12, K13, K21, K22, K23, K31, K32, K33]) :$$

$Q := \text{Determinant}(\text{map}(\text{simplify}, \text{Matrix}(3, 3, [K11, K12, K13, K21, K22, K23, K31, K32, K33]))) :$

$\text{simplify}(\%) :$

$\text{plot}(\%, \text{rho} = 0..5, y = -1..1)$



Verdi for rho finnes her manuelt ved første løsning av $Q=0$

$\text{rho} := 0.763$

0.763

$Q :$

$\text{simplify}(\%)$

$1.580699474 \cdot 10^{23} \left[\frac{m^4 \cdot kg^3}{s^6} \right]$

$$N_e := \frac{(3.1415926)^2 \cdot E \cdot I_{\theta s}}{L_{\theta s}^2} :$$

$$N_{kr} := \text{rho} \cdot N_e :$$

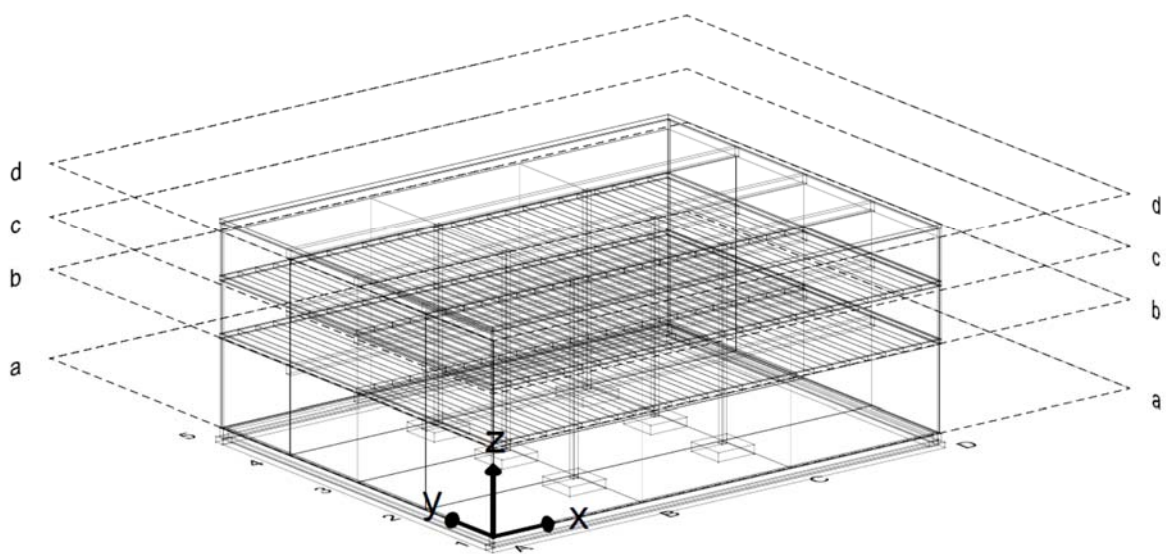
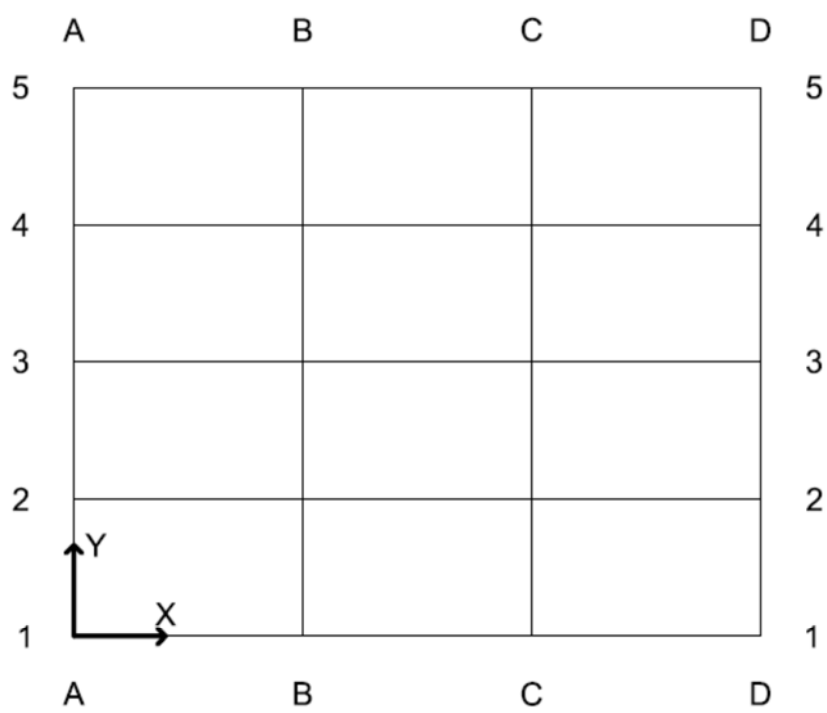
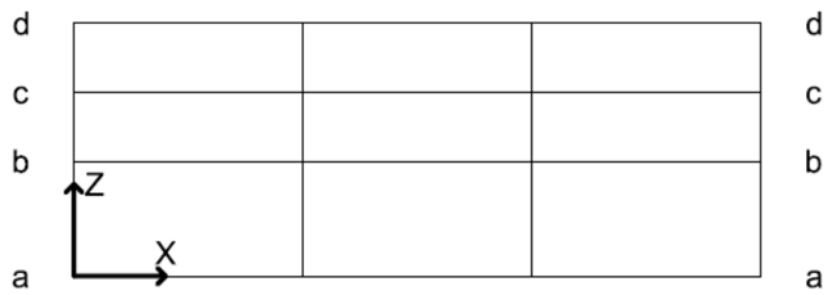
$$L_{kr} := \sqrt{\frac{L_{\theta s}^2}{\text{rho}}}$$

3434.464137 $[[mm]]$

NTNU

Vedlegg G

Aksestystem for eksempelbygg



NTNU

Vedlegg H

Dimensjoneringsrapport

Laster på tak

Karakteristisk snølast

$$s_k := 3.5 \frac{kN}{m^2} \quad \text{EC 1, Del 1-3 [20], Tabell NA.4.1(901)}$$

$$\mu_1 := 0.8 \quad \text{EC 1, Del 1-3 [20], Tabell 5.2}$$

$$C_e := 1 \quad \text{EC 1, Del 1-3 [20], Tabell 5.1}$$

$$C_t := 1 \quad \text{EC 1, Del 1-3 [20], 5.2(8)}$$

$$s := \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 2.8 \frac{kN}{m^2} \quad \text{EC 1, Del 1-3 [20], 5.2(3)P a)}$$

$$Q_k := s = 2.8 \frac{kN}{m^2}$$

Karakteristisk egenlast

$$G_k := 6.9 \frac{kN}{m^2} + 0.15 \frac{kN}{m^2} = 7.05 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Byggforskblad 471.031 [21]}$$

Lastfaktorer og partialfaktorer for snølast i henhold til EC 1

$$\psi_0 := 0.7 \quad \text{EC 1 [22], Tabell 4.1}$$

$$\psi_1 := 0.5 \quad \text{EC 1 [22], Tabell 4.1}$$

$$\psi_2 := 0.2 \quad \text{EC 1 [22], Tabell 4.1}$$

$$\gamma_Q := 1.5 \quad \text{EC 0 [5], Tabell A1.2(A)}$$

$$\gamma_G := 1.35 \quad \text{EC 0 [5], Tabell A1.2(A)}$$

$$\xi := 0.89 \quad \text{EC 0 [5], Tabell NA.A1.2(B)}$$

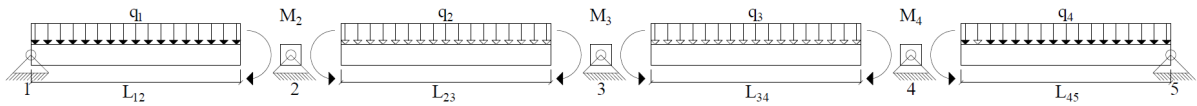
Det antas gode grunnforhold og ingen fare for tap av statisk likevekt. Dimensjonerende lastsituasjon blir da "STR"

$$q_{Ed.1} := \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k = 12.5 \frac{kN}{m^2} \quad \text{EC 0 [5], (6.10a)}$$

$$q_{Ed.2} := \xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k = 12.7 \frac{kN}{m^2} \quad \text{EC 0 [5], (6.10b)}$$

$$q_{Ed} := \max(q_{Ed.1}, q_{Ed.2}) = 12.7 \frac{kN}{m^2}$$

Krefter på dekket



$$2 \cdot M_2 \cdot (L_{12} + L_{23}) + M_3 \cdot L_{23} - \frac{q_1}{4} \cdot L_{12}^3 - \frac{q_2}{4} \cdot L_{23}^3$$

$$M_2 \cdot L_{12} + 2 \cdot M_3 \cdot (L_{23} + L_{34}) + M_4 \cdot L_{34} - \frac{q_2}{4} \cdot L_{23}^3 - \frac{q_3}{4} \cdot L_{34}^3$$

$$M_3 \cdot L_{34} + 2 \cdot M_4 \cdot (L_{34} + L_{45}) - \frac{q_3}{4} \cdot L_{34}^3 - \frac{q_4}{4} \cdot L_{45}^3$$

$$L_{12} := 6 \text{ m}$$

$$L_{23} := 6 \text{ m}$$

$$L_{34} := 6 \text{ m}$$

$$L_{45} := 6 \text{ m}$$

"Når kunstig fjerning eller omfordeling av snøen på et tak kan skje, bør taket dimensjoneres for lasttilfeller deretter" EC1[20], del 1-3,5.2(5). I denne oppgaven antas det ingen snøfjerning, da dette aspektet av dimensjoneringen ikke er tungt vektlagt.

$$q_1 := q_{Ed} \quad q_2 := q_1 \quad q_3 := q_1 \quad q_4 := q_1$$

$$A := \begin{bmatrix} 2 \cdot (L_{12} + L_{23}) & L_{23} & 0 \text{ m} \\ L_{12} & 2 \cdot (L_{23} + L_{34}) & L_{34} \\ 0 \text{ m} & L_{34} & 2 \cdot (L_{34} + L_{45}) \end{bmatrix}$$

$$C := \begin{bmatrix} \frac{q_1}{4} \cdot L_{12}^3 + \frac{q_2}{4} \cdot L_{23}^3 \\ \frac{q_2}{4} \cdot L_{23}^3 + \frac{q_3}{4} \cdot L_{34}^3 \\ \frac{q_3}{4} \cdot L_{34}^3 + \frac{q_4}{4} \cdot L_{45}^3 \end{bmatrix}$$

$$B := A^{-1} \cdot C = \begin{bmatrix} 48.9 \\ 32.6 \\ 48.9 \end{bmatrix} \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed,2} := B_0 = 48.9 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed,3} := B_1 = 32.6 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed.4} := B_2 = 48.9 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Resterende krefter i systemet finnes ved kraftlikevekt:

Lengde 12 og 45

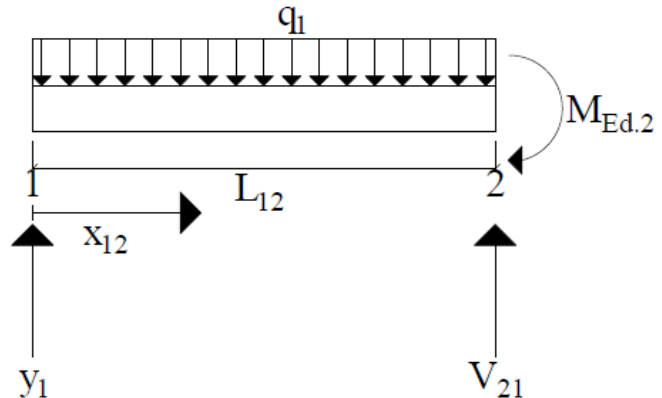
På grunn av symmetri trengs det bare å regne på ett av feltene.

Opplager-/skjærkrefter

Momentlikevekt om "1" = 0

$$V_{21} := \frac{q_1 \cdot \frac{L_{12}^2}{2} + M_{Ed.2}}{L_{12}} = 46.2 \frac{kN}{m}$$

$$V_{45} := V_{21}$$



Kraftlikevekt i y-retning = 0

$$y_1 := (q_1 \cdot L_{12}) - V_{21} = 29.9 \frac{kN}{m}$$

$$y_5 := y_1$$

Feltmoment

$$x_{12} := \frac{y_1}{q_1} = 2.36 \text{ m}$$

$$M_{Felt12} := -q_1 \cdot \frac{x_{12}^2}{2} + y_1 \cdot x_{12} = 35.2 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Lengde 23 og 34

Opplager-/skjærkrefter

Momentlikevekt om "2"=0

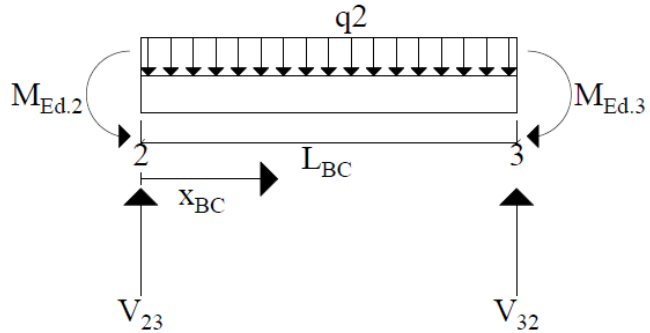
$$V_{32} := \frac{-M_{Ed,2} + 0.5 \cdot q_2 \cdot L_{23}^2 + M_{Ed,3}}{L_{23}} = 35.3 \frac{kN}{m}$$

Kraftlikevekt i y-retning=0

$$V_{23} := q_2 \cdot L_{23} - V_{32} = 40.7 \frac{kN}{m}$$

Feltmoment

$$x_{23} := \frac{V_{23}}{q_2} = 3.21 \text{ m}$$



Momentlikevekt om $M_{Felt23} = 0$

$$M_{Felt23} := -M_{Ed,2} + V_{23} \cdot x_{23} - q_2 \cdot \frac{x_{23}^2}{2} = 16.6 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Opplagerkrefter

$$y_1 = 29.866 \frac{kN}{m}$$

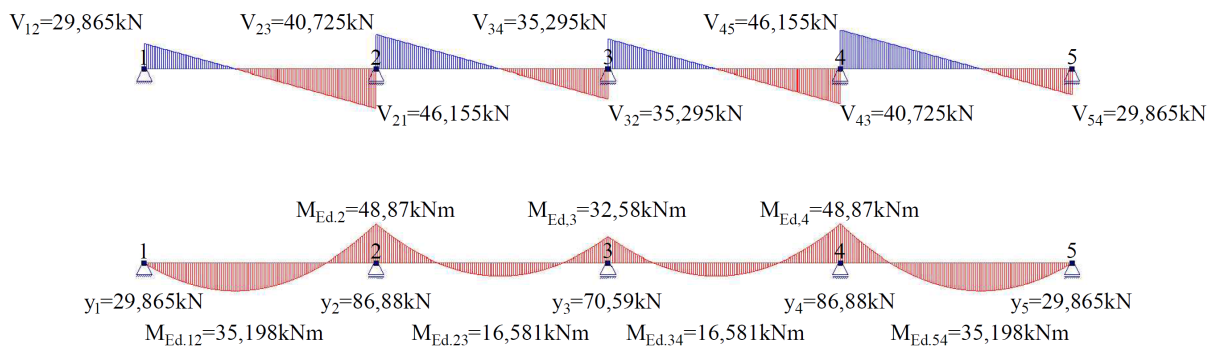
$$y_2 := V_{21} + V_{23} = 86.9 \frac{kN}{m}$$

$$y_3 := 2 \cdot V_{32} = 70.6 \frac{kN}{m}$$

$$y_4 := y_2 = 86.9 \frac{kN}{m}$$

$$y_5 = 29.866 \frac{kN}{m}$$

Oppsummering av krefter



Dimensjonering av dekke på tak

Regner først i bruddgrensetilstanden.

Eksponeringsklasse XC3, moderat fuktighet

EC 2 [8], Tabell 4.1

$$\phi := 12 \text{ mm}$$

Armeringsdiameter

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Overdekning

$$C_{min.b} := \phi = 12 \text{ mm}$$

EC 2 [8], Tabell NA.4.2

$$C_{min.dur} := 25 \text{ mm}$$

EC 2 [8], Tabell NA.4.4.N

$$\Delta C_{dur.\gamma} := 0 \text{ mm}$$

EC 2 [8], NA.4.4.1.2(6)

$$C_{min} := \max(C_{min.b}, C_{min.dur}, \Delta C_{dur.\gamma}) = 25 \text{ mm}$$

EC 2 [8], 4.4.1.2 (2)

$$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm}$$

EC 2 [8], NA.4.4.1.3(1)

$$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 35 \text{ mm}$$

EC 2 [8], 4.4.1.1(2)

Materialparametere

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_s := 1.15$$

EC 2 [8], Tabell NA.2.1N

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.78 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

EC 2 [8], Tabell NA.2.1N

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

EC 2 [8], NA.3.1.6(1)

$$f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EC 2 [8], Tabell 3.1

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 19.83 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EC 2 [8], (3.15)

$$E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EC 2 [8], 3.2.7(4)

$$E_{cm} := 34000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EC 2 [8], Tabell 3.1

**Nødvendig høyde og effektiv høyde av
betongverrsnitt i bruddgrensetilstand**
(Normalarmert, fullt utnyttet trykksone)

$$M_{Ed,max} := \max(B_0, B_1, B_2) = 48.9 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$K := 0.275$$

Sørensen[7], Tabell 4.3

$$d_{nødv} := \sqrt{\frac{M_{Ed,max} \cdot m}{K \cdot f_{cd} \cdot b}} = 94.66 \text{ mm}$$

Sørensen[7], (4.25)

Velger $h=250$ mm på grunn av nedbøyning i bruksgrensetilstanden

$$h := 250 \text{ mm}$$

$$A_c := b \cdot h = 250000 \text{ mm}^2$$

$$d := h - C_{nom} - \frac{\phi}{2} = 209 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} := K \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 238.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Sørensen[7], (4.23a)

$$c := 0.17$$

Sørensen[7], Tabell 4.5

**Grenser for minimums- og maksimumsarmering i
henhold til EC 2**

$$f_{ctm} := 3.2 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

EC 2 [8], Tabell 3.1

$$A_{s,min} := \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d, 0.0013 \cdot b \cdot d\right) = 347.8 \text{ mm}^2$$

EC 2 [8], 9.2.1.1(1)

$$A_{s,max} := 0.04 \cdot b \cdot h = 10000 \text{ mm}^2$$

EC 2 [8], 9.2.1.1(3)

Maksimal senteravstand mellom jern i hoved- og fordelingsretning for felt og støtte:

$$S_{max.slabs.hoved} := 250 \text{ mm}$$

EC 2 [8], NA.9.3.1.1(3)

$$S_{max.slabs.fordeling} := 400 \text{ mm}$$

EC 2 [8], NA.9.3.1.1(3)

Dimensjonering for støttemoment 2 og 4

$$M_{Ed,2} = 48.872 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$z := \min \left(\left(1 - c \cdot \frac{M_{Ed,2} \cdot b}{M_{Rd}} \right) \cdot d, 0.95 \cdot d \right) \quad \text{Sørensen[7], (4.28)}$$

$$A_{s,nødv,2} := \frac{M_{Ed,2}}{f_{yd} \cdot z} = 566.1 \frac{mm^2}{m} \quad \text{Sørensen[7], (4.27)}$$

>As,min **OK!**

$$A_{s,\phi 12} := \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = 113.1 \text{ mm}^2$$

Antall jern pr. meter

$$n_2 := \frac{A_{s,nødv,2}}{A_{s,\phi 12}} = 5.006 \frac{1}{m}$$

$$s_{nødv,2} := \frac{b}{n_2 \cdot m} = 199.77 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

For enkelhets skyld settes avstanden

$$s_2 := 195 \text{ mm}$$

Som gir armeringsmengden

$$A_{s,2} := A_{s,\phi 12} \cdot \frac{b}{s_2} = 579.99 \text{ mm}^2$$

Armering over støtter 2 og 4: Ø12, c-c 195mm

Dimensjonering for støttemoment 3

$$M_{Ed,3} := B_1 = 32.6 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$A_{s,nødv,3} := \frac{M_{Ed,3}}{f_{yd} \cdot z} = 377.4 \frac{mm^2}{m} \quad \text{Sørensen[7], (4.27)}$$

>As,min **OK!**

Antall jern pr. meter

$$n_3 := \frac{A_{s,nødv,3}}{A_{s,\phi 12}} = 3.3 \frac{1}{m}$$

c-c armering

$$s_{n\ddot{o}dv.3} := \frac{b}{n_3 \cdot m} = 299.7 \text{ mm}$$

IKKE OK!

Bruker minimumsavstand på hovedarmering

$$s_3 := 250 \text{ mm}$$

Som gir armeringsmengden

$$A_{s.3} := A_{s.\phi 12} \cdot \frac{b}{s_3} = 452.4 \text{ mm}^2$$

Armering over støtte 3: Ø12, c-c 250mm

Dimensjonering for feltmoment, 12 og 45

$$M_{Felt12} = 35.2 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{Rd} = 238.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$z_{felt.12} := \min \left(\left(1 - c \cdot \frac{M_{Felt12} \cdot b}{M_{Rd}} \right) \cdot d, 0.95 \cdot d \right) = 198.55 \text{ mm} \quad \text{Sørensen[7], (4.28)}$$

$$A_{s.n\ddot{o}dv.felt12} := \frac{M_{Felt12}}{f_{yd} \cdot z_{felt.12}} = 407.8 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad \text{Sørensen[7], (4.27)}$$

>As,min **OK!**

Jern pr. meter

$$n_{felt.12} := \frac{A_{s.n\ddot{o}dv.felt12}}{A_{s.\phi 12}} = 3.6 \frac{1}{\text{m}}$$

$$s_{n\ddot{o}dv.felt.12} := \frac{b}{n_{felt.12} \cdot m} = 277.4 \text{ mm} \quad \text{IKKE OK!}$$

Bruker maksimumsavstand for hovedarmering

$$s_{felt.12} := 250 \text{ mm}$$

Som gir armeringsmengden

$$A_{s,felt.12} := A_{s,\phi 12} \cdot \frac{b}{s_{felt.12}} = 452.4 \text{ mm}^2$$

På grunn av symmetri gjelder det samme for felt 45

$$A_{s,felt.45} := A_{s,felt.12} = 452.4 \text{ mm}^2$$

Armering i felt 12 og 45: Ø12, c-c 250mm

Dimensjonering for feltmoment, 23 og 34

$$M_{Felt23} = 16.6 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{Rd} = 238.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$z_{felt.23} := \min \left(\left(1 - c \cdot \frac{M_{Felt23} \cdot b}{M_{Rd}} \right) \cdot d, 0.95 \cdot d \right) = 198.55 \text{ mm} \quad \text{Sørensen}[7], (4.28)$$

$$A_{s,nødv.felt23} := \frac{M_{Felt23}}{f_{yd} \cdot z_{felt.23}} = 192.1 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad \text{Sørensen}[7], (4.27)$$

< $A_{s,min}$ **IKKE OK!**

Jern pr. meter

$$n_{felt.23} := \frac{A_{s,nødv.felt23}}{A_{s,\phi 12}} = 1.7 \frac{1}{\text{m}}$$

$$s_{nødv.felt.23} := \frac{b}{n_{felt.23} \cdot m} = 588.8 \text{ mm}$$

> $S_{max.slabs.hoved}$ **IKKE OK!**

Bruker maksimumsavstand for hovedarmering

$$s_{felt.23} := 250 \text{ mm}$$

= $S_{max.slabs.hoved}$ **OK!**

Som gir armeringsmengden

$$A_{s,felt.23} := A_{s,\phi 12} \cdot \frac{b}{s_{felt.23}} = 452.4 \text{ mm}^2$$

> $A_{s,min}$ **OK!**

Armering i felt 23 og 34: Ø12, c-c 250mm

Tverrarmering

I henhold til EC 2 [8], 9.3.1.1(2) skal armering i tverretning utgjøre minst 20% av lengdearmeringen. "ikke nødvendig med tverrarmering for hovedarmering i overkant der det ikke er bøyemoment i tverretning" (EC 2 [8], 9.3.1.1(2)). Det velges stangdiameter 10mm for tverrarmeringen.

Over støtte 2 og 4:

$$A_{s,\phi 10} := \pi \cdot (5 \text{ mm})^2 = 78.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,t.2} := 0.2 \cdot A_{s,2} = 116 \text{ mm}^2$$

$$n_{t,2} := \frac{A_{s,t.2}}{A_{s,\phi 10}} = 1.5$$

$$s_{n\ddot{o}dv.t.2} := \frac{b}{n_{t,2}} = 677.1 \text{ mm}$$

> $S_{max.slabs.fordeling}$ **Ikke OK!**

Velger da maksimumsavstand, Ø10

$$s_{t,2} := 400 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

$$s_{t,4} := s_{t,2} = 400 \text{ mm}$$

Over støtte 3:

$$A_{s,t.3} := 0.2 \cdot A_{s,3} = 90.5 \text{ mm}^2$$

$$n_{t,3} := \frac{A_{s,t.3}}{A_{s,\phi 10}} = 1.15$$

$$s_{n\ddot{o}dv.t.3} := \frac{b}{n_{t,3}} = 868.1 \text{ mm}$$

> $S_{max.slabs.fordeling}$ **Ikke OK!**

Velger da maksimumsavstand, Ø10

$$s_{t,3} := 400 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

Felt 12 og 45

$$A_{s,t.12} := 0.2 \cdot A_{s,felt.12} = 90.5 \text{ mm}^2$$

$$n_{t.12} := \frac{A_{s.t.12}}{A_{s.\phi 10}} = 1.15$$

$$s_{t.12} := \frac{b}{n_{t.12}} = 868.1 \text{ mm}$$

> $S_{max.slabs.fordeling}$ **Ikke OK!**

Velger da maksimumsavstand, Ø10

$$s_{t.12} := 400 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

$$s_{t.45} := s_{t.12} = 400 \text{ mm}$$

Felt 23 og 34

$$A_{s.t.23} := 0.2 \cdot A_{s.felt.23} = 90.5 \text{ mm}^2$$

$$n_{t.23} := \frac{A_{s.t.23}}{A_{s.\phi 10}} = 1.15$$

$$s_{t.23} := \frac{b}{n_{t.23}} = 868.1 \text{ mm}$$

> $S_{max.slabs.fordeling}$ **Ikke OK!**

Velger da maksimumsavstand, Ø10

$$s_{t.23} := 400 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

$$s_{t.34} := s_{t.23} = 400 \text{ mm}$$

All tverrarmering: Ø10, c-c 400mm

Kontroll av skjærkrefter

Dimensjonerende kapasitet for skjærkraft uten beregningsmessig behov for skjærarmering beregnes i henhold til EC 2 [8], 6.2.2. Største skjærkraft finnes i spenn 12 (og 45), ved støtte 2. Det antas kun armering i toppen. Skjærstrekkbrudd skal kontrolleres en avstand $2d$ fra kant av underliggende dekke. Med mistanke om tilstrekkelig kapasitet sammenlignes kapasitet konservativt med opptredende skjærkraft ved opplager.

Støtte 2 og 4

$$V_{Ed.2} := V_{21} = 46.2 \frac{kN}{m}$$

$$C_{Rd.c} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12 \quad \text{EC 2 [8], NA.6.2.2(1)}$$

$$k_1 := 0.15 \quad \text{EC 2 [8], NA.6.2.2(1)}$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 1.978 \quad \text{EC 2 [8], 6.2.2(1)}$$

$$\rho_1 := \frac{A_{s.2}}{b \cdot d} = 0.00278 \quad \text{EC 2 [8], 6.2.2(1)}$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(f_{ck} \cdot \frac{mm^2}{N} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.576 \quad \text{EC 2 [8], 6.2.2(1)}$$

$$V_{rd.c.min} := v_{min} \cdot \frac{b}{mm} \cdot \frac{d}{mm} \cdot N = 120.41 \text{ kN}$$

$$V_{rd.c} := \left(C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \cdot \frac{mm^2}{N} \right)^{\frac{1}{3}} \right) \cdot \frac{b}{mm} \cdot \frac{d}{mm} \cdot N = 105.9 \text{ kN} \quad \text{EC 2 [8], (6.2.a)}$$

$$V_{ed} < V_{Rd.c} \quad \text{OK!}$$

Armeringsmengden er den samme for tverrsnittet ved opplager 1 og 3. Opplager 3 er imidlertid utsatt for større skjærkraft, så det er tilstrekkelig å beregne denne.

Støtte 3

$$V_{Ed.3} := V_{32} = 35.3 \frac{kN}{m}$$

$$C_{Rd.c} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12 \quad \text{EC 2 [8], NA.6.2.2(1)}$$

$$k_1 := 0.15 \quad \text{EC 2 [8], NA.6.2.2(1)}$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 1.978 \quad \text{EC 2 [8], 6.2.2(1)}$$

$$\rho_{1.3} := \frac{A_{s.3}}{b \cdot d} = 0.00216 \quad \text{EC 2 [8], 6.2.2(1)}$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(f_{ck} \cdot \frac{mm^2}{N} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.576 \quad \text{EC 2 [8], 6.2.2(1)}$$

$$V_{rd.c.min.3} := v_{min} \cdot \frac{b}{mm} \cdot \frac{d}{mm} \cdot N = 120.4 \text{ kN}$$

$$V_{rd.c} := \left(C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_{1.3} \cdot f_{ck} \cdot \frac{mm^2}{N} \right)^{\frac{1}{3}} \right) \cdot \frac{b}{mm} \cdot \frac{d}{mm} \cdot N = 97.4 \text{ kN} \quad \text{EC 2 [8], (6.2.a)}$$

$$V_{ed} < V_{Rd.c} \quad \text{OK!}$$

Skjærtrykbrudd er ikke aktuelt for dette dekket, på grunn av forholdsvis lave skjærkrefter.

Nedbøyningsberegninger i Bruksgrensetilstanden

Dimensjonerende lastvirkning i henhold til "ofte forekommende kombinasjon", EC 0 [5], 6.5.3(2)(b)

$$\psi_1 := 0.5$$

$$G_k := 7.05 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_k := 2.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Felt 12 og 45:

En forenklet nedbøyningsanalyse kan gjennomføres ved å kombinere nedbøyningsformler fra formelhefte [10, s. 98-99, formel 8 og 17].

Nedbøyning

$$\delta_{midt} := \frac{5 \cdot q_1 \cdot L_{12}^4}{384 \cdot EI} - \frac{M_F \cdot L_{12}^2}{16 \cdot EI}$$

Egenlast, påføres etter 7 døgn

$$g := G_k = 7.05 \frac{kN}{m}$$

Nyttelast, påføres etter 90 døgn

$$p := Q_k = 2.8 \frac{kN}{m}$$

$$\psi_1 := 0.5$$

EC 2 [8], Tabell NA.A.1.1

Tilnærmet permanent av nyttelast

$$q := p \cdot \psi_1 = 1.4 \frac{kN}{m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 0.25 \text{ m}$$

$$A_c := b \cdot h = 250000 \text{ mm}^2$$

$$d = 0.21 \text{ m}$$

$$A_s := A_{s, \text{felt.23}} = 452.4 \text{ mm}^2$$

$$l := 6 \text{ m}$$

$$h_0 := \frac{(2 \cdot A_c)}{2 \cdot (h + b)} = 200 \text{ mm}$$

EC 2 [8], (B.6)

Forutsetter sementklasse N, innendørs forhold og betong B35

$$\varphi_{uendelig.7} := 2.8$$

EC 2 [8], Figur 3.1

$$\varphi_{uendelig.90} := 2.2$$

EC 2 [8], Figur 3.1

$$E_{cm} := 34000 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

EC 2 [8], Tabell 3.1

$$M_g := 19.585 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Største feltmoment fra karakteristiske laster (funnet ved å isolere en og en karakteristisk last i utregningen i starten av dokumentet)}$$

$$M_q := 7.779 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Effektiv (langtids) elastisitetmodul

$$E_{c.g} := \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi_{uendelig.7})} = 8947.4 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

EC 2 [8], 7.4.3(5)

$$E_{c.q} := \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi_{uendelig.90})} = 10625 \frac{N}{mm^2} \quad \text{EC 2 [8], 7.4.3(5)}$$

$$E_{c.middel} := \frac{(M_g + M_q)}{\left(\left(\frac{M_g}{E_{c.g}} \right) + \left(\frac{M_q}{E_{c.q}} \right) \right)} = 9367.9 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Sørensen[7], (5.25)}$$

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2} \quad \text{EC 2 [8], 3.2.7(4)}$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{c.middel}} = 21.35$$

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.002$$

$$\alpha := \left((\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho \right)^{0.5} - \eta \cdot \rho = 0.261 \quad \text{Sørensen[7], (5.5)}$$

$$I_c := 0.5 \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot b \cdot d^3 = (2.845 \cdot 10^8) mm^4 \quad \text{Sørensen[7], (5.9)}$$

$$EI := E_{c.middel} \cdot I_c = (2.665 \cdot 10^{12}) N \cdot mm^2 \quad \text{Sørensen[7], (5.10)}$$

$$M_{støtte} := -37.993 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Funnet ved å sette inn karakteristiske laster i utregningen i starten av dokumentet.}$$

$$\delta_{midt} := \frac{(5 \cdot (g + q) \cdot l^4)}{384 \cdot EI} + \frac{(M_{støtte} \cdot l^2)}{16 \cdot EI} = 21.4 \text{ mm}$$

Svinn

$$RH := 50\%$$

$$RH_0 := 100\% \quad \text{EC 2 [8], B.2}$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 1.356 \quad \text{EC 2 [8], B.2}$$

$$\alpha_{ds1} := 4 \quad \text{EC 2 [8], B.2}$$

$$\alpha_{ds2} := 0.12 \quad \text{EC 2 [8], B.2}$$

$$f_{cm} := 43 \frac{N}{mm^2} \quad \text{EC 2 [8], Tabell 3.1}$$

$$f_{cmo} := 10 \frac{N}{mm^2} \quad \text{EC 2 [8], B.2}$$

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left((220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}}\right) \right) \cdot \beta_{RH} \cdot 10^{-6} = 0 \quad \text{EC 2 [8], (B.11)}$$

$$k_h := 0.85 \quad \text{EC 2 [8], Tabell 3.3}$$

Nedbøyningen regnes etter lang tid

$$\beta_{ds} := 1 \quad \text{EC 2 [8], (3.10)}$$

$$\varepsilon_{cd,uendelig} := \varepsilon_{cd,0} \cdot k_h \cdot \beta_{ds} = 0 \quad \text{EC 2 [8], (3.9)}$$

$$f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$$

Autogent svinn

$$\varepsilon_{ca,uendelig}' := 2.5 \cdot \left(f_{ck} - 10 \frac{N}{mm^2} \right) \cdot \frac{10^{-6}}{\frac{N}{mm^2}} = 0 \quad \text{EC 2 [8], (3.12)}$$

$$\beta_{as,uendelig} := 1 \quad \text{EC 2 [8], (3.13)}$$

$$\varepsilon_{ca,uendelig} := \beta_{as,uendelig} \cdot \varepsilon_{ca,uendelig}' = 0 \quad \text{EC 2 [8], (3.11)}$$

Total svinntøyning

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd,uendelig} + \varepsilon_{ca,uendelig} = 0 \quad \text{EC 2 [8], (3.8)}$$

$$a := \frac{(0.5 \cdot h \cdot A_c + \eta \cdot A_s \cdot d)}{(A_c + \eta \cdot A_s)} = 128.1 \text{ mm}$$

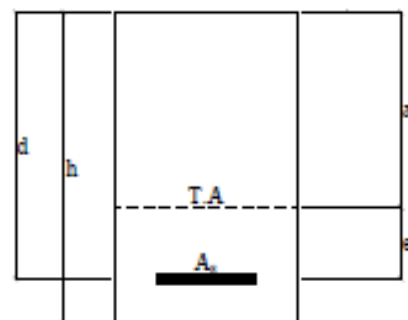
$$e := d - a = 80.876 \text{ mm}$$

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(a - \frac{h}{2} \right)^2 + \eta \cdot A_s \cdot e^2 = (1.368 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$\kappa_s := \frac{\varepsilon_{cs} \cdot A_s \cdot e \cdot \eta}{I} = 0.00000026 \frac{1}{mm}$$

Konstant nedbøyning

$$\delta_{svinn} := \frac{\kappa_s \cdot l^2}{8} = 1.15 \text{ mm}$$



Sørensen[7], (5.33)

$$\delta_{tot} := \delta_{midt} + \delta_{svinn} = 22.58 \text{ mm}$$

$$\frac{l}{250} = 24 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

Samme armeringsmengde, kryptall og tverrsnitt i alle felter, sammen med en større grad av innspenning for feltene 23 og 34, vil føre til mindre nedbøyninger enn for feltene 12 og 45. Det velges derfor å ikke beregne disse feltene i bruksgrensetilstanden.

Resultater av dimensjonering:

Armering over støtter:

Støtter 2 og 4:

Hovedarmering: Ø12, c-c 195mm

Tverrarmering: Ø10mm, c-c 400mm

Støtte 3:

Hovedarmering: Ø12, c-c 250mm

Tverrarmering: Ø10mm, c-c 400mm

Felt 12 og 45:

Hovedarmering: Ø12, c-c 250mm

Tverrarmering: Ø10mm, c-c 400mm

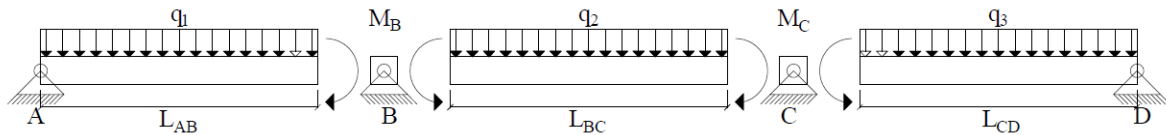
Felt 23 og 34:

Hovedarmering: Ø12, c-c 250mm

Tverrarmering: Ø10mm, c-c 400mm

Dimensjonering av bjelker for dekke på tak

For å få best mulig kapasitet av bjelkene under dekket på tak støpes disse i ett, og bjelkene betraktes i dimensjoneringen som T-bjelker. På grunnlag av dimensjoneringen av dekke på tak finnes følgende lastsituasjon:



Bruddgrensetilstanden

Karakteristiske verdier for opplagerkrefter på taket, og dermed laster på bjelker er inndelt i egenlast og snølast for å finne dimensjonerende lastsituasjon på bjelkene. lastene er funnet med utgangspunkt i regnearket for dekke på tak.

$$\begin{aligned} q_{2,G} &:= 48.343 \frac{\text{kN}}{\text{m}} & q_{2,Q} &:= 19.20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ q_{3,G} &:= 39.279 \frac{\text{kN}}{\text{m}} & q_{3,Q} &:= 15.60 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ q_{4,G} &:= 48.343 \frac{\text{kN}}{\text{m}} & q_{4,Q} &:= 19.20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{aligned}$$

Bjelkedimensjon velges: 350mm*500mm

$$h_w := 500 \text{ mm}$$

$$b_w := 350 \text{ mm}$$

$$A_b := h_w \cdot b_w$$

$$\rho_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$G_{k,b} := A_b \cdot \rho_c = 4.375 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Lastfaktorer

$$\gamma_G := 1.35$$

EC 0 [5], Tabell A1.2(A)

$$\xi := 0.89$$

EC 0 [5], Tabell NA.A1.2(B)

$$\gamma_Q := 1.5$$

EC 0 [5], Tabell A1.2(A)

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstanden:

Partialfaktorer for snølast:

$$\psi_0 := 0.7 \quad \psi_1 := 0.5 \quad \psi_2 := 0.2$$

EC 1 [22], Tabell 4.1

Det antas gode grunnforhold og ingen fare for tap av statisk likevekt.
Dimensjonerende lastsituasjon blir da "STR"

Bjelke 2 og 4:

$$G_{k,2.4} := q_{2,G} + G_{k,b} = 52.7 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{k,2.4} := q_{2,Q} = 19.2 \frac{kN}{m}$$

$$q_{Ed,1.2.4} := \gamma_G \cdot G_{k,2.4} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k,2.4} = 91.3 \frac{kN}{m}$$

EC 0 [5], (6.10a)

$$q_{Ed,2.2.4} := \xi \cdot \gamma_G \cdot G_{k,2.4} + \gamma_Q \cdot Q_{k,2.4} = 92.1 \frac{kN}{m^2}$$

EC 0 [5], (6.10b)

$$q_{Ed,2.4} := \max(q_{Ed,1.2.4}, q_{Ed,2.2.4}) = 92.1 \frac{kN}{m^2}$$

Bjelke 3:

$$G_{k,3} := q_{3,G} + G_{k,b} = 43.7 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{k,3} := q_{3,Q} = 15.6 \frac{kN}{m}$$

$$q_{Ed,1.3} := \gamma_G \cdot G_{k,3} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k,3} = 75.3 \frac{kN}{m}$$

EC 0 [5], (6.10a)

$$q_{Ed,2.3} := \xi \cdot \gamma_G \cdot G_{k,3} + \gamma_Q \cdot Q_{k,3} = 75.9 \frac{kN}{m}$$

EC 0 [5], (6.10b)

$$q_{Ed,3} := \max(q_{Ed,1.3}, q_{Ed,2.3}) = 75.9 \frac{kN}{m}$$

Statisk system, bjelke 2 og 4

$$2 \cdot M_B \cdot (L_{AB} + L_{BC}) + M_C \cdot L_{BC} - \frac{q_1}{4} \cdot L_{AB}^3 - \frac{q_2}{4} \cdot L_{BC}^3$$

$$M_B \cdot L_{AB} + 2 \cdot M_C \cdot (L_{BC} + L_{CD}) - \frac{q_2}{4} \cdot L_{BC}^3 - \frac{q_3}{4} \cdot L_{CD}^3$$

$$L_{AB} := 10 \text{ m} \quad L_{BC} := 10 \text{ m} \quad L_{CD} := 10 \text{ m}$$

$$q_1 := q_{Ed.2.4} \quad q_2 := q_1 \quad q_3 := q_1 \quad q_4 := q_1$$

$$A := \begin{bmatrix} 2 \cdot (L_{AB} + L_{BC}) & L_{BC} \\ L_{AB} & 2 \cdot (L_{BC} + L_{CD}) \end{bmatrix}$$

$$C := \begin{bmatrix} \frac{q_1}{4} \cdot L_{AB}^3 + \frac{q_2}{4} \cdot L_{BC}^3 \\ \frac{q_2}{4} \cdot L_{BC}^3 + \frac{q_3}{4} \cdot L_{CD}^3 \end{bmatrix}$$

$$B := A^{-1} \cdot C = \begin{bmatrix} 921.4 \\ 921.4 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_B := B_0 = 921.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_C := B_1 = 921.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentlikevekt om A=0

$$V_{BA} := \frac{M_B + q_{Ed.2.4} \cdot \frac{L_{AB}^2}{2}}{L_{AB}} = 552.8 \text{ kN}$$

$$V_{CD} := V_{BA} = 552.8 \text{ kN}$$

Kraftlikevekt i y-retning:

$$A_y := q_{Ed.2.4} \cdot L_{AB} - V_{BA} = 368.6 \text{ kN}$$

$$D_y := A_y = 368.6 \text{ kN}$$

Momentlikevekt om B=0

$$V_{CB} := \frac{-M_B + q_{Ed.2.4} \cdot \frac{L_{BC}^2}{2} + M_C}{L_{BC}} = 460.7 \text{ kN}$$

$$V_{CD} := V_{CB} = 460.7 \text{ kN}$$

Kraftlikevekt i y-retning:

$$V_{BC} := q_{Ed.2.4} \cdot L_{BC} - V_{CB} = 460.7 \text{ kN}$$

$$V_{CB} := V_{BC} = 460.7 \text{ kN}$$

Feltmoment, AB og CD

V=0->M=max

$$x_{AB} := \frac{A_y}{q_1} = 4 \text{ m}$$

Momentlikevekt om feltmomentet

$$M_{\text{felt. AB}} := A_y \cdot x_{AB} - q_1 \cdot \frac{x_{AB}^2}{2} = 737.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Feltmoment, BC

Maks moment finnes i midten på grunn av symmetri

$$x_{BC} := 5 \text{ m}$$

$$M_{\text{felt. BC}} := V_{BC} \cdot x_{BC} - M_B - q_2 \cdot \frac{x_{BC}^2}{2} = 230.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Opplagerkrefter:

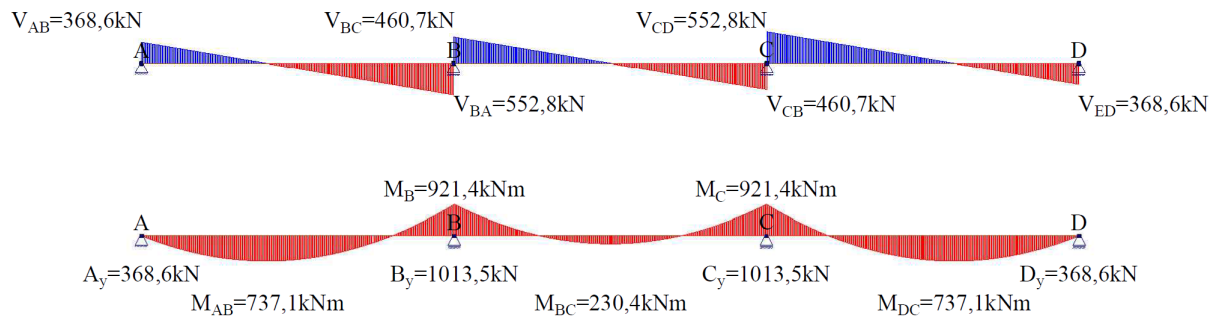
$$A_y = 368.6 \text{ kN}$$

$$B_y := V_{BA} + V_{BC} = 1013.5 \text{ kN}$$

$$C_y := B_y = 1013.5 \text{ kN}$$

$$D_y := A_y = 368.6 \text{ kN}$$

Oppsummering av lastvirkninger på bjelker 2 og 4:



Statisk system, bjelke 3

$$2 \cdot M_B \cdot (L_{AB} + L_{BC}) + M_C \cdot L_{BC} - \frac{q_1}{4} \cdot L_{AB}^3 - \frac{q_2}{4} \cdot L_{BC}^3$$

$$M_B \cdot L_{AB} + 2 \cdot M_C \cdot (L_{BC} + L_{CD}) - \frac{q_2}{4} \cdot L_{BC}^3 - \frac{q_3}{4} \cdot L_{CD}^3$$

$$L_{AB} := 10 \text{ m} \quad L_{BC} := 10 \text{ m} \quad L_{CD} := 10 \text{ m}$$

$$q_1 := q_{Ed,3} \quad q_2 := q_1 \quad q_3 := q_1 \quad q_4 := q_1$$

$$A := \begin{bmatrix} 2 \cdot (L_{AB} + L_{BC}) & L_{BC} \\ L_{AB} & 2 \cdot (L_{BC} + L_{CD}) \end{bmatrix}$$

$$C := \begin{bmatrix} \frac{q_1}{4} \cdot L_{AB}^3 + \frac{q_2}{4} \cdot L_{BC}^3 \\ \frac{q_2}{4} \cdot L_{BC}^3 + \frac{q_3}{4} \cdot L_{CD}^3 \end{bmatrix}$$

$$B := A^{-1} \cdot C = \begin{bmatrix} 758.5 \\ 758.5 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{B,3} := B_0 = 758.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{C,3} := B_1 = 758.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentlikevekt om A=0

$$V_{BA.3} := \frac{M_{B.3} + q_{Ed.2.4} \cdot \frac{L_{AB}^2}{2}}{L_{AB}} = 536.6 \text{ kN}$$

$$V_{CD.3} := V_{BA.3} = 536.6 \text{ kN}$$

Kraftlikevekt i y-retning:

$$A_{y.3} := q_{Ed.3} \cdot L_{AB} - V_{BA.3} = 221.9 \text{ kN}$$

$$D_{y.3} := A_{y.3} = 221.9 \text{ kN}$$

Momentlikevekt om B=0

$$V_{CB.3} := \frac{-M_{B.3} + q_{Ed.3} \cdot \frac{L_{BC}^2}{2} + M_{C.3}}{L_{BC}} = 379.3 \text{ kN}$$

$$V_{BC.3} := V_{CB.3} = 379.3 \text{ kN}$$

Feltmoment, AB og CD

V=0->M=max

$$x_{AB.3} := \frac{A_{y.3}}{q_1} = 2.93 \text{ m}$$

Momentlikevekt om feltmomentet

$$M_{\text{felt.AB.3}} := A_{y.3} \cdot x_{AB.3} - q_1 \cdot \frac{x_{AB.3}^2}{2} = 324.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{felt.DC.3}} := M_{\text{felt.AB.3}} = 324.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Feltmoment, BC

Maksimalt moment finnes i midten på grunn av symmetri

$$x_{BC.3} := 5 \text{ m}$$

$$M_{\text{felt.BC.3}} := V_{BC.3} \cdot x_{BC.3} - M_{B.3} - q_2 \cdot \frac{x_{BC.3}^2}{2} = 189.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Opplagerkrefter:

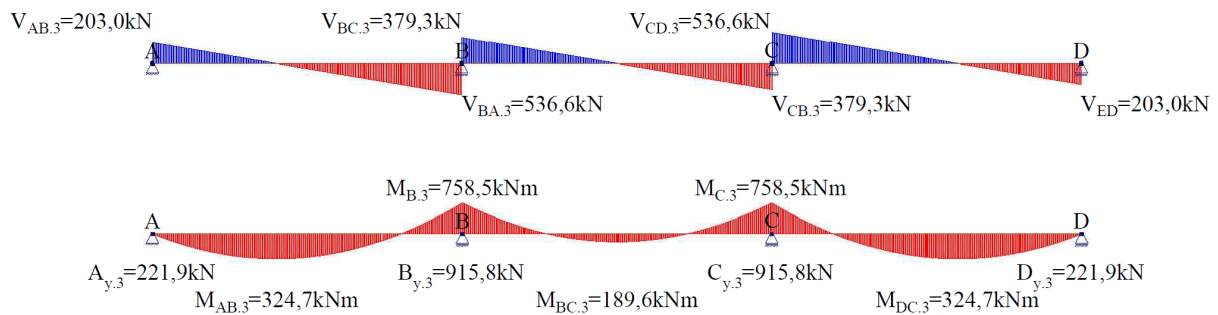
$$A_{y,3} = 221.9 \text{ kN}$$

$$B_{y,3} := V_{BA,3} + V_{BC,3} = 915.8 \text{ kN}$$

$$C_{y,3} := B_{y,3} = 915.8 \text{ kN}$$

$$D_{y,3} := A_{y,3} = 221.9 \text{ kN}$$

Oppsummering av lastvirkninger på bjelke 3:



Dimensjonering

Materialparametere

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_s := 1.15$$

EC 2 [8], Tabell NA.2.1N

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.78 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

EC 2 [8], Tabell NA.2.1N

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

EC 2 [8], NA.3.1.6(1)

$$f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EC 2 [8], Tabell 3.1

$$f_{ctm} := 3.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EC 2 [8], Tabell 3.1

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 19.83 \frac{N}{mm^2} \quad \text{EC 2 [8], (3.15)}$$

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2} \quad \text{EC 2 [8], 3.2.7(4)}$$

$$E_{cm} := 34000 \frac{N}{mm^2} \quad \text{EC 2 [8], Tabell 3.1}$$

Bjolkene i etasjen under er dimensjonert med bredde=350mm. Det velges også her.

$$b_w := 350 \text{ mm}$$

Velger diameter på strekkarmering:

$$\phi := 25 \text{ mm}$$

Velger diameter på bøyer:

$$\phi_b := 10 \text{ mm}$$

Har fra dimensjonering av dekke på tak:

$$\phi_{\text{dekke}} := 12 \text{ mm}$$

Overdekning

$$c_{\text{min.b}} := \phi = 25 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], Tabell NA.4.2}$$

$$c_{\text{min.dur}} := 25 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], Tabell NA.4.4.N}$$

$$\Delta c_{\text{dur.}\gamma} := 0 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], NA.4.4.1.2(6)}$$

$$c_{\text{min}} := \max(c_{\text{min.b}}, c_{\text{min.dur}}, \Delta c_{\text{dur.}\gamma}) = 25 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], 4.4.1.2 (2)}$$

$$\Delta c_{\text{dev}} := 10 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], NA.4.4.1.3(1)}$$

$$c_{\text{nom}} := c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}} = 35 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], 4.4.1.1(2)}$$

Maksimumsavstand mellom armeringsjern:

$$d_g := 16 \text{ mm} \quad \text{Største tilslagsstørrelse}$$

$$k_{1,h} := 2 \quad \text{EC 2 [8], NA.8.2(2)}$$

$$k_{1,v} := 1.5 \quad \text{EC 2 [8], NA.8.2(2)}$$

$$k_2 := 5 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], NA.8.2(2)}$$

$$\phi_{\text{large}} := 32 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], NA.8.8(1)}$$

$$s_{h,\text{min}} := \max(\phi \cdot k_{1,h}, d_g + k_2, 20 \text{ mm}) = 50 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], NA.8.2(2)}$$

$$s_{v,\text{min}} := \max(\phi \cdot k_{1,v}, d_g + k_2, 20 \text{ mm}) = 37.5 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], NA.8.2(2)}$$

$$s_{v,\text{min,endelig}} := \min(s_{v,\text{min}}, 32 \text{ mm}) = 32 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], NA.8.2}$$

Maksimalt antall jern i hvert lag i steget:

$$n := \frac{(b_w - 2 \cdot c_{\text{nom}} - 2 \cdot \phi_b + 2 \phi)}{\phi + s_{h,\text{min}}} = 4.1$$

Effektive høyder

Antar to lag med armering i underkant:

$$t := 250 \text{ mm}$$

$$h := h_w + t = 0.75 \text{ m}$$

$$d_{\text{felt}} := h - \phi_b - c_{\text{nom}} - \phi - \frac{s_{v,\text{min,endelig}}}{2} = 664 \text{ mm}$$

$$h'_{\text{felt}} := d_{\text{felt}} - c_{\text{nom}} = 0.629 \text{ m}$$

$$t = 0.25 \text{ m} \quad t > 0.36d$$

$$0.36 \cdot d_{\text{felt}} = 0.24 \text{ m}$$

Antar ett lag med armering i overkant og tar hensyn til armering i plate for å unngå kollisjon:

$$d_{\text{støtte}} := h - c_{\text{nom}} - \phi_b - \phi_{\text{dekke}} - \frac{\phi}{2} = 680.5 \text{ mm}$$

$$h'_{\text{støtte}} := d_{\text{støtte}} - \left(c_{\text{nom}} + \phi_b + \phi + \frac{s_{v,\text{min,endelig}}}{2} \right) = 594.5 \text{ mm}$$

Effektive bjelkebredder for T-bjelker

$$b_1 := 2850 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], Figur 5.3}$$

$$b_2 := 2850 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], Figur 5.3}$$

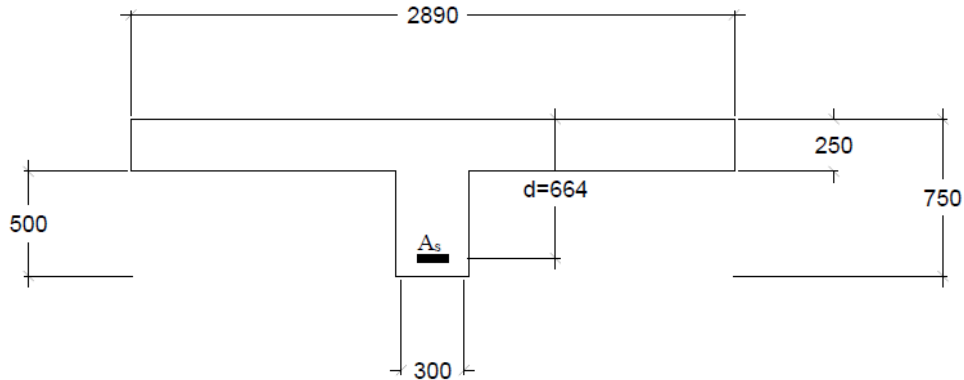
Effektiv bjelkebredde i felt BC

$$l_{0,BC} := 0.7 \cdot L_{BC} = 7 \text{ m} \quad \text{EC 2 [8], Figur 5.2}$$

$$b_{\text{eff.1,BC}} := \min(0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot l_{0,BC}, 0.2 \cdot l_{0,BC}) = 1.27 \text{ m} \quad \text{EC 2 [8], (5.7a)}$$

$$b_{\text{eff.2.BC}} := \min(0.2 \cdot b_2 + 0.1 \cdot l_{0.\text{BC}}, 0.2 \cdot l_{0.\text{BC}}) = 1.27 \text{ m} \quad \text{EC 2 [8], (5.7a)}$$

$$b_{\text{eff.BC}} := b_{\text{eff.1.BC}} + b_{\text{eff.2.BC}} + b_w = 2.89 \text{ m} \quad \text{EC 2 [8], (5.7)}$$



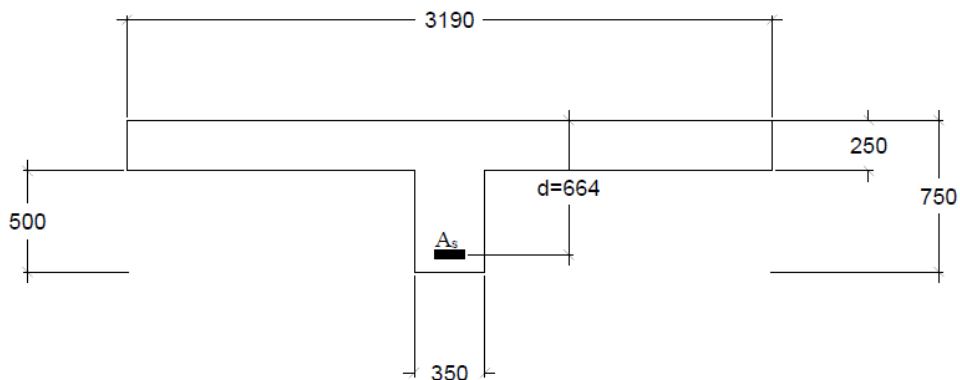
Effektiv bjelkebredde i felt AB og CD

$$l_{0.\text{AB}} := 0.85 \cdot L_{\text{AB}} = 8.5 \text{ m} \quad \text{EC 2 [8], Figur 5.2}$$

$$b_{\text{eff.1.AB}} := \min(0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot l_{0.\text{AB}}, 0.2 \cdot l_{0.\text{AB}}) = 1.42 \text{ m} \quad \text{EC 2 [8], (5.7a)}$$

$$b_{\text{eff.2.AB}} := \min(0.2 \cdot b_2 + 0.1 \cdot l_{0.\text{AB}}, 0.2 \cdot l_{0.\text{AB}}) = 1.42 \text{ m} \quad \text{EC 2 [8], (5.7a)}$$

$$b_{\text{eff.AB}} := b_{\text{eff.1.AB}} + b_{\text{eff.2.AB}} + b_w = 3.19 \text{ m} \quad \text{EC 2 [8], (5.7)}$$



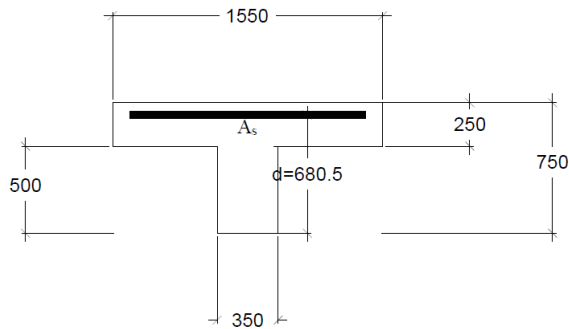
Effektiv bredde over støtte B og C

$$l_{0.\text{B.C}} := 0.15 \cdot (L_{\text{AB}} + L_{\text{BC}}) = 3 \text{ m} \quad \text{EC 2 [8], Figur 5.2}$$

$$b_{\text{eff.1.B.C}} := \min(0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot l_{0.\text{B.C}}, 0.2 \cdot l_{0.\text{B.C}}) = 0.6 \text{ m} \quad \text{EC 2 [8], (5.7a)}$$

$$b_{\text{eff.2.B.C}} := \min(0.2 \cdot b_2 + 0.1 \cdot l_{0.\text{B.C}}, 0.2 \cdot l_{0.\text{B.C}}) = 0.6 \text{ m} \quad \text{EC 2 [8], (5.7a)}$$

$$b_{\text{eff.B.C}} := b_{\text{eff.1.B.C}} + b_{\text{eff.2.B.C}} + b_w = 1.55 \text{ m} \quad \text{EC 2 [8], (5.7)}$$



DIMENSJONERING AV BJELKER 2 OG 4

Kontroll av betongtrykksone, samt dimensjonering av armering

$$c := 0.17$$

Sørensen[7], Tabell 4.5

Felt BC:

$t > 0,36d$ fører til følgende formel for momentkapasitet:

$$M_{Rd,BC} := f_{cd} \cdot b_{eff,BC} \cdot 0.36 \cdot d_{felt} \cdot \left(d_{felt} - \frac{0.36 \cdot d_{felt}}{2} \right) = 7460.1 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Fallsen[29], s.2-8}$$

Opptredende betongspenninger i rektangulær spenningsblokk:

$$\sigma_{c,BC} := \frac{M_{felt,BC}}{b_{eff,BC} \cdot 0.36 \cdot d_{felt} \cdot \left(d_{felt} - \frac{0.36 \cdot d_{felt}}{2} \right)} = 0.61 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Fallsen[29], s.2-8}$$

$< f_{cd}$ **OK!**

$$z_{BC} := \left(1 - c \cdot \frac{M_{felt,BC}}{M_{Rd,BC}} \right) \cdot d_{felt} = 660.5 \text{ mm} \quad \text{Sørensen[7], (4.28)}$$

$$A_{sn\ddot{o}dv,BC} := \frac{M_{felt,BC}}{f_{yd} \cdot z_{BC}} = 802.1 \text{ mm}^2 \quad \text{Sørensen[7], (4.27)}$$

Velger da to stk $\varnothing 25\text{mm}$

$$A_{s,BC} := 2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = 981.7 \text{ mm}^2$$

$> A_{sn\ddot{o}dv,BC}$ **OK!**

Felt AB og CD:

$$M_{Rd,AB} := f_{cd} \cdot b_{eff,AB} \cdot 0.36 \cdot d_{felt} \cdot \left(d_{felt} - \frac{0.36 \cdot d_{felt}}{2} \right) = 8234.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Fallsen[29], s.2-8}$$

Opptrede betongspenninger i rektangulær spenningsblokk:

$$\sigma_{c,AB} := \frac{M_{felt,AB}}{b_{eff,AB} \cdot 0.36 \cdot d_{felt} \cdot \left(d_{felt} - \frac{0.36 \cdot d_{felt}}{2} \right)} = 1.78 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

< f_{cd} **OK!**

$$z_{AB} := \left(1 - c \cdot \frac{M_{felt,AB}}{M_{Rd,AB}} \right) \cdot d_{felt} = 653.9 \text{ mm} \quad \text{Sørensen[7], (4.28)}$$

$$A_{snødv,AB} := \frac{M_{felt,AB}}{f_{yd} \cdot z_{AB}} = 2592.8 \text{ mm}^2 \quad \text{Sørensen[7], (4.27)}$$

Velger da seks stk $\phi 25$ mm

$$A_{s,AB} := 6 \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = 2945.2 \text{ mm}^2$$

> $A_{snødv,AB}$ **OK!**

Støtter B og C

$$K := 0.275$$

Sørensen[7], Tabell 4.3

$$M_{Rd,B,C} := K \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_{støtte}^2 = 884 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Sørensen[7], (4.23a)

> M_B **OK!**

$$z_{støtte} := \left(1 - c \cdot \frac{M_B}{M_{Rd,BC}} \right) \cdot d_{støtte} = 666.2 \text{ mm} \quad \text{Sørensen[7], (4.28)}$$

$$A_{s,nødv,B,C} := \frac{M_B}{f_{yd} \cdot z_{støtte}} = 3181.025 \text{ mm}^2 \quad \text{Sørensen[7], (4.27)}$$

$$n_{s,nødv} := 4 \cdot \frac{A_{s,nødv,B,C}}{\pi \cdot \phi^2} = 6.48$$

Velger da 7 jern:

$$A_{s,B,C} := 7 \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = 3436.1 \text{ mm}^2$$

> $A_{s,nødv,B,C}$ **OK!**

DIMENSJONERING AV BJELKE 3**Felt BC:**

$t > 0,36d$ fører til følgende formel for momentkapasitet:

$$M_{Rd,BC} := f_{cd} \cdot b_{\text{eff},BC} \cdot 0.36 \cdot d_{\text{felt}} \cdot \left(d_{\text{felt}} - \frac{0.36 \cdot d_{\text{felt}}}{2} \right) = 7460.1 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Fallsen[29], s.2-8}$$

Opptredende betongspenninger i rektangulær spenningsblokk:

$$\sigma_{c,BC} := \frac{M_{\text{felt},BC.3}}{b_{\text{eff},BC} \cdot 0.36 \cdot d_{\text{felt}} \cdot \left(d_{\text{felt}} - \frac{0.36 \cdot d_{\text{felt}}}{2} \right)} = 0.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$< f_{cd}$ **OK!**

$$z_{BC.3} := \left(1 - c \cdot \frac{M_{\text{felt},BC.3}}{M_{Rd,BC}} \right) \cdot d_{\text{felt}} = 661.1 \text{ mm} \quad \text{Sørensen[7], (4.28)}$$

$$A_{\text{snødv},BC.3} := \frac{M_{\text{felt},BC.3}}{f_{yd} \cdot z_{BC.3}} = 659.7 \text{ mm}^2 \quad \text{Sørensen[7], (4.27)}$$

Velger da to stk $\varnothing 25\text{mm}$

$$A_{s,BC.3} := 2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = 981.7 \text{ mm}^2$$

$> A_{\text{snødv},BC.3}$ **OK!**

Felt AB og CD:

$$M_{Rd,AB} := f_{cd} \cdot b_{\text{eff},AB} \cdot 0.36 \cdot d_{\text{felt}} \cdot \left(d_{\text{felt}} - \frac{0.36 \cdot d_{\text{felt}}}{2} \right) = 8234.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Fallsen[29], s.2-8}$$

Opptredende betongspenninger i rektangulær spenningsblokk:

$$\sigma_{c,AB.3} := \frac{M_{\text{felt},AB.3}}{b_{\text{eff},AB} \cdot 0.36 \cdot d_{\text{felt}} \cdot \left(d_{\text{felt}} - \frac{0.36 \cdot d_{\text{felt}}}{2} \right)} = 0.78 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$< f_{cd}$ **OK!**

$$z_{AB.3} := \left(1 - c \cdot \frac{M_{\text{felt},AB.3}}{M_{Rd,AB}} \right) \cdot d_{\text{felt}} = 659.55 \text{ mm} \quad \text{Sørensen[7], (4.28)}$$

$$A_{\text{snødv},AB.3} := \frac{M_{\text{felt},AB.3}}{f_{yd} \cdot z_{AB.3}} = 1132.4 \text{ mm}^2 \quad \text{Sørensen[7], (4.27)}$$

Velger da tre stk $\varnothing 25\text{mm}$

$$A_{s,BC.3} := 3 \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = 1472.6 \text{ mm}^2$$

> $A_{sn\ddot{o}dv,AB}$ **OK!**

Støtter B og C

$$K := 0.275$$

$$M_{Rd,B.C} := K \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_{st\ddot{o}tte}^2 = 884 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{S\ddot{o}rensen[7], (4.23a)}$$

> $M_{B.3}$ **OK!**

$$z_{st\ddot{o}tte.3} := \left(1 - c \cdot \frac{M_{B.3}}{M_{Rd,BC}}\right) \cdot d_{st\ddot{o}tte} = 668.7 \text{ mm} \quad \text{S\ddot{o}rensen[7], (4.28)}$$

$$A_{sn\ddot{o}dv,BC.3} := \frac{M_{B.3}}{f_{yd} \cdot z_{st\ddot{o}tte.3}} = 2608.7 \text{ mm}^2 \quad \text{S\ddot{o}rensen[7], (4.27)}$$

Trenger da seks stk $\varnothing 25\text{mm}$

$$A_{s,B.C.3} := 6 \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = 2945.2 \text{ mm}^2$$

> $A_{sn\ddot{o}dv,BC.3}$ **OK!**

Kontroll av skjærkrefter over støtte Kontrollerer svakeste tverrsnitt (over støtte, uten trykkarmering) og største skjærkraft (bjelke 2 og 4).

$$A_c := b_w \cdot h = 0.263 \text{ m}^2$$

(Kun stegets bredde, konservativt)

$$N_{Ed} := 0 \text{ N}$$

$$\rho_1 := \min\left(\frac{A_{s,B.C.3}}{(b_w \cdot d_{st\ddot{o}tte})}, 0.02\right) = 0.01 \quad \text{EC 2 [8], 6.2.2(1)}$$

$$k := \min\left(1 + \left(\frac{200 \text{ mm}}{d_{st\ddot{o}tte}}\right)^{0.5}, 2\right) = 1.54 \quad \text{EC 2 [8], 6.2.2(1)}$$

$$k_1 := 0.15 \quad \text{EC 2 [8], 6.2.2(1)}$$

$$k_2 := 0.18 \quad \text{EC 2 [8], NA.6.2.2(1)}$$

$$C_{Rd,c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12 \quad \text{EC 2 [8], NA.6.2.2(1)}$$

$$v_{\min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{0.5} \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2} \right)^{0.5} = 0.4 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \text{EC 2 [8], (6.3N)}$$

$$\sigma_{cp} := \min \left(\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd} \right) = 0 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \text{EC 2 [8], 6.2.2(1)}$$

$$V_{Rd.cmin} := (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d_{støtte} = 94.4 \text{ kN} \quad \text{EC 2 [8], (6.2.b)}$$

Dimensjonerende kapasitet for skjærkraft

$$V_{Rd.c} := \left(C_{Rd.c} \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d_{støtte} = 154.7 \text{ kN} \quad \text{EC 2 [8], (6.2.a)}$$

Skjærkraftkapasitet

$$V_{Rd} := \max(V_{Rd.cmin}, V_{Rd.c}) = 154.7 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.max} := V_{BA} = 552.8 \text{ kN}$$

> V_{Rd} **IKKE OK!**

Dimensjonerende skjærkraft reduseres i henhold til EC 2[8], 6.2.1.8

$$V_{Ed.Red} := V_{Ed.max} - q_{Ed.2.4} \cdot d_{støtte} = 490.1 \text{ kN}$$

Behov for skjærarmoring over støtter

$$\frac{V_{Ed.Red}}{V_{Rd}} = 3.2$$

$$\cot\theta := 1 \quad \text{EC 2 [8], NA.6.7.aN}$$

$$\cot\alpha := 0$$

$$\tan\theta := 1$$

$$f_{ywd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.78 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$z := 0.9 \cdot d_{støtte} = 612.45 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], 6.2.3(1)}$$

$$\rho_w := \frac{V_{Ed.Red}}{f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta} = 1.84 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \quad \text{EC 2 [8], (9.4)}$$

$$\rho_{w.min} := 0.1 \cdot \frac{f_{ck}^{0.5}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot \left(\frac{N}{mm^2} \right)^{0.5} = 0.41 \frac{mm^2}{mm} \quad \text{EC 2 [8], (NA9.5N)}$$

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi_b^2}{4} = 157.1 \text{ mm}^2$$

Senteravstand mellom bøyler

$$s := \frac{A_{sw}}{\max(\rho_w, \rho_{w.min})} = 85.3 \text{ mm}$$

$$s_{l.max} := 0.6 \cdot h'_{støtte} \cdot (1 + \cot\alpha) = 356.7 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], (NA.9.8N)}$$

$$v_1 := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \frac{N}{mm^2}} \right) = 0.516 \quad \text{EC 2 [8], (6.6N)}$$

$$\alpha_{cw} := 1 \quad \text{EC 2 [8], 6.2.3(3)}$$

Kontroll av skjærtrykk:

$$V_{Rd.max} := \frac{(\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd})}{(\cot\theta + \tan\theta)} = 1096.9 \text{ kN} \quad \text{EC 2 [8], (6.9)}$$

$$V_{Rd.s} := \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \tan\theta = 490.1 \text{ kN} \quad \text{EC 2 [8], (6.8)}$$

$$V_{Rd.s} = V_{Ed} \quad \text{OK!}$$

Nødvendig utbredelse av skjærarmering:

$$x_{BA} := \frac{V_{Ed.max} - V_{Rd.c}}{q_{Ed.2.4}} = 4.32 \text{ m}$$

$$x_{BC} := \frac{V_{BC} - V_{Rd.c}}{q_{Ed.2.4}} = 3.32 \text{ m}$$

$$x_{AB} := \frac{A_y - V_{Rd.c}}{q_{Ed.2.4}} = 2.32 \text{ m}$$

Vertikale bøyler med senteravstand 85mm

Skjærarmeringen legges 4,35m fra støtte i retning BA og CD, 3,35m fra støtter i retning BC og CB og 2,35m fra støtte A og D

Mindre konservative beregninger kunne ha vært gjennomført her, med avtrapping av skjærarmering og egne beregninger for ulike snitt. Forenklede beregninger på bjelker og dekkerer imidlertid ønskelig, og beregningene utført her er til konservativ side.

Nedbøyningsberegninger i Bruksgrensetilstanden

Egenlast, påføres etter 7 døgn

$$g := q_{2.G} = 48.3 \frac{kN}{m}$$

Snølast, påføres etter 90 døgn

$$p := q_{2.Q} = 19.2 \frac{kN}{m}$$

$$\psi_1 := 0.5$$

EC 0 [5], Tabell NA.A.1.1

Tilnærmet permanent av nyttelast

$$q := p \cdot \psi_1 = 9.6 \frac{kN}{m}$$

$$A_c := b_{\text{eff.B.C}} \cdot t + b_w \cdot h_w = 562500 \text{ mm}^2$$

$$A_s := A_{s.BC.3} = 1472.6 \text{ mm}^2$$

$$l := 10 \text{ m}$$

$$h_0 := \frac{b_w \cdot h_w}{b_w + h - t} = 205.882 \text{ mm}$$

EC 2 [8], (B.6)

Forutsetter sementklasse N, innendørs forhold og betong B35

$$\varphi_{\text{uendelig.7}} := 2.8$$

EC 2 [8], Figur 3.1

$$\varphi_{\text{uendelig.90}} := 2.2$$

EC 2 [8], Figur 3.1

$$E_{cm} := 34000 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

EC 2 [7], Tabell 3.1

$$M_g := 0.08 \cdot g \cdot l^2 = 386.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Maks feltmoment, [13, Tabell 3.5]

$$M_q := 0.08 \cdot q \cdot l^2 = 76.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Maks feltmoment, [13, Tabell 3.5]

Effektiv (langtids) elastisitetsmodul

$$E_{c.g} := \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi_{\text{uendelig.7}})} = 8947.4 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

EC 2 [8], 7.4.3(5)

$$E_{c.q} := \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi_{\text{uendelig.90}})} = 10625 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

EC 2 [8], 7.4.3(5)

$$E_{c,middel} := \frac{(M_g + M_q)}{\left(\left(\frac{M_g}{E_{c,g}} \right) + \left(\frac{M_q}{E_{c,q}} \right) \right)} = 9187.7 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Sørensen[7], (5.25)}$$

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2} \quad \text{EC 2 [8], 3.2.7(4)}$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{c,middel}} = 21.77$$

$$\rho := \frac{A_s}{b_w \cdot d_{felt}} = 0.01$$

Trykksonehøyde for T-tverrsnitt

$$b_f := b_{\text{eff.B.C}} - b_w = 1.2 \text{ m}$$

$$A := \left(1 + \frac{b_f \cdot t}{\eta \cdot A_s} \right) = 10.36 \quad \text{Fallsen[29], s.6-2}$$

$$B := \left(1 + \frac{b_f \cdot t^2}{2 \cdot A_s \cdot \eta \cdot d_{felt}} \right) = 2.76 \quad \text{Fallsen[29], s.6-2}$$

$$\alpha := \eta \cdot \rho \cdot A \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot B}{\eta \cdot \rho \cdot A^2}} - 1 \right) = 0.25 \quad \text{Fallsen[29], s.6-2}$$

$$\alpha \cdot d_{felt} = 163 \text{ mm}$$

Annet arealmoment for betong, T-tverrsnitt

Fallsen[29], s.6-2

$$I_{c,1} := \frac{b_w}{3} \cdot (\alpha \cdot d_{felt})^3 \cdot \left(1 + \frac{b_f}{b_w} \cdot \left(\frac{t}{\alpha \cdot d_{felt}} \right)^3 - \frac{3 \cdot b_f}{b_w} \cdot \left(\frac{t}{\alpha \cdot d_{felt}} \right)^2 + \frac{3 \cdot b_f \cdot t}{b_w \cdot \alpha \cdot d_{felt}} \right) = (2.5 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$I_{c,2} := \eta \cdot \rho \cdot b_w \cdot d_{felt}^3 \cdot (1 - \alpha)^2 = (8.045 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$I_c := I_{c,1} + I_{c,2} = (1.055 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$EI := E_{c,middel} \cdot I_c = (9.6904 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2 \quad \text{Sørensen[7], (5.10)}$$

$$M_{støtte} := -0.1 \cdot (g + q) l^2 = -579.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\delta_{midt} := \frac{(5 \cdot (g + q) \cdot l^4)}{384 \cdot EI} + \frac{(M_{støtte} \cdot l^2)}{16 \cdot EI} = 40.49 \text{ mm}$$

Svinn

$$RH := 50\%$$

$$RH_0 := 100\% \quad \text{EC 2 [8], B.2}$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3\right) = 1.36 \quad \text{EC 2 [8], B.2}$$

$$\alpha_{ds1} := 4 \quad \text{EC 2 [8], B.2}$$

$$\alpha_{ds2} := 0.12 \quad \text{EC 2 [8], B.2}$$

$$f_{cm} := 43 \frac{N}{mm^2} \quad \text{EC 2 [8], Tabell 3.1}$$

$$f_{cmo} := 10 \frac{N}{mm^2} \quad \text{EC 2 [8], B.2}$$

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left((220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}}\right) \right) \cdot \beta_{RH} \cdot 10^{-6} = 0 \quad \text{EC 2 [8], (B.11)}$$

$$k_h := 0.85 - 0.1 \cdot \left(\frac{h_0 - 200 \text{ mm}}{100 \text{ mm}} \right) = 0.844 \quad \text{EC 2 [8], Tabell 3.3}$$

Nedbøyningen regnes etter lang tid

$$\beta_{ds} := 1 \quad \text{EC 2 [8], (3.10)}$$

$$\varepsilon_{cd,uendelig} := \varepsilon_{cd,0} \cdot k_h \cdot \beta_{ds} = 0 \quad \text{EC 2 [8], (3.9)}$$

$$f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$$

Autogent svinn

$$\varepsilon_{ca,uendelig}' := 2.5 \cdot \left(f_{ck} - 10 \frac{N}{mm^2} \right) \cdot \frac{10^{-6}}{\frac{N}{mm^2}} = 0.0000625 \quad \text{EC 2 [8], (3.12)}$$

$$\beta_{as,uendelig} := 1 \quad \text{EC 2 [8], (3.13)}$$

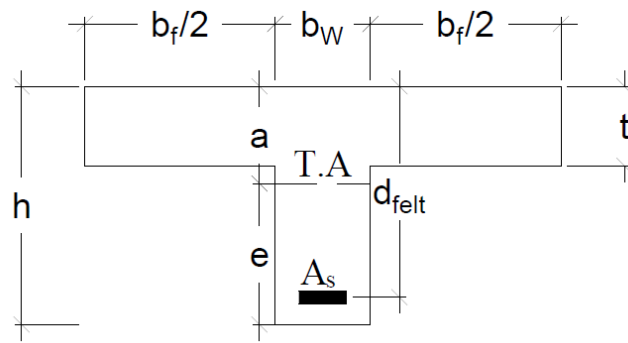
$$\varepsilon_{ca,uendelig} := \beta_{as,uendelig} \cdot \varepsilon_{ca,uendelig}' = 0 \quad \text{EC 2 [8], (3.11)}$$

Total svinntøyning

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd,uendelig} + \varepsilon_{ca,uendelig} = 0 \quad \text{EC 2 [8], (3.8)}$$

$$a := \frac{\left(b_f \cdot \frac{t^2}{2} + b_w \cdot \frac{h^2}{2} + d_{felt} \cdot \eta \cdot A_s \right)}{(A_c + \eta \cdot A_s)} = 264.44 \text{ mm}$$

$$e := d_{felt} - a = 399.56 \text{ mm}$$



$$I_1 := \frac{b_{\text{eff.B.C}} \cdot t^3}{12} + b_{\text{eff.B.C}} \cdot t \cdot \left(a - \frac{t}{2}\right)^2 + \frac{b_w \cdot e^3}{12} + b_w \cdot e \cdot \left(\frac{e}{2}\right)^2 + \frac{b_w \cdot (a-t)^3}{12} = (1.7 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$I_2 := b_w \cdot (a-t) \cdot \left(\frac{(a-t)}{2}\right)^2 + \eta \cdot A_s \cdot e^2 = (5.12 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$I := I_1 + I_2 = (2.21 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$\kappa_s := \frac{\varepsilon_{cs} \cdot A_s \cdot e \cdot \eta}{I} = (2.583 \cdot 10^{-7}) \frac{1}{\text{mm}} \quad \text{Sørensen}[7], (5.33)$$

$$\delta_{\text{svinn}} := \frac{\kappa_s \cdot l^2}{8} = 3.23 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{tot}} := \delta_{\text{midt}} + \delta_{\text{svinn}} = 43.71 \text{ mm}$$

$$l_{\text{maks}} := \frac{l}{250} = 40 \text{ mm}$$

Nedbøyningene er i utgangspunktet for store. Dette løses ved å støpe med tilstrekkelig overhøyde, som er mindre enn nedbøyningen fra konstruksjonens egenlast.

Resultater av dimensjonering:**Armering i bjelke 3:****Støtter B og C:**

Hovedarmering: Ø25, 7 stk

Bøyler: Ø10mm, c-c 85mm, 4,35m i retning BA og CD, 3,35m i retning BC og CB

Støtter A og D:

Hovedarmering: se "felt AB og CD"

Bøyler: Ø10mm, c-c 85mm, 2,35m i retning AB og DC

Felt AB og CD:

Hovedarmering: Ø25, 3 stk

Bøyler: Ø10mm, c-c 380mm der ikke annet er anvist

Felt BC :

Hovedarmering: Ø25, 2 stk

Bøyler: Ø10mm, c-c 380mm der ikke annet er anvist

Armering i bjelke 2 og 4:**støtter B og C:**

Hovedarmering: Ø25, 7 stk,

Bøyler: Ø10mm, c-c 85mm, 4,35m i retning BA og CD

støtter A og D:

Hovedarmering: se "felt AB og CD"

Bøyler: Ø10mm, c-c 85mm, 2,35m i retning AB og DC

Felt AB og CD:

Hovedarmering: Ø25, 6 stk

Bøyler: Ø10mm, c-c 380mm der ikke annet er anvist

Felt BC :

Hovedarmering: Ø25, 2 stk

Bøyler: Ø10mm, c-c 380mm der ikke annet er anvist

Dimensjonering av hulldekker

Lyd

Hulldekkene er etasjeskillere mellom kontorer og faller dermed i lydklasse B etter NS 8175 [25, 3.2.3]. Dette gir følgende lydkrav:

Luftlydisolasjon: R'_w 40 dB [25, Tabell 31]

Trinnlyd: $L'_{n,w}$ 58 dB [25, Tabell 32]

For å bestemme lydegenskaper antas det liten/middels flankeoverføring (spenn 5-8m over to rom, opplegg på massive vegger og søyler/dragere).

Ved å velge HD 200 med Hunton 36mm silencio og 14mm parkett oppnår man en R'_w på 55dB og $L_{n,w}$ på 57dB [28, side 66-67].

Brannkrav

Risikoklasse ¹	Brannklasse ²	Hoved-bæresystem ³	Branncellebegrensende vegg og etasjeskillere ⁴
2	2	R 60	EI 60 (A60)
1) [24, §11-2, tabell 1] 2) [24, §11-3, tabell 1] 3) [24, §11-4, tabell 1] 4) [24, §11-8, tabell 1]			

HD 200 med standard armeringsdybde, tilfredsstillende REI 60 [27, tabell D 4.2].

Bæreevne

Hulldekkene er etasjeskillere mellom kontorer og faller dermed i brukskategori B etter EC 1 [19, Tabell NA 6.1]. Dette gir en jevnt fordelt nyttelast på 3 kN/m² [19, Tabell NA 6.2].

Nyttelasten kan etter [19, Tabell NA.6.3.1.2(10)] med følgende arealreduksjonsfaktor:

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \psi_0 + \frac{A_0}{A} [19, (NA.6.1)]$$

$$A = 24m * 30m = 720m^2$$

$$\psi_0 = 0,7 [5, Tabell NA.A1.1]$$

$$\alpha_A = \frac{5}{7} * 0,7 + \frac{15}{720} = 0,52 < \psi_0 \rightarrow \alpha_A = 0,7$$

Dette gir følgende laster som hulldekket må dimensjoneres etter

Egenveker [kN/m ²]	
14mm parkett [28, side 64])	0,08
Himling (13mm gips+lekter) [21, Tabell 35]	0,15
Lettvegger (Antatt verdi)	0,3
q _{ke}	0,53
Nyttelast [kN/m ²]	
Nyttelast	3
Arealreduksjonsfaktor	0,7
q _{kn}	2,1

Ved bruk av [26, Figur A 7.2] benyttes følgende last:

$$0,75 * \text{egenlast} + \text{nyttelast} = 2,5 \frac{kN}{m^2}$$

Hulldekker med høyde 200mm og 6m spenn er tilstrekkelige.

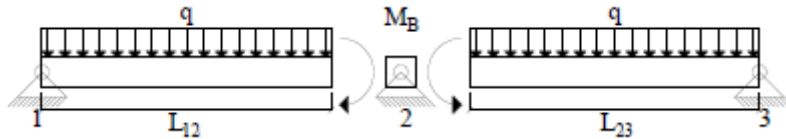
Karakteristiske laster for bjelker

Etter dimensjoneringen av hulldekkene finner en karakteristiske laster for de rektangulære bjelkene:

Egenveker [kN/m ²]	
HD 200 [26, Tabell A 2.1]	2,5
14mm parkett [28, side 64])	0,08
Himling (13mm gips+lekter) [21, Tabell 35]	0,15
Lettvegger	0,3
q _{ke}	3,03
Nyttelast [kN/m ²]	
Nyttelast	3
Arealreduksjonsfaktor	0,7
q _{kn}	2,1

Bruksgrense

Egenlaster:



$$q_{ke} := 3.03 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Fra vedlegg H3

$$L_{12} := 6 \text{ m}$$

$$L_{23} := 6 \text{ m}$$

$$\text{Opplegg2} := 0.5 q_{ke} \cdot L_{12} + 0.5 q_{ke} \cdot L_{23} = 18.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$b := 350 \text{ mm}$$

Bjelke bredde

$$h := 600 \text{ mm}$$

Bjelke høyde

$$\rho_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Tyngdetetthet armert betong

$$q_b := h \cdot b \cdot \rho_c = 5.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

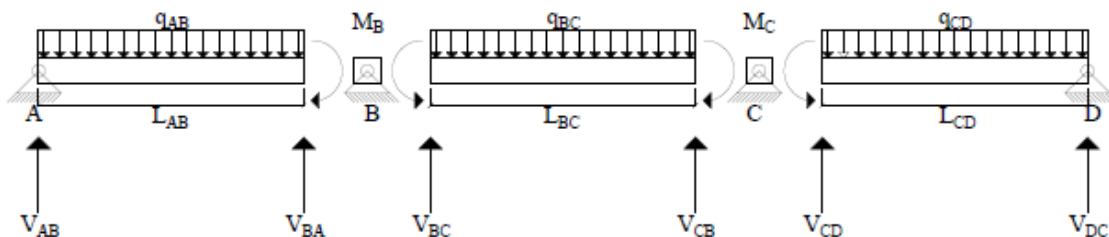
Jevnt fordelt bruddlast fra bjelken

$$q_{tot} := \text{Opplegg2} + q_b = 23.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

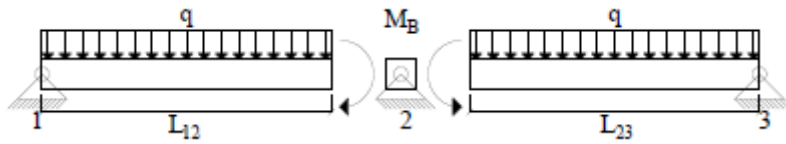
$$q_{AB} := q_{tot} = 23.43 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{BC} := q_{tot} = 23.43 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{CD} := q_{tot} = 23.43 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



Nyttelaster:



$$q_{kn} := 2.1 \frac{kN}{m^2}$$

Fra vedlegg H3

$$L_{12} := 6 \text{ m}$$

$$L_{23} := 6 \text{ m}$$

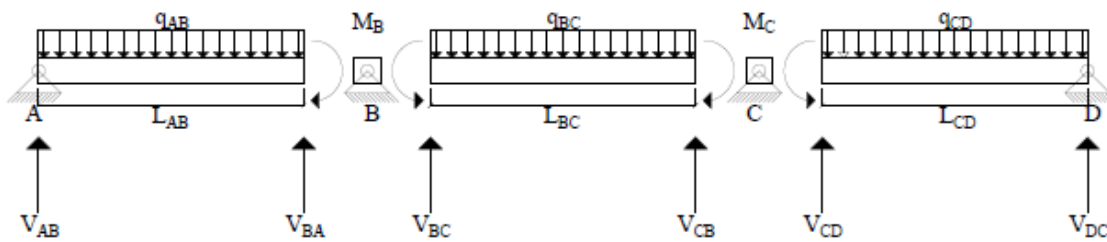
$$Opplegg2 := 0.5 q_{kn} \cdot L_{12} + 0.5 q_{kn} \cdot L_{23} = 12.6 \frac{kN}{m}$$

$$q_{tot} := Opplegg2 = 12.6 \frac{kN}{m}$$

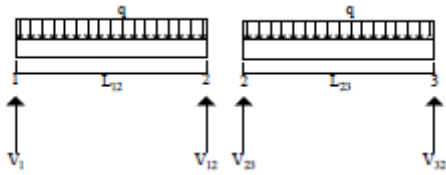
$$q_{AB} := q_{tot} = 12.6 \frac{kN}{m}$$

$$q_{BC} := q_{tot} = 12.6 \frac{kN}{m}$$

$$q_{CD} := q_{tot} = 12.6 \frac{kN}{m}$$



Laster bruddgrense, ikke nyttelast i endespennet



$$q_{ke} := 3.03 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Fra vedlegg H3

$$q_{kn} := 2.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Fra vedlegg H3

$$q_{Ed.e} := 1.2 \cdot q_{ke} = 3.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{Ed.n} := 1.5 \cdot q_{kn} = 3.15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$L_{12} := 6 \text{ m}$$

$$L_{23} := 6 \text{ m}$$

$$\text{Opplegg2}_{AB} := 0.5 (q_{Ed.e} + q_{Ed.n}) \cdot L_{12} + 0.5 (q_{Ed.e} + q_{Ed.n}) \cdot L_{23} = 40.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Opplegg2}_{BC} := 0.5 (q_{Ed.e} + q_{Ed.n}) \cdot L_{12} + 0.5 (q_{Ed.e} + q_{Ed.n}) \cdot L_{23} = 40.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Opplegg2}_{CD} := 0.5 (q_{Ed.e} + 0) \cdot L_{12} + 0.5 (q_{Ed.e} + 0) \cdot L_{23} = 21.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$b := 350 \text{ mm}$$

Bjelke bredde

$$h := 600 \text{ mm}$$

Bjelke høyde

$$\rho_b := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Tyngdetetthet armert betong

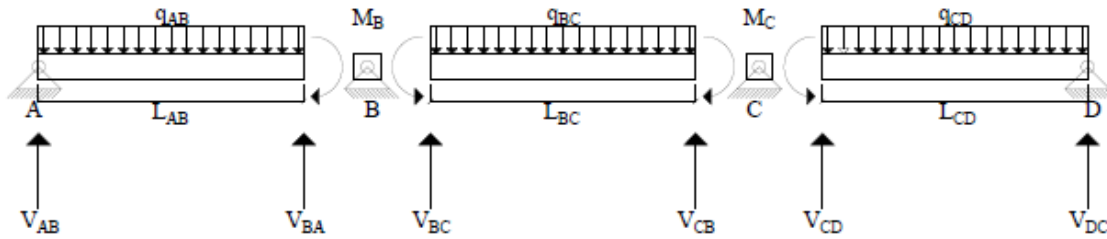
$$q_{b.Ed} := h \cdot b \cdot \rho_b \cdot 1.2 = 6.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Jevnt fordelt bruddlast fra bjelken

$$q_{Ed.AB} := \text{Opplegg2}_{AB} + q_{b.Ed} = 47.016 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Ed.BC} := \text{Opplegg2}_{BC} + q_{b.Ed} = 47.016 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Ed.CD} := \text{Opplegg2}_{CD} + q_{b.Ed} = 28.116 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



$$L_{AB} := 10 \text{ m}$$

$$L_{BC} := 10 \text{ m}$$

$$L_{CD} := 10 \text{ m}$$

$$L := \begin{bmatrix} 2 \cdot (L_{AB} + L_{BC}) & L_{BC} \\ L_{BC} & 2 \cdot (L_{BC} + L_{CD}) \end{bmatrix}$$

$$Q := \begin{bmatrix} \frac{q_{Ed.AB} \cdot L_{AB}^3}{4} + \frac{q_{Ed.BC} \cdot L_{BC}^3}{4} \\ \frac{q_{Ed.BC} \cdot L_{BC}^3}{4} + \frac{q_{Ed.CD} \cdot L_{CD}^3}{4} \end{bmatrix}$$

$$M := L^{-1} \cdot Q = \begin{bmatrix} 501.66 \\ 344.16 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Støttemomenter}$$

$$M_{Ed.B} := M_0 = 501.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.C} := M_1 = 344.16 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed.BA} := \frac{M_{Ed.B}}{L_{AB}} + 0.5 \cdot L_{AB} \cdot q_{Ed.AB} = 285.2 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.AB} := \frac{-M_{Ed.B}}{L_{AB}} + 0.5 \cdot L_{AB} \cdot q_{Ed.AB} = 184.9 \text{ kN}$$

$$M_{Ed.AB} := \frac{V_{Ed.AB}^2}{q_{Ed.AB}} - q_{Ed.AB} \cdot \left(\frac{V_{Ed.AB}}{q_{Ed.AB}} \right)^2 \cdot 0.5 = 363.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed.BC} := \frac{M_{Ed.B}}{L_{BC}} + 0.5 \cdot L_{BC} \cdot q_{Ed.BC} - \frac{M_{Ed.C}}{L_{BC}} = 250.8 \text{ kN}$$

$$M_{Ed.BC} := \frac{V_{Ed.BC}^2}{q_{Ed.BC}} - q_{Ed.BC} \cdot \left(\frac{V_{Ed.BC}}{q_{Ed.BC}} \right)^2 \cdot 0.5 - M_{Ed.B} = 167.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$B := V_{Ed.BA} + V_{Ed.BC} = 536.1 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.CB} := -\frac{M_{Ed.B}}{L_{BC}} + 0.5 \cdot L_{BC} \cdot q_{Ed.BC} + \frac{M_{Ed.C}}{L_{BC}} = 219.3 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.CD} := \frac{M_{Ed.C}}{L_{CD}} + 0.5 \cdot q_{Ed.CD} \cdot L_{CD} = 175 \text{ kN}$$

$$C := V_{Ed.CB} + V_{Ed.CD} = 394.3 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.DC} := \frac{-M_{Ed.C}}{L_{CD}} + 0.5 \cdot q_{Ed.CD} \cdot L_{CD} = 106.2 \text{ kN}$$

$$M_{Ed.CD} := \frac{V_{Ed.CD}^2}{q_{Ed.CD}} - q_{Ed.CD} \cdot \left(\frac{V_{Ed.CD}}{q_{Ed.CD}} \right)^2 \cdot 0.5 - M_{Ed.C} = 200.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

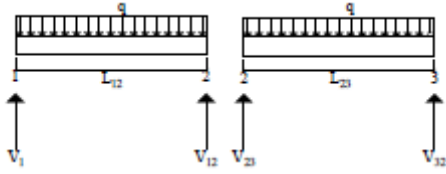
$$V_{Ed.AB} + B + C + V_{Ed.DC} - q_{Ed.AB} \cdot L_{AB} - q_{Ed.BC} \cdot L_{BC} - q_{Ed.CD} \cdot L_{CD} = 0 \text{ N}$$

Resultater

$$\begin{bmatrix} M_{Ed.AB} \\ M_{Ed.B} \\ M_{Ed.BC} \\ M_{Ed.C} \\ M_{Ed.CD} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 363.6 \\ 501.7 \\ 167.4 \\ 344.2 \\ 200.4 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{bmatrix} V_{Ed.AB} \\ V_{Ed.BA} \\ V_{Ed.BC} \\ V_{Ed.CB} \\ V_{Ed.CD} \\ V_{Ed.DC} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 184.9 \\ 285.2 \\ 250.8 \\ 219.3 \\ 175 \\ 106.2 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Laster bruddgrense, ikke nyttelast i midtspennet



$$q_{ke} := 3.03 \frac{kN}{m^2}$$

Fra vedlegg H3

$$q_{kn} := 2.1 \frac{kN}{m^2}$$

Fra vedlegg H3

$$q_{Ed.e} := 1.2 \cdot q_{ke} = 3.6 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{Ed.n} := 1.5 \cdot q_{kn} = 3.15 \frac{kN}{m^2}$$

$$L_{12} := 6 \text{ m}$$

$$L_{23} := 6 \text{ m}$$

$$Opplagg2_{AB} := 0.5 (q_{Ed.e} + q_{Ed.n}) \cdot L_{12} + 0.5 (q_{Ed.e} + q_{Ed.n}) \cdot L_{23} = 40.7 \frac{kN}{m}$$

$$Opplagg2_{BC} := 0.5 (q_{Ed.e} + 0) \cdot L_{12} + 0.5 (q_{Ed.e} + 0) \cdot L_{23} = 21.8 \frac{kN}{m}$$

$$Opplagg2_{CD} := 0.5 (q_{Ed.e} + q_{Ed.n}) \cdot L_{12} + 0.5 (q_{Ed.e} + q_{Ed.n}) \cdot L_{23} = 40.7 \frac{kN}{m}$$

$$b := 350 \text{ mm}$$

Bjelke bredde

$$h := 600 \text{ mm}$$

Bjelke høyde

$$\rho_b := 25 \frac{kN}{m^3}$$

Tyngdetetthet armert betong

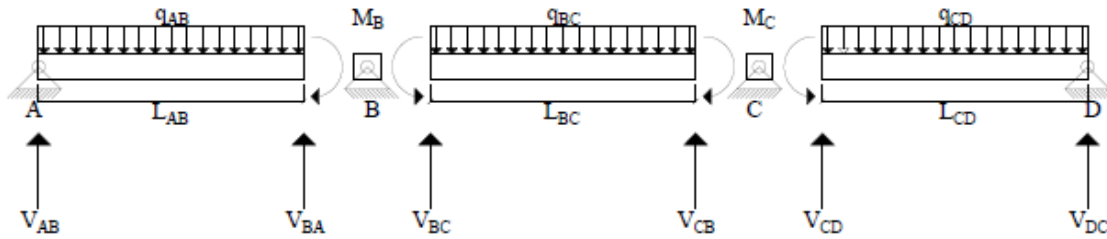
$$q_{b.Ed} := h \cdot b \cdot \rho_b \cdot 1.2 = 6.3 \frac{kN}{m}$$

Jevnt fordelt bruddlast fra bjelken

$$q_{Ed.AB} := Opplagg2_{AB} + q_{b.Ed} = 47.016 \frac{kN}{m}$$

$$q_{Ed.BC} := Opplagg2_{BC} + q_{b.Ed} = 28.116 \frac{kN}{m}$$

$$q_{Ed.CD} := Opplagg2_{CD} + q_{b.Ed} = 47.016 \frac{kN}{m}$$



$$L_{AB} := 10 \text{ m}$$

$$L_{BC} := 10 \text{ m}$$

$$L_{CD} := 10 \text{ m}$$

$$L := \begin{bmatrix} 2 \cdot (L_{AB} + L_{BC}) & L_{BC} \\ L_{BC} & 2 \cdot (L_{BC} + L_{CD}) \end{bmatrix}$$

$$Q := \begin{bmatrix} \frac{q_{Ed.AB} \cdot L_{AB}^3}{4} + \frac{q_{Ed.BC} \cdot L_{BC}^3}{4} \\ \frac{q_{Ed.BC} \cdot L_{BC}^3}{4} + \frac{q_{Ed.CD} \cdot L_{CD}^3}{4} \end{bmatrix}$$

$$M := L^{-1} \cdot Q = \begin{bmatrix} 375.66 \\ 375.66 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Støttemomenter}$$

$$M_{Ed.B} := M_0 = 375.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.C} := M_1 = 375.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed.BA} := \frac{M_{Ed.B}}{L_{AB}} + 0.5 \cdot L_{AB} \cdot q_{Ed.AB} = 272.6 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.AB} := \frac{-M_{Ed.B}}{L_{AB}} + 0.5 \cdot L_{AB} \cdot q_{Ed.AB} = 197.5 \text{ kN}$$

$$M_{Ed.AB} := \frac{V_{Ed.AB}^2}{q_{Ed.AB}} - q_{Ed.AB} \cdot \left(\frac{V_{Ed.AB}}{q_{Ed.AB}} \right)^2 \cdot 0.5 = 414.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed.BC} := \frac{M_{Ed.B}}{L_{BC}} + 0.5 \cdot L_{BC} \cdot q_{Ed.BC} - \frac{M_{Ed.C}}{L_{BC}} = 140.6 \text{ kN}$$

$$M_{Ed.BC} := \frac{V_{Ed.BC}^2}{q_{Ed.BC}} - q_{Ed.BC} \cdot \left(\frac{V_{Ed.BC}}{q_{Ed.BC}} \right)^2 \cdot 0.5 - M_{Ed.B} = -24.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$B := V_{Ed.BA} + V_{Ed.BC} = 413.2 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.CB} := -\frac{M_{Ed.B}}{L_{BC}} + 0.5 \cdot L_{BC} \cdot q_{Ed.BC} + \frac{M_{Ed.C}}{L_{BC}} = 140.6 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.CD} := \frac{M_{Ed.C}}{L_{CD}} + 0.5 \cdot q_{Ed.CD} \cdot L_{CD} = 272.6 \text{ kN}$$

$$C := V_{Ed.CB} + V_{Ed.CD} = 413.2 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.DC} := \frac{-M_{Ed.C}}{L_{CD}} + 0.5 \cdot q_{Ed.CD} \cdot L_{CD} = 197.5 \text{ kN}$$

$$M_{Ed.CD} := \frac{V_{Ed.CD}^2}{q_{Ed.CD}} - q_{Ed.CD} \cdot \left(\frac{V_{Ed.CD}}{q_{Ed.CD}} \right)^2 \cdot 0.5 - M_{Ed.C} = 414.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

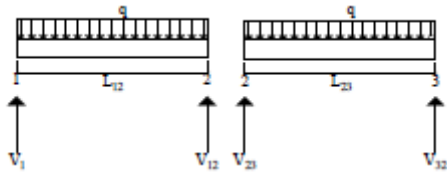
$$V_{Ed.AB} + B + C + V_{Ed.DC} - q_{Ed.AB} \cdot L_{AB} - q_{Ed.BC} \cdot L_{BC} - q_{Ed.CD} \cdot L_{CD} = 0 \text{ N}$$

Resultater

$$\begin{bmatrix} M_{Ed.AB} \\ M_{Ed.B} \\ M_{Ed.BC} \\ M_{Ed.C} \\ M_{Ed.CD} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 414.9 \\ 375.7 \\ -24.2 \\ 375.7 \\ 414.9 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{bmatrix} V_{Ed.AB} \\ V_{Ed.BA} \\ V_{Ed.BC} \\ V_{Ed.CB} \\ V_{Ed.CD} \\ V_{Ed.DC} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 197.5 \\ 272.6 \\ 140.6 \\ 140.6 \\ 272.6 \\ 197.5 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Laster bruddgrense, ikke nyttelast i endespennet



$$q_{ke} := 3.03 \frac{kN}{m^2}$$

Fra vedlegg H3

$$q_{kn} := 2.1 \frac{kN}{m^2}$$

Fra vedlegg H3

$$q_{Ed.e} := 1.2 \cdot q_{ke} = 3.6 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{Ed.n} := 1.5 \cdot q_{kn} = 3.15 \frac{kN}{m^2}$$

$$L_{12} := 6 \text{ m}$$

$$L_{23} := 6 \text{ m}$$

$$Opplagg2_{AB} := 0.5 (q_{Ed.e} + 0) \cdot L_{12} + 0.5 (q_{Ed.e} + 0) \cdot L_{23} = 21.8 \frac{kN}{m}$$

$$Opplagg2_{BC} := 0.5 (q_{Ed.e} + q_{Ed.n}) \cdot L_{12} + 0.5 (q_{Ed.e} + q_{Ed.n}) \cdot L_{23} = 40.7 \frac{kN}{m}$$

$$Opplagg2_{CD} := 0.5 (q_{Ed.e} + 0) \cdot L_{12} + 0.5 (q_{Ed.e} + 0) \cdot L_{23} = 21.8 \frac{kN}{m}$$

$$b := 350 \text{ mm}$$

Bjelke bredde

$$h := 600 \text{ mm}$$

Bjelke høyde

$$\rho_b := 25 \frac{kN}{m^3}$$

Tyngdetetthet armert betong

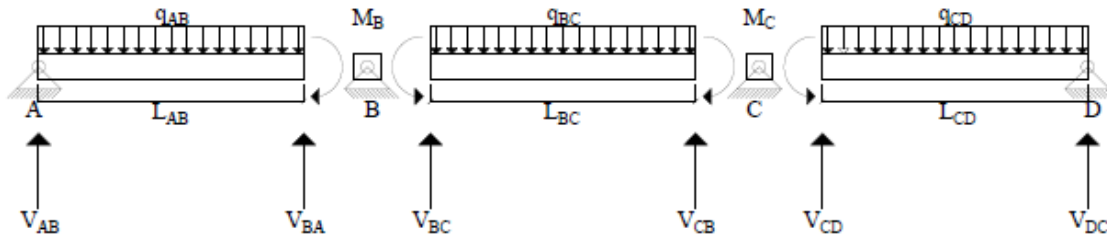
$$q_{b.Ed} := h \cdot b \cdot \rho_b \cdot 1.2 = 6.3 \frac{kN}{m}$$

Jevnt fordelt bruddlast fra bjelken

$$q_{Ed.AB} := Opplagg2_{AB} + q_{b.Ed} = 28.116 \frac{kN}{m}$$

$$q_{Ed.BC} := Opplagg2_{BC} + q_{b.Ed} = 47.016 \frac{kN}{m}$$

$$q_{Ed.CD} := Opplagg2_{CD} + q_{b.Ed} = 28.116 \frac{kN}{m}$$



$$L_{AB} := 10 \text{ m}$$

$$L_{BC} := 10 \text{ m}$$

$$L_{CD} := 10 \text{ m}$$

$$L := \begin{bmatrix} 2 \cdot (L_{AB} + L_{BC}) & L_{BC} \\ L_{BC} & 2 \cdot (L_{BC} + L_{CD}) \end{bmatrix}$$

$$Q := \begin{bmatrix} \frac{q_{Ed.AB} \cdot L_{AB}^3}{4} + \frac{q_{Ed.BC} \cdot L_{BC}^3}{4} \\ \frac{q_{Ed.BC} \cdot L_{BC}^3}{4} + \frac{q_{Ed.CD} \cdot L_{CD}^3}{4} \end{bmatrix}$$

$$M := L^{-1} \cdot Q = \begin{bmatrix} 375.66 \\ 375.66 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Støttemomenter}$$

$$M_{Ed.B} := M_0 = 375.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.C} := M_1 = 375.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed.BA} := \frac{M_{Ed.B}}{L_{AB}} + 0.5 \cdot L_{AB} \cdot q_{Ed.AB} = 178.1 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.AB} := \frac{-M_{Ed.B}}{L_{AB}} + 0.5 \cdot L_{AB} \cdot q_{Ed.AB} = 103 \text{ kN}$$

$$M_{Ed.AB} := \frac{V_{Ed.AB}^2}{q_{Ed.AB}} - q_{Ed.AB} \cdot \left(\frac{V_{Ed.AB}}{q_{Ed.AB}} \right)^2 \cdot 0.5 = 188.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed.BC} := \frac{M_{Ed.B}}{L_{BC}} + 0.5 \cdot L_{BC} \cdot q_{Ed.BC} - \frac{M_{Ed.C}}{L_{BC}} = 235.1 \text{ kN}$$

$$M_{Ed.BC} := \frac{V_{Ed.BC}^2}{q_{Ed.BC}} - q_{Ed.BC} \cdot \left(\frac{V_{Ed.BC}}{q_{Ed.BC}} \right)^2 \cdot 0.5 - M_{Ed.B} = 212 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$B := V_{Ed.BA} + V_{Ed.BC} = 413.2 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.CB} := -\frac{M_{Ed.B}}{L_{BC}} + 0.5 \cdot L_{BC} \cdot q_{Ed.BC} + \frac{M_{Ed.C}}{L_{BC}} = 235.1 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.CD} := \frac{M_{Ed.C}}{L_{CD}} + 0.5 \cdot q_{Ed.CD} \cdot L_{CD} = 178.1 \text{ kN}$$

$$C := V_{Ed.CB} + V_{Ed.CD} = 413.2 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.DC} := \frac{-M_{Ed.C}}{L_{CD}} + 0.5 \cdot q_{Ed.CD} \cdot L_{CD} = 103 \text{ kN}$$

$$M_{Ed.CD} := \frac{V_{Ed.CD}^2}{q_{Ed.CD}} - q_{Ed.CD} \cdot \left(\frac{V_{Ed.CD}}{q_{Ed.CD}} \right)^2 \cdot 0.5 - M_{Ed.C} = 188.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed.AB} + B + C + V_{Ed.DC} - q_{Ed.AB} \cdot L_{AB} - q_{Ed.BC} \cdot L_{BC} - q_{Ed.CD} \cdot L_{CD} = 0 \text{ N}$$

Resultater

$$\begin{bmatrix} M_{Ed.AB} \\ M_{Ed.B} \\ M_{Ed.BC} \\ M_{Ed.C} \\ M_{Ed.CD} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 188.7 \\ 375.7 \\ 212 \\ 375.7 \\ 188.7 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{bmatrix} V_{Ed.AB} \\ V_{Ed.BA} \\ V_{Ed.BC} \\ V_{Ed.CB} \\ V_{Ed.CD} \\ V_{Ed.DC} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 103 \\ 178.1 \\ 235.1 \\ 235.1 \\ 178.1 \\ 103 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Bjelkedimensjonering**Materialparametere**

$$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$$

$$\gamma_s := 1.15$$

EC 2 [8], Tabell NA.2.1N

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.78 \frac{N}{mm^2}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

EC 2 [8], Tabell NA.2.1N

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

EC 2 [8], NA.3.1.6(1)

$$f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$$

EC 2 [8], Tabell 3.1

$$f_{ctm} := 3.2 \frac{N}{mm^2}$$

EC 2 [8], Tabell 3.1

$$f_{cm} := 43 \frac{N}{mm^2}$$

EC 2 [8], Tabell 3.1

$$f_{cmo} := 10 \frac{N}{mm^2}$$

EC 2 [8], B.2

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 19.83 \frac{N}{mm^2}$$

EC 2 [8], (3.15)

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2}$$

EC 2 [8], 3.2.7(4)

$$E_{cm} := 34000 \frac{N}{mm^2}$$

EC 2 [8], Tabell 3.1

Bjelke geometri

$$b := 350 \text{ mm}$$

$$h := 600 \text{ mm}$$

$$A_c := b \cdot h = 210000 \text{ mm}^2$$

$$\phi := 25 \text{ mm}$$

Armeringsdiameter lengdearmering

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

Armeringsdiameter trykkarmering

$$\phi_b := 10 \text{ mm}$$

Armeringsdiameter bøylearmering

Overdekning

$$c_{min.b} := \phi = 25 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], Tabell NA.4.2}$$

$$c_{min.dur} := 25 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], Tabell NA.4.4.N}$$

$$\Delta c_{dur.\gamma} := 0 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], NA.4.4.1.2(6)}$$

$$c_{min} := \max(c_{min.b}, c_{min.dur}, \Delta c_{dur.\gamma}) = 25 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], 4.4.1.2 (2)}$$

$$\Delta c_{dev} := 10 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], NA.4.4.1.3(1)}$$

$$c_{nom} := c_{min} + \Delta c_{dev} = 35 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], 4.4.1.1(2)}$$

$$c_{min.b}' := \phi' = 16 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], Tabell NA.4.2}$$

$$c_{min}' := \max(c_{min.b}', c_{min.dur}, \Delta c_{dur.\gamma}) = 25 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], 4.4.1.2 (2)}$$

$$c_{nom}' := c_{min}' + \Delta c_{dev} = 35 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], 4.4.1.1(2)}$$

Maksimumsavstand mellom armeringsjern:

$$d_g := 16 \text{ mm} \quad \text{Største tilslagsstørrelse}$$

$$k_{1.h} := 2 \quad \text{EC 2 [8], NA.8.2(2)}$$

$$k_{1.v} := 1.5 \quad \text{EC 2 [8], NA.8.2(2)}$$

$$k_2 := 5 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], NA.8.2(2)}$$

$$\phi_{large} := 32 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], NA.8.8(1)}$$

$$s_{h.min} := \max(\phi \cdot k_{1.h}, d_g + k_2, 20 \text{ mm}) = 50 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], NA.8.2(2)}$$

$$s_{v.min} := \max(\phi \cdot k_{1.v}, d_g + k_2, 20 \text{ mm}) = 37.5 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], NA.8.2(2)}$$

$$s_{v.min.endelig} := \min(s_{v.min}, 32 \text{ mm}) = 32 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], NA.8.2}$$

Maksimalt antall jern i hvert lag i steget:

$$n := \frac{(b - 2 \cdot c_{nom} - 2 \cdot \phi_b + 2 \phi)}{\phi + s_{h.min}} = 4.1$$

$$d := h - c_{nom} - \phi_b - \frac{\phi}{2} = 542.5 \text{ mm}$$

Armeringskrav

$$A_{s.min1} := \frac{(0.26 \cdot b \cdot d \cdot f_{ctm})}{f_{yk}} = 316 \text{ mm}^2 \quad \text{EC 2 [8], (NA.9.1N)}$$

$$A_{s.min2} := 0.0013 \cdot b \cdot d = 246.8 \text{ mm}^2 \quad \text{EC 2 [8], (NA.9.1N)}$$

$$A_{s.min} := \max(A_{s.min1}, A_{s.min2}) = 316 \text{ mm}^2 \quad \text{EC 2 [8], (NA.9.1N)}$$

$$A_{s.max} := 0.04 \cdot b \cdot h = 8400 \text{ mm}^2 \quad \text{EC 2 [8], NA.9.2.1.1(3)}$$

Dimensjonering for moment

$$M_{Ed.B.C} := 501.7 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Dimensjonerende støttemoment i B og C, fra vedlegg H4, Bruddlast ikke NL i det ene endefeltet.}$$

$$M_{Ed.AB.CD} := 414.9 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Dimensjonerende feltmoment i AB og CD, fra vedlegg H4, Bruddlast ikke NL i midtfeltet.}$$

$$M_{Ed.BC} := 212 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Dimensjonerende feltmoment i BC, fra vedlegg H4, Bruddlast kun NL i midtfeltet}$$

Felt AB og CD

$$K := 0.275 \quad \text{Sørensen[7], Tabell 4.3}$$

$$M_{Rd} := K \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 561.8 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Sørensen[7], (4.23a)}$$

$$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed.AB.CD}} = 1.35 \quad \text{Trykkarmering ikke nødvendig}$$

$$c := 0.17 \quad \text{Sørensen[7], Tabell 4.5}$$

$$z := \left(1 - c \cdot \frac{M_{Ed.AB.CD}}{M_{Rd}}\right) \cdot d = 474.4 \text{ mm} \quad \text{Sørensen[7], (4.28)}$$

$$A_{s1} := \frac{M_{Ed.AB.CD}}{f_{yd} \cdot z} = 2011.6 \text{ mm}^2 \quad \text{Sørensen[7], (4.27)}$$

Må ha to lag med armering

Prøver 4+2 jern

$$d_{rev} := h - \frac{\left(4 \cdot \left(c_{nom} + \phi_b + \frac{\phi}{2}\right) + 2 \cdot \left(c_{nom} + \phi_b + \frac{3 \cdot \phi}{2} + s_{v.min.endelig}\right)\right)}{6} = 523.5 \text{ mm}$$

$$M_{Rd.rev} := K \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_{rev}^2 = 523.2 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Sørensen[7], (4.23a)}$$

$$\frac{M_{Rd.rev}}{M_{Ed.AB.CD}} = 1.26 \quad \text{Trykkarmering ikke nødvendig}$$

$$c := 0.17 \quad \text{Sørensen[7], Tabell 4.5}$$

$$z_{rev} := \left(1 - c \cdot \frac{M_{Ed.AB.CD}}{M_{Rd.rev}}\right) \cdot d_{rev} = 452.9 \text{ mm} \quad \text{Sørensen[7], (4.28)}$$

$$A_{s1.rev} := \frac{M_{Ed.AB.CD}}{f_{yd} \cdot z_{rev}} = 2106.9 \text{ mm}^2 \quad \text{Sørensen[7], (4.27)}$$

$$\text{Strekkarmering}_{AB.CD} := 6 \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = 2945.2 \text{ mm}^2$$

Velger da fire pluss to stk ø25mm

Felt BC

$$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed.BC}} = 2.65 \quad \text{Trykkarmering ikke nødvendig}$$

$$c := 0.17 \quad \text{Sørensen[7], Tabell 4.5}$$

$$z := \left(1 - c \cdot \frac{M_{Ed.BC}}{M_{Rd}}\right) \cdot d = 507.7 \text{ mm} \quad \text{Sørensen[7], (4.28)}$$

$$A_{s1} := \frac{M_{Ed.BC}}{f_{yd} \cdot z} = 960.4 \text{ mm}^2 \quad \text{Sørensen[7], (4.27)}$$

$$\text{Strekkarmering}_{BC} := 2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = 981.7 \text{ mm}^2$$

Velger da to stk ø25mm

Støtte B og C

Prøver 4+2 jern

$$\frac{M_{Rd.rev}}{M_{Ed.B.C}} = 1.04 \quad \text{Trykkarmering ikke nødvendig}$$

$$c := 0.17$$

Sørensen[7], Tabell 4.5

$$z_{rev} := \left(1 - c \cdot \frac{M_{Ed.B.C}}{M_{Rd.rev}} \right) \cdot d_{rev} = 438.2 \text{ mm}$$

Sørensen[7], (4.28)

$$A_{s1.rev} := \frac{M_{Ed.B.C}}{f_{yd} \cdot z_{rev}} = 2633.6 \text{ mm}^2$$

Sørensen[7], (4.27)

$$\text{Strekkarmering}_{B.C} := 6 \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = 2945.2 \text{ mm}^2$$

Velger da fire pluss to stk $\phi 25$ mm

Dimensjonering for skjærkraft

$$N_{Ed} := 0 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.BA} := 285.2 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft
BA, fra vedlegg H4, Bruddlast
ikke NL i det ene endefeltet

$$V_{Ed.CD} := V_{Ed.BA}$$

$$q_{Ed.AB} := 40.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{Ed.BA.red} := V_{Ed.BA} - d_{rev} \cdot q_{Ed.AB} = 263.9 \text{ kN}$$

EC 2 [8], 6.2.1.8

$$V_{Ed.AB} := 197.5 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft AB,
fra vedlegg H4, Bruddlast ikke NL i
midtfeltet

$$V_{Ed.DC} := V_{Ed.AB}$$

$$q_{Ed.AB} := 40.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{Ed.AB.red} := V_{Ed.AB} - d_{rev} \cdot q_{Ed.AB} = 176.2 \text{ kN}$$

EC 2 [8], 6.2.1.8

$$V_{Ed.BC} := 250.8 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft BC,
fra vedlegg H4, Bruddlast kun NL
i midtfeltet

$$V_{Ed.CB} := V_{Ed.BC}$$

$$q_{Ed.BC} := 40.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{Ed.BC.red} := V_{Ed.BC} - d_{rev} \cdot q_{Ed.BC} = 229.5 \text{ kN}$$

EC 2 [8], 6.2.1.8

Skjærkraftkapasitet

Alle de aktuelle snittene har lik strekkarmering og lik d

$$A_{sl} := 6 \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = 2945.2 \text{ mm}^2$$

$$\rho_l := \min\left(\frac{A_{sl}}{(b \cdot d_{rev})}, 0.02\right) = 0.016$$

EC 2 [8], 6.2.2(1)

$$k := \min\left(1 + \left(\frac{200 \text{ mm}}{d_{rev}}\right)^{0.5}, 2\right) = 1.6$$

EC 2 [8], 6.2.2(1)

$$k_1 := 0.15$$

EC 2 [8], 6.2.2(1)

$$k_2 := 0.18$$

EC 2 [8], NA.6.2.2(1)

$$C_{Rd.c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.1$$

EC 2 [8], NA.6.2.2(1)

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{0.5} \cdot \left(\frac{N}{mm^2} \right)^{0.5} = 0.4 \frac{N}{mm^2} \quad \text{EC 2 [8], (6.3N)}$$

$$\sigma_{cp} := \min \left(\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd} \right) = 0 \frac{N}{mm^2} \quad \text{EC 2 [8], 6.2.2(1)}$$

$$V_{Rd.cmin} := (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d_{rev} = 78.1 \text{ kN} \quad \text{EC 2 [8], (6.2.b)}$$

Dimensjonerens kapasitet for skjærkraft

$$V_{Rd.c} := \left(C_{Rd.c} \cdot \left(\frac{N}{mm^2} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b \cdot d = 141.3 \text{ kN} \quad \text{EC 2 [8], (6.2.a)}$$

Skjærkraft kapasitet

$$V_{Rd} := \max(V_{Rd.cmin}, V_{Rd.c}) = 141.3 \text{ kN}$$

$$\cot\theta := 1 \quad \text{EC 2 [8], NA.6.7.aN}$$

$$\cot\alpha := 0$$

$$\tan\theta := 1$$

$$f_{ywd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.78 \frac{N}{mm^2}$$

$$z := 0.9 \cdot d_{rev} = 471.2 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], 6.2.3(1)}$$

$$\rho_{w.min} := 0.1 \cdot \frac{f_{ck}^{0.5}}{f_{yk}} \cdot b \cdot \left(\frac{N}{mm^2} \right)^{0.5} = 0.4 \frac{mm^2}{mm} \quad \text{EC 2 [8], (NA9.5N)}$$

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi_b^2}{4} = 157.08 \text{ mm}^2$$

$$h' := d_{rev} - c_{nom}' - \phi_b - \frac{\phi'}{2} = 470.5 \text{ mm} \quad \text{Avstand mellom tyngdepunktet til trykk- og strekkarmeringen}$$

$$s_{l.max} := 0.6 \cdot h' \cdot (1 + \cot\alpha) = 282.3 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], (NA.9.8N)}$$

$$s_{min} := \min \left(\frac{A_{sw}}{\rho_{w.min}}, s_{l.max} \right) = 282.3 \text{ mm} \quad \text{Senteravstand minimumsbøyler}$$

$$V_{Ed.min} := \left(\frac{A_{sw}}{s_{min}} \right) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta = 114 \text{ kN} \quad \text{Kap av minimumsbøyler}$$

$$v_1 := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \frac{N}{mm^2}} \right) = 0.5$$

EC 2 [8], (6.6N)

$$\alpha_{cw} := 1$$

EC 2 [8], 6.2.3(3)

$$V_{Rd,max} := \frac{(\alpha_{cw} \cdot b \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd})}{(\cot\theta + \tan\theta)} = 843.8 \text{ kN}$$

EC 2 [8], (6.9)

Støtte BA og CD

$$\frac{V_{Rd,max}}{V_{Ed,BA,red}} = 3.2$$

Hvis $V_{Rd,max} > V_{Ed}$, ok

$$\rho_w := \frac{V_{Ed,BA,red}}{f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta} = 1.29 \frac{mm^2}{mm}$$

EC 2 [8], (9.4)

$$s := \frac{A_{sw}}{\max(\rho_w, \rho_{w,min})} = 121.9 \text{ mm}$$

Senteravstand mellom bøykene

$$x := \frac{V_{Ed,BA} - V_{Ed,min}}{q_{Ed,AB}} = 4.2 \text{ m}$$

Avstand med c/c 120

Støtte AB og DC

$$\frac{V_{Rd,max}}{V_{Ed,AB,red}} = 4.79$$

Hvis $V_{Rd,max} > V_{Ed}$, ok

$$\rho_w := \frac{V_{Ed,AB,red}}{f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta} = 0.86 \frac{mm^2}{mm}$$

EC 2 [8], (9.4)

$$s := \frac{A_{sw}}{\max(\rho_w, \rho_{w,min})} = 182.6 \text{ mm}$$

Senteravstand mellom bøykene

$$x := \frac{V_{Ed,AB} - V_{Ed,min}}{q_{Ed,AB}} = 2.1 \text{ m}$$

Avstand med c/c 180

Støtte BC og CB

$$\frac{V_{Rd,max}}{V_{Ed,BC,red}} = 3.68$$

Hvis $V_{Rd,max} > V_{Ed}$, ok

$$\rho_w := \frac{V_{Ed,BC,red}}{f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta} = 1.12 \frac{mm^2}{mm}$$

EC 2 [8], (9.4)

$$s := \frac{A_{sw}}{\max(\rho_w, \rho_{w.min})} = 140.2 \text{ mm}$$

Senteravstand mellom bøykene

$$x := \frac{V_{Ed.BC} - V_{Ed.min}}{q_{Ed.BC}} = 3.4 \text{ m}$$

Avstand med c/c 140

Nedbøyning av felt AB og CD uten nyttelast i BC

Egenlast, påføres etter 7 døgn

$$g := 23.43 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Fra vedlegg H4, Bruksgrense

Nyttelast, påføres etter 90 døgn

$$p := 12.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Fra vedlegg H4, Bruksgrense

$$\psi_1 := 0.5$$

EC 0 [5], Tabell NA.A.1.1

Tilnærmet permanent av nyttelast

$$q := p \cdot \psi_1 = 6.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$h_0 := \frac{(2 \cdot A_c)}{2 \cdot (h + b)} = 221.1 \text{ mm}$$

EC 2 [8], (B.6)

Sement N, innendørs, B35

$$\varphi_{uenderlig.7} := 2.95$$

EC 2 [8], Figur 3.1

$$\varphi_{uenderlig.90} := 2.0$$

EC 2 [8], Figur 3.1

$$l := 10 \text{ m}$$

$$M_g := 0.08 \cdot g \cdot l^2 = 187.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Maks feltmoment [13, Tabell 3.5]

$$M_q := 0.101 \cdot q \cdot l^2 = 63.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ikke NL i midtspennet, [13, Tabell 3.5]

Effektiv (langtids) elastisitetmodul

$$E_{c.g} := \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi_{uenderlig.7})} = 8607.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EC 2 [8], 7.4.3(5)

$$E_{c.q} := \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi_{uenderlig.90})} = 11333.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EC 2 [8], 7.4.3(5)

$$E_{c,middel} := \frac{(M_g + M_q)}{\left(\left(\frac{M_g}{E_{c,g}} \right) + \left(\frac{M_q}{E_{c,q}} \right) \right)} = 9166.3 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Sørensen[7], (5.25)}$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{c,middel}} = 21.82$$

$$\rho := \frac{A_{sl}}{b \cdot d_{rev}} = 0.016$$

$$\alpha := \left((\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho \right)^{0.5} - \eta \cdot \rho = 0.557 \quad \text{Sørensen[7], (5.5)}$$

$$I_c := 0.5 \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot b \cdot d_{rev}^3 = (6.3 \cdot 10^9) \text{ mm}^4 \quad \text{Sørensen[7], (5.9)}$$

$$EI := E_{c,middel} \cdot I_c = (5.8 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2 \quad \text{Sørensen[7], (5.10)}$$

$$M_{støtte} := -0.1 \cdot g \cdot l^2 - 0.05 \cdot q \cdot l^2 = -265.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\delta_{midt} := \frac{(5 \cdot (g + q) \cdot l^4)}{384 \cdot EI} + \frac{(M_{støtte} \cdot l^2)}{16 \cdot EI} = 38 \text{ mm}$$

Svinn

$$RH := 50\%$$

$$RH_0 := 100\% \quad \text{EC 2 [8], B.2}$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 1.4 \quad \text{EC 2 [8], B.2}$$

Sementklasse N

$$\alpha_{ds1} := 4 \quad \text{EC 2 [8], B.2}$$

$$\alpha_{ds2} := 0.12 \quad \text{EC 2 [8], B.2}$$

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left((220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp \left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right) \right) \cdot \beta_{RH} \cdot 10^{-6} = 4.5 \cdot 10^{-4} \quad \text{EC 2 [8], (B.11)}$$

$$k_h := 0.85 - 0.1 \cdot \frac{(h_0 - 200 \text{ mm})}{100 \text{ mm}} = 0.8 \quad \text{EC 2 [8], Tabell 3.3}$$

$$\beta_{ds} := 1 \quad \text{EC 2 [8], (3.10)}$$

$$\varepsilon_{cd,uenderlig} := \varepsilon_{cd,0} \cdot k_h \cdot \beta_{ds} = 3.765 \cdot 10^{-4} \quad \text{EC 2 [8], (3.9)}$$

$$\varepsilon_{ca,uenderlig}' := 2.5 \cdot \left(f_{ck} - 10 \frac{N}{mm^2} \right) \cdot \frac{10^{-6}}{\frac{N}{mm^2}} = 6.3 \cdot 10^{-5} \quad \text{EC 2 [8], (3.12)}$$

$$\beta_{as.uenderlig} := 1$$

EC 2 [8], (3.13)

$$\varepsilon_{ca.uenderlig} := \beta_{as.uenderlig} \cdot \varepsilon_{ca.uenderlig}' = 6.3 \cdot 10^{-5}$$

EC 2 [8], (3.11)

Totale svinntøyning

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd.uenderlig} + \varepsilon_{ca.uenderlig} = 0$$

EC 2 [8], (3.8)

$$a := \frac{(0.5 \cdot h \cdot A_c + \eta \cdot A_{sl} \cdot d_{rev})}{(A_c + \eta \cdot A_{sl})} = 352.4 \text{ mm}$$

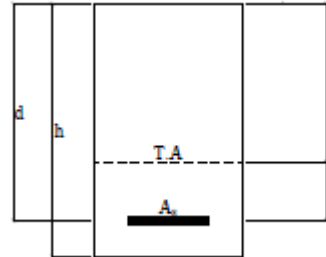
$$e := d - a = 190.1 \text{ mm}$$

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(a - \frac{h}{2}\right)^2 + \eta \cdot A_{sl} \cdot e^2 = (9.2 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$\kappa_s := \frac{\varepsilon_{cs} \cdot A_{sl} \cdot e \cdot \eta}{I} = (5.8 \cdot 10^{-7}) \frac{1}{\text{mm}}$$

$$\delta_{svinn} := \frac{\kappa_s \cdot l^2}{8} = 7.3 \text{ mm}$$

$$\delta_{tot} := \delta_{midt} + \delta_{svinn} = 45.26 \text{ mm}$$



Sørensen[7], (5.33)

Konstant nedbøyning

Resultater av dimensjonering:**Armering i bjelke:**

Det velges å legge all bøylearmeringen med samme c-c 120mm, bortsett fra der det tilfredstillende med minimumsbøyer med c-c 280mm

Støtter B og C:

Hovedarmering: Ø25, 4+2 stk

Bøyer: Ø10mm, c-c 120mm, 4,2m i retning BA og CD

Felt AB og CD:

Hovedarmering: Ø25, 4+2 stk

Bøyer: Ø10mm, c-c 280mm der ikke annet er anvist

Støtter A og D:

Hovedarmering: se "felt AB og CD"

Bøyer: Ø10mm, c-c 120mm, 2,1m i retning AB og DC

Felt BC :

Hovedarmering: Ø25, 2 stk

Bøyer: Ø10mm, 3,4m inn mot midten, c-c 280mm der ikke annet er anvist

Nedbøyning felt AB og CD:

$$\delta_{tot} = 45.3 \text{ mm}$$

Nedbøyningene er i utgangspunktet for store. Dette løses ved å støpe med tilstrekkelig overhøyde, som er mindre enn nedbøyningen fra konstruksjonens egenlast.

Rotasjonsfleksibilitet**Søylelengder**

$$h_b := 600 \text{ mm}$$

$$h_w := 500 \text{ mm}$$

$$L_{ba} := 5 \text{ m} - h_b = 4.4 \text{ m}$$

$$L_{cb} := 3 \text{ m} - h_b = 2.4 \text{ m}$$

$$L_{dc} := 3 \text{ m} - h_w = 2.5 \text{ m}$$

Søyle dimensjoner

1. etg

$$h_{Bba} := 310 \text{ mm}$$

$$b_{Bba} := 310 \text{ mm}$$

$$h_{Cba} := 310 \text{ mm}$$

$$b_{Cba} := 310 \text{ mm}$$

2. etg

$$h_{Bcb} := 310 \text{ mm}$$

$$b_{Bcb} := 310 \text{ mm}$$

$$h_{Ccb} := 310 \text{ mm}$$

$$b_{Ccb} := 310 \text{ mm}$$

3. etg

$$h_{Bdc} := 310 \text{ mm}$$

$$b_{Bdc} := 310 \text{ mm}$$

$$h_{Cdc} := 310 \text{ mm}$$

$$b_{Cdc} := 310 \text{ mm}$$

Søylenes annet arealmoment

$$I_{Bba} := \frac{b_{Bba} \cdot h_{Bba}^3}{12} = (7.696 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$I_{Cba} := \frac{b_{Cba} \cdot h_{Cba}^3}{12} = (7.696 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$I_{Bcb} := \frac{b_{Bcb} \cdot h_{Bcb}^3}{12} = (7.696 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$I_{Ccb} := \frac{b_{Ccb} \cdot h_{Ccb}^3}{12} = (7.696 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$I_{Bdc} := \frac{b_{Bdc} \cdot h_{Bdc}^3}{12} = (7.696 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$I_{Cdc} := \frac{b_{Cdc} \cdot h_{Cdc}^3}{12} = (7.696 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

Bjelkelengder

$$L_{AB} := 10 \text{ m}$$

$$L_{BC} := 10 \text{ m}$$

$$L_{CD} := 10 \text{ m}$$

Bjelkedimensjoner

Under 2.etg

Under 3. etg

Under tak

$$h_{bb} := 600 \text{ mm}$$

$$h_{bc} := 600 \text{ mm}$$

$$h_w := 500 \text{ mm}$$

$$b_{bb} := 350 \text{ mm}$$

$$b_{bc} := 350 \text{ mm}$$

$$b_w := 350 \text{ mm}$$

$$t := 250 \text{ mm}$$

$$b_{eff} := 1.55 \text{ m}$$

Bjelkenes annet arealmoment

$$I_{bb} := \frac{b_{bb} \cdot h_{bb}^3}{12} = (6.3 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$I_{bc} := \frac{b_{bc} \cdot h_{bc}^3}{12} = (6.3 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$Y_t := \frac{\left(0.5 \cdot b_w \cdot h_w^2 + b_{eff} \cdot t \cdot \left(h_w + \frac{t}{2}\right)\right)}{(b_w \cdot h_w + b_{eff} \cdot t)} = 0.508 \text{ m}$$

$$I_{bd} := \frac{b_w \cdot h_w^3}{12} + b_w \cdot h_w \cdot \left(Y_t - \frac{h_w}{2}\right)^2 + \frac{b_{eff} \cdot t^3}{12} + b_{eff} \cdot t \cdot \left(h_w + \frac{t}{2} - Y_t\right)^2 = (2.262 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Rotasjonsfleksibiliteter

Merknad i EC 2 5.8.3.2 anbefaler en minste verdi på 0,1 av k

$$E_{cm} := 34000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EC 2 [8], Tabell 3.1

$$k_{Ba.ba} := \max \left(\frac{E_{cm} \cdot \frac{I_{Bba}}{L_{ba}}}{3.3 E_{cm} \cdot \frac{I_{Bba}}{L_{ba}}}, 0.1 \right) = 0.303$$

EC 2 [8], 5.8.3.2(3)

$$k_{Bb.ba} := \max \left(\frac{E_{cm} \cdot \frac{I_{Bba}}{L_{ba}}}{3 E_{cm} \cdot \frac{I_{bb}}{L_{AB}} + 3 E_{cm} \cdot \frac{I_{bb}}{L_{BC}} + 3 \cdot E_{cm} \cdot \frac{I_{Bcb}}{L_{cb}}}, 0.1 \right) = 0.1 \quad \text{EC 2 [8], 5.8.3.2(3)}$$

$$k_{Bb.cb} := \max \left(\frac{E_{cm} \cdot \frac{I_{Bcb}}{L_{cb}} + E_{cm} \cdot \frac{I_{Bba}}{L_{ba}}}{3 E_{cm} \cdot \frac{I_{bb}}{L_{AB}} + 3 E_{cm} \cdot \frac{I_{bb}}{L_{BC}}}, 0.1 \right) = 0.131 \quad \text{EC 2 [8], 5.8.3.2(4)}$$

$$k_{Bc.cb} := \max \left(\frac{E_{cm} \cdot \frac{I_{Bcb}}{L_{cb}} + 3 \cdot E_{cm} \cdot \frac{I_{Bdc}}{L_{dc}}}{3 E_{cm} \cdot \frac{I_{bc}}{L_{AB}} + 3 E_{cm} \cdot \frac{I_{bc}}{L_{BC}}}, 0.1 \right) = 0.329 \quad \text{EC 2 [8], 5.8.3.2(3)}$$

$$k_{Bc.dc} := \max \left(\frac{E_{cm} \cdot \frac{I_{Bdc}}{L_{dc}} + E_{cm} \cdot \frac{I_{Bcb}}{L_{cb}}}{3 E_{cm} \cdot \frac{I_{bc}}{L_{AB}} + 3 E_{cm} \cdot \frac{I_{bc}}{L_{BC}}}, 0.1 \right) = 0.166 \quad \text{EC 2 [8], 5.8.3.2(4)}$$

$$k_{Bd.dc} := \max \left(\frac{E_{cm} \cdot \frac{I_{Bdc}}{L_{dc}}}{3 E_{cm} \cdot \frac{I_{bd}}{L_{AB}} + 3 E_{cm} \cdot \frac{I_{bd}}{L_{BC}}}, 0.1 \right) = 0.1 \quad \text{EC 2 [8], 5.8.3.2(3)}$$

$$k_{Ca.ba} := \max \left(\frac{E_{cm} \cdot \frac{I_{Cba}}{L_{ba}}}{3.3 E_{cm} \cdot \frac{I_{Cba}}{L_{ba}}}, 0.1 \right) = 0.303 \quad \text{EC 2 [8], 5.8.3.2(3)}$$

$$k_{Cb.ba} := \max \left(\frac{E_{cm} \cdot \frac{I_{Cba}}{L_{ba}}}{3 E_{cm} \cdot \frac{I_{bb}}{L_{BC}} + 3 E_{cm} \cdot \frac{I_{bb}}{L_{CD}} + 3 \cdot E_{cm} \cdot \frac{I_{Ccb}}{L_{cb}}}, 0.1 \right) = 0.1 \quad \text{EC 2 [8], 5.8.3.2(3)}$$

$$k_{Cb.cb} := \max \left(\frac{E_{cm} \cdot \frac{I_{Ccb}}{L_{cb}} + E_{cm} \cdot \frac{I_{Cba}}{L_{ba}}}{3 E_{cm} \cdot \frac{I_{bb}}{L_{BC}} + 3 E_{cm} \cdot \frac{I_{bb}}{L_{CD}}}, 0.1 \right) = 0.131 \quad \text{EC 2 [8], 5.8.3.2(4)}$$

$$k_{Cc.cb} := \max \left(\frac{E_{cm} \cdot \frac{I_{Ccb}}{L_{cb}} + 3 \cdot E_{cm} \cdot \frac{I_{Cdc}}{L_{dc}}}{3 E_{cm} \cdot \frac{I_{bc}}{L_{BC}} + 3 E_{cm} \cdot \frac{I_{bc}}{L_{CD}}}, 0.1 \right) = 0.329 \quad \text{EC 2 [8], 5.8.3.2(3)}$$

$$k_{Cc.dc} := \max \left(\frac{E_{cm} \cdot \frac{I_{Cdc}}{L_{dc}} + E_{cm} \cdot \frac{I_{Ccb}}{L_{cb}}}{3 E_{cm} \cdot \frac{I_{bc}}{L_{BC}} + 3 E_{cm} \cdot \frac{I_{bc}}{L_{CD}}}, 0.1 \right) = 0.166 \quad \text{EC 2 [8], 5.8.3.2(4)}$$

$$k_{Cd.dc} := \max \left(\frac{E_{cm} \cdot \frac{I_{Cdc}}{L_{dc}}}{3 E_{cm} \cdot \frac{I_{bd}}{L_{BC}} + 3 E_{cm} \cdot \frac{I_{bd}}{L_{CD}}}, 0.1 \right) = 0.1 \quad \text{EC 2 [8], 5.8.3.2(3)}$$

Knekk lengder

Uforskyvelige ender

$$\beta_{B.ba} := 0.5 \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_{Ba.ba}}{0.45 + k_{Ba.ba}}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_{Bb.ba}}{0.45 + k_{Bb.ba}}\right)} = 0.644 \quad \text{EC 2 [8], (5.15)}$$

$$L_{e.B.ba} := \beta_{B.ba} \cdot L_{ba} = 2.832 \text{ m}$$

$$\beta_{B.cb} := 0.5 \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_{Bb.cb}}{0.45 + k_{Bb.cb}}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_{Bc.cb}}{0.45 + k_{Bc.cb}}\right)} = 0.66 \quad \text{EC 2 [8], (5.15)}$$

$$L_{e.B.cb} := \beta_{B.cb} \cdot L_{cb} = 1.584 \text{ m}$$

$$\beta_{B.dc} := 0.5 \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_{Bc.dc}}{0.45 + k_{Bc.dc}}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_{Bd.dc}}{0.45 + k_{Bd.dc}}\right)} = 0.613 \quad \text{EC 2 [8], (5.15)}$$

$$L_{e.B.dc} := \beta_{B.dc} \cdot L_{dc} = 1.531 \text{ m}$$

$$\beta_{C.ba} := 0.5 \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_{Ca.ba}}{0.45 + k_{Ca.ba}}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_{Cb.ba}}{0.45 + k_{Cb.ba}}\right)} = 0.644 \quad \text{EC 2 [8], (5.15)}$$

$$L_{e.C.ba} := \beta_{C.ba} \cdot L_{ba} = 2.832 \text{ m}$$

$$\beta_{C.cb} := 0.5 \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_{Cb.cb}}{0.45 + k_{Cb.cb}}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_{Cc.cb}}{0.45 + k_{Cc.cb}}\right)} = 0.66 \quad \text{EC 2 [8], (5.15)}$$

$$L_{e.C.cb} := \beta_{C.cb} \cdot L_{cb} = 1.584 \text{ m}$$

$$\beta_{C.dc} := 0.5 \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_{C_c.dc}}{0.45 + k_{C_c.dc}}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_{C_d.dc}}{0.45 + k_{C_d.dc}}\right)} = 0.613 \quad \text{EC 2 [8], (5.15)}$$

$$L_{e.C.dc} := \beta_{C.dc} \cdot L_{dc} = 1.531 \text{ m}$$

Søyleberegning, ramme 2 og 4, lt 4, lk 1, seg 13**Materialparametere**

$$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$$

EC 2 [8], Tabell NA.2.1N

$$\gamma_s := 1.15$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.78 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2}$$

EC 2 [8], 3.2.7(4)

$$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.00217$$

$$\gamma_c := 1.5$$

EC 2 [8], Tabell NA.2.1N

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

EC 2 [8], NA.3.1.6(1)

$$f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$$

EC 2 [8], Tabell 3.1

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 19.83 \frac{N}{mm^2}$$

EC 2 [8], (3.15)

$$E_{cm} := 34000 \frac{N}{mm^2}$$

EC 2 [8], Tabell 3.1

Søyle geometri

$$l := 4.4 \text{ m}$$

$$\beta_0 := 0.644$$

Fra vedlegg H5,
Rotasjonsfleksibiliteter

$$l_0 := l \cdot \beta_0 = 2.834 \text{ m}$$

$$b_s := 310 \text{ mm}$$

$$h_s := 310 \text{ mm}$$

$$A_c := b_s \cdot h_s = 96100 \text{ mm}^2$$

$$I_c := \frac{b_s \cdot h_s^3}{12} = (7.696 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$\phi := 20 \text{ mm}$$

$$\phi_b := 8 \text{ mm}$$

Overdekning

$$c_{min.b} := \phi = 20 \text{ mm}$$

EC 2 [8], Tabell NA.4.2

$$c_{min.dur} := 25 \text{ mm}$$

EC 2 [8], Tabell NA.4.4.N

$$\Delta c_{dur.\gamma} := 0 \text{ mm}$$

EC 2 [8], NA.4.4.1.2(6)

$$c_{min} := \max(c_{min.b}, c_{min.dur}, \Delta c_{dur.\gamma}) = 25 \text{ mm}$$

EC 2 [8], 4.4.1.2 (2)

$$\Delta c_{dev} := 10 \text{ mm}$$

EC 2 [8], NA.4.4.1.3(1)

$$c_{nom} := c_{min} + \Delta c_{dev} = 35 \text{ mm}$$

EC 2 [8], 4.4.1.1(2)

Maks antall armeringsjern i hvert lag

$$d_g := 16 \text{ mm}$$

Største tilslagsstørrelse

$$k_{1.h} := 2$$

EC 2 [8], NA.8.2(2)

$$k_2 := 5 \text{ mm}$$

EC 2 [8], NA.8.2(2)

$$s_{h.min} := \max(\phi \cdot k_{1.h}, d_g + k_2, 20 \text{ mm}) = 40 \text{ mm}$$

EC 2 [8], NA.8.2(2)

$$n := \frac{(b_s - 2 \cdot c_{nom} - 2 \cdot \phi_b + 2 \phi)}{\phi + s_{h.min}} = 4.4$$

Maks antall jern i hvert lag

Første ordens laster

$$N_{Ed} := 2070.58 \text{ kN}$$

Fra vedlegg E3

$$M_{Ed.min} := -18.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fra vedlegg E3

$$M_{Ed.max} := 57.89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fra vedlegg E3

Søyleberegning

$$h_s' := h_s - 2 \cdot c_{nom} - 2 \cdot \phi_b - \phi = 204 \text{ mm}$$

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

$$\frac{h_s'}{h_s} = 0.658$$

$$e_i := \frac{l_0}{400} = 7.084 \text{ mm}$$

EC 2 [8], 5.2(7)

$$M_i := N_{Ed} \cdot e_i = 14.668 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := \begin{cases} |M_{Ed.max}| > |M_{Ed.min}| & = 57.89 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \|M_{Ed.max} & \\ \text{else} & \\ \|M_{Ed.min} & \end{cases} \quad \text{EC 2 [8], 5.8.8.2(2)}$$

$$M_1 := \begin{cases} |M_{Ed.max}| < |M_{Ed.min}| & = -18.59 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \|M_{Ed.max} & \\ \text{else} & \\ \|M_{Ed.min} & \end{cases} \quad \text{EC 2 [8], 5.8.8.2(2)}$$

$$M_{02} := \begin{cases} M_2 < 0 & = 72.558 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \|M_2 - M_i & \\ \text{else} & \\ \|M_2 + M_i & \end{cases} \quad \text{EC 2 [8], 5.8.2(5)}$$

$$M_{01} := \begin{cases} M_2 < 0 & = -3.922 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \|M_1 - M_i & \\ \text{else} & \\ \|M_1 + M_i & \end{cases} \quad \text{EC 2 [8], 5.8.2(5)}$$

$$e_0 := \max\left(\frac{h_s}{30}, 20 \text{ mm}\right) = 20 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], 6.1(4)}$$

$$\begin{cases} \text{if } \frac{|M_{02}|}{N_{Ed}} > e_0 & = \text{"ok"} \\ \| \text{"ok"} & \\ \text{else} & \\ \| \text{"ikke ok"} & \end{cases}$$

$$n := \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = 1.086$$

$$m := \frac{|M_{02}|}{A_c \cdot h_s \cdot f_{cd}} = 0.123$$

$$w_{diag} := 0.26$$

Fra M-N diagram ($h'/h=0,6$, konservativt)

$$A_s := \frac{w_{diag} \cdot f_{cd} \cdot A_c}{f_{yd}} = 1139.778 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.min} := \max \left(\min \left(\frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}, \frac{0.5 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} \right), 0.01 \cdot A_c \right) = 961 \text{ mm}^2$$

EC 2 [8], (NA.9.12N)

Velger 4, 20mm jern på hver side

$$w := \frac{2 \cdot 4 \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.573$$

EC 2 [8], 5.8.8.3(3)

Slankhet

$$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 89.489 \text{ mm}$$

Sørensen[7], (6.5)

$$\lambda := \frac{l_0}{i} = 31.664$$

EC 2 [8], (5.14)

$$r_m := \begin{cases} \text{if } |M_{02}| < N_{Ed} \cdot \frac{h_s}{20} \\ \quad \left| \frac{h_s}{20} \right| \\ \quad \left| -0.054 \right| \\ \text{else} \\ \quad \left| \frac{M_{01}}{M_{02}} \right| \end{cases}$$

EC 2 [8], NA.5.8.3.1

$$\varphi_{ef} := 2.5$$

Forenkling, tørr innvendig konstruksjon

$$A_\varphi := \min \left(\frac{1.25}{(1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})}, 1 \right) = 0.833$$

EC 2 [8], NA.5.8.3.1

$$k_a := \left(\frac{\frac{h_s'}{2}}{\frac{h_s}{\sqrt{12}}} \right)^2 = 1.299$$

Sørensen[7], (6.7)

$$\lambda_n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot k_a \cdot w}} = 20.916$$

EC 2 [8], NA.5.8.3.1(1)

$$\lambda_{n.lim} := 13 \cdot (2 - r_m) \cdot A_\varphi = 22.252$$

EC 2 [8], (NA. 5.13aN)

$$\frac{\lambda_n}{\lambda_{n.lim}} = 0.94$$

Hvis større enn 1, 2.ordens effekter må tas med

Oppsummering

$$\begin{bmatrix} \lambda \\ \lambda_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 31.664 \\ 20.916 \end{bmatrix}$$

Slankhetskrav fra NS 3473

$$\begin{bmatrix} \lambda_{max} \\ \lambda_{n,max} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} 80 \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot k_a \cdot w} \\ 45 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 126.229 \\ 45 \end{bmatrix}$$

Sørensen[7], (6.15)

Sørensen[7], (6.14)

$$A_{s,beregnet} := \max\left(A_s, \frac{A_{s,min}}{2}\right) = 1139.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,tot,beregnet} := 2 \cdot A_{s,beregnet} = 2279.6 \text{ mm}^2$$

Velger 4, 20mm jern på hver side

$$A_{s,tot} := 2 \cdot 4 \cdot \frac{\phi^2}{4} \cdot \pi = 2513.3 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} := 0.04 \cdot b_s \cdot h_s = 3844 \text{ mm}^2$$

Maks armeringsmengde for å regne brutto betongtverrsnitt.
EC 2 [8], NA.9.5.2(3)

Søyleberegning, ramme 2 og 4, lt 2, lk 1, slankest**Materialparametere**

$$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$$

EC 2 [8], Tabell NA.2.1N

$$\gamma_s := 1.15$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.78 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2}$$

EC 2 [8], 3.2.7(4)

$$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.00217$$

$$\gamma_c := 1.5$$

EC 2 [8], Tabell NA.2.1N

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

EC 2 [8], NA.3.1.6(1)

$$f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$$

EC 2 [8], Tabell 3.1

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 19.83 \frac{N}{mm^2}$$

EC 2 [8], (3.15)

$$E_{cm} := 34000 \frac{N}{mm^2}$$

EC 2 [8], Tabell 3.1

Søyle geometri

$$l := 4.4 \text{ m}$$

$$\beta_0 := 0.644$$

Fra vedlegg H5,
Rotasjonsfleksibiliteter

$$l_0 := l \cdot \beta_0 = 2.834 \text{ m}$$

$$b_s := 310 \text{ mm}$$

$$h_s := 310 \text{ mm}$$

$$A_c := b_s \cdot h_s = 96100 \text{ mm}^2$$

$$I_c := \frac{b_s \cdot h_s^3}{12} = (7.696 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$\phi := 20 \text{ mm}$$

$$\phi_b := 8 \text{ mm}$$

Overdekning

$$c_{min.b} := \phi = 20 \text{ mm}$$

EC 2 [8], Tabell NA.4.2

$$c_{min.dur} := 25 \text{ mm}$$

EC 2 [8], Tabell NA.4.4.N

$$\Delta c_{dur.\gamma} := 0 \text{ mm}$$

EC 2 [8], NA.4.4.1.2(6)

$$c_{min} := \max(c_{min.b}, c_{min.dur}, \Delta c_{dur.\gamma}) = 25 \text{ mm}$$

EC 2 [8], 4.4.1.2 (2)

$$\Delta c_{dev} := 10 \text{ mm}$$

EC 2 [8], NA.4.4.1.3(1)

$$c_{nom} := c_{min} + \Delta c_{dev} = 35 \text{ mm}$$

EC 2 [8], 4.4.1.1(2)

Maks antall armeringsjern i hvert lag

$$d_g := 16 \text{ mm}$$

Største tilslagsstørrelse

$$k_{1.h} := 2$$

EC 2 [8], NA.8.2(2)

$$k_2 := 5 \text{ mm}$$

EC 2 [8], NA.8.2(2)

$$s_{h.min} := \max(\phi \cdot k_{1.h}, d_g + k_2, 20 \text{ mm}) = 40 \text{ mm}$$

EC 2 [8], NA.8.2(2)

$$n := \frac{(b_s - 2 \cdot c_{nom} - 2 \cdot \phi_b + 2 \phi)}{\phi + s_{h.min}} = 4.4$$

Maks antall jern i hvert lag

Første ordens laster

$$N_{Ed} := 1948.31 \text{ kN}$$

Fra vedlegg E3

$$M_{Ed.min} := -15.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fra vedlegg E3

$$M_{Ed.max} := 5.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fra vedlegg E3

Søyleberegning

$$h_s' := h_s - 2 \cdot c_{nom} - 2 \cdot \phi_b - \phi = 204 \text{ mm}$$

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

$$\frac{h_s'}{h_s} = 0.658$$

$$e_i := \frac{l_0}{400} = 7.084 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], 5.2(7)}$$

$$M_i := N_{Ed} \cdot e_i = 13.802 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := \begin{cases} |M_{Ed.max}| > |M_{Ed.min}| & = -15.95 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \|M_{Ed.max} & \\ \text{else} & \\ \|M_{Ed.min} & \end{cases} \quad \text{EC 2 [8], 5.8.8.2(2)}$$

$$M_1 := \begin{cases} |M_{Ed.max}| < |M_{Ed.min}| & = 5.1 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \|M_{Ed.max} & \\ \text{else} & \\ \|M_{Ed.min} & \end{cases} \quad \text{EC 2 [8], 5.8.8.2(2)}$$

$$M_{02} := \begin{cases} M_2 < 0 & = -29.752 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \|M_2 - M_i & \\ \text{else} & \\ \|M_2 + M_i & \end{cases} \quad \text{EC 2 [8], 5.8.2(5)}$$

$$M_{01} := \begin{cases} M_2 < 0 & = -8.702 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \|M_1 - M_i & \\ \text{else} & \\ \|M_1 + M_i & \end{cases} \quad \text{EC 2 [8], 5.8.2(5)}$$

$$e_0 := \max\left(\frac{h_s}{30}, 20 \text{ mm}\right) = 20 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], 6.1(4)}$$

$$\begin{cases} \text{if } \frac{|M_{02}|}{N_{Ed}} > e_0 & = \text{“ikke ok”} \\ \| \text{“ok”} & \\ \text{else} & \\ \| \text{“ikke ok”} & \end{cases}$$

$$M_{02.min} := N_{Ed} \cdot e_0 = 38.966 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{EC 2 [8], 6.1(4)}$$

$$M_{01.min} := N_{Ed} \cdot e_0 = 38.966 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{EC 2 [8], 6.1(4)}$$

$$n := \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = 1.022$$

$$m := \frac{|M_{02.min}|}{A_c \cdot h_s \cdot f_{cd}} = 0.066$$

$$w_{diag} := 0.125$$

Fra M-N diagram ($h'/h=0,6$, konservativt)

$$A_s := \frac{w_{diag} \cdot f_{cd} \cdot A_c}{f_{yd}} = 547.97 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.min} := \max \left(\min \left(\frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}, \frac{0.5 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} \right), 0.01 \cdot A_c \right) = 961 \text{ mm}^2$$

EC 2 [8], (NA.9.12N)

Velger 2, 20mm jern på hver side

$$w := \frac{2 \cdot 2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.287$$

EC 2 [8], 5.8.8.3(3)

Slankhet

$$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 89.489 \text{ mm}$$

Sørensen[7], (6.5)

$$\lambda := \frac{l_0}{i} = 31.664$$

EC 2 [8], (5.14)

$$r_m := \begin{cases} \text{if } |M_{02.min}| < N_{Ed} \cdot \frac{h_s}{20} \\ 1 \\ \text{else} \\ \frac{M_{01.min}}{M_{02.min}} \end{cases} = 1$$

EC 2 [8], NA.5.8.3.1

$$\varphi_{ef} := 2.5$$

Forenkling, tørr innvendig konstruksjon

$$A_\varphi := \min \left(\frac{1.25}{(1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})}, 1 \right) = 0.833$$

EC 2 [8], NA.5.8.3.1

$$k_a := \left(\frac{\frac{h_s'}{2}}{h_s} \right)^2 = 1.299$$

Sørensen[7], (6.7)

$$\lambda_n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot k_a \cdot w}} = 24.236$$

EC 2 [7], NA.5.8.3.1(1)

$$\lambda_{n.lim} := 13 \cdot (2 - r_m) \cdot A_\varphi = 10.833$$

EC 2 [7], (NA. 5.13aN)

$$\frac{\lambda_n}{\lambda_{n.lim}} = 2.237$$

Hvis større enn 1, 2.ordens effekter må tas med

Beregning av 2.ordens utbøyning

$$r_0 := \frac{0.45 \cdot d}{\varepsilon_{yd}} = 53.199 \text{ m}$$

EC 2 [8], 5.8.8.3(1)

$$n_u := 1 + w = 1.287$$

EC 2 [8], 5.8.8.3(3)

$$n_{bal} := 0.4$$

EC 2 [8], 5.8.8.3(3)

$$K_r := \min\left(\frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}}, 1\right) = 0.298$$

EC 2 [8], (5.36)

$$\beta := 0.35 + \frac{f_{ck}}{200 \cdot \frac{N}{mm^2}} - \frac{\lambda}{150} = 0.314$$

EC 2 [8], 5.8.8.3(4)

$$K_\varphi := 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} = 1.785$$

EC 2 [8], (5.36)

$$r := \frac{r_0}{K_r \cdot K_\varphi} = 99.939 \text{ m}$$

EC 2 [8], (5.34)

$$e_2 := \frac{l_0^2}{r \cdot \pi^2} = 8.14 \text{ mm}$$

EC 2 [8], 5.8.8.2(3)

$$M_2 := N_{Ed} \cdot e_2 = 15.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2.ordens moment

Ekvivalent 1.ordens moment

EC 2 [8], (5.32)

$$M_{0e} := \max\left(|0.6 \cdot M_{02.min} + 0.4 \cdot M_{01.min}|, |0.4 \cdot M_{02.min}|\right) = 38.966 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,1} := M_{0e} + M_2 = 54.826 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

EC 2 [8], (5.31)

$$M_{Ed} := \begin{cases} \frac{M_{Ed,1}}{N_{Ed}} > e_0 \\ \left\| M_{Ed,1} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| N_{Ed} \cdot e_0 \right\| \end{cases} = 54.826 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_{rev} := \frac{M_{Ed}}{A_c \cdot h_s \cdot f_{cd}} = 0.093$$

$$n := \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = 1.022$$

$$w_{diag.rev} := 0.16$$

Fra M-N diagram

$$A_{s.rev} := \frac{w_{diag.rev} \cdot f_{cd} \cdot A_c}{f_{yd}} = 701.402 \text{ mm}^2$$

Velger 3, 20mm jern på hver side

$$w_{rev} := \frac{2 \cdot 3 \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.43$$

EC 2 [8], 5.8.8.3(3)

$$\lambda_{n.rev} := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot k_a \cdot w_{rev}}} = 22.002$$

EC 2 [8], NA.5.8.3.1(1)

$$\lambda_{n.lim.rev} := 13 \cdot (2 - r_m) \cdot A_\varphi = 10.833$$

EC 2 [8], (NA. 5.13aN)

$$\frac{\lambda_{n.rev}}{\lambda_{n.lim.rev}} = 2.031$$

Hvis større enn 1, 2.ordens effekter må tas med

Beregning av 2.ordens utbøyning rev.

$$r_0 := \frac{0.45 \cdot d}{\varepsilon_{yd}} = 53.199 \text{ m}$$

EC 2 [8], 5.8.8.3(1)

$$n_u := 1 + w_{rev} = 1.43$$

EC 2 [8], 5.8.8.3(3)

$$n_{bal} := 0.4$$

EC 2 [8], 5.8.8.3(3)

$$K_{r.rev} := \min\left(\frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}}, 1\right) = 0.396$$

EC 2 [8], (5.36)

$$\beta := 0.35 + \frac{f_{ck}}{200 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}} - \frac{\lambda}{150} = 0.314$$

EC 2 [8], 5.8.8.3(4)

$$K_\varphi := 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} = 1.785$$

EC 2 [8], (5.36)

$$r_{rev} := \frac{r_0}{K_{r.rev} \cdot K_\varphi} = 75.289 \text{ m}$$

EC 2 [8], (5.34)

$$e_{2.rev} := \frac{l_0^2}{r_{rev} \cdot \pi^2} = 10.806 \text{ mm}$$

EC 2 [8], 5.8.8.2(3)

$$M_{2.rev} := N_{Ed} \cdot e_{2.rev} = 21.053 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{2.ordens moment}$$

Ekvivalent 1.ordens moment EC 2 [8], (5.32)

$$M_{0e} := \max \left(|0.6 \cdot M_{02.min} + 0.4 \cdot M_{01.min}|, |0.4 \cdot M_{02.min}| \right) = 38.966 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.1.rev} := M_{0e} + M_{2.rev} = 60.019 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{EC 2 [8], (5.31)}$$

$$M_{Ed.rev} := \begin{cases} \frac{M_{Ed.1.rev}}{N_{Ed}} > e_0 \\ M_{Ed.1.rev} \\ \text{else} \\ N_{Ed} \cdot e_0 \end{cases} = 60.019 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_{rev} := \frac{M_{Ed.rev}}{A_c \cdot h_s \cdot f_{cd}} = 0.102$$

$$n := \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = 1.022$$

$$w_{diag.rev.2} := 0.19$$

Fra M-N diagram

$$A_{s.rev.2} := \frac{w_{diag.rev.2} \cdot f_{cd} \cdot A_c}{f_{yd}} = 832.915 \text{ mm}^2$$

Velger 3, 20mm jern på hver side

Oppsummering

$$\begin{bmatrix} \lambda \\ \lambda_n \\ \lambda_{n.rev} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 31.664 \\ 24.236 \\ 22.002 \end{bmatrix}$$

Slankhetskrav fra NS 3473

$$\begin{bmatrix} \lambda_{max} \\ \lambda_{n.max} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} 80 \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot k_a \cdot w} \\ 45 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 105.673 \\ 45 \end{bmatrix} \quad \begin{array}{l} \text{Sørensen[7], (6.15)} \\ \text{Sørensen[7], (6.14)} \end{array}$$

$$A_{s.beregnet} := \max \left(A_s, A_{s.rev}, A_{s.rev.2}, \frac{A_{s.min}}{2} \right) = 832.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.tot.beregnet} := 2 \cdot A_{s.beregnet} = 1665.8 \text{ mm}^2$$

Velger 3, 20mm jern på hver side

$$A_{s.tot} := 2 \cdot 3 \cdot \frac{\phi^2}{4} \cdot \pi = 1885 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.max} := 0.04 \cdot b_s \cdot h_s = 3844 \text{ mm}^2$$

Maks armeringsmengde for å regne brutto betongtverrsnitt. EC 2 [8], NA.9.5.2(3)

Søyleberegning, ramme 2 og 4, lt 4, lk 1, seg 15**Materialparametere**

$$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$$

$$\gamma_s := 1.15$$

EC 2 [8], Tabell NA.2.1N

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.78 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2}$$

EC 2 [8], 3.2.7(4)

$$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.00217$$

$$\gamma_c := 1.5$$

EC 2 [8], Tabell NA.2.1N

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

EC 2 [8], NA.3.1.6(1)

$$f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$$

EC 2 [8], Tabell 3.1

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 19.83 \frac{N}{mm^2}$$

EC 2 [8], (3.15)

$$E_{cm} := 34000 \frac{N}{mm^2}$$

EC 2 [8], Tabell 3.1

Søyle geometri

$$l := 2.4 \text{ m}$$

$$\beta_0 := 0.66$$

Fra vedlegg H5,
Rotasjonsfleksibiliteter

$$l_0 := l \cdot \beta_0 = 1.584 \text{ m}$$

$$b_s := 310 \text{ mm}$$

$$h_s := 310 \text{ mm}$$

$$A_c := b_s \cdot h_s = 96100 \text{ mm}^2$$

$$I_c := \frac{b_s \cdot h_s^3}{12} = (7.696 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$\phi := 20 \text{ mm}$$

$$\phi_b := 8 \text{ mm}$$

Overdekning

$$c_{min.b} := \phi = 20 \text{ mm}$$

EC 2 [8], Tabell NA.4.2

$$c_{min.dur} := 25 \text{ mm}$$

EC 2 [8], Tabell NA.4.4.N

$$\Delta c_{dur.\gamma} := 0 \text{ mm}$$

EC 2 [8], NA.4.4.1.2(6)

$$c_{min} := \max(c_{min.b}, c_{min.dur}, \Delta c_{dur.\gamma}) = 25 \text{ mm}$$

EC 2 [8], 4.4.1.2 (2)

$$\Delta c_{dev} := 10 \text{ mm}$$

EC 2 [8], NA.4.4.1.3(1)

$$c_{nom} := c_{min} + \Delta c_{dev} = 35 \text{ mm}$$

EC 2 [8], 4.4.1.1(2)

Maks antall armeringsjern i hvert lag

$$d_g := 16 \text{ mm}$$

Største tilslagsstørrelse

$$k_{1.h} := 2$$

EC 2 [8], NA.8.2(2)

$$k_2 := 5 \text{ mm}$$

EC 2 [8], NA.8.2(2)

$$s_{h.min} := \max(\phi \cdot k_{1.h}, d_g + k_2, 20 \text{ mm}) = 40 \text{ mm}$$

EC 2 [8], NA.8.2(2)

$$n := \frac{(b_s - 2 \cdot c_{nom} - 2 \cdot \phi_b + 2 \cdot \phi)}{\phi + s_{h.min}} = 4.4$$

Maks antall jern i hvert lag

Første ordens laster

$$N_{Ed} := 1583.48 \text{ kN}$$

Fra vedlegg E3

$$M_{Ed.min} := -123.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fra vedlegg E3

$$M_{Ed.max} := 84.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fra vedlegg E3

Søyleberegning

$$h_s' := h_s - 2 \cdot c_{nom} - 2 \cdot \phi_b - \phi = 204 \text{ mm}$$

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

$$\frac{h_s'}{h_s} = 0.658$$

$$e_i := \frac{l_0}{400} = 3.96 \text{ mm}$$

EC 2 [8], 5.2(7)

$$M_i := N_{Ed} \cdot e_i = 6.271 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := \begin{cases} |M_{Ed.max}| > |M_{Ed.min}| & = -123.11 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{EC 2 [8], 5.8.8.2(2)} \\ \parallel M_{Ed.max} \\ \text{else} \\ \parallel M_{Ed.min} \end{cases}$$

$$M_1 := \begin{cases} |M_{Ed.max}| < |M_{Ed.min}| & = 84.74 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{EC 2 [8], 5.8.8.2(2)} \\ \parallel M_{Ed.max} \\ \text{else} \\ \parallel M_{Ed.min} \end{cases}$$

$$M_{02} := \begin{cases} M_2 < 0 & = -129.381 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{EC 2 [8], 5.8.2(5)} \\ \parallel M_2 - M_i \\ \text{else} \\ \parallel M_2 + M_i \end{cases}$$

$$M_{01} := \begin{cases} M_2 < 0 & = 78.469 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{EC 2 [8], 5.8.2(5)} \\ \parallel M_1 - M_i \\ \text{else} \\ \parallel M_1 + M_i \end{cases}$$

$$e_0 := \max\left(\frac{h_s}{30}, 20 \text{ mm}\right) = 20 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], 6.1(4)}$$

$$\begin{cases} \text{if } \frac{|M_{02}|}{N_{Ed}} > e_0 & = \text{"ok"} \\ \parallel \text{"ok"} \\ \text{else} \\ \parallel \text{"ikke ok"} \end{cases}$$

$$n := \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.831$$

$$m := \frac{|M_{02}|}{A_c \cdot h_s \cdot f_{cd}} = 0.219$$

$$w_{diag} := 0.28$$

Fra M-N diagram ($h'/h=0,6$, konservativt)

$$A_s := \frac{w_{diag} \cdot f_{cd} \cdot A_c}{f_{yd}} = 1227.453 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.min} := \max \left(\min \left(\frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}, \frac{0.5 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} \right), 0.01 \cdot A_c \right) = 961 \text{ mm}^2$$

EC 2 [8], (NA.9.12N)

Velger 4, 20mm jern på hver side

$$w := \frac{2 \cdot 4 \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.573$$

EC 2 [8], 5.8.8.3(3)

Slankhet

$$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 89.489 \text{ mm}$$

Sørensen[7], (6.5)

$$\lambda := \frac{l_0}{i} = 17.7$$

EC 2 [8], (5.14)

$$r_m := \begin{cases} \text{if } |M_{02}| < N_{Ed} \cdot \frac{h_s}{20} \\ \quad \left| \frac{h_s}{20} \right| \\ \quad \left| -0.607 \right| \\ \text{else} \\ \quad \left| \frac{M_{01}}{M_{02}} \right| \end{cases}$$

EC 2 [8], NA.5.8.3.1

$$\varphi_{ef} := 2.5$$

Forenkling, tørr innvendig konstruksjon

$$A_\varphi := \min \left(\frac{1.25}{(1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})}, 1 \right) = 0.833$$

EC 2 [8], NA.5.8.3.1

$$k_a := \left(\frac{\frac{h_s'}{2}}{\frac{h_s}{\sqrt{12}}} \right)^2 = 1.299$$

Sørensen[7], (6.7)

$$\lambda_n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot k_a \cdot w}} = 10.225$$

EC 2 [8], NA.5.8.3.1(1)

$$\lambda_{n.lim} := 13 \cdot (2 - r_m) \cdot A_\varphi = 28.237$$

EC 2 [8], (NA. 5.13aN)

$$\frac{\lambda_n}{\lambda_{n.lim}} = 0.362$$

Hvis større enn 1, 2.ordens effekter må tas med

Oppsummering

$$\begin{bmatrix} \lambda \\ \lambda_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 17.7 \\ 10.225 \end{bmatrix}$$

Slankhetskrav fra NS 3473

$$\begin{bmatrix} \lambda_{max} \\ \lambda_{n,max} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} 80 \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot k_a \cdot w} \\ 45 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 126.229 \\ 45 \end{bmatrix}$$

Sørensen[7], (6.15)

Sørensen[7], (6.14)

$$A_{s,beregnet} := \max\left(A_s, \frac{A_{s,min}}{2}\right) = 1227.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,tot,beregnet} := 2 \cdot A_{s,beregnet} = 2454.9 \text{ mm}^2$$

Velger 4, 20mm jern på hver side

$$A_{s,tot} := 2 \cdot 4 \cdot \frac{\phi^2}{4} \cdot \pi = 2513.3 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} := 0.04 \cdot b_s \cdot h_s = 3844 \text{ mm}^2$$

Maks armeringsmengde for å regne brutto betongtverrsnitt.
EC 2 [8], NA.9.5.2(3)

Søyleberegning, ramme 2 og 4, lt 2, lk 1, seg 8**Materialparametere**

$$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$$

EC 2 [8], Tabell NA.2.1N

$$\gamma_s := 1.15$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.78 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2}$$

EC 2 [8], 3.2.7(4)

$$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.00217$$

$$\gamma_c := 1.5$$

EC 2 [8], Tabell NA.2.1N

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

EC 2 [8], NA.3.1.6(1)

$$f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$$

EC 2 [8], Tabell 3.1

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 19.83 \frac{N}{mm^2}$$

EC 2 [8], (3.15)

$$E_{cm} := 34000 \frac{N}{mm^2}$$

EC 2 [8], Tabell 3.1

Søyle geometri

$$l := 2.5 \text{ m}$$

$$\beta_0 := 0.613$$

Fra vedlegg H5,
Rotasjonsfleksibiliteter

$$l_0 := l \cdot \beta_0 = 1.533 \text{ m}$$

$$b_s := 310 \text{ mm}$$

$$h_s := 310 \text{ mm}$$

$$A_c := b_s \cdot h_s = 96100 \text{ mm}^2$$

$$I_c := \frac{b_s \cdot h_s^3}{12} = (7.696 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$\phi := 20 \text{ mm}$$

$$\phi_b := 8 \text{ mm}$$

Overdekning

$$c_{min.b} := \phi = 20 \text{ mm}$$

EC 2 [8], Tabell NA.4.2

$$c_{min.dur} := 25 \text{ mm}$$

EC 2 [8], Tabell NA.4.4.N

$$\Delta c_{dur.\gamma} := 0 \text{ mm}$$

EC 2 [8], NA.4.4.1.2(6)

$$c_{min} := \max(c_{min.b}, c_{min.dur}, \Delta c_{dur.\gamma}) = 25 \text{ mm}$$

EC 2 [8], 4.4.1.2 (2)

$$\Delta c_{dev} := 10 \text{ mm}$$

EC 2 [8], NA.4.4.1.3(1)

$$c_{nom} := c_{min} + \Delta c_{dev} = 35 \text{ mm}$$

EC 2 [8], 4.4.1.1(2)

Maks antall armeringsjern i hvert lag

$$d_g := 16 \text{ mm}$$

Største tilslagsstørrelse

$$k_{1.h} := 2$$

EC 2 [8], NA.8.2(2)

$$k_2 := 5 \text{ mm}$$

EC 2 [8], NA.8.2(2)

$$s_{h.min} := \max(\phi \cdot k_{1.h}, d_g + k_2, 20 \text{ mm}) = 40 \text{ mm}$$

EC 2 [8], NA.8.2(2)

$$n := \frac{(b_s - 2 \cdot c_{nom} - 2 \cdot \phi_b + 2 \phi)}{\phi + s_{h.min}} = 4.4$$

Maks antall jern i hvert lag

Første ordens laster

$$N_{Ed} := 1010.03 \text{ kN}$$

Fra vedlegg E3

$$M_{Ed.min} := -75.88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fra vedlegg E3

$$M_{Ed.max} := 117.27 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fra vedlegg E3

Søyleberegning

$$h_s' := h_s - 2 \cdot c_{nom} - 2 \cdot \phi_b - \phi = 204 \text{ mm}$$

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

$$\frac{h_s'}{h_s} = 0.658$$

$$e_i := \frac{l_0}{400} = 3.831 \text{ mm}$$

EC 2 [8], 5.2(7)

$$M_i := N_{Ed} \cdot e_i = 3.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := \begin{cases} |M_{Ed.max}| > |M_{Ed.min}| & = 117.27 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \parallel M_{Ed.max} \\ \text{else} \\ \parallel M_{Ed.min} \end{cases} \quad \text{EC 2 [8], 5.8.8.2(2)}$$

$$M_1 := \begin{cases} |M_{Ed.max}| < |M_{Ed.min}| & = -75.88 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \parallel M_{Ed.max} \\ \text{else} \\ \parallel M_{Ed.min} \end{cases} \quad \text{EC 2 [8], 5.8.8.2(2)}$$

$$M_{02} := \begin{cases} M_2 < 0 & = 121.14 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \parallel M_2 - M_i \\ \text{else} \\ \parallel M_2 + M_i \end{cases} \quad \text{EC 2 [8], 5.8.2(5)}$$

$$M_{01} := \begin{cases} M_2 < 0 & = -72.01 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \parallel M_1 - M_i \\ \text{else} \\ \parallel M_1 + M_i \end{cases} \quad \text{EC 2 [8], 5.8.2(5)}$$

$$e_0 := \max\left(\frac{h_s}{30}, 20 \text{ mm}\right) = 20 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], 6.1(4)}$$

$$\begin{cases} \frac{|M_{02}|}{N_{Ed}} > e_0 & = \text{"ok"} \\ \parallel \text{"ok"} \\ \text{else} \\ \parallel \text{"ikke ok"} \end{cases}$$

$$n := \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.53$$

$$m := \frac{|M_{02}|}{A_c \cdot h_s \cdot f_{cd}} = 0.205$$

$$w_{diag} := 0.17$$

Fra M-N diagram ($h'/h=0,6$, konservativt)

$$A_s := \frac{w_{diag} \cdot f_{cd} \cdot A_c}{f_{yd}} = 745.239 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.min} := \max \left(\min \left(\frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}, \frac{0.5 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} \right), 0.01 \cdot A_c \right) = 961 \text{ mm}^2$$

EC 2 [8], (NA.9.12N)

Velger 3, 20mm jern på hver side

$$w := \frac{2 \cdot 3 \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.43$$

EC 2 [8], 5.8.8.3(3)

Slankhet

$$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 89.489 \text{ mm}$$

Sørensen[7], (6.5)

$$\lambda := \frac{l_0}{i} = 17.125$$

EC 2 [8], (5.14)

$$r_m := \begin{cases} \text{if } |M_{02}| < N_{Ed} \cdot \frac{h_s}{20} \\ \quad \left| \frac{h_s}{20} \right| \\ \quad \left| 1 \right| \\ \text{else} \\ \quad \left| \frac{M_{01}}{M_{02}} \right| \end{cases} = -0.594$$

EC 2 [8], NA.5.8.3.1

$$\varphi_{ef} := 2.5$$

Forenkling, tørr innvendig konstruksjon

$$A_\varphi := \min \left(\frac{1.25}{(1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})}, 1 \right) = 0.833$$

EC 2 [8], NA.5.8.3.1

$$k_a := \left(\frac{\frac{h_s'}{2}}{\frac{h_s}{\sqrt{12}}} \right)^2 = 1.299$$

Sørensen[7], (6.7)

$$\lambda_n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot k_a \cdot w}} = 8.567$$

EC 2 [8], NA.5.8.3.1(1)

$$\lambda_{n.lim} := 13 \cdot (2 - r_m) \cdot A_\varphi = 28.106$$

EC 2 [8], (NA. 5.13aN)

$$\frac{\lambda_n}{\lambda_{n.lim}} = 0.305$$

Hvis større enn 1, 2.ordens effekter må tas med

Oppsummering

$$\begin{bmatrix} \lambda \\ \lambda_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 17.125 \\ 8.567 \end{bmatrix}$$

Slankhetskrav fra NS 3473

$$\begin{bmatrix} \lambda_{max} \\ \lambda_{n,max} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} 80 \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot k_a \cdot w} \\ 45 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 116.406 \\ 45 \end{bmatrix}$$

Sørensen[7], (6.15)

Sørensen[7], (6.14)

$$A_{s,beregnet} := \max\left(A_s, \frac{A_{s,min}}{2}\right) = 745.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,tot,beregnet} := 2 \cdot A_{s,beregnet} = 1490.5 \text{ mm}^2$$

Bruk 3, 20mm jern på hver side

$$A_{s,tot} := 2 \cdot 3 \cdot \frac{\phi^2}{4} \cdot \pi = 1885 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} := 0.04 \cdot b_s \cdot h_s = 3844 \text{ mm}^2$$

Maks armeringsmengde for å regne brutto betongtverrsnitt.
EC 2 [8], NA.9.5.2(3)

Søylefundamenter**Materialparametere**

$$\gamma_c := 1.5 \quad \text{EC 2 [8], Tabell NA.2.1N}$$

$$\alpha_{cc} := 0.85 \quad \text{EC 2 [8], NA.3.1.6(1)}$$

$$f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{EC 2 [8], Tabell 3.1}$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 19.833 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{EC 2 [8], (3.15)}$$

$$f_{ctm} := 3.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{EC 2 [8], Tabell 3.1}$$

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_s := 1.15 \quad \text{EC 2 [8], Tabell NA.2.1N}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.78 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ywd} := 0.8 \cdot f_{yk} = 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{EC 2 [8], 6.2.3(3)}$$

Overdekning

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

$$c_{min.b} := \phi = 16 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], Tabell NA.4.2}$$

$$c_{min.dur} := 25 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], Tabell NA.4.4.N}$$

$$\Delta c_{dur,\gamma} := 0 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], NA.4.4.1.2(6)}$$

$$c_{min} := \max(c_{min.b}, c_{min.dur}, \Delta c_{dur,\gamma}) = 25 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], 4.4.1.2 (2)}$$

$$\Delta c_{dev} := 10 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], NA.4.4.1.3(1)}$$

$$c_{nom} := c_{min} + \Delta c_{dev} = 35 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], 4.4.1.1(2)}$$

Geometri

$$\sigma_{gd} := 400 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Øverli[9], 6.2

$$N_{Ed} := 2178 \text{ kN}$$

Fra vedlegg E3

$$e_0 := 20 \text{ mm}$$

EC 2 [8], 6.1(4)

$$M_{Ed} := N_{Ed} \cdot e_0 = 43.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$b_{y1} := \sqrt[2]{\frac{N_{Ed}}{\sigma_{gd}}} = 2.333 \text{ m}$$

Øverli[12], (6.2.7)

$$b_{x1} := b_{y1} + 2 \cdot e_0 = 2.373 \text{ m}$$

Øverli[12], (6.2.6)

$$b_y := 2.45 \text{ m}$$

$$b_x := 2.45 \text{ m}$$

$$b_{xs} := 310 \text{ mm}$$

$$b_{ys} := 310 \text{ mm}$$

$$a_x := 0.5 \cdot (b_x - b_{xs}) = 1.07 \text{ m}$$

$$h_{min.x} := \frac{a_x}{3} = 0.3567 \text{ m}$$

$$a_y := 0.5 \cdot (b_y - b_{ys}) = 1.07 \text{ m}$$

$$h := 0.53 \text{ m}$$

$$\rho := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$N_{Ed.fund} := h \cdot b_x \cdot b_y \cdot \rho \cdot 1.2 = 95.44 \text{ kN}$$

$$N_{Ed.tot} := N_{Ed} + N_{Ed.fund} = 2273.44 \text{ kN}$$

$$e_{rev} := \frac{M_{Ed}}{N_{Ed.tot}} = 0.019 \text{ m}$$

$$b_{y1} := \sqrt[2]{\frac{N_{Ed.tot}}{\sigma_{gd}}} = 2.384 \text{ m}$$

Mindre enn by, ok

$$b_{x1} := b_{y1} + 2 \cdot e_{rev} = 2.422 \text{ m}$$

Mindre enn bx, ok

Moment i x-retning

$$d_x := h - c_{nom} - \frac{\phi}{2} = 487 \text{ mm}$$

$$q_{Ed.x} := \frac{N_{Ed.tot}}{b_y \cdot b_x} = 378.749 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$M_{Ed.x} := \frac{q_{Ed.x} \cdot a_x^2}{2} = 216.815 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{Rd.x} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot d_x^2 = 1293.559 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \quad \text{\textit{Overli}[12], (6.3.6)}$$

$$z_x := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed.x}}{M_{Rd.x}} \right) \cdot d_x = 473.123 \text{ mm} \quad \text{\textit{Overli}[12], (6.3.7)}$$

$$A_{sx} := \frac{M_{Ed.x}}{f_{yd} \cdot z_x} = 1054.004 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad \text{\textit{Overli}[12], (6.3.8)}$$

Moment i y-retning

$$q_{Ed.y} := \frac{N_{Ed.tot}}{b_x \cdot b_y} = 378.749 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$M_{Ed.y} := \frac{q_{Ed.y} \cdot a_y^2}{2} = 216.815 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$d_y := h - c_{nom} - \frac{3 \cdot \phi}{2} = 471 \text{ mm}$$

$$M_{Rd.y} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot d_y^2 = 1209.958 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad \text{\textit{Overli}[12], (6.3.6)}$$

$$z_y := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed.y}}{M_{Rd.y}} \right) \cdot d_y = 456.652 \text{ mm} \quad \text{\textit{Overli}[12], (6.3.7)}$$

$$A_{sy} := \frac{M_{Ed.y}}{f_{yd} \cdot z_y} = 1092.022 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad \text{\textit{Overli}[12], (6.3.8)}$$

Minimumsarmering

$$A_{sx.min} := \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d_x, 0.0013 \cdot d_x\right) = 810.368 \frac{mm^2}{m} \quad \text{EC 2 [8], (NA.9.1N)}$$

$$A_{sy.min} := \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d_y, 0.0013 \cdot d_y\right) = 783.744 \frac{mm^2}{m} \quad \text{EC 2 [8], (NA.9.1N)}$$

Nødvendig armeringsmengder

$$A_{sx.midt} := \frac{4 \cdot A_{sx}}{3} = 1405.338 \frac{mm^2}{m}$$

Velger 16mm jern, s125

$$A_{sx.ytterkant} := \max\left(\frac{2 \cdot A_{sx}}{3}, A_{sx.min}\right) = 810.368 \frac{mm^2}{m}$$

Velger 16mm jern, s250

$$A_{sy.midt} := \frac{4 \cdot A_{sy}}{3} = 1456.029 \frac{mm^2}{m}$$

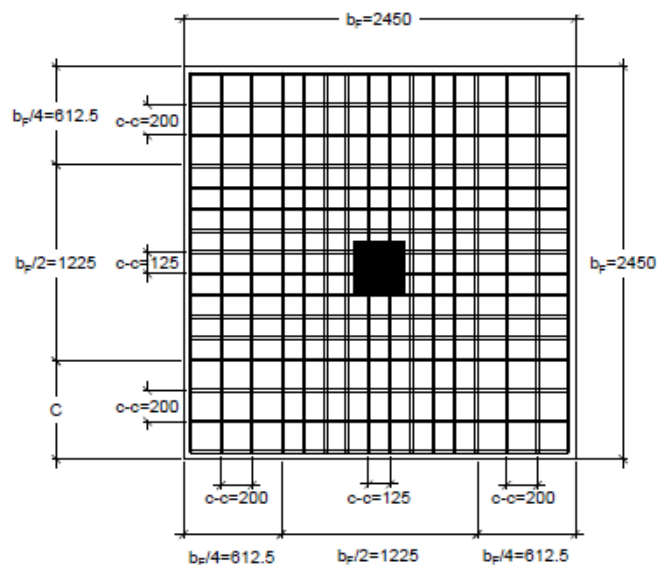
Velger 16mm jern, s125

$$A_{sy.ytterkant} := \max\left(\frac{2 \cdot A_{sy}}{3}, A_{sy.min}\right) = 783.744 \frac{mm^2}{m}$$

Bruk 16mm jern, s250

Armeringsmengder

$$\begin{bmatrix} A_{sx.y} \\ A_{sx.m} \\ A_{sy.y} \\ A_{sy.m} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} 804 \\ 1608 \\ 804 \\ 1608 \end{bmatrix} \frac{mm^2}{m}$$



Skjær

$$d := \frac{d_x + d_y}{2} = 479 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], 6.4.3(3)}$$

$$k_v := \min \left(1 + \left(\frac{200 \text{ mm}}{d} \right)^{0.5}, 2 \right) = 1.646 \quad \text{EC 2 [8], 6.4.4(1)}$$

$$A_{slx} := 0.5 \cdot A_{sx.m} + 0.5 \cdot A_{sx.y} = 1206 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad \text{EC 2 [8], 6.4.4(1)}$$

$$A_{sly} := 0.5 \cdot A_{sy.m} + 0.5 \cdot A_{sy.y} = 1206 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad \text{EC 2 [8], 6.4.4(1)}$$

$$\rho_{lx} := \frac{A_{slx}}{d} = 0.003$$

$$\rho_{ly} := \frac{A_{sly}}{d} = 0.003$$

$$\rho_l := \min \left(\sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}}, 0.02 \right) = 0.003 \quad \text{EC 2 [8], 6.4.4(1)}$$

$$k_2 := 0.18 \quad \text{EC 2 [8], NA.6.2.2(1)}$$

$$C_{Rd.c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12 \quad \text{EC 2 [8], NA.6.4.4}$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k_v^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.437 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \text{EC 2 [8], NA.6.3.N}$$

$$v_{Rd.c} := \max \left(C_{Rd.c} \cdot k_v \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2} \right)^{\frac{2}{3}}, v_{min} \right) = 0.437 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \text{EC 2 [8], (6.47)}$$

Kontroll av skjærkrefter ved a=2d fra søylekant

$$c_1 := b_{xs} = 310 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], Figur 6.19}$$

$$c_2 := b_{ys} = 310 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], Figur 6.19}$$

$$C := \frac{c_1}{c_2} = 1$$

$$k := 0.6 \quad \text{EC 2 [8], Tabell 6.1}$$

$$a_{2d} := 2 \cdot d$$

$$W_{2d} := \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_2 \cdot a_{2d} + 4 \cdot a_{2d}^2 + \pi \cdot a_{2d} \cdot c_1 = 5.342 \text{ m}^2 \quad \text{Øverli[12], s 154}$$

$$u_{2d} := 2 \cdot c_1 + 2 \cdot c_2 + 2 \cdot \pi \cdot a_{2d} = 7259.292 \text{ mm} \quad \text{\textit{Øverli}[12], s 154}$$

$$A_{2d} := c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_1 \cdot a_{2d} + 2 \cdot c_2 \cdot a_{2d} + \pi \cdot a_{2d}^2 = 4.167 \text{ m}^2 \quad \text{\textit{Øverli}[12], s 154}$$

$$P := \frac{N_{Ed}}{b_x \cdot b_y} = 362.849 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta V_{Ed.2d} := A_{2d} \cdot P = 1512.086 \text{ kN} \quad \text{EC 2 [8], 6.4.4(2)}$$

$$V_{Ed.red.2d} := N_{Ed} - \Delta V_{Ed.2d} = 665.914 \text{ kN} \quad \text{EC 2 [8], (6.48)}$$

$$\beta_{2d} := 1 + k \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{V_{Ed.red.2d}} \right) \cdot \left(\frac{u_{2d}}{W_{2d}} \right) = 1.053$$

$$v_{Ed.2d} := \frac{\beta_{2d} \cdot V_{Ed.red.2d}}{u_{2d} \cdot d} = 0.202 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{EC 2 [8], (6.51)}$$

$$v_{Rd.2d} := v_{Rd.c} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a_{2d}} = 0.437 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{EC 2 [8], (6.50)}$$

$$\text{Kontroll}_{2d} := \frac{v_{Rd.2d}}{v_{Ed.2d}} = 2.168$$

Kontroll av skjærkrefter ved a=1,5d fra søylekant

$$a_{1.5d} := 1.5 \cdot d$$

$$W_{1.5d} := \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_2 \cdot a_{1.5d} + 4 \cdot a_{1.5d}^2 + \pi \cdot a_{1.5d} \cdot c_1 = 3.354 \text{ m}^2 \quad \text{\textit{Øverli}[12], s 154}$$

$$u_{1.5d} := 2 \cdot c_1 + 2 \cdot c_2 + 2 \cdot \pi \cdot a_{1.5d} = 5754.469 \text{ mm} \quad \text{\textit{Øverli}[12], s 154}$$

$$A_{1.5d} := c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_1 \cdot a_{1.5d} + 2 \cdot c_2 \cdot a_{1.5d} + \pi \cdot a_{1.5d}^2 = 2.609 \text{ m}^2 \quad \text{\textit{Øverli}[12], s 154}$$

$$P := \frac{N_{Ed}}{b_x \cdot b_y} = 362.849 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta V_{Ed.1.5d} := A_{1.5d} \cdot P = 946.623 \text{ kN} \quad \text{EC 2 [8], 6.4.4(2)}$$

$$V_{Ed.red.1.5d} := N_{Ed} - \Delta V_{Ed.1.5d} = 1231.377 \text{ kN} \quad \text{EC 2 [8], (6.48)}$$

$$\beta_{1.5d} := 1 + k \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{V_{Ed.red.1.5d}} \right) \cdot \left(\frac{u_{1.5d}}{W_{1.5d}} \right) = 1.036$$

$$v_{Ed.1.5d} := \frac{\beta_{1.5d} \cdot V_{Ed.red.1.5d}}{u_{1.5d} \cdot d} = 0.463 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{EC 2 [8], (6.51)}$$

$$v_{Rd.1.5d} := v_{Rd.c} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a_{1.5d}} = 0.583 \frac{N}{mm^2} \quad \text{EC 2 [8], (6.50)}$$

$$Kontroll_{1.5d} := \frac{v_{Rd.1.5d}}{v_{Ed.1.5d}} = 1.259$$

Kontroll av skjærkrefter ved a=d fra søylekant

$$a_d := d$$

$$W_d := \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_2 \cdot a_d + 4 \cdot a_d^2 + \pi \cdot a_d \cdot c_1 = 1.825 \text{ m}^2 \quad \text{Øverli[12], s 154}$$

$$u_d := 2 \cdot c_1 + 2 \cdot c_2 + 2 \cdot \pi \cdot a_d = 4249.646 \text{ mm} \quad \text{Øverli[12], s 154}$$

$$A_d := c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_1 \cdot a_d + 2 \cdot c_2 \cdot a_d + \pi \cdot a_d^2 = 1.411 \text{ m}^2 \quad \text{Øverli[12], s 154}$$

$$P := \frac{N_{Ed}}{b_x \cdot b_y} = 362.849 \frac{kN}{m^2}$$

$$\Delta V_{Ed.d} := A_d \cdot P = 511.933 \text{ kN} \quad \text{EC 2 [8], 6.4.4(2)}$$

$$V_{Ed.red.d} := N_{Ed} - \Delta V_{Ed.d} = 1666.067 \text{ kN} \quad \text{EC 2 [8], (6.48)}$$

$$\beta_d := 1 + k \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{V_{Ed.red.d}} \right) \cdot \left(\frac{u_d}{W_d} \right) = 1.037$$

$$v_{Ed.d} := \frac{\beta_d \cdot V_{Ed.red.d}}{u_d \cdot d} = 0.848 \frac{N}{mm^2} \quad \text{EC 2 [8], (6.51)}$$

$$v_{Rd.d} := v_{Rd.c} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a_d} = 0.875 \frac{N}{mm^2} \quad \text{EC 2 [8], (6.50)}$$

$$Kontroll_d := \frac{v_{Rd.d}}{v_{Ed.d}} = 1.031$$

Kontroll av skjærkrefter ved a=0,5d fra søylekant

$$a_{0.5d} := 0.5 \cdot d$$

$$W_{0.5d} := \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_2 \cdot a_{0.5d} + 4 \cdot a_{0.5d}^2 + \pi \cdot a_{0.5d} \cdot c_1 = 0.755 \text{ m}^2 \quad \text{Øverli[12], s 154}$$

$$u_{0.5d} := 2 \cdot c_1 + 2 \cdot c_2 + 2 \cdot \pi \cdot a_{0.5d} = 2744.823 \text{ mm} \quad \text{Øverli[12], s 154}$$

$$A_{0.5d} := c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_1 \cdot a_{0.5d} + 2 \cdot c_2 \cdot a_{0.5d} + \pi \cdot a_{0.5d}^2 = 0.573 \text{ m}^2 \quad \text{Øverli[12], s 154}$$

$$P := \frac{N_{Ed}}{b_x \cdot b_y} = 362.849 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta V_{Ed,0.5d} := A_{0.5d} \cdot P = 208.015 \text{ kN} \quad \text{EC 2 [8], 6.4.4(2)}$$

$$V_{Ed,red,0.5d} := N_{Ed} - \Delta V_{Ed,0.5d} = 1969.985 \text{ kN} \quad \text{EC 2 [8], (6.48)}$$

$$\beta_{0.5d} := 1 + k \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{V_{Ed,red,0.5d}} \right) \cdot \left(\frac{u_{0.5d}}{W_{0.5d}} \right) = 1.048$$

$$v_{Ed,0.5d} := \frac{\beta_{0.5d} \cdot V_{Ed,red,0.5d}}{u_{0.5d} \cdot d} = 1.571 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{EC 2 [8], (6.51)}$$

$$v_{Rd,0.5d} := v_{Rd,c} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a_{0.5d}} = 1.749 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{EC 2 [8], (6.50)}$$

$$Kontroll_{0.5d} := \frac{v_{Rd,0.5d}}{v_{Ed,0.5d}} = 1.114$$

Kontroll av skjærkrefter ved søylekant

$$u_0 := 2 \cdot (c_1 + c_2) = 1240 \text{ mm} \quad \text{EC 2 [8], 6.4.5(3)}$$

$$\beta := 1 + k \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \right) \cdot \left(\frac{u_{2d}}{W_{2d}} \right) = 1.016 \quad \text{EC 2 [8], (6.39)}$$

$$v_{Ed} := \frac{\beta \cdot N_{Ed}}{u_0 \cdot d} = 3.727 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{EC 2 [8], (6.53)}$$

$$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \right) = 0.516 \quad \text{EC 2 [8], NA.6.6N}$$

$$v_{Rd,max} := 0.4 \cdot v \cdot f_{cd} = 4.094 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{EC 2 [8], NA.6.4.5, ser bort ifra betongbidraget i uttrykk (6.52)}$$

$$Kontroll_{søylekant} := \frac{v_{Rd,max}}{v_{Ed}} = 1.098$$

Oppsummering skjær

$$\begin{bmatrix} u_{2d} \\ u_{1.5d} \\ u_d \\ u_{0.5d} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 7259.3 \\ 5754.5 \\ 4249.6 \\ 2744.8 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

$$\begin{bmatrix} A_{2d} \\ A_{1.5d} \\ A_d \\ A_{0.5d} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.17 \\ 2.61 \\ 1.41 \\ 0.57 \end{bmatrix} \text{ m}^2$$

$$\begin{bmatrix} V_{Ed.red.2d} \\ V_{Ed.red.1.5d} \\ V_{Ed.red.d} \\ V_{Ed.red.0.5d} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 665.9 \\ 1231.4 \\ 1666.1 \\ 1970 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$\begin{bmatrix} W_{2d} \\ W_{1.5d} \\ W_d \\ W_{0.5d} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5.34 \\ 3.35 \\ 1.83 \\ 0.76 \end{bmatrix} \text{ m}^2$$

$$\begin{bmatrix} \beta_{2d} \\ \beta_{1.5d} \\ \beta_d \\ \beta_{0.5d} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.053 \\ 1.036 \\ 1.037 \\ 1.048 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} v_{Ed.2d} \\ v_{Ed.1.5d} \\ v_{Ed.d} \\ v_{Ed.0.5d} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.202 \\ 0.463 \\ 0.848 \\ 1.571 \end{bmatrix} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\begin{bmatrix} v_{Rd.2d} \\ v_{Rd.1.5d} \\ v_{Rd.d} \\ v_{Rd.0.5d} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.437 \\ 0.583 \\ 0.875 \\ 1.749 \end{bmatrix} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\begin{bmatrix} Kontroll_{2d} \\ Kontroll_{1.5d} \\ Kontroll_d \\ Kontroll_{0.5d} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2.168 \\ 1.259 \\ 1.031 \\ 1.114 \end{bmatrix}$$