

Etteroppspent og fiberarmert flatedekke

Martin Sivertsen
Ansten Berg Tøsti

Bygg- og miljøteknikk (2-årig)
Innlevert: juni 2015
Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2015

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 08.06.15	ANTALL SIDER: 122+85
------------------------------------	-------------------	----------------------

TITTEL:

Etteroppspent og fiberarmert flatdekke

Post-Tensioned Fibre Reinforced Flat Slab

UTFØRT AV:

Martin Sivertsen
Ansten Berg Tøsti



SAMMENDRAG:

I denne oppgaven skal prosjektet på Munkvold følges opp med beregninger og befaring (Munkvold). Beregnings-grunnlaget som benyttes er utviklet i regi av instituttets deltakelse i COIN (Senter for forskningsbasert innovasjon innen betong) og inngår i arbeidet med regelverk i regi av Norsk betongforening og CEN (Eurocode 2). Det er gjennomført litteraturstudie og kartlegging av forskjellige beregningsmetoder for bruk i kontrollberegningene av flatdekket. Kontrollberegninger er utført på bakgrunn av metodene belyst i litteraturstudiet. Oppgaven går i dybden på utfordringer rundt beregninger med uinjiserte spennkabler (spennarmering uten heft). De fleste beregningsmetodene er laget for spennarmering med heft, og direkte bruk av disse metodene vil gi feil resultater. Oppgaven viser metoder for beregning av uinjiserte spennkabler og sammenligner resultatene av disse.

FAGLÆRER: Terje Kanstad

VEILEDER(E): Terje Kanstad

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk

1 Forord

Denne masteroppgaven avslutter vår toårige master ved Institutt for konstruksjonsteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskaplige universitet (NTNU) i Trondheim. Arbeidet med masteroppgaven har pågått våren 2015.

Oppgaven inneholder både en teoretisk del og en beregningsdel. Vi valgte denne oppgaven fordi konseptet etteroppspent fiberarmert flatdekke virket veldig spennende og interessant, samt at det kan være relevant kunnskap for fremtidige jobber.

Vi vil takke alle de som har hjulpet oss med oppgaven, og da spesielt vår veileder Terje Kanstad for veiledning og gode råd gjennom arbeidet denne våren.

Vil også takke hverandre for et godt samarbeid med masteroppgaven og for to år med godt samarbeid her på NTNU.

2 Sammendrag

Fiber har i lang tid blitt brukt i betong og mørtel for å gjøre den mer duktil. Bruksområdene er mange, men da hovedsakelig i ikke bærende konstruksjoner som for eksempel betong til bergsikring og plate på mark. Det har blitt forsket en del på fiber for bærende konstruksjoner i nyere tid, da man ser fordeler knyttet til tids- og kostnadsbesparelser. COIN har utarbeidet retningslinjer for nettopp dette.

Etteroppspanning er vanlig for blant annet kontorbygg, idrettsanlegg, broer og parkeringsanlegg. Man kan tillate seg lengre spenn og tynnere dekke (flatdekke), noe som gir bygningen mer generalitet og fleksibilitet. Sammenlignet med vanlig slakkarmering vil etteroppspent armering også virke positivt på riss, deformasjoner og skjær på grunn av den initielle oppspanningen.

Kombinasjonen av fiber og etteroppspent armering i flatdekker er et spennende konsept som kan bli mer konkurransedyktig med hulldekker gjennom økt spennlengde og tids- og kostnadssparing.

Utgangspunktet for denne oppgaven er å kontrollere et slikt flatdekke støpt på Munkvold i Trondheim. Dekket på Munkvold er en videreføring av et fullskalaforsøk utført i 2013.

Det er gjennomført litteraturstudie og kartlegging av forskjellige beregningsmetoder for bruk i kontrollberegningene av flatdekket. Kontrollberegninger er utført på bakgrunn av metodene belyst i litteraturstudiet. Bidraget fra fiber beregnet etter anbefalinger i (Kanstad, et al., 2011).

Opgaven går i dybden på utfordringer rundt beregninger med uinjiserte spennkabler (spennarmering uten heft). De fleste beregningsmetodene er laget for spennarmering med heft, og direkte bruk av disse metodene vil gi feil resultater. Oppgaven viser metoder for beregning av uinjiserte spennkabler og sammenligner resultatene av disse.

3 Abstract

Fiber has for a long time been used in concrete and mortar to make it more ductile. The applications are many, but mainly in non-bearing structures such as concrete for rock support and slab casted on the ground. It has been done a lot of research on fiber-bearing structures in recent times, when one sees benefits associated with time and cost savings. COIN has made guidelines for this.

Post-tensioning is common for use in office buildings, sports facilities, bridges and parking. One can allow longer spans and thinner slab (flat slab), giving the building more generality and flexibility. Compared with ordinary reinforcement will post-tensioned reinforcement also have a positive effect on cracks, deformations and shear due to the initial tensioning.

The combination of fiber and post-tensioned reinforcement in flat slabs is an exciting concept that can be more competitive with hollow core slabs through increased span length and time and cost savings.

The starting point for this thesis is to control such a flat slab molded on Munkvold in Trondheim. The flat slab in Munkvold is a continuation of a full-scale experiment conducted in 2013.

It is conducted a literature survey and mapping of the different calculation methods for use in control calculations of the flat slab. Control Calculations are performed on the basis of the methods discussed in the literature survey. The contribution of fiber is calculated by recommendations in (Kanstad, et al., 2011).

The thesis focuses on the challenges surrounding calculations with uninjected tendons (tension reinforcement without bonding). Most methods of calculation are designed for pre-stressing with bonding, and direct use of these methods will give incorrect results. The thesis shows methods for calculating uninjected tendons and comparing their results.

Innhold

1	Forord.....	iii
2	Sammendrag	v
3	Abstract	vii
I.	Introduksjon.....	1
II.	Teori.....	3
1	Fiber.....	3
1.1	Introduksjon	3
1.2	Fibertyper	3
1.2.1	Metallfiber	5
1.3	Geometri.....	5
1.4	Orientering og fordeling	6
1.5	Bruksområder	6
1.6	Fordeler og ulemper	7
1.6.1	Fordeler.....	7
1.6.2	Ulemper	7
1.7	Klassifisering av fiberbetong.....	7
2	Etteroppspanning.....	9
2.1	Introduksjon	9
2.2	Ekvivalente krefter og lastbalansering	10
2.3	Bruksområder	10
2.4	Fordeler og ulemper	10
3	Flatdekker.....	11
4	Beregningsmetoder.....	13
4.1	Laster	13
4.1.1	Karakteristisk laststørrelse.....	13
4.1.2	Dimensjonerende laststørrelse.....	13
4.2	Ekvivalente krefter.....	14
4.2.1	Generelt	14
4.2.2	Statisk bestemte konstruksjoner	16
4.2.3	Statisk ubestemte konstruksjoner	16

4.3	Lastbalansering.....	17
4.4	Opptredende Lastvirkninger.....	19
4.4.1	Ekvivalent rammemetode.....	19
4.4.2	Stripemetoden	20
4.5	Tøyingsreduksjon.....	21
4.6	Spennkraft	23
4.6.1	Maks spennkraft	23
4.6.2	Initiell spennkraft	23
4.6.3	Friksjonstap	23
4.6.4	Låstap	25
4.6.5	Elastisk deformasjon av betongen	27
4.6.6	Spennkraft i bruddgrensetilstand	28
4.6.6.1	NS-EN 1992-1-1	29
4.6.6.2	NS 3473	29
4.6.6.3	Eksperimentell metode.....	30
4.7	Betongspenninger	31
4.7.1	Krav	31
4.7.2	Stadium I	32
4.7.3	Rissmoment	33
4.7.4	Stadium II	33
4.8	Tidsavhengige tap.....	35
4.8.1	Kryp	35
4.8.1.1	Beregninger med heft	36
4.8.1.2	Beregninger uten heft.....	37
4.8.2	Svinn.....	38
4.8.3	Relaksasjon.....	38
4.8.4	Samlet tidsavhengig tap.....	39
4.8.5	Forenklet metode	39
4.8.6	Stadium II, risset tverrsnitt.....	40
4.9	Rissvidde	41
4.10	Nedbøyning.....	43
4.10.1	Ekvivalent rammemetode.....	43
4.11	Moment kapasitet.....	47

4.11.1	Elastisitetsteori.....	47
4.11.2	Elastisk momentkapasitet	47
4.11.3	Bruddlinjeteori	49
4.12	Skjærkraftfordeling og kapasitetsberegning	51
4.12.1	Generelt	51
4.12.2	Lastareal for søyle	52
4.12.3	Skjærspenninger	52
4.12.4	Skjærkraftkapasitet	53
4.12.5	Skjærkapasitet ved søyle kant	54
4.12.6	Kapasitetskontroll	54
4.13	Robusthet.....	55
4.13.1	Ulykkeslast	55
4.13.2	M-N kontroll.....	56
4.13.3	Armeringskrav	58
4.14	Forankringskontroll.....	58
4.15	Duktilitet	60
4.15.1	Moment-Krumning	61
III.	Beregninger.....	63
5	Inndata	63
5.1	Flatdekkets oppbygning.....	63
5.1.1	Geometri	63
5.1.2	Kabel.....	64
5.1.3	Lastfordeling	65
5.2	Kontrollsnitt	65
6	Laster.....	67
6.1	Karakteristiske laster	67
6.2	Bruksgrense	67
6.3	Bruddgrense	68
6.4	Ulykkeslast	68
6.5	Opptredende momenter	69
7	Tøyningsreduksjon	71
7.1	Konklusjon	72

8	Spennkraft	73
8.1	Maks spennkraft	73
8.2	Initiell spennkraft.....	73
8.3	Friksjonstap.....	73
8.4	Låstap.....	74
8.5	Elastisk deformasjon av betongen.....	74
8.6	Spennkraft etter tap	75
8.7	Spennkraft i bruddgrensetilstand.....	76
8.7.1	NS 3473	76
8.7.2	Eksperimentell metode.....	77
8.7.3	Konklusjon.....	78
9	Tidsavhengige tap	79
9.1	Kryp.....	79
9.1.1	Beregninger med heft	79
9.1.2	Beregninger uten heft.....	80
9.1.3	Sammenligning.....	81
9.2	Svinn	81
9.3	Relaksasjon	82
9.4	Samlet tidsavhengig tap	82
9.5	Forenklet metode	82
9.6	Stadium II, risset tverrsnitt	82
9.7	Oppsummering.....	83
9.8	Konklusjon	83
10	Riss.....	85
10.1	Riss i bruksgrensetilstand	85
10.2	Rissvidde	86
11	Nedbøyning	87
11.1	Ekvivalent rammemetode.....	88
11.2	Konklusjon.....	92
12	MomentKapasitet.....	93
12.1	Elastisk momentkapasitet.....	93

12.1.1	Sammenligning spennkraftøkning i ULS.....	95
12.1.2	Konklusjon.....	96
12.2	Bruddlinjeteori	96
12.3	Sammenligning elastisitetsteori og bruddlinjeteori	98
13	Skjærkraftfordeling og kapasitetsberegning.....	99
13.1	Generelt	99
13.2	Lastareal for søyle	99
13.3	Skjærspenninger	100
13.4	Skjærkraftkapasitet.....	100
13.5	Skjærkapasiteten ved søylekant:	101
13.6	Kapasitetskontroll	102
13.7	Konklusjon.....	102
14	Robusthet	103
14.1	Armeringskrav.....	103
14.2	Ulykkeslast	104
14.3	M-N-kontroll	104
14.4	Konklusjon.....	107
15	Forankringskontroll	109
15.1	Konklusjon.....	110
16	Duktilitet.....	111
16.1	Plastisk analyse	111
16.2	Moment-Krumning	111
16.2.1	Konklusjon.....	114
17	Sammenligning spennarmeringsprofiler.....	115
IV.	Konklusjon/Oppsummering	117
1	Oppsummering.....	117
2	Konklusjon	119
V.	Referanseliste	121
VI.	Vedlegg	VI-1
A.	Variabler.....	VI-1
B.	Tap spennkraft	VI-5

C.	Tap urisset, risset	VI-11
D.	Skjær	VI-25
E.	Moment	VI-29
F.	Rissvidde	VI-33
G.	Nedbøyning.....	VI-34
H.	Robusthet.....	VI-38
I.	Forankringskontroll.....	VI-43
J.	Rissmoment	VI-44
K.	Moment-krumning.....	VI-46
L.	Spennkraftøkning i ULS etter NS 3473	VI-59
M.	Spennkraftøkning i ULS etter (Naaman & Alkhairi, 1991).....	VI-60
N.	Sammenligning spennkraftøkning i ULS.....	VI-62
O.	Bruddlinje bergninger	VI-68
P.	Utrekning Excel x-retning.....	VI-72
Q.	Utrekning Excel y-retning.....	VI-79
S.	Sammenligning av spennarmeringsprofil	VI-83
U.	Krumning av normalarmert tverrsnitt	VI-85

I. Introduksjon

Flatdekker har eksistert i lengre tid og har etter hvert blitt forbedret ved bruk av spennarmering istedenfor slakkarmering. Dette har gjort flatdekker mer konkurransedyktige enn tidligere. Et nytt konsept er å kombinere etteroppspenning og fiber for tids- og kostnadsbesparelser. Dette skal gjøre flatdekker enda mer konkurransedyktig med det mest vanlige produktet på markedet, som er hulldekker.

I 2013 ble det gjennomført et fullskalaforsøk hvor all tradisjonell armering ble fjernet og stålfiber og etteroppspente kabler var den eneste armeringen. En masteroppgave fra 2013, *Post-Tensioned Fibre Reinforced Flatslab* av Malin Anette Hallberg og Håvard Emaus Hanssen tar for seg dette fullskalaforsøket.

Forsøket er videreført ved at det er støpt et flatdekke som del av et større byggeprosjekt på Munkvold i Trondheim. Oppgaven gjennomfører kontrollberegninger for dette flatdekket.

Denne oppgaven er en videreføring av tidligere arbeid og tar for seg dekket på Munkvold. Innledningsvis i er det informasjon om fiber, etteroppspenning og flatdekker. Videre er det gjennomført en litteraturstudie og kartlegging av forskjellige beregningsmetoder for bruk i kontrollen av flatdekket. Deretter tar oppgaven for seg beregningene gjort for flatdekket. Beregningene som inkluderer fiber er gjort etter anbefalinger fra (Kanstad, et al., 2011).

NS-EN 1992 1-1 gir ingen beregningsmetoder for kabler uten heft. Fordi det ikke er heft vil tøyning av spennkabelene være noe uklar. Dette er fordi spennkabler med heft vil tøyas forskjellig fra kabler uten heft. Vanlige beregningsmetoder tar utgangspunkt i at det er heft og alle beregninger som er avhengige av spenningen i spennkablene må da tilpasses kabler uten heft. Oppgaven viser metoder for beregning av kabler uten heft og sammenligner disse.

Beregningene er gjort i Mathcad. Excel er brukt for ekvivalente krefter og Focus er brukt i lastanalysen. Resultatene fra Excel og Focus er bakgrunnen for flere av beregningene i Mathcad.

II. Teori

1 Fiber

1.1 Introduksjon

Bruk av fiber i betong er ikke et nytt konsept. Allerede så tidlig som i 1874 kom det patenter på fiberarmert betong, og fiber med lignende form som de som brukes i dag ble patentert i 1927 (Löfgren, 2005).

Betong som inneholder sement, vann, fine og grove tilslag og diskontinuerlige diskrete fiber blir kalt fiberarmert betong (FRC). Betong alene er et veldig sprøtt og lite duktilt materiale med dårlig strekkfasthet og «belastningskapasitet». Fiber blir tilsatt for å endre egenskapene til betongen, som duktilitet og seighet (Bentur & Mindess, 2007).

1.2 Fibertyper

Det er et vidt spekter av fiber som kan bli brukt for betongen og andre sementkompositter. Noen typer fibre blir hovedsakelig brukt til å forbedre seighet og redusere rissvidde, mens andre blir brukt til å redusere plastisk svinn eller til å unngå avskalling av betongen under brann.

All fiber som blandes inn i betong, skal være testet og deklarerert i forhold til de egenskaper som påvirker fiberens egnethet som armeringsmateriale. Alle fiberprodukt skal være CE-merket med angivelse av hvilke konstruksjonstyper fiberen kan benyttes i. Det skilles mellom konstruktiv (lastbærende) bruk av fiber og fiber benyttet til andre formål (Kanstad, et al., 2011).

Krav til materialdokumentasjon og deklarerer fra fiberprodusenten er gitt i følgende standarder:

- Stålfiber – EN 14889-1: Fibere for betong – Del 1: Stålfibre – Definisjoner, krav og samsvar.
- Polymerfiber – EN 14889-2: Fibere for betong – Del 2: Polymerfibre – Definisjoner krav og samsvar.

Fibre av andre materialer må deklarereres etter samme prinsipper som er gitt for stålfibre og polymerfibre (Kanstad, et al., 2011).

De dominerende anvendelsene i Norge er stål og polymer for gulv på grunn og fjellsikring (makrofiber). Mikrofiber blir i all hovedsak brukt i ikke-bærende konstruksjoner som for eksempel for å hindre avskalling.

Hovedforskjellene på mikrofiber og makrofiber er:

Mikrofiber	Makrofiber
Lengden mindre enn tilslaget største diameter	Lengden større enn tilslaget største diameter
Diameter på størrelse med et sementkorns diameter	Diameter større enn et sementkorns diameter
	Slankhetstall mindre enn 100
Virkingen gjelder først og fremst til og med utviklingen av mikroriss	Virkingen gjelder først og fremst fra og med utviklingen av makroriss

Tabell 1.1 Hovedforskjeller på mikrofiber og makrofiber (Löfgren, 2005)

I dag blir det brukt flere typer fiberarmering. De mest vanligste materialene er stål, glass, polymer og karbon, men for det meste er det stålfiber som er mest brukt i bærende og ikke-bærende konstruksjoner. Syntetiske fibrer er stort sett brukt for tidlige stadier av riss i dekker.

Type of Fibre	Diameter [μm]	Specific gravity [g/cm^3]	Tensile strength [MPa]	Elastic modulus [GPa]	Ultimate elongation [%]
Metallic					
Steel	5-1 000	7.85	200-2 600	195-210	0.5-5
Glass					
E glass	8-15	2.54	2 000-4 000	72	3.0-4.8
AR glass	8-20	2.70	1 500-3 700	80	2.5-3.6
Synthetic					
Acrylic (PAN)	5-17	1.18	200-1 000	14.6-19.6	7.5-50.0
Aramid (e.g. Kevlar)	10-12	1.4-1.5	2 000-3 500	62-130	2.0-4.6
Carbon (low modulus)	7-18	1.6-1.7	800-1 100	38-43	2.1-2.5
Carbon (high modulus)	7-18	1.7-1.9	1 500-4 000	200-800	1.3-1.8
Nylon (polyamide)	20-25	1.16	965	5.17	20.0
Polyester (e.g. PET)	10-8	1.34-1.39	280-1 200	10-18	10-50
Polyethylene (PE)	25-1 000	0.96	80-600	5.0	12-100
Polyethylene (HPPE)	-	0.97	4 100-3 000	80-150	2.9-4.1
Polypropylene (PP)	10-200	0.90-0.91	310-760	3.5-4.9	6-15.0
Polyvinyl acetate (PVA)	3-8	1.2-2.5	800-3 600	20-80	4-12
Natural - organic					
Cellulose (wood)	15-125	1.50	300-2 000	10-50	20
Coconut	100-400	1.12-1.15	120-200	19-25	10-25
Bamboo	50-400	1.50	350-50	33-40	-
Jute	100-200	1.02-1.04	250-350	25-32	1.5-1.9
Natural - inorganic					
Asbestos	0.02-25	2.55	200-1 800	164	2-3
Wollastonite	25-40	2.87-3.09	2 700-4 100	303-530	-

Figur 1.1 Fysiske egenskaper for noen fibre (Löfgren, 2005)

1.2.1 Metallfiber

Metallfiber er laget av enten karbonstål eller rustfritt stål, og strekkapasiteten varierer fra 200 til 2600 MPa, se Figur 1.1. Stålfibrene kan også ha belegg, som for eksempel sink som vil øke korrosjonsmotstanden eller messing som vil forbedre heftkapasitet (Löfgren, 2005). Det er definert fem typer fibre som alle skal være små nok til å bli fordelt tilfeldig i mørtelen:

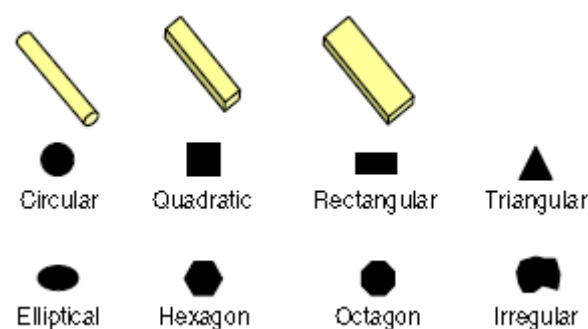
- Biter av glatt kaldtrukket ståltråd
- Biter av deformert kaldtrukket ståltråd
- Glatt og deformert «enkeltark av stål»
- Smelteslagg
- Frest eller modifisert kaldtrukket fiber

(Bentur & Mindess, 2007)

Den mest vanlige fiberen benyttet i betongkonstruksjoner er kaldtrukket ståltråd (Kanstad, et al., 2011).

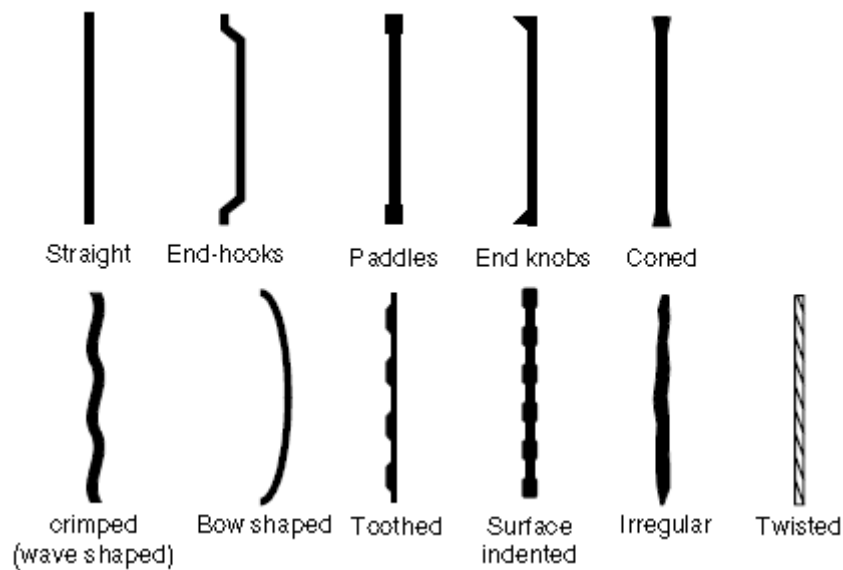
1.3 Geometri

Geometrien til enkeltfibre kan variere. De kan være sirkulære, rektangulære, kvadratiske, triangulære, flate eller polygonale (se figur). Ved å gjøre overflaten på fiberen ruere (øke overflatearealet), blir heften mellom fiberen og betongen bedre.



Figur 1.2 Eksempel på tverrsnitts geometri for fibre (Löfgren, 2005)

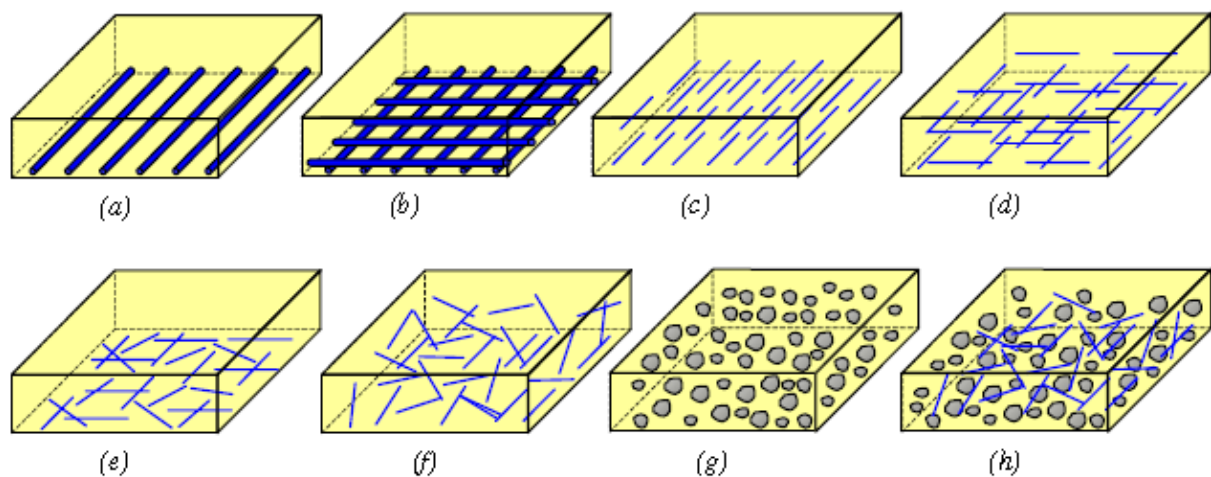
Fiber kan være glatt, innrykket, deformert, krympet, kveilet, vridd, med endebøyninger, årer, knapper eller andre forankringer, se Figur 1.3.



Figur 1.3 Eksempel på noen typiske fibergeometrier (Löfgren, 2005)

1.4 Orientering og fordeling

Orienteringen av fibrene spiller en viktig rolle for den mekaniske oppførelsen til fiberarmert betong. Det er flere faktorer som påvirker orientering og fordeling av fibrene, blant annet valg av støpemetode, utstyr, geometrien til betongtverrsnittet og egenskapene til betongen (SKB) (Døssland, 2008).



Figur 1.4 Vinkelen på fibrene har mye å si for hvor effektive de er til å motvirke/reduere riss (Löfgren, 2005).

1.5 Bruksområder

Fiber er vanlig å bruke i ikke-bærende konstruksjoner som plater på mark og bergsikring/tunneler.

Det har etter hvert blitt utført en del forsøk for fiber brukt i bærende konstruksjoner som for eksempel flatdekke, oppleggsgese på bjelker og broer.

1.6 Fordeler og ulemper

1.6.1 Fordeler

Fordelen med fiber er at det gir innsparing av både tid og penger ved at man ikke bruker tid og arbeidskraft på å montere tradisjonell armering. Dette kommer veldig tydelig frem ved støpning av en ikke-bærende konstruksjon som plate på mark. En annen fordel er at fiber virker veldig gunstig på både riss og skjær.

1.6.2 Ulemper

Ulempen med fiber i konstruksjoner er at det stilles store krav til hvordan man støper ut betongen. Om dette ikke gjøres skikkelig kan det medføre at man ikke får fordelt fiberen utover som man ønsker. Det er også knyttet noe usikkerhet rundt hvor mye bidrag man kan få fra fiberen. Fiber har til nå begrensede bruksområder, og da spesielt innenfor bærende konstruksjoner.

1.7 Klassifisering av fiberbetong

Resttrekkfastheten til fiberbetong er strekkfasthet etter at riss har oppstått. Den klassifiseres i NS-EN 14651 *Prøvemethode for betong med metalliske fiber- Måling av bøyestrekfasthet*.

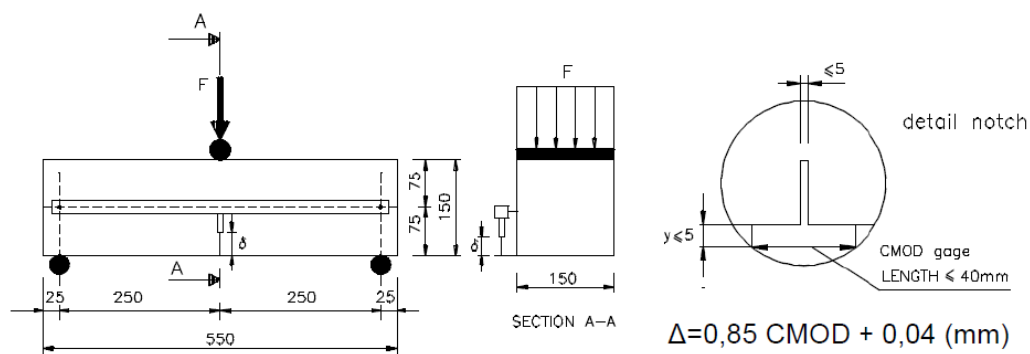
Karakteristisk rest strekkfasthet ved 2,5mm rissvidde:

$$f_{ftk,res,2,5}$$

Dimensjonerende rest strekkfasthet ved 2,5mm rissvidde:

$$f_{ftd,res,2,5} = \frac{f_{ftk,res,2,5}}{1.5}$$

Den fiberarmerte betongens karakteristiske resttrekkfasthet $f_{ftk,res,2,5}$ defineres som resulterende strekkraftresultant per arealenheter av et gjennomgående riss i betongen. I forbindelse med klassifisering av betong i rest strekkfasthetsklasser refererer rest strekkfastheten til en rissvidde på 2,5mm (CMOD₃) ($f_{ftk,res,2,5}$) (Kanstad, et al., 2011).

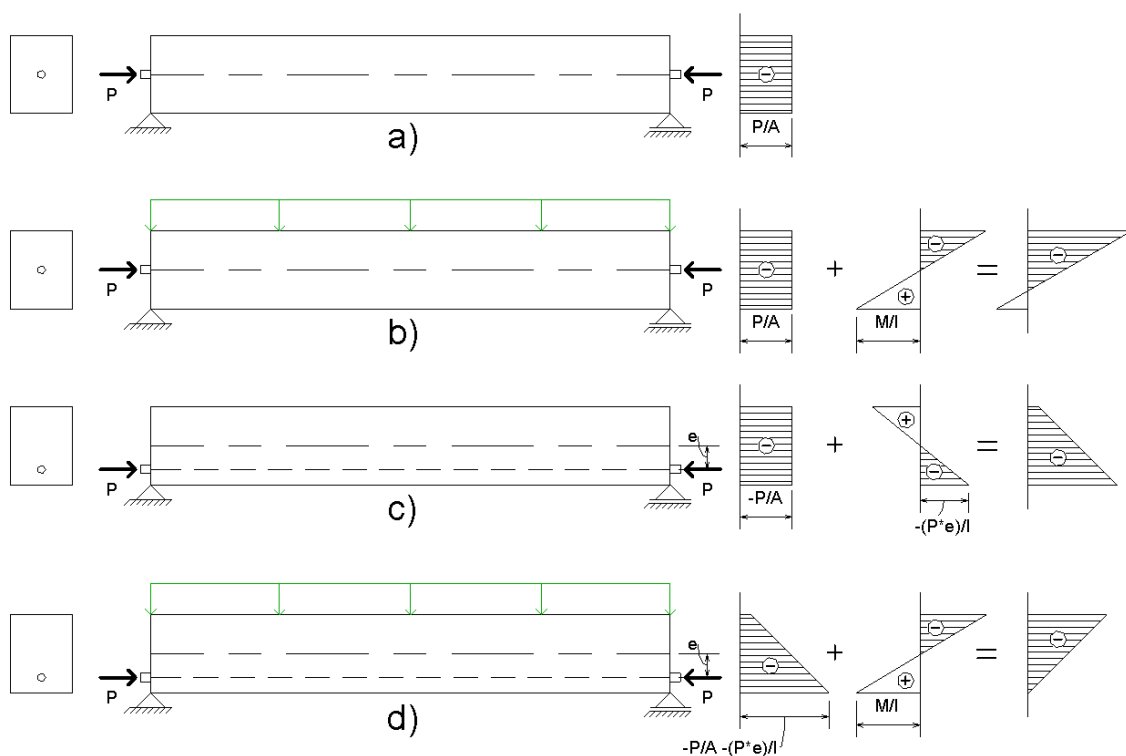


Figur 1.5 Bjelketest iht. NS-EN 14651 (Kanstad, et al., 2011)

2 Etteroppspanning

2.1 Introduksjon

Etteroppspent betong er en type spennbetong der man innfører trykkreftene i betongen etter den er støpt. Trykkspenningene har en størrelse og fordeling slik at ytre laster til en viss grad blir motvirket. Spennkabler som ligger i innstøpte rør i betongen, blir gitt en initialtøyning med en strekkraft som er uavhengig av betongens tøyning. Strekkraften i spennkablene blir overført til trykkraft i betongen ved endeforankringer av spennkablene (Sørensen, 2013). Dette er vist i Figur 2.1 hvor etteroppspanningen påfører tverrsnittet en trykkspenning illustrert i a). Denne trykkspenningen kan helt eller delvis motvirke lastvirkninger på grunn av egenlast eller nyttelast, se b). Ved å flytte spennarmeringen lenger ned i tverrsnittet vil det bli en eksentrisitet fra tyngdepunktsaksen og spennarmeringen. Dette vil gi et moment som opptrer i tillegg til trykkspenningen, se c). I d) er det satt på ytre last i form av egenlast/nyttelast. Her er det kun trykk i hele tverrsnittet. Kraftene til spennarmeringen motvirker de ytre lastene, noe som er et av fortrinnene ved bruk av spennarmering.



Figur 2.1 Spenningsfordeling i et rektangulært betongtverrsnitt, a) sentrisk spennkabel, kun etteroppspanning, b) sentrisk spennkabel, påsatt egenlast, c) eksentrisk spennkabel, kun etteroppspanning, d) eksentrisk spennkabel, påsatt egenlast. (Nawy, 2010)

2.2 Ekvivalente krefter og lastbalansering

Spennarmering som ikke er rettlinjert vil føre til tverrkrefter i betongen. Disse tverrkreftene fra spennarmeringen på betongen kalles ekvivalente krefter. Størrelsen på kreftene er en funksjon av spennkraft, kabeleksentrisitet og kurvatur. Disse kreftene brukes til å balansere de ytre lastene på tverrsnittet. Beregningen av dette vises i kapittel 4.

2.3 Bruksområder

I Norge brukes spennarmert betong mest i betongelementer og i brokonstruksjoner. Andre bruksområder som ikke er veldig utbredt i Norge, er flatdekkekonstruksjoner i bolig-/kontorbygg og parkeringsanlegg, tanker og siloer som for eksempel vanntanker og olje- og gasstanker.

2.4 Fordeler og ulemper

Konstruksjonen kan ha lengre spenn mellom søyler sammenlignet med tradisjonell armering. Den kan også ha et lavere tverrsnitt, vanligvis mellom 65-80 % av et tilsvarende slakkarmert tverrsnitt, og 20-35 % mindre armering. Materialkvaliteten er høyere for spennarmerte konstruksjoner, noe som gir økte kostnader per volumenhet.

Spennarmering gir også positivt bidrag til skjærkapasiteten og riss ved at den bidrar til aksialtrykk i tverrsnittet.

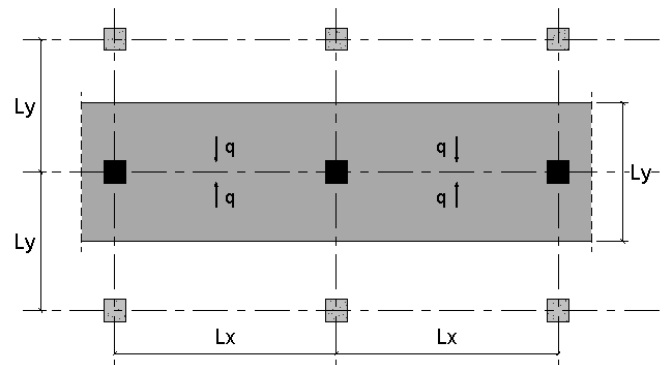
Ved etteroppspanning blir all kraften overført til endeforankringen, noe som gjør at man må sikre at man unngår korrosjon og skade på systemet, da det kan medføre kollaps.

3 Flatdekker

Et flatdekke er betegnelsen på en plate som er opplagt direkte på søyler, uten bjelker mellom søylene. Søylene er vanligvis plassert i et rektangulært mønster.

Den statiske virkemåten for et flatdekke kan sammenlignes med et dekke med toveisplater som bæres av kryssende bjelker (Sørensen, 2013).

Dette forutsetter at man tenker seg at bjelken er like tykk som dekket og at de er så brede at de ligger helt inntil hverandre.

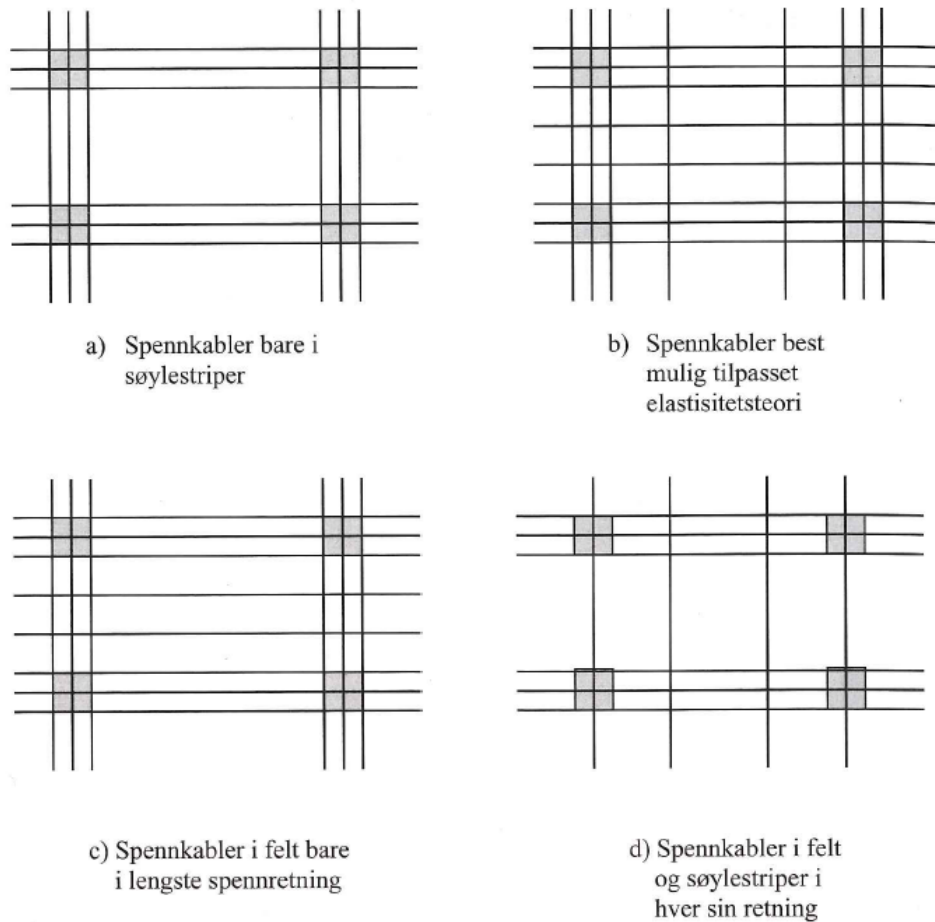


Figur 3.1 Lastbæring på flatdekketripe i en retning (Sørensen, 2013)

Flatdekker etter NS-EN 1992-1-1 1.1.1 Generelt

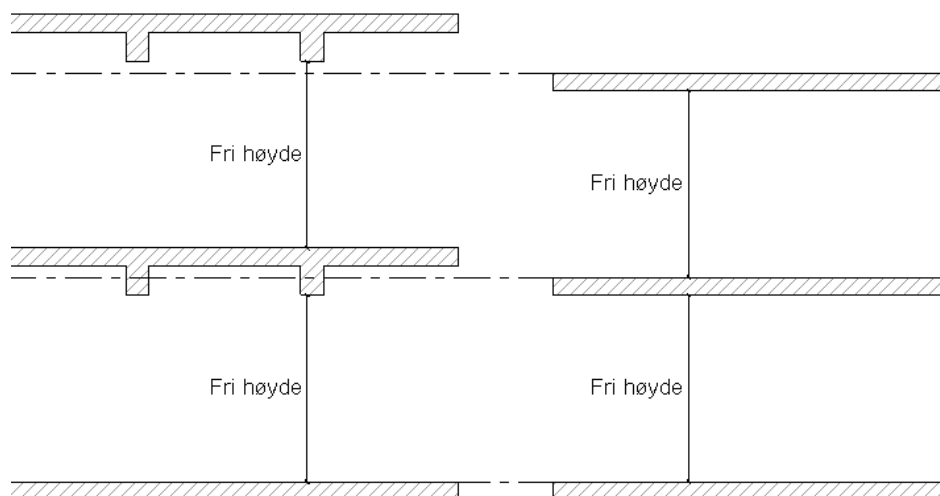
- (1) Flatdekker kan enten ha jevn tykkelse eller tykkelsesøkning over søyle (kapitel/forsterkningsplater)
- (2) Flatdekker bør regnes med anerkjente beregningsmetoder, f.eks. ved hjelp av bjelkeristmodell, en modell basert på elementmetoden, en bruddlinjemodel eller ekvivalent ramme.

Spennkablene kan legges etter forskjellige mønster i plateplanet. Noen eksempler på dette kan en se i Figur 3.2. Her er a) det enkleste, b) er vanskelig å utføre på grunn av kryssende kabler i felt, mens c) og d) er de vanligste (Sørensen, 2013).



Figur 3.2 Spennkabler lagt i forskjellige mønster (Sørensen, 2013)

En av fordelene med etteroppspente flatdekker er redusert dekketykkelse og større spennvidder. Dette gjør at konstruksjonen blir lettere, og man kan redusere byggehøyden for høye bygg, se Figur 3.3. En annen stor fordel er at man får en himling fri for bjelker, noe som er en stor fordel med tanke på ventilasjonskanaler og andre tekniske installasjoner.



Figur 3.3 Flatdekke kontra tradisjonelle dekker

4 Beregningsmetoder

4.1 Laster

Lastene som påvirker en bygning er delt inn i egenlaster, nyttelaster og naturlaster. Lastene klassifiseres i henhold til NS-EN 1990 etter deres variasjon over tid på følgende måte:

- *Permanente påvirkninger (G), for eksempel egenvekten til konstruksjoner, faste installasjoner og vegdekker, samt indirekte påvirkninger forårsaket av svinn og ujevne setninger.*
- *Variable påvirkninger (Q), for eksempel nyttelaster på bygningers dekker, bjelker og tak, vindlaster eller snølaster.*
- *Ulykkespåvirkninger (A), for eksempel eksplosjoner eller støt fra kjøretøyer.*

Egenlasten for byggverk er ifølge NS-EN 1991-1-1 pkt. 5 konstruksjonen og ikke-bærende deler, medregnet faste permanente installasjoner og tyngden av jord og ballast. Egenlast for byggverk bør i de fleste tilfeller angis som en enkel karakteristisk verdi og beregnes på grunnlag av nominelle dimensjoner og de karakteristiske verdiene for tettheten.

Nyttelaster er ifølge NS-EN 1991-1-1 pkt. 6 laster som oppstår under bruk. Dette omfatter personers normale bruk, møbler og bevegelige gjenstander, kjøretøy og så videre.

4.1.1 Karakteristisk laststørrelse

Den karakteristiske størrelsen på de fleste laster kan bestemmes ut fra NS-EN 1991-1-1. Ulykkeslaster kan bestemmes ut fra NS-EN 1991-1-7.

4.1.2 Dimensjonerende laststørrelse

Ved å kombinere den karakteristiske laststørrelsen med en partialfaktor, finner vi den dimensjonerende laststørrelsen. Dette gjøres i forskjellige lastkombinasjoner med utgangspunkt i grensetilstandene.

Grensetilstandene det er mest vanlig å dimensjonere for, er bruksgrense, bruddgrense og ulykkesituasjoner. Dimensjonering for grensetilstandene skal baseres på bruk av lastmodeller og modeller for konstruksjonsberegning for de aktuelle grensetilstandene.

Følgende bruddgrensetilstander skal påvises der det er aktuelt:

- EQU, tap av statisk likevekt for en konstruksjon eller enhver del av den.
- STR, brudd eller for store deformasjoner i konstruksjonen eller konstruksjonsdelene.
- GEO, brudd eller store deformasjoner i grunnen.
- FAT, utmattingsbrudd i konstruksjonen eller konstruksjonsdelene.

Lastkombinasjonene for de forskjellige bruddgrensetilstandene beregnes ut fra tabell NA.A1.2(A) i NS-EN 1990 for EQU. For STR og GEO brukes tabell NA.A1.2(B/C).

Bruksgrensetilstanden skiller mellom tre forskjellige kombinasjoner; karakteristisk, hyppig forekommende og tilnærmet permanent. Lastkombinasjonene beregnes ut fra Tabell A1.4 i NS-EN 1990. Det som er forskjellen mellom tilfellene er hvor stor del av nyttelasten som er langtidslast.

Ulykkessituasjoner tar for seg uforutsette hendelser som for eksempel brann og støt. Lastsituasjonene beregnes etter Tabell NA.A1.3 i NS-EN 1990. I tillegg skal brannteknisk dimensjonering av konstruksjoner baseres på dimensjonerende brannscenarier iht. NS-EN 1991-1-2. Dimensjoneringen skal også ta hensyn til modeller for temperaturutvikling inne i konstruksjonen, samt modeller for konstruksjonens mekaniske oppførsel.

4.2 Ekvivalente krefter

De ekvivalente kreftene er, som nevnt tidligere, tverrlaster i betongen som oppstår på grunn av spennarmeringen, og har til formål å motvirke de ytre lastene.

4.2.1 Generelt

Beregningene her er vist som i (Sørensen, 2013).

Spennarmeringsprofilen kan beskrives som: $y = f(x)$

Helning av spennarmeringen: $\theta(x) \approx \tan \theta(x) = \frac{dy}{dx}$

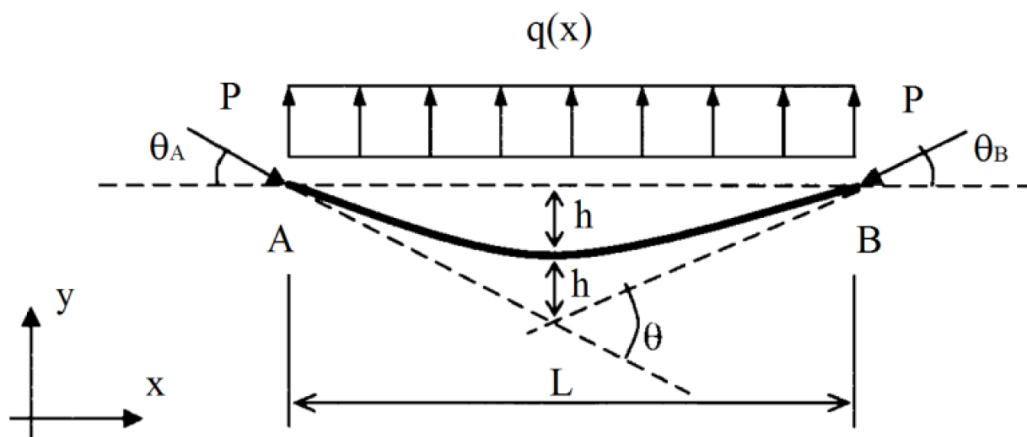
Ekvivalent last langs dx: $q = q(x)$

Likevekt i y-retning blir tilnærmet: $q(x) \cdot dx \approx P \cdot d\theta$

Den ekvivalente lasten i y-retning blir da:

$$q(x) = P \cdot \frac{d\theta}{dx} = P \cdot \frac{d^2y}{dx^2} \quad (4.1)$$

Parabelform:



Figur 4.1 parabelformet spennarmeringsprofil (Sørensen, 2013)

For en parabelformet spennarmeringsprofil med: $y = ax^2 + bx + c$

Formel (4.1) gir den ekvivalente lasten for den parabelformede spennarmeringsprofilen som:

$$q(x) = P \cdot \frac{d^2y}{dx^2} = P \cdot 2a = \text{konstant} \quad (4.2)$$

Den parabelformede spennkabelen påfører betongen en jevnt fordelt tverrlast.

Total last langs parabelen blir:

$$\int_A^B q(x)dx = \int_A^B P \frac{d\theta}{dx} dx = P \cdot (\theta_B - \theta_A) \quad (4.3)$$

Det vil si at den totale lasten langs spennkabelen er lik spennkraften multiplisert med den totale vinkelendringen fra den ene enden av spennarmeringen til den andre. For en parabelformet spennarmeringsprofil som vist i Figur 4.1, kan da den ekvivalente kraften bestemmes:

$$q \cdot L = P \cdot \theta$$

Hvor

$$\theta = \frac{2h}{L/2} \cdot 2 = \frac{8h}{L}$$

Som gir

$$q = \frac{8Ph}{L^2} \quad (4.4)$$

Rettlinjet:

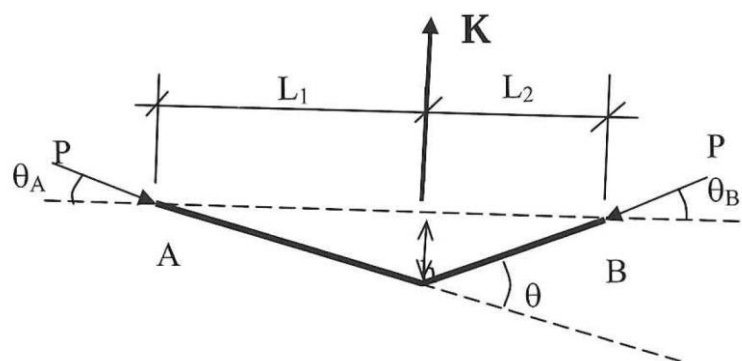
For hver rettlinjet del av spennarmeringsprofil gjelder:

$$y = ax + b$$

Formel (4.1) gir ekvivalent fordelt last:

$$q(x) = P \cdot \frac{d^2y}{dx^2} = 0 \quad (4.5)$$

Knekkpunkt:



Figur 4.2 krefter i knekkpunkt for stykkevis rettlinjet spennarmering (Sørensen, 2013)

Konsentrert last:

$$K = P \cdot \theta \quad (4.6)$$

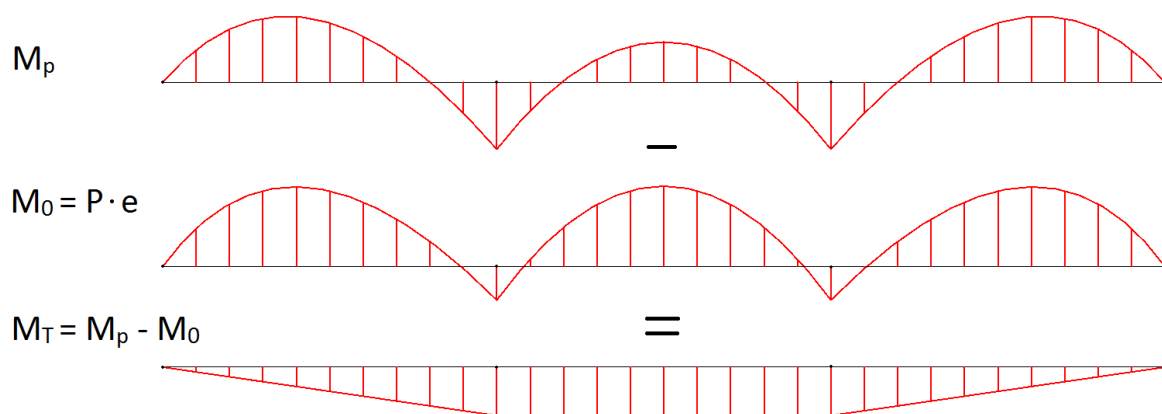
4.2.2 Statisk bestemte konstruksjoner

Momentene fra forspenningen kan finnes direkte som spennkraft multiplisert med spennarmeringens eksentrisitet i ethvert snitt i en statisk bestemt konstruksjon, se formel (4.7). Dette gir samme resultat som vanlig momentbetraktning av de ekvivalente krefter.

$$M_p = P \cdot e \quad (4.7)$$

4.2.3 Statisk ubestemte konstruksjoner

De totale momentene på grunn av forspenning, M_p , finnes ved å regne ut momentene på grunn av de ekvivalente krefter. M_p består av primærmomentet $P \cdot e$ og tvangsmomentet, M_T , som er momentene som oppstår på grunn av fastholding i den statisk ubestemte konstruksjonen, se Figur 4.3.

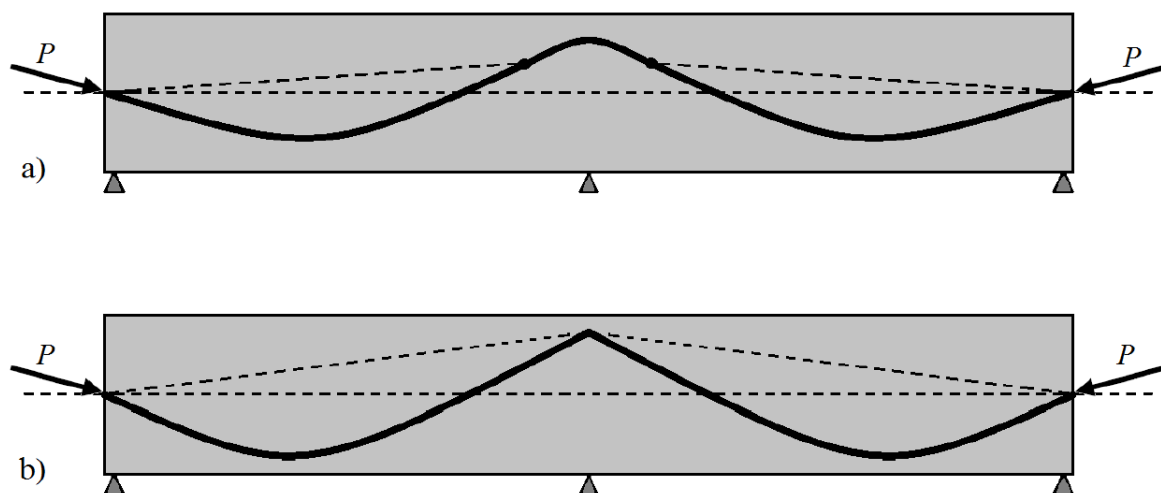


Figur 4.3 Utregning av tvangsmoment M_T

Til videre beregninger blir både M_p , M_0 og M_T benyttet. Hovedregelen er at de ytre momentene blir redusert med M_p , men i de fleste bruddgrenseberegninger tar beregningsmetoden høyde for $M_0 = P \cdot e$. Derfor reduseres de ytre lastene bare for tvangsmomentet i bruddgrense.

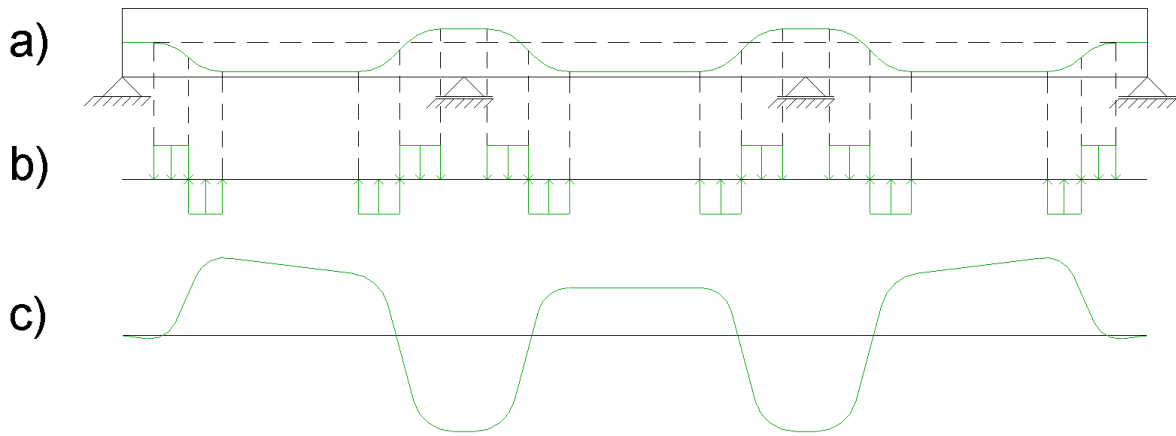
4.3 Lastbalansering

Prinsippet for lastbalansering er at de ytre lastene blir motvirket av de ekvivalente kreftene i spennarmeringen. I hvor stor grad de ytre kreftene blir motvirket varierer, men det er mulig å motvirke de ytre lastene fullstendig. Da vil bøyesspenningene elimineres og ende opp med et tverrsnitt kun påkjent av trykk. Det er i praksis vanskelig å oppnå fullstendig lastbalansering i en konstruksjon som går over flere spenn, da kabelprofilen som oftest legges som vist i Figur 4.4 a) med en krumning over støtte. Krumningen gjør at det ikke er mulig å følge de ytre lastene og dermed vil ikke lastbalanseringen være fullstendig lenger. Ved å legge kablen som vist i Figur 4.4 b) med knekk over støtte, kan man oppnå fullstendig lastbalansering. Dette er en lite praktisk løsning siden en kabel ikke tåler å bli lagt i en så krapp krumning. Løsningen er da å bruke to kabler som blir forankret i knekkpunktet over støtten. Dette er likevel ikke vanlig.

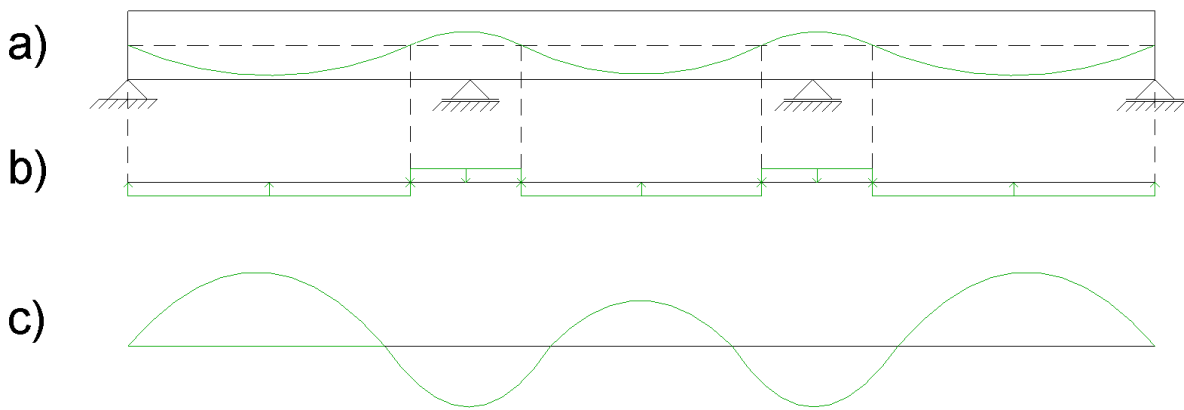


Figur 4.4 Spennkabelprofil, a) med krumning over søyle, b) med knekk over søyle

Det er også mulig å gå helt bort i fra den konvensjonelle lastbalanseringen med parabler og gå over til kurvatur som vist i Figur 4.5. Her er målet å få store momenter, M_p , fra etteroppspenningen som kan motvirke de ytre lastene. Kurvaturen er horisontal i felt og over støtte med en kort overgang mellom topp og bunn. Den korte overgangen mellom topp og bunn gjør at vinkelendringen blir større og mer konsentrert enn for en parabelformet profil. Dette gir større ekvivalente krefter, og ved å endre lengdene mellom overgangene endres momentene som oppstår. Momentene som oppstår ved denne spennarmeringsprofilen blir mer lineære og kan føre til større momenter over støttene. Denne måten å legge kablene på er også mindre arbeidskrevende på byggeplass.



Figur 4.5 Rettlinjet spennarmeringsprofil, a) spennarmeringsprofil, b) ekvivalente krefter, c) M_p



Figur 4.6 Parabelformet spennarmeringsprofil a) spennarmeringsprofil, b) ekvivalente krefter, c) M_p

4.4 Opptredende Lastvirkninger

Ved beregning av dimensjonerende lastvirkninger i et flatdekke, har man flere valgmuligheter. Det er utviklet flere metoder der beregningsmetodene ekvivalent rammemetode, stripemetoden, beregninger basert på bruddlinjeteori og elementmetoden (FEM) er de mest vanlige.

4.4.1 Ekvivalent rammemetode

Ekvivalent rammemetode er den vanligste beregningsmetoden for å bestemme lastpåvirkningene i platen og søylene i et flatdekke.

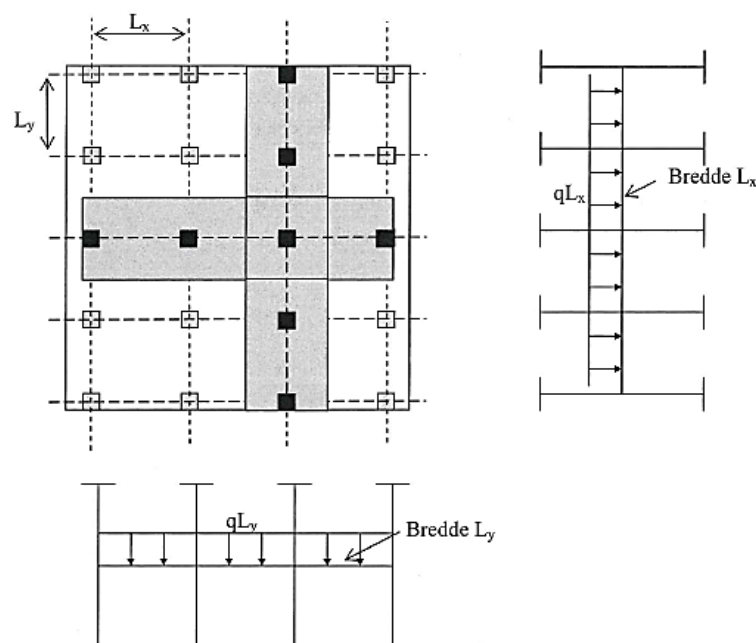
Flatdekket i Figur 4.7 deles inn i plane rammer i begge retninger, med platebredde lik spennvidden i tverretningen.

Ved kombinasjon av programvare som for eksempel Focus konstruksjon og ekvivalent rammemetode, kan nedbøyningsberegningene gjøres på en enkel og god måte.

I henhold til NS-EN 1992-1-1 bør konstruksjonen inndeles i lengde- og tverretningen i rammer som består av søyler og platetverrsnitt. Disse ligger mellom senterlinjene gjennom tilstøtende understøttelser (areal som avgrenses av fire tilstøtende opplegg, altså fire søyler).

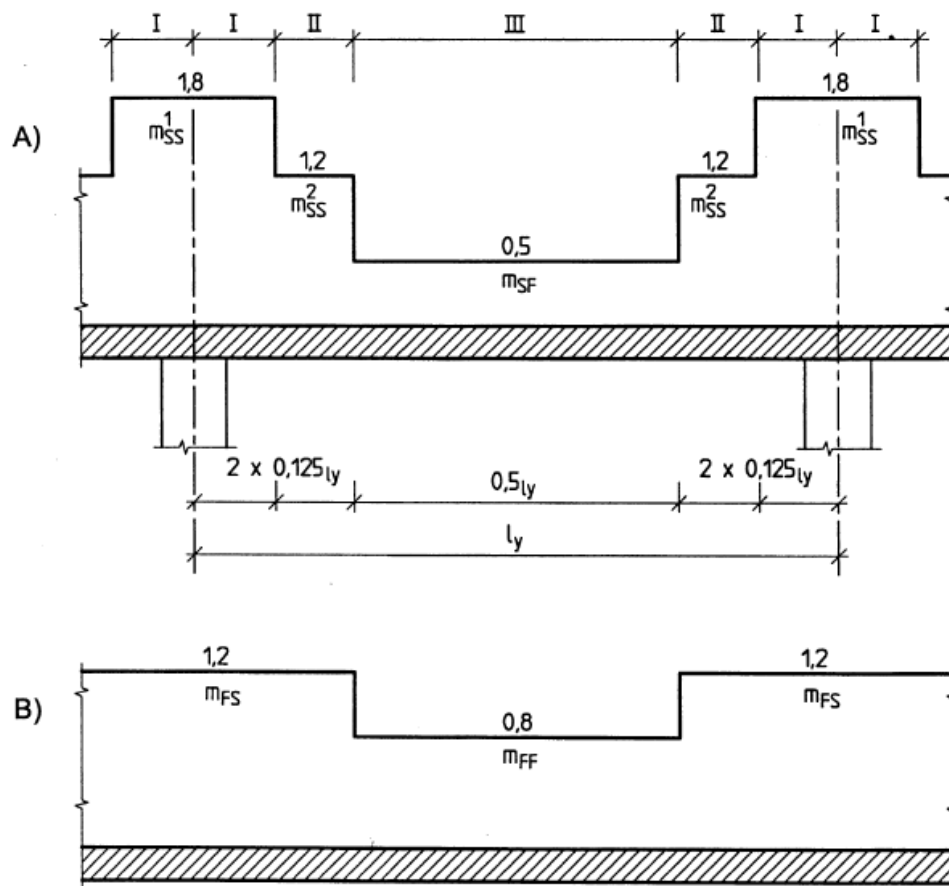
De totale bøyemomentene som beregnes ved analysen bør fordeles over flatdekkestripens bredde. I elastisk analyse konsentreres de negative momentene (strek i overkant) inn mot senterlinjen gjennom søylene (Sørensen, 2013).

Flatdekket bør deles inn som i rammer som i Figur 4.7.



Figur 4.7 Ekvivalente rammer (Sørensen, 2013)

I Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 33 deles flatdekkestripen i indre og ytre søylestriper og feltstriper, som vist i Figur 4.8. Figuren viser også den antatte fordelingen av momentet i tverretningen.



Figur A viser fordelingen av støttemomentene i x-retning
Figur B viser fordelingen av feltmomentene i x-retning

Til figur A:

- I gjelder Søylestripe 1 (Indre søylestriper)
- II gjelder Søylestripe 2 (Ytre søylestriper)
- III gjelder Feltstripe

Figur 4.8 Fordeling av momenter mellom felt- og søylestriper (Norsk Betongforening, 2013)

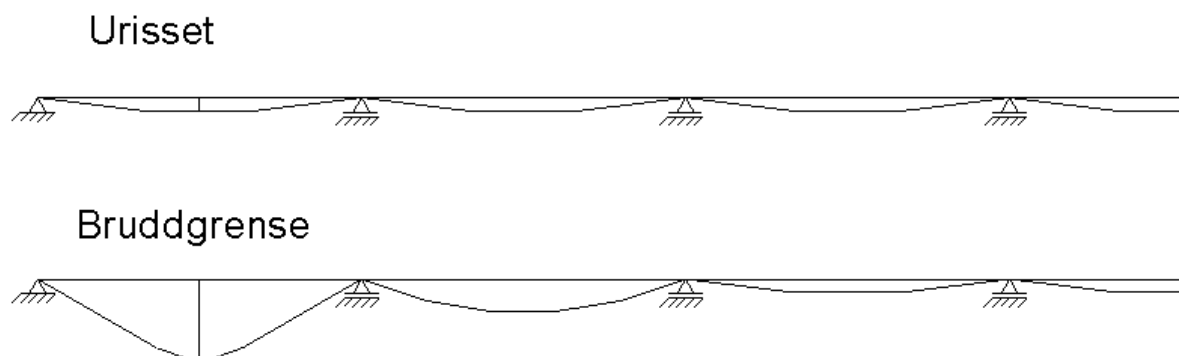
4.4.2 Stripemetoden

Stripemetoden er en metode for dimensjonering av toveisplater. Platen tenkes delt inn i enveisbærende striper som bærer lastene i forskjellige retninger. Denne stripeinndelingen gir navnet «stripemetoden» (Sørensen, 2013).

4.5 Tøyingsreduksjon

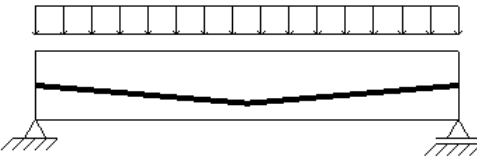
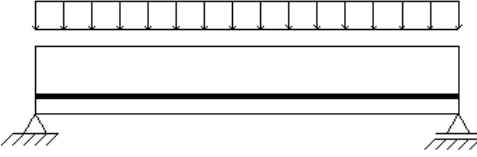
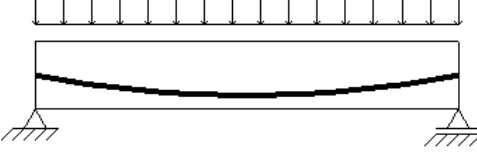
Beregning av tøyning av uinjiserte kabler er ikke like enkelt som for kabler med full heft. Der formuler for kabler med heft enkelt gir tøyning i kabelen gjennom formlikhet, må man for uinjiserte kabler inn med en reduksjonsfaktor fordi kabelen vil tøyes i hele sin lengde. Denne reduksjonsfaktoren, Ω , er ikke så lett å fastsette. Den er avhengig av kabelprofil, lasttype og forholdet mellom eksentrisiteten ved søyle og i felt. I tillegg er den ulik for urisset tilstand, risset tilstand og bruddgrensetilstand. Kilden for fastsetting av Ω i denne oppgaven er (Naaman & Alkhairi, 1991).

I urisset tilstand har man lav last som er fordelt jevnt utover dekket. Man får dermed like deformasjoner i hvert spenn, se Figur 4.9. Dermed blir Ω -verdien ganske stor fordi tøyningen er lik over hele konstruksjonen. I bruddgrense vil det kun være store laster i ett felt, noe som gir store deformasjoner i et punkt, for eksempel over støtte eller i felt. Dette gjør at kabelen vil tøye seg svært mye i kritisk snitt om det var full heft. For uinjiserte kabler tas tøyningen opp i hele kabelens lengde og dermed vil differansen mellom full heft og ingen heft bli forholdsvis stor, ergo en lav Ω . I bruddgrensetilstand blir Ω kalt Ω_u .



Figur 4.9 Tøyingsfordeling i urisset- og bruddtilstand

(Naaman & Alkhairi, 1991) har laget en oppsummering av Ω - verdier for urisset tilstand. Her er det gitt ni forskjellige tilfeller av en fritt opplagt bjelke med forskjellige laster og kabelprofiler. Ut fra disse velges det en som passer best til det systemet man har, eventuelt ta en betraktning til sikker side. Tre av tilfellene er vist i Figur 4.10.

Lasttilfelle	Ω
	$\Omega = \frac{5}{12} + \frac{1}{4} \cdot \frac{e_s}{e_m}$
	$\Omega = \frac{2}{3}$
	$\Omega = \frac{8}{15} + \frac{2}{15} \cdot \frac{e_s}{e_m}$

Figur 4.10 Tøyingsfaktor urisset tilstand (Naaman & Alkhairi, 1991)

(Naaman & Alkhairi, 1991) har gjennom forsøk kommet frem til at verdien for Ω i bruddgrensetilstand er $\Omega_u = \frac{2.6}{L/d}$ for 1-punktslast og $\Omega_u = \frac{5.4}{L/d}$ for 3-punktlaster og uniform last.

Anbefalingen av verdi for bruk i den Amerikanske betongstandarden (ACI) er en betraktning til sikker side som gir følgende Ω -verdier $\Omega_u = \frac{1.5}{L/d}$ for 1-punkts-last og $\Omega_u = \frac{3.0}{L/d}$ for 3-punktlaster og jevnt fordelt last. En forutsetning for å bruke Ω_u er at kablene er i det lineært elastiske området, $\sigma_p < f_{p0,1k}$ (Naaman & Alkhairi, 1991).

4.6 Spennkraft

4.6.1 Maks spennkraft

Den største spennkraften som kablene kan bli spent med, er gitt i NS-EN 1992-1-1 pkt.

5.10.2.1 Største Spennkraft (1) *P* kraften som påføres en spennkabel P_{max} skal ikke overskride følgende verdi:

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max} \quad (4.8)$$

Der

A_p er spennarmeringens tverrsnittsareal

$\sigma_{p,max}$ er største spenning påført spennkabelen = $\min \{k_1 f_{pk}; k_2 f_{p0,1k}\}$
Iht. NA 5.10.2.1 kan faktorene k_1 og k_2 settes lik 0,8 og 0,9

4.6.2 Initiell spennkraft

Etter NS-EN 1992-1-1 pkt. 5.10.3 er det gitt en maks spennkraft etter oppspenning og forankring. Denne kraften finnes ved å ta maks oppspenningskraft P_{max} og trekke i fra de umiddelbare tapene $\Delta P_i(x)$, og bør ikke overskride følgende verdi:

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x) \quad (4.9)$$

Der

$\sigma_{pm0}(x)$ er spenningen i spennkabelen umiddelbart etter oppspenning eller kraftoverføring
= $\min \{k_7 f_p; k_8 f_{p0,1k}\}$

I henhold til NA 5.10.3 kan faktorene k_7 og k_8 settes lik 0,75 og 0,85.

Tap som skal tas hensyn til umiddelbart etter oppspenning, er låstap, friksjonstap og elastisk deformasjon etter NS-EN 1992-1-1 pkt. 5.10.5. $P_{m0}(x)$ varierer langs bjelkelengden som en funksjon av friksjonstap og låstap. Bruk av $P_{m0}(x)$ gir en mer nøyaktig verdi enn om man tar snittet av aktiv og passiv side. En gjennomsnittelig P_{m0} -verdi brukes videre i kryp-beregningene.

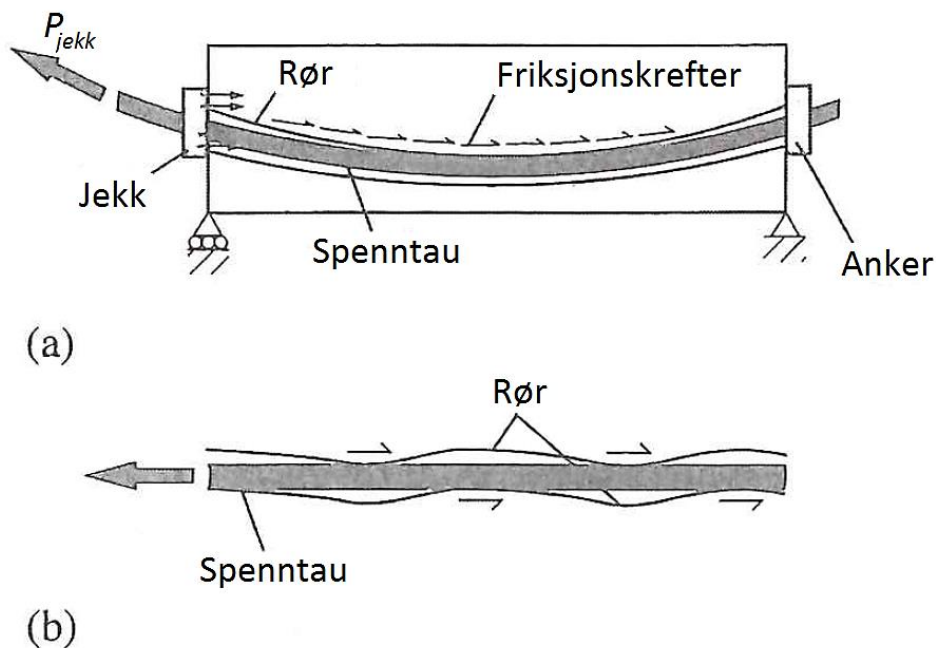
4.6.3 Friksjonstap

Ved etteroppspenning av spenntau gjennom utsparingsrør i betongkonstruksjonen, vil det oppstå friksjonskrefter som motvirker glidningen mellom spennstålet og utsparingsrøret.

Friksjonskreftene skyldes normaltrykk fra spennstålet mot utsparingsrøret på grunn av kurvatur langs utsparingsrøret. Friksjon som skyldes tiltenkt kurvatur kalles kurvatoreffekten. Se Figur 4.11 (a).

Ved rettlinjert spennarmering vil aldri utsparingsrøret ligge helt rett, da det monteres ved at det holdes på plass punktvis. Dette medfører tilleggskrumninger av utsparingsrøret som

spesifiseres av systemprodusenten. Friksjon som skyldes slike krumninger vil være avhengig av spennstållengden og kalles derfor lengdeeffekten. Se Figur 4.11 (b) (Sørensen, 2013).



Figur 4.11 Friksjonstap: (a) kurvatureffekt, (b) lengdeeffekt (OBrien, et al., 2012)

Dimensjoneringsregler for friksjonstap er gitt i NS-EN 1992-1-1 pkt. 5.10.5.2. Tapene på grunn av friksjon $\Delta P_{\mu}(x)$ i etteroppspente kabler kan beregnes ut etter ligning (4.10)

$$\Delta P(x) = P_{\max}(1 - e^{-\mu(\theta+kx)}) \quad (4.10)$$

Der

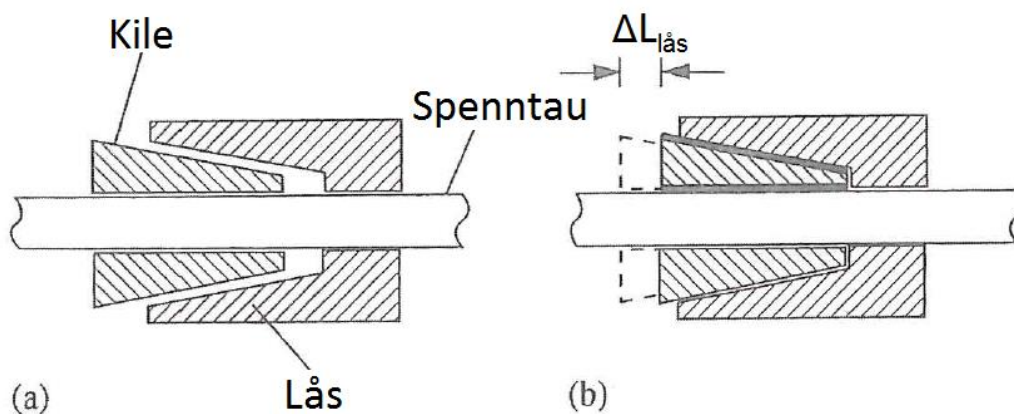
- θ er summen av vinkelendringene over an avstand x (uavhengig av retning eller fortegn)
- μ er friksjonskoeffisienten mellom spennkabelen og kabelkanalen
- k er en utilsiktet vinkelendring for innvendige spennkabler
- x er avstanden langs spennkabelen fra punktet der forspenningskraften er lik P_{\max} (kraften i den aktive enden under oppspenning)

Verdiene μ og k er gitt i den aktuelle europeiske tekniske godkjenningen. Verdien μ avhenger av overflateegenskapene for spennkabelen og kabelkanalen, forekomsten av rust, forlengelsen av spennkabelen og spennkabelens profil.

Verdien k for utilsiktet vinkelendring avhenger av kvaliteten på arbeidet, avstanden mellom understøttelsene av spennkabelen, typen kabelkanal eller strømppe som brukes og av vibreringen ved utstøpingen av betongen.

4.6.4 Låstap

Normalt brukes kilelås ved forankring av spenntau. Her låses spenntauet ved at en kile blir innført i et konisk hull rundt spenntauet, se Figur 4.12 (a). Vanligvis trykker jekken inn kilen, alternativt blir den plassert manuelt. Når jekken senker spenningene, vil det oppstå noen millimeter glidning før kreftene overføres til låsen se Figur 4.12 (b). Denne glidningen, $\Delta L_{\text{lås}}$, gir en lavere tøyning i kabelen og dermed lavere spennkraft. Dette tapet kalles låstap.



Figur 4.12 Kilelås: (a) før forankring (b) etter forankring (OBrien, et al., 2012)

Låstapet vil ikke bli jevnt fordelt over spennkabelens lengde, men vil på grunn av friksjon få et gradvis tap. Under spenning motvirker friksjonen jevn oppspenning i hele kabelen, og den samme friksjonen vil hindre at låstapet blir jevnt fordelt. Låstapet resulterer i et tøyningstap på $\varepsilon_{\text{lås}}$ ved låsen. På grunn av friksjon vil dette tapet gradvis minke og gå i null ved avstand L_d . Dermed får vi:

$$\Delta L_{\text{lås}} = \frac{1}{2} \varepsilon_{\text{lås}} L_d \quad (4.11)$$

Og tap av krefter på grunn av låstap:

$$\Delta P = \varepsilon_{\text{lås}} E_p A_p$$

$$\Delta P = \frac{2 \Delta L_{\text{lås}}}{L_d} E_p A_p \quad (4.12)$$

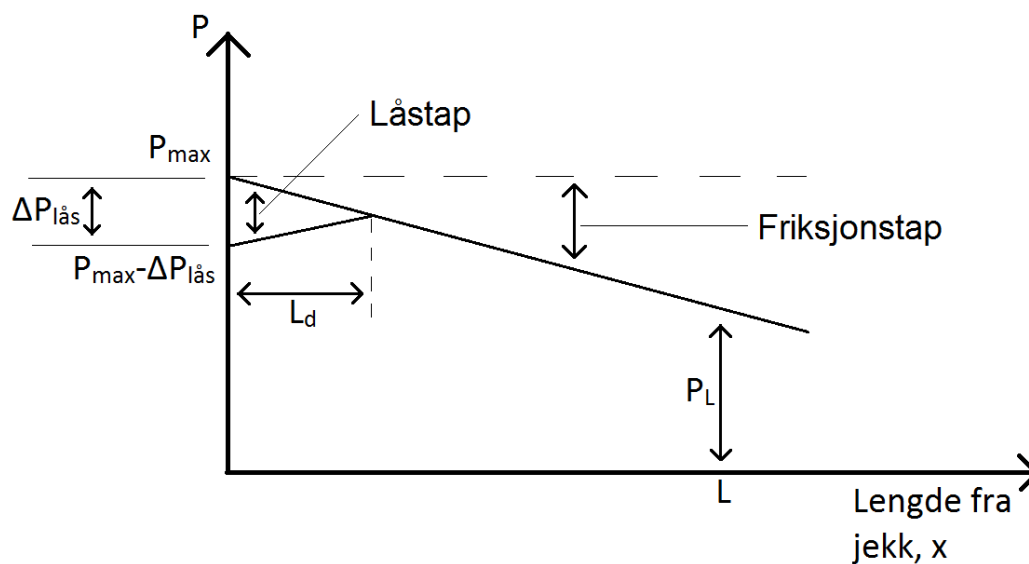
Som vist i Figur 4.13 er stigningstallet til låstapet likt friksjonstapet, bare motsatt vei. Det gir:

$$\frac{\Delta P/2}{L_d} = \frac{P_{max} - P_L}{L}$$

$$\Delta P = \frac{2(P_{max} - P_L)}{L} L_d \quad (4.13)$$

Fra ligning (4.12) og (4.13) får vi da:

$$L_d = \sqrt{\frac{\Delta L_{lås} E_p A_p}{(P_{max} - P_L)/L}} \quad (4.14)$$



Figur 4.13 Variasjon i spennkraft (OBrien, et al., 2012)

Dersom effektiv lengde for låstap L_d er større enn kabellengden, gjelder følgende formler for låstap i henholdsvis aktiv og passiv ende (Trygstad, 2001).

$$\Delta P_{Aktiv} = \frac{\Delta L_{lås} E_p A_p}{L} + (P_{max} - P_L) \quad (4.15)$$

$$\Delta P_{Passiv} = \frac{\Delta L_{lås} E_p A_p}{L} + (P_{max} - P_L) \quad (4.16)$$

4.6.5 Elastisk deformasjon av betongen

I etteroppspente konstruksjoner der alle kablene blir spent samtidig vil det ikke bli noe tap. Dette er fordi betongen deformerer seg mens etteroppspenningen pågår. Der kablene spennes suksessivt etter hverandre, vil resultatet bli et spenntap i kablene. Oppspenningen av en ny kabel vil deformere betongen og dermed gi alle foregående kabler et spenningsstap. Dette skjer ved at spenningsøkningen i betongen gitt fra spennkablene vil gi betongen en elastisk deformasjon eller forkortelse. Denne forkortelsen vil også de nærliggende og tidligere oppspente kablene få, noe vil resultere i en spenningsreduksjon i spennkablene. Dette vil kun skje der kablene går i samme utsparingsrør eller ligger nærme hverandre.

Dimensjoneringsregler for dette er gitt i NS-EN 1992-1-1 pkt. 5.10.5.1 Tap som skyldes umiddelbar deformasjon av betongen. (1) Det tas hensyn til tap i forspenningskraft som følge av betongens deformasjon og til den rekkefølgen som spennkablene spennes opp. (2) Tapet ΔP_{el} kan regnes som et midlere tap i hver spennkabel på følgende måte:

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \sum \frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \quad (4.17)$$

Der

- A_p Spennarmeringens tverrsnitts areal
 E_p Spennarmeringens elastisitetsmodul
 $\Delta \sigma_c(t)$ er endring i spenning ved tyngdepunktet for spennkabelen på tidspunkt t
 j er en faktor tilsvarende:
 $(n-1)/2n$ der n er antallet identiske spennkabler som spennes opp etter hverandre. Som en tilnærmet verdi kan j settes lik $1/2$.
 1 for endringene som skyldes permanente påvirkninger påført etter oppspenning.

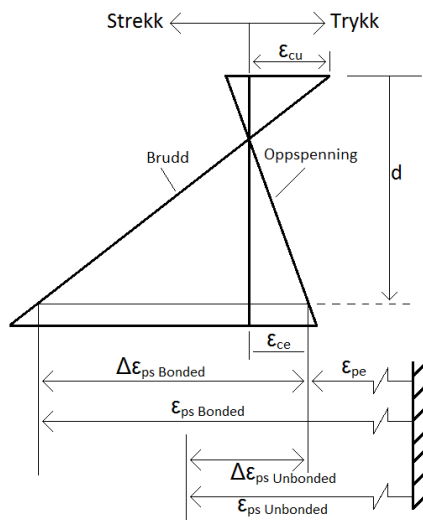
$$\Delta \sigma_c(t) = \frac{P_0}{A_c} + \frac{M_p}{I_c} y \quad (4.18)$$

Der

- P_0 er spennkraft
 A_c er arealet av betong tverrsnittet
 I_c er betong tverrsnittets 2. arealmoment
 M_p er total moment på grunn av etteroppspenning

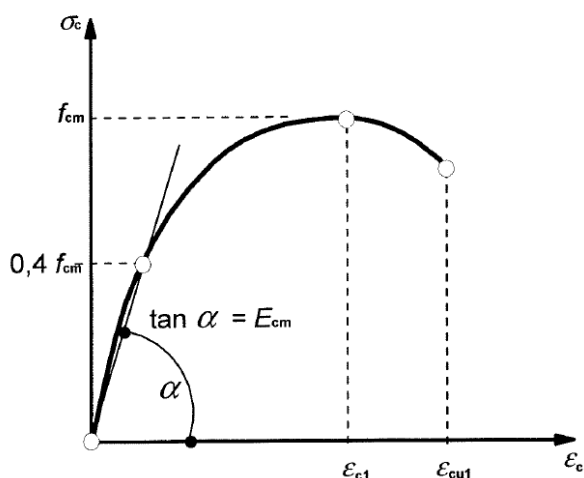
4.6.6 Spennkraft i bruddgrensetilstand

Når konstruksjonen går mot brudd vil den deformeres, noe som gjør at tverrsnittet vil få en tøyning på strekksiden. Dette fører til at spennkabelen også vil få en tilleggstøyning, som resulterer i en større spennkraft i bruddgrensetilstand.

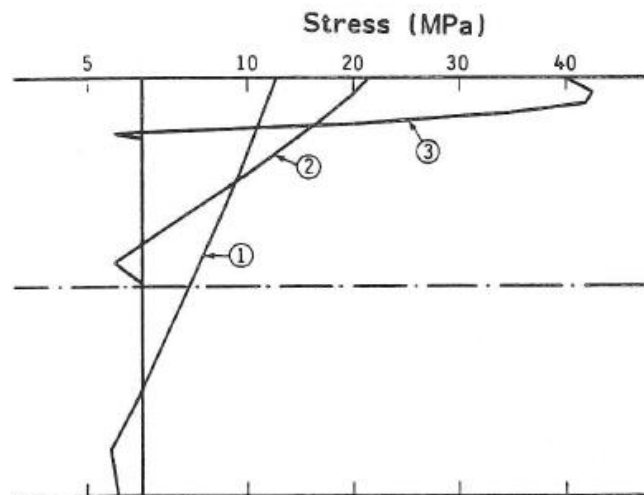


Figur 4.14 Spennings økning (Naaman, et al., 2002)

Hvordan spenningsøkningen vil foregå, er vist i Figur 4.14. Maks tøyning i spennarmeringen vil kun oppstå der betongen også er i maks tøyning. Derfor er det viktig å betrakte betongens spenning-tøyningsdiagram, se Figur 4.15. Her ser man at tøyningene først blir store nærme brudd. Når dette ses i sammenheng med Figur 4.16, kan man forstå hvor de store tøyningene vil oppstå. Disse vil ikke være lineære, men være veldig store i området rundt maks moment og bli mye mindre når momentet avtar.



Figur 4.15 Spenning-Tøyningsdiagram for betong



Figur 4.16 Spenninger i betongtversnitt ved forskjellig momentbelastning [1= 22 kNm, 2= 27 kNm, 3= 32 kNm] (Kanstad, 1990)

I konstruksjoner med spennarmering uten heft vil denne tilleggstøyningen fordeles utover kabelen. Fordelingen vil være tilnærmet jevn over hele lengden, men vil variere med tanke på friksjonskrefter. Eurokoden gir ikke noen beregningsmetode for utregning av tilleggstøyningen, og det vil derfor legges frem noen andre beregningsmetoder på dette feltet.

4.6.6.1 NS-EN 1992-1-1

Iht. NS-EN pkt. 5.10.8 (2) For forspente konstruksjonsdeler med spennkabler uten heft er det i alminnelighet nødvendig å ta hensyn til deformasjon av hele konstruksjonsdelen ved beregning av økningen av spenningen i spennstålet. Hvis det ikke foretas en detaljert beregning, kan det antas at økningen av spenningen fra den effektive forspenningen til spenning i bruddgrensetilstand er:

$$\Delta\sigma_{p,ULS} = 100 \text{ MPa} \quad (4.19)$$

Forutsatt at kablene ligger på strekksiden både i felt og over støtte.

4.6.6.2 NS 3473

NS 3473 har en beregningsmetode for å bestemme $\Delta\sigma_{p,ULS}$ den er gitt i pkt. A.9.7.3

A.9.7.3 For plater med spennvidde l minst lik femten ganger platetykkelsen, kan det antas en nedbøyning a lik $l/50$ for beregning av kapasitet for feltmomentet. Betongtøyningen i høyde med spennarmeringen antas lik 0,005. Forlengelsen av spennarmeringen kan regnes lik:

$$\Delta l = 3 \cdot \frac{a \cdot d}{l} = 0,06d \quad (4.20)$$

Ved beregning av kapasitet for støttemoment kan det tilsvarende antas en nedbøyning $a=l/50$ i begge de tilstøtende felt og en armeringsforlengelse:

$$\Delta l = 3 \cdot \frac{a_1 \cdot d_1}{l_1} + 3 \cdot \frac{a_2 \cdot d_2}{l_2} \quad (4.21)$$

Kraftøkningen beregnes med den midlere tøyningen $\Delta \epsilon_s = \Delta l / L$, der L er armeringslengden mellom forankringspunktene. Den samlede kraften i spennarmeringen som følger av dette legges til grunn ved beregning av tverrsnittenes momentkapasitet.

Ved påvisning av kapasitet for skjærkraft, bør det regnes med den forutsatte spennkraften uten tillegg på grunn av ytre laster hvis det ikke foretas en nøyaktigere beregning. Skjærkraftbrudd kan i enkelte tilfeller skje uten vesentlige nedbøyning som gir kraftøkning i armeringen.

Metoden i NS 3473 er en metode som er angitt i anbefalinger fra Federation Internationale de la Precontrainte (FIP). Denne metoden er basert på at man i bruddgrensetilstand vil oppnå en maksimal nedbøyning, som kan antas ved beregningen. Forlengelsen kan da bestemmes geometrisk, med noen videre antakelser og forenklinger (Strømme, 1993).

Metoden er tilsvarende en metode gitt i DIN 4227 (Deutsches Institut für Normung).

4.6.6.3 Eksperimentell metode

Det har blitt gjennomført flere undersøkelser om hvordan spennkraftøkningen i bruddgrense vil skje. Som tidligere nevnt i kapittel 4.5 er en av de mest omfattende gjennomført av (Naaman & Alkhairi, 1991) og videre brukt i (Naaman, et al., 2002) til å finne en anbefalt beregningsmetode. Denne beregningsmetoden er laget som et forslag til utbedring av det som blir brukt i Amerikansk betongstandard (ACI).

$$\sigma_{pu.n} = \sigma_{pe} + \Omega_u \cdot E_p \cdot \epsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d_p}{c} - 1 \right) \cdot \frac{L_1}{L_2} \quad (4.22)$$

Der

σ_{pn}	forspenning ved brudd
σ_{pe}	effektiv forspenning
E_p	elastisitets modul spennstål
ϵ_{cu}	betongens brudd tøyning
d_p	avstand fra ytterste trykk fiber til spennarmering
c	dybde til nøytralakse ved nominell bøyemotstand
L_1	belastet lengde
L_2	total lengde på kabel

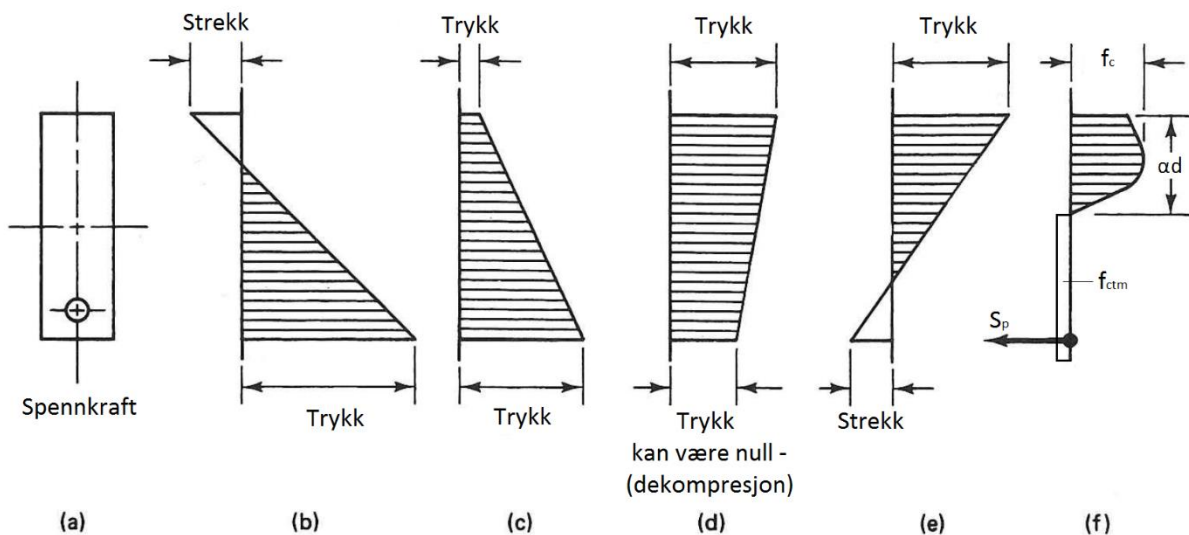
Ω_u	$3/(L/d)$ for jevnt fordelt eller trepunkts last
Ω_u	$1.5/(L/d)$ for ett- punkts last midt på felt

For kontinuerlige konstruksjoner er det nødvendig å gjøre beregninger med formel (4.22) for hver bruddlinje. For beregninger over støtte brukes gjennomsnittslengden av de tilstøtende felt.

Metoden tar utgangspunkt i en vanlig lineær beregning av spenningsøkningen i spennarmeringen ved full heft, og innfører en faktor Ω for å redusere kreftene til det som vil være tilfelle uten heft.

4.7 Betongspenninger

De forskjellige spenningstilstandene er vist i Figur 4.17.



Figur 4.17 Spenningsfordeling (a) Bjelketverrsnitt (b) Oppspenningstilstand (c) Oppspenning og egenlast (d) Oppspenning og alle permanente laster (e) Oppspenning og full nyttelast (f) Bruddgrense (Nawy, 2010)

4.7.1 Krav

Krav til spenningsbegrensning i bruksgrense blir gitt av NS-EN 1992-1-1 pkt. 7.2

Spenningsbegrensning. Der stilles det krav til at trykkspenningen i betongen skal begrenses for å unngå riss i lengderetningen, mikroriss eller store krypdeformasjoner som kan medføre uakseptable virkninger på konstruksjonens funksjon.

Spenningsbegrensning ved oppspenning er gitt i NS-EN1992-1-1 pkt. 5.10.2.2. Betongens fasthet ved påføring eller overføring av spennkraft skal ikke være mindre enn tillatt verdi i henhold til NS-EN 1992-1-1. Det gis imidlertid en mulighet for reduksjon av fasthetskravet dersom spennkraften i en enkelt spennkabel påføres trinnvis.

I henhold til NS-EN1992-1-1, 5.10.2.2(5). Betongens trykkspenning i konstruksjonen som følge av forspenningskraften og andre belastninger som virker på tidspunktet for oppspenning eller overføring av forspenning, bør begrenses til følgende verdi:

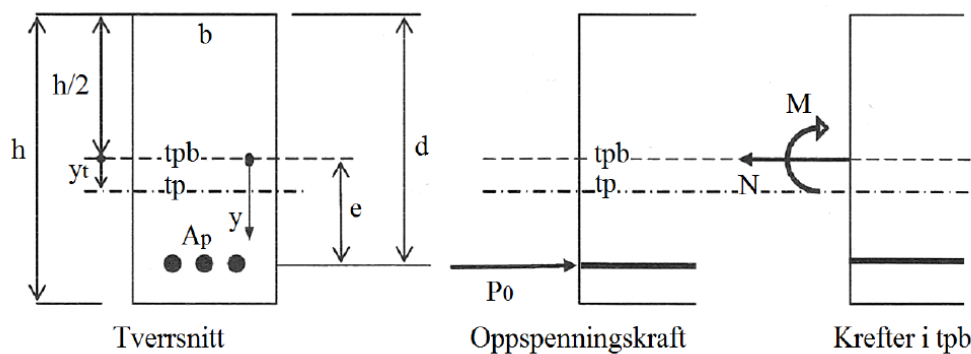
$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck}(t) \quad (4.23)$$

Der

$f_{ck}(t)$ er karakteristisk trykkfasthet for betongen på tidspunkt t når forspenningskraften påføres.

4.7.2 Stadium I

Utregning av betongspenninger er avhengig av om tverrsnittet risser eller ikke. I Stadium 1 (urisset) regnes de opptredende betongspenninger som vist i formel (4.24).



Figur 4.18 Betongtverrsnitt påkjent av aksialkraft og moment (Sørensen, 2013)

$$\sigma_c(y) = -\frac{P(x)}{A_c} + \frac{M_p}{I} \cdot y + \frac{M_{g+q}}{I} \cdot y \quad (4.24)$$

Der:

$P(x)$ er forspenningskraft

A_c er betongtverrsnitt

M_p er primærmomentet på grunn av forspenning

M_{g+q} er momenter på grunn av egenlast og nyttelast

I er 2. arealmoment

y er avstand til kontrollpunkt

4.7.3 Rissmoment

Betongen vil risse når den blir belastet med mer enn f_{ctm} i strekk. Ved å skrive om formel (4.24) ender vi opp med en likning som gir det kritiske moment, M_{cr} . M_{cr} gir da totalmomentet tverrsnittet risser ved.

$$M_{cr} = M_{g+q} + M_p = \frac{P(x)}{A_c} \cdot \frac{I}{y} + f_{ctm} \cdot \frac{I}{y} \tag{4.25}$$

Der

$P(x)$ er spennkraft redusert for tap

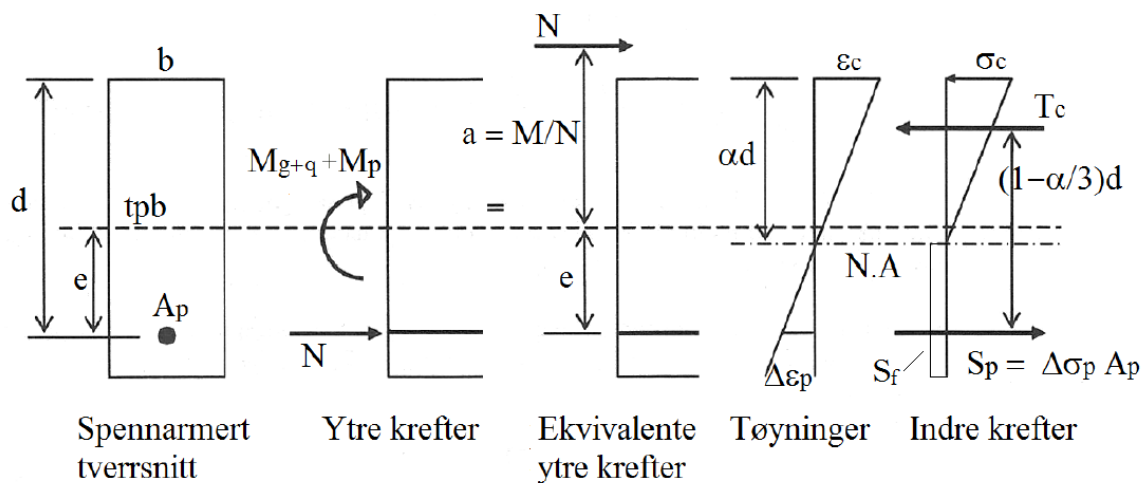
A_c er betongarealet som spennkraften fordeler seg til

f_{ctm} er betongens strekkkapasitet

4.7.4 Stadium II

Beregningen av betongspenningene i Stadium II er mer kompleks. For et spennarmert tverrsnitt, med kombinert aksialkraft og moment, vil bøyestivheten i Stadium II endre seg med størrelsen av momentet. Siden bøyestivheten varierer med momentet, må alle lastvirkningene slås sammen til en kombinasjon av M og N, og en midlere E-modul for betongen som tar hensyn til en blanding av kort- og langtidsvirkninger benyttes.

Betongspenningene kan beregnes ved å sette opp aksiallikevekt og momentlikevekt for tverrsnittet for så å sette de lik hverandre.



Figur 4.19 Spennarmert betongtverrsnitt i Stadium II m/fiberbidrag (Sørensen, 2013)

Aksiallikevekt gir:

$$T_c - S_f - \Delta S_p = N$$

$$\frac{1}{2} \alpha d b \sigma_c - (h - \alpha d) b f_{f tk.res.2.5} - \Delta \sigma_p A_p = N$$

$$\frac{1}{2} E_{\text{middel}} \varepsilon_c \alpha d b - (h - \alpha d) b f_{ftk.res.2.5} - E_p \Delta \varepsilon_p A_p = N$$

Innfører:

$$\eta = \frac{E_p}{E_{\text{middel}}}$$

$$\rho = \frac{A_p}{bd}$$

$$\Delta \varepsilon_p = \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) \varepsilon_c$$

Gir følgende ligning for aksiallikevekt:

$$\sigma_{c,A} = \frac{N + f_{ftk.res.2.5}(h - \alpha d)b}{bd} \cdot \frac{1}{\frac{1}{2}\alpha - \eta\rho \frac{1 - \alpha}{\alpha}} \quad (4.26)$$

Momentlikevekt om spennarmeringstygndepunktet:

$$N(e + a) = T_c \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) d - f_{ftk.res.2.5}(h - \alpha d)b \left(\frac{h - \alpha d}{2} - (h - d) \right)$$

$$\frac{1}{2} \sigma_c \alpha d b \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) d = N(e + a) + f_{ftk.res.2.5}(h - \alpha d)b \left(\frac{h - \alpha d}{2} - (h - d) \right) \quad (4.27)$$

Gir følgende ligning for momentlikevekt:

$$\sigma_{c,M} = \frac{2N(e + a) + f_{ftk.res.2.5}(h - \alpha d)b(-h + (2 - \alpha)d)}{\alpha d b \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) d} \quad (4.28)$$

Der

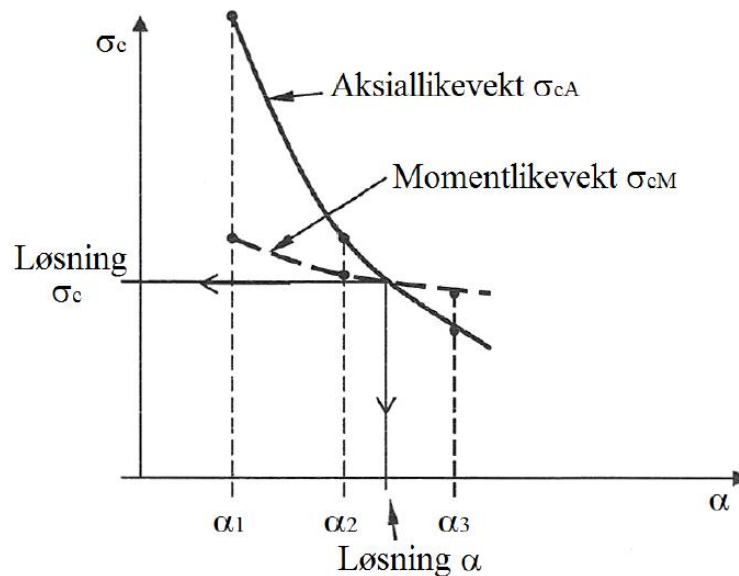
N er effektiv spennkraft

M er total lastvirkning, $M = M_{g+q} + M_p$

Ligningene (4.26) og (4.28) har σ_c og α som ukjente. Disse ligningene kan løses på hensyn av σ_c og α enten grafisk, se Figur 4.20, eller ved bruk av avansert kalkulator/dataprogram (for eksempel Mathcad).

Dette er formel for armering med heft. For å kunne bruke de for uninjerte kabler er man nødt til å sette inn tøyingsfaktoren Ω . Den settes inn i formel (4.26) i andre leddet under andre brøkstreken, se formel (4.29).

$$\sigma_{c,A} = \frac{N + f_{ftk.res.2.5}(h - \alpha d)b}{bd} \cdot \frac{1}{\frac{1}{2}\alpha - \Omega \cdot \eta \rho \frac{1 - \alpha}{\alpha}} \quad (4.29)$$



Figur 4.20 Grafisk løsning av trykkspenningen (Sørensen, 2013)

4.8 Tidsavhengige tap

4.8.1 Kryp

Betong som påkjennes av trykk over lang tid, vil fortsette å trykkes sammen utover den momentane sammentrykningen når lasten påføres. Denne tilleggsdeformasjonen kalles kryp (Sørensen, 2013). Beregning av kryptall er gjort etter NS-EN 1992-1-1 Tillegg B1:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (4.30)$$

Der

φ_{RH} er en faktor som skal ta hensyn til virkningen av relativ fuktighet på det normerte kryptallet.

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

$\beta(t_0)$ er en faktor som skal ta hensyn til virkningen på det normerte kryptallet av betongens alder ved

På grunn av kryp vil vi få en langtids E-modul som er redusert i forhold til den opprinnelige, se formel (4.31).

$$E_{CL} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} \quad (4.31)$$

For injiserte kabler transformerer man tverrsnittet for å finne riktig arealtreghetsmoment. For uninjisererte kabler er det derimot ikke nødvendig å transformere tverrsnittet.

Det er her valgt å se på både beregninger med og uten heft for å kunne sammenligne.

Moment på grunn av kort- og langtidslaster:

$$M = \frac{(G_k + P_k) \cdot L^2}{8} \quad (4.32)$$

$$M_t = -M_{p.red} \cdot \eta + M \quad (4.33)$$

Der

G_k	Er karakteristisk egenlast
P_k	Er kort-/lang-tids karakteristisk nyttelast
$M_{p.red}$	Er redusert primærmoment
η	Er antall kabler
M_t	Er totalmoment

4.8.1.1 Beregninger med heft

For å finne spenningsendringene i spennarmeringen, finner man tøyningen i betongen på samme sted som tyngdepunktet til spennarmeringen. For spennarmering med heft vil tøyning av betong og armering bli det samme i dette punktet.

$$\sigma_{ct} = \frac{-P_{m0}}{A_t} + \frac{M_t}{I_t} \cdot (e - y_t) \quad (4.34)$$

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_{ct}}{E_{cm}} \quad (4.35)$$

Tøyningene i kablene blir da:

$$\Delta\varepsilon_p = \varepsilon_c \quad (4.36)$$

Det brukes da Hookes' lov: $\Delta\sigma_p = \Delta\varepsilon_p \cdot E_p$, og regner ut spenningsendringene for kort og lang tid.

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{pk.heft} &= \Delta\varepsilon_{pk.heft} \cdot E_p \\ \Delta\sigma_{pl.heft} &= \Delta\varepsilon_{pl.heft} \cdot E_p\end{aligned}\quad (4.37)$$

Fordi langtidsendringen «starter» etter korttidsendringen, trekker man ifra korttidsendringen.

$$\Delta\sigma_{pkryp.heft} = \Delta\sigma_{pL.heft} - \Delta\sigma_{pk.heft} \quad (4.38)$$

Det prosentvise tapet på grunn av kryp med heft blir:

$$\%_{\text{tap.kryp.heft}} = \frac{\Delta\sigma_{p.kryp.heft}}{\sigma_{pm}} \quad (4.39)$$

4.8.1.2 Beregninger uten heft

For å finne spenningsendringene i spennarmeringen, finner man tøyningen i betongen på samme sted som tyngdepunktet til spennarmeringen.

$$\sigma_{ct} = \frac{-P_{m0}}{A_{c.N}} + \frac{M_t}{I_c} \cdot e \quad (4.40)$$

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_{ct}}{E_{cm}} \quad (4.41)$$

For armering uten heft vil ikke tøyningen i kablene være den samme som i betongen i høyde med armeringen. Det må derfor brukes en reduksjonsfaktor Ω , se kapittel 4.5.

Tøyningene i kablene blir da:

$$\Delta\varepsilon_p = \Omega \cdot \varepsilon_c \quad (4.42)$$

Det brukes da Hookes' lov: $\Delta\sigma_p = \Delta\varepsilon_p \cdot E_p$, og regner ut spenningsendringene for kort og lang tid.

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{pk} &= \Delta\varepsilon_{pk} \cdot E_p \\ \Delta\sigma_{pl} &= \Delta\varepsilon_{pl} \cdot E_p\end{aligned}\quad (4.43)$$

Fordi kryp skjer over lang tid, trekker man ifra korttidsendringen.

$$\Delta\sigma_{pkryp} = \Delta\sigma_{pL} - \Delta\sigma_{pk} \quad (4.44)$$

Det prosentvise tapet på grunn av kryp uten heft blir:

$$\%_{\text{tap.kryp}} = \frac{\Delta\sigma_{p.kryp}}{\sigma_{pm}} \quad (4.45)$$

4.8.2 Svinn

Svinn er tøyning i betongen som følge av uttørking. Svinn er, i motsetning til kryp, uavhengig av lastnivå. Total svinntøyning består av to bidrag; uttørkingssvinn (4.47) og autogent svinn (4.48). Uttørkingssvinnet utvikler seg langsomt siden det er avhengig av fukttransport gjennom herdet betong, mens det autogene svinnet utvikler seg med betongens fasthetsutvikling og skjer derfor på et tidlig stadium etter utstøyping (Sørensen, 2013). Beregning av svinntøyning er gjort etter NS-EN 1992-1-1 pkt. 3.1.4. Uttørkingssvinn er gjort etter Tillegg B2 og 3.1.4(6), og autogent svinn er gjort etter 3.1.4(6)

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (4.46)$$

der

$$\varepsilon_{cd} = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot kh \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (4.47)$$

og

$$\varepsilon_{ca} = \beta_{da}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (4.48)$$

Fordi t er høy (lang levetid) vil beta-verdiene i uttrykkene for uttørkingssvinn og autogent svinn bli lik 1.

Tøyningene på grunn av svinn blir:

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn} = \varepsilon_{cs} \cdot \frac{N_s}{E_{middel} \cdot A_{tl}} + \frac{N_s \cdot e}{E_{middel} \cdot I_{tl}} \quad (4.49)$$

$$\Delta\sigma_{p.svinn} = \Delta\varepsilon_{p.svinn} \cdot E_p \quad (4.50)$$

$$\%_{\text{tap.svinn}} = \frac{\Delta\sigma_{p.svinn}}{\sigma_{pm}} \quad (4.51)$$

4.8.3 Relaksasjon

Med relaksasjon menes det spenningsfall som vil oppstå når stålet utsettes for en konstant tøyning i lang tid (Sørensen, 2013). Beregning av relaksasjon er gitt i NS-EN 1992-1-1 pkt.

3.3.2. Spennarmeringen skal klassifiseres etter relaksasjonsegenskapene. Standarden har definert tre klasser.

1. Klasse 1 tråd eller tau, vanlig relaksasjon
2. Klasse 2 tråd eller tau, lav relaksasjon
3. Klasse 3 varmvalsede og bearbejdede stenger

I denne oppgaven er spennarmeringen i klasse 2. For klasse 2 gir standarden $\rho_{1000}=2.5\%$

$$\Delta\sigma_{pr} = 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1\mu\left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)}} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi} \quad (4.52)$$

Der

$\Delta\sigma_{pr}$ er absolutt verdi av relaksasjonstapet i forspenningen

σ_{pi} ved etteroppspenning er σ_{pi} den absolutte verdien av den initielle forspenningen

$$\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$$

t er tiden etter oppspenning (i timer). Langtidsverdien kan settes til 500 000 timer (omtrent 57 år)

μ σ_{pi}/f_{pk} , der f_{pk} er den karakteristiske verdien av strekkfastheten for spennstålet

ρ_{1000} er verdien for relaksasjonstap (i prosent) 1000 timer etter oppspenning og med middeltemperatur på 20 °C.

Prosentvis tap på grunn av relaksasjon blir:

$$\%_{tap,rel.l} = \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pm}} \quad (4.53)$$

4.8.4 Samlet tidsavhengig tap

$$\%_{tap_{k.s.r}} = \%_{tap.kryp} + \%_{tap.svinn} + \%_{tap,rel.l} \quad (4.54)$$

4.8.5 Forenklet metode

En forenklet metode for å beregne tidsavhengige tap ved posisjon x for permanente laster er gitt i NS-EN 1992-1-1 pkt. 5.10.6.

$$\begin{aligned} \Delta P_{c+s+r} &= A_p \Delta\sigma_{p,c+s+r} \\ &= A_p \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8\Delta\sigma_p \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} (1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2) [1 + 0,8\varphi(t, t_0)]} \end{aligned} \quad (4.55)$$

Der

$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ er absoluttverdien av spenningsendringen i spennkabelen forårsaket av kryp,

	<i>svinn og relaksasjon ved posisjon x på tidspunkt t.</i>
ϵ_{cs}	<i>er den beregnede svinntøyningen etter 3.1.4(6) uttrykt som absolutt verdi.</i>
E_p	<i>er elastisitetsmodulen for spennstål, se 3.3.6(2).</i>
E_{cm}	<i>er elastisitetsmodulen for betong (tabell 3.1)</i>
$\Delta\sigma_{pr}$	<i>er absoluttverdien av spenningsendringen i spennkabelen ved posisjon x på tidspunkt t som skyldes relaksasjon i spennstålet. Den bestemmes for en spenning $\sigma_p = \sigma_p(G+Pm0+\psi2Q)$, der $\sigma_p = \sigma_p(G+Pm0+\psi2Q)$ bestemmes ut fra den initielle spenningen i spennkabelen fra opprinnelig oppspenning og lastsituasjonen tilnærmet permanente påvirkninger.</i>
$\varphi(t, t_0)$	<i>er kryptallet på tidspunkt t forutsatt lastpåføring på tidspunkt t_0.</i>
$\sigma_{c,QP}$	<i>er spenningen i betongen ved spennkablene forårsaket av egenvekt og initiell forspenning og andre tilnærmet permanente påvirkninger der det er aktuelt. Verdien av $\sigma_{c,QP}$ kan beregnes på grunnlag av deler av egenvekten og initiell forspenning eller på q grunnlag av en fullstendig kombinasjon av tilnærmet permanente påvirkninger ($\sigma_p(G+Pm0+\psi2Q)$), avhengig av hvilken fase byggingen som betraktes.</i>
A_p	<i>er arealet av alle spennkabler ved posisjonen x.</i>
A_c	<i>er arealet av betongtverrsnittet.</i>
I_c	<i>er betongtverrsnittets arealtreghetsmoment.</i>
z_{cp}	<i>er avstanden mellom betongtverrsnittets tyngdepunkt og spennkablene.</i>

Tap etter forenklet metode blir:

$$\%_{\text{tap.enkel}} = \frac{\Delta\sigma_{p.c.s.r}}{\sigma_{pm}} \quad (4.56)$$

4.8.6 Stadium II, risset tverrsnitt

Utregninger for trykksonehøyde vises i kapittel 4.7.4.

Fordi det oppstår riss, vil man få redusert 2.arealmomentet til dekket. Dermed blir tverrsnittshøyden byttet ut med trykksonehøyde. I risset tilstand er det bare betong i trykk som skal regnes med.

Tap i stadium II blir:

$$\sigma_c = \sigma_{c.M}(\alpha_n) \quad (4.57)$$

$$\epsilon_{c.n} = \frac{\sigma_c}{E_{\text{middel}}} \quad (4.58)$$

$$\Delta\varepsilon_p = \frac{\varepsilon_{c.n} \cdot (1 - \alpha_n)}{\alpha_n} \quad (4.59)$$

$$\Delta\sigma_p = (\Delta\varepsilon_p)E_p \quad (4.60)$$

$$\varepsilon_{ckk} = \frac{1 - \alpha_n}{\alpha_n} \cdot \frac{\sigma_c}{E_{cm}} \quad (4.61)$$

$$\Delta\varepsilon_{pl} = \Delta\varepsilon_p - \varepsilon_{ckk} - \varepsilon_{cs} \quad (4.62)$$

$$\Delta\sigma_{pl} = \Delta\varepsilon_p \cdot E_p - \Delta\sigma_{pr.l} \quad (4.63)$$

$$\%_{\text{tap.risset}} = \frac{\Delta\sigma_{pl}}{\sigma_{pm.x}} \quad (4.64)$$

4.9 Rissvidde

Formelen for rissvidde er gitt i NS-EN 1992-1-1 pkt. 7.3.4.

(1) Rissvidden w_k kan beregnes ut fra uttrykk (4.65)

$$w_k = s_{r.\max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (4.65)$$

Der

$s_{r.\max}$ Er største rissavstand

ε_{sm} Er midlere tøyning i armeringen for den aktuelle lastkombinasjonen, inkludert virkningen av påførte deformasjoner der det tas hensyn til virkningene av stivhetsøkning fra betong i samme nivå som tas i betraktning

ε_{cm} Er midlere tøyning i betongen mellom riss

I NS-EN 1992-1-1 pkt. 7.3.4 (3) gir beregningsmetoder for utregning av $s_{r.\max}$ for tverrsnitt med armering med heft og for tverrsnitt med armering uten heft. I denne oppgaven er det armering uten heft. Derfor vises det kun denne beregningsmetoden.

Der senteravstanden mellom armeringen med heft overskrider $5(c+\phi/2)$ eller der det ikke er armering med heft i strekksonen, kan en øvre verdi for rissvidden finnes ved å anta en største rissavstand:

$$s_{r,max} = 1.3 \cdot (h - x) \quad (4.66)$$

Der

h Tverrsnittshøyden

x Trykksonehøyden

I henhold til NS-EN 1992-1-1 pkt. 7.3.4 (2).

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (4.67)$$

Der

σ_s Er spenningen i strekkarmeringen under forutsetning av et opprisset tverrsnitt. For førøppspente konstruksjonsdeler kan σ_s erstattes av $\Delta\sigma_p$, spenningsendringen i spennkablene i forhold til null-tøyningstilstanden for betongen i samme nivå

α_e Er forholdet mellom E_s/E_{cm}

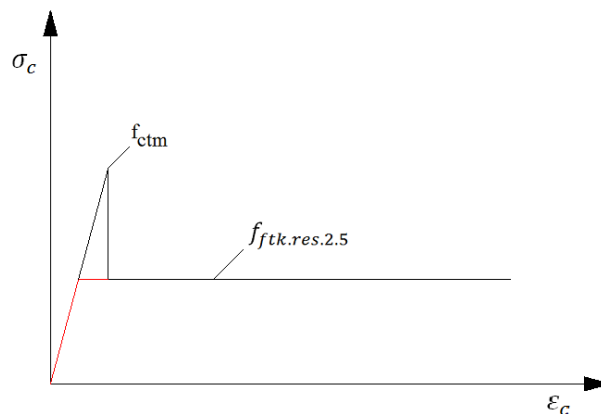
$\rho_{p,eff}$ $(A_s + \xi_1^2 A_p')/A_{c,eff}$

ξ_1 i overensstemmelse med uttrykk (7.5)

k_t =0.6 for kortvarig belastning

=0.4 for langvarig belastning

Formel (4.67) passer ikke for tverrsnitt med armering uten heft da det andre leddet over brøkstreken i formelen vil (4.67) gå bort når det ikke er heft. Tøyningene som trengs i formel (4.65) kan regnes ut ved bruk av elastisitetsteori. Da er ε_{sm} midlere tøyning i høyde med armeringen og kan beregnes i en Stadium II beregning, se kapittel 4.7.4. ε_{cm} er midlere tøyning i betongen mellom riss. På grunn av usikkerhet rundt beregningene velges den røde linjen i Figur 4.21. Dermed settes ε_{cm} til $f_{ftk.res.2.5}/E_{cm}$, noe som er konservativ vurdering. Spenningen i risset er $f_{ftk.res.2.5}$, så spenningene mellom rissene er minst det samme.



Figur 4.21 Forenklet tøyningsdiagram for betongtverrsnittet

Den nye formelen for rissvidde blir da:

$$w_k = s_{r,max} \cdot \left(\varepsilon_{sm} - \frac{f_{ftk,res.2.5}}{E_{Cm}} \right) \quad (4.68)$$

Den nye formelen for rissvidde er ikke forankret i noe litteratur, men en tolkning av hvordan formlene i NS-EN 1992-1-1 vil kunne brukes for etteroppspent fiberarmert flatdekke uten slakkarmering.

4.10 Nedbøyning

I følge NS-EN 1992-1-1 pkt. 7.4.1(4) bør ikke nedbøyning i en plate for tilnærmet permanente laster overskride 1/250 av spennvidden.

Siden fordeling av momentene i tverretning av flatdekkestripene ved den ekvivalente rammeanalysen for bruddgrensetilstanden er tilpasset elastisitetsteoriløsning, kan de samme fordelingsantagelsene benyttes for beregninger i bruksgrensetilstanden.

Videre vil det aktuelle lasttilfellet for kontroll etter EC2. 7.4.1(1) være permanent last i alle felt, siden EC2 ikke angir noe grense for maksimal nedbøyning som også inkluderer korttidsandelen av lastene (Sørensen, 2013).

For å få en mer nøyaktig nedbøyningsberegning, deler man spennet opp i en urisset del og en risset del. Den rissede delen vil få et redusert 2.arealmoment som er avhengig av trykksonehøyden.

Trykksonehøyden varierer med størrelsen på opptredende moment, så fremt momentet er over M_{cr} .

2.arealmoment for urisset og risset tilstand blir:

$$I_{c,urisset} = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (4.69)$$

$$I_{c,risset} = \frac{b(\alpha_n \cdot d)^3}{12} \quad (4.70)$$

Der

$\alpha_n \cdot d$ er trykksonehøyden.

4.10.1 Ekvivalent rammemetode

I denne beregningsmetoden kan fordeling av moment gjøres etter (Norsk Betongforening, 2013) som vist på Figur 4.7 *Ekvivalente rammer*. Stripebreddene er lengden av spennet i tverretningen.

$$m_s = \frac{M_s}{L} \quad (4.71)$$

$$m_f = \frac{M_f}{L} \quad (4.72)$$

I henhold til Figur 4.8 *Fordeling av momenter mellom felt- og søylestriper* skal dekket deles inn i en søylestripe og en feltstripe. I dekker hvor konsentrerte kabler danner en bjelkestripe, vil jevnt fordelte kabler i tverretningen danne en enveisplate som ikke får denne momentfordelingen. I beregningsmetoden under blir det vist bjelkestripe i x-retning og jevnt fordelte kabler i y-retning.

Fordeling av støttemoment blir som følger:

$$m_{x.i.søyle} = 1.8 \cdot m_{x.s} \quad (4.73)$$

$$m_{x.y.søyle} = 1.2 \cdot m_{x.s} \quad (4.74)$$

$$m_{x.f.søyle} = 0.5 \cdot m_{x.s} \quad (4.75)$$

Der

$m_{x.i.søyle}$ er fordeling av støttemoment i indre søylestripe.

$m_{x.y.søyle}$ er fordeling av støttemoment i ytre søylestripe.

$m_{x.f.søyle}$ er fordeling av støttemoment i feltstripen.

Fordeling av feltmoment blir som følger:

$$m_{x.s.felt} = 1.2 \cdot m_{y.f} \quad (4.76)$$

$$m_{x.f.felt} = 0.5 \cdot m_{y.f} \quad (4.77)$$

Der

$m_{x.s.felt}$ er fordeling av feltmoment i søylestripen.

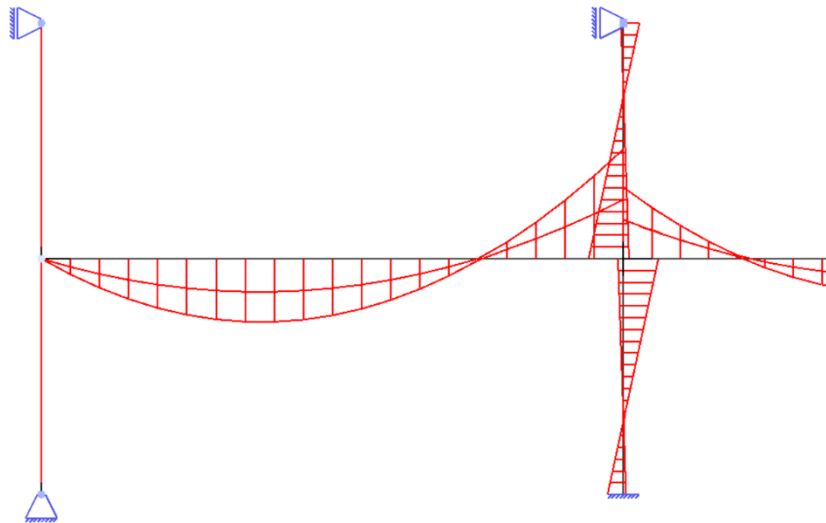
$m_{x.f.felt}$ er fordeling av feltmoment i feltstripen.

Videre brukes det største momentet fra støttemoment og feltmoment, $m_{søyle}$, og m_{felt} . I retningen med jevnt fordelte kabler vil søyle- og feltmomentene bli:

$$m_{y.søyle} = m_{y.s} \quad (4.78)$$

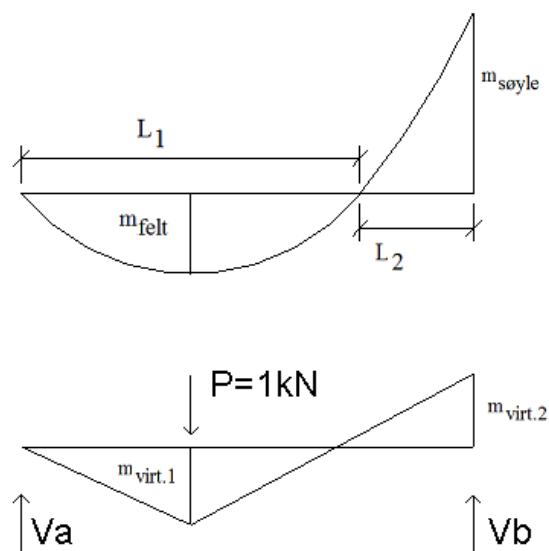
$$m_{y.felt} = m_{y.f} \quad (4.79)$$

Beregningene gjøres etter metoden i (Sørensen, 2013), der man tar i bruk enhetslastmetoden. Focus Konstruksjon kan brukes til å finne momentene som opptrer på dekket. Videre brukes moment per meter bredde. Forenklet sees det kun på det kritiske feltet med tilstøtende opplager/søyler.



Figur 4.22 Vanlig momentdiagram i Focus for ytterfelt

Enhetslasten blir påsatt i punktet med størst moment i felt (der man får størst nedbøyning). Se Figur 4.23.



Figur 4.23 Enhetslast for ytterfelt med fritt opplagt og fast innspent opplager

Ved å se på det kritiske feltet, er det enkelt å bruke enhetslastmetoden til å regne nedbøyning. Momentnullpunktet i det faktiske momentdiagrammet og det virtuelle momentdiagrammet faller ikke nødvendigvis på samme plass, men det er såpass lite at det kan neglisjeres.

For å få en mer nøyaktig nedbøyning, tas det hensyn til ulik stivhet i risset og urisset tverrsnitt. Utbredelsen av riss tas høyde for i formlene, og man bruker redusert 2.arealmoment i området med riss. Ved å ta i bruk hurtigintegrasjonsformler, blir uttrykket for nedbøyning slik.

$$\delta_{x.s} = \left[\begin{array}{l} (2 \cdot \frac{5}{12} \cdot m_{felt} \cdot m_{virt.1} \cdot L_1 + (1 - x_{riss}) \cdot \frac{1}{4} \cdot m_{søyle} \cdot m_{virt.2}) \\ \cdot L_2 \cdot \frac{1}{E_{middel} \cdot I_c} + x_{riss} \cdot \frac{1}{4} \cdot m_{søyle} \cdot m_{virt.2} \cdot L_2 \cdot \frac{1}{E_{middel} \cdot I_{c.red}} \end{array} \right] \quad (4.80)$$

og

$$\delta_{y.f} = \left[\begin{array}{l} (2 \cdot \frac{5}{12} \cdot m_{felt} \cdot m_{virt.1} \cdot L_1 + (1 - x_{riss}) \cdot \frac{1}{4} \cdot m_{søyle} \cdot m_{virt.2}) \\ \cdot L_2 \cdot \frac{1}{E_{middel} \cdot I_c} + x_{riss} \cdot \frac{1}{4} \cdot m_{søyle} \cdot m_{virt.2} \cdot L_2 \cdot \frac{1}{E_{middel} \cdot I_{c.red}} \end{array} \right] \quad (4.81)$$

Der

x_{riss} er størrelsen på det rissede området i spennet innenfor L_2 fra Figur 4.23

$I_{c.red}$ er 2.arealmoment for risset tverrsnitt

Total nedbøyning for søylestripe i x-retning, og feltstripe i y-retning.

$$\delta_{tot} = \delta_{x.s} + \delta_{y.f} \quad (4.82)$$

Summen av nedbøyning i søyle- og feltstripe skal ikke overskride krav til nedbøyning fra EC2.

$$Krav\ nedbøyning = \frac{L_x + L_y}{2 \cdot 250} \quad (4.83)$$

4.11 Moment kapasitet

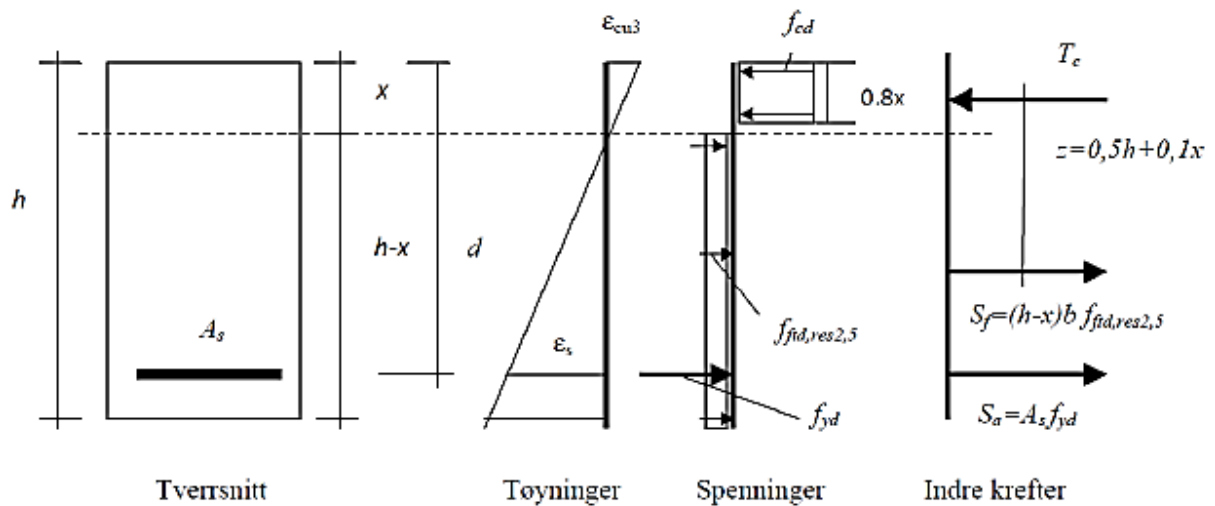
4.11.1 Elastisitetsteori

Lineær elastiske metoder for analyser er basert på antagelser om at deformasjonen er proporsjonal med den påførte lasten (lineær) og at deformasjonen vil forsvinne når man fjerner lasten (elastisk). Ifølge Navier/Bernoulli og Kirchhoffs hypotese forblir plane tverrsnitt plane og normale til middelflaten under bøyning. Lineært elastiske metoder er veldig viktig for studeringen av ytelsen til konstruksjonen påført av relativt små laster, i praksis bruksgrensetilstand. Det blir også brukt i bruddgrensetilstand, men det vil ikke være gjeldende når materialet går over i en ikke-lineær oppførsel (OBrien, et al., 2012). Ved bruk av lineær elastiske metoder vil man få konservative resultater i bruddgrense. Da det er en enkel metode å regne på er den veldig utbredt.

4.11.2 Elastisk momentkapasitet

Metoden som er brukt for å regne elastisk momentkapasitet inkludert fiber er hentet fra (Kanstad, et al., 2011).

- Det skal påvises at konstruksjonsdelen bærer den dimensjonerende lasten med samvirke mellom stangarmering og stålfiber.
- Den konvensjonelle armeringens arbeidsdiagram er forutsatt å følge retningslinjene i Eurocode 2 punkt 3.2.7.
- Betongens trykksone skal karakteriseres ved bestemmelse gitt i Eurocode 2 pkt. 3.1.7.
- Strekkapasiteten i fiberbetongen kan medtas som vist i Figur 4.24, med konstant spenning over strekksonehøyden.
- Ved beregning av kapasiteten skal trykksonehøyden bestemmes ved hjelp av aksiell likevekt $T_c = S_f + S_a$ iht. Figur 4.24
- Momentkapasiteten kan deretter bestemmes ved å ta likevekt om trykkresultantens angrepspunkt som $M_{Rd} = S_f(0.5h + 0.1x) + S_a(d - 0.4x)$ (Kanstad, et al., 2011)



Figur 4.24 Spennings- og tøyningsfordeling for rektangulært tverrsnitt av armert fiberbetong (Kanstad, et al., 2011)

Trykksonehøyden finnes ved aksial likevekt:

$$x = \frac{A_p \cdot (\sigma_{l.d} + \Delta\sigma_{p.ULS}) + h \cdot b \cdot f_{ftd.res.2.5}}{b \cdot (0.8 \cdot f_{cd} + f_{ftd.res.2.5})} \quad (4.84)$$

Der:

$\Delta\sigma_{p.ULS}$ er tilleggsspenning i spennarmeringen ved bruddlast, i henhold til kapittel 0.

Den brukes deretter for å finne momentkapasiteten:

$$M_{Rd} = S_f \cdot (0.5h + 0.1x) + S_a(d - 0.4x) \quad (4.85)$$

Det er også to metoder for å redusere støttemoment. Den ene er i henhold til NS-EN 1992-1-1 pkt. 5.3.2.2(4):

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed.sup} \cdot \frac{t}{8} \quad (4.86)$$

Der

$F_{Ed.sup}$ er dimensjonerende opplagerreaksjon

t er oppleggets bredde

Den andre metoden for å redusere støttemomentet er ved omfordeling av bøyemomenter. Dette gjøres i henhold til NS-EN 1992-1-1 pkt. 5.5:

$$\delta = \max\left(k_1 + \frac{k_2 \cdot x_u}{d}, k_5, k_6\right) \quad (4.87)$$

Der

δ	<i>er forholdet mellom det omfordelte momentet og det elastiske bøyemomentet</i>
x_i	<i>er beliggenheten av nøytralaksen i bruddgrensetilstand etter omfordeling</i>
d	<i>er tverrsnittets effektive tykkelse</i>
k_5	<i>=0.7 for armering i klasse B og C</i>
k_6	<i>=0.8 for armering i klasse A</i>

Opptredende moment blir da redusert slik:

$$M_{Ed} = M_{Ed} \cdot \delta - \Delta M_{Ed} \quad (4.88)$$

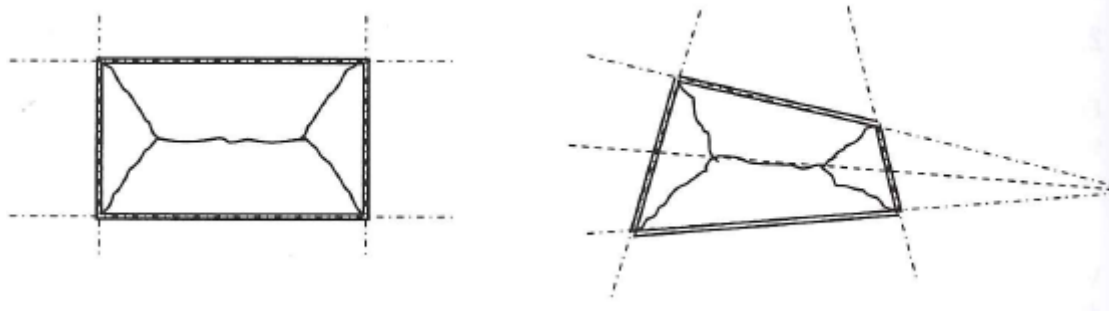
4.11.3 Bruddlinjeteori

Bruddlinjeteorien for armerte betongplater er utviklet av K. W. Johansen. Metoden er en øvre grensem metode med hensyn til bæreevne (lastkapasitet) av plater. Det vil si at den gir en lastkapasitet som enten er riktig eller for høy.

Det kontrolleres ikke om momentkapasiteten overskrides i platedelene mellom bruddlinjene siden dette bare vil skje hvis feil bruddmekanisme er antatt. Derfor må alle mulige bruddmekanismer undersøkes for å unngå at lastkapasiteten overvurderes. For vanlige tilfeller er imidlertid riktig bruddmekanisme kjent, slik at det sjelden byr på noe problem for konstruktøren.

Bruddlinjeteorien tar bare hensyn til bøyemomenter i bruddgrensetilstand, slik at tilstrekkelig skjærkapasitet ikke er garantert. Dette er som regel ikke noe problem for plater, bortsett fra flatdekker, hvor skjærkapasiteten rundt søylene ofte blir dimensjonerende.

Med utgangspunkt i valgt bruddlinjemønster kan lastene bestemmes enten ved likevektsbetraktning («likevektsmetoden») eller ved bruk av prinsipp om virtuelt arbeid («arbeidsmetoden»). I enkelte tilfeller hvor geometrien til platen er vanskelig, for eksempel med utsparinger, kan arbeidsmetoden benyttes rett fram uavhengig av platens geometri og kan derfor betraktes som en sikrere metode (Sørensen, 2013). Det er arbeidsmetoden som blir vist her.



Figur 4.25 Eksempler på bruddmekanismer (Sørensen, 2013)

Ytre arbeid per flateenhet kan uttrykkes som:

$$a_y = q \cdot w \quad (4.89)$$

Der

q er lastintensitet, det vil si kraft på flateenhet

w er virtuell nedbøyning av platen

Totalt ytre arbeid for fordelt last, det vil si q =konstant blir:

$$A_y = q \int_A w dA = q \cdot V \quad (4.90)$$

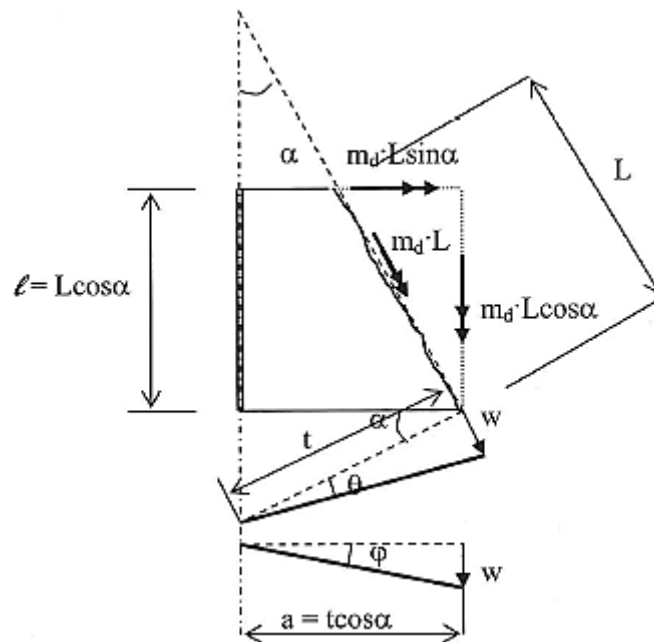
Der

V er «nedbøyningsvolumet» eller «deformasjonsvolumet»

Indre arbeid langs bruddlinjen blir:

$$A_i = m_d \cdot L \cdot \theta = m_d \cdot l \cdot \varphi \quad (4.91)$$

Merk at her er φ platedelens rotasjon om opplagerranden (fast dreieakse).



Figur 4.26 Skrå bruddlinje i forhold til fast dreieakse (Sørensen, 2013)

Ved å sette $A_y = A_i$ kan kapasiteten regnes ut.

For å bruke bruddlinjeteori må det være tilstrekkelig rotasjonskapasitet i tverrsnittet. Dette blir gjennomgått i kapittel 4.15 Duktilitet.

4.12 Skjærkraftfordeling og kapasitetsberegning

Det er godt dokumentert ved eksperimentelle forsøk at stålfiber gir økt kapasitet mot skjærbrudd, mens det ikke er dokumentert at syntetiske fiber har tilsvarende effekt (Kanstad, et al., 2011).

Lokal skjærkraft per lengdeenhet rundt søylene kan bli høy og kan føre til lokalt gjennomlokkingsbrudd. Ved denne typen brudd, stemples det ut et tredimensjonalt kjegleformet legeme (Sørensen, 2013).

4.12.1 Generelt

Skjærkraftkapasiteten kontrolleres ved kant av søyle u_0 og ved omkretsen u_1 av kritisk kontrollsnitt.

$$u_0 = 2 \cdot c_1 + 2 \cdot c_2 \quad (4.92)$$

Der c_1 og c_2 er søylens lengde og bredde.

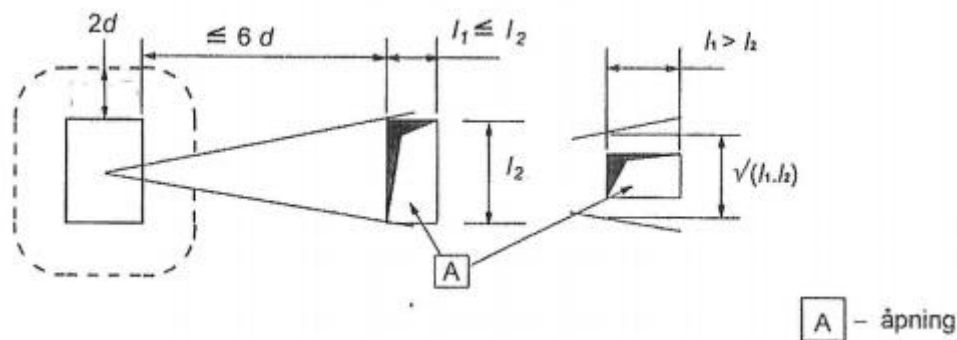
Kritisk kontrollsnitt med omkrets u_1 kan normalt antas i en avstand $2d$ fra belastet flate og velges slik at lengden minimeres.

$$u_1 = 4 \cdot \pi \cdot d + u_0 \quad (4.93)$$

Den effektive tykkelsen av platen antas konstant og kan normalt settes lik:

$$d_{eff} = \frac{d_y + d_x}{2} \quad (4.94)$$

For utsparinger ved søylene er man nødt til å redusere kontrollsnittene. Dette gjøres i henhold til NS-EN 1992-1-1 pkt. 6.4.2(3).



Figur 4.27 Kontrollsnitt i nærheten av en åpning (NS-EN 1992-1-1)

4.12.2 Lastareal for søyle

Lastareal er arealet rundt søylen som skal være med i beregningen av opptredende skjærspenninger.

Lastarealet for søylen fordeler seg ut i hver retning. Størrelsen på utbredelsen varierer med hvilke type felt man har, f or eksempel innerfelt og ytterfelt (mot fritt opplagt bjelke). Området innenfor kritisk snitt (areal av dekket som går i søylen) blir trukket ifra lastarealet, se formel (4.95).

$$A_{skjær} = A_w - A_1 \quad (4.95)$$

Areal innenfor kontrollomkrets u_1 .

$$A_1 = c_1 \cdot c_2 + 4d_{eff} \cdot (c_1 + c_2) + \pi \cdot 4d_{eff}^2 \quad (4.96)$$

$$A_w = L_x \cdot L_y \quad (4.97)$$

4.12.3 Skjærspenninger

Der opplagerreaksjonen er eksentrisk i forhold til kontrolltverrsnittet, kan største skjærspenning antas som:

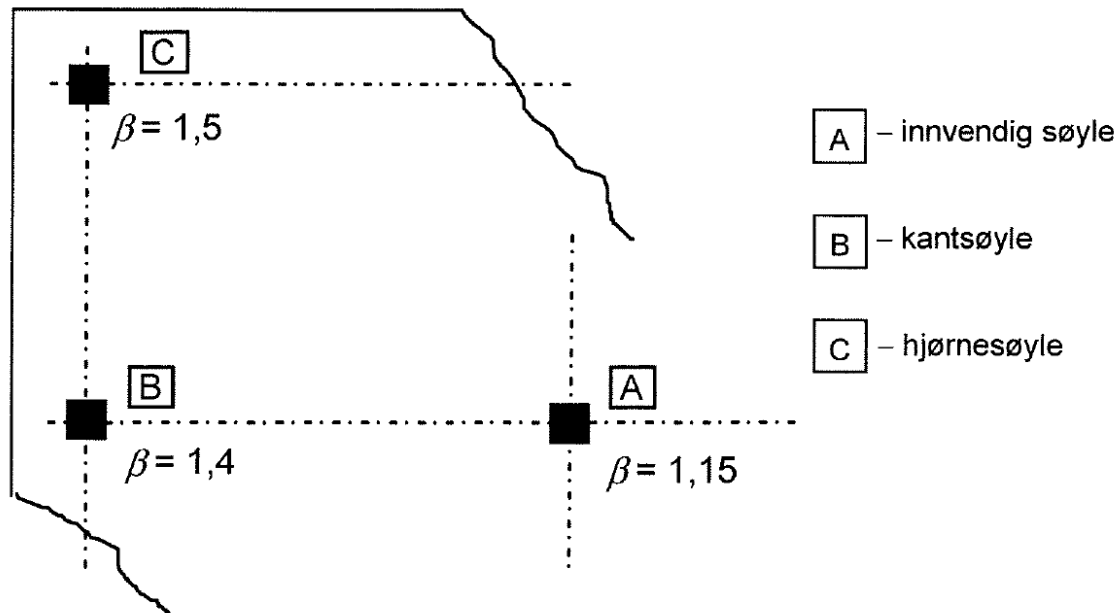
$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d} \quad (4.98)$$

Der

β En faktor som tar hensyn til eksentrisk last. Forenklet kan den hentes fra Figur 4.28

V_{Ed} Opplagerreaksjonen over den betrakta søylen

u_i Er lengden av det aktuelle kontrollsnittets omkrets



Figur 4.28 Anbefalte verdier for β (NS-EN 1992-1-1)

4.12.4 Skjærkraftkapasitet

I følge (Kanstad, et al., 2011) skal utregning av gjennomlokkingskapasitet for ei fiberarmert plate gjøres på følgende måte: Skjærkapasitet for betong uten tradisjonell bølgearmering fra NS-EN 1992-1-1 pkt. 6.2.2 som utgangspunkt med fiberbidrag som et tillegg:

$$V_{Rd,c} = V_{Rd,ct} + V_{Rd,cf} \quad (4.99)$$

$$V_{Rd,cf} = 0.6 f_{ftd,res,2,5} u_1 d \quad (4.100)$$

$$v_{Rd,ct} = C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \quad (4.101)$$

$$\text{Der } V_{Rd,ct} = v_{Rd,ct} \cdot u_1 d$$

Der

$C_{Rd,c} = k_2 / \gamma_c$ der k_2 er 0.15 eller 0.18, alt etter hva tilslag man bruker. $\gamma_c = 1.5$.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02 \quad \text{uinjisert kabel gir ingen heft, og dermed blir verdien 0.}$$

$$k_1 = 0,1 \text{ i trykk, og } 0,3 \text{ i strekk } (\sigma_{cp} \text{ negativ som strekk}).$$

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz})/2$$

σ_{cy}, σ_{cz} normalspenninger i betongen i det kritiske snittet i y- og z-retningene

$$\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \quad \text{og} \quad \sigma_{cz} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$$

$N_{Ed,y}$ er kreftene i lengderetningen innenfor en full feltbredde for innvendige søyler og

$N_{Ed,z}$ kreftene i lengderetning som krysser kontrollsnittet for kantsøyler. Kraften kan være last eller fra forspenning.

A_c er betongarealet som hører sammen med verdien av kraften N_{Ed} .

4.12.5 Skjærkapasitet ved søyle kant

Nasjonalt tillegg i NS-EN 1992-1-1 pkt. 6.4.5 sier at maks skjærkapasitet ved søylekant er:

$$v_{Rd,max} = 0.4 \cdot v \cdot f_{cd} \leq \frac{1.6 \cdot v_{Rd,c} \cdot u_1}{\beta \cdot u_0} \quad (4.102)$$

Der

$$v = 0.6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$$

$v_{Rd,c}$ Etter formel (4.101) uten bidrag fra aksialkreftene ($k_1 \cdot \sigma_p = 0$)

4.12.6 Kapasitetskontroll

Følgende kontroller utføres:

1. Ved søylens kant eller ved kanten av lastflaten begrenses største skjærspenning ved konsentrert last til:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max} \quad (4.103)$$

2. Skjærarmering er ikke nødvendig der:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \quad (4.104)$$

3. Dersom v_{Ed} er større enn verdien $v_{Rd,c}$ i det aktuelle kontrollsnittet, legges skjærarmering i henhold til 6.4.5.

4.13 Robusthet

For å sikre at en konstruksjon ikke kolliderer etter lokale skader, må man kunne overføre lastene til andre deler av konstruksjonen.

I henhold til NS-EN 1992-1-1 pkt. 9.10.1 (1) *Konstruksjoner som ikke dimensjoneres for å tåle ulykkespåvirkninger, skal ha et egnet system for å binde konstruksjonen sammen og hindre progressivt sammenbrudd ved å gi alternative veier for overføring av last etter lokal skade. De forenklete reglene i det følgende kan anses å tilfredsstillende dette kravet.*

(2) *Det bør benyttes følgende strekkband:*

- a) omsluttende strekkband langs omkretsen
- b) innvendige strekkband
- c) horisontale strekkband for søyler eller vegger
- d) vertikale strekkband der det er nødvendig, særlig i konstruksjoner med skivepaneler

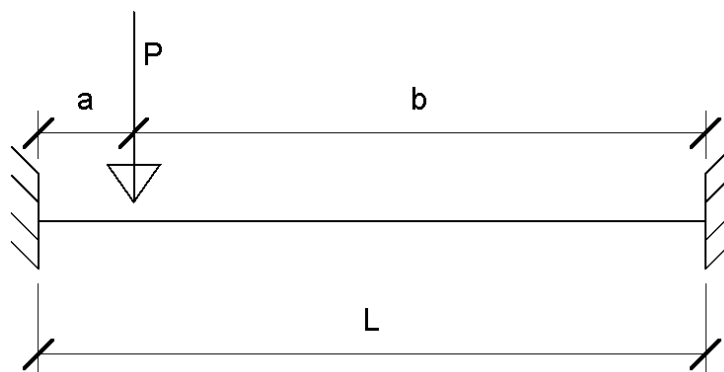
I noen tilfeller, som for eksempel spennarmerte dekker, kan det være lite hensiktsmessig å legge kontinuerlig slakkarmering i underkant av dekket. Da kan kontroll av ulykkeslast på søylene som holder dekket oppe være tilstrekkelig. Er denne kontrollen ok, er kravene for robusthet oppfylt.

4.13.1 Ulykkeslast

Lastene på søyle fra kjøretøy hentes fra NS-EN 1991-1-7 pkt. 4.3, Tabell 4.1. En søyle som holder oppe et dekke vil være å betrakte som fast innspent i begge ender. Man får da et statisk system som vist i Figur 4.29. Moment på grunn av ulykkeslast er gitt etter formel fra Tabell 3.2 i (Larsen, et al., 2003). Det gir denne formelen:

$$M_{ulykke} = 2P \cdot \frac{a^2 \cdot b^2}{L^2} \quad (4.105)$$

Der P er ulykkeslasten.



Figur 4.29 Lasttilfelle for ulykkeslast

4.13.2 M-N kontroll

Kontroll av søyler som er påkjent aksiallast og moment (fra ulykkeslast) kan bli utført etter metoden presentert i (Sørensen, 2013).

Tre bruddkriterier:

A – Brudd i armeringen når $\epsilon_s = \epsilon_{ud}$

B – Trykkbrudd i betong når $\epsilon_c = \epsilon_{cu2}$ (eller ϵ_{cu3})

C – Trykkbrudd i betong når $\epsilon_c = \epsilon_{c2}$ (eller ϵ_{c3}) ved rent trykk

Det settes opp fem tøyningstilstander for å plote et godt M-N diagram. De fem tøyningstilstandene som er valgt, er:

Tøyningstilstand 1: Rent trykk.

Tøyningstilstand 2: Trykkbrudd i betong.

Tøyningstilstand 3: Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i armeringen.

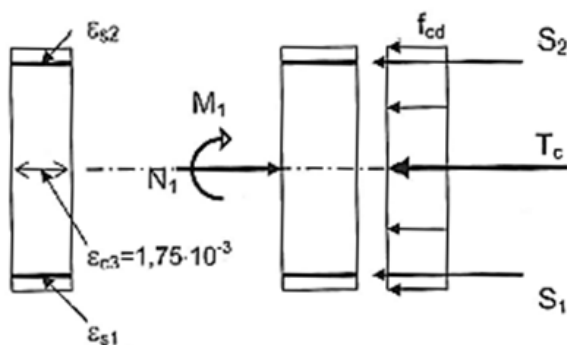
Tøyningstilstand 4: Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmering.

Tøyningstilstand 5: Trykkbrudd i betong og stor armeringstøyning.

Her blir to av fem tøyningstilstander vist:

Tøyningstilstand 1. Rent trykk.

Bruddkriterium C. $\epsilon_c = \epsilon_{c3} = 1,75 \cdot 10^{-3}$

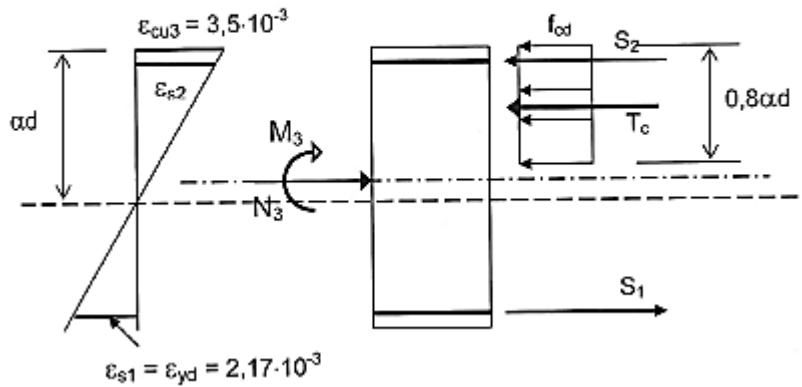


$$N_1 = T_c + S_1 + S_2 \quad (4.106)$$

$$M_1 = 0 \quad (4.107)$$

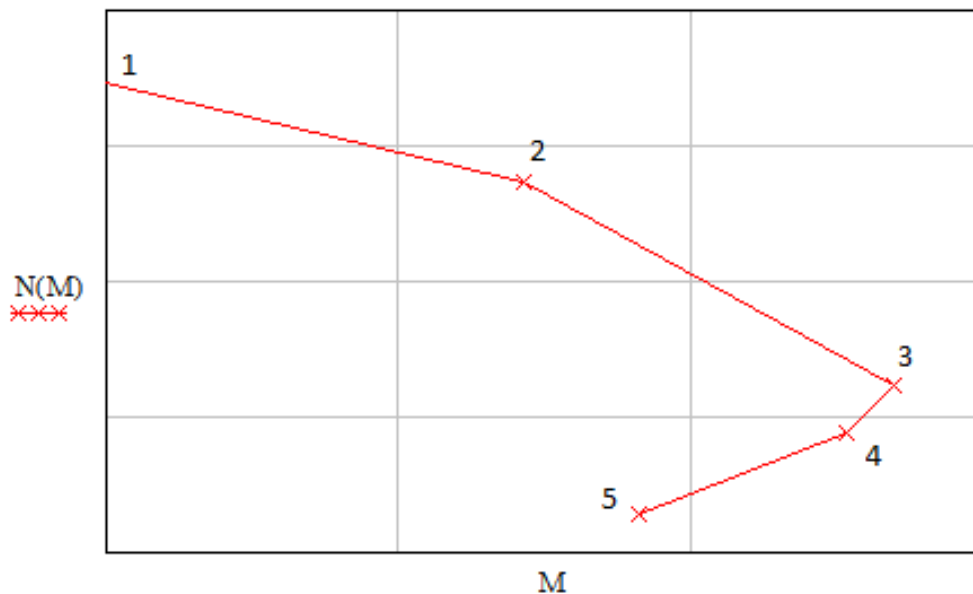
Tøyningstilstand 3. Trykkbrudd samtidig med flytning i armering.

Bruddkriterium B, $\epsilon_c = \epsilon_{cu3}$ og $\epsilon_s = \epsilon_{yd}$



$$N_3 = T_c + S_1 - S_2 \tag{4.106}$$

$$M_3 = T_c(0.5h - 0.4h) + S_2 \frac{h'}{2} + S_1 \frac{h'}{2} \tag{4.107}$$



Figur 4.30 Typisk M-N diagram

På grunn av symmetrisk armering blir diagrammet symmetrisk om N-aksen for motsatt rettet moment.

Som en kan se av Figur 4.30 har M-N-diagrammet et karakteristisk punkt for tøyningstilstand 3, altså der kurven knekker og går tilbake. For denne tøyningstilstanden har tverrsnittet den største momentkapasiteten. Dette punktet som representerer trykkbrudd i betong ved

trykkrand samtidig med at armeringen på strekksiden begynner å flyte, kalles «balansepunktet».

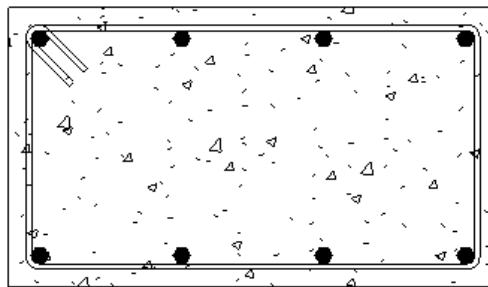
Med referanse til dette punktet defineres brudd ved aksialkraftnivå høyere enn ved balansepunkt som trykkbrudd og ved aksialkraftnivå lavere enn balansepunktet som strekkbrudd, selv om både tøyningstilstandene 4 og 5 også har betongtøyning lik ϵ_{cu3} ved trykkrand (Sørensen, 2013).

4.13.3 Armeringskrav

Kontroll av minimumsarmering og maksimumsarmering i henhold til NS-EN 1992-1-1 pkt. 9.5.2.

$$A_{s,min} = \max\left(\frac{0.1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}}, 0.002 \cdot A_c\right) \quad (4.108)$$

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c \quad (4.109)$$



Figur 4.31 Et typisk tverrsnitt for en søyle

4.14 Forankringskontroll

Det må foretas en kontroll av forankringspunktene til spennkablene. Dette blir gjort i henhold til NS-EN 1992-1-1 pkt. 6.7.

(2) For jevnt fordelt last på en belastningsflate A_{c0} , kan kapasiteten bestemmes av uttrykket:

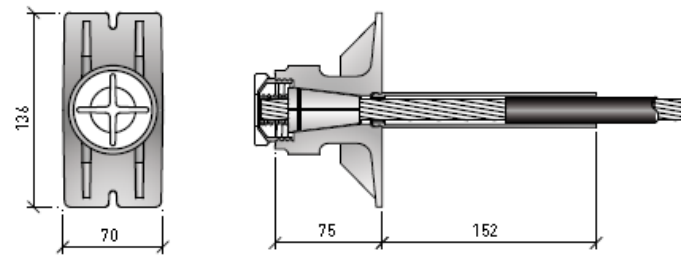
Forankringskapasiteten er gitt ved

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c0}/A_{c1}} \leq 3.0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \quad (4.110)$$

Der:

A_{c0} er belastningsflate

A_{c1} er største beregningsmessige fordelingsflate med tilsvarende form som A_{c0} .

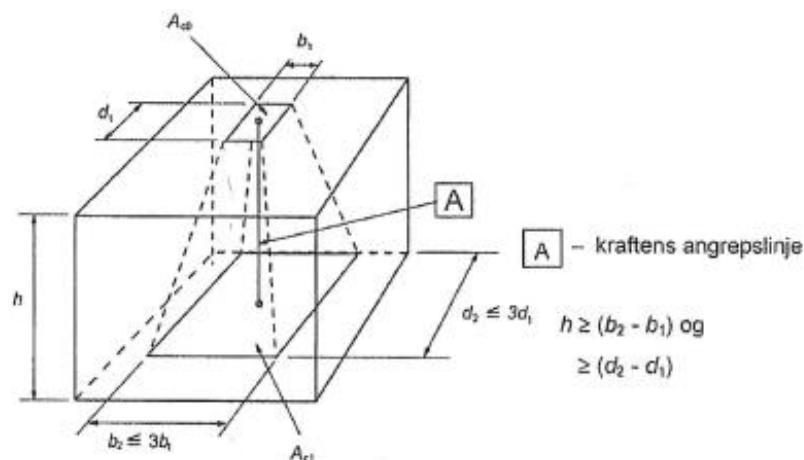


Figur 4.32 Et typisk forankringsdeksel

Betrakter hele forankringsdekslet som belastningsflate.

(3) Den beregningsmessige fordelingsflaten A_{c1} som kreves for å oppta F_{Rdu} , forutsetter at følgende betingelser er oppfylt:

- høyden for lastfordelingen i lastretningen er i samsvar med betingelsene gitt i Figur 4.33.
- tyngdepunktet av den beregningsmessige fordelingsflaten A_{c1} er på angrepslinje gjennom tyngdepunktet av den belastede flaten A_{c0} .
- hvis der er mer enn én trykkraft som virker på betongtverrsnittet, overlapper de beregningsmessige fordelingsflatene ikke hverandre.



Figur 4.33 Beregningsmessig lastutbredelse ved partielt belastede flater (NS-EN 1992-1-1)

Kapasiteten må være større enn P_{maks} .

$$F_{Rdu} \geq P_{maks} \quad (4.111)$$

I tilfeller med konsentrerte kabler må man kontrollere at avstanden mellom fordelingsflatene er stor nok til at de ikke overlapper hverandre for å kunne bruke hele fordelingsflaten i beregningene.

4.15 Duktilitet

Tilstrekkelig duktilitet for en armert betongkonstruksjon er et basiskrav i vanlig dimensjonering. Konstruksjonens duktilitet er nødvendig for å varsle om brudd. Det er i tillegg viktig for konstruksjonens robusthet, dens evne til å ta opp uforutsette laster og gi omlagringer.

NS-EN 1992-1-1 pkt. 5.10.1 Spennarmerte konstruksjonsdeler og konstruksjoner: Generelt.

(5)P Det skal unngås at konstruksjonsdeler får sprø bruddformer som følge av brudd i spennkabler.

(6) Sprø bruddformer bør unngås ved hjelp av en eller flere av følgende metoder:

Metode A Legge inn minimumsarmering i samsvar med 9.2.1

Metode B Bruke førroppsente spennkabler med heft.

Metode C Sikre enkel adkomst til forspente konstruksjonsdeler av betong for å undersøke og kontrollere spennkablenes tilstand ved hjelp av ikke-destruktive metoder eller ved overvåkning.

Metode D Dokumentere at spennkablene har tilstrekkelig sikkerhet i enhver henseende.

Metode E Påvise at hvis brudd oppstår, enten på grunn av økt belastning eller redusert forspenning, så vil under ofte forekommende kombinasjon av påvirkninger, tverrsnittet risse opp og momenter omfordes før bæreevnen svekkes.

NA.5.10.1(6) *Metodene A, B og E kan benyttes for å oppfylle kravet i (5)P. Metode C kan i enkelte tilfeller være nødvendig som supplement til metode A, B og E. Metode D skal alltid være oppfylt, men er ikke tilstrekkelig alene.*

Beregninger i bruddlinjeteori stiller også store krav til plastisk rotasjonskapasitet.

NS-EN 1992-1-1 pkt. 5.6.1 Plastiske analysemetoder: Generelt

(3)P Duktiliteten til de kritiske snittene skal være tilstrekkelig til at de forutsatte mekanismene dannes.

NS-EN 1992-1-1 pkt. 5.6.2 Plastisk beregningsmetode for bjelker, rammer og plater

(1)P Plastisk analyse uten direkte kontroll av rotasjonskapasiteten kan benyttes for bruddgrensetilstanden forutsatt at betingelsene i 5.6.1(2)P er oppfylt.

(2)P Det kan antas tilstrekkelig duktilitet uten ytterligere påvisning der alle de følgende forhold er oppfylt:

- i) Strekkarmeringens areal er begrenset slik at følgende gjelder i ethvert snitt:*
- $$x_w/d \leq 0,25 \text{ for betongfasthetsklasser } \leq C50/60$$
- $$x_w/d \leq 0,15 \text{ for betongfasthetsklasser } \geq C55/67$$

- ii) *Armeringsstål er enten klasse B eller C*
- iii) *Forholdet mellom momentene ved innvendige opplegg og momentene i feltene bør være mellom 0,5 og 2*

Spennarmerte konstruksjoner vil ikke oppfylle kravene i pkt. 5.6.2. Det må derfor påvises at konstruksjonen har nok duktilitet. Dette kan påvises ved å sammenligne forskjellige moment-krumningstilstander for å se hvordan krumningstilstandene opptrer.

4.15.1 Moment-Krumning

Krumningen på bjelkestripene vil endre seg med momentbelastningen.

Krumningsutviklingen er avhengig av om tverrsnittet er risset eller urisset.

I urisset tilstand (Stadium I) vil moment-krumning relasjonen være lineær og kan beregnes som vist i formel (4.112)

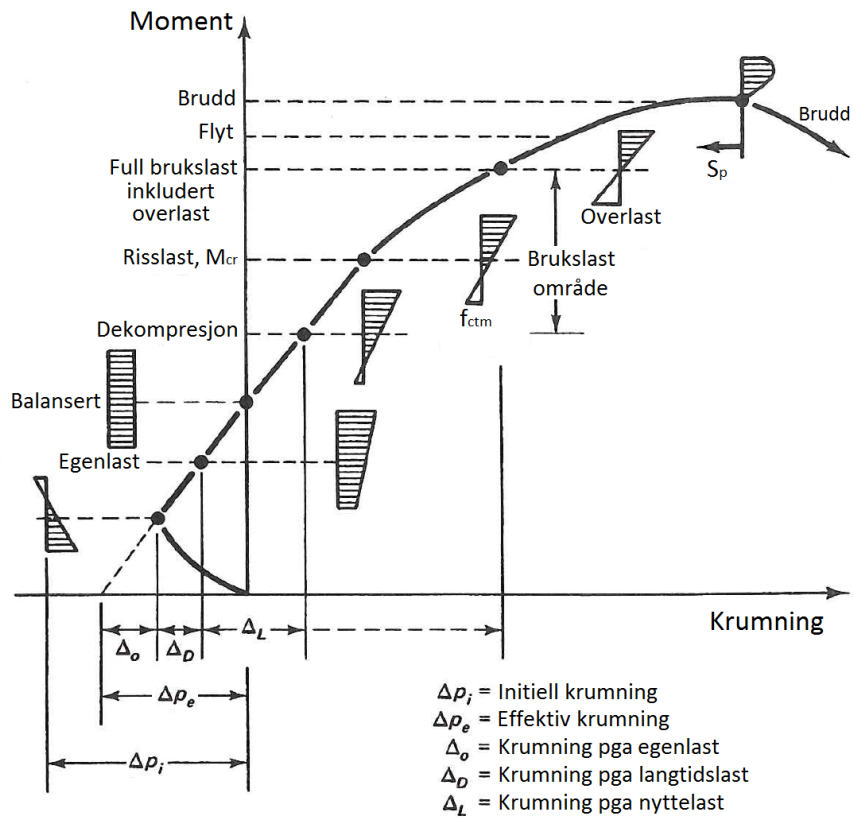
$$\kappa_I = \frac{\varepsilon_{c.uk} - \varepsilon_{c.ok}}{h_c} \quad (4.112)$$

I risset tilstand (Stadium II) vil moment-krumningrelasjonen ikke være lineær. For et tverrsnitt med kombinert aksialkraft og moment, vil bøyestivheten i Stadium II endre seg med størrelsen av momentet.

For utregning av moment-krumning i Stadium II må først spenningstilstanden i tverrsnittet bestemmes. Dette gjøres som vist i kapittel 4.7.4. Deretter brukes tøyningen i overkant av betongtverrsnittet sammen med trykksonehøyden til å regne ut krumningen som vist i formel (4.113)

$$\kappa_{II} = \frac{\varepsilon_{c.ok}}{\alpha d} \quad (4.113)$$

Moment-krumningforløpet er vist på Figur 4.34:



Figur 4.34 Moment-Krumningsdiagram (Nawy, 2010)

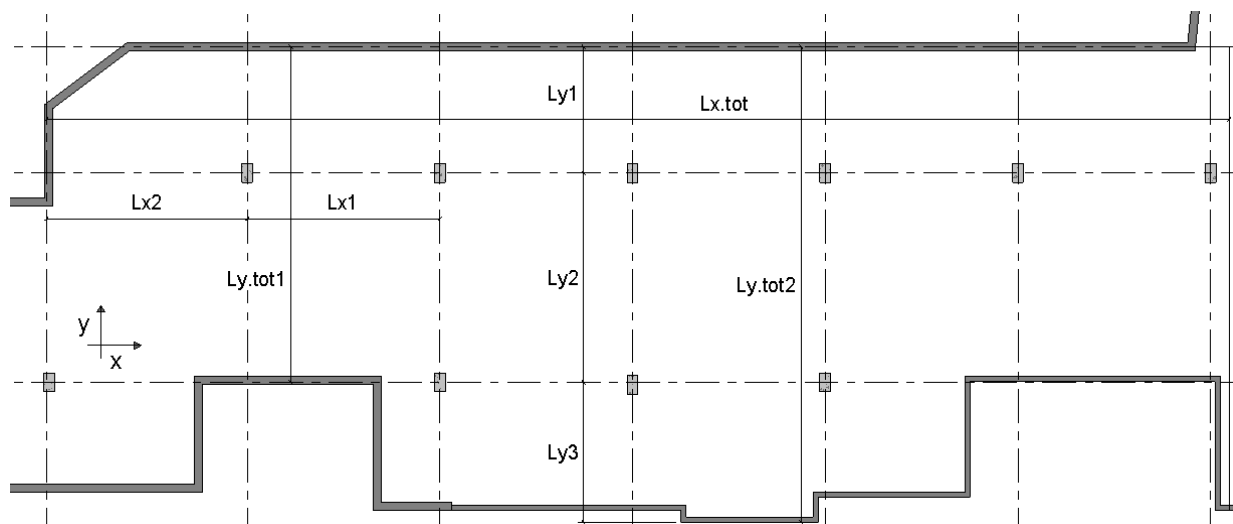
III. Beregninger

5 Inndata

5.1 Flatdekkets oppbygning

5.1.1 Geometri

Se Tabell 5.1 og Figur 5.1.



Figur 5.1 Geometrien til dekket

Flatdekket er fritt opplagt langs veggene

Flatdekket er 220 mm høyt og er likt over hele dekket.

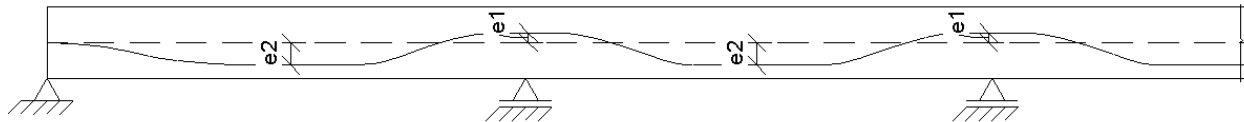
Søylene har en dimensjon på 400 x 700 mm, hvor den er 400 mm i x-retning og 700 mm i y-retning.

h	220 mm
L_{x1}	7,2 m
L_{x2}	7,5 m
L_{y1}	4,7 m
L_{y2}	7,8 m
L_{y3}	5,2 m
$L_{x.tot}$	44.2 m
$L_{y.tot1}$	12,5 m
$L_{y.tot2}$	17,7 m
c_1	400 mm
c_2	700 mm

Tabell 5.1 Geometriske verdier for flatdekket

5.1.2 Kabel

I motsetning til en tradisjonell parabelformet kabelprofil ligger kablene i dette tilfellet horisontalt i felt og over søyle, se Figur 5.2. I beregningene er kabel antatt lineær mellom knekkpunktene.



Figur 5.2 Kabelprofil

	Effektiv høyde	Eksentrisitet
Søyle, x-retning	$d_{x,1}=140$ mm	$e_{x,1}=30$ mm
Felt, x-retning	$d_{x,2}=180$ mm	$e_{x,2}=70$ mm
Søyle, y-retning	$d_{y,1}=160$ mm	$e_{y,1}=50$ mm
Felt, y-retning	$d_{y,2}=180$ mm	$e_{y,2}=70$ mm

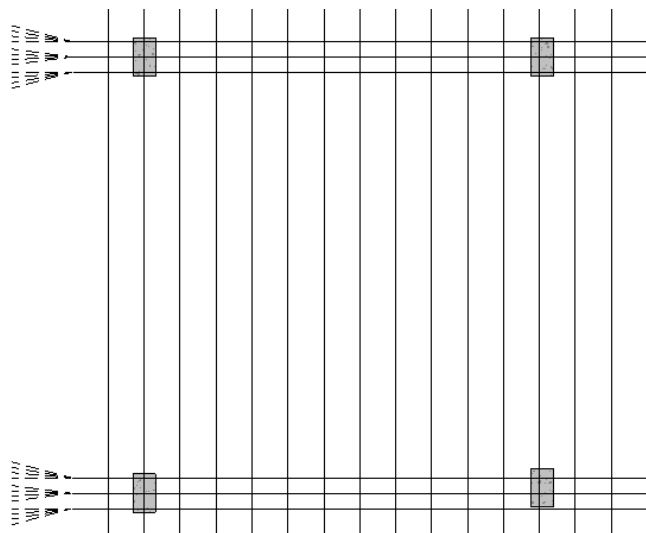
Tabell 5.2

Kablene er konsentrert over søylestripene i x-retning og jevnt fordelt i y-retning.

I x-retning ligger det 12 kabler fordelt på 3 bunter med 4 kabler i hver bunt. Avstanden mellom buntene er 280 mm. Unntaket er nederste søylestripe hvor det er 8 kabler et lite stykke før det er lagt inn en ny bunt med 4 til.

I y-retning er kablene fordelt jevnt i hele dekkets lengde med 650 mm mellom hver kabel.

Figur 5.3 viser hvordan kablene i dekket er lagt.



Figur 5.3 Spennkabler i felt og søylestriper i hver sin retning

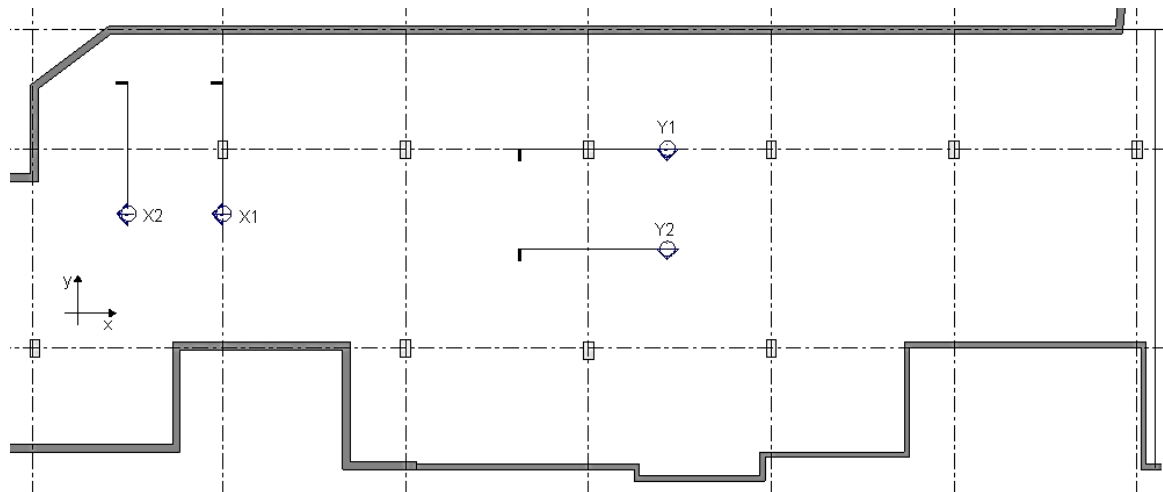
Dette er en av de vanligste måtene å legge kablene på i et flatdekke. Dette gjør at man betrakter dekket med en bjelkestripe i en retning og en enveisplate i tverretningen.

5.1.3 Lastfordeling

Dette dekket er opplagt på to søylestriper (x-retning) og ellers fritt opplagt på vegg. Fordi dekket er fritt opplagt på vegg, vil bredden på søylestripen variere om man ser på lastfordeling kontra momentkapasitet. For lastfordeling går $0,6 \cdot L_{y,1}$ i søylestripen og $0,4 \cdot L_{y,1}$ til vegg for feltene mot vegg. Men når man ser på momentkapasiteten til søylestripen, bruker man halve spennlengden på begge sider av søylestripen.

5.2 Kontrollsnitt

For dekket er det blitt valgt fire kontrollsnitt som er blitt sett på som de fire viktigste snittene i dekket. Det er to i x-retning og to i y-retning. Henholdsvis snitt X1, X2, Y1 og Y2. Plassering av snitt ser man av Figur 5.4.



Figur 5.4 Kontrollsnitt i dekket

6 Laster

Dekket som dimensjoneres er et parkeringsdekke for små kjøretøyer og nyttelasten er i kategori F i henhold til Tabell NA.A1.1 i NS-EN 1990. Man får da følgende verdier $\Psi_0 = 0.7$, $\Psi_1 = 0.7$, $\Psi_2 = 0.6$

6.1 Karakteristiske laster

Nyttelast i henhold til NS-EN 1991-1-1 pkt. 6.3.3.2: Nyttelast på garasje og parkeringsarealer. Kategori F: Brutto kjøretøytyngde $\leq 30\text{kN}$:

$$q_k = 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (6.1)$$

Egenlast i henhold til NS-EN 1991-1-1 pkt. 5 og Tabell A.1:

$$g_k = 0,22\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 5,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (6.2)$$

Støtlast i henhold til NS-EN 1991-1-7 pkt. 4.3 Gårdsplass og parkeringshus tillatt for biler:

$$\begin{aligned} F_{dx} &= 50\text{kN} \\ F_{dy} &= 25\text{kN} \end{aligned} \quad (6.3)$$

6.2 Bruksgrense

I henhold til NS-EN 1990 Tabell A1.4.

Karakteristisk:

Last	Ψ	Dominerende	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	γ	$\gamma\Psi$	X_d
Egenvekt	1,0		1,0	1,0	1,0	1,00	1,00	5,5 kN/m ²
Nyttelast F	1,0	1,0	0,7	0,7	0,6	1,00	1,00	2,5 kN/m ²

Hyppig forekommende:

Last	Ψ	Dominerende	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	γ	$\gamma\Psi$	X_d
Egenvekt	1,0		1,0	1,0	1,0	1,00	1,00	5,5 kN/m ²
Nyttelast F	0,7	1,0	0,7	0,7	0,6	1,00	0,70	1,75 kN/m ²

Tilnærmet permanent:

Last	Ψ	Dominerende	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	γ	$\gamma\Psi$	X_d
Egenvekt	1,0		1,0	1,0	1,0	1,00	1,00	5,5 kN/m ²
Nyttelast F	0,6	1,0	0,7	0,7	0,6	1,00	0,60	1,5 kN/m ²

6.3 Bruddgrense

Beregningene i denne oppgave tar kun for seg et enkelt dekke, og det er derfor kun nødvendig å gjøre beregninger for STR. STR blir beregnet ut fra NS-EN 1990 Tabell NA.A1.2(B/C).

Tabell NA.A1.2(B) ligning (6.10a)

Last	Ψ	Dominerende	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	γ	$\gamma\Psi$	X_d
Egenvekt, Ugunstig	1,0		1,0	1,0	1,0	1,35	1,35	7,425 kN/m ²
Egenvekt, gunstig	1,0		1,0	1,0	1,0	1,00	1,00	5,5 kN/m ²
Nyttelast F	0,7	1,0	0,7	0,7	0,6	1,50	1,05	2,625 kN/m ²

Tabell NA.A1.2(B) ligning (6.10b)

Last	Ψ	Dominerende	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	γ	$\gamma\Psi$	X_d
Egenvekt, Ugunstig	1,0		1,0	1,0	1,0	1,20	1,20	6,6 kN/m ²
Egenvekt, gunstig	1,0		1,0	1,0	1,0	1,00	1,00	5,5 kN/m ²
Nyttelast F	1,0	1,0	0,7	0,7	0,6	1,50	1,50	3,75 kN/m ²

Tabell NA.A1.2(C) ligning (6.10)

Last	Ψ	Dominerende	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	γ	$\gamma\Psi$	X_d
Egenvekt, Ugunstig	1,0		1,0	1,0	1,0	1,00	1,00	5,5 kN/m ²
Egenvekt, gunstig	1,0		1,0	1,0	1,0	1,00	1,00	5,5 kN/m ²
Nyttelast F	1,0	1,0	0,7	0,7	0,6	1,30	1,30	3,25 kN/m ²

6.4 Ulykkeslast

Støtlast

Last	Ψ	Dominerende	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	γ	$\gamma\Psi$	X_d
Egenvekt	1,0		1,0	1,0	1,0	1,00	1,00	5,5 kN/m ²
Nyttelast F	0,6		0,7	0,7	0,6	1,00	0,60	1,5 kN/m ²
Ulykkeslast	1,0		-	-	-	1,00	1,00	50 kN

Brann: i henhold til NS-EN 1991-1-2 pkt. 4.3.1 skal $\Psi_{2,i}$ brukes på nyttelaster under brann.

Last	Ψ	Dominerende	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	γ	$\gamma\Psi$	X_d
Egenvekt	1,0		1,0	1,0	1,0	1,00	1,00	5,5 kN/m ²
Nyttelast F	0,6	1,0	0,7	0,7	0,6	1,00	0,60	1,5 kN/m ²

6.5 Opptredende momenter

Momentberegningene har blitt utført ved bruk av ekvivalent rammemetode, med en stripe i x-retning og en i y-retning, se Figur 11.2 *Strippebredde for ekvivalent rammemetode*.

Spennarmeringskurvaturen har blitt modellert i Excel, der alle vinkelendringer og tilhørende knekkpunktkrefter langs etter kabelen blir beregnet. Knekkpunktkreftene blir satt på en rammemodell i programmet Focus Konstruksjon for å beregne M_p . Spennkraften blir redusert for friksjon og låstap før M_p til krypberegninger blir beregnet. Deretter ble spennkraften redusert for kryp, svinn og elastisk deformasjon for utregning av M_p til de videre beregningene i ULS og SLS. Tabellene under viser utregningen av de dimensjonerende momentene.

	1 -Felt	1 -Støtte	2 -Felt	2 -Støtte	3 -Felt	3 -Støtte	4 -Felt	4 -Støtte
Moment fra Focus, på grunn av egen og nyttelast								
ULS	270,5	-469,8	152,7	-299,4	153,5	-299,6	153,5	-299,3
SLS	182,0	-317,8	101,1	-202,4	102,1	-202,7	102,1	-202,7
Moment på grunn av etteroppspenning								
Dim Tvangsmoment	52,6	68,8	65,6	55,3	65,2	55,4	64,3	54,4
Dim M_p	-112,4	145,9	-104,0	132,1	-104,1	130,9	-102,0	128,6
Dim opptredende moment								
ULS	323,1	-401,0	218,3	-244,1	218,7	-244,2	217,7	-245,0
SLS	69,6	-171,9	-2,9	-70,4	-2,0	-71,8	0,1	-74,1

Tabell 6.1 Opptredende laster x-retning

I x-retning er det flere felt, men disse har tilnærmet samme laster som felt 2, 3 og 4 og blir ikke vist her.

	1 -Felt	1 -Støtte	2 -Felt	2 -Støtte	3 -Felt
Moment fra Focus					
ULS	13,8	-34,0	17,7	-33,7	11,0
SLS	9,1	-23,0	11,8	-22,8	7,2
Moment på grunn av etteroppspenning					
Dim Tvangsmoment	-0,4	6,1	3,2	3,4	0,3
Dim M_p	-5,5	14,8	-9,6	10,5	-5,0
Dim opptredende moment					
ULS	13,4	-27,8	20,8	-30,3	11,3
SLS	3,6	-8,2	2,2	-12,2	2,2

Tabell 6.2 Opptredende laster y-retning

7 Tøyingsreduksjon

I denne oppgaven brukes det en verdi for Ω i urisset tilstand og en i bruddgrensetilstand.

En forenkling er blitt gjort i valget av Ω for urisset tilstand. Formelen som er brukt er hentet fra Figur 4.10 *Tøyingsfaktor urisset tilstand*. Som nevnt er disse formlene for en fritt opplagt bjelke, mens dekket i denne oppgaven er kontinuerlig. I tillegg har ikke kabelen en parabelformet profil, men den er lineær mellom knekkpunktene. Dette gjør at ingen av tilfellene i (Naaman & Alkhairi, 1991) passer akkurat. Det nærmeste man kommer, er en bjelke med parabelprofil og jevnt fordelt last. Derfor ble denne valgt:

$$\Omega = \frac{8}{15} + \frac{2}{15} \cdot \frac{e_s}{e_m} = \frac{8}{15} + \frac{2}{15} \cdot \frac{-30mm}{70mm} = 0.476 \quad (7.1)$$

der:

e_s Er eksentrisitet over søyle, positiv under nøytralaksen

e_m Er eksentrisitet i felt, positiv under nøytralaksen

Denne verdien ble valgt fordi både belastning og kabelprofil var det som lignet mest på flatdekkets.

For bruddgrensetilstand gir formel (7.2) tøyingsreduksjonen for ett snitt. For en kontinuerlig konstruksjon vil det alltid være mer enn ett snitt som går mot brudd samtidig. Eksempelvis vil snitt X1 og X2 gå mot brudd samtidig i x-retning

$$\Omega_u = \frac{3.0}{\frac{L}{d}} = \frac{3.0}{\frac{7200mm}{180mm}} = 0.075 \quad (7.2)$$

Dette gjør at tøyingsreduksjonen i en retning kan settes til $\Omega_{u,n} = \sum \Omega_{u,snitt}$.

Tøyingsreduksjonen er også avhengig av den totale lengden på kabelen. Formel (7.2) tar kun høyde for lengden på enkeltsnittet, så det må ganges inn en faktor med tanke på lengde. Ender da opp med formel (7.3).

$$\Omega_u = \frac{L_{snitt}}{L_{tot}} \sum \Omega_u \quad (7.3)$$

Tøyingsreduksjonen blir da følgende med 2 bruddsnitt i x-retning, og 3 i y-retning:

Retning	Ω
X	0,024
Y	0,099

Tabell 7.1

7.1 Konklusjon

Metoden til (Naaman & Alkhairi, 1991) virker å være fornuftig. Forsøk viser at denne metoden også er mer nøyaktig enn andre metoder. Videre i oppgaven blir resultatene fra metoden sammenlignet med resultatene fra NS 3473 og verdien fra NS-EN 1992-1-1.

Bestemmelse av verdien Ω for urisjet tilstand er noe unøyaktig fordi tabellverdiene er for statisk bestemte systemer, se Figur 4.10 *Tøyingsfaktor urisjet tilstand*. Verdien er vurdert til konservativ da den gir en høyere verdi enn tilfelle 1.

Bestemmelse av verdien Ω for risset tilstand er gitt av formel (7.2). Den gir et ganske nøyaktig resultat, men er også til sikker side da den er tilpasset sikkerhetskonseptet i ACI. Denne verdien var derfor lett å fastsette.

8 Spennkraft

8.1 Maks spennkraft

Den største spennkraften kablene kan bli spent med, er gitt i NS-EN 1992-1-1 pkt. 5.10.2.1 «Største Spennkraft» (1) P kraften som påføres en spennkabel P_{max} skal ikke overskride følgende verdi:

$$\sigma_{p,max} = \min(0.8 \cdot 1860; 0.9 \cdot 1670) = 1488 \frac{N}{mm^2} \quad (8.1)$$

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max} = 223.2kN \quad (4.8)$$

8.2 Initiell spennkraft

Etter NS-EN 1992-1-1 pkt. 5.10.3 er det gitt en maks spennkraft etter oppspenning og forankring. Denne kraften finnes ved å ta maks oppspenningskraft P_{max} og trekke fra de umiddelbare tapene $\Delta P_i(x)$, og bør ikke overskride følgende verdi:

$$\sigma_{pm0} = \min(0.75 \cdot 1860; 0.85 \cdot 1670) = 1395 \frac{N}{mm^2} \quad (8.2)$$

$$\sigma_{p.x.s\oyle} = \frac{P_x(L_{x.2})}{A_p} = 1397 \frac{N}{mm^2} \quad (8.3)$$

$$\sigma_{p.y.s\oyle} = \frac{P_y(L_{y.1})}{A_p} = 1394 \frac{N}{mm^2} \quad (8.4)$$

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x) = 209.3kN \quad (4.9)$$

$$P_{m0}(y) = A_p \cdot \sigma_{p.y.s\oyle} = 209.1kN \quad (4.9)$$

I x - retning vil σ_{pm0} være gjeldende, imens i y -retning vil $\sigma_{p.y.s\oyle}$ være gjeldende.

8.3 Friksjonstap

Tapene på grunn av friksjon $\Delta P_\mu(x)$ i etteroppspente kabler, kan beregnes ut etter ligning (4.10).

$$\Delta P_{f.x}(x) = P_{max}(1 - e^{-\mu(\theta_x + k \cdot l_x)}) = 24.107kN \quad (4.10)$$

$$\Delta P_{f.y}(x) = P_{max}(1 - e^{-\mu(\theta_y + k \cdot l_y)}) = 9.048 kN \quad (4.10)$$

$$\Delta P_{f.x.\%} = \frac{\Delta P_{f.x}}{P_{maks}} = 10.8\% \quad (8.5)$$

$$\Delta P_{f.y.\%} = \frac{\Delta P_{f.y}}{P_{maks}} = 4.05\%$$

8.4 Låstap

$$\Delta P = \varepsilon_{lås} E_p A_p$$

$$\Delta P_{lås.x} = \frac{2\Delta L_{lås.x}}{L_{d.x}} E_p A_p = 16.018 kN \quad (4.12)$$

$$\Delta P_{lås.y} = \frac{2\Delta L_{lås.y}}{L_{d.y}} E_p A_p = 15.391 kN \quad (4.12)$$

$$\Delta P_{lås.x.\%} = \frac{\Delta P_{lås.x}}{P_{maks}} = 7.18\% \quad (8.6)$$

$$\Delta P_{lås.y.\%} = \frac{\Delta P_{lås.y}}{P_{maks}} = 6.90\%$$

8.5 Elastisk deformasjon av betongen

Tap av spennkraft for hver kabel i x- og y- retning.

$$\Delta P_{el.x} = A_p E_p \sum \frac{j_x \cdot \Delta \sigma_{c.x}(t)}{E_{cm}(t)} = 1.786 kN \quad (4.17)$$

$$\Delta P_{el.y} = A_p E_p \sum \frac{j_y \cdot \Delta \sigma_{c.y}(t)}{E_{cm}(t)} = 1.038 kN \quad (4.17)$$

Spennkraften som brukes for å regne ut prosentvis reduksjon, er ikke P_{maks} slik som for friksjons- og låstap, men en spennkraft redusert for nettopp friksjons- og låstap.

$$\sigma_{p.x.s\oyle.red} = \frac{P_{x.red}(L_{x,2})}{A_p} = 1408 \frac{N}{mm^2} \quad (8.7)$$

$$\sigma_{p.y.s\oyle.red} = \frac{P_{y.red}(L_{y,2})}{A_p} = 1401 \frac{N}{mm^2}$$

$$P_{maks.x.red} = A_p \cdot \sigma_{p.x.s\oyle.red} = 211.3 kN \quad (8.8)$$

$$P_{maks.y.red} = A_p \cdot \sigma_{p.y.s\oyle.red} = 210.2 kN$$

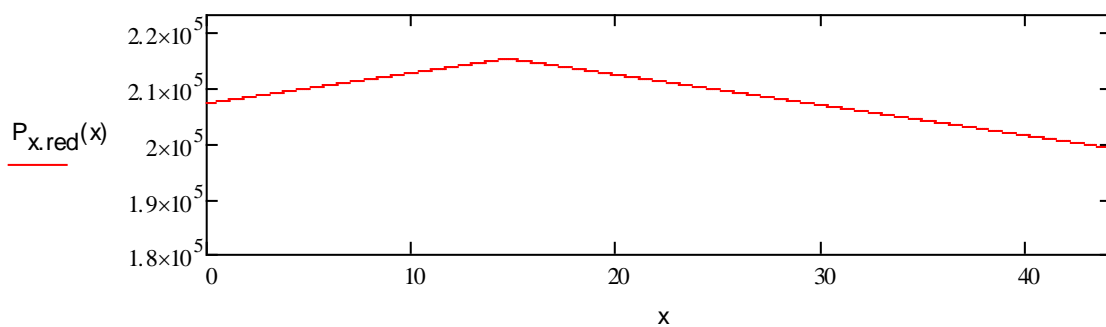
$$\Delta P_{el.x.\%} = \frac{\Delta P_{el.x}}{P_{maks.x.red}} = 0.85\% \quad (8.9)$$

$$\Delta P_{el.y.\%} = \frac{\Delta P_{el.y}}{P_{maks.y.red}} = 0.5\%$$

8.6 Spennkraft etter tap

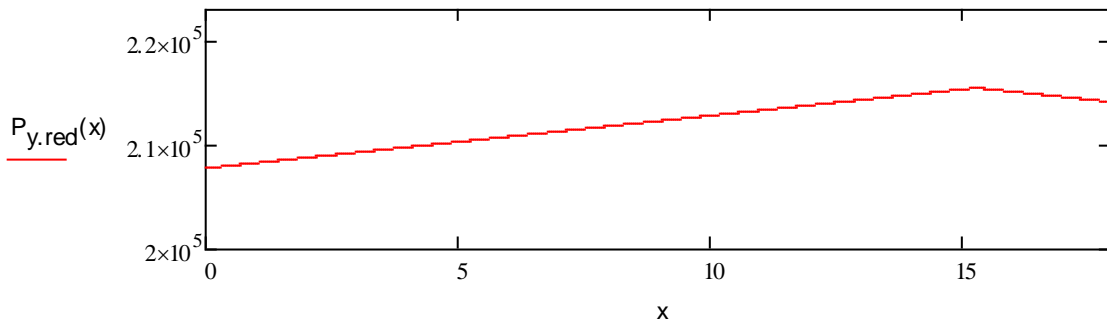
Ved summering av alle tap ender man opp med følgende spennkraftfordeling langs kabelprofilen:

X-retning:



Figur 8.1 Spennkraftfordeling x-retning

Y-retning:



Figur 8.2 Spennkraftfordeling y-retning

8.7 Spennkraft i bruddgrensetilstand

Når tilleggstøyningene beregnes, regnes det med brudd i ett felt og brukslast i resten av konstruksjonen. Det vil si at det kun blir tilleggstøyning i feltet med brudd og den tøyningen må fordeles på hele lengden av kabelen. I x-retning vil bruddet gå i første felt med 2 bruddlinjer, og i y-retning vil bruddet gå i midtfeltet med 3 bruddlinjer.

8.7.1 NS 3473

I henhold til formel (4.20) regnes forlengelsen i kabelen ut på grunn av en bruddlinje i felt eller over støtte. Formelen tar hensyn til nedbøyning, og NS 3473 sier denne kan antas til $l/50$. Dette gjør at kabelforlengelsen blir like lang for forskjellige spenn.

$$\Delta l = 0,06 \cdot d \quad (4.20)$$

Hvor d skal måles i felt for utregning av forlengelse over støtte.

Snitt	Δl
X-1	10,8 mm
X-2	10,8 mm
Y-1	10,8 mm
Y-2	10,8 mm

$$\Delta \varepsilon_x = \frac{\sum \Delta l_x}{l_x} = \frac{10,8 + 10,8}{44197} = 4,89 \cdot 10^{-4} \quad (8.10)$$

$$\Delta \sigma_{pu.x} = E_p \cdot \Delta \varepsilon_x = 196 \cdot 10^3 \cdot 4,89 \cdot 10^{-4} = 95,79 \frac{N}{mm^2} \quad (8.11)$$

$$\Delta \varepsilon_y = \frac{\sum \Delta l_y}{l_y} = \frac{10,8 + 2 \cdot 10,8}{17968} = 1,80 \cdot 10^{-3} \quad (8.12)$$

$$\Delta\sigma_{pu,y} = E_p \cdot \Delta\varepsilon_y = 196 \cdot 10^3 \cdot 1,80 \cdot 10^{-3} = 353,43 \frac{N}{mm^2} \quad (8.13)$$

8.7.2 Eksperimentell metode

Ved bruk av formel (4.22) er verdien c trykksonehøyden, som igjen er avhengig av spenningen i spennarmeringen.

$$c = \frac{A_p \cdot \sigma_{pu,n} + b \cdot h_c \cdot f_{ftk.res.2,5}}{b \cdot (0,8 \cdot f_{cd} \cdot f_{ftk.res.2,5})} \quad (8.14)$$

Innsatt i formel (4.22):

$$\sigma_{pu,n} = \sigma_{pe} + \Omega_u \cdot E_p \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d_p}{\frac{A_p \cdot \sigma_{pu,n} + b \cdot h_c \cdot f_{ftk.res.2,5}}{b \cdot (0,8 \cdot f_{cd} \cdot f_{ftk.res.2,5})}} - 1 \right) \quad (8.15)$$

Denne likningen løses med hensyn på $\sigma_{pu,n}$, som er total spenning i spennarmeringen. Dette gjøres i Mathcad ved bruk av «solve»-funksjon.

Tilleggsspenningen regnes ut ved følgende formel:

$$\Delta\sigma_{pu,n} = \sigma_{pu,n} - \sigma_{pe} \quad (8.16)$$

Summerer de forskjellige brudd snittene og reduserer for lengde:

$$\Delta\sigma_{pu} = \frac{L_1}{L_2} \cdot \sum \Delta\sigma_{pu,i} \quad (8.17)$$

Resultat x-retning, første felt med brudd i felt og støtte.

Felt $\Delta\sigma_{pu,x.1} = 137,54$ MPa

Støtte $\Delta\sigma_{pu,x.2} = 80,18$ MPa

Redusert med tanke på jevnt fordelt spenningsøkning $\Delta\sigma_{pu,x} = 36,95$ MPa

Resultat y-retning, midtre felt med brudd i felt og to støtter.

Felt $\Delta\sigma_{pu,y.1} = 181,22$ MPa

Støtte $\Delta\sigma_{pu,y.2} = 189,04$ MPa

Redusert med tanke på jevnt fordelt spenningsøkning $\Delta\sigma_{pu,y} = 226,2 \text{ MPa}$

8.7.3 Konklusjon

Resultater:

	NS-EN 1992	NS 3473	Naaman
X-retning	100 N/mm ²	95,73 N/mm ²	36,95 N/mm ²
Y-retning	100 N/mm ²	352,43 N/mm ²	226,20 N/mm ²

Tabell 8.1

I henhold til NS-EN 1992-1-1 kan vi øke spenningen i spennkabelen med 100 N/mm² i bruddgrensetilstanden, se 4.6.6.1. Beregningsmetodene i NS3473 og (Naaman, et al., 2002) viser at det er stor forskjell på spennkraftøkningen mellom x- og y-retning. Dette er i hovedsak fordi forlengelsen i kabelen fordeles på forskjellige lengder og dermed får man stor forskjell i tøyning.

Utregningsmetodene er i prinsipp litt forskjellige. NS3473 er basert på at man i bruddgrensetilstand vil oppnå en maksimal nedbøyning. Forlengelsen av spennkabelen kan da bestemmes geometrisk, med noen antakelser og forenklinger. Dette fører til formelen (4.20).

Metoden til (Naaman, et al., 2002) tar utgangspunkt i betongtøyninger og at plane tverrsnitt forblir plane, og regner ut tøyningen på høyde med spennarmeringen.

$$\Delta\varepsilon_p = \varepsilon_c \cdot \left(\frac{1-\alpha}{\alpha}\right) = \varepsilon_c \cdot \left(\frac{1}{\alpha} - 1\right) \quad (8.18)$$

Han introduserer også faktoren Ω_u som skal ta høyde for ikke-lineære effekter og at det ikke er heft. Ω_u er bestemt empirisk men har blitt forenklet til 3/(L/d) for jevnt fordelt last og 1.5/(L/d) for punktlast. Disse verdiene for Ω_u skal også gi en sikkerhetsfaktor.

Beregningsmetodene som har blitt gjennomgått er forenklede metoder som skal være enkle å bruke i håndberegninger. Disse gir sprikende resultat og det er vanskelig å si hvilken metode som gir det beste bildet av virkeligheten. For å få mer nøyaktige resultater må man utføre ikke lineære-analyser av konstruksjonen, noe vi velger ikke å gå nærmere inn på her.

9 Tidsavhengige tap

Tap på grunn av kryp, svinn og relaksasjon i denne oppgaven er satt til lik i begge retninger. X1 har blitt vurdert, da dette er kritisk snitt.

9.1 Kryp

Krypberegningene blir gjort for både kabler med heft og uten heft. I flatdekket i denne oppgaven er det ikke heft, men begge utregningene blir gjort for å vise forskjellen. Dette er for å vise at de tradisjonelle formlene for forspent armering ikke passer like godt til armering uten heft.

Kryptallet og redusert E-modul pga. kryp:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1.533 \quad (4.30)$$

$$E_{CL} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 14214 \frac{N}{mm^2} \quad (4.31)$$

Moment på grunn av kort- og langtidslaster:

$$M_k = \frac{(G_k + P_{kk}) \cdot L_{x.2}^2}{8} = 307.1 kNm \quad (4.32)$$

$$M_{tk} = -M_{p.x.red} \cdot \eta_x + M_k = 203 kNm \quad (4.33)$$

$$M_l = \frac{(G_k + P_{kl}) \cdot L_{x.2}^2}{8} = 330.8 kNm \quad (4.32)$$

$$M_{tl} = -M_{p.x.red} \cdot \eta_x + M_l = 226.6 kNm \quad (4.33)$$

9.1.1 Beregninger med heft

Spenninger i betongen kort og lang tid i tyngdepunktet til armeringen:

$$\sigma_{ctk} = \frac{-P_{m.x}}{A_{tk}} + \frac{M_{tk}}{I_{tk}} \cdot (e_{x.s} - y_{tk}) = 1.708 \frac{N}{mm^2} \quad (4.34)$$

$$\sigma_{ctl} = \frac{-P_{m.x}}{A_{tl}} + \frac{M_{tl}}{I_{tl}} \cdot (e_{x.s} - y_{tl}) = 1.896 \frac{N}{mm^2} \quad (4.34)$$

$$\varepsilon_{ck} = \frac{\sigma_{ctk}}{E_{cm}} = 0.0000474 \quad (4.35)$$

$$\varepsilon_{cl} = \frac{\sigma_{ctl}}{E_{cm}} = 0.000133$$

$$\Delta\varepsilon_{pk.heft} = \varepsilon_{ck} = 0.0000474 \quad (4.36)$$

$$\Delta\varepsilon_{pl.heft} = \varepsilon_{cl} = 0.000133 \quad (4.36)$$

Spenningsene i kablene blir da:

$$\Delta\sigma_{pk.heft} = \Delta\varepsilon_{pk.heft} \cdot E_p = 9.3 \frac{N}{mm^2} \quad (4.37)$$

$$\Delta\sigma_{pl.heft} = \Delta\varepsilon_{pl.heft} \cdot E_p = 26.1 \frac{N}{mm^2} \quad (4.37)$$

Total spenningsendring på grunn av kryp:

$$\Delta\sigma_{pkryp.heft} = \Delta\sigma_{pl.heft} - \Delta\sigma_{pk.heft} = 16.8 \frac{N}{mm^2} \quad (4.38)$$

$$\%_{tap.kryp.heft} = \frac{\Delta\sigma_{p.kryp.heft}}{\sigma_{pm.x}} = 1.208\% \quad (4.39)$$

9.1.2 Beregninger uten heft

Spenninger i betongen kort og lang tid i tyngdepunktet til armeringen:

$$\sigma_{ck} = \frac{-P_{m.x}}{A_{c.N}} + \frac{M_{tk}}{I_{c.x}} \cdot e_{x.s} = 1.719 \frac{N}{mm^2} \quad (4.40)$$

$$\sigma_{cl} = \frac{-P_{m.x}}{A_{c.N}} + \frac{M_{tl}}{I_{c.x}} \cdot e_{x.s} = 1.932 \frac{N}{mm^2} \quad (4.40)$$

$$\varepsilon_{ck} = \frac{\sigma_{ck}}{E_{cm}} = 0.0000478 \quad (4.41)$$

$$\varepsilon_{cl} = \frac{\sigma_{cl}}{E_{cm}} = 0.000136$$

$$\Delta\varepsilon_{pk} = \Omega_{tøyning} \cdot \varepsilon_{ck} = 0.0000227 \quad (4.42)$$

$$\Delta\varepsilon_{pl} = \Omega_{tøyning} \cdot \varepsilon_{cl} = 0.000065 \quad (4.42)$$

Spenningsene i kablene blir da:

$$\Delta\sigma_{pk} = \Delta\varepsilon_{pk} \cdot E_p = 4.457 \frac{N}{mm^2} \quad (4.43)$$

$$\Delta\sigma_{pl} = \Delta\varepsilon_{pl} \cdot E_p = 12.688 \frac{N}{mm^2} \quad (4.43)$$

Total spenningsendring på grunn av kryp:

$$\Delta\sigma_{pkryp} = \Delta\sigma_{pl} - \Delta\sigma_{pk} = 8.23 \frac{N}{mm^2} \quad (4.44)$$

$$\%_{tap.kryp} = \frac{\Delta\sigma_{p.kryp}}{\sigma_{pm.x}} = 0.59\% \quad (4.45)$$

9.1.3 Sammenligning

$$\%_{tap.kryp} = \frac{\Delta\sigma_{p.kryp}}{\sigma_{pm.x}} = 0.59\% \quad (4.45)$$

$$\%_{tap.kryp.heft} = \frac{\Delta\sigma_{p.kryp.heft}}{\sigma_{pm.x}} = 1.208\% \quad (4.39)$$

9.2 Svinn

Beregning av svinntøyning er gjort etter NS-EN 1992-1-1 pkt. 3.1.4. Uttøringsvinn er gjort etter Tillegg B2 og 3.1.4(6), og autogent svinn er gjort etter 3.1.4(6).

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 0.00027 \quad (4.46)$$

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn} = \varepsilon_{cs} \cdot \frac{N_s}{E_{middel} \cdot A_{c.N}} + \frac{N_s \cdot (e_{x.f})^2}{E_{middel} \cdot I_{c.x}} = 0.00028 \quad (4.49)$$

$$\Delta\sigma_{p.svinn} = \Delta\varepsilon_{p.svinn} \cdot E_p = 55.34 \frac{N}{mm^2} \quad (4.50)$$

$$\%_{tap.svinn} = \frac{\Delta\sigma_{p.svinn}}{\sigma_{pm.x}} = 3.967\% \quad (4.51)$$

9.3 Relaksasjon

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{pr} &= 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1\mu\left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)}} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi} \\ &= 67.95 \frac{N}{mm^2} \end{aligned} \quad (4.52)$$

$$\%_{tap.rel.l} = \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pm.x}} = 4.871\% \quad (4.53)$$

9.4 Samlet tidsavhengig tap

$$\begin{aligned} \%_{tap.k.s.r} &= \%_{tap.kryp} + \%_{tap.svinn} + \%_{tap.rel.l} = 9.428\% \\ \%_{tap.k.s.r.heft} &= 10.045\% \end{aligned} \quad (4.54)$$

9.5 Forenklet metode

$$\begin{aligned} \Delta P_{c+s+r} &= A_p \Delta\sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8\Delta\sigma_p \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0,8\varphi(t, t_0)]} \\ &= 118.464 \frac{N}{mm^2} \end{aligned} \quad (4.55)$$

$$\%_{tap.enkel} = \frac{\Delta\sigma_{p.c.s.r}}{\sigma_{pm.x}} = 8.492\% \quad (4.56)$$

9.6 Stadium II, risset tverrsnitt

Tap i stadium II blir:

$$\sigma_c = \sigma_{c.M}(\alpha_n) = 17.18 \frac{N}{mm^2} \quad (4.57)$$

$$\varepsilon_{c.n} = \frac{\sigma_c}{E_{middel}} = 0.000857 \quad (4.58)$$

$$\Delta\varepsilon_p = \frac{\varepsilon_{c.n} \cdot (1 - \alpha_n)}{\alpha_n} = 0.000412 \quad (4.59)$$

$$\Delta\sigma_p = (\Delta\varepsilon_p)E_p = 80.756 \frac{N}{mm^2} \quad (4.60)$$

$$\varepsilon_{cckk} = \frac{1 - \alpha_n}{\alpha_n} \cdot \frac{\sigma_c}{E_{cm}} = 0.00023 \quad (4.61)$$

$$\Delta\varepsilon_{pl} = \Delta\varepsilon_p - \varepsilon_{cckk} - \varepsilon_{cs} = -0.0000903 \quad (4.62)$$

$$\Delta\sigma_{pl} = \Delta\varepsilon_p \cdot E_p - \Delta\sigma_{pr.l} = -85.644 \frac{N}{mm^2} \quad (4.63)$$

$$\%_{tap.risset} = \frac{|\Delta\sigma_{pl}|}{\sigma_{pm.x}} = 6.149\% \quad (4.64)$$

9.7 Oppsummering

Med heft, u/riss	$\%_{tap_{k.s.r.heft}}$	10,045 %
Uten heft, u/riss	$\%_{tap_{k.s.r}}$	9,428 %
Forenklet metode	$\%_{tap_{enkel}}$	8,492 %
Risset tverrsnitt	$\%_{tap_{risset}}$	6,149 %

Tabell 9.1 Sammenligning av tidsavhengige tap

9.8 Konklusjon

Forskjellen på tap på grunn av kryp med og uten heft er betydelig, der kryp med heft gir omtrent dobbelt så høgt tap som kryp uten heft gir. Dette viser at det blir feil ikke å ta hensyn til at det ikke er heft i de ordinære formlene. Det viktigste er å velge riktig tøyingsreduksjonsfaktor Ω .

Differansen på ordinær metode og forenklet metode er på ca. 1 %. I forenklet metode regnes det med at riss har oppstått i deler av systemet. Derfor er det naturlig at den ligger et sted mellom urisset og risset. For videre beregninger har tap for urisset tilstand blitt valgt. Det er kun et lite område på hele dekket som er risset (over en søyle). Tap fra urisset tilstand har blitt vurdert til den beste verdien og er dermed benyttet i videre beregninger.

10 Riss

10.1 Riss i bruksgrensetilstand

Rissmomentet blir beregnet etter formel (4.25).

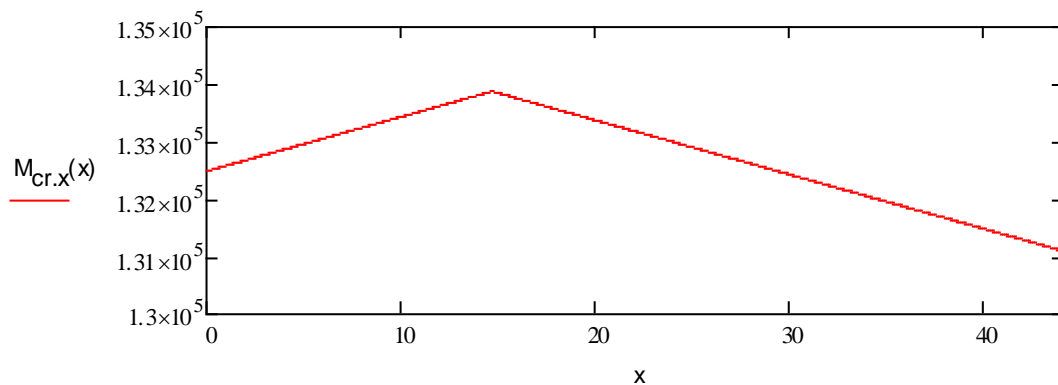
X-retning

$$M_{cr,x}(x) = \frac{P_{x,red}(x)}{A_{c,N}} \cdot \frac{I_{c,x}}{y} + f_{ctm} \cdot \frac{I_{c,x}}{y} \quad (4.25)$$

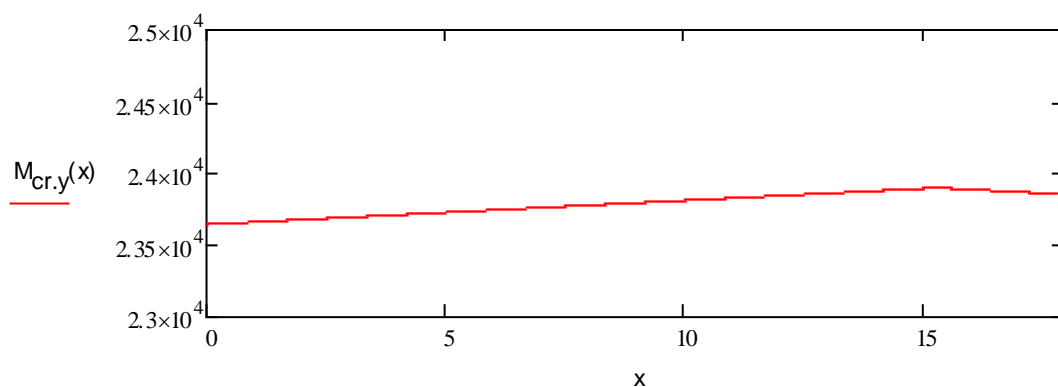
Y-retning

$$M_{cr,y}(x) = \frac{P_{y,red}(x)}{A_{c,y}} \cdot \frac{I_{c,y}}{y} + f_{ctm} \cdot \frac{I_{c,y}}{y} \quad (4.25)$$

Rissmoment blir da som vist i Figur 10.1 og Figur 10.2.



Figur 10.1 Rissmoment i x-retning



Figur 10.2 Rissmoment i y-retning

I henhold til Tabell 6.1 *Opptredende laster x-retning* og Tabell 6.2 *Opptredende laster y-retning* kan man se at det bare er i snitt X1 det vil oppstå riss i bruksgrensetilstand.

10.2 Rissvidde

Største rissavstand for armering i strekksonen uten heft:

$$\begin{aligned} s_{r.max} &= 1.3 \cdot (h - x) = 1.3 \cdot (220\text{mm} - 0.675 \cdot 140\text{mm}) \\ &= 163\text{mm} \end{aligned} \quad (4.66)$$

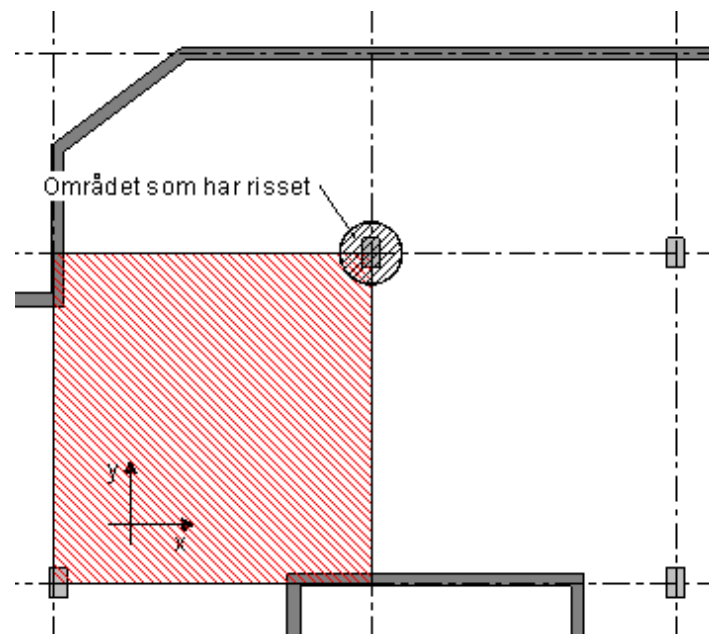
Rissvidde:

$$\begin{aligned} w_k &= s_{r.max} \cdot \left(\varepsilon_{sm} - \frac{f_{ftk.res.2.5}}{E_{cm}} \right) \\ &= 163\text{mm} \cdot \left(4,12 \cdot 10^{-4} - \frac{1.46\text{MPa}}{20059\text{MPa}} \right) \\ &= 0.061\text{mm} \end{aligned} \quad (4.68)$$

Med den nye formelen for rissvidde er rissviddene langt innenfor kravene for tradisjonell armering. Svaret virker forholdsvis fornuftig da det kun er et lite område på dekket som risser. En av grunnene til liten rissvidde kan være at etteroppspanning virker positivt på riss på grunn av den initielle oppspanningen.

11 Nedbøyning

I nedbøyningsberegningene ser man bare på ett felt på dekket. Som en forenkling betrakter man dekket som en ett-felts bjelke med fast innspenning i ene enden og fritt opplagt i den andre, se Figur 4.22 *Vanlig momentdiagram i Focus for ytterfelt*. Dette gjelder for begge retninger.



Figur 11.1 Område for nedbøyning

Fordi det oppstår riss rundt søylen, må man regne med redusert 2. arealmoment i dette området. Hvor mye av spennet som er risset har mye å si for nedbøyningen.

Opptredende moment over søyle og i felt i x-retning, er:

$$M_{x,s} = 172 \text{ kNm}$$

$$M_{x,f} = 70 \text{ kNm}$$

M_{cr} er 135 kNm. Moment over søyle gir da riss.

Opptredende moment i y-retning er vesentlig mindre:

$$M_{y,s} = 12.2 \text{ kNm}$$

$$M_{y,f} = 3.6 \text{ kNm}$$

2. arealmoment for urisset og risset tilstand blir:

$$I_{c.urisset} = \frac{b_c h_c^3}{12} = \frac{1m \cdot 220mm^3}{12} = 8.87 \times 10^8 mm^4 \quad (4.69)$$

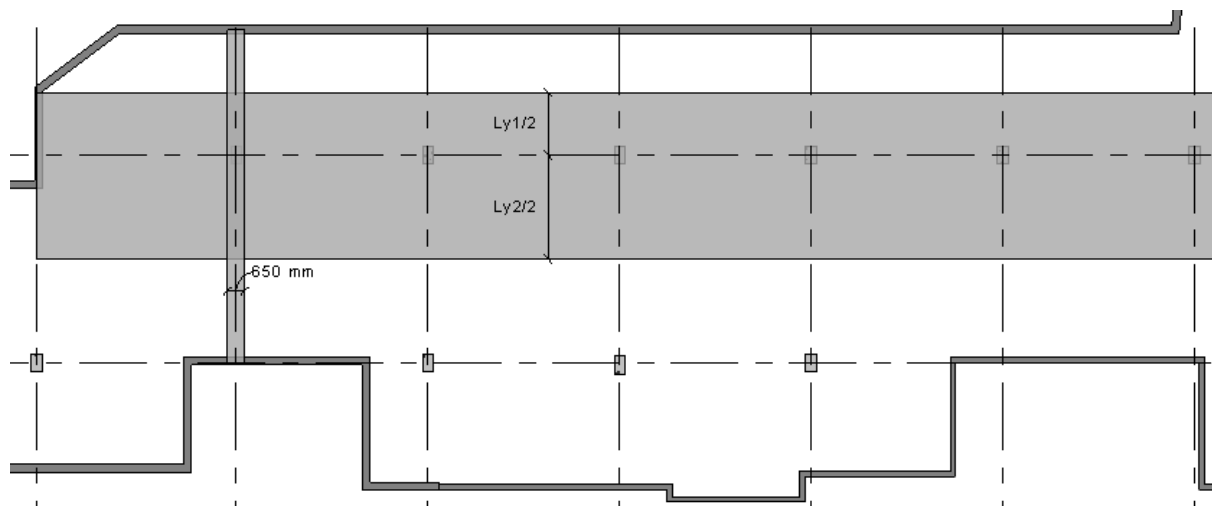
$$I_{c.risset} = \frac{b_c (\alpha_n \cdot d)^3}{12} = \frac{1m \cdot 94.5mm^3}{12} = 7.04 \times 10^7 mm^4 \quad (4.70)$$

Der

$\alpha_n \cdot d$ er trykksonehøyden.

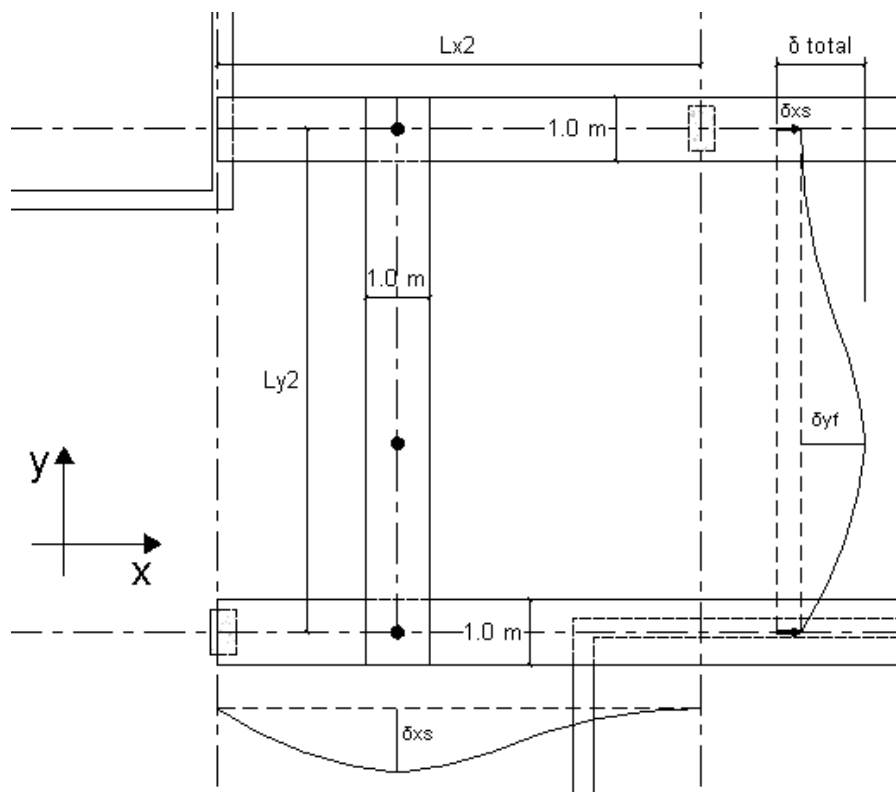
11.1 Ekvivalent rammemetode

I denne oppgaven har man søylestripe og feltstripe som er halve spennlengden på hver side av søylen, se Figur 11.2.



Figur 11.2 Strippebredde for ekvivalent rammemetode

Man finner så momentet per meter ved å dele opptredende moment på bredden kablene virker på.



Figur 11.3 Prinsipp for beregning av nedbøyning i platefelt

$$m_{x,s} = \frac{M_{x,s}}{\frac{L_{y,1}}{2} + \frac{L_{y,2}}{2}} = \frac{172 \text{ kNm}}{2.35 \text{ m} + 3.9 \text{ m}} = 27.5 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad (4.71)$$

$$m_{x,f} = \frac{M_{x,f}}{\frac{L_{y,1}}{2} + \frac{L_{y,2}}{2}} = \frac{70 \text{ kNm}}{2.35 \text{ m} + 3.9 \text{ m}} = 11.2 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad (4.72)$$

$$m_{y,s} = \frac{M_{y,s}}{0.65 \text{ m}} = \frac{12.2 \text{ kNm}}{0.65 \text{ m}} = 18.8 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad (4.71)$$

$$m_{y,f} = \frac{M_{y,f}}{0.65 \text{ m}} = \frac{3.6 \text{ kNm}}{0.65 \text{ m}} = 5.5 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad (4.72)$$

I henhold til Figur 4.8 *Fordeling av momenter mellom felt- og søylestriper* vil gjeldende moment i søyle- og feltstripen for x- og y-retningen være som følger:

$$m_{x.i.søyle} = 1.8 \cdot m_{x.s} = 1.8 \cdot 27.5kN \frac{m}{m} = 49.5kN \frac{m}{m} \quad (4.73)$$

$$m_{x.y.søyle} = 1.2 \cdot m_{x.s} = 1.2 \cdot 27.5kN \frac{m}{m} = 33.0kN \frac{m}{m} \quad (4.74)$$

$$m_{x.f.søyle} = 0.5 \cdot m_{x.s} = 0.5 \cdot 27.5kN \frac{m}{m} = 13.8kN \frac{m}{m} \quad (4.75)$$

Der

$m_{x.i.søyle}$ er fordeling av støttemoment i indre søylestripe.

$m_{x.y.søyle}$ er fordeling av støttemoment i ytre søylestripe.

$m_{x.f.søyle}$ er fordeling av støttemoment i feltstripen.

Fordeling av feltmoment blir som følger:

$$m_{x.s.felt} = 1.2 \cdot m_{y.f} = 1.2 \cdot 11.2kN \frac{m}{m} = 13.4kN \frac{m}{m} \quad (4.76)$$

$$m_{x.f.felt} = 0.5 \cdot m_{y.f} = 0.8 \cdot 11.2kN \frac{m}{m} = 9.0kN \frac{m}{m} \quad (4.77)$$

Der

$m_{x.s.felt}$ er fordeling av feltmoment i søylestripen.

$m_{x.f.felt}$ er fordeling av feltmoment i feltstripen.

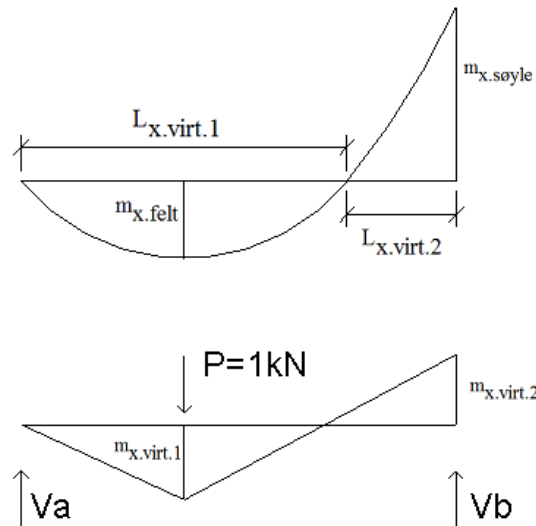
Videre brukes det største momentet fra støttemoment og feltmoment, $m_{søyle}$, og m_{felt} .

I y-retning vil søyle- og feltmomentene bli:

$$m_{y.søyle} = m_{y.s} = 18.8kN \frac{m}{m} \quad (4.78)$$

$$m_{y.felt} = m_{y.f} = 5.5kN \frac{m}{m} \quad (4.79)$$

Deretter brukes enhetslastmetoden for å regne nedbøyningen, se Figur 11.4. I følge Focus- og Excel-beregningene våre er utbredelsen av riss ca. 10 % av spennlengden, eller ca. 20 % av $L_{x.virt.2}$ og $L_{y.virt.2}$. Det gir, ved hjelp av hurtigintegrasjon, disse utregningene:



Figur 11.4 Enhetslast for x-retning. Samme gjelder for y-retning

$$\delta_{x.s} = \left[\begin{array}{c} (2 \cdot \frac{5}{12} \cdot m_{x.felt} \cdot m_{x.virt.1} \cdot L_{x.virt.1} + 0.8 \cdot \frac{1}{4} \cdot m_{x.søyle} \cdot m_{x.virt.2} \\ \cdot L_{x.virt.2}) \frac{1}{E_{middel} \cdot I_{c.x}} + 0.2 \cdot \frac{1}{4} \cdot m_{x.søyle} \cdot m_{x.virt.2} \cdot L_{x.virt.2} \cdot \frac{1}{E_{middel} \cdot I_{c.x.red}} \end{array} \right] \quad (4.80)$$

$$= 7.5mm$$

$$\delta_{y.f} = \left[\begin{array}{c} (2 \cdot \frac{5}{12} \cdot m_{y.felt} \cdot m_{y.virt.1} \cdot L_{y.virt.1} + 0.8 \cdot \frac{1}{4} \cdot m_{y.søyle} \cdot m_{y.virt.2} \\ \cdot L_{y.virt.2}) \frac{1}{E_{middel} \cdot I_{c.y}} + 0.2 \cdot \frac{1}{4} \cdot m_{y.søyle} \cdot m_{y.virt.2} \cdot L_{y.virt.2} \cdot \frac{1}{E_{middel} \cdot I_{c.y.red}} \end{array} \right] \quad (4.81)$$

$$= 3.2mm$$

$$\delta_{tot} = \delta_{x.s} + \delta_{y.f} = 10.7mm \quad (4.82)$$

Krav til nedbøyning er:

$$Krav nedbøyning = \frac{L_{x.2} + L_{y.2}}{2 \cdot 250} = 30.6mm \quad (4.83)$$

11.2 Konklusjon

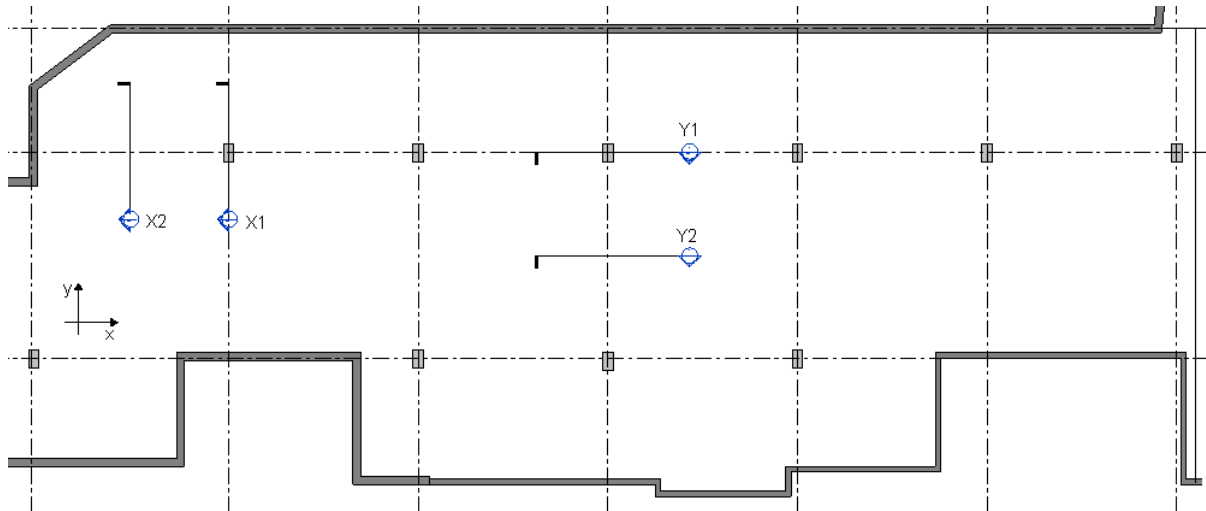
Kravene er tilfredsstilt, og det med god margin. Verdt å merke seg er at reduksjonen av 2.arealmoment i risset tilstand er betydelig. Med andre ord har utbredelsen av riss stor innvirkning på nedbøyningen. Det er dermed veldig viktig å ta hensyn til utbredelsen av riss i nedbøyningsberegningene.

12 MomentKapasitet

12.1 Elastisk momentkapasitet

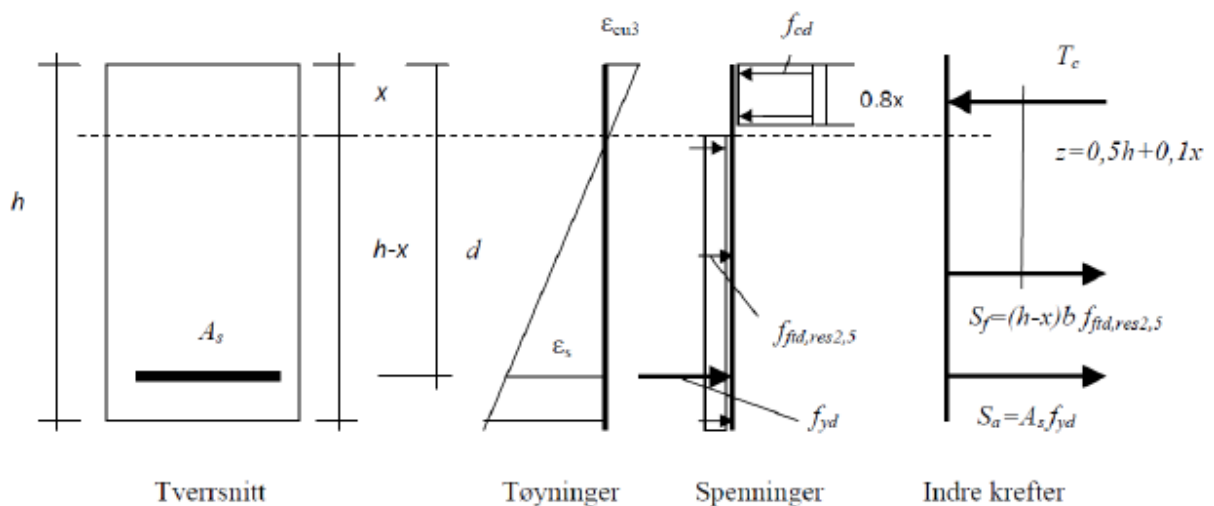
I momentberegningene i denne oppgaven er det sett på fire snitt. To i hver retning (x- og y-retning). Ett over søyle og ett i felt, Figur 5.4.

Snittene er plassert der de største støtte- og feltmomentene oppstår for hver retning.



Figur 5.4 Kontrollsnitt i dekket

Momentberegningene er gjort etter (Kanstad, et al., 2011) sine anbefalinger, der trykksonehøyden bestemmes ved hjelp av aksiell likevekt.



Figur 4.24 Spennings- og tøyingsfordeling for rektangulært tverrsnitt av armert fiberbetong

Trykksonehøyde over søyle i x-retning:

$$x_1 = \frac{A_{p,x} \cdot (\sigma_{I,d,x} + \Delta\sigma_{p,ULS}) + h_c \cdot b_x \cdot f_{ftd,res.2.5}}{b_x \cdot (0.8 \cdot f_{cd} + f_{ftd,res.2.5})} = 47.7mm \quad (4.84)$$

Momentkapasiteten for X1 blir da som følger:

$$\begin{aligned} M_{Rd.1} &= S_{f.x.1} \cdot (0.5h + 0.1x_1) + S_{a.x}(d_{x.1} - 0.4x_1) \\ &= 339.4kNm \end{aligned} \quad (4.85)$$

Reduksjonen av støttemoment som følge av lagerbredden, blir:

$$\Delta M_{Edx} = F_{Ed.sup.x} \cdot \frac{t_x}{8} = 28.85kNm \quad (4.86)$$

Reduksjonen av støttemomentet som følger av omfordeling, blir:

$$\delta_{x.1} = \max\left(k_1 + \frac{k_2 \cdot x_1}{d_{x.1}}, 0.7\right) = 0.88 \quad (4.87)$$

k_5 -verdien (0,7) i formel (4.87) er gitt for vanlig slakkarmoring klasse B og C. I følge kapittel 16.1 gir dette tverrsnittet bedre duktilitet enn slakkarmert tverrsnitt. Bruk av k_5 er da ok.

Opptrendende moment blir da redusert til:

$$\begin{aligned} M_{Ed1} &= M_{Ed1} \cdot \delta_{x.1} - \Delta M_{Edx} \\ &= 401.5kNm \cdot 0.88 - 28.85kNm \\ &= 318.9Nm \end{aligned} \quad (4.88)$$

Opptredende moment er hentet fra Tabell 6.1 Opptredende laster x-retning.

Disse to reduksjonene reduserer til sammen opptredende moment med 20.6 %.

Utnyttelse av momentkapasitet:

$$\eta_1 = \frac{M_{Ed1} \cdot \delta_{x.1} - \Delta M_{Edx}}{M_{Rd.1}} = \frac{318.9kNm}{339.4kNm} = 93.9\% \quad (12.1)$$

Trykksonehøyde i felt i x-retning.

$$\begin{aligned} x_2 &= \frac{A_{p.x} \cdot (\sigma_{I.d.x} + \Delta\sigma_{p.ULS}) + h_c \cdot b_x \cdot f_{ftd.res.2.5}}{b_x \cdot (0.8 \cdot f_{cd} + f_{ftd.res.2.5})} \\ &= 47.7mm \end{aligned} \quad (4.84)$$

Momentkapasiteten for X2 (i felt i x-retning) blir da som følger:

$$\begin{aligned} M_{Rd.2} &= S_{f.x.2} \cdot (0.5h + 0.1x_2) + S_{a.x}(d_{x.2} - 0.4x_2) \\ &= 427.9kNm \end{aligned} \quad (4.85)$$

Opptrendene moment blir:

$$M_{Ed2} = 322.3kNm \quad (4.88)$$

Opptredende moment er hentet fra Tabell 6.1 Opptredende laster x-retning.

Utnyttelse av momentkapasitet:

$$\eta_1 = \frac{M_{Ed2}}{M_{Rd,2}} = \frac{322.3kNm}{427.9kNm} = 75.3\% \quad (12.2)$$

Disse to beregningene gjøres tilsvarende for y-retning, bare med andre verdier for trykksonehøyde, effektiv høyde og momentreduksjoner. Momentkontroll for de to snittene i y-retning (Y1 og Y2) gir henholdsvis en utnyttelse på %, $\eta_3=66.0\%$ og $\eta_4=49.1\%$.

X1	η_1	93.9 %
X2	η_2	75,3 %
Y1	η_3	66,0 %
Y2	η_4	49,1 %

Tabell 12.1

12.1.1 Sammenligning spennkraftøkning i ULS

Som vist i kapittel 8.7, er det regnet ut to andre verdier for $\Delta\sigma_{p,ULS}$. Her vil det bli vist hvilken forskjell det gjør på momentberegningene. Beregningene er gjort for snitt X-1 og Y-1.

	NS-EN 1992	NS 3473	Naaman
X-retning	100 N/mm ²	95,73 N/mm ²	36,95 N/mm ²
Y-retning	100 N/mm ²	352,43 N/mm ²	226,20 N/mm ²

Tabell 8.1

Momentkapasiteten fra de to andre metodene er satt i forhold til beregningene med $\Delta\sigma_{p,ULS}=100\text{MPa}$ i Tabell 12.2 og Tabell 12.3. Momentkapasitet uten spennkraftøkning er også med i tabellene, men kun for å vise forskjellen.

For x-retning blir differansen til EC2 følgende:

X-retning		
NS-EN 1992	η_{EC2x}	1
Uten $\Delta\sigma_{p,ULS}$	$\eta_{EC2x.uten}$	0,936
NS3473	η_{NSx}	0,998
Naaman	η_{NAAx}	0,966

Tabell 12.2

For y-retning blir differansen til EC2 følgende:

Y-retning		
NS-EN 1992	η_{EC2y}	1
Uten $\Delta\sigma_{p,ULS}$	$\eta_{EC2y,uten}$	0,946
NS3473	η_{NSy}	1,125
Naaman	η_{NAAy}	1,063

Tabell 12.3

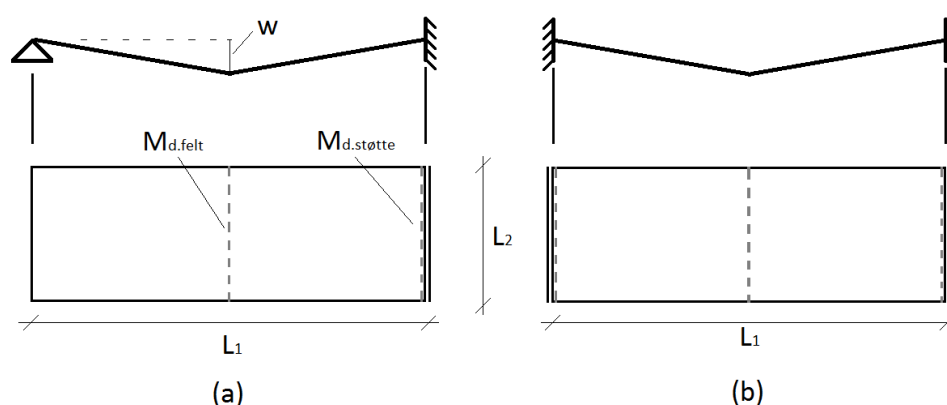
12.1.2 Konklusjon

Med en utnyttelse på 93,9 % for elastisk beregning vil moment være dimensjonerende. Uten reduksjon av moment over søyle og reduksjon på grunn av omfordeling, ville det ikke vært tilstrekkelig kapasitet i kritisk snitt. Dette er viktige faktorer for kontinuerlige bjelker og dekker. I dette tilfellet reduseres opptredende moment med 20,6 %, noe som er betydelig.

I (Naaman & Alkhairi, 1991) blir metoder for å beregne $\Delta\sigma_p$ sammenlignet med resultat fra flere tester. I tabell 2 i (Naaman & Alkhairi, 1991) kommer det frem at «Naaman-metoden» i beregningene over har en korrelasjonsfaktor på 0,83, mens den tyske standarden (DIN4227) har en faktor på 0,43. Metoden i NS 3473 er tilsvarende metoden i DIN 4227 (Strømme, 1993). Dette indikerer at «Naaman-metoden» gir mer nøyaktige resultat for beregning av $\Delta\sigma_p$. Lengden på kabel er en viktig variabel som har mye å si for hvilke verdier man får. Dette gjelder for begge metodene.

12.2 Bruddlinjeteori

Det vil bli to forskjellige bruddlinjeformer på dette dekket. I ytre felt i både x- og y-retning vil det være fritttopplagt på en side og innspent på motsatt side, se Figur 12.1 (a). De indre felt i både x- og y-retning vil være fast innspent i begge ender på grunn av det kontinuerlige dekket, se Figur 12.1 (b)



Figur 12.1 Bruddlinjemønstre

For Figur 12.1 (a):

$$A_y = q \cdot V = q \frac{L_1 \cdot L_2 \cdot w}{2} \quad (12.3)$$

$$A_i = M_d \cdot l \cdot \theta = (M_{d.s} \cdot 2M_{d.f}) \cdot L_2 \cdot \frac{2 \cdot w}{L_1} \quad (12.4)$$

$$A_y = A_i$$

$$q = (M_{d.s} + 2M_{d.f}) \frac{4}{L_1^2} \quad (12.5)$$

For Figur 12.1 (b):

$$A_y = q \cdot V = q \frac{L_1 \cdot L_2 \cdot w}{2} \quad (12.6)$$

$$A_i = M_d \cdot l \cdot \theta = (2M_{d.s} \cdot 2M_{d.f}) \cdot L_2 \cdot \frac{2 \cdot w}{L_1} \quad (12.7)$$

$$A_y = A_i$$

$$q = (2M_{d.s} + 2M_{d.f}) \frac{4}{L_1^2} \quad (12.8)$$

Momentene som brukes i formel (12.5) og (12.8) er som vist i formel (12.9) det dimensjonerende bruddmomentet pluss tvangsmoment.

$$M_{d.i} = M_{Rd.i} + M_{T.i} \quad (12.9)$$

Kapasiteten til de ytre feltene blir beregnet etter formel (12.5). Mens de indre feltene blir beregnet etter formel (12.8).

Ytre felt X-retning	14,49 kN/m ²
Indre felt X-retning	20,33 kN/m ²
Ytre felt Y-retning	37,72 kN/m ²
Indre felt Y-retning	18,89 kN/m ²

Tabell 12.4

12.3 Sammenligning elastisitetsteori og bruddlinjeteori

Maks kapasitet for elastisitetsteori:

$$M_{Rd,El} = \frac{M_{Rd,i}}{\delta_i} + \Delta M_i + M_{T,i} \quad (12.10)$$

Der

- $M_{Rd,i}$ Er elastisk momentkapasitet
 δ_i Omfordelingsfaktor etter NS-EN 1992-1-1 pkt. 5.5
 ΔM_i Reduksjon av opptredende moment etter NS-EN 1992-1-1 pkt. 5.3.2.2(4)
 $M_{T,i}$ Tvangsmoment

Ved å regne ut maks tillatt moment etter formel (12.10), kan man finne maks opptredende last ved å iterere seg frem i Focus Konstruksjon. Dette gir følgende resultater:

	Nyttelast	Inkl. egenlast
Ytre felt X-retning	4,17 kN/m ²	10,77 kN/m ²
Indre felt X-retning	10,12 kN/m ²	16,72 kN/m ²
Ytre felt Y-retning	17,0 kN/m ²	23,6 kN/m ²
Indre felt Y-retning	10,5 kN/m ²	17,1 kN/m ²

Tabell 12.5

Ved å sammenligne resultatene og regne ut utnyttelsesgrad, får vi følgende resultater:

	Elastisitetsteori	Bruddlinje	% utnyttelse
Ytre felt X-retning	10,77 kN/m ²	14,49 kN/m ²	134,5%
Indre felt X-retning	16,72 kN/m ²	20,33 kN/m ²	121,5%
Ytre felt Y-retning	23,6 kN/m ²	37,72 kN/m ²	159,9%
Indre felt Y-retning	17,1 kN/m ²	18,89 kN/m ²	110,5%

Tabell 12.6

13 Skjærkraftfordeling og kapasitetsberegning

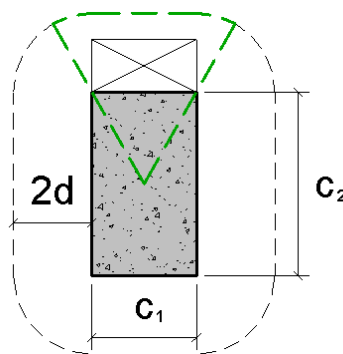
Skjærbergingene er gjort etter NS-EN 1992-1-1 pkt. 6.4, og bidrag fra fiber er hentet fra (Kanstad, et al., 2011).

13.1 Generelt

Den effektive høyden til flatdekket er gitt som en gjennomsnittsverdi av effektiv høyde i begge retninger over kritisk søyle:

$$d_{eff} = \frac{d_y + d_x}{2} = \frac{160\text{mm} + 140\text{mm}}{2} = 150\text{mm} \quad (4.94)$$

Kontrollsnittene må reduseres på grunn av en utsparing ved søylen. Dette er gjort i henhold til NS-EN 1992-1-1 pkt. 6.4.2(3).



Figur 13.1 Redusering av kontrollsnitt pga. utsparing

Omkrets søylekant:

$$\begin{aligned} u_0 &= 2 \cdot c_1 + 2 \cdot c_2 - c_1 \\ &= 2 \cdot 400\text{mm} + 2 \cdot 700\text{mm} - 400\text{mm} \\ &= 1800\text{mm} \end{aligned} \quad (4.92)$$

Kontrollsnittet settes til 2d fra søylekant:

$$\begin{aligned} u_1 &= 4 \cdot \pi \cdot d + u_0 - \pi \cdot d \\ &= 4 \cdot \pi \cdot 150\text{mm} + 2200\text{mm} - \pi \cdot 150\text{mm} = 3214\text{mm} \end{aligned} \quad (4.93)$$

13.2 Lastareal for søyle

Lastarealet for søylen er tatt 0,6L₁ fra senter av søyle til hver av sidene i retning vegg. Med fritt opplagt dekke i vegg vil verdien bli 5/8L, men i realiteten er ikke dekket helt fritt opplagt. Dermed er 0,6L₂ valgt. I de to andre retningene er det 0,5L. Det er fordi de feltene kan betraktes som fast innspent i begge ender.

$$A_{skjær} = A_w - A_1 \quad (4.95)$$

Areal innenfor kontrollsnitt u_1 blir:

$$\begin{aligned} A_1 &= c_1 \cdot c_2 + 4d_{eff} \cdot (c_1 + c_2) + \pi \cdot 4d_{eff}^2 \\ &= 400 \cdot 700 + 4 \cdot 150 \cdot (400 + 700) + \pi \cdot 150^2 = 1.223m^2 \end{aligned} \quad (4.96)$$

Lastareal blir beregnet:

$$A_w = \left(0.6L_{x.2} + \frac{L_{x.1}}{2}\right) \cdot \left(0.6L_{y.1} + \frac{L_{y.2}}{2}\right) = 54.432m^2 \quad (4.97)$$

Arealet som skal brukes for å beregne skjær, er lastarealet minus areal innenfor kontrollsnitt.

$$A_{skjær} = A_w - A_1 = 54.432m^2 - 1.223m^2 = 53.209m^2 \quad (4.95)$$

13.3 Skjærspenninger

$$\begin{aligned} v_{Ed.1} &= \beta \cdot \frac{q_{Ed} \cdot A_{skjær}}{u_1 \cdot d_{eff}} = 1.15 \cdot \frac{550.7kN}{3214mm \cdot 150mm} \\ &= 1.32 \frac{N}{mm^2} \end{aligned} \quad (4.98)$$

$$\begin{aligned} v_{Ed.0} &= \beta \cdot \frac{q_{Ed} \cdot A_{skjær}}{u_0 \cdot d_{eff}} = 1.15 \cdot \frac{550.7N}{1800mm \cdot 150mm} \\ &= 2.049 \frac{N}{mm^2} \end{aligned} \quad (4.98)$$

13.4 Skjærkraftkapasitet

$$\begin{aligned} N_{Ed.x} &= \eta_x \cdot \omega_{I,x} \cdot P_{maks} = 12 \cdot 0.853 \cdot 223.2kN \\ &= 2284.6kN \end{aligned} \quad (13.1)$$

$$\begin{aligned} N_{Ed.y} &= \eta_y \cdot \omega_{I,y} \cdot P_{maks} = 11 \cdot 0.853 \cdot 223.2kN \\ &= 2094.2kN \end{aligned} \quad (13.2)$$

Arealet av betongen der kablene er fordelt.

$$A_{cx} = b_{cx} \cdot h_c = 6.72m \cdot 0.22m = 1.478m^2 \quad (13.3)$$

$$A_{cy} = b_{cy} \cdot h_c = 7.2m \cdot 0.22m = 1.584m^2 \quad (13.4)$$

Betongspenninger:

$$\sigma_{cp_x} = \frac{N_{Ed,x}}{A_{cx}} = \frac{2284.6kN}{1.478m^2} = 1.545 \frac{N}{mm^2} \quad (13.5)$$

$$\sigma_{cp_y} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} = \frac{2094.2kN}{1.584m^2} = 1.322 \frac{N}{mm^2} \quad (13.6)$$

Gjennomsnittlig spenning i x- og y-retning er:

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cp_x} + \sigma_{cp_y}}{2} = \frac{(1.545 + 1.322) \frac{N}{mm^2}}{2} = 1.434 \frac{N}{mm^2} \quad (13.7)$$

Skjærkapasitet for betong uten tradisjonell bøylearmering fra NS-EN 1992-1-1 pkt. 6.2.2:

$$\begin{aligned} v_{Rd,ct} &= C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \\ &= 0.1 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0 \cdot 35MPa)^{\frac{1}{3}} + 0.1 \cdot 1.434MPa \\ &\geq 0.586MPa + 0.1 \cdot 1.434MPa \\ &= 1.816 \frac{N}{mm^2} \end{aligned} \quad (4.101)$$

Fiberbidraget er hentet fra (Kanstad, et al., 2011). Som man kan se av resultatet, utgjør fiberbidraget ca. 32 % av betongens kapasitet, noe som er ganske betydelig.

$$V_{Rd,cf} = 0.6 \cdot f_{ftd.res.2.5} = 0.6 \cdot 0.973 \frac{N}{mm^2} = 0.584 \frac{N}{mm^2} \quad (4.100)$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c,tot} &= V_{Rd,ct} + V_{Rd,cf} = 1.816 \frac{N}{mm^2} + 0.584 \frac{N}{mm^2} \\ &= 2.406 \frac{N}{mm^2} \end{aligned} \quad (4.99)$$

13.5 Skjærkapasiteten ved søylekant:

$$\begin{aligned} v_{Rd,maks} &= 0.4 \cdot v_1 \cdot f_{cd} = 0.4 \cdot 0.516 \cdot 19.8 \frac{N}{mm^2} \\ &= 4.094 \frac{N}{mm^2} \end{aligned} \quad (4.102)$$

13.6 Kapasitetskontroll

2d fra søylekant

$v_{Ed.1}$	1,314
$v_{Rd.c.tot}$	2,4
$v_{Ed.1}/v_{Rd.c.tot}$	0,547

Tabell 13.1

2d fra søylekant uten fiber

$v_{Ed.1}$	1,314
$v_{Rd.c.tot}$	1.816
$v_{Ed.1}/v_{Rd.c.tot}$	0,724

Tabell 13.2

Ved søylekant

$v_{Ed.0}$	2.04
$v_{Rd.maks}$	4,094
$v_{Ed.0}/v_{Rd.maks}$	0,498

Tabell 13.3

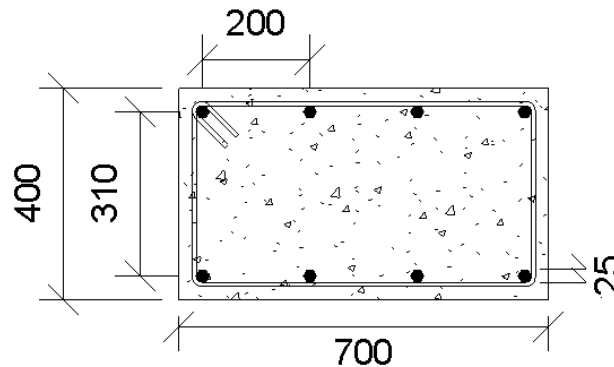
13.7 Konklusjon

Skjær er for dette faltdekket ikke dimensjonerende. I dette dekket er det en utnyttelse av kapasitet på 54,7 % i kontrollsnitt 2d fra søylekant og en utnyttelse på 49,8 % ved søylekant. Dette er forholdsvis lav utnyttelse. Som man kan se av resultatet, er fiberbidraget betydelig for skjærberegninger, hele 32 % av betongkapasiteten.

14 Robusthet

Fordi armeringsmengden i søylene ikke er kjent, er det antatt 4 ϕ 25 i trykk- og strekksone.

Dette antas her som en vanlig armeringsmengde for en slik søyle. Det gir følgende geometri for den armerte søylen:



Figur 14.1 Søyletvernsnitt.

14.1 Armeringskrav

Kontroll av minimumsarmering og maksimumsarmering i henhold til NS-EN 1992-1-1 pkt. 9.5.2.

Da aksiallasten på søylen, N_{Ed} , ikke er kjent, er det blitt antatt en verdi på 3000kN.

$$\begin{aligned}
 A_{s.min} &= \max\left(\frac{0.1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}}, 0.002 \cdot A_c\right) \\
 &= \max\left(\frac{0.1 \cdot 3000kN}{434.8 \frac{N}{mm^2}}, 0.002 \cdot 0.28m^2\right) \\
 &= 690mm^2
 \end{aligned} \tag{14.1}$$

$$A_{s.max} = 0.04 \cdot A_c = 0.04 \cdot 0.28m^2 = 11200mm^2 \tag{14.2}$$

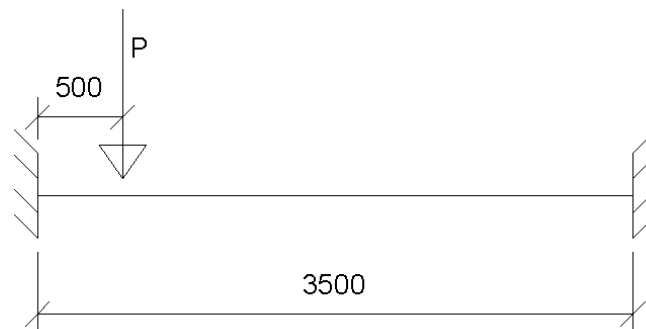
$$A_s = 4 \cdot \frac{\pi \cdot (25mm)^2}{4} = 1963mm^2 \tag{14.3}$$

Armeringen i søylen er innenfor kravene.

14.2 Ulykkeslast

I henhold til NS-EN 1991-1-7 pkt. 4.3.1(3) Merknad: «for støt fra biler kan kollisjonskraften F påføres ved $h=0,5m$ over kjørebanelens nivå.»

Ulykkeslasten P er hentet fra kapittel 6.4 Ulykkeslast.



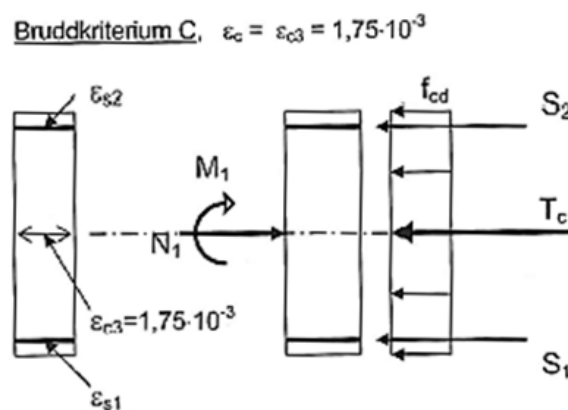
Figur 14.2 Ulykkeslast på søyle

$$M_{ulykke} = 2P \cdot \frac{a^2 \cdot b^2}{L^2} = 2 \cdot 50kN \cdot \frac{0.5^2 \cdot 3.0^2}{3.5^3} = 5.2kNm \quad (4.105)$$

14.3 M-N-kontroll

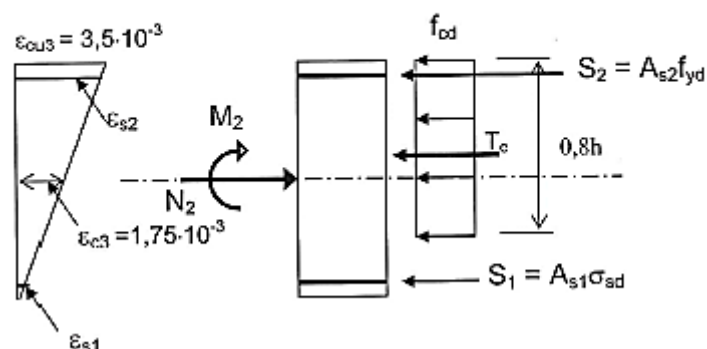
For tøyningstilstanden med $x \leq h$, når betongen i trykksonen er fullt utnyttet, benyttes den rektangulære spenningsblokka på samme måte som ved kapasitet/dimensjonering for rent bøyemoment (Sørensen, 2013).

1. Rent trykk: Bare aksiallasten som virker på søylen.



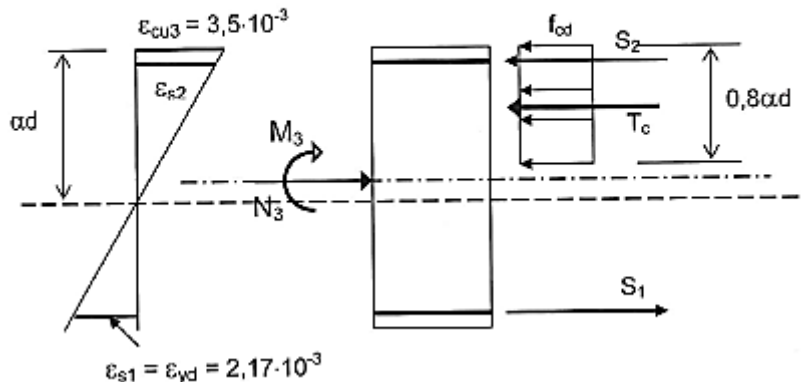
$$N_1 = T_c + S_1 + S_2 = (5553 + 687 + 687)kN = 6928kN \quad (4.106)$$

$$M_1 = 0kNm \quad (4.107)$$

2. Trykkbrudd i betong hvor $x \geq h$.Bruddkriterium B og C samtidig

$$N_2 = T_c + S_1 + S_2 = 4443 + 155 + 854 = 5451 \text{ kN} \quad (4.106)$$

$$\begin{aligned} M_2 &= T_c(0.5h - 0.4h) + S_2 \frac{h'}{2} - S_1 \frac{h'}{2} \\ &= (178 + 132 - 24) \text{ kNm} = 286 \text{ kNm} \end{aligned} \quad (4.107)$$

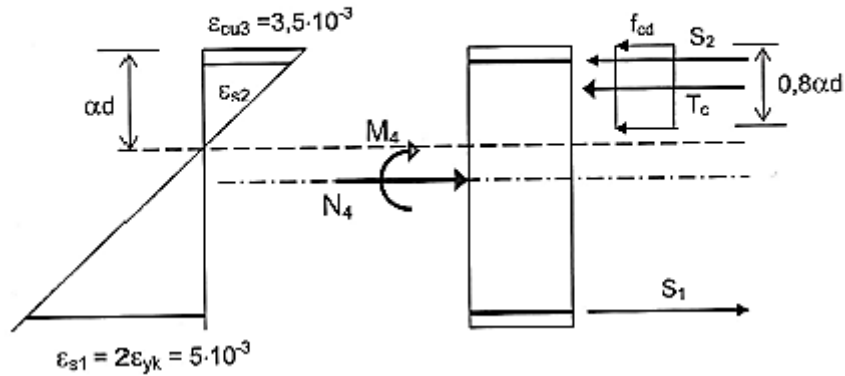
3. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i armeringen, hvor $x \leq h$.Bruddkriterium B, $\epsilon_c = \epsilon_{cu3}$ og $\epsilon_s = \epsilon_{yd}$ 

$$N_3 = T_c + S_1 - S_2 = (2466 + 854 - 854) \text{ kN} = 2466 \text{ kN} \quad (4.106)$$

$$\begin{aligned} M_3 &= T_c(0.5h - 0.4h) + S_2 \frac{h'}{2} + S_1 \frac{h'}{2} \\ &= (274 + 132 + 132) \text{ kNm} = 539 \text{ kNm} \end{aligned} \quad (4.107)$$

4. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmering, hvor $x \leq h$.

Bruddkriterium B, $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu3}$ og $\varepsilon_{s1} = 2\varepsilon_{yk}$

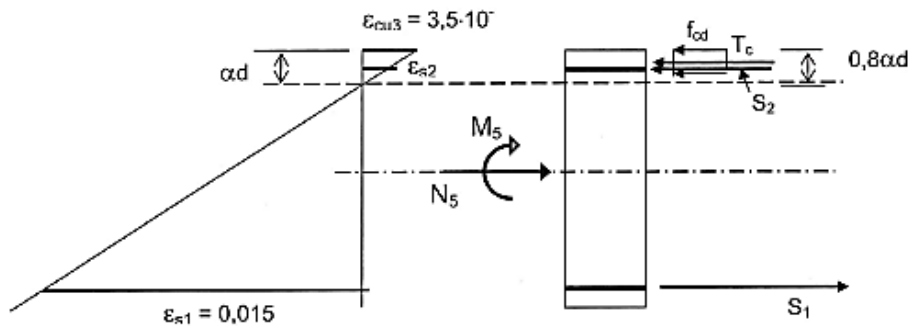


$$N_4 = T_c + S_1 - S_2 = (1783 + 854 - 854)kN = 1783kN \quad (4.106)$$

$$\begin{aligned} M_4 &= T_c(0.5h - 0.4h) + S_2 \frac{h'}{2} + S_1 \frac{h'}{2} \\ &= (242 + 132 + 132)kNm = 507kNm \end{aligned} \quad (4.107)$$

5. Trykkbrudd i betong og stor armeringstøyning, hvor $x \leq h$.

Bruddkriterium B, $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu3}$ og $\varepsilon_{s1} = 0,015$



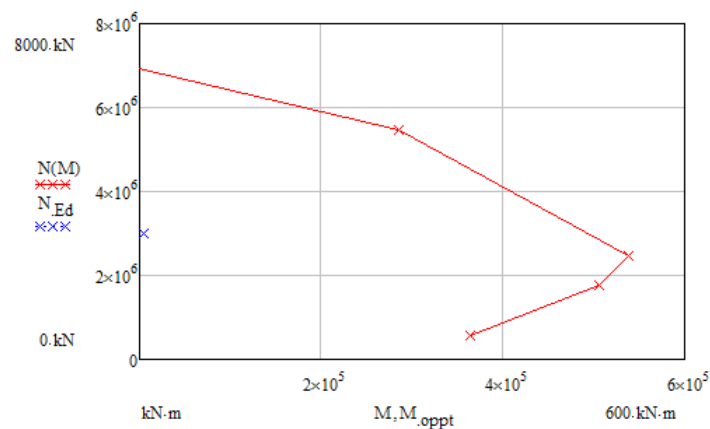
$$N_5 = T_c + S_1 - S_2 = (554 + 854 - 854)kN = 554kN \quad (4.106)$$

$$\begin{aligned} M_5 &= T_c(0.5h - 0.4h) + S_2 \frac{h'}{2} + S_1 \frac{h'}{2} \\ &= (100 + 132 + 132)kNm = 374kNm \end{aligned} \quad (4.107)$$

	N	M
1	6928kN	0kNm
2	5451kN	286kNm
3	2466kN	539kNm
4	1783kN	507kNm
5	554kN	374kNm

Tabell 14.1

Kurven gjennom punktene representerer en kapasitetskurve for kombinasjon av M og N.



Figur 14.3 M-N diagram for tverrsnittet

Området innenfor M-N-kurven representerer et tillatt område for kombinasjoner av ytre moment og aksialkraft (med lastkoeffisienter i bruddgrensetilstanden) som tverrsnittet kan tåle før et av de tre bruddkriteriene overskrides (Sørensen, 2013).

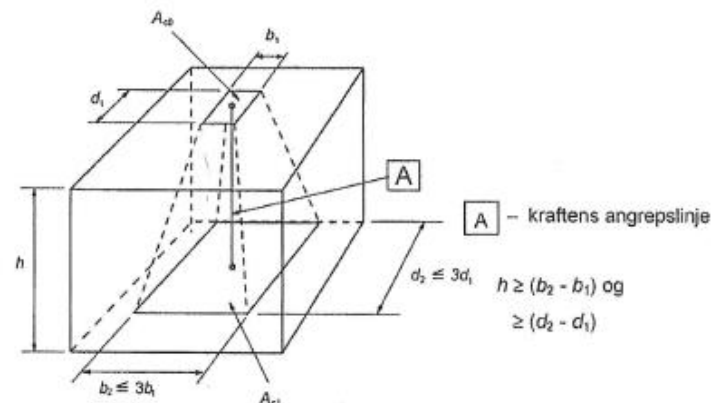
14.4 Konklusjon

Med et moment på 5.2kNm vil ikke ulykkeslasten by på noe problem for søylen. Det kan man lett se av Figur 14.3, hvor opptredende ulykkeslast i praksis er neglisjerbar i dette tilfellet. Årsaken til den store kapasiteten er at søylene er dimensjonert for store aksiallast, noe som gir et tverrsnitt som tåler store moment.

Fordi kontroll av ulykkeslast er ok, vil kravene til robusthet være tilfredsstillt.

15 Forankringskontroll

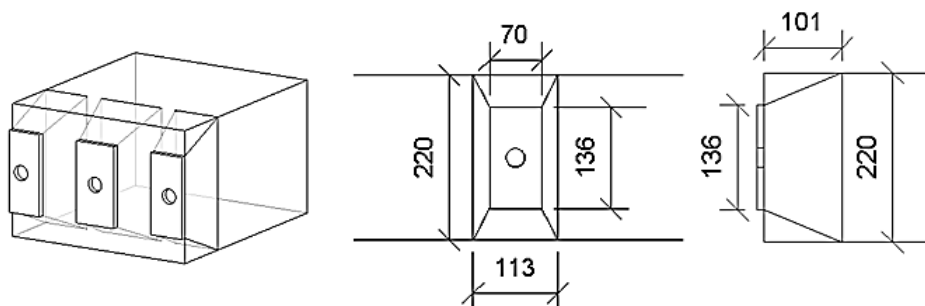
Kontrollen av forankringspunktene til spennkablene blir gjort etter NS-EN 1992-1-1 pkt. 6.7.



Figur 4.33 Beregningsmessig lastutbredelse ved partielt belastede flater

Lastutbredelsen begrenses av tykkelsen på dekket og d_2 vil dermed bli 220mm. På grunn av formlikhet vil b_2 bli:

$$b_2 = \frac{d_2 \cdot b_1}{d_1} = \frac{220 \cdot 70}{136} = 113.2mm \quad (15.1)$$



Figur 15.1 Skisse av lastutbredelse ved forankring

I følge NS-EN 1992-1-1 pkt. 6.7(3) vil man ikke kunne utnytte A_{c1} fullt ut om fordelingsflatene overlapper hverandre. Der hvor kablene er konsentrert, er det 140mm mellom hver forankring:

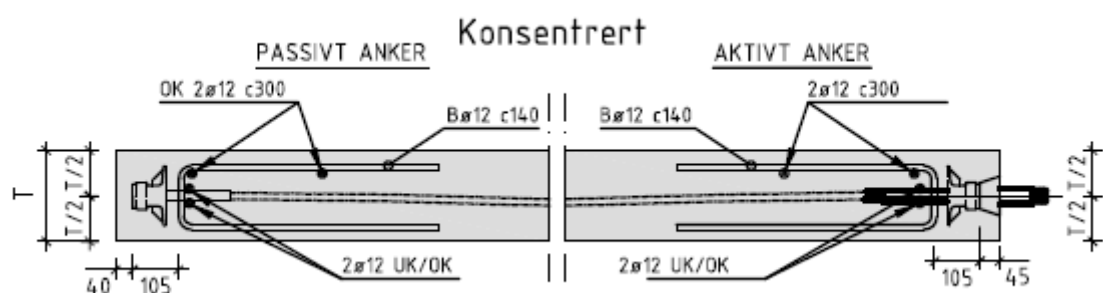
$$\Delta b = 140mm - 2 \cdot \frac{70mm}{2} - 2 \cdot \frac{113mm - 70mm}{2} = 27mm \quad (15.2)$$

Det er tilstrekkelig plass mellom fordelingsflatene, og A_{c1} kan dermed utnyttes fullt ut.

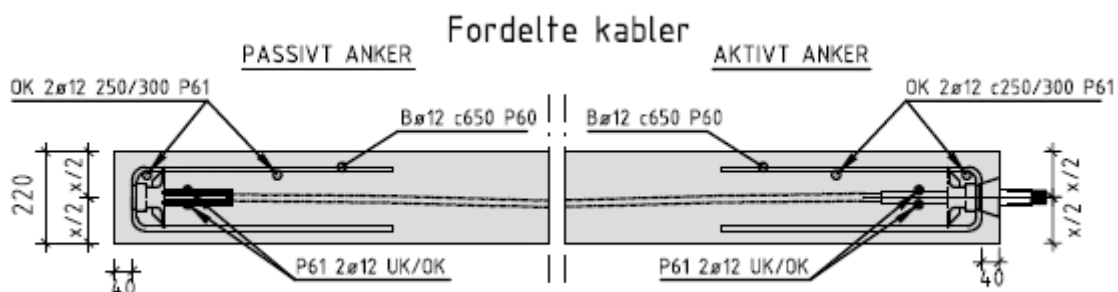
Forankringskapasiteten er gitt ved:

$$\begin{aligned}
 F_{Rdu} &= A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3.0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \\
 &= 9520 \cdot 19.8 \cdot \sqrt{24912/9520} \leq 3.0 \cdot 19.8 \cdot 9520 \\
 &= 305.4kN
 \end{aligned}
 \tag{4.110}$$

$$\begin{aligned}
 F_{Rdu} &\geq P_{maks} \\
 305.4kN &\geq 223kN = OK
 \end{aligned}
 \tag{4.111}$$



Figur 15.2 Forankring av konsentrerte kabler



Figur 15.3 Forankring av fordelte kabler

Som man kan se av Figur 15.2 og Figur 15.3, er det plassert armering ved hvert anker. Bøylen er randarmering, og de andre er monteringsjern. Grunnen til ulik plassering av bøylen er et praktisk hensyn. På grunn av tettheten mellom de konsentrerte kablene er det bedre å plassere bøylen på innsiden av ankrene, da de lett kan komme i konflikt med forankringsdekslet.

15.1 Konklusjon

Betongen i seg selv har god nok kapasitet til å ta opp forankringskreftene. Dermed er det ikke beregningsmessig behov for armering ved forankringen.

16 Duktilitet

16.1 Plastisk analyse

Det er krav til stor duktilitet når bruddlinjeteori skal brukes. For å vise at det er tilstrekkelig duktilitet, sammenlignes det spennarmerte tverrsnittets bruddkrumning med bruddkrumningen til et slakkarmert tverrsnitt, normalarmert. Det tilsvarende slakkarmerte tverrsnittet blir beregnet etter formel (16.1), og har samme eksentrisiteter og bruddforlengelse i armeringsstålet på $2\varepsilon_{yk}$.

$$\kappa_u = \frac{\varepsilon_{cu} + 2\varepsilon_{yk}}{d} \quad (16.1)$$

Snitt	Spennarmering [1/m]	Slakkarmering [1/m] (Normalarmert)
X1	0,073	0,061
X2	0,073	0,047
Y1	0,118	0,053
Y2	0,118	0,047

Tabell 16.1

Det tilsvarende slakkarmerte tverrsnittet tilfredsstillter kravene i NS-EN 1992-1-1 pkt. 5.6.2 til rotasjonskapasitet uten videre beregning. Resultatene i Tabell 16.1 viser at det er større krumning ved brudd i det spennarmerte tverrsnittet enn i det slakkarmerte tverrsnittet. Ut fra dette er rotasjonskapasiteten til det spennarmerte tverrsnittet god nok til å gjøre bruddlinjeberegninger.

16.2 Moment-Krumning

Beregningene ble gjort for 2 forskjellige forhold. Ett med full heft og ett med redusert tøyning i spennkabelen som forklart i kapittel 4.5. Det ble valgt forskjellige Ω -verdier for de forskjellige snittene. Dette fordi det viste seg at Mathcad hadde problemer med å løse ligningssettet ved noen verdier av Ω . Resultatene er plottet i grafer sammen med bruddkrumning, se Figur 16.1 til Figur 16.4.

Stadium II-beregningene er utført med lineær spenningsfordeling i tverrsnittet. Mens bruddberegningene er utført med en rektangulær trykksonebetraktning.

Stadium I

$$\varepsilon_{c.I} = \frac{\frac{-N}{A_c} + \frac{-N \cdot e + M_x}{\frac{I_c}{y}}}{E_{CL}} \quad (16.2)$$

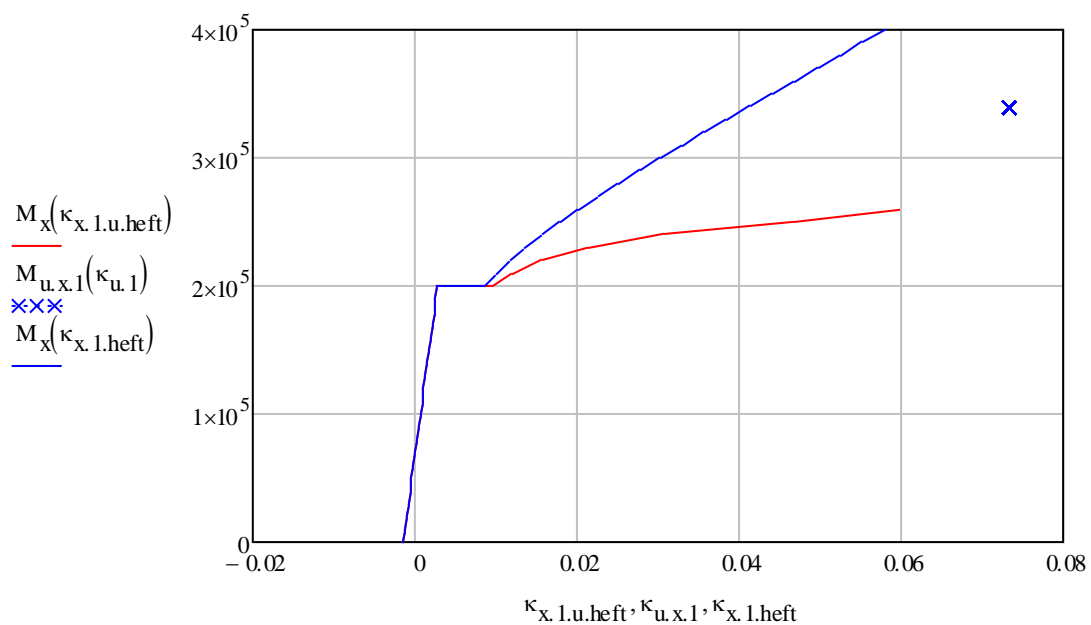
$$M_x = M_g + M_q + M_T \quad (16.3)$$

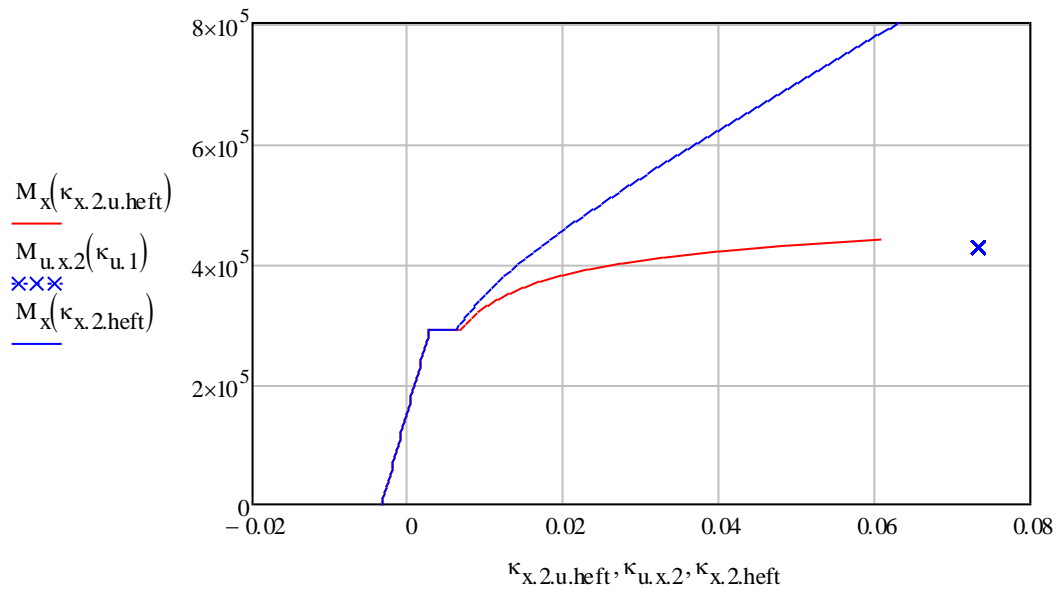
$$\kappa_I = \frac{\varepsilon_{c.uk} - \varepsilon_{c.ok}}{h_c} \quad (4.112)$$

Stadium II

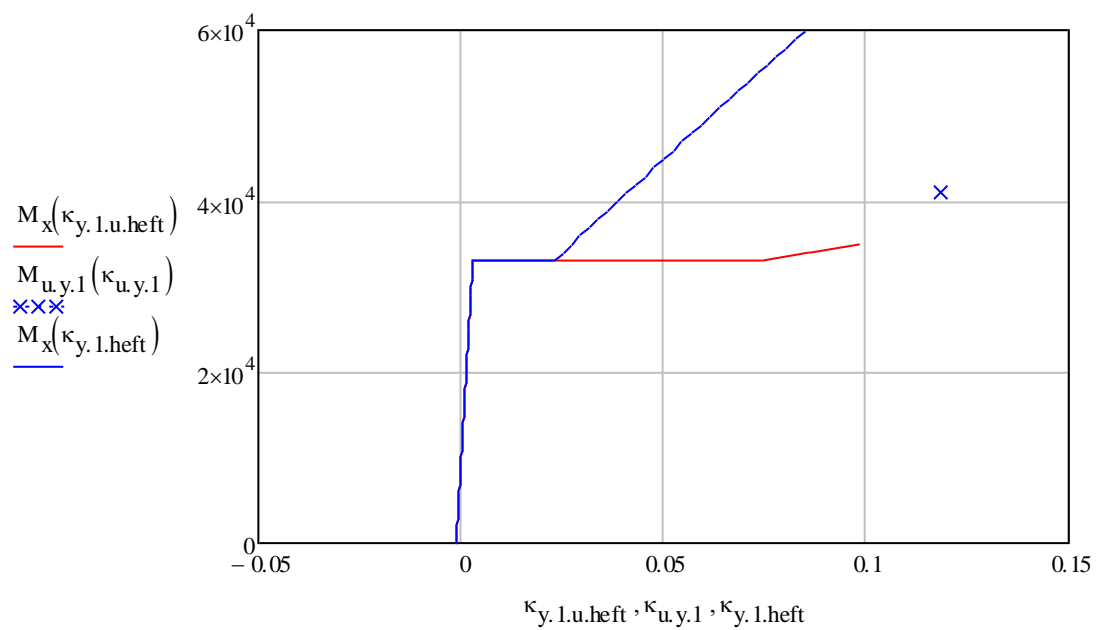
$$\varepsilon_{c.II} = \frac{\sigma_{c.M}(\alpha_n)}{E_{CL}} \quad (16.4)$$

$$\kappa_{II} = \frac{\varepsilon_{c.ok}}{\alpha d} \quad (4.113)$$

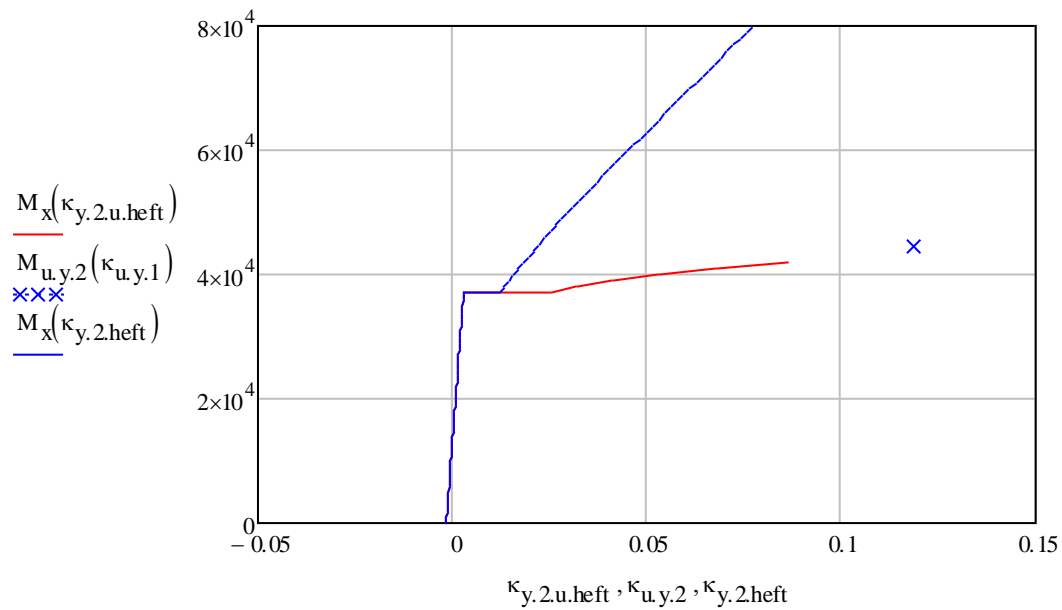
Figur 16.1 Snitt X1, blå: full heft, rød: $\Omega=0,01$, blått kryss: brudd



Figur 16.2 Snitt X2, blå: full heft, rød: $\Omega=0,01$, blått kryss: brudd



Figur 16.3 Snitt Y1, blå: full heft, rød: $\Omega=0,15$, blått kryss: brudd



Figur 16.4 Snitt Y2, blå: full heft, rød: $\Omega=0,0375$, blått kryss: brudd

16.2.1 Konklusjon

Resultatene viser at det er stor forskjell på et tverrsnitt med full heft og et med stor tøyingsreduksjon Ω . Tøyingsreduksjonen vil i teorien endre seg etter hvor mye tverrsnittet risser, noe som ikke er tatt høyde for i disse grafene. Realiteten vil nok ligge i mellom den blå og den røde, men sannsynligvis vil den ligge nærmest den røde. Tøyingsreduksjonen for de forskjellige snitt er gjengitt i Tabell 7.1.

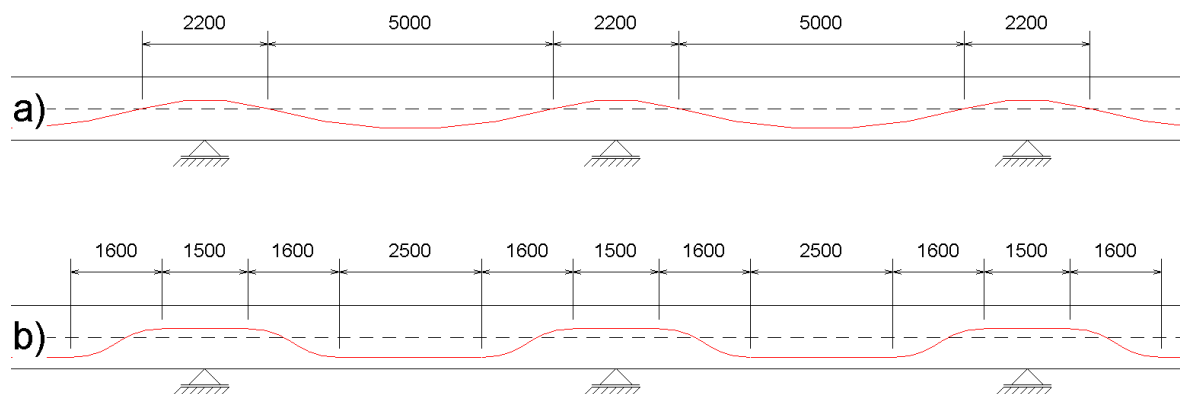
Retning	Ω
X	0,024
Y	0,099

Tabell 7.1

Disse tøyingsreduksjonene er mindre enn de som er plottet i grafene, noe som tilsier at vi vil ligge høyere på moment-krumningsforløpet.

17 Sammenligning spennarmeringsprofiler

I dekket er det en horisontal spennarmeringsprofil i felt og over støtte med krapp overgang fra bunn til topp, se Figur 17.1 b). Det er lite dokumentasjon på hva slags positive effekter dette gir utenom enklere montering av kabel på byggeplass. Her er det ønskelig å sammenligne hvilke momenter som oppstår på grunn av etteroppspanningen i de forskjellige kabelprofilene. Beregningene blir utført for profilene i Figur 17.1. Det vil bli brukt samme eksentrisiteter og lengder som bjelkestripen i x-retning.



Figur 17.1 Spennarmeringsprofiler, a) rettlinjet, b) parabelform

Begge profilene er forenklet og bruker spennkraft på 2000kN på begge profilene. Det vil i virkeligheten være litt mindre friksjonstap på den parabelformede kabelprofilen, men dette er sett bort fra her. Her betraktes en kontinuerlig bjelke med 5 felt, der resultatene fra de 3 midterste feltene og de 2 midterste støttene blir vist.

Ekvivalente krefter:

$$q(x) = P \cdot \frac{d\theta}{dx} = P \cdot \frac{d^2y}{dx^2} \quad (4.1)$$

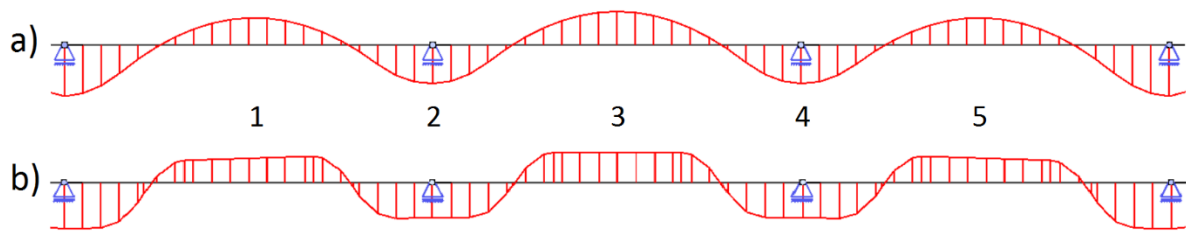
Type a)

Felt	44,82 kN/m
Støtte	101,86 kN/m

Type b)

Felt	343,39 kN/m
Støtte	343,39 kN/m

Disse kreftene blir satt på en modell i Focus Konstruksjon og får følgende momentdiagram:



Figur 17.2 Totale momenter fra etteroppspanning

Snitt	a) [kNm]	b) [kNm]
1	75,8	81,3
2	107,9	118,7
3	93,7	101
4	107,9	118,7
5	75,8	81,3

Tabell 17.1

Resultatene viser at det blir litt høyere momenter på grunn av etteroppspanningen med spennarmeringsprofil a) enn med b). Type b) har også momentet høyt over en større lengde, noe som vil gi mer løft i konstruksjonen og være positivt med tanke på nedbøyning. Totalt sett er type b) en mer gunstig spennarmeringsprofil. Den gir mer løft, motvirker større ytre laster og er mye lettere å legge på byggeplass.

IV. Konklusjon/Oppsummering

1 Oppsummering

- **Skjær:** Gjennomlokkingsreglene fra NS-EN 1992-1-1 tar ikke høyde for fiberbidrag. Fiberbidraget er hentet fra (Kanstad, et al., 2011). På grunn av uinjiserte kabler blir skjærkapasiteten begrenset til minimumsverdien i EC2. Utnyttelsen av skjærkapasiteten er på 54,7 %. Utnyttelsen blir betydelig høyere om man ikke har med fiber. Da er den på 72,4 %. Fiberen utgjør 32 % av betongkapasiteten.
- **Forankring:** Kontroll av forankring er gjort etter NS-EN 1992-1-1 pkt. 6.7. Utnyttelsen av forankringskapasiteten er på 73 %.
- **Nedbøyning:** Nedbøyningsberegningene er gjort med ekvivalent rammemetode og enhetslastmetoden for å beregne selve nedbøyningen. Det er tatt hensyn til risset område ved å redusere 2.arealmoment. Nedbøyningen er 10,6 mm, noe som er 35 % av kravet på 30,6 mm.
- **Ulykkeslast:** For opptredende ulykkesmoment på 5,2 kNm i søylen, har vi en momentkapasitet på ca. 480-490 kNm. Det gir en utnyttelse på ca. 1,1 % som er neglisjerbart.
- **Riss:** Rissviddeberegningene gir en rissvidde på 0,061 mm. Begrensningene for rissvidde er gitt i NS-EN 1992-1-1 Tabell 7.3N, og er vesentlig høyere enn 0,061 mm. Metoden er modifisert med tanke på at man har uinjisert kabel og fiber istedenfor tradisjonell armering. Denne metoden er ikke forankret i noe litteratur, men er en, etter vår mening, konservativ metode.
- **Elastisk momentkapasitet:** Momentberegningene gir en utnyttelse på 93,9 %. Bidraget fra fiber er tatt med i beregningene. Beregningene er gjort med $\Delta\sigma_{p,ULS}=100\text{MPa}$. Det er brukt to alternative metoder for å regne en mer nøyaktig $\Delta\sigma_{p,ULS}$. Disse gir større og mindre verdi enn $\Delta\sigma_{p,ULS}=100\text{MPa}$, avhengig av kabellengde, se Tabell 8.1. Man har tilstrekkelig kapasitet uansett hvilke verdi man bruker for $\Delta\sigma_{p,ULS}$.
- **Spennkraft:** Tap av spennkraft kommer frem av Figur 8.1 og Figur 8.2. De viser tapets variasjon langs kabelens lengde. For de kritiske snittene er spennkraften redusert til 209,25kN i x-retning og 209,14kN i y-retning.
- **Duktilitet:** Duktiliteten til tverrsnittet viser seg å være mer en tilstrekkelig. Sammenlignet med et normalarmert tverrsnitt har dette tverrsnittet høyere bruddkrumning.
- **Bruddlinjeteori:** Bruddlinjeteori gir som forventet høyere kapasitet enn elastisitetsteori. I de indre feltene (innspent begge sider) er kapasiteten 10-20 % høyere, i de ytre feltene (fritt opplagt på en side) er kapasiteten 35-60 % høyere.

Tøyning av spennkabel

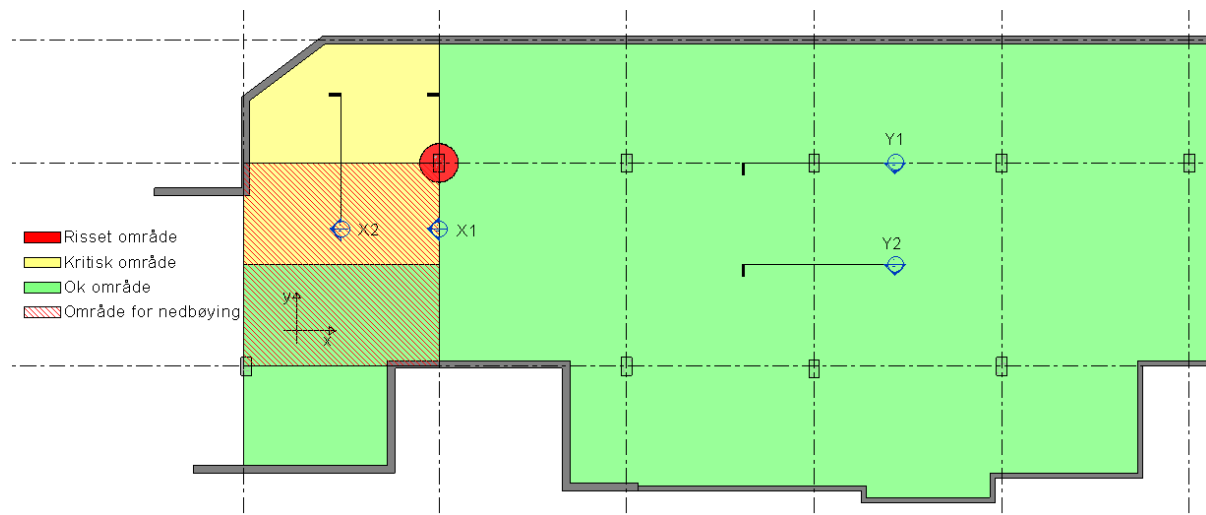
Hvordan tøyning av spennkabelene vil være, er noe uklart. Dette er fordi spennkabler med heft vil tøyes forskjellig fra kabler uten heft. Vanlige beregningsmetoder tar utgangspunkt i at det er heft, og alle beregninger som er avhengige av spenningen i spennkablene må da tilpasses kabler uten heft. Metoden brukt i denne oppgaven bruker vanlig elastisitetsteori med en reduksjonsfaktor Ω for tilleggsspenningene i spennarmeringen. Ω endrer seg ettersom momentbelastningen øker, i urisset tilstand er Ω høy, men ved brudd er den meget lav. Det er metoder for utregning av Ω , og disse er basert på empiriske data fra forsøk. For utregning av Ω i urisset tilstand finnes det forskjellige formler som er tilpasset forskjellige kabelprofiler.

I denne oppgaven er verdien for Ω i urisset tilstand en omtrentlig verdi som er valgt ut fra en kabelprofil som ligner det i flatdekket, men som ikke nødvendigvis er til sikker side. Valget av verdien er godt nok, da verdiene fra de andre profilene i tabellen gir tilsvarende verdier. Denne verdien er også brukt for stadium II-beregningene grunnet at det er så lite område som risser. Fordi rissutviklingen ikke er kommet langt er dette en akseptabel forenkling.

Utregninger av Ω for bruddgrense, Ω_u , er ganske enkel og gir en tilstrekkelig nøyaktig verdi, noe forsøk har vist. Den er også en til sikker side, da den er tilpasset sikkerhetskonseptet i ACI. Samtidig er metoden ikke implementert i noen standard enda og er derfor noe usikker på troverdigheten. Dette gjør også at metoden ikke er mye brukt, men forsøk har vist at den gir høyere korrelasjon mot virkeligheten enn andre metoder. En av fordelene er at den tar høyde for total kabellengde, noe som gjør at tøyningene i kabelen blir mye mer realistisk. Det er i mange tilfeller mulig å øke kapasiteten ved bruk av denne metoden, spesielt der kablene har kort total lengde.

2 Konklusjon

Kontrollberegningene viser at flatdekket har tilstrekkelig kapasitet. Det mest kritiske er momentkapasiteten som har en utnyttelse av kapasiteten på 93,1 % for elastisk betraktning. Dette momentet opptrer i kritisk snitt X1. Årsaken til at dette er kritisk snitt, er fordi det er lengre spenn samtidig som dekket er betraktet som fritt opplagt i ene enden, se Figur 2.1. Illustrering av kritisk område på dekke. Det er konservativt å betrakte dekket som fritt opplagt, da opplegget i praksis vil ha noen innspenningskrefter.



Figur 2.1 Illustrering av kritisk område på dekke

Resten av dekket har stor overkapasitet ved elastisk beregning. I grønt område på Figur 2.1 er utnyttelsen i bruddgrense i henhold til elastisk kapasitet (Tabell 12.5) og opptredende laster på ca. 62 %. I bruksgrense er utnyttelsen i henhold til rissmoment (Figur 10.1, Figur 10.2) og opptredende last (Tabell 6.1, Tabell 6.2) på ca. 55 %. I bruksgrense er også nedbøyning kritisk, men dekket har vist meget små nedbøyninger i beregningene som er gjort og antas å kunne tåle mye mer last før kravet overskrides. Det er kun gjort nedbøyningsberegning i området illustrert i Figur 11.1. Med en nedbøyning på så lite som 10,6 mm i området med størst opptredende moment og lengst spenn, har det ikke blitt sett på som nødvendig å kontrollere nedbøyning i det grønne området i Figur 2.1.

Brudlinjeteori gir som forventet høyere kapasitet enn elastisitetsteori. I de indre feltene (innspent begge sider) er kapasiteten 10-20 % høyere. I de ytre feltene (fritt opplagt på en side) er kapasiteten 35-60 % høyere.

Det som er sikkert er at både etteroppspenning og fiber virker positivt på riss. Det kombinert med at det er et veldig lite område som er risset, se Figur 2.1, virker resultatet å være fornuftig. Et spørsmålsteget kan likevel settes ved rissviddeberegningene, da de er basert på egen forståelse av hvordan riss for et etteroppspent fiberarmert flatdekke vil oppstå.

Ved bruk av tøyingsreduksjonsfaktoren Ω får man et mer nøyaktig resultat enn med metoden gitt i NS 3473, og verdien gitt i NS-EN 1992-1-1. Resultatene til denne metoden er i våre øyne meget fornuftige etter å ha brukt den og sammenlignet med annen teori. Erfaringsmessig gir metoden kapasitetsøkning i forhold til NS-EN 1992-1-1 for konstruksjoner hvor bruddfeltet er stort i forhold til konstruksjonens totale lengde, som vist i y-retning for dette dekket. I tilfeller der bruddfeltet er kort i forhold til konstruksjonens totale lengde, gir metoden kapasitetsreduksjon. Et eksempel på dette er x-retning for dette dekket.

V. Referanseliste

Bentur, A. & Mindess, S., 2007. *Fibre reinforced cementitious composites*. 2 red. London: Taylor & Francis.

Collins, M. P. & Mitchell, D., 1991. *Prestressed Concrete Structures*. Englewood Cliffs, N.J : Prentice Hall .

Døssland, Å. L., 2008. *Fibre Reinforcement in Load Carrying Concrete Structures*. Trondheim: NTNU.

Kanstad, T., 1990. *Nonlinear analysis considering timedependent deformations and capacity of reinforced and prestressed concrete*. Trondheim: Norges Tekniske Høyskole.

Kanstad, T. et al., 2011. *Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner*, Oslo: SINTEF Building and Infrastructure.

Larsen, P. K., Clausen, A. & Aalberg, A., 2003. *Stålkonstruksjoner profiler og formler*. 3. red. Trondheim: tapir akademisk forlagf.

Löfgren, I., 2005. *Fibre-reinforced Concrete for Industrial Construction*, Göteborg: Chalmers University of Technology.

Naaman, A. E. & Alkhairi, F. M., 1991. Stress at Ultimate in Unbonded Post-Tensioning Tendons: Part 1 - Evaluation of the State-of-the-Art (Title no. 88-S67). *ACI STRUCTURAL JOURNAL*, September - Oktober, pp. 641-651.

Naaman, A. E. & Alkhairi, F. M., 1991. Stress at Ultimate in Unbonded Post-Tensioning Tendons: Part 2 - Proposed Methodology (Title no. 88-570). *ACI STRUCTURAL JOURNAL*, November - Desember, pp. 683-692.

Naaman, A. E. et al., 2002. Stresses in Unbonded Prestressing Tendons at Ultimate: Recommendation (Title no. 99-S54). *ACI STRUCTURAL JOURNAL*, Juli - August, pp. 518-529.

Nawy, E. G., 2010. *PRESTRESSED CONCRETE, A Fundamental Approach*. 5th ed. update, ACI, AASHTO, IBC 2009 codes version. red. Upper Saddle River, N.J : Prentice Hall .

Norsk Betongforening, 2013. *Publikasjon 33 Flatdekker Beregninger og konstruktiv utforming*, s.l.: Norsk Betongforening.

O'Brien, E., Dixon, A. & Sheils, E., 2012. *Reinforced and prestressed concrete design to EC2*. s.l.:Spon Press.

Standard Norge, 2008 . *NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner: Del 1-1 : Allmenne regler og regler for bygninger*. s.l.:Standard Norge.

Standard Norge, 2008. *NS-EN 1990:2002+NA2008 Eurocode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. s.l.:Standard Norge.

Standard Norge, 2008. *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Almenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger*. s.l.:Standard Norge.

Standard Norge, 2008. *NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-7: Allmenne laster - Ulykkeslaster*. s.l.:Standard Norge.

Strømme, B., 1993. *Ekstern forspenning i betongbruer FoU-oppdag utført for Statens vegvesen Vegdirektoratet, Bruavdelingen*, s.l.: Berdal Strømme a.s..

Sørensen, S. I., 2013. *Betong konstruksjoner, Beregning og dimensjonering etter Eurokode 2*. s.l.:Akademika.

Trygstad, S., 2001. *Structural behaviour of post tensioned concrete structures: flat slab, slabs on ground*. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, Institutt for konstruksjonsteknikk.

VI. Vedlegg

A. Variabler

Betong:

Tverrsnittshøyde

$$h_c := 220 \text{ mm}$$

$$h := h_c$$

Karakteristisk trykkfasthet B35

$$f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EC2 - Tabell 3.1

$$\alpha_{cc} := 0.8$$

Materialfaktor betong

$$\gamma_c := 1.5$$

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

E-modul betong

$$E_{cm} := 36000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_c := E_{cm}$$

Strekkfasthet B35

$$f_{ctm} := 3.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Midlere trykkfasthet etter 28 døgn
iht. EC2 - Tabell 3.1

$$f_{cm} := 43 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\varepsilon_{cu2} := 0.35\%$$

Densitet betong (armert)

$$\rho_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Søylegeometri:Søylebredde x-retning $c_1 := 400\text{mm}$ Søylebredde y-retning $c_2 := 700\text{mm}$ **Spennvidder:**X-retning $L_{x,1} := 7.2\text{r}$ $L_{x,2} := 7.5\text{r}$ Y-retning $L_{y,1} := 4.7\text{m}$ $L_{y,2} := 7.8\text{m}$ $L_{y,3} := 5.2\text{m}$ **"Bjelke" data**

X-retning

Bredde $b_{c,x} := \frac{L_{x,2}}{2} = 3.75\text{m}$ Areal av tv.sn $A_{c,x} := b_{c,x} \cdot h_c = 0.825\text{m}^2$ 2. arealmoment $I_{c,x} := \frac{b_{c,x} \cdot h_c^3}{12} = 3.328 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$

Y-retning

Bredde $b_{c,y} := 0.65\text{r}$ Areal av tv.sn $A_{c,y} := b_{c,y} \cdot h_c = 0.143\text{m}^2$ 2. arealmoment $I_{c,y} := \frac{b_{c,y} \cdot h_c^3}{12} = 5.768 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$ **Effektive høyder og eksentrisiteter****X-retning:**Over søyle: $d_{x,1} := 140\text{mm}$ $e_{x,1} := 30\text{mm}$ Felt: $d_{x,2} := 180\text{mm}$ $e_{x,2} := 70\text{mm}$ **Y-retning:**Over søyle: $d_{y,1} := 160\text{mm}$ $e_{y,1} := 50\text{mm}$ Felt: $d_{y,2} := 180\text{mm}$ $e_{y,2} := 70\text{mm}$

Spennarmering:

E-modul spennarmering $E_p := 196 \text{ GPa}$

Areal spennarmering $A_p := 150 \text{ mm}^2$

0,1% grense, gitt av produsent,
etter EC2 - Figur 3.10 $f_{p0.1k} := 1670 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Fasthet spennstål, gitt av produsent,
etter EC2 - Figur 3.10 $f_{pk} := 1860 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$$\gamma_p := 1.05$$

Fiber:

$$f_{ftk.res.2.5} := 1.459333 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ftd.res.2.5} := \frac{f_{ftk.res.2.5}}{1.5} = 0.973 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\rho_f := 30 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Sementklasse N:**Laster:**

$$g_k := h_c \cdot \rho_c = 5.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \gamma_{G.1} := 1.35 \quad \gamma_{Q.1} := 1.05$$

$$p_k := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \gamma_{G.2} := 1.2 \quad \gamma_{Q.2} := 1.5$$

$$\gamma_G := \begin{cases} \gamma_{G.1} & \text{if } g_k \cdot \gamma_{G.1} + p_k \cdot \gamma_{Q.1} \geq g_k \cdot \gamma_{G.2} + p_k \cdot \gamma_{Q.2} \\ \gamma_{G.2} & \text{otherwise} \end{cases} = 1.2$$

$$\gamma_Q := \begin{cases} \gamma_{Q.1} & \text{if } g_k \cdot \gamma_{G.1} + p_k \cdot \gamma_{Q.1} \geq g_k \cdot \gamma_{G.2} + p_k \cdot \gamma_{Q.2} \\ \gamma_{Q.2} & \text{otherwise} \end{cases} = 1.5$$

$$q_{Ed} := g_k \cdot \gamma_G + p_k \cdot \gamma_Q = 10.35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Langtidsdel av nyttelast} \quad p_{kl} := 0.6 \cdot p_k = 1.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Korttidsdel av nyttelast} \quad p_{kk} := 0.4 \cdot p_k = 1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Antall kabler:

$$\text{Antall kabler x-retning per spenn} \quad \eta_x := 12$$

$$\text{Antall kabler y-retning per spenn} \quad \eta_y := 11$$

Maks etteroppenningskraft per kabel**Maks strekkraft iht. 5.10.2.1:**

$$k_1 := 0.8 \quad k_2 := 0.5$$

$$5.10.2.1 (1) \quad \sigma_{p.maks} := \min(k_1 \cdot f_{pk}, k_2 \cdot f_{p0.1k}) = 1488 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$P_{maks} := A_p \cdot \sigma_{p.maks} = 223.2 \text{kN}$$

Maks strekkraft øyeblikkelig etter**stramming iht. 5.10.2.3(2).**

$$k_7 := 0.7 \quad k_8 := 0.8$$

$$(5.43) \quad \sigma_{pm0} := \min(k_7 \cdot f_{pk}, k_8 \cdot f_{p0.1k}) = 1395 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$P_{m0} := \sigma_{pm0} \cdot A_p = 209.25 \text{kN}$$

B. Tap spennkraft

Friksjonstap

Friksjonskoeffisient

$$\mu := 0.05$$

Utsiktet vinkelendring

$$k := 0.01 \frac{\text{rad}}{\text{m}}$$

X - retning

Sum vinkelendring

$$\theta_x := 1.844 \text{ rad}$$

Lengde av kabelen

$$l_x := 44197 \text{ mm}$$

$$\Delta P_{f,x} := P_{\text{maks}} \cdot \left[1 - e^{-\mu \cdot (\theta_x + k \cdot l_x)} \right] = 24.107 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{f,x} \% := \left[1 - e^{-\mu \cdot (\theta_x + k \cdot l_x)} \right] = 10.801 \%$$

Y - retning

Sum vinkelendring

$$\theta_y := 0.648 \text{ rad}$$

Lengde av kabelen

$$l_y := 17968 \text{ mm}$$

$$\Delta P_{f,y} := P_{\text{maks}} \cdot \left[1 - e^{-\mu \cdot (\theta_y + k \cdot l_y)} \right] = 9.048 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{f,y} \% := \left[1 - e^{-\mu \cdot (\theta_y + k \cdot l_y)} \right] = 4.054 \%$$

Låstap

$$\Delta L_{\text{lås}} := 4 \text{ mm}$$

X - retning

Stigningstall friksjon

$$\alpha_x := \frac{\Delta P_{f,x}}{l_x} = 545.455 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

Tap lengde

$$L_{d,x} := \sqrt{\frac{\Delta L_{\text{lås}} \cdot E_p \cdot A_p}{\alpha_x}} = 14.683 \text{ m}$$

Låstap x-retning

$$\Delta P_{\text{lås},x} := 2 \cdot \alpha_x \cdot L_{d,x} = 16.018 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta P_{\text{lås},x} \% := \frac{\Delta P_{\text{lås},x}}{P_{\text{maks}}} = 7.177 \%$$

Y - retning

Stigningstall friksjon $\alpha_y := \frac{\Delta P_{f,y}}{l_y} = 503.583 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}}$

Tap lengde $L_{d,y} := \sqrt{\frac{\Delta P_{\text{lås}} \cdot E_p \cdot A_p}{\alpha_y}} = 15.282\text{m}$

Låstap y-retning $\Delta P_{\text{lås},y} := 2 \cdot \alpha_y \cdot L_{d,y} = 15.391 \cdot \text{kN}$

$$\Delta P_{\text{lås},y,\%} := \frac{\Delta P_{\text{lås},y}}{P_{\text{maks}}} = 6.896\%$$

Totalt tap (uten el.def)**X - retning**

Aktiv ende $\Delta P_{\text{aktiv},x,\%} := \Delta P_{\text{lås},x,\%} = 7.177\%$

$$\Delta P_{\text{aktiv},x} := \Delta P_{\text{lås},x} = 16.018 \cdot \text{kN}$$

$$P_{\text{aktiv},x} := P_{\text{maks}} - \Delta P_{\text{aktiv},x} = 207.182 \cdot \text{kN}$$

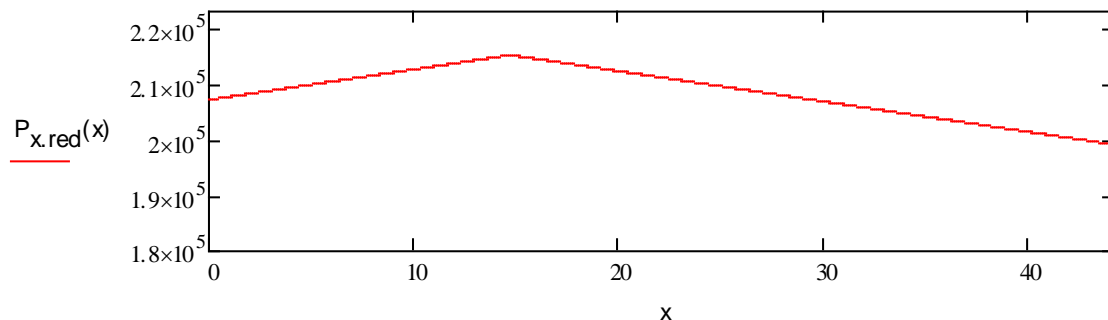
Passiv ende

$$\Delta P_{\text{passiv},x,\%} := \Delta P_{f,x,\%} = 10.801\%$$

$$\Delta P_{\text{passiv},x} := \Delta P_{f,x} = 24.107 \cdot \text{kN}$$

$$P_{\text{passiv},x} := P_{\text{maks}} - \Delta P_{\text{passiv},x} = 199.093 \cdot \text{kN}$$

$$P_{x,\text{red}}(x) := \begin{cases} P_{\text{aktiv},x} + \alpha_x \cdot x & \text{if } 0\text{m} \leq x \leq L_{d,x} \\ P_{\text{aktiv},x} + \alpha_x \cdot L_{d,x} - \alpha_x \cdot (x - L_{d,x}) & \text{if } L_{d,x} < x \leq l_x \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$



$$\sigma_{p.x.s\oyle.red} := \frac{P_{x.red}(L_{x.2})}{A_p} = 1408 \frac{N}{mm^2}$$

$$P_{maks.x.red} := A_p \cdot \sigma_{p.x.s\oyle.red} = 211.273 \cdot kN$$

Y - retning

Aktiv ende

$$\Delta P_{aktiv.y.\%} := \Delta P_{l\ddot{a}s.y.\%} = 6.896\%$$

$$\Delta P_{aktiv.y} := \Delta P_{l\ddot{a}s.y} = 15.391 \cdot kN$$

$$P_{aktiv.y} := P_{maks} - \Delta P_{aktiv.y} = 207.809 \cdot kN$$

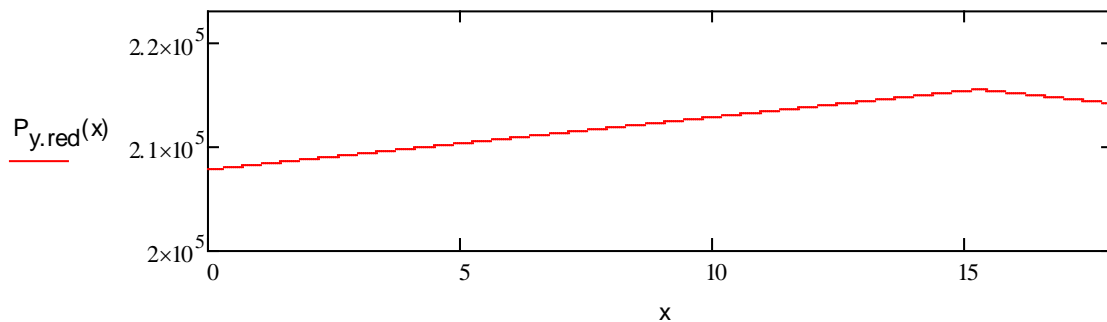
Passiv ende

$$\Delta P_{passiv.y.\%} := \Delta P_{f.y.\%} = 4.054\%$$

$$\Delta P_{passiv.y} := \Delta P_{f.y} = 9.048 \cdot kN$$

$$P_{passiv.y} := P_{maks} - \Delta P_{passiv.y} = 214.152 \cdot kN$$

$$P_{y.red}(x) := \begin{cases} P_{aktiv.y} + \alpha_y \cdot x & \text{if } 0m \leq x \leq L_{d.y} \\ P_{aktiv.y} + \alpha_y \cdot L_{d.y} - \alpha_y \cdot (x - L_{d.y}) & \text{if } L_{d.y} < x \leq l_y \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$



$$\sigma_{p.y.s\oyle.red} := \frac{P_{y.red}(L_{y.1})}{A_p} = 1401 \frac{N}{mm^2}$$

$$P_{maks.y.red} := A_p \cdot \sigma_{p.y.s\oyle.red} = 210.176 \cdot kN$$

Elastisk deformasjon av betongen

X - retning

$$\eta_x = 12$$

Primærmoment fra excel

$$M_{p,x} := 8.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Gj.sn y for konstruksjonen

$$y := 110 \text{ mm}$$

$$b_{x,N} := L_{y,1} + \frac{L_{y,2}}{2} = 8.6 \text{ m}$$

$$A_x := b_{x,N} \cdot h_c$$

$$I_{c,x} := \frac{b_{c,x} \cdot h_c^3}{12} = 3.328 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Endring i betongspenning

$$\Delta\sigma_{c,x}(x) := \frac{\eta_x \cdot P_{x,\text{red}}(x)}{A_x} + \frac{\eta_x \cdot M_{p,x}}{I_{c,x}} \cdot y$$

Reduksjonsfaktor

$$j_x := \frac{(\eta_x - 1)}{2\eta_x} = 0.458$$

Tap pr kabel

$$\Delta P_{\text{el},x}(x) := A_p \cdot E_p \cdot \frac{(j_x \cdot \Delta\sigma_{c,x}(x))}{E_{cm}}$$

Y -retning

Primærmoment fra excel

$$M_{p,y} := 7.09 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$b_y := L_{x,1} = 7.2 \text{ m}$$

$$A_y := b_y \cdot h_c = 1.584 \text{ m}^2$$

$$I_y := \frac{b_y \cdot h_c^3}{12} = 6.389 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\Delta\sigma_{c,y}(x) := \frac{\eta_y \cdot P_{y,\text{red}}(x)}{A_y} + \frac{\eta_y \cdot M_{p,y}}{I_y} \cdot y$$

$$j := \frac{(\eta_y - 1)}{2\eta_y} = 0.455$$

$$\Delta P_{el.y}(x) := A_p \cdot E_p \cdot \frac{(j \cdot \Delta \sigma_{c,y}(x))}{E_{cm}}$$

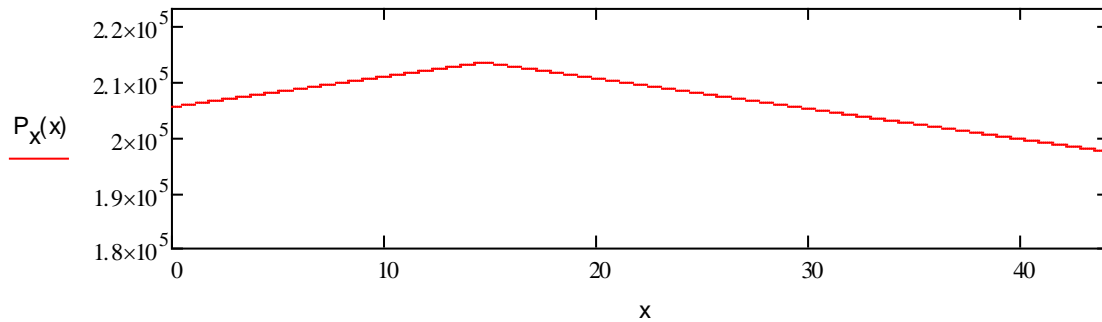
$$\Delta P_{el.x\%} := \frac{\Delta P_{el.x}(L_{x,2})}{P_{maks.x.red}} = 0.847\%$$

$$\Delta P_{el.y\%} := \frac{\Delta P_{el.y}(L_{y,1})}{P_{maks.y.red}} = 0.495\%$$

Totalt tap

X - retning

$$P_x(x) := P_{x.red}(x) - \Delta P_{el.x}(x)$$



$$\sigma_{p.x.s\oyle} := \frac{P_x(L_{x,2})}{A_p} = 1397 \frac{N}{mm^2}$$

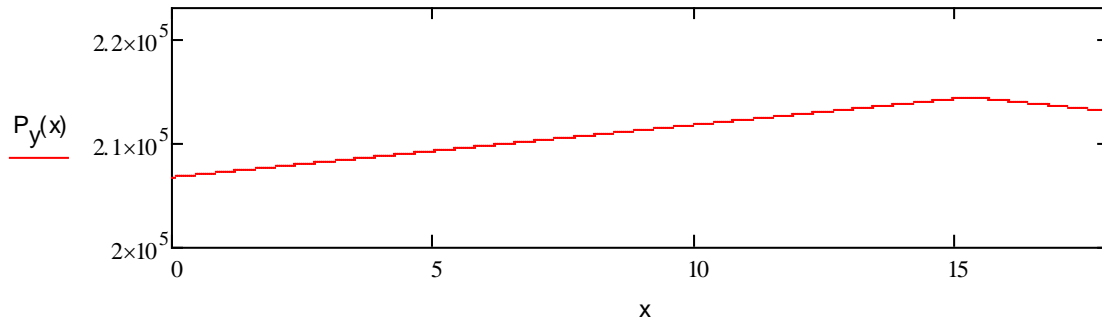
$$\sigma_{pm.x} := \begin{cases} \sigma_{pm0} & \text{if } \sigma_{pm0} \leq \sigma_{p.x.s\oyle} \\ \sigma_{p.x.s\oyle} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{pm.x} = 1395 \frac{N}{mm^2}$$

$$P_{m.x} := A_p \cdot \sigma_{pm.x} = 209.25 \cdot kN$$

Y - retning

$$P_y(x) := P_{y,\text{red}}(x) - \Delta P_{\text{el},y}(x)$$



$$\sigma_{p,y,\text{søyle}} := \frac{P_y(L_{y.1})}{A_p} = 1394 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{pm,y} := \begin{cases} \sigma_{pm0} & \text{if } \sigma_{pm0} \leq \sigma_{p,y,\text{søyle}} \\ \sigma_{p,y,\text{søyle}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{pm,y} = 1394 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$P_{m,y} := A_p \cdot \sigma_{pm,y} = 209.135 \text{ kN}$$

Oppspenningskrefter til bruk for
kryp-, svinn- og relaksasjonsberegning

$$P_{m,y} = 209.135 \text{ kN}$$

$$P_{m,x} = 209.25 \text{ kN}$$

C. Tap urisset, risset

Stadium I. urisset tverrsnittArm fra tv.tyngdepunkt til armering, felt $e_{x,2} = 0.07\text{m}$ Arm fra tv.tyngdepunkt til armering, søyle $e_{x,1} = 0.03\text{m}$ Effektiv tverrsnittshøyde $d_{x,1} = 140\text{mm}$ **Oppspenningskraft:** $P_0 := P_{\text{maks}} = 223.2\text{kN}$

$$P_{m,x} = 209.25\text{kN}$$

$$M_{p,x,\text{red}} := 8.68\text{kN}\cdot\text{m}$$

Spennvidde: $L_{x,2} = 7.5\text{m}$ **Konstruksjonens
levetid (i dager):** $t := 2500$ **Geometri:**

Lastbredde $b_1 := 0.6L_{y,1} + \frac{L_{y,2}}{2} = 6.72\text{m}$

$$b_{x,N} := L_{y,1} + \frac{L_{y,2}}{2} = 8.6\text{m}$$

$$b := \frac{L_{x,2}}{2} = 3.75\text{m}$$

Tverrsnittsareal: $A_{c,N} := h_c \cdot b_{x,N} = 1.892\text{m}^2$ 2. Arealmoment $I_{c,x} = 3.328 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$ **Laster:**

Egenlast $g_k = 5.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

$$G_k := g_k \cdot b_1 = 36.96 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_k = 2.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{kl} = 1.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{kk} = 1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$P_k := p_k \cdot b_l = 16.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Langtidsdel av nyttelast} \quad P_{kl} := 0.6 P_k = 10.08 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Korttidsdel av nyttelast} \quad P_{kk} := 0.4 P_k = 6.72 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Luftfuktighet:

$$\text{Relativ luftfuktighet} \quad RH := 80\%$$

$$\text{Referansefuktighet} \quad RH_0 := 100\%$$

Kryp

EC2 - Tillegg B1

$$(B.8c) \quad \alpha_1 := \left(\frac{35}{f_{cm} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{N}}} \right)^{0.7} = 0.866$$

$$\alpha_2 := \left(\frac{35}{f_{cm} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{N}}} \right)^{0.2} = 0.96$$

$$\alpha_3 := \left(\frac{35}{f_{cm} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{N}}} \right)^{0.5} = 0.902$$

$$\text{Omkrets av betongen i kontakt med} \quad u := 2 \cdot b_{x,N} = 1.72 \times 10^4 \cdot \text{mm}$$

luft.

$$\text{Den nominelle høyden, se (B.6)} \quad h_0 := \frac{2 \cdot A_{c,N}}{u} = 220 \text{ mm}$$

Sementklasse N

$$\alpha := 0$$

Belastningstidspunkt

$$t_{0,T} := 28$$

$$(B.9) \quad t_0 := t_{0,T} \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1.2}} + 1 \right)^\alpha = 28$$

$$(B.5) \quad \beta_{t0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} = 0.488$$

$$(B.4) \quad \beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{N}}}} = 2.562$$

$$(B.3b) \quad \varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{RH_0}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0 \cdot \frac{1}{\text{mm}}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.235$$

$$(B.2) \quad \varphi_0 := \varphi_{RH} \beta_{fcm} \beta_{t0} = 1.545$$

$$(B.8b) \quad \beta_H := \min \left[1.5 \left[1 + (0.012RH)^{0.18} \right] \cdot h_0 \cdot \frac{1}{\text{mm}} \dots, 1500\alpha_3 \right] \\ + 250\alpha_3$$

$$\beta_H = 698.544$$

$$(B.7) \quad \beta_{ctt0} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.992$$

$$(B.1) \quad \varphi := \varphi_0 \beta_{ctt0} = 1.533$$

Langtids E-modul for
pålasting ved 7 døgn.
Sørensen s.14

$$E_{CL} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 1.421 \times 10^4 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Beregninger med heft hvor man transformerer tverrsnittet:**Ekvivalent betongtverrsnitt kort tid:**

Samlet armeringsareal $A_{p,tot} := A_p \cdot \eta_x = 1800 \text{ mm}^2$

Ekvivalent betongareal kort tid $A_{tk} := A_{c,N} + \left(\frac{E_p}{E_{cm}} - 1 \right) \cdot A_{p,tot} = 1.9 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$

Arm fra betong-tyngdepunkt til
ekvivalent tyngdepunkt, kort tid $y_{tk} := \left(\frac{E_p}{E_{cm}} - 1 \right) \cdot A_{p,tot} \cdot \frac{e_{x,1}}{A_{tk}} = 0.126 \text{ mm}$

Ekvivalent 2. arealmoment, kort tid $I_{tk} := I_{c,x} + A_{c,N} y_{tk}^2 + \left(\frac{E_p}{E_{cm}} - 1 \right) \cdot A_{p,tot} \cdot (e_{x,1} + y_{tk})^2$

$$I_{tk} = 3.335 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Moment pga korttidslaster $M_k := \frac{(G_k + P_{kk}) \cdot L_{x,2}^2}{8} = 307.125 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Totalt moment kort tid $M_{tk} := -M_{p,x,red} \cdot \eta_x + M_k = 202.965 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Ekvivalent betongtverrsnitt lang tid:

Ekvivalent betongareal lang tid $A_{tl} := A_{c,N} + \left(\frac{E_p}{E_{CL}} - 1 \right) \cdot A_{p,tot} = 1.915 \text{ m}^2$

Arm fra betong-tyngdepunkt til
ekvivalent tyngdepunkt, lang tid $y_{tl} := \left(\frac{E_p}{E_{CL}} - 1 \right) \cdot A_{p,tot} \cdot \frac{e_{x,1}}{A_{tl}} = 0.361 \text{ mm}$

Ekvivalent 2. arealmoment, lang tid $I_{tl} := I_{c,x} + A_{c,N} y_{tl}^2 + \left(\frac{E_p}{E_{CL}} - 1 \right) \cdot A_{p,tot} \cdot (e_{x,1} + y_{tl})^2$

$$I_{tl} = 3.349 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Moment pga langtidslaster $M_l := \frac{(G_k + P_{kl}) \cdot L_{x,2}^2}{8} = 330.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Totalt moment lang tid $M_{tl} := -M_{p,x,red} \cdot \eta_x + M_l = 226.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Spenninger/tøyninger kort- og langtid med heft:

Ser på spenninger i en avstand fra nye tp til senter spennarmering. Over søyle er denne verdien e.x.1-y.tk

Spenninger i betongen kort tid
$$\sigma_{ctk} := \frac{-P_{m.x}}{A_{tk}} + \frac{M_{tk}}{I_{tk}} \cdot (e_{x.1} - y_{tk}) = 1.708 \frac{N}{mm^2}$$

Spenninger i betongen lang tid
$$\sigma_{ctl} := \frac{-P_{m.x}}{A_{tl}} + \frac{M_{tl}}{I_{tl}} \cdot (e_{x.1} - y_{tl}) = 1.896 \frac{N}{mm^2}$$

Tøyninger i betongen kort tid
$$\varepsilon_{ck.heft} := \frac{\sigma_{ctk}}{E_{cm}} = 0.0000474$$

Tøyninger i armeringen kort tid
$$\Delta\varepsilon_{pk.heft} := \varepsilon_{ck.heft} = 0.0000474$$

Tøyninger i betongen lang tid
$$\varepsilon_{cL.heft} := \frac{\sigma_{ctl}}{E_{CL}} = 0.000133$$

Tøyninger i armeringen lang tid
$$\Delta\varepsilon_{pL.heft} := \varepsilon_{cL.heft} = 0.000133$$

Kort tid:

Spenninger i armeringen kort tid
$$\Delta\sigma_{pk.heft} := \Delta\varepsilon_{pk.heft} \cdot E_p = 9.299 \frac{N}{mm^2}$$

Lang tid:

Spenninger i armeringen lang tid
$$\Delta\sigma_{pL.heft} := \Delta\varepsilon_{pL.heft} \cdot E_p = 26.145 \frac{N}{mm^2}$$

Total spenningsreduksjon pga kryp
$$\Delta\sigma_{pkryp.heft} := \Delta\sigma_{pL.heft} - \Delta\sigma_{pk.heft} = 16.846 \frac{N}{mm^2}$$

Prosentvis tap pga kryp
$$\% \text{tap}_{kryp.heft} := \frac{\Delta\sigma_{pkryp.heft}}{\sigma_{pm.x}} = 1.208\%$$

Spenninger/tøyninger kort og lang tid uten heft

Spenninger i betongen kort tid $\sigma_{ck} := \frac{-P_{m,x}}{A_{c,N}} + \frac{M_{tk}}{I_{c,x}} \cdot e_{x,1} = 1.719 \frac{N}{mm^2}$

Spenninger i betongen lang tid $\sigma_{cl} := \frac{-P_{m,x}}{A_{c,N}} + \frac{M_{tl}}{I_{c,x}} \cdot e_{x,1} = 1.932 \frac{N}{mm^2}$

Reduksjonsfaktor for tøyning i kabel $\Omega_{tøyning} := \frac{8}{15} + \frac{2}{15} \cdot \frac{-e_{x,1}}{e_{x,2}} = 0.476$

Tøyninger i betongen kort tid $\varepsilon_{ck} := \frac{\sigma_{ck}}{E_{cm}} = 0.0000478$

Tøyninger i armeringen kort tid $\Delta\varepsilon_{pk} := \Omega_{tøyning} \cdot \varepsilon_{ck} = 0.0000227$

Tøyninger i betongen lang tid $\varepsilon_{cL} := \frac{\sigma_{cl}}{E_{CL}} = 0.0001359$

Tøyninger i armeringen lang tid $\Delta\varepsilon_{pL} := \Omega_{tøyning} \cdot \varepsilon_{cL} = 0.000065$

Kort tid:

Spenninger i armeringen kort tid $\Delta\sigma_{pk} := \Delta\varepsilon_{pk} \cdot E_p = 4.457 \frac{N}{mm^2}$

Lang tid:

Spenninger i armeringen lang tid $\Delta\sigma_{pL} := \Delta\varepsilon_{pL} \cdot E_p = 12.688 \frac{N}{mm^2}$

Total spenningsreduksjon pga kryp $\Delta\sigma_{pkryp} := \Delta\sigma_{pL} - \Delta\sigma_{pk} = 8.23 \frac{N}{mm^2}$

Prosentvis tap pga kryp $\% \text{tap}_{kryp} := \frac{\Delta\sigma_{pkryp}}{\sigma_{pm,x}} = 0.59\%$

Svinn:

EC2 - Tillegg B2

$$\alpha_{ds1} := 4$$

$$\alpha_{ds2} := 0.12$$

Alder på betongen når den begynner
å svinne. Normalt på slutten av herdetida

$$t_s := 28$$

B.2 (1)

$$f_{cm0} := 10 \frac{N}{mm^2}$$

(B.12)

$$\beta_{RH} := 1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 0.756$$

(B.11)

$$\varepsilon_{cd0} := 0.85 \left[(220 + 110\alpha_{ds1}) e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

$$\varepsilon_{cd0} = 2.533 \times 10^{-4}$$

$$\beta_{ds} := \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{\left(h_0 \cdot \frac{1}{m} \right)^3}} = 1$$

3.1.4 (6)

$$k_h := 0.8 \quad \text{for } h_0 \text{ lik } 220\text{mm}$$

Svinn pga uttørking, se (3.9)

$$\varepsilon_{cd} := \varepsilon_{cd0} \cdot \beta_{ds} \cdot k_h = 2.102 \times 10^{-4}$$

(3.13)

$$\beta_{as} := 1 - e^{-0.2 \cdot t^{0.5}} = 1$$

Autogent svinn, se (3.11 / 3.12)

$$\varepsilon_{ca} := 2.5 \left(f_{ck} \cdot \frac{mm^2}{N} - 10 \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{as} = 6.25 \times 10^{-5}$$

Total svinntøyning, se (3.8)

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 0.00027$$

Midlere E-modul

$$E_{\text{middel}} := \frac{M_k + M_l}{\frac{M_k}{E_{\text{cm}}} + \frac{M_l}{E_{\text{CL}}}} = 20058.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$N_s := \varepsilon_{\text{cs}} \cdot E_p \cdot A_{\text{p.tot}} = 96.219 \text{ kN}$$

$$\Delta \varepsilon_{\text{p.svinn}} := \varepsilon_{\text{cs}} + \frac{N_s}{E_{\text{middel}} \cdot A_{\text{c.N}}} + \frac{N_s \cdot (e_{\text{x.2}})^2}{E_{\text{middel}} \cdot I_{\text{c.x}}}$$

Tøyning i armeringen pga. svinn

$$\Delta \varepsilon_{\text{p.svinn}} = 0.00028$$

Spenningstap i armeringen pga. svinn

$$\Delta \sigma_{\text{p.svinn}} := \Delta \varepsilon_{\text{p.svinn}} \cdot E_p = 55.337 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Prosentvis tap av spenning i armeringen pga. svinn

$$\% \text{tap}_{\text{svinn}} := \frac{\Delta \sigma_{\text{p.svinn}}}{\sigma_{\text{pm.x}}} = 3.967\%$$

Relaksasjon av spennstål:

Korttidsvirkning av relaksasjon:

EC2 3.3.2

Klasse 2

(5.43)

$$\sigma_{\text{pi}} := \min(0.75 \cdot f_{\text{pk}}, 0.85 \cdot f_{\text{p0.1k}}) = 1395 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{\text{pm.x}} = 1395 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

3.3.2(6)

$$\rho_{1000} := 2.5\%$$

$$t_{\text{rel.k}} := 5$$

Spenningstap pga. relaksasjon

$$\Delta \sigma_{\text{pr.k}} := 0.662 \cdot 5 \cdot e^{9.1 \cdot 0.75} \cdot \left(\frac{t_{\text{rel.k}}}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1 - 0.75)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{\text{pm.x}}$$

kort tid, se (3.29)

$$\Delta \sigma_{\text{pr.k}} = 7.846 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Prosentvis tap av spenning pga. relaksasjon kort tid

$$\% \text{tap}_{\text{rel.k}} := \frac{\Delta \sigma_{\text{pr.k}}}{\sigma_{\text{pm.x}}} = 0.562\%$$

Langtidsvirkning av relaksasjon:

Tid etter oppspenning (i timer)

$$t_{rel,1} := 50000$$

Spenningstap pga. relaksasjon

$$\Delta\sigma_{pr,1} := 0.6625e^{9.1 \cdot 0.75} \cdot \left(\frac{t_{rel,1}}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-0.75)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pm,x}$$

lang tid, se (3.29)

$$\Delta\sigma_{pr,1} = 67.948 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Prosentvis tap av spenning pga. relaksasjon lang tid

$$\%tap_{rel,1} := \frac{\Delta\sigma_{pr,1}}{\sigma_{pm,x}} = 4.871\%$$

Samlet virkning av kryp, svinn og relaksasjon:

Totalt prosentvis tap av spennkraft

$$\%tap_{k.s.r} := \%tap_{kryp} + \%tap_{svinn} + \%tap_{rel,1} = 9.428\%$$

Totalt prosentvis tap av spennkraft med heft

$$\%tap_{k.s.r.heft} := \%tap_{kryp.heft} + \%tap_{svinn} + \%tap_{rel,1}$$

$$\%tap_{k.s.r.heft} = 10.045\%$$

Forenklet metode, 5.10.6

$$\sigma_{c,QP} := \sigma_{ctl}$$

$$z_{cp} := e_{x,2}$$

$$\varphi_{tt0} := \varphi$$

(5.46)

$$\Delta\sigma_{p.c.s.r} := \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0.8\Delta\sigma_{pr,1} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi_{tt0} \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_{p,tot}}{A_{c,N}} \cdot \left(1 + \frac{A_{c,N}}{I_{c,x}} \cdot z_{cp}^2\right)} \cdot (1 + 0.8\varphi_{tt0})$$

$$\Delta\sigma_{p.c.s.r} = 118.464 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\%tap_{enkel} := \frac{\Delta\sigma_{p.c.s.r}}{\sigma_{pm,x}} = 8.492\%$$

Redusert oppspenningskraft risset

$$\varepsilon_{p.urisset} := (1 - \%tap_{k.s.r}) \cdot \frac{\sigma_{pm.x}}{E_p} = 0.645\%$$

$$\sigma_{p.urisset} := \varepsilon_{p.urisset} \cdot E_p = 1263.485 \frac{N}{mm^2}$$

$$P_{0.urisset} := \sigma_{p.urisset} \cdot A_p = 189.523kN$$

Stadium II, risset tverrsnitt

$$M_{x.s} := 218.6kN \cdot m$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{middel}} = 9.771$$

$$A_{p.x} := \eta_x \cdot A_p$$

$$\rho := \frac{A_{p.x}}{\frac{L_{x.2}}{2} \cdot d_{x.1}} = 0.003$$

$$N_{red} := \sigma_{pm.x} \cdot (1 - \%tap_{svinn} - \%tap_{rel.l}) \cdot A_p \cdot \eta_x$$

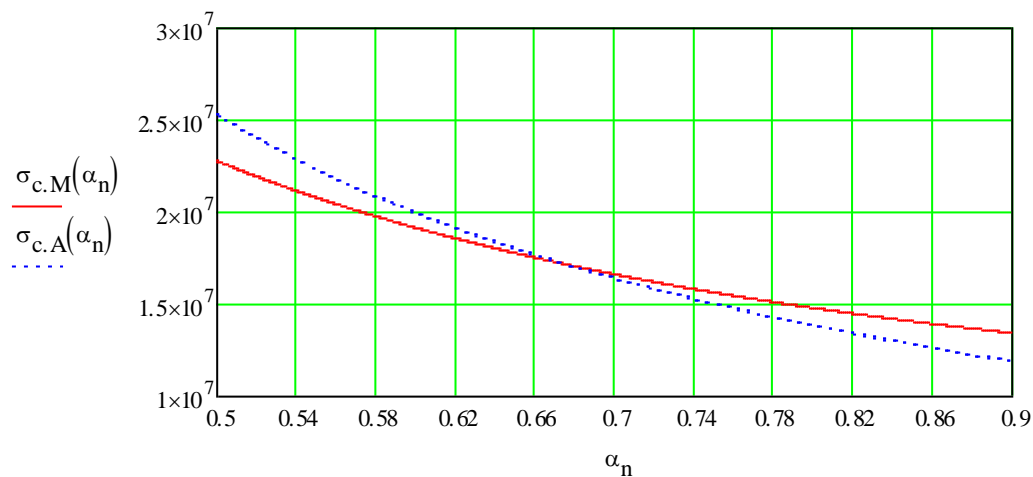
$$N_{red} = 2289kN$$

$$e_{x.1} = 30mm$$

$$a := \frac{M_{x.s}}{N_{red}} = 95.497mm$$

$$\sigma_{c.A}(\alpha_n) := \frac{N_{\text{red}} + f_{\text{ftk.res.}} \cdot 2.5 \cdot (h_c - \alpha_n \cdot d_{x.1}) \cdot b_{c.x}}{b_{c.x} \cdot d_{x.1}} \cdot \frac{1}{0.5 \alpha_n - \eta \cdot \rho \cdot \Omega_{\text{tøyning}} \cdot \left(\frac{1 - \alpha_n}{\alpha_n} \right)}$$

$$\sigma_{c.M}(\alpha_n) := \frac{2N_{\text{red}} \cdot (e_{x.1} + a) + f_{\text{ftk.res.}} \cdot 2.5 \cdot (h_c - \alpha_n \cdot d_{x.1}) \cdot b_{c.x} \cdot (h_c - \alpha_n \cdot d_{x.1})}{b_{c.x} \cdot d_{x.1} \cdot \alpha_n \cdot \left(1 - \frac{\alpha_n}{3} \right) \cdot d_{x.1}}$$



$$\alpha_n := 0.4$$

Given

$$\sigma_{c.M}(\alpha_n) = \sigma_{c.A}(\alpha_n)$$

Faktor for å regne trykksonehøyde

$$\alpha_n := \text{Find}(\alpha_n) = 0.675$$

$$\sigma_c := \sigma_{c.M}(\alpha_n) = 17.18 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\varepsilon_{c.n} := \frac{\sigma_c}{E_{\text{middel}}} = 8.565 \times 10^{-4}$$

$$\Delta \varepsilon_p := \frac{\varepsilon_{c.n} \cdot (1 - \alpha_n)}{\alpha_n} = 4.12 \times 10^{-4}$$

$$\Delta \sigma_p := (\Delta \varepsilon_p) \cdot E_p = 80.756 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\varepsilon_{\text{ckk}} := \frac{1 - \alpha_n}{\alpha_n} \cdot \frac{\sigma_c}{E_{\text{cm}}} = 2.296 \times 10^{-4}$$

$$\Delta \varepsilon_{\text{pl}} := \Delta \varepsilon_{\text{p}} - \varepsilon_{\text{ckk}} - \varepsilon_{\text{cs}} = -9.029 \times 10^{-5}$$

$$\Delta \sigma_{\text{pl}} := \Delta \varepsilon_{\text{pl}} \cdot E_{\text{p}} - \Delta \sigma_{\text{pr.1}} = -85.644 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Redusert for låstap, friksjon og elastisk deformasjon, se "Tap av spennkraft"

$$\sigma_{\text{pm.x}} = 1395 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Prosentvis tap v spennkraft, risset tilstand

$$\% \text{tap}_{\text{risset}} := \frac{\Delta \sigma_{\text{pl}}}{\sigma_{\text{pm.x}}} = -6.139\%$$

$$\varepsilon_{\text{p.risset}} := \left(1 - \left| \% \text{tap}_{\text{risset}} \right| \right) \cdot \frac{\sigma_{\text{pm.x}}}{E_{\text{p}}} = 0.007$$

$$\sigma_{\text{p.risset}} := \varepsilon_{\text{p.risset}} \cdot E_{\text{p}} = 1309.356 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Redusert spennkraft i x-retning for risset tverrsnitt. Redusert for kryp, svinn, relaksjon, låstap, friksjon og elastisk deformasjon.

$$P_{0.\text{risset}} := \sigma_{\text{p.risset}} \cdot A_{\text{p}} = 196.403 \text{kN}$$

Tap i urisset tilstand

$$\left| \% \text{tap}_{\text{k.s.r}} \right| = 9.428\%$$

Tap i risset tilstand

$$\left| \% \text{tap}_{\text{risset}} \right| = 6.139\%$$

$$\omega_{\text{I.x}} := \frac{P_{0.\text{urisset}}}{P_0} = 0.849$$

$$\omega_{\text{II.x}} := \frac{P_{0.\text{risset}}}{P_0} = 0.88$$

Redusert oppspenningskraft, urisset $P_{I,x} := \omega_{I,x} \cdot P_0 = 189.523 \text{ kN}$

Resterende spenning etter tap, urisset $\sigma_{I,k,x} := \omega_{I,x} \cdot \sigma_{pm,x} = 1184.518 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Resterende dim. spenning, urisset $\sigma_{I,d,x} := \frac{\sigma_{I,k,x}}{\gamma_p} = 1128.112 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Redusert oppspenningskraft, risset $P_{II,x} := \omega_{II,x} \cdot P_0 = 196.403 \text{ kN}$

Resterende spenning etter tap, risset $\sigma_{II,k,x} := \omega_{II,x} \cdot \sigma_{pm,x} = 1227.522 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Resterende dim. spenning, risset $\sigma_{II,d,x} := \frac{\sigma_{II,k,x}}{\gamma_p} = 1169.068 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Etteroppspent kraft etter langtidstap

Y-retning

$$\omega_{I,y} := \frac{P_{0,\text{urisset}}}{P_0} = 0.849$$

$$P_{I,y} := \omega_{I,y} \cdot P_0 = 189.523 \text{ kN}$$

Resterende spenning etter tap, urisset $\sigma_{I,k,y} := \omega_{I,y} \cdot \sigma_{pm,y} = 1183.869 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Resterende dim. spenning, urisset $\sigma_{I,d,y} := \frac{\sigma_{I,k,y}}{\gamma_p} = 1128.112 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Etteroppspent kraft etter korttidstap

$$\omega_{P,x,\text{kort}} := 90.3\% - \% \text{tap}_{\text{rel},k}$$

$$P_{t,x,\text{kort}} := \omega_{P,x,\text{kort}} \cdot P_{\text{maks}} = 200.294 \text{ kN}$$

$$\omega_{P,y,\text{kort}} := 94.6\% - \% \text{tap}_{\text{rel},k}$$

$$P_{t,y,\text{kort}} := \omega_{P,y,\text{kort}} \cdot P_{\text{maks}} = 209.892 \text{ kN}$$

Kontroll iht. EC2 pkt. 5.10.3(2)

$$P_{t,y,kort} := \begin{cases} P_{t,y,kort} & \text{if Kontroll}_y = \text{"OK"} \\ P_{m0} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Kontroll}_x := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } P_{m0} \geq P_{t,x,kort} \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

$$\text{Kontroll}_y := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } P_{m0} \geq P_{t,y,kort} \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"IKKE OK"}$$

$$P_{t,x,kort} := \begin{cases} P_{t,x,kort} & \text{if Kontroll}_x = \text{"OK"} \\ P_{m0} & \text{otherwise} \end{cases} = 200.294 \text{ kN}$$

D. Skjær

Søylegeometri:X-retning $c_1 = 400\text{mm}$ Y-retning $c_2 = 700\text{mm}$ **Krefter i betongen pga etteroppspanningen, redusert med ω .p for hver retning**

$$N_{\text{Ed},x} := \eta_x \cdot \omega_{I,x} \cdot P_{\text{maks}} = 2274.3\text{kN}$$

$$N_{\text{Ed},y} := \eta_y \cdot \omega_{I,y} \cdot P_{\text{maks}} = 2084.8\text{kN}$$

Lastbredde over søyle

$$\text{Lastbredde i x-retning } b_{\text{cx}} := 0.6 \cdot L_{y,1} + \frac{L_{y,2}}{2} = 6.72\text{m}$$

$$\text{Lastbredde i y-retning } b_{\text{cy}} := L_{x,1} = 7.2\text{m}$$

$$\text{Tverrsnittshøgde } h_c = 220\text{mm}$$

$$\text{Effektiv høgde } d_{\text{eff}} := \frac{d_{x,1} + d_{y,1}}{2} = 150\text{mm}$$

$$\text{Betongareal i x-retning } A_{\text{cx}} := b_{\text{cx}} \cdot h_c = 1.478\text{m}^2$$

$$\text{Betongareal i y-retning } A_{\text{cy}} := b_{\text{cy}} \cdot h_c = 1.584\text{m}^2$$

Skjærkapasitet uten skjærarmoring iht. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 sec. 6.4.4**Faktorer:**

Korrigeringsfaktor for tilslag iht. NA.6.2.2

$$\text{NA.6.4.4 (1)} \quad k_{2,s} := 0.1^t$$

$$\text{NA.6.4.4 (1)} \quad C_{Rd,c} := \frac{k_{2,s}}{\gamma_c} = 0.1$$

$$6.4.4(1) \quad k := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200}{180}}, 2.0\right) = 2$$

$$\text{Uinjisert spennarmoring (uten heft)} \quad \rho_1 := 0$$

$$\text{NA.6.4.4 (1)} \quad k_{1,s} := 0.1$$

$$\text{(NA.6.3N)} \quad v_{\min} := 0.035k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \text{MPa} = 0.586 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{cp,x} := \min\left(\frac{N_{Ed,x}}{A_{cx}}, 0.2f_{cd}\right) = 1.538 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{cp,y} := \min\left(\frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}}, 0.2f_{cd}\right) = 1.316 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{cp} := \frac{\sigma_{cp,x} + \sigma_{cp,y}}{2} = 1.427 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$(6.47) \quad V_{Rd,ct} := C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100\rho_1 \cdot f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} + k_{1,s} \cdot \sigma_{cp} = 0.143 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Rd,c,\min} := v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp,x} = 1.816 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Rd,c} := \max(V_{Rd,ct}, V_{Rd,c,\min}) = 1.816 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ffd,\text{res.2.5}} = 0.973 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Rd,cf} := 0.6 \cdot f_{ffd,\text{res.2.5}} = 0.584 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Rd,c,\text{tot}} := V_{Rd,c} + V_{Rd,cf} = 2.4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjærkontroll ved omkrets 2d fra søylekant

Omkrets søylekant $u_0 := 2 \cdot c_1 + 2 \cdot c_2 - c_1 = 1800 \text{ mm}$

Omkrets 2d fra søylekant $u_1 := u_0 + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d_{\text{eff}} - \pi \cdot d_{\text{eff}} = 3214 \text{ mm}$

Areal innenfor omkrets 2d $A_1 := c_1 \cdot c_2 + 4 \cdot d_{\text{eff}} \cdot (c_1 + c_2) + \pi \cdot 4 \cdot d_{\text{eff}}^2 = 1.223 \text{ m}^2$

Tverrsnittsareal betongen $A_w := \left(0.6L_{x,2} + \frac{L_{x,1}}{2} \right) \cdot \left(0.6L_{y,1} + \frac{L_{y,2}}{2} \right) = 54.432 \text{ m}^2$

Kommentar: I teorien er begge oppleggene i veggen fritt opplagt, og da skal man bruke 5/8. I virkeligheten er den noe innspent, så vi bruker 0.6, (3/5).

$$V_{\text{Ed}} := q_{\text{Ed}} \cdot A_w = 563.37 \text{ kN}$$

Figur 6.21N: Anbefalt verdi for β . $\beta := 1.1^{\dagger}$

$$V_{\text{Ed},1} := q_{\text{Ed}} \cdot (A_w - A_1) = 550.71 \text{ kN}$$

(6.54) $v_{\text{Ed},1} := \beta \cdot \frac{V_{\text{Ed},1}}{u_1 \cdot d_{\text{eff}}} = 1.314 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Kontroll := $\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } v_{\text{Ed},1} \leq V_{\text{Rd},c,\text{tot}} \\ \text{"Ikke OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$

Utnyttelse av kapasitet $\eta_1 := \frac{v_{\text{Ed},1}}{V_{\text{Rd},c,\text{tot}}} = 0.547$

Skjærkontroll ved søylekant

$$v_{\text{Ed.0}} := \frac{V_{\text{Ed.1}}}{u_0 \cdot d_{\text{eff}}} = 2.04 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$v_1 := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{\text{ck}}}{250 \text{MPa}} \right) = 0.516$$

Anbefaling fra Øverli

$$V_{\text{Rd.maks}} := 0.4 \cdot v_1 \cdot f_{\text{cd}} = 4.094 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Check}_{1.\text{maks}} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } v_{\text{Ed.0}} \leq V_{\text{Rd.maks}} \\ \text{"Ikke OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Utnyttelse av kapasitet

$$\eta_0 := \frac{v_{\text{Ed.0}}}{V_{\text{Rd.maks}}} = 0.498$$

E. Moment

Opptredende moment:**Henta fra Xcel**

$$M_{Ed,1} := 401.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,2} := 322.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,3} := 31.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,4} := 21.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Reduksjon av moment over søyle iht. EC2 5.3.2.2(4)

Bredde av søyle, x-retning

$$t_x := c_1 = 400 \text{ mm}$$

Bredde av søyle, y-retning

$$t_y := c_2 = 700 \text{ mm}$$

Verdier henta fra Focus

$$F_{Ed,sup,x} := 577 \text{ kN}$$

$$F_{Ed,sup,y} := 47 \text{ kN}$$

(5.9)

$$\Delta M_{Edx} := F_{Ed,sup,x} \cdot \frac{t_x}{8} = 28.85 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\Delta M_{Edy} := F_{Ed,sup,y} \cdot \frac{t_y}{8} = 4.112 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\Delta \sigma_{p,ULS} := 10 \text{ MPa}$$

Armeringsareal

X-retning

$$A_{p,x} := \eta_x \cdot A_p = 1800 \text{ mm}^2$$

Y-retning

$$A_{p,y} := A_p = 150 \text{ mm}^2$$

Kalkulering av trykksonehøyde iht.**COIN:**

$$\text{Trykksonehøgde: } x_1 := \frac{A_{p,x} \cdot (\sigma_{I,d,x} + \Delta\sigma_{p,ULS}) + h_c \cdot b_{c,x} \cdot f_{ftd,res.2.5}}{b_{c,x} \cdot (0.8f_{cd} + f_{ftd,res.2.5})} = 47.717\text{mm}$$

$$\text{Trykksonehøgde: } x_2 := \frac{A_{p,x} \cdot (\sigma_{I,d,x} + \Delta\sigma_{p,ULS}) + h_c \cdot b_{c,x} \cdot f_{ftd,res.2.5}}{b_{c,x} \cdot (0.8f_{cd} + f_{ftd,res.2.5})} = 47.717\text{mm}$$

$$\text{Trykksonehøgde: } x_3 := \frac{A_{p,y} \cdot (\sigma_{I,d,y} + \Delta\sigma_{p,ULS}) + h_c \cdot b_{c,y} \cdot f_{ftd,res.2.5}}{b_{c,y} \cdot (0.8f_{cd} + f_{ftd,res.2.5})} = 29.54\text{mm}$$

$$\text{Trykksonehøgde: } x_4 := \frac{A_{p,y} \cdot (\sigma_{I,d,y} + \Delta\sigma_{p,ULS}) + h_c \cdot b_{c,y} \cdot f_{ftd,res.2.5}}{b_{c,y} \cdot (0.8f_{cd} + f_{ftd,res.2.5})} = 29.54\text{mm}$$

NS-EN 1992-1-1 5-5 Lineær elastisk analyse med begrenset omfordeling

$$k_1 := 0.4$$

$$k_2 := 1.25 \left(0.6 + \frac{0.0014}{\varepsilon_{cu2}} \right) = 1.25$$

$$\delta_{x,1} := \max \left(k_1 + \frac{k_2 \cdot x_1}{d_{x,1}}, 0.7 \right) = 0.866$$

Overkant søyle, X1

$$\text{Resultant fra fiberarmeringen } S_{f,x,1} := (h - x_1) \cdot b_{c,x} \cdot f_{ftd,res.2.5} = 628.546\text{kN}$$

$$\text{Resultant fra spennarmeringen } S_{a,x} := A_{p,x} \cdot (\sigma_{I,d,x} + \Delta\sigma_{p,ULS}) = 2210.604\text{kN}$$

$$\text{Trykkresultant i betongen } T_{c,x,1} := f_{cd} \cdot 0.8x_1 \cdot b_{c,x} = 2839.148\text{kN}$$

Momentkapasitet X1

$$M_{Rd,1} := S_{f,x,1} \cdot (0.5h + 0.1x_1) + S_{a,x} \cdot (d_{x,1} - 0.4x_1)$$

$$M_{Rd,1} = 339.43\text{kN}\cdot\text{m}$$

Kontroll av mom.kap.

$$\text{Kontroll}_1 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } M_{Rd,1} \geq M_{Ed,1} \cdot \delta_{x,1} - \Delta M_{Edx} \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Utnyttelse av kapasiteten

$$\eta_1 := \frac{M_{Ed,1} \cdot \delta_{x,1} - \Delta M_{Edx}}{M_{Rd,1}} = 93.942\%$$

Felt, X2**Kalkulering av trykksonehøyde iht. COIN:**

Resultant fra fiberarmeringen $S_{f,x,2} := (h_c - x_2) \cdot b_{c,x} \cdot f_{td,res.2,5} = 628.546 \text{ kN}$

Resultant fra spennarmeringen $S_{a,x} = 2210.60 \text{ kN}$

Trykkresultant i betongen $T_{c,x,2} := f_{cd} \cdot 0.8x_2 \cdot b_{c,x} = 2839.148 \text{ kN}$

Momentkapasitet X2

$$M_{Rd,2} := S_{f,x,2}(0.5h_c + 0.1x_1) + S_{a,x}(d_{x,2} - 0.4x_2)$$

$$M_{Rd,2} = 427.854 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Kontroll av mom.kap.

$$\text{Kontroll}_2 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } M_{Rd,2} \geq M_{Ed,2} \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Utnyttelse av kapasiteten

$$\eta_2 := \frac{M_{Ed,2}}{M_{Rd,2}} = 75.329\%$$

Overkant søyle, Y1**Kalkulering av trykksonehøyde iht.****COIN:**

Resultant fra fiberarmeringen $S_{f,y,1} := (h_c - x_3) \cdot b_{c,y} \cdot f_{td,res.2,5} = 120.442 \text{ kN}$

Resultant fra spennarmeringen $S_{a,y} := A_p \cdot (\sigma_{l,d,y} + \Delta\sigma_{p,ULS}) = 184.217 \text{ kN}$

Trykkresultant i betongen $T_{c,y,1} := f_{cd} \cdot 0.8x_3 \cdot b_{c,y} = 304.659 \text{ kN}$

Momentkapasitet Y1

$$M_{Rd,3} := S_{f,y,1}(0.5h_c + 0.1x_3) + S_{a,y}(d_{y,1} - 0.4x_3)$$

$$M_{Rd,3} = 40.902 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Kontroll av mom.kap.

$$\text{Kontroll}_3 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } M_{Rd,3} \geq M_{Ed,3} - \Delta M_{Ed,y} \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Utnyttelse av kapasiteten

$$\eta_3 := \frac{M_{Ed,3} - \Delta M_{Ed,y}}{M_{Rd,3}} = 65.98\%$$

Felt, snitt Y2**Kalkulering av trykksonehøyde iht. COIN:**

Resultant fra fiberarmeringen $S_{f,y,2} := (h_c - x_4) \cdot b_{c,y} \cdot f_{ftd,res.2.5} = 120.442 \text{ kN}$

Resultant fra spennarmeringen $S_{a,y} = 184.217 \text{ kN}$

Trykkresultant i betongen $T_{c,y,2} := f_{cd} \cdot 0.8x_4 \cdot b_{c,y} = 304.659 \text{ kN}$

Momentkapasitet snitt Y2

$$M_{Rd,4} := S_{f,y,2} \cdot (0.5h_c + 0.1x_4) + S_{a,y} \cdot (d_{y,2} - 0.4x_4)$$

$$M_{Rd,4} = 44.587 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Kontroll av mom.kap.

$$\text{Kontroll}_4 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } M_{Rd,4} \geq M_{Ed,4} \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Utnyttelse av kapasiteten

$$\eta_4 := \frac{M_{Ed,4}}{M_{Rd,4}} = 49.118\%$$

Kapasitetsutnyttelse i alle 4 snitt

$$\eta_1 = 93.942\%$$

$$\eta_2 = 75.329\%$$

$$\eta_3 = 65.98\%$$

$$\eta_4 = 49.118\%$$

F. Rissvidde

Tilleggstøyning i armering ved full heft

$$\Delta \varepsilon_p = 4.12 \times 10^{-4}$$

Fiberkapasitet

$$f_{\text{ftk.res.2.5}} = 1.459 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Setter betongtøyningen lik fiberbidraget delt på midlere E-modul

$$\varepsilon_{\text{cm}} := \frac{f_{\text{ftk.res.2.5}}}{E_{\text{cm}}}$$

Settes lik tilleggstøyningen i armeringen

$$\varepsilon_{\text{sm}} := \Delta \varepsilon_p = 4.12 \times 10^{-4}$$

Maks avstand mellom riss

$$s_{\text{r.max}} := 1.3 \cdot (h_c - \alpha_n \cdot d_{x,1}) = 0.163 \text{m}$$

Rissvidde etter modifisert formel

$$w := s_{\text{r.max}} (\varepsilon_{\text{sm}} - \varepsilon_{\text{cm}}) = 0.061 \text{mm}$$

G. Nedbøyning

Sørensen 2013

$$b_{x.søyle} := 1\text{m} = 1\text{m}$$

$$b_{y.søyle} := 1\text{m} = 1\text{m}$$

$$A_{c.x.søyle} := b_{x.søyle} \cdot h_c = 0.22\text{m}^2$$

$$A_{c.y.søyle} := b_{y.søyle} \cdot h_c = 0.22\text{m}^2$$

2. arealmoment x-retning

$$I_{c,x} := \frac{b_{x.søyle} \cdot h_c^3}{12} = 8.873 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

2. arealmoment y-retning

$$I_{c,y} := \frac{b_{y.søyle} \cdot h_c^3}{12} = 8.873 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

2. arealmoment x-retning (risset)

$$I_{c,x.red} := \frac{b_{x.søyle} \cdot (\alpha_n \cdot d_{x.1})^3}{12} = 7.039 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

2. arealmoment y-retning (risset)

$$I_{c,y.red} := \frac{b_{y.søyle} \cdot (\alpha_n \cdot d_{x.1})^3}{12} = 7.039 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

$$\varphi = 1.533$$

$$E_{CL} = 14.214\text{GP}\epsilon$$

Søylemoment i x-retning

$$M_{x,s} := 172\text{kN}\cdot\text{m}$$

Feltmoment i x-retning

$$M_{x,f} := 70\text{kN}\cdot\text{m}$$

Moment over søyle per meter

$$m_{x,s} := \frac{M_{x,s}}{\left(\frac{L_{y.1}}{2} + \frac{L_{y.2}}{2}\right)} = 27.52\text{kN}\cdot\frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Moment i felt per meter

$$m_{x,f} := \frac{M_{x,f}}{\left(\frac{L_{y.1}}{2} + \frac{L_{y.2}}{2}\right)} = 11.2\text{kN}\cdot\frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Bruk av Stripemetoden

X-retning

Søylestripe

Fordeling av moment over indre søylestripe $m_{x,i.søyle} := 1.8 m_{x,s} = 49.536 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$

Fordeling av moment over ytre søylestripe $m_{x,y.søyle} := 1.2 m_{x,s} = 33.024 \text{kN}\cdot\frac{\text{m}}{\text{m}}$

Fordeling av moment i felt $m_{x,f.søyle} := 0.5 m_{x,s} = 13.76 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$

Feltstripe

Fordeling av moment over søylestripe $m_{x,s.felt} := 1.2 m_{x,f} = 13.44 \text{kN}\cdot\frac{\text{m}}{\text{m}}$

Fordeling av moment over feltstripe $m_{x,f.felt} := 0.8 m_{x,f} = 8.96 \text{kN}\cdot\frac{\text{m}}{\text{m}}$

Bruk av enhetslast for å finne nedbøyning

Splitter momentet gitt fra stripemetoden for å få enklere diagram å bruke i enhetslastmetoden. $m_{x.felt} := m_{x,s.felt} = 13.44 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$

$$m_{x,søyle} := m_{x,i.søyle} = 49.536 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

Enhetslast $P=1\text{kN}$

$$P_{\text{virt}} := 1$$

Virtuelle opplagerkrefter

$$V_A := 0.625 P_{\text{virt}}$$

$$V_B := 0.375 P_{\text{virt}}$$

Lengder i virtuelt momentdiagram

$$L_{x,\text{virt}.1} := \frac{0.75 L_{x,2}}{2} = 2812.5 \text{mm}$$

$$L_{x,\text{virt}.2} := 0.25 L_{x,2} = 1875 \text{mm}$$

$$a_x := L_{x,\text{virt}.1} = 2.813 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$b_x := L_{x,\text{virt}.1} + L_{x,\text{virt}.2} = 4.688 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

Maks virtuelt moment

$$m_{x,\text{virt}.1} := \frac{P_{\text{virt}} \cdot a_x \cdot b_x^2}{2 \cdot L_{x,2}^3} \cdot (a_x + 2 \cdot L_{x,2}) = 1.305 \text{m}$$

Virtuelt moment ved reelt momentnullpunkt.

$$m_{x,\text{virt}.2} := \frac{P_{\text{virt}} \cdot a_x \cdot b_x}{2 \cdot L_{x,2}^2} \cdot (a_x + L_{x,2}) = 1.208 \text{m}$$

Nedbøyning i søylestripe

$$\delta_{x,s} := \left[\left(\frac{5}{12} \cdot m_{x,\text{felt}} \cdot m_{x,\text{virt.1}} \cdot L_{x,\text{virt.1}} \right) \cdot 2 \cdot \frac{1}{E_{\text{middel}} \cdot I_{c,x}} \dots \right] \cdot m = 7.545 \text{ mm}$$

$$+ \left[\left(0.8 \cdot \frac{1}{4} \cdot m_{x,\text{søyle}} \cdot m_{x,\text{virt.2}} \cdot L_{x,\text{virt.2}} \right) \cdot \frac{1}{E_{\text{middel}} \cdot I_{c,x}} \dots \right]$$

$$+ \left[\left(0.2 \cdot \frac{1}{4} \cdot m_{x,\text{søyle}} \cdot m_{x,\text{virt.2}} \cdot L_{x,\text{virt.2}} \right) \cdot \frac{1}{E_{\text{middel}} \cdot I_{c,x,\text{red}}} \right]$$

Y-retning:

Søylemoment i y-retning

$$M_{y,s} := 12.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Feltmoment i y-retning

$$M_{y,f} := 3.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$m_{y,s} := \frac{M_{y,s}}{0.65 \text{ m}} = 18.769 \text{ kN}\cdot\frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{y,f} := \frac{M_{y,f}}{0.65 \text{ m}} = 5.538 \text{ kN}\cdot\frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Bruk av enhetslast for å finne nedbøyning

Splitter momentet gitt fra
stripemetoden for å få enklere
diagram å bruke i
enhetslastmetoden.

$$m_{y,\text{felt}} := m_{y,f} = 5.538 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{y,\text{søyle}} := m_{y,s} = 18.769 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

Enhetslast $P=1\text{kN}$

$$P_{\text{virt}} = 1$$

Virtuelle opplagerkrefter

$$V_A = 0.625$$

$$V_B = 0.375$$

Lengder i virtuelt momentdiagram

$$L_{y,\text{virt.1}} := \frac{0.75 \cdot L_{y,2}}{2} = 2.925 \text{ m}$$

$$L_{y,\text{virt.2}} := 0.25 \cdot L_{y,2} = 1.95 \text{ m}$$

$$a_y := L_{y,\text{virt.1}}$$

$$b_y := L_{y,\text{virt.1}} + L_{y,\text{virt.2}}$$

Maks virtuelt moment $m_{y,virt.1} := \frac{P_{virt} \cdot a_y \cdot b_y^2}{2 \cdot L_{y,2}^3} \cdot (a_y + 2 \cdot L_{y,2}) = 1.357m$

Virtuelt moment ved reelt moment-nullpunkt. $m_{y,virt.2} := \frac{P_{virt} \cdot a_y \cdot b_y}{2 \cdot L_{y,2}^2} \cdot (a_y + L_{y,2}) = 1.257m$

Nedbøying i feltstripe

$$\delta_{y,f} := \left[\left(\frac{5}{12} \cdot m_{y,felt} \cdot m_{y,virt.1} \cdot L_{y,virt.1} \right) \cdot 2 \cdot \frac{1}{E_{middel} \cdot I_{c,y}} \dots \right. \\ \left. + \left[\left(0.8 \cdot \frac{1}{4} \cdot m_{y,søyle} \cdot m_{y,virt.2} \cdot L_{y,virt.2} \cdot \frac{1}{E_{middel} \cdot I_{c,y}} \dots \right) \right. \right. \\ \left. \left. + \left(0.2 \cdot \frac{1}{4} \cdot m_{y,søyle} \cdot m_{y,virt.2} \cdot L_{y,virt.2} \cdot \frac{1}{E_{middel} \cdot I_{c,y,red}} \right) \right] \right] \cdot m = 3.175mm$$

Samlet nedbøying $\delta_{tot} := \delta_{x,s} + \delta_{y,f} = 10.72mm$

Krav nedbøying iht. EC2 7.4.1(4) $Krav := \frac{L_{y,2} + L_{x,2}}{2 \cdot 250} = 30.6mm$

$$\delta_{tot} := \begin{cases} \text{"Ikke OK"} & \text{if } \delta_{tot} \geq \text{Krav} \\ \text{"OK"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

H. Robusthet

$$b_s := 700\text{mm}$$

$$h_s := 400\text{mm}$$

$$h_{\text{merket}} := 310\text{mm}$$

$$d_s := 0.9 \cdot h_s = 360\text{mm}$$

$$c_{\text{nom}} := \frac{h_s - h_{\text{merket}}}{2} = 45\text{mm}$$

$$A_{25} := \frac{\pi \cdot (25\text{mm})^2}{4} = 490.874\text{mm}^2$$

$$A_{s,1} := A_{25} \cdot 4 = 1963\text{mm}^2$$

$$A_{s,2} := A_{25} \cdot 4 = 1963\text{mm}^2$$

$$A_c := b_s \cdot h_s = 280000\text{mm}^2$$

$$f_{\text{cd}} = 19.833 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{yk}} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{s,d} := \frac{f_{\text{yk}}}{1.15} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{yd}} := f_{s,d}$$

$$N_{\text{Ed}} := 300\text{kN}$$

1. Rent trykk

$$\varepsilon_{c3} := 1.75 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_c := \varepsilon_{c3} = 1.75 \times 10^{-3}$$

$$E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 2.174 \times 10^{-3}$$

$$T_c := f_{cd} \cdot b_s \cdot h_s = 5553 \text{ kN}$$

$$S_1 := E_s \cdot \varepsilon_c \cdot A_{s,1} = 687 \text{ kN}$$

$$S_2 := S_1 = 687 \text{ kN}$$

$$N_1 := T_c + S_1 + S_2 = 6928 \text{ kN}$$

$$M_1 := 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2. Trykkbrudd i betong

$$\varepsilon_{cu3} := 3.5 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{s1} := c_{nom} \cdot \frac{\varepsilon_{cu3}}{h_s} = 3.938 \times 10^{-4}$$

$$\sigma_{sd} := E_s \cdot \varepsilon_{s1} = 78.75 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$T_c := f_{cd} \cdot b_s \cdot 0.8 h_s = 4443 \text{ kN}$$

$$S_1 := \sigma_{sd} \cdot A_{s,1} = 155 \text{ kN}$$

$$S_2 := f_{yd} \cdot A_{s,2} = 854 \text{ kN}$$

$$N_2 := T_c + S_1 + S_2 = 5451 \text{ kN}$$

$$M_2 := T_c \cdot (0.5 \cdot h_s - 0.4 h_s) + \frac{S_2 \cdot h_{merket}}{2} - \frac{S_1 \cdot h_{merket}}{2}$$

$$M_2 = 286.062 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i armering

$$\varepsilon_{cu3} := \varepsilon_{cu3} = 3.5 \times 10^{-3} \quad \varepsilon_s := \varepsilon_{yd} = 2.174 \times 10^{-3}$$

Trykksonehøyde

$$\alpha d := \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \cdot d_s = 222.069 \text{ mm}$$

Tøyning i trykkarmering:

$$\varepsilon_{s2} := \frac{\alpha d - c_{nom}}{\alpha d} \varepsilon_c = 2.791 \times 10^{-3}$$

$$T_c := f_{cd} \cdot b_s \cdot 0.8 \alpha d = 2466 \text{ kN}$$

$$S_1 := f_{yd} \cdot A_{s,1} = 854 \text{ kN}$$

$$S_2 := S_1 = 854 \text{ kN}$$

$$N_3 := T_c + S_1 - S_2 = 2466 \text{ kN}$$

$$M_3 := T_c \cdot (0.5 \cdot h_s - 0.4 \cdot \alpha d) + \frac{S_2 \cdot h_{merket}}{2} + \frac{S_1 \cdot h_{merket}}{2}$$

$$M_3 = 538.846 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4. Trykkbrudd i betong og dobbel flyt i strekkarmering:

$$\varepsilon_{cu3} := \varepsilon_{cu3} = 3.5 \times 10^{-3} \quad \varepsilon_s := 2 \cdot \varepsilon_{yd} = 4.348 \times 10^{-3}$$

Trykksonehøyde

$$\alpha d := \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \cdot d_s = 160.554 \text{ mm}$$

Tøyning i trykkarmering:

$$\varepsilon_{s2} := \frac{\alpha d - c_{nom}}{\alpha d} \varepsilon_c = 2.519 \times 10^{-3}$$

$$T_c := f_{cd} \cdot b_s \cdot 0.8 \alpha d = 1783 \text{ kN}$$

$$S_1 := f_{yd} \cdot A_{s,1} = 854 \text{ kN}$$

$$S_2 := S_1 = 854 \text{ kN}$$

$$N_4 := T_c + S_1 - S_2 = 1783 \text{ kN}$$

$$M_4 := T_c \cdot (0.5 \cdot h_s - 0.4 \cdot \alpha d) + \frac{S_2 \cdot h_{merket}}{2} + \frac{S_1 \cdot h_{merket}}{2}$$

$$M_4 = 506.768 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

5. Trykkbrudd i betong og stor armeringstøying

$$\varepsilon_{cu3} := \varepsilon_{cu3} = 3.5 \times 10^{-3} \quad \varepsilon_{sy} := 10 \varepsilon_{yd} = 0.022$$

Trykksonehøyde

$$\alpha d := \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \cdot d_s = 49.922 \text{ mm}$$

Tøyning i trykkarmering:

$$\varepsilon_{s2} := \frac{\alpha d - c_{nom}}{\alpha d} \varepsilon_c = 3.451 \times 10^{-4}$$

$$T_c := f_{cd} \cdot b_s \cdot 0.8 \alpha d = 554 \text{ kN}$$

$$S_1 := f_{yd} \cdot A_{s,1} = 854 \text{ kN}$$

$$S_2 := S_1 = 854 \text{ kN}$$

$$N_5 := T_c + S_1 - S_2 = 554 \text{ kN}$$

$$M_5 := T_c \cdot (0.5 \cdot h_s - 0.4 \cdot \alpha d) + \frac{S_2 \cdot h_{merket}}{2} + \frac{S_1 \cdot h_{merket}}{2}$$

$$M_5 = 364.467 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Oppsummering:

$$N_1 = 6928 \text{ kN}$$

$$M_1 = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_2 = 5451 \text{ kN}$$

$$M_2 = 286 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_3 = 2466 \text{ kN}$$

$$M_3 = 539 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_4 = 1783 \text{ kN}$$

$$M_4 = 507 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_5 = 554 \text{ kN}$$

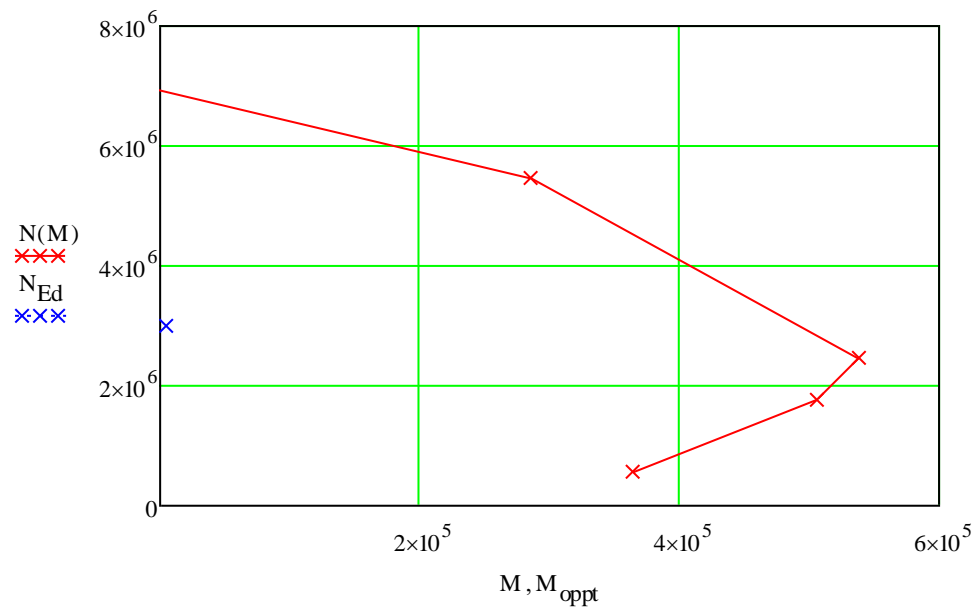
$$M_5 = 364 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N(M) := \begin{pmatrix} N_1 \\ N_2 \\ N_3 \\ N_4 \\ N_5 \end{pmatrix}$$

$$M := \begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \end{pmatrix}$$

$$N_{Ed} = 3000 \text{ kN}$$

$$M_{Oppt} := 5.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Minimalsarmering

NS-EN 1992-1-1 9.5.2

$$A_{s,\min} := \max\left(\frac{0.1N_{Ed}}{f_{yd}}, 0.002A_c\right) = 690 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\max} := 0.04A_c = 11200 \text{ mm}^2$$

$$\text{Kontroll}_{\min} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } A_{s,1} \geq A_{s,\min} \\ \text{"Ikke OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

I. Forankringskontroll

Partielt belastede flater NS-EN 1992-1-1 6-7

$$b_1 := 70 \text{ mm}$$

$$d_1 := 136 \text{ mm}$$

$$d_2 := h_c = 220 \text{ mm}$$

$$d_2 := \min(d_2, 3d_1) = 220 \text{ mm}$$

Formlikhet mellom A.c0 og A.c1

$$b_2 := \frac{d_2 \cdot b_1}{d_1} = 113.235 \text{ mm}$$

$$b_2 := \min(b_2, 3b_1) = 113.235 \text{ mm}$$

$$h := \frac{d_2 - d_1}{\tan(22.5 \text{ deg})} = 101 \text{ mm}$$

$$\text{Kontroll} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } h \geq \max(b_2 - b_1, d_2 - d_1) \\ \text{"Ikke OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

$$A_{c0} := b_1 \cdot d_1 = 9520 \text{ mm}^2$$

$$A_{c1} := d_2 \cdot b_2 = 24912 \text{ mm}^2$$

(6.7)

$$F_{Rdu} := \min \left(A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}, 3 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \right) = 305.433 \text{ kN}$$

$$\text{Kontroll} := \begin{cases} \text{"Ikke behov for armering"} & \text{if } F_{Rdu} \geq P_{\text{maks}} \\ \text{"Behov for armering"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Kontroll} = \text{"Ikke behov for armering"}$$

J. Rissmoment

Maks moment før riss oppstår, M_{cr} .

$$M_{cr}(x) = M_q + M_g + M_p$$

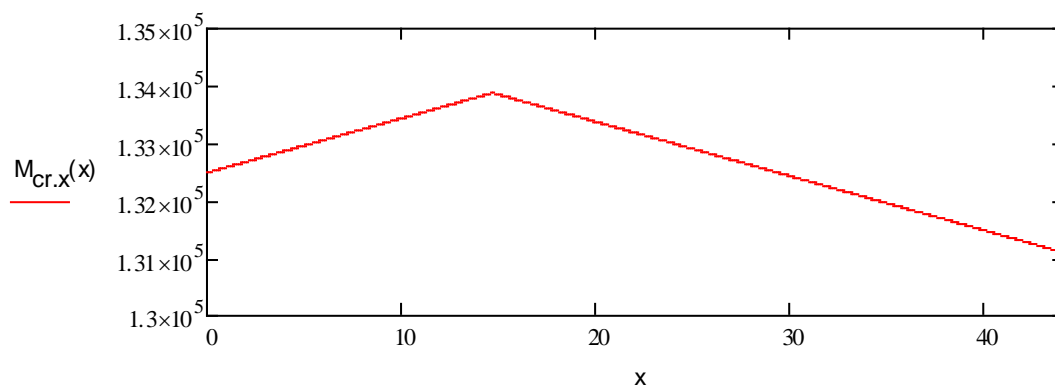
$$P_x(0m) = 205.401 \cdot kN$$

X - retning

$$\eta_x = 12$$

$$y := \frac{h_c}{2} = 0.11m$$

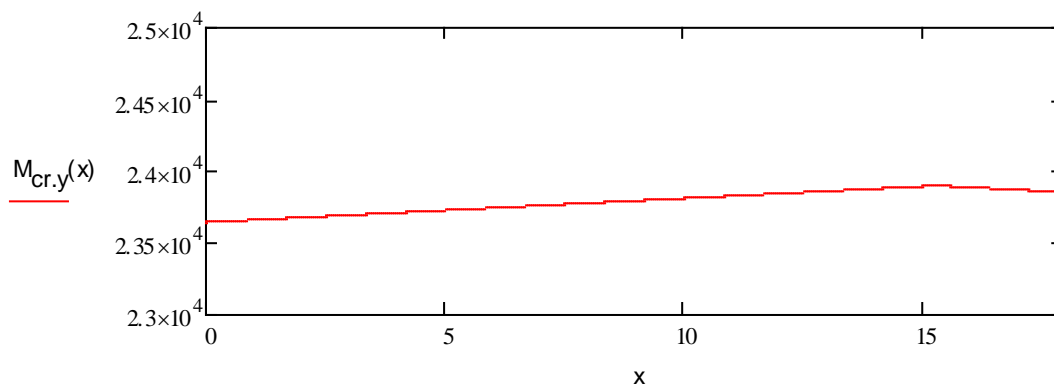
$$M_{cr,x}(x) := \frac{P_x(x)(1 - \%tap_{k.s.r}) \cdot \eta_x}{A_{c,N}} \cdot \frac{l_{c,x}}{y} + f_{ctm} \cdot \frac{l_{c,x}}{y}$$



$$M_{cr,x}(14m) = 133.817 \cdot kN \cdot m$$

Y - retning

$$M_{cr,y}(x) := \frac{P_y(x)(1 - \%tap_{k.s.r})}{A_{c,y}} \cdot \frac{I_{c,y}}{y} + f_{ctm} \cdot \frac{I_{c,y}}{y}$$



$$M_{cr,y}(15m) = 23.896 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

K. Moment-krumning

X - Retning

Snitt 1, over søyle

Stadium I, urisett tverrsnitt

$$M_{T.x.1} := 76.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{x.1}(M_x) := -N_{\text{red}} \cdot e_{x.1} + M_x$$

$$\varepsilon_{c.o.x.1}(M_x) := \frac{\frac{-N_{\text{red}}}{A_x} + \frac{M_{x.1}(M_x)}{I_{c.x}}}{-110 \text{ mm}} \cdot E_{\text{CL}}$$

$$\varepsilon_{c.u.x.1}(M_x) := \frac{\frac{-N_{\text{red}}}{A_x} + \frac{M_{x.1}(M_x)}{I_{c.x}}}{110 \text{ mm}} \cdot E_{\text{CL}}$$

$$\kappa_{I.x.1}(M_x) := \frac{\varepsilon_{c.u.x.1}(M_x) - \varepsilon_{c.o.x.1}(M_x)}{h_c}$$

Stadium II, risset tverrsnitt

Med heft

$$\eta_x := \frac{E_p}{E_{\text{middel}}} = 9.771$$

$$A_{p.x} := \eta_x \cdot A_p$$

$$\rho_x := \frac{A_{p.x}}{b_{c.x} \cdot d_{x.1}} = 0.003$$

$$N_{\text{red}} := \sigma_{p.m.x} \cdot (1 - \% \text{ tap}_{\text{svinn}} - \% \text{ tap}_{\text{rel.1}}) \cdot A_p \cdot \eta_x$$

$$N_{\text{red}} = 2289.08 \text{ kN}$$

$$a(M_x) := \frac{M_x}{N_{\text{red}}}$$

$$\Omega_{\text{tøyning}} := 1$$

$$\sigma_{c,A}(\alpha_n) := \frac{N_{\text{red}} + f_{\text{ftk.res.2.5}}(h_c - \alpha_n \cdot d_{x,1}) \cdot b_{c,x}}{b_{c,x} \cdot d_{x,1}} \cdot \frac{1}{0.5 \alpha_n - \eta \cdot \rho_x \cdot \Omega_{\text{tøyning}} \cdot \left(\frac{1 - \alpha_n}{\alpha_n} \right)}$$

$$\sigma_{c,M}(\alpha_n, M_x) := \frac{2N_{\text{red}} \cdot (e_{x,1} + a(M_x)) + f_{\text{ftk.res.2.5}}(h_c - \alpha_n \cdot d_{x,1}) \cdot b_{c,x} \cdot (h_c - \alpha_n \cdot d_{x,1})}{b_{c,x} \cdot d_{x,1} \cdot \alpha_n \cdot \left(1 - \frac{\alpha_n}{3} \right) \cdot d_{x,1}}$$

$$\alpha_n := 0.4$$

Given

$$\sigma_{c,M}(\alpha_n, M_x) = \sigma_{c,A}(\alpha_n)$$

Faktor for å regne trykksonehøgde

$$\alpha_n(M_x) := \text{Find}(\alpha_n)$$

$$\varepsilon_{c,n}(M_x) := \frac{\sigma_{c,M}(\alpha_n(M_x), M_x)}{E_{\text{CL}}}$$

$$\kappa(M_x) := \frac{\varepsilon_{c,n}(M_x)}{\alpha_n(M_x) \cdot d_{x,1}}$$

Uten heft

$$\Omega_{\text{tøyning}} := 0.01$$

$$\sigma_{c,A}(\alpha_n) := \frac{N_{\text{red}} + f_{\text{ftk.res.2.5}}(h_c - \alpha_n \cdot d_{x.1}) \cdot b_{c,x}}{b_{c,x} \cdot d_{x.1}} \cdot \frac{1}{0.5 \alpha_n - \eta \cdot \rho_x \cdot \Omega_{\text{tøyning}} \cdot \left(\frac{1 - \alpha_n}{\alpha_n} \right)}$$

$$\sigma_{c,M}(\alpha_n, M_x) := \frac{2N_{\text{red}} \cdot (e_{x.1} + a(M_x)) + f_{\text{ftk.res.2.5}}(h_c - \alpha_n \cdot d_{x.1}) \cdot b_{c,x} \cdot (h_c - \alpha_n \cdot d_{x.1})}{b_{c,x} \cdot d_{x.1} \cdot \alpha_n \cdot \left(1 - \frac{\alpha_n}{3} \right) \cdot d_{x.1}}$$

$$\alpha_n := 0.91$$

Given

$$\sigma_{c,M}(\alpha_n, M_x) = \sigma_{c,A}(\alpha_n)$$

Faktor for å regne trykksonehøgde

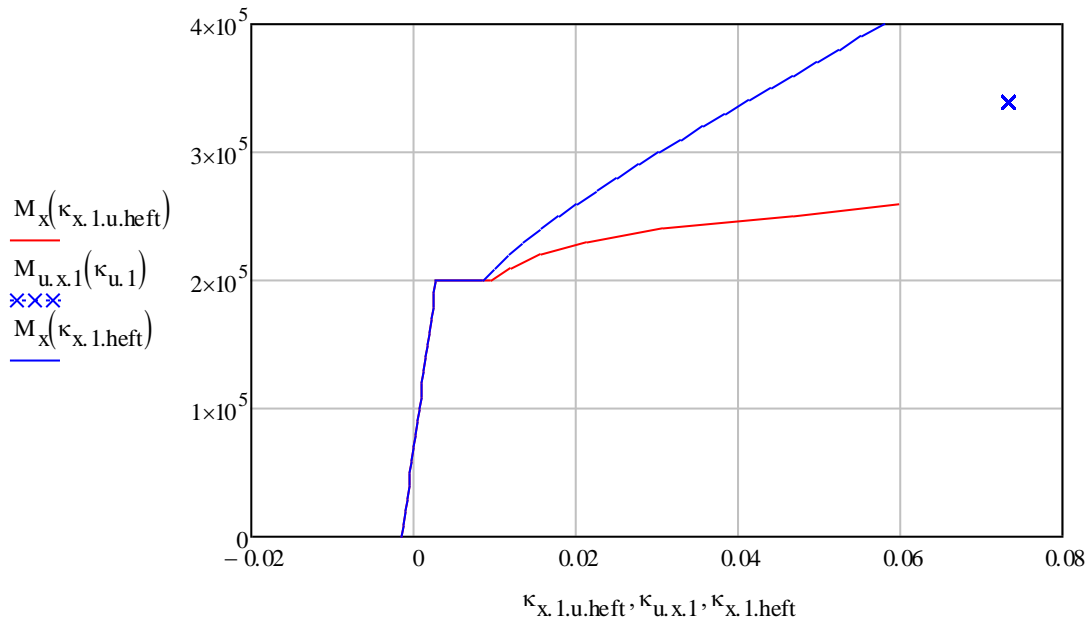
$$\alpha_n(M_x) := \text{Find}(\alpha_n)$$

$$\varepsilon_{c,n}(M_x) := \frac{\sigma_{c,M}(\alpha_n(M_x), M_x)}{E_{CL}}$$

$$\kappa(M_x) := \frac{\varepsilon_{c,n}(M_x)}{\alpha_n(M_x) \cdot d_{x.1}}$$

$$M_{u.x.1}(\kappa_{u.x.1}) := M_{Rd.1}$$

$$\kappa_{u.x.1} := \frac{\varepsilon_{cu2}}{x_1} = 0.073 \frac{1}{m}$$



Snitt 2, felt

Stadium I, urisset tverrsnitt

$$M_{T,x,2} := 47.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{x,2}(M_x) := -N_{\text{red}} \cdot e_{x,2} + M_x$$

$$\varepsilon_{c.o.x,2}(M_x) := \frac{\frac{-N_{\text{red}}}{A_x} + \frac{M_{x,2}(M_x)}{I_{c,x}}}{E_{\text{CL}}} \cdot (-110 \text{ mm})$$

$$\varepsilon_{c.u.x,2}(M_x) := \frac{\frac{-N_{\text{red}}}{A_x} + \frac{M_{x,2}(M_x)}{I_{c,x}}}{E_{\text{CL}}} \cdot 110 \text{ mm}$$

$$\kappa_{I,x,2}(M_x) := \frac{\varepsilon_{c.u.x,2}(M_x) - \varepsilon_{c.o.x,2}(M_x)}{h_c}$$

Stadium II, risset tverrsnitt

Med heft

$$\Omega_{\text{tøyning}} := 1$$

$$\sigma_{c,A}(\alpha_n) := \frac{N_{\text{red}} + f_{\text{ftk.res.2.5}}(h_c - \alpha_n \cdot d_{x,2}) \cdot b_{c,x}}{b_{c,x} \cdot d_{x,1}} \cdot \frac{1}{0.5 \alpha_n - \eta \cdot \rho_x \cdot \Omega_{\text{tøyning}} \cdot \left(\frac{1 - \alpha_n}{\alpha_n} \right)}$$

$$\sigma_{c,M}(\alpha_n, M_x) := \frac{2N_{\text{red}} \cdot (e_{x,2} + a(M_x)) + f_{\text{ftk.res.2.5}}(h_c - \alpha_n \cdot d_{x,2}) \cdot b_{c,x} \cdot (h_c - \alpha_n \cdot d_{x,2})}{b_{c,x} \cdot d_{x,2} \cdot \alpha_n \cdot \left(1 - \frac{\alpha_n}{3} \right) \cdot d_{x,2}}$$

$$\alpha_n := 0.4$$

Given

$$\sigma_{c,M}(\alpha_n, M_x) = \sigma_{c,A}(\alpha_n)$$

Faktor for å regne trykksonehøgde

$$\alpha_n(M_x) := \text{Find}(\alpha_n)$$

$$\varepsilon_{c,n}(M_x) := \frac{\sigma_{c,M}(\alpha_n(M_x), M_x)}{E_{CL}}$$

$$\kappa(M_x) := \frac{\varepsilon_{c,n}(M_x)}{\alpha_n(M_x) \cdot d_{x,2}}$$

Uten heft

$$\Omega_{\text{tøyning}} := 0.01$$

$$\sigma_{c,A}(\alpha_n) := \frac{N_{\text{red}} + f_{\text{ftk.res.2.5}}(h_c - \alpha_n \cdot d_{x,2}) \cdot b_{c,x}}{b_{c,x} \cdot d_{x,1}} \cdot \frac{1}{0.5 \alpha_n - \eta \cdot \rho_x \cdot \Omega_{\text{tøyning}} \cdot \left(\frac{1 - \alpha_n}{\alpha_n} \right)}$$

$$\sigma_{c.M}(\alpha_n, M_x) := \frac{2N_{red} \cdot (e_{x.2} + a(M_x)) + f_{ftk.res.2.5} \cdot (h_c - \alpha_n \cdot d_{x.2}) \cdot b_{c.x} \cdot (h_c - \alpha_n \cdot d_{x.2})}{b_{c.x} \cdot d_{x.2} \cdot \alpha_n \cdot \left(1 - \frac{\alpha_n}{3}\right) \cdot d_{x.2}}$$

$$\alpha_n := 0.2$$

Given

$$\sigma_{c.M}(\alpha_n, M_x) = \sigma_{c.A}(\alpha_n)$$

Faktor for å regne trykksonehøgde

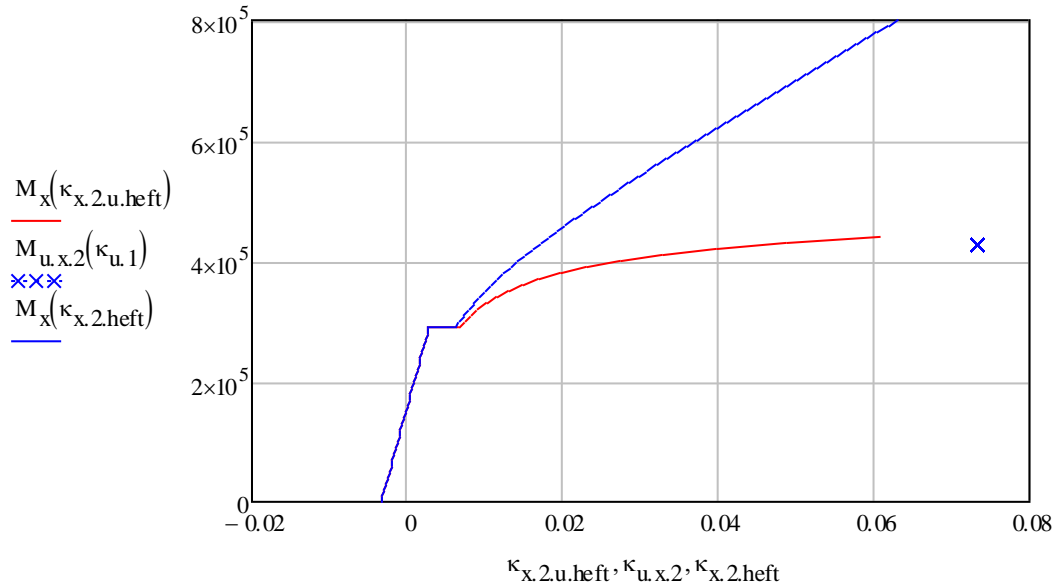
$$\alpha_n(M_x) := \text{Find}(\alpha_n)$$

$$\varepsilon_{c.n}(M_x) := \frac{\sigma_{c.M}(\alpha_n(M_x), M_x)}{E_{CL}}$$

$$\kappa(M_x) := \frac{\varepsilon_{c.n}(M_x)}{\alpha_n(M_x) \cdot d_{x.2}}$$

$$M_{u.x.2}(\kappa_{u.x.2}) := M_{Rd.2}$$

$$\kappa_{u.x.2} := \frac{\varepsilon_{cu2}}{x_2} = 0.073 \frac{1}{m}$$



Y - Retning

Snitt 1, over søyle

Stadium I, urisset tverrsnitt

$$N_{\text{red,y}} := \sigma_{\text{pm,x}} \cdot (1 - \% \text{tap}_{\text{svinn}} - \% \text{tap}_{\text{rel,I}}) \cdot A_p$$

$$N_{\text{red,y}} = 190.75 \text{ kN}$$

$$M_{\text{T,y,1}} := 3.76 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{y,1}}(M_y) := -N_{\text{red,y}} \cdot e_{\text{y,1}} + M_y$$

$$\varepsilon_{\text{c.o.y,1}}(M_y) := \frac{\frac{-N_{\text{red,y}}}{A_{\text{c,y}}} + \frac{M_{\text{y,1}}(M_y)}{\frac{I_{\text{c,y}}}{-110\text{mm}}}}{E_{\text{CL}}}$$

$$\varepsilon_{\text{c.u.y,1}}(M_y) := \frac{\frac{-N_{\text{red,y}}}{A_{\text{c,y}}} + \frac{M_{\text{y,1}}(M_y)}{\frac{I_{\text{c,y}}}{110\text{mm}}}}{E_{\text{CL}}}$$

$$\kappa_{\text{I,y,1}}(M_y) := \frac{\varepsilon_{\text{c.u.y,1}}(M_y) - \varepsilon_{\text{c.o.y,1}}(M_y)}{h_c}$$

Stadium II, risset tverrsnitt

Med heft

$$\eta_y := \frac{E_p}{E_{\text{middel}}} = 9.771$$

$$\rho_y := \frac{A_{p,y}}{b_{c,y} \cdot d_{y,1}} = 0.001$$

$$a(M_x) := \frac{M_x}{N_{\text{red},y}}$$

$$\Omega_{\text{tøyning}} := 1$$

$$\sigma_{c,A}(\alpha_n) := \frac{N_{\text{red},y} + f_{\text{ftk,res}} \cdot 2.5 \cdot (h_c - \alpha_n \cdot d_{y,1}) \cdot b_{c,y}}{b_{c,y} \cdot d_{y,1}} \cdot \frac{1}{0.5 \alpha_n - \eta_y \cdot \rho_y \cdot \Omega_{\text{tøyning}} \cdot \left(\frac{1 - \alpha_n}{\alpha_n} \right)}$$

$$\sigma_{c,M}(\alpha_n, M_x) := \frac{2N_{\text{red},y} \cdot (e_{y,1} + a(M_x)) + f_{\text{ftk,res}} \cdot 2.5 \cdot (h_c - \alpha_n \cdot d_{y,1}) \cdot b_{c,y} \cdot (h_c - \alpha_n \cdot d_{y,1})}{b_{c,y} \cdot d_{y,1} \cdot \alpha_n \cdot \left(1 - \frac{\alpha_n}{3} \right) \cdot d_{y,1}}$$

$$\alpha_n := 0.17!$$

Given

$$\sigma_{c,M}(\alpha_n, M_x) = \sigma_{c,A}(\alpha_n)$$

Faktor for å regne trykksonehøgde

$$\alpha_n(M_x) := \text{Find}(\alpha_n)$$

$$\varepsilon_{c,n}(M_x) := \frac{\sigma_{c,M}(\alpha_n(M_x), M_x)}{E_{\text{CL}}}$$

$$\kappa(M_x) := \frac{\varepsilon_{c,n}(M_x)}{\alpha_n(M_x) \cdot d_{y,1}}$$

Uten heft

$$\Omega_{\text{tøyning}} := 0.15$$

$$\sigma_{c,A}(\alpha_n) := \frac{N_{\text{red},y} + f_{\text{ftk},\text{res}.2.5}(h_c - \alpha_n \cdot d_{y,1}) \cdot b_{c,y}}{b_{c,y} \cdot d_{y,1}} \cdot \frac{1}{0.5 \cdot \alpha_n - \eta_y \cdot \rho_y \cdot \Omega_{\text{tøyning}} \cdot \left(\frac{1 - \alpha_n}{\alpha_n} \right)}$$

$$\sigma_{c,M}(\alpha_n, M_x) := \frac{2N_{\text{red},y} \cdot (e_{y,1} + a(M_x)) + f_{\text{ftk},\text{res}.2.5}(h_c - \alpha_n \cdot d_{y,1}) \cdot b_{c,y} \cdot (h_c - \alpha_n \cdot d_{y,1})}{b_{c,y} \cdot d_{y,1} \cdot \alpha_n \cdot \left(1 - \frac{\alpha_n}{3} \right) \cdot d_{y,1}}$$

$$\alpha_n := 0.17$$

Given

$$\sigma_{c,M}(\alpha_n, M_x) = \sigma_{c,A}(\alpha_n)$$

Faktor for å regne trykksonehøgde

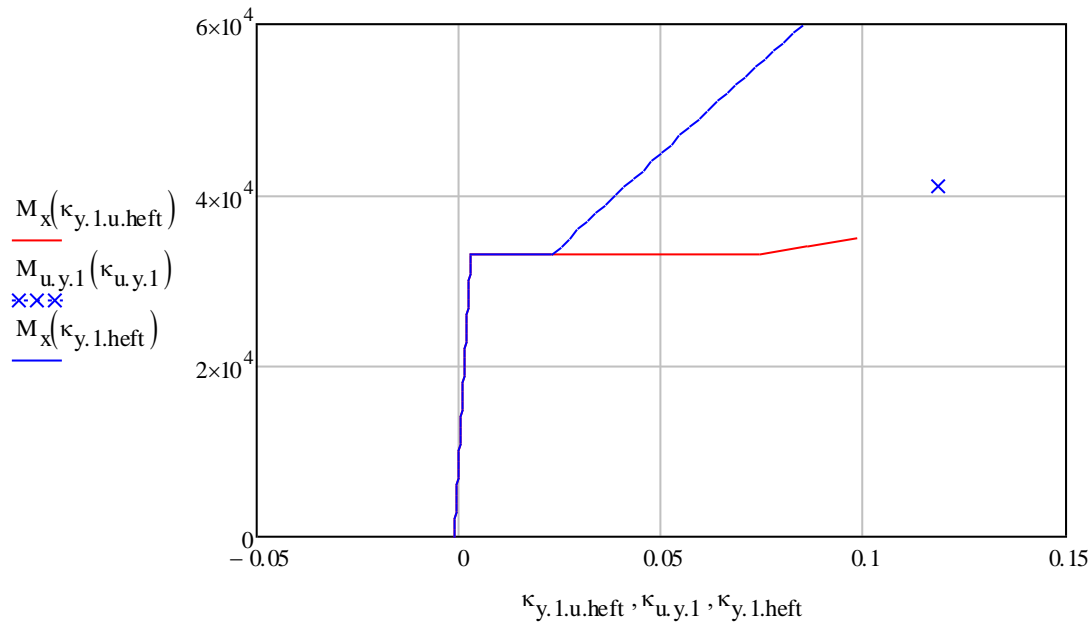
$$\alpha_n(M_x) := \text{Find}(\alpha_n)$$

$$\varepsilon_{c,n}(M_x) := \frac{\sigma_{c,M}(\alpha_n(M_x), M_x)}{E_{CL}}$$

$$\kappa(M_x) := \frac{\varepsilon_{c,n}(M_x)}{\alpha_n(M_x) \cdot d_{y,1}}$$

$$M_{u,y,1}(\kappa_{u,y,1}) := M_{Rd,3}$$

$$\kappa_{u,y,1} := \frac{\varepsilon_{cu2}}{x_3} = 0.118 \frac{1}{m}$$



Snitt 2, felt

Stadium I, urisset tverrsnitt

$$M_{T,y.2} := 2.87 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{y.2}(M_y) := -N_{red,y} \cdot e_{y.2} + M_y$$

$$\varepsilon_{c.o.y.2}(M_y) := \frac{\frac{-N_{red,y}}{A_{c,y}} + \frac{M_{y.2}(M_y)}{I_{c,y}}}{E_{CL}} \cdot \frac{-110 \text{ mm}}{1}$$

$$\varepsilon_{c.u.y.2}(M_y) := \frac{\frac{-N_{red,y}}{A_{c,y}} + \frac{M_{y.2}(M_y)}{I_{c,y}}}{E_{CL}} \cdot \frac{110 \text{ mm}}{1}$$

$$\kappa_{I,y.2}(M_y) := \frac{\varepsilon_{c.u.y.2}(M_y) - \varepsilon_{c.o.y.2}(M_y)}{h_c}$$

Stadium II, risset tverrsnitt

Med heft

$$\eta_{yy} := \frac{E_p}{E_{\text{middel}}} = 9.771$$

$$\rho_{yy} := \frac{A_{p,y}}{b_{c,y} \cdot d_{y,1}} = 0.001$$

$$a(M_x) := \frac{M_x}{N_{\text{red},y}}$$

$$\Omega_{\text{tøyning}} := 1$$

$$\sigma_{c,A}(\alpha_n) := \frac{N_{\text{red},y} + f_{\text{ftk,res.2.5}}(h_c - \alpha_n \cdot d_{y,2}) \cdot b_{c,y}}{b_{c,y} \cdot d_{y,1}} \cdot \frac{1}{0.5 \alpha_n - \eta_y \cdot \rho_y \cdot \Omega_{\text{tøyning}} \cdot \left(\frac{1 - \alpha_n}{\alpha_n} \right)}$$

$$\sigma_{c,M}(\alpha_n, M_x) := \frac{2N_{\text{red},y} \cdot (e_{y,2} + a(M_x)) + f_{\text{ftk,res.2.5}}(h_c - \alpha_n \cdot d_{y,2}) \cdot b_{c,y} \cdot (h_c - \alpha_n \cdot d_{y,2})}{b_{c,y} \cdot d_{y,2} \cdot \alpha_n \cdot \left(1 - \frac{\alpha_n}{3} \right) \cdot d_{y,2}}$$

$$\alpha_n := 0.2$$

Given

$$\sigma_{c,M}(\alpha_n, M_x) = \sigma_{c,A}(\alpha_n)$$

Faktor for å regne trykksonehøgde

$$\alpha_n(M_x) := \text{Find}(\alpha_n)$$

$$\varepsilon_{c,n}(M_x) := \frac{\sigma_{c,M}(\alpha_n(M_x), M_x)}{E_{\text{CL}}}$$

$$k(M_x) := \frac{\varepsilon_{c,n}(M_x)}{\alpha_n(M_x) \cdot d_{y,2}}$$

Uten heft

$$\Omega_{\text{tøyning}} := 0.037:$$

$$\sigma_{c,A}(\alpha_n) := \frac{N_{\text{red},y} + f_{\text{ftk},\text{res}.2.5} \cdot (h_c - \alpha_n \cdot d_{y,2}) \cdot b_{c,y}}{b_{c,y} \cdot d_{y,1}} \cdot \frac{1}{0.5 \cdot \alpha_n - \eta_y \cdot \rho_y \cdot \Omega_{\text{tøyning}} \cdot \left(\frac{1 - \alpha_n}{\alpha_n} \right)}$$

$$\sigma_{c,M}(\alpha_n, M_x) := \frac{2N_{\text{red},y} \cdot (e_{y,2} + a(M_x)) + f_{\text{ftk},\text{res}.2.5} \cdot (h_c - \alpha_n \cdot d_{y,2}) \cdot b_{c,y} \cdot (h_c - \alpha_n \cdot d_{y,2})}{b_{c,y} \cdot d_{y,2} \cdot \alpha_n \cdot \left(1 - \frac{\alpha_n}{3} \right) \cdot d_{y,2}}$$

$$\alpha_n := 0.2$$

Given

$$\sigma_{c,M}(\alpha_n, M_x) = \sigma_{c,A}(\alpha_n)$$

Faktor for å regne trykksonehøgde

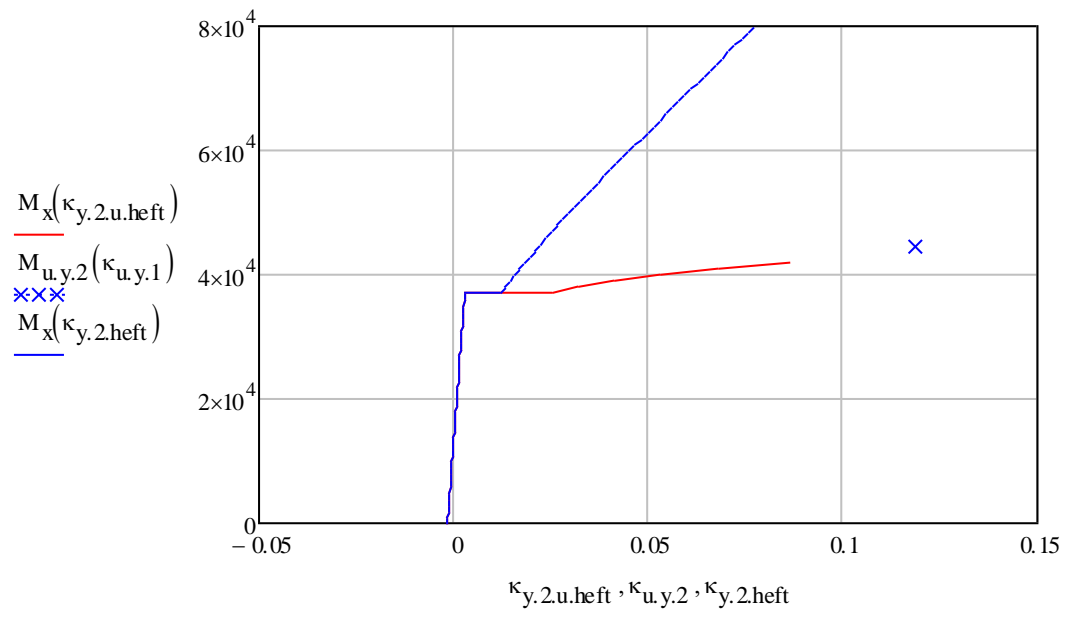
$$\alpha_n(M_x) := \text{Find}(\alpha_n)$$

$$\varepsilon_{c,n}(M_x) := \frac{\sigma_{c,M}(\alpha_n(M_x), M_x)}{E_{CL}}$$

$$\kappa(M_x) := \frac{\varepsilon_{c,n}(M_x)}{\alpha_n(M_x) \cdot d_{y,2}}$$

$$M_{u,y,2}(\kappa_{u,y,2}) := M_{Rd,2}$$

$$\kappa_{u,y,2} := \frac{\varepsilon_{cu2}}{x_4} = 0.118 \frac{1}{m}$$



L. Spennkraftøkning i ULS etter NS 3473

X -retning

$$\text{kabelforlengelse snitt X-1} \quad \Delta l_{x,1} := 0.06 \cdot d_{x,2} = 10.8 \cdot \text{mm}$$

$$\text{kabelforlengelse snitt X-2} \quad \Delta l_{x,2} := 0.06 \cdot d_{x,2} = 10.8 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Tøyning av kabel} \quad \Delta \varepsilon_x := \frac{\Delta l_{x,1} + \Delta l_{x,2}}{l_x} = 4.887 \times 10^{-4}$$

$$\text{Spenningsøkning i kabel ved brudd} \quad \Delta \sigma_{pu,x} := E_p \cdot \Delta \varepsilon_x = 95.789 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Y -retning

$$\text{kabelforlengelse snitt Y-1} \quad \Delta l_{y,1} := 0.06 \cdot d_{y,2} = 10.8 \cdot \text{mm}$$

$$\text{kabelforlengelse snitt Y-2} \quad \Delta l_{y,2} := 0.06 \cdot d_{y,2} = 10.8 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Tøyning av kabel} \quad \Delta \varepsilon_y := \frac{\Delta l_{y,1} + 2\Delta l_{y,2}}{l_y} = 1.803 \times 10^{-3}$$

$$\text{Spenningsøkning i kabel ved brudd} \quad \Delta \sigma_{pu,y} := E_p \cdot \Delta \varepsilon_y = 353.428 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

M. Spennkraftsøkning i ULS etter (Naaman & Alkhairi, 1991).

Betong tøyning

$$\varepsilon_{cu} := \varepsilon_{cu2}$$

Spenning i kabler, Stadium I

$$\sigma_{l.d.x} = 1.128 \times 10^3 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

X - retning

Snitt X-2, felt

Reduksjonsfaktor

$$\Omega_{u.x.2} := \frac{3}{\frac{L_{x.2}}{d_{x.2}}} = 0.072$$

$$\sigma_{pu.x} := 1 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{pu.y} := 1 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Given

$$\sigma_{pu.x} = \sigma_{l.d.x} + \Omega_{u.x.2} \cdot E_p \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \left[\frac{d_{x.2}}{\frac{12 \cdot A_p \sigma_{pu.x} + h_c \cdot b_{c.x} \cdot f_{td.res.2.5}}{(0.8 \cdot f_{cd} + f_{tk.res.2.5}) \cdot b_{c.x}}} - 1 \right]$$

Spenning i kabel ved brudd

$$\sigma_{pu.x.2} := \text{Find}(\sigma_{pu.x}) = 1.266 \times 10^3 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Spenningsøkning i kabel ved brudd

$$\Delta \sigma_{pu.x.2} := \sigma_{pu.x.2} - \sigma_{l.d.x} = 138.049 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Snitt X-1, støtte

Reduksjonsfaktor

$$\Omega_{u.x.1} := \frac{3}{\frac{L_{x.2} + L_{x.1}}{2}} \cdot \frac{1}{d_{x.1}} = 0.057$$

Given

$$\sigma_{pu.x} = \sigma_{l.d.x} + \Omega_{u.x.1} \cdot E_p \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \left[\frac{d_{x.1}}{\frac{12 \cdot A_p \sigma_{pu.x} + h_c \cdot b_{c.x} \cdot f_{td.res.2.5}}{(0.8 \cdot f_{cd} + f_{tk.res.2.5}) \cdot b_{c.x}}} - 1 \right]$$

Spenning i kabel ved brudd

$$\sigma_{pu.x.1} := \text{Find}(\sigma_{pu.x}) = 1.209 \times 10^3 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Spenningsøkning i kabel ved brudd $\Delta\sigma_{pu.x.1} := \sigma_{pu.x.1} - \sigma_{l.d.x} = 80.527 \frac{N}{mm^2}$

Sum av spenningsøkning i X retning $\Delta\sigma_{pu.x} := (\Delta\sigma_{pu.x.1} + \Delta\sigma_{pu.x.2}) \cdot \frac{L_{x.2}}{l_x} = 37.091 \frac{N}{mm^2}$

Y - retning

Snitt Y-2, felt

Reduksjonsfaktor $\Omega_{u.y.1} := \frac{3}{\frac{L_{y.1} + L_{y.2}}{2} \cdot d_{y.1}} = 0.077$

Given

$$\sigma_{pu.y} = \sigma_{l.d.y} + \Omega_{u.y.1} \cdot E_p \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \left[\frac{d_{y.1}}{\frac{A_p \sigma_{pu.y} + h_c \cdot 0.65 m \cdot f_{tk.res.2.5}}{(0.8 \cdot f_{cd} + f_{tk.res.2.5}) \cdot 0.65 m}} - 1 \right]$$

Spenning i kabel ved brudd $\sigma_{pu.y.2} := \text{Find}(\sigma_{pu.y}) = 1.31 \times 10^3 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Spenningsøkning i kabel ved brudd $\Delta\sigma_{pu.y.2} := \sigma_{pu.y.2} - \sigma_{l.d.y} = 181.633 \frac{N}{mm^2}$

Snitt Y-2, støtte

Reduksjonsfaktor $\Omega_{u.y.2} := \frac{3}{\frac{L_{y.2}}{d_{y.2}}} = 0.069$

Given

$$\sigma_{pu.y} = \sigma_{l.d.y} + \Omega_{u.y.2} \cdot E_p \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \left[\frac{d_{y.2}}{\frac{A_p \sigma_{pu.y} + h_c \cdot 0.65 m \cdot f_{tk.res.2.5}}{(0.8 \cdot f_{cd} + f_{tk.res.2.5}) \cdot 0.65 m}} - 1 \right]$$

Spenning i kabel ved brudd $\sigma_{pu.y.1} := \text{Find}(\sigma_{pu.y}) = 1.318 \times 10^3 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Spenningsøkning i kabel ved brudd $\Delta\sigma_{pu.y.1} := \sigma_{pu.y.1} - \sigma_{l.d.y} = 189.449 \frac{N}{mm^2}$

Sum av spenningsøkning i Y retning $\Delta\sigma_{pu.y} := (\Delta\sigma_{pu.y.2} + \Delta\sigma_{pu.y.1}) \cdot \frac{L_{y.2}}{l_y - L_{y.3}}$

$$\Delta\sigma_{pu.y} = 226.695 \frac{N}{mm^2}$$

N. Sammenligning spennkraftøkning i ULS

Opptredende moment: Hentet fra Xcel

$$M_{Ed,1} := 401.5 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_{Ed,3} := 31.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,2} := 322.3 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_{Ed,4} := 21.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Reduksjon av moment over søyle iht. EC2 5.3.2.2(4)

Bredde av søyle, x-retning $t_x := c_1 = 400 \text{ mm}$

Bredde av søyle, y-retning $t_y := c_2 = 700 \text{ mm}$

Verdier henta fra Focus $F_{Ed, \text{sup}, x} := 577 \text{ kN}$

$$F_{Ed, \text{sup}, y} := 47 \text{ kN}$$

(5.9) $\Delta M_{Edx} := F_{Ed, \text{sup}, x} \cdot \frac{t_x}{8} = 28.85 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$\Delta M_{Edy} := F_{Ed, \text{sup}, y} \cdot \frac{t_y}{8} = 4.112 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\Delta \sigma_{p, \text{ULS}} := 10 \text{ MPa}$$

Armeringsareal

X-retning $A_{p,x} := \eta_x \cdot A_p = 1.8 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$

Y-retning $A_{p,y} := A_p = 150 \cdot \text{mm}^2$

Kalkulering av trykksonehøyde iht. COIN:

Trykksonehøgde: $x_1 := \frac{A_{p,x} \cdot (\sigma_{I,d,x} + \Delta \sigma_{p, \text{ULS}}) + h_c \cdot b_{c,x} \cdot f_{ftd, \text{res.2.5}}}{b_{c,x} \cdot (0.8 f_{cd} + f_{ftd, \text{res.2.5}})} = 47.717 \text{ mm}$

Trykksonehøgde: $x_3 := \frac{A_{p,y} \cdot (\sigma_{I,d,y} + \Delta \sigma_{p, \text{ULS}}) + h_c \cdot b_{c,y} \cdot f_{ftd, \text{res.2.5}}}{b_{c,y} \cdot (0.8 f_{cd} + f_{ftd, \text{res.2.5}})} = 29.54 \text{ mm}$

Kalkulering av trykksonehøyde iht. COIN uten spenningsøkning:

$$\text{Trykksonehøgde: } x_{1,\text{uten}} := \frac{A_{p,x} \cdot (\sigma_{I,d,x}) + h_c \cdot b_{c,x} \cdot f_{\text{ftd.res.2.5}}}{b_{c,x} \cdot (0.8 f_{\text{cd}} + f_{\text{ftd.res.2.5}})} = 44.866 \text{ mm}$$

$$\text{Trykksonehøgde: } x_{3,\text{uten}} := \frac{A_{p,y} \cdot (\sigma_{I,d,y}) + h_c \cdot b_{c,y} \cdot f_{\text{ftd.res.2.5}}}{b_{c,y} \cdot (0.8 f_{\text{cd}} + f_{\text{ftd.res.2.5}})} = 28.17 \text{ mm}$$

NS-EN 1992-1-1 5-5 Lineær elastisk analyse med begrenset omfordeling

$$k_1 := 0.4$$

$$k_2 := 1.25 \left(0.6 + \frac{0.0014}{\epsilon_{\text{cu2}}} \right) = 1.25$$

$$\delta_{x,1} := \max \left(k_1 + \frac{k_2 \cdot x_1}{d_{x,1}}, 0.7 \right) = 0.866$$

Overkant søyle, snitt X-1

$$\text{Resultant fra fiberarmeringen } S_{f,x,1} := (h - x_1) \cdot b_{c,x} \cdot f_{\text{ftd.res.2.5}} = 628.546 \text{ kN}$$

$$\text{Resultant fra spennarmeringen } S_{a,x} := A_{p,x} \cdot (\sigma_{I,d,x} + \Delta \sigma_{p,ULS}) = 2.211 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Trykkresultant i betongen } T_{c,x,1} := f_{\text{cd}} \cdot 0.8 x_1 \cdot b_{c,x} = 2.839 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Momentkapasitet snitt X-1

$$M_{\text{Rd},x,EC2} := S_{f,x,1} (0.5h + 0.1 \cdot x_1) + S_{a,x} (d_{x,1} - 0.4 x_1)$$

$$M_{\text{Rd},x,EC2} = 339.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll av mom.kap

$$\text{Kontroll}_1 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } M_{\text{Rd},x,EC2} \geq M_{\text{Ed},1} \cdot \delta_{x,1} - \Delta M_{\text{Ed},x} \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Utnyttelse av kapasiteten

$$\eta_{EC2,x} := \frac{M_{\text{Rd},x,EC2}}{M_{\text{Rd},x,EC2}} = 100\%$$

Overkant søyle, snitt Y-1

$$\text{Resultant fra fiberarmeringen } S_{f,y,1} := (h_c - x_3) \cdot b_{c,y} \cdot f_{\text{ftd.res.2.5}} = 120.442 \text{ kN}$$

$$\text{Resultant fra spennarmeringen } S_{a,y} := A_p \cdot (\sigma_{I,d,y} + \Delta \sigma_{p,ULS}) = 184.217 \text{ kN}$$

$$\text{Trykkresultant i betongen } T_{c,y,1} := f_{\text{cd}} \cdot 0.8 x_3 \cdot b_{c,y} = 304.659 \text{ kN}$$

Momentkapasitet snitt Y-1

$$M_{Rd,y,EC2} := S_{f,y,1} \cdot (0.5h_c + 0.1x_3) + S_{a,y} \cdot (d_{y,1} - 0.4x_3)$$

$$M_{Rd,y,EC2} = 40.902 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Kontroll av mom.kap

$$\text{Kontroll}_3 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } M_{Rd,y,EC2} \geq M_{Ed,3} - \Delta M_{Edy} \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Utnyttelse av kapasiteten

$$\eta_{EC2,y} := \frac{M_{Rd,y,EC2}}{M_{Rd,y,EC2}} = 100\%$$

Uten spenningsøkning**Overkant søyle, snitt X-1**

Resultant fra fiberarmeringen

$$S_{f,x,1} := (h - x_1) \cdot b_{c,x} \cdot f_{ftd,res.2.5} = 628.546 \text{ kN}$$

Resultant fra spennarmeringen

$$S_{p,x} := A_{p,x} \cdot (\sigma_{I,d,x}) = 2.031 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Trykkresultant i betongen

$$T_{o,x,1} := f_{cd} \cdot 0.8x_1 \cdot b_{c,x} = 2.839 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Momentkapasitet snitt X-1

$$M_{Rd,x,EC2,uten} := S_{f,x,1} \cdot (0.5h + 0.1x_1) + S_{a,x} \cdot (d_{x,1} - 0.4x_1)$$

$$M_{Rd,x,EC2,uten} = 317.666 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Kontroll av mom.kap

$$\text{Kontroll}_1 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } M_{Rd,x,EC2,uten} \geq M_{Ed,1} \cdot \delta_{x,1} - \Delta M_{Edx} \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"IKKE OK"}$$

Utnyttelse av kapasiteten

$$\eta_{EC2,x,uten} := \frac{M_{Rd,x,EC2,uten}}{M_{Rd,x,EC2}} = 93.588\%$$

Overkant søyle, snitt Y-1

Resultant fra fiberarmeringen

$$S_{f,y,1} := (h_c - x_3) \cdot b_{c,y} \cdot f_{ftd,res.2.5} = 120.442 \text{ kN}$$

Resultant fra spennarmeringen

$$S_{p,y} := A_{p,y} \cdot (\sigma_{I,d,y}) = 169.217 \text{ kN}$$

Trykkresultant i betongen

$$T_{o,y,1} := f_{cd} \cdot 0.8x_3 \cdot b_{c,y} = 304.659 \text{ kN}$$

Momentkapasitet snitt Y-1

$$M_{Rd,y,EC2,uten} := S_{f,y,1} \cdot (0.5h_c + 0.1x_3) + S_{a,y} \cdot (d_{y,1} - 0.4x_3)$$

$$M_{Rd,y,EC2,uten} = 38.68 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Kontroll av mom.kap

$$\text{Kontroll}_3 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } M_{Rd,y,EC2,uten} \geq M_{Ed,3} - \Delta M_{Edy} \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Utnyttelse av kapasiteten

$$\eta_{EC2,y,uten} := \frac{M_{Rd,y,EC2,uten}}{M_{Rd,y,EC2}} = 94.566\%$$

NS3473

$$\Delta\sigma_{pu.x} = 95.789 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \Delta\sigma_{pu.y} = 353.428 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kalkulering av trykksonehøyde iht. COIN:

$$\text{Trykksonehøgde: } x_1 := \frac{A_{p.x} \cdot (\sigma_{I.d.x} + \Delta\sigma_{pu.x}) + h_c \cdot b_{c.x} \cdot f_{ftd.res.2.5}}{b_{c.x} \cdot (0.8 f_{cd} + f_{ftd.res.2.5})} = 47.597 \text{mm}$$

$$\text{Trykksonehøgde: } x_2 := \frac{A_{p.y} \cdot (\sigma_{I.d.y} + \Delta\sigma_{pu.y}) + h_c \cdot b_{c.y} \cdot f_{ftd.res.2.5}}{b_{c.y} \cdot (0.8 f_{cd} + f_{ftd.res.2.5})} = 33.013 \text{mm}$$

Overkant søyle, snitt X-1

$$\text{Resultant fra fiberarmeringen } S_{f,x,x_1} := (h - x_1) \cdot b_{c.x} \cdot f_{ftd.res.2.5} = 628.984 \text{kN}$$

$$\text{Resultant fra spennarmeringen } S_{a,x} := A_{p.x} \cdot (\sigma_{I.d.x} + \Delta\sigma_{pu.x}) = 2203 \text{kN}$$

$$\text{Trykkresultant i betongen } T_{a,x,x_1} := f_{cd} \cdot 0.8 x_1 \cdot b_{c.x} = 2.832 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Momentkapasitet snitt X-1

$$M_{Rd.x.NS} := S_{f.x.1} \cdot (0.5h + 0.1 \cdot x_1) + S_{a.x} \cdot (d_{x.1} - 0.4x_1)$$

$$M_{Rd.x.NS} = 338.662 \text{kN}\cdot\text{m}$$

Kontroll av mom.kap

$$\text{Kontroll}_1 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } M_{Rd.x.NS} \geq M_{Ed.1} \cdot \delta_{x.1} - \Delta M_{Edx} \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Utnyttelse av kapasiteten

$$\eta_{NSx} := \frac{M_{Rd.x.NS}}{M_{Rd.x.EC2}} = 99.774\%$$

Overkant søyle, snitt Y-1

$$\text{Resultant fra fiberarmeringen } S_{f,y,x_3} := (h_c - x_3) \cdot b_{c.y} \cdot f_{ftd.res.2.5} = 118.246 \text{kN}$$

$$\text{Resultant fra spennarmeringen } S_{a,y} := A_{p.y} \cdot (\sigma_{I.d.y} + \Delta\sigma_{pu.y}) = 222.231 \text{kN}$$

$$\text{Trykkresultant i betongen } T_{a,y,x_3} := f_{cd} \cdot 0.8 x_3 \cdot b_{c.y} = 340.477 \text{kN}$$

Momentkapasitet snitt Y-1

$$M_{Rd.y.NS} := S_{f.y.1} \cdot (0.5h_c + 0.1 \cdot x_3) + S_{a.y} \cdot (d_{y.1} - 0.4x_3)$$

$$M_{Rd.y.NS} = 46.02 \text{kN}\cdot\text{m}$$

Kontroll av mom.kap

$$\text{Kontroll}_2 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } M_{Rd.y.NS} \geq M_{Ed.3} - \Delta M_{Edy} \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Utnyttelse av kapasiteten

$$\eta_{NSy} := \frac{M_{Rd.y.NS}}{M_{Rd.y.EC2}} = 112.514\%$$

Naaman

$$\Delta\sigma_{pu,x} = 37.091 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \qquad \Delta\sigma_{pu,y} = 226.695 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kalkulering av trykksonehøyde iht. COIN:

$$\text{Trykksonehøgde: } x_1 := \frac{A_{p,x} \cdot (\sigma_{I,d,x} + \Delta\sigma_{pu,x}) + h_c \cdot b_{c,x} \cdot f_{ftd,res.2.5}}{b_{c,x} \cdot (0.8f_{cd} + f_{ftd,res.2.5})} = 45.924\text{mm}$$

$$\text{Trykksonehøgde: } x_2 := \frac{A_{p,y} \cdot (\sigma_{I,d,y} + \Delta\sigma_{pu,y}) + h_c \cdot b_{c,y} \cdot f_{ftd,res.2.5}}{b_{c,y} \cdot (0.8f_{cd} + f_{ftd,res.2.5})} = 31.277\text{mm}$$

Overkant søyle, snitt X-1

$$\text{Resultant fra fiberarmeringen } S_{f,x,1} := (h - x_1) \cdot b_{c,x} \cdot f_{ftd,res.2.5} = 635.089\text{kN}$$

$$\text{Resultant fra spennarmeringen } S_{a,x} := A_{p,x} \cdot (\sigma_{I,d,x} + \Delta\sigma_{pu,x}) = 2097.4\text{kN}$$

$$\text{Trykkresultant i betongen } T_{a,x,1} := f_{cd} \cdot 0.8x_1 \cdot b_{c,x} = 2.732 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Momentkapasitet snitt X-1 } M_{Rd,x,NAA} := S_{f,x,1} \cdot (0.5h + 0.1x_1) + S_{a,x} \cdot (d_{x,1} - 0.4x_1)$$

$$M_{Rd,x,NAA} = 327.88\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Kontroll av mom.kap } \text{Kontroll}_1 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } M_{Rd,x,NAA} \geq M_{Ed,1} \cdot \delta_{x,1} - \Delta M_{Edx} \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

$$\text{Utnyttelse av kapasiteten } \eta_{NAAx} := \frac{M_{Rd,x,NAA}}{M_{Rd,x,EC2}} = 96.597\%$$

Overkant søyle, snitt Y-1

$$\text{Resultant fra fiberarmeringen } S_{f,y,1} := (h_c - x_3) \cdot b_{c,y} \cdot f_{ftd,res.2.5} = 119.344\text{kN}$$

$$\text{Resultant fra spennarmeringen } S_{a,y} := A_{p,y} \cdot (\sigma_{I,d,y} + \Delta\sigma_{pu,y}) = 203.221\text{kN}$$

$$\text{Trykkresultant i betongen } T_{a,y,1} := f_{cd} \cdot 0.8x_3 \cdot b_{c,y} = 322.565\text{kN}$$

$$\text{Momentkapasitet snitt Y-1 } M_{Rd,y,NAA} := S_{f,y,1} \cdot (0.5h_c + 0.1x_3) + S_{a,y} \cdot (d_{y,1} - 0.4x_3)$$

$$M_{Rd,y,NAA} = 43.474\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Kontroll av mom.kap } \text{Kontroll}_3 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } M_{Rd,y,NAA} \geq M_{Ed,3} - \Delta M_{Edy} \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

$$\text{Utnyttelse av kapasiteten } \eta_{NAAy} := \frac{M_{Rd,y,NAA}}{M_{Rd,y,EC2}} = 106.287\%$$

O. Bruddlinje bergninger

Opptredende tvangsmoment

X-retning

Ytre felt

$$M_{T.1.s} := 68.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T.1.f} := 52.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Indre felt

$$M_{T.2.s} := 64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T.2.f} := 54 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Y-retning

Ytre felt

$$M_{T.3.s} := 4.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T.3.f} := 0.29 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Indre felt

$$M_{T.4.s} := 4.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T.4.f} := 3.16 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Bruddlinje**X - retning**

Ytre felt, bruddmønster 1

$$q_{Rd.1} := \frac{\left[(M_{Rd.1} + M_{T.1.s}) + 2(M_{Rd.2} + M_{T.1.f}) \right] \cdot \frac{4}{L_{x2}^2}}{b_{cx}}$$

$$q_{Rd.1} = 14.488 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Indre felt, bruddmønster 2

$$q_{Rd.2} := \frac{\left[2(M_{Rd.1} + M_{T.2.s}) + 2(M_{Rd.2} + M_{T.2.f}) \right] \cdot \frac{4}{L_{x1}^2}}{b_{cx}}$$

$$q_{Rd.2} = 20.33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Y - retning

Ytre felt, bruddmønster 1

$$q_{Rd.3} := \frac{[(M_{Rd.3} + M_{T.3.s}) + 2(M_{Rd.4} + M_{T.3.f})] \cdot \frac{4}{L_{y.1}^2}}{b_{c,y}}$$

$$q_{Rd.3} = 37.721 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Indre felt, bruddmønster 2

$$q_{Rd.4} := \frac{[2(M_{Rd.3} + M_{T.4.s}) + 2(M_{Rd.4} + M_{T.4.f})] \cdot \frac{4}{L_{y.2}^2}}{b_{c,y}}$$

$$q_{Rd.4} = 18.894 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Dimensjonerende egenlast

$$g_{Ed} := 6.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Lastfaktor nyttelast

$$\gamma_q := 1.5$$

Størrelse på nyttelast ved brudd

$$q_{1.br} := \frac{q_{Rd.1} - g_{Ed}}{\gamma_q} = 5.259 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{2.br} := \frac{q_{Rd.2} - g_{Ed}}{\gamma_q} = 9.153 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{3.br} := \frac{q_{Rd.3} - g_{Ed}}{\gamma_q} = 20.748 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{4.br} := \frac{q_{Rd.4} - g_{Ed}}{\gamma_q} = 8.196 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Elastisk

Reduksjon av moment over søyle $\Delta M_{Edx} = 28.85 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

ihht. EC2 5.3.2.2(4) $\Delta M_{Edy} = 4.112 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

NS-EN 1992-1-1 5-5 Lineær elastisk
analyse med begrenset omfordeling $\delta_{x,1} = 0.866$

Dimensjonerende momentkapasitet

X – retning

Ytre felt $M_{Rd.El.1.s} := \frac{M_{Rd.1}}{\delta_{x,1}} + \Delta M_{Edx} + M_{T.1.s} = 489.633 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

$M_{Rd.El.1.f} := M_{Rd.2} - M_{T.1.f} = 375.294 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Indre felt

$M_{Rd.El.2.s} := \frac{M_{Rd.1}}{\delta_{x,1}} + \Delta M_{Edx} + M_{T.2.s} = 484.783 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

$M_{Rd.El.2.f} := M_{Rd.2} - M_{T.2.f} = 373.854 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Y – retning

Ytre felt $M_{Rd.El.3.s} := \frac{M_{Rd.3}}{\delta_{x,1}} + \Delta M_{Edy} + M_{T.3.s} = 56.092 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

$M_{Rd.El.3.f} := M_{Rd.4} - M_{T.3.f} = 44.297 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Indre felt

$M_{Rd.El.4.s} := \frac{M_{Rd.3}}{\delta_{x,1}} + \Delta M_{Edy} + M_{T.4.s} = 56.092 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

$M_{Rd.El.4.f} := M_{Rd.4} - M_{T.4.f} = 41.427 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Sammenligner disse verdiene med opptredene i Focus, og itererer meg frem til last kapasiteten til konstruksjonen

X – retning

Ytre felt

$$q_{1.el} := \gamma_q \cdot 2.78 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 4.17 \times 10^3 \text{ Pa}$$

Indre felt

$$q_{2.el} := \gamma_q \cdot 6.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1.012 \times 10^4 \text{ Pa}$$

Y – retning

Ytre felt

$$q_{3.el} := \gamma_q \cdot 11.33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1.7 \times 10^4 \text{ Pa}$$

Indre felt

$$q_{4.el} := \gamma_q \cdot 7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1.05 \times 10^4 \text{ Pa}$$

% utnyttelse av elastisk dimensjonering

X – retning

Ytre felt

$$\%_1 := \frac{q_{Rd.1}}{g_{Ed} + q_{1.el}} = 134.521\%$$

Indre felt

$$\%_2 := \frac{q_{Rd.2}}{g_{Ed} + q_{2.el}} = 121.555\%$$

Y – retning

Ytre felt

$$\%_3 := \frac{q_{Rd.3}}{g_{Ed} + q_{3.el}} = 159.871\%$$

Indre felt

$$\%_4 := \frac{q_{Rd.4}}{g_{Ed} + q_{4.el}} = 110.493\%$$

P. Utregning Excel x-retning

Lengde	[mm]
Total lengde	[mm]
Overdekkning	[mm]

Vinkel ift horisontalplan	[rad]
Vinkelendring	[rad]

Absolutt vinkelendring	[rad]
Sum vinkelendring	[rad]
Lengde fra aktiv anker	

Redusert for friksjon

Redusert for låstap

Knekkpunkt krefter	[kN]
---------------------------	------

Mp red for lås, friksjon	[kNm]
---------------------------------	-------

Redusert for kryp,svinn,relaksjon

Knekkpunkt krefter	[kN]
---------------------------	------

Mp, red alle tap	[kNm]
-------------------------	-------

Eksentrisitet	[m]
P*e	[kNm]

Tvangskrefter	[kNm]
----------------------	-------

Total P*e

Total Mp

Totale Tvangskrefter

Felt 1									
0	876	876	876	876	876	876	751	751	751
0	876	1752	2628	3504	4380	5256	6007	6758	7509
110	100	60	40	40	40	40	100	140	140
0,0114	0,0456	0,0228	0,0000	0,0000	0,0000	-0,0797	-0,0532	0,0000	0,0000
0,0114	0,0342	-0,0228	-0,0228	0,0000	0,0000	-0,0797	0,0265	0,0532	0,0000
0,0114	0,0342	0,0228	0,0228	0,0000	0,0000	0,0797	0,0265	0,0532	0,0000
0,0114	0,0456	0,0684	0,0913	0,0913	0,0913	0,1710	0,1975	0,2507	0,2507
0,0000	0,8760	1,7520	2,6280	3,5040	4,3800	5,2560	6,0070	6,7580	7,5090
223,07	222,59	222,24	221,89	221,79	221,70	220,72	220,34	219,68	219,59
207,05	207,53	208,13	208,74	209,60	210,46	210,43	210,88	211,03	211,77
2,36	7,10	-4,75	-4,76	-	-	-16,78	5,59	11,23	-
0,00	-1,05	-8,31	-11,40	-10,33	-9,27	-8,20	5,27	14,59	13,38
0,00	1,05	8,31	11,40	10,33	9,27	8,20	5,27	14,59	13,38
0,00	919,80	7279,56	9986,40	9052,00	8117,60	7183,20	3957,77	10957,09	10044,63
186,62	187,05	187,60	188,14	190,70	191,48	191,46	191,87	192,01	192,68
2,13	6,40	-	-	-	-	-	5,09	10,22	-
0,00	-0,97	-7,52	-10,32	-9,37	-8,41	-7,46	4,80	13,25	12,16
0	-0,01	-0,05	-0,07	-0,07	-0,07	-0,07	-0,01	0,03	0,03
0,00	-1,87	-9,38	-13,17	-13,35	-13,40	-13,40	-1,92	5,76	5,78
0,00	0,90	1,86	2,85	3,98	4,99	5,94	6,72	7,49	6,37
0,00	-22,45	-112,56	-158,04	-160,19	-160,85	-160,83	-23,02	69,12	69,36
0,00	-11,64	-90,24	-123,84	-112,40	-100,96	-89,52	57,60	159,00	145,86
0,00	10,81	22,32	34,20	47,79	59,89	71,31	80,62	89,88	76,50

Felt 2								
751	751	838	840	840	840	838	751	751
8260	9011	9849	10689	11529	12369	13207	13958	14709
140	100	40	40	40	40	100	140	140
0,0532	0,0715	0,0000	0,0000	0,0000	-0,0715	-0,0532	0,0000	0,0000
0,0532	0,0183	-0,0715	0,0000	0,0000	-0,0715	0,0183	0,0532	0,0000
0,0532	0,0183	0,0715	0,0000	0,0000	0,0715	0,0183	0,0532	0,0000
0,3039	0,3222	0,3937	0,3937	0,3937	0,4651	0,4834	0,5366	0,5366
8,2600	9,0110	9,8490	10,6890	11,5290	12,3690	13,2070	13,9580	14,7090
218,93	218,65	217,77	217,68	217,59	216,72	216,44	215,78	215,70
211,92	212,46	212,50	213,33	214,15	214,20	214,83	214,99	215,70
11,28	3,88	-15,19	-	-	-15,31	3,92	11,44	-
12,16	3,21	-9,52	-9,52	-9,53	-9,53	3,29	12,09	12,10
12,16	3,21	9,52	9,52	9,53	9,53	3,29	12,09	12,10
9132,16	2410,71	7977,76	7999,60	8002,40	8005,20	2757,02	9079,59	9083,35
192,82	193,31	193,34	194,09	194,85	194,89	195,46	195,61	196,25
10,26	3,53	-13,82	-	-	-13,93	3,57	10,41	-
11,06	2,91	-8,66	-8,66	-8,67	-8,67	2,98	11,00	11,01
0,03	-0,01	-0,07	-0,07	-0,07	-0,07	-0,01	0,03	0,03
5,78	-1,93	-13,53	-13,59	-13,64	-13,64	-1,95	5,87	5,89
5,28	4,84	4,87	4,92	4,97	4,97	4,93	5,13	5,12
69,41	-23,20	-162,41	-163,04	-163,67	-163,71	-23,46	70,42	70,65
132,72	34,92	-103,92	-103,96	-104,00	-104,04	35,76	132,00	132,06
63,31	58,12	58,49	59,08	59,67	59,67	59,22	61,58	61,41

Felt 3								
751	751	838	840	840	840	838	751	751
15460	16211	17049	17889	18729	19569	20407	21158	21909
140	100	40	40	40	40	100	140	140
0,0532	0,0715	0,0000	0,0000	0,0000	-0,0715	-0,0532	0,0000	0,0000
0,0532	0,0183	-0,0715	0,0000	0,0000	-0,0715	0,0183	0,0532	0,0000
0,0532	0,0183	0,0715	0,0000	0,0000	0,0715	0,0183	0,0532	0,0000
0,5898	0,6081	0,6796	0,6796	0,6796	0,7510	0,7693	0,8225	0,8225
15,4600	16,2110	17,0490	17,8890	18,7290	19,5690	20,4070	21,1580	21,9090
215,04	214,77	213,91	213,82	213,73	212,88	212,60	211,95	211,87
215,04	214,77	213,91	213,82	213,73	212,88	212,60	211,95	211,87
11,44	3,92	-15,29	-	-	-15,22	3,88	11,28	-
12,10	3,15	-9,62	-9,58	-9,53	-9,49	3,29	12,09	12,00
12,10	3,15	9,62	9,58	9,53	9,49	3,29	12,09	12,00
9087,10	2365,65	8061,56	8044,40	8008,00	7971,60	2757,02	9079,59	9008,25
195,66	195,41	194,63	194,55	194,46	193,69	193,43	192,85	192,77
10,41	3,57	-13,91	-	-	-13,84	3,53	10,26	-
11,01	2,85	-8,75	-8,71	-8,68	-8,64	2,98	10,99	10,91
0,03	-0,01	-0,07	-0,07	-0,07	-0,07	-0,01	0,03	0,03
5,87	-1,95	-13,62	-13,62	-13,61	-13,56	-1,93	5,79	5,78
5,14	4,80	4,87	4,90	4,94	4,92	4,91	5,20	5,13
70,44	-23,45	-163,49	-163,42	-163,35	-162,70	-23,21	69,42	69,40
132,12	34,20	-105,00	-104,56	-104,12	-103,68	35,76	131,88	130,92
61,68	57,65	58,49	58,86	59,23	59,02	58,97	62,46	61,52

Felt 4								
751	751	838	840	840	840	838	751	751
22660	23411	24249	25089	25929	26769	27607	28358	29109
140	100	40	40	40	40	100	140	140
0,0532	0,0715	0,0000	0,0000	0,0000	-0,0715	-0,0532	0,0000	0,0000
0,0532	0,0183	-0,0715	0,0000	0,0000	-0,0715	0,0183	0,0532	0,0000
0,0532	0,0183	0,0715	0,0000	0,0000	0,0715	0,0183	0,0532	0,0000
0,8757	0,8940	0,9655	0,9655	0,9655	1,0370	1,0552	1,1084	1,1084
22,6600	23,4110	24,2490	25,0890	25,9290	26,7690	27,6070	28,3580	29,1090
211,23	210,96	210,12	210,03	209,94	209,10	208,83	208,19	208,12
211,23	210,96	210,12	210,03	209,94	209,10	208,83	208,19	208,12
11,24	3,85	-15,02	-	-	-14,95	3,81	11,08	-
11,90	3,09	-9,45	-9,41	-9,38	-9,34	3,23	11,87	11,78
11,90	3,09	9,45	9,41	9,38	9,34	3,23	11,87	11,78
8936,90	2320,59	7919,10	7907,20	7876,40	7845,60	2706,74	8914,37	8846,78
192,19	191,94	191,18	191,10	191,02	190,25	190,00	189,42	189,35
10,23	3,51	-13,66	-	-	-13,60	3,47	10,08	-
10,83	2,80	-8,59	-8,55	-8,50	-8,46	2,94	10,79	10,72
0,03	-0,01	-0,07	-0,07	-0,07	-0,07	-0,01	0,03	0,03
5,77	-1,92	-13,38	-13,38	-13,37	-13,32	-1,90	5,68	5,68
5,06	4,72	4,79	4,83	4,87	4,86	4,84	5,11	5,03
69,19	-23,03	-160,59	-160,52	-160,45	-159,81	-22,80	68,19	68,17
129,96	33,60	-103,08	-102,56	-102,04	-101,52	35,28	129,48	128,58
60,77	56,63	57,51	57,96	58,41	58,29	58,08	61,29	60,41

Felt 5								
751	751	838	840	840	840	838	751	751
29860	30611	31449	32289	33129	33969	34807	35558	36309
140	100	40	40	40	40	100	140	140
0,0532	0,0715	0,0000	0,0000	0,0000	-0,0715	-0,0532	0,0000	0,0000
0,0532	0,0183	-0,0715	0,0000	0,0000	-0,0715	0,0183	0,0532	0,0000
0,0532	0,0183	0,0715	0,0000	0,0000	0,0715	0,0183	0,0532	0,0000
1,1616	1,1799	1,2514	1,2514	1,2514	1,3229	1,3411	1,3943	1,3943
29,8600	30,6110	31,4490	32,2890	33,1290	33,9690	34,8070	35,5580	36,3090
207,48	207,22	206,39	206,30	206,22	205,40	205,12	204,50	204,42
207,48	207,22	206,39	206,30	206,22	205,40	205,12	204,50	204,42
11,04	3,78	-14,75	-	-	-14,68	3,75	10,88	-
11,69	3,04	-9,28	-9,24	-9,19	-9,15	3,17	11,65	11,56
11,69	3,04	9,28	9,24	9,19	9,15	3,17	11,65	11,56
8779,19	2283,04	7776,64	7758,80	7722,40	7686,00	2656,46	8749,15	8677,81
188,78	188,54	187,79	187,71	187,63	186,88	186,63	186,07	186,00
10,05	3,44	-13,42	-	-	-13,36	3,41	9,90	-
10,64	2,77	-8,44	-8,41	-8,37	-8,34	2,87	10,60	10,51
0,03	-0,01	-0,07	-0,07	-0,07	-0,07	-0,01	0,03	0,03
5,66	-1,89	-13,14	-13,14	-13,13	-13,08	-1,87	5,58	5,58
4,98	4,66	4,70	4,73	4,76	4,74	4,74	5,02	4,93
67,96	-22,62	-157,74	-157,67	-157,61	-156,98	-22,40	66,98	66,96
127,68	33,24	-101,28	-100,88	-100,48	-100,08	34,44	127,20	126,12
59,72	55,86	56,46	56,79	57,13	56,90	56,84	60,22	59,16

Felt 6								
751	751	838	840	840	840	900	720	720
37060	37811	38649	39489	40329	41169	42069	42789	43509
140	100	40	40	40	40	100	140	140
0,0532	0,0715	0,0000	0,0000	0,0000	-0,0666	-0,0555	0,0000	0,0000
0,0532	0,0183	-0,0715	0,0000	0,0000	-0,0666	0,0111	0,0555	0,0000
0,0532	0,0183	0,0715	0,0000	0,0000	0,0666	0,0111	0,0555	0,0000
1,4476	1,4658	1,5373	1,5373	1,5373	1,6039	1,6149	1,6704	1,6704
37,0600	37,8110	38,6490	39,4890	40,3290	41,1690	42,0690	42,7890	43,5090
203,80	203,54	202,73	202,65	202,56	201,80	201,60	200,97	200,90
203,80	203,54	202,73	202,65	202,56	201,80	201,60	200,97	200,90
10,84	3,72	-14,49	-	-	-13,43	2,23	11,15	-
11,46	3,01	-9,07	-9,00	-8,92	-8,85	3,17	11,29	11,38
11,46	3,01	9,07	9,00	8,92	8,85	3,17	11,29	11,38
8606,46	2260,51	7600,66	7557,20	7495,60	7434,00	2853,00	8128,80	8193,60
185,43	185,19	184,45	184,38	184,30	183,61	183,43	182,85	182,79
9,87	3,38	-13,18	-	-	-12,22	2,03	10,15	-
10,42	2,73	-8,25	-8,19	-8,13	-8,07	2,88	10,27	10,35
0,03	-0,01	-0,07	-0,07	-0,07	-0,07	-0,01	0,03	0,03
5,56	-1,85	-12,91	-12,91	-12,90	-12,85	-1,83	5,49	5,48
4,86	4,58	4,66	4,72	4,77	4,78	4,71	4,78	4,87
66,76	-22,22	-154,94	-154,88	-154,81	-154,23	-22,01	65,83	65,80
125,04	32,76	-99,00	-98,28	-97,56	-96,84	34,56	123,24	124,20
58,28	54,98	55,94	56,60	57,25	57,39	56,57	57,41	58,40

Q. Utregning Excel y-retning

Lengde	[mm]
Total lengde	[mm]
Overdekkning	[mm]

Vinkel ift. horisontalplan	[rad]
Vinkelendring	[rad]

Absolutt vinkelendring	[rad]
Sum vinkelendring	[rad]
Lengde fra aktiv anker	

Redusert for friksjon

Redusert for låstap

Knekkpunkt krefter	[kN]
--------------------	------

Mp red for lås, friksjon	[kNm]
--------------------------	-------

Redusert for kryp,svinn,relaksjon

Knekkpunkt krefter	[kN]
--------------------	------

Mp, red alle tap	[kNm]
------------------	-------

Eksentrisitet	[m]
P*e	[kNm]

Tvangskrefter	[kNm]
---------------	-------

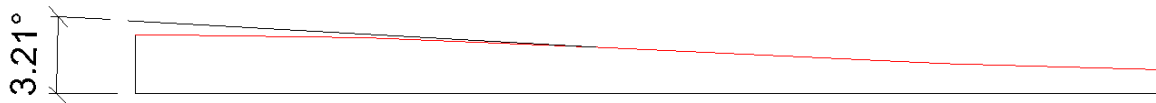
Felt 1						
0	626	626	1251	1251	1073	536
0	626	1252	2503	3754	4827	5363
110	100	80	80	80	160	160
0,0160	0,0319	0,0000	0,0000	-0,0744	0,0000	0,0225
0,0160	0,0160	-0,0319	0,0000	-0,0744	0,0744	0,0225
0,0160	0,0160	0,0319	0,0000	0,0744	0,0744	0,0225
0,0160	0,0319	0,0639	0,0639	0,1383	0,2127	0,2352
0,0000	0,6260	1,2520	2,5030	3,7540	4,8270	5,3630
223,02	222,77	222,35	222,21	221,25	220,31	220,00
207,63	208,01	208,22	209,34	209,64	209,78	210,01
3,32	3,32	-6,65	-	-15,60	15,61	4,72
0	-2,05	-6,14	-6,03	-5,92	10,91	16,31
0	2,05	6,14	6,03	5,92	10,91	16,31
0	1283,3	3843,64	7543,53	7405,92	11706,4	8742,16
187,88	188,23	188,42	189,43	189,70	189,83	190,04
3,00	3,01	6,02	-	-	14,13	4,27
0	-1,84	-5,55	-5,45	-5,35	9,87	14,77
0	-0,01	-0,03	-0,03	-0,03	0,05	0,05
0	-1,88	-5,65	-5,68	-5,69	9,49	9,50
0	-0,17	-0,49	-0,35	-0,23	1,42	6,81

Felt 2									
889	889	889	889	889	889	762	762	762	
6252	7141	8030	8919	9808	10697	11459	12221	12983	13163
140	80	40	40	40	40	100	160	160	151
0,0674	0,0450	0,0000	0,0000	0,0000	-0,0786	-0,0786	0,0000	0,0515	
0,0449	-0,0224	-0,0450	0,0000	0,0000	-0,0786	0,0000	0,0786	0,0515	
0,0449	0,0224	0,0450	0,0000	0,0000	0,0786	0,0000	0,0786	0,0515	
0,2801	0,3025	0,3475	0,3475	0,3475	0,4261	0,4261	0,5047	0,5562	0,5562
6,2520	7,1410	8,0300	8,9190	9,8080	10,6970	11,4590	12,2210	12,9830	13,1630
219,41	219,07	218,48	218,38	218,28	217,33	217,25	216,31	215,67	215,65
210,31	210,87	211,17	211,97	212,77	212,71	213,40	213,23	213,36	213,52
9,44	-4,73	-9,50	-	-	-16,71	-	16,76	11,00	-
			-	-					
11,76	-1,22	-9,98	10,29	10,61	-10,92	2,49	13,99	13,66	11,63
11,76	1,22	9,98	10,2933	10,6067	10,92	2,49308	13,99	13,66	11,63
10454,6	1084,58	8872,22	9150,77	9429,33	9707,88	1899,72	10660,4	10408,9	0
190,31	190,81	191,09	191,81	192,53	192,48	193,10	192,95	193,07	193,21
8,54	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	4,28	8,59	-	-	15,12	-	15,16	9,95	-
10,62	-1,1	-9,02	-9,31	-9,60	-9,89	1,39	12,66	12,38	10,54
0,03	-0,03	-0,07	-0,07	-0,07	-0,07	-0,01	0,05	0,05	0,04071
5,71	-5,72	-13,38	-13,43	-13,48	-13,47	-1,93	9,65	9,65	7,87
6,05	4,50	3,40	3,13	2,87	2,55	4,42	4,34	4,01	3,76

Felt 3				
1163	1163	1163	997	499
14146	15309	16472	17469	17968
100	80	80	100	110
0,0172	0,0000	-0,0201	-0,0200	0,0200
-0,0343	-0,0172	-0,0201	0,0000	0,0200
0,0343	0,0172	0,0201	0,0000	0,0200
0,5905	0,6077	0,6278	0,6278	0,6479
14,1460	15,3090	16,4720	17,4690	17,9680
215,18	214,87	214,53	214,42	214,15
214,03	214,87	214,53	214,42	214,15
-7,35	-3,69	-4,30	0,00	4,29
0,22	-4,89	-5,56	-2,78	0
0,22	4,89	5,56	2,78	0
255,86	5687,07	6466,28	2771,66	0
193,68	194,43	194,12	194,03	193,79
-	-	-		
6,65	3,34	3,89	0,00	3,88
0,21	-4,43	-5,03	-2,515	0
-0,01	-0,03	-0,03	-0,01	0
-1,94	-5,83	-5,82	-1,94	0,00
2,16	0,94	0,26	-0,84	0,00

S. Sammenligning av spennarmeringsprofil

Spennkraft

 $P := 200\text{kN}$ 

Type a)

Lengde på parabel i felt

$$l_{a.f} := 5000\text{mm}$$

Lengde på parabel over støtte

$$l_{a.s} := 2200\text{mm}$$

Vinkel på det bratteste, grader

$$v_{a.d} := 3.21\text{deg}$$

Vinkel på det bratteste, radianer

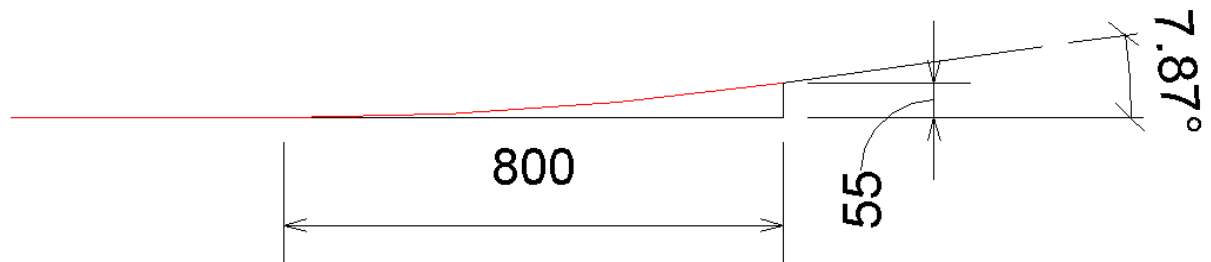
$$v_{a.r} := \frac{v_{a.d}}{180\text{deg}} \cdot \pi = 0.056$$

Ekvivalent last felt

$$q_{a.f} := P \cdot \frac{v_{a.r}^2}{l_{a.f}} = 44.82 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ekvivalent last over støtte

$$q_{a.s} := P \cdot \frac{v_{a.r}^2}{l_{a.s}} = 101.864 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



Type b)

Lengde på overgang til felt $l_{b.f} := \frac{1600\text{mm}}{2}$

Lengde på overgang til støtte $l_{b.s} := \frac{1600\text{mm}}{2}$

Vinkel på det bratteste, grader $v_{b.d} := 7.87\text{deg}$

Vinkel på det bratteste, radianer $v_{b.r} := \frac{v_{b.d}}{180\text{deg}} \cdot \pi = 0.137$

Ekvivalent last felt $q_{b.f} := P \cdot \frac{v_{b.r}}{l_{b.f}} = 343.394 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Ekvivalent last over støtte $q_{b.s} := P \cdot \frac{v_{b.r}}{l_{b.s}} = 343.394 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

U. Krumning av normalarmert tverrsnitt

E - modul slakkarmering $E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Karakteristisk strekkfasthet $f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Karakteristisk flyt tøyning $\varepsilon_{yk} := \frac{f_{yk}}{E_s} = 2.5 \times 10^{-3}$

X -retning

$$\kappa_{x.1} := \frac{\varepsilon_{cu2} + 2 \cdot \varepsilon_{yk}}{d_{x.1}} = 0.061 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\kappa_{x.2} := \frac{\varepsilon_{cu2} + 2 \cdot \varepsilon_{yk}}{d_{x.2}} = 0.047 \frac{1}{\text{m}}$$

Y -retning

$$\kappa_{y.1} := \frac{\varepsilon_{cu2} + 2 \cdot \varepsilon_{yk}}{1.15\text{m}} = 7.391 \times 10^{-3} \frac{1}{\text{m}}$$

$$\kappa_{y.2} := \frac{\varepsilon_{cu2} + 2 \cdot \varepsilon_{yk}}{d_{y.2}} = 0.047 \frac{1}{\text{m}}$$