

Etteroppspente fiberarmerte flatdekker

Evaluering av beregnings- og
dimensjoneringsmetoder

Silje Lunde

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2015

Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2015

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 10.06.2015	ANTALL SIDER: 100 + 56
------------------------------------	---------------------	---------------------------

TITTEL:

**Etteroppspente fiberarmerte flatdekker;
Evaluering av beregnings- og dimensjoneringsmetoder**

Post-Tensioned Fibre Reinforced Flatslabs;
Evaluation of Analysis- and Design Methods

UTFØRT AV:

Silje Lunde



SAMMENDRAG:

Opgaven omhandler etteroppspente stålfiberarmerte flatdekker, et nytt konstruksjonskonsept som er inne for teknisk godkjenning hos SINTEF i Norge. Bruk av fiber i bærende betongkonstruksjoner er i en startfase, og nytt vedlegg til Eurocode 2 om stålfiberarmert betong planlegges å bli utgitt i 2020. Fiberarmert betong vil kunne gi et mer duktilt konstruksjonsmateriale og forbedrede materialegenskaper som rissforsterkning, risskontroll, og økning av moment- og skjærkapasitet.

Formålet med denne oppgaven er å tilegne seg kunnskap om beregnings- og dimensjoneringsmetoder for det nye konstruksjonskonseptet; etteroppspente fiberarmerte flatdekker. Det er utført litteraturstudie med beregninger basert på et ferdigstøpt parkeringsdekke ved Munkvoll Gård i Trondheim, med mål 44mx18mx0,22m. Dekket ble støpt med B35 selvkomprimerende betong, uinjiserte etteroppspente kabler og stålfibermengde på 30kg/m³. Det er ingen skjærarmering i dekket. Spennkablene er konsentrert over søyler i lengderetning og jevnt fordelte i tverretningen. Flatdekket ble kontrollert etter Eurocode 2 og norsk veiledning om fiberarmerte betongkonstruksjoner publisert i COIN Project Report 29. Beregningene viser at moment- og skjærkapasiteten til dekket er tilstrekkelig. Fiber øker skjærkapasiteten betraktelig og det typiske kapasitetsproblemet gjennomlokking kan unngås.

Det er i oppgaven sett nærmere på kapasitetsformlene for gjennomlokking i utkastet til vedlegg til Eurocode 2 om stålfiberarmert betong. Usikkerhet rundt fiberorientering, robusthet, duktilitet, utstøping etc. gjør standardiseringsarbeidet av stålfiber utfordrende. Når standardiseringsarbeidet med konstruktiv (lastbærende) bruk av fiber er ferdig, kan stålfiberarmert betong i kombinasjon spennarmering i flatdekker ha potensialet til å bli et lovende konstruksjonskonsept i en fremtid med fokus på mindre materialbruk, HMS og hvor det blir økende mangel på kvalifiserte arbeidere.

FAGLÆRER: Terje Kanstad

VEILEDER(E): Terje Kanstad

UFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk NTNU

Forord

Denne oppgaven er en avsluttende masteroppgave ved studiet Bygg og Miljøteknikk ved NTNU i Trondheim. Oppgaven er skrevet over 21 uker, vårsemesteret 2015, for Institutt for konstruksjonsteknikk.

Oppgaven ble valgt for å få bedre forståelse for beregnings- og dimensjoneringsmetoder for sammensatte betongkonstruksjoner, med fokus på spennarmering og stålfiber i flatdekker. Jeg håper oppgaven bidrar til at interessen for bruk av fiber i bærende konstruksjoner øker, og flere ser fordelene med å velge spennarmering fremfor slakkarmering i dekker.

Jeg vil takke veileder professor Terje Kanstad for god veiledning gjennom semesteret, og muligheten til å skrive oppgave om et nytt konstruksjonskonsept som enda ikke er dekket i gjeldende standarder.

Jeg vil takke medstudentene Martin Sivertsen og Ansten Berg Tøsti for gode faglige diskusjoner om beregninger og dimensjonering av parkeringsdekket ved Munkvoll Gård.

Jeg vil også rette en takk til daglig leder Tor Birger Dahling fra Spennarmering AS for informasjon om støping av dekket. Videre vil jeg takke Helge Brå fra SINTEF for svar generelt om tekniske godkjenning og Jan Øverli for samtale om utvikling av Eurocode 2.

Til slutt vil jeg takke min tålmodige samboer Kristian Vassbotten for hjelp med skriveprogrammet LaTeX.

Trondheim, Juni 2015

Silje Lunde

Sammendrag

Oppgaven omhandler etteroppspente stålfiberarmerte flatdekker, et nytt konstruksjonskonsept som er inne for teknisk godkjenning hos SINTEF i Norge. Bruk av fiber i bærende betongkonstruksjoner er i en startfase, og nytt vedlegg til Eurocode 2 om stålfiberarmert betong planlegges å bli utgitt i 2020. Fiberarmert betong vil kunne gi et mer duktilt konstruksjonsmateriale og forbedrede materialegenskaper som rissforsterkning, risskontroll, og økning av moment- og skjærkapasitet.

Formålet med denne oppgaven er å tilegne seg kunnskap om beregnings- og dimensjoneringsmetoder for det nye konstruksjonskonseptet; etteroppspente fiberarmerte flatdekker. Det er gjennomført et litteraturstudie med beregninger basert på et ferdigstøpt parkeringsdekke ved Munkvoll Gård i Trondheim. Dekket ble støpt i 2014 med planareal 44mx18m og dekketykkelse på 220mm. Dekket ble støpt med B35 selvkompimerende betong, uinjiserte etteroppspente kabler og stålfibermengde på $30\text{kg}/\text{m}^3$. Det er ingen skjærarmering i dekket. Spennkablene er konsentrert over søyler i lengderetningen og jevnt fordelte i tverretningen. Dekket er dimensjonert for egenlast og nyttelast.

Flatdekket ved Munkvoll Gård ble kontrollert etter betongstandarden Eurocode 2 og norsk veiledning om fiberarmerte betongkonstruksjoner publisert i COIN Project Report 29. I bruddgrensetilstand har dekket en utnyttelsesgrad av momentkapasiteten på 95%, og utnyttelsesgrad av skjærkapasitet på 89%. Fiberbidraget utgjør 37% av skjærkapasiteten og 16% av momentkapasiteten. Fiber øker skjærkapasiteten betraktelig og gjør at det typiske kapasitetsproblemet gjennomlokking kan unngås. Minimumsarmeringskravet er tilfredsstilt ved at momentkapasitet i bruddgrensetilstand er større enn momentet som gir opprissing i bruksgrensetilstand.

Det er i oppgaven sett nærmere på kapasitetsformlene for gjennomlokking i utkast til vedlegg til EC2 om stålfiberarmert betong. Usikkerhet rundt fiberorientering, robusthet, duktilitet og utstøping metode, gjør standardiserings-

arbeidet av stålfiber utfordrende. Det blir presentert i utkastet en midlertidig metode for beregning av gjennomlokking, men det henvises i utkastet til alternative løsninger fra fib Model Code 2010 og den tyske veiledningen av DafStb. Fib Model Code er basert på en mekanisk modell, og skiller seg på denne måten ut fra de andre veiledningene. Den tyske og den norske veiledningen har tilsvarende formler for gjennomlokking, men den tyske ses på som mer konservativ enn den norske metoden.

Når standardiseringsarbeidet med konstruktiv (lastbærende) bruk av fiber er ferdig, kan stålfiberarmert betong i kombinasjon spennarmering i flatdekker ha potensialet til å bli et lovende konstruksjonskonsept i en fremtid med fokus på mindre materialbruk, HMS og hvor det blir økende mangel på kvalifiserte arbeidere.

Abstract

This thesis is about post-tensioned fibre reinforced flatslabs, which is a new structural concept under technical approval at SINTEF in Norway. The use of fibre in load bearing structures is in an initial phase, and a new annex for Eurocode 2 regarding Steel Fibre Reinforced Concrete, plans to be released in 2020. Fibre in concrete gives a more ductile structural material, and improved material properties such as post-crack reinforcement, post-crack control, and an increase of the bending moment and shear capacity.

The purpose of this thesis is to acquire the knowledge concerning calculation and design methods for the new construction concept; Post-Tensioned Flatslabs. A literature study with calculations is carried out on slab in a garage at Munkvoll Gård in Trondheim. The slab was cast in 2014, measuring 44mx18m with slab thickness 220mm. The slab was cast with B35 self-compacting concrete, unbonded post-tensioned tendons and with a steelfibre content of $30\text{kg}/\text{m}^3$. There is no shear reinforcement in the slab. The tendons are concentrated over the columns in the longest direction and evenly distributed in the transverse direction. The slab is designed for self-weight and live load.

The flat slab at Munkvoll Gård was controlled after the concrete standard Eurocode 2 and Norwegian guideline for fibre reinforced concrete published in COIN Project Report 29. The slab has an utilization of the moment capacity of 95%, and an utilization of the shear capacity of 89% in ultimate limit state. The fibre contribution totals 37% of the shear capacity and 16% of the moment capacity. The fibres increases the shear capacity significantly, thus the typical capacity problem punching shear can be avoided. The minimum reinforcement area is fulfilled since the moment capacity in ultimate limit state is higher than the flexural cracking moment.

Further in the thesis the capacity formulas for punching shear in the draft on annex to Eurocode 2 on steel fibre reinforced concrete is evaluated. Un-

certainties on fibre orientation, resilience, ductility and casting method challenges the standardization of structural use of fibres. The draft presents a temporary solution, but refers to alternative solutions from fib Model Code of 2010 and the German guideline of DafStb. Fib Model Code is based on a mechanical model, which stands out from the other guidelines. The German and Norwegian guideline have similar formulas for punching shear, but the German is seen as more conservative than the Norwegian method.

When the standardization work on structural use of fiber is finished, steel fiber reinforced concrete in combination with prestressed steel has a potential to become a promising structural material in a future where reducing material cost, safety and growing shortage of qualified workers is a crucial factor.

Innhold

1	Innledning	1
1.1	Bakgrunn	1
1.2	Formål	2
1.3	Innhold	2
I	Teori	3
2	Materialegenskaper	5
2.1	Betong	5
2.2	Spennarmering	5
2.2.1	Generelt	5
2.2.2	Spennkabelsystem	8
2.2.3	Lastbalansering for etteroppspente konstruksjoner	9
2.2.4	Konstruktive system og virkemåte	11
2.3	Fiberarmering	14
2.3.1	Stålfiber	14
2.3.2	Fiberfordeling	16
2.4	Fiberarmert betong	17
2.4.1	Introduksjon	17
2.4.2	Standardisering	21
3	Etteroppspente fiberarmerte flatdekker	23
3.1	Trondheim 2014	23
3.2	Spjelkavik 2013	24
II	Metode	27
4	Beregnings- og dimensjoneringsmetoder	29
4.1	Laster	29

4.1.1	Bruddgrensetilstand	30
4.1.2	Bruksgrensetilstand	30
4.2	Spennkraft	31
4.2.1	Største spennkraft	31
4.2.2	Initiell forspenningskraft	31
4.2.3	Virkning av forspenning i bruddgrensetilstand	32
4.3	Tap av Spennkraft	32
4.3.1	Umiddelbare tap	33
4.3.2	Langtidstap	36
4.4	Momentberegning	38
4.5	Dimensjonering for moment	40
4.5.1	Dimensjonerende moment	40
4.5.2	Momentkapasitet	42
4.6	Dimensjonering for skjærkraft	43
4.6.1	Dimensjonerende skjærspenning	43
4.6.2	Skjærkapasitet	45
4.7	Bruksgrensetilstand	47
4.7.1	Spenningsbegrensning	47
4.7.2	Rissviddebegrensning	48
4.7.3	Nedbøyningsbegrensning	49
4.8	Minimumsarmeringskrav	51
4.8.1	Minimumsarmeringskrav for slakkarmering i plater	51
4.8.2	Minimumsarmeringskrav for spennarmering	51
5	Beregningsmodeller for skjærkapasitetsbidrag fra fiber	53
5.1	Skjærkapasitet i Eurocode 2	53
5.2	Utkast til nye Eurocode 2	53
5.3	fib Model Code 2010	54
5.4	Norsk veiledning	56
5.5	Tysk veiledning	57
III	Resultat	59
6	Befaring ved Munkvoll Gård	61
6.1	Spennarmering	62
6.2	Støping av betong og armeringsarbeid	62
6.3	Utsparing	63
6.4	Riss	63

7	Beregninger	65
7.1	Geometri	65
7.2	Materialegenskaper	66
7.3	Antagelser	67
7.3.1	Laster	67
7.3.2	Forbindelsen mellom dekke og vegg/søyle	67
7.4	Rammemodell	69
7.5	Spennkraft	69
7.5.1	Tap av spennkraft	71
7.5.2	Tvangsmoment pga forspenning	72
7.6	Momentkapasitetsberegning	74
7.6.1	Dimensjonerende moment	74
7.6.2	Momentkapasitet	76
7.7	Skjærkapasitetsberegning	77
7.7.1	Dimensjonerende skjærspenning	77
7.7.2	Skjærkraftkapasitet	78
7.8	Bruksgrensetilstand	80
7.8.1	Spenningsbegrensning	80
7.8.2	Rissviddebegrensning	81
7.8.3	Nedbøyingbegrensning	82
7.9	Minimumsarmeringskrav	84
7.9.1	Minimumsarmeringskrav for slakkarmering i plater	84
7.9.2	Minimumsarmeringskrav for spennarmering i plater	85
IV	Diskusjon og konklusjon	87
8	Diskusjon	89
8.1	Flatdekket ved Munkvoll Gård	89
8.1.1	Geometri og rammemodell	89
8.1.2	Spennkraft og tap av spennkraft	90
8.1.3	Bruddgrensetilstand	90
8.1.4	Bruksgrensetilstand	91
8.1.5	Minimumsarmeringskrav	92
8.2	Standardiseringsarbeid - skjærkapasitetbidrag fra fiber	93
9	Konklusjon og forslag til videre arbeid	95
10	Bibliografi	97
A	Plantegning, spennarmering i x-retning	101

B	Plantegning, spennarmering y-retning	103
C	Beregningsark i excel for tvangsmoment	105
D	Håndberegninger del 1: Tap av spennkraft	109
E	Håndberegninger del 2: Bruddgrensetilstand	129
F	Håndberegninger del 3: Bruksgrensetilstand	143

Figurer

2.1	Spennings-tøyningssammenheng for typiske spennstål	6
2.2	Spenntau med 7 tråder og multi-tau spennkabel	7
2.3	Enkel spennstang og multi-vaier spennkabel	7
2.4	Injisert og uninjisert spennkabel	8
2.5	BBR VT CONA Single spennstausystem	9
2.6	Spennarmeringsføring i en to-feltsbjelke	10
2.7	Geometri av parabolisk profil	10
2.8	Flatdekke uten og med søyleforsterkning	11
2.9	Flatdekke med plateforsterkning og kapital	12
2.10	Ulike alternativ for plassering av spennarmering i horisontal- planet	13
2.11	Stålfiber	14
2.12	Fiberlengde	15
2.13	Noen vanlige fiberformer	15
2.14	Ujevnheter i fiberarmert betong	16
2.15	Samspill mellom tradisjonell armering og fiberarmering	18
2.16	Klassifisering av betongmaterialet ved strekktest	19
2.17	Lastkurve for stålfiberarmert betong	20
3.1	Munkvoll Gård	24
3.2	Bilde av munkvoll	25
3.3	Plantegning av flatdekke og fra utleggelsen av fiberbetong over spennarmering i Spjelkavik	25
4.1	Illustrasjon av låsetap ved aktiv ende	34
4.2	Relaksasjon gir et spenningsfall i spennarmeringen	35
4.3	Ekvivalente rammer	39
4.4	Fordeling av støtte- og feltmoment	39
4.5	Illustrasjon av totalt dimensjonerende moment	40
4.6	Illustrasjon av tvangsmoment for flatdekke	41

4.7	Spennings-tøyningsfordeling for betongtverrsnitt som er utsatt for ren bøyning	43
4.8	Illustrasjon av gjennomlokking	44
4.9	Beregningsmodell for skjærkraft fra konsentrerte laster i bruddgrensetilstand, hvor A er kritisk kontrollsnitt	45
4.10	Betongtverrsnitt påkjent av aksialkraft og moment	47
4.11	Beregning av stivhetmodul i opprisset tverrsnitt	49
4.12	Estimering av nedbøyning	50
4.13	Last-forskyvningsforløp for konstruksjoner	52
5.1	Utkast av tillegg om stålfiberarmering til Eurocode 2	54
5.2	Utvikling av kritiske riss	56
6.1	Parkeringsdekket på Munkvoll er støpt med rette fiber med endekroker	61
6.2	Illustrasjon av plassering av passiv anker mellom to dekker	62
6.3	Utsparing til rør i dekket ved søylene.	63
6.4	Observerte riss under befarings på Munkvoll Gård	64
7.1	Detaljtegning av forbindelsen mellom vegg og dekke	68
7.2	Detaljtegning av forbindelsen mellom vegg og dekke	68
7.3	Valg av platestripe etter ekvivalent rammeanalyse	70
7.4	Rammemodell i x-retning	70
7.5	Rammemodell i y-retning	70
7.6	Tvangsmomentdiagram i x-retning	73
7.7	Tvangsmomentdiagram i y-retning	73
7.8	Momentdiagram i x-retning med jevnt fordelt last	74
7.9	Momentdiagram i y-retning med jevnt fordelt last	75
7.10	Oversikt over kontrollerte snitt for moment	76
7.11	Illustrasjon av kontrollsnitt med utsparing	77
7.12	Skjærareal for søyler	78
7.13	Estimering av nedbøyning	83
8.1	Last-forskyvningkurve Spjelkavik	92

Tabeller

4.1	Lastfaktorer i bruddgrensetilstand	41
4.2	Tilnærmede verdier for faktor β	44
7.1	Totalt tap av spennkraft i x-retning	71
7.2	Totalt tap av spennkraft i y-retning	71
7.3	Spennkraft i kabel etter tap	72
7.4	Tvangsmoment x-retning	72
7.5	Tvangsmoment y-retning	73
7.6	Dimensjonerende moment i bruddgrensetilstand - x-retning . .	75
7.7	Dimensjonerende moment i bruddgrensetilstand - y-retning . .	75
7.8	Utnyttelsegrad av momentkapasiteten	76
7.9	Kapasitetskontroll skjær	79
7.10	Dimensjonerende moment i bruksgrensetilstand	80
7.11	Oppsummering av spenningsberegning i snitt 1-1 og 3-3 . . .	80
7.12	Oppsummering av spenningsberegning i snitt 2-2 og 4-4 . . .	81
7.13	Oppsummering av rissmoment og risslast	81
7.14	Nedbøyning	82
7.15	Påvisning av duktilitet	85

1 | Innledning

1.1 Bakgrunn

Armert betong er en av de mest brukte konstruksjonsmateriale i verden. Betong har nesten ubegrenset mulighet innen form og kan støpes på stedet. Betongindustrien prøver stadig å bli mer kostnadseffektiv innen utførelse og materialbruk. Noen av de nyeste teknologiene som viser størst potensiale som fremtidens byggematerialer er selvkomprimerende betong (SKB) og stålfiberarmoring. Metodene er dyrere enn tradisjonell armert betong, men reduksjon av arbeidskostnader veier opp. Fiberarmoring har i lengre tid blitt brukt i ikke-bærende betongkonstruksjoner som plater på mark i Norge, men lite i bærende konstruksjoner på grunn av mangel på regelverk om konstruktiv bruk av fiber.

Fiber i betong gir et mer duktilt konstruksjonsmateriale og forbedrede materialegenskaper som rissforsterkning, risskontroll, og økning av moment- og skjærkapasitet. Karakteristisk for fiberarmert betong sammenlignet med vanlig betong, er resterende strekkfasthet etter første rissdannelse. Når vanlig betong først risser, antas betongen uten strekkfasthet. Fiber i betong hindrer rissdannelse og reduserer rissvidde, ved at fiberarmeringen aktiveres ved langt lavere spenninger og tøyninger enn hva lengdearmoring gjør.

Internasjonal standard for dimensjonering av betong, Eurocode 2, inneholder i dag ikke veiledning for beregning og dimensjonering med stålfiberarmert betong for bærende betongkonstruksjoner. Nasjonale veiledninger gir egne forslag til dimensjoneringsregler, og arbeidet med å få med stålfiberarmoring i Eurocode 2 er i gang og kommer i 2020.

I smale dekker med lange spenn må fiberarmoring kombineres med lengdearmoring. Etteroppspente stålfiberarmerte flatdekker i betong er et nytt konstruksjonskonsept som er inne for teknisk godkjenning hos SINTEF. Det er gjennomført flere suksessfulle fullskala forsøk i Norge av denne konstruk-

sjonstypen med kombinasjon av spennarmering og fiberarmering. Nylig er teknologien utprøvd på et parkeringsdekke i et boligprosjekt i Trondheim. Fiberarmeringen bidrar til betraktelig økning av skjærkapasiteten til flatdekker, og har potensiale til å erstatte all skjærarmering. Spennarmering i flatdekker har relativt begrenset bruk i Norge, som kan skyldes at det krever mer beregningsarbeid enn tradisjonell armering. Både spennarmering og fiberarmering har til felles at de kan redusere arbeidstimer ved utførelse.

1.2 Formål

Formålet med denne rapporten er å tilegne seg kunnskap om beregnings- og dimensjoneringsmetoder for det nye konstruksjonskonseptet; etteroppspente fiberarmerte flatdekker. Oppgaven vil kunne gi en bedre forståelse for beregning av sammensatte bærende betongkonstruksjoner. Et ferdigstøpt flatdekke i Trondheim brukes som grunnlag for innføring i beregnings- og dimensjoneringsmetoder for armeringskombinasjonen. Fiberberegningene baserer seg på den norske veiledningen fra 2011 av Concrete Innovation Centre (COIN), Project Report 29, og spennarmeringsberegningene etter Eurocode 2.

Flatdekke er en av de vanligste formene for etteroppspent dekke. For flatdekker er ofte kapasitet for gjennomlokking (skjær) dimensjonerende. For å få en bedre forståelse for bakgrunn for de norske dimensjoneringsformlene for fiberbidrag i gjennomlokking, sammenlignes de med andre nasjonale og internasjonale veiledninger som er referert til i det foreløpige utkastet til Eurocode 2 om stålfiber.

1.3 Innhold

Rapporten er inndelt i fire deler. Første del er litteraturstudie om fiberarmering og spennarmering i bærende betongkonstruksjoner, med fokus på dekketypen flatdekke. Først ses det nærmere på materialeegenskapene til betong, spennarmering, fiberarmering og armert fiberbetong. Videre blir flatdekket som skal kapasitetskontrolleres i oppgaven kort presentert, sammen med et lignende fullskalaforsøk. Del to inneholder beregnings- og dimensjoneringsmetoder for fiberarmert etteroppspente flatdekker, og det ses nærmere på formler for fiberbidrag til skjærkapasiteten i utkast til vedlegg til Eurocode 2 om stålfiberarmert betong. Del tre inneholder en oppsummering av byggeplassbesøk på Munkvoll Gård og resultater av beregninger av det etteroppspente fiberarmerte flatdekket. Diskusjon og konklusjon er presenteres sist.

Del I

Teori

2 | Materialelegenskaper

2.1 Betong

For at betongen skal motstå trykkreftene fra spennarmeringen i tillegg til ytre laster, må ofte betongen ha en høyere fasthetsklasse enn ved tradisjonell armering. For spennarmert betong er det vanlig med fasthetsklasse på B35-B55 [1].

Prinsipielt kan fiber kombineres med alle betongfasthetsklasser. Fiber blandet i betong reduserer flyten noe, og med høyere dosering enn $40\text{kg}/\text{m}^3$ vil det ha vesentlig innvirkning på konsistensen [2].

En av de nyeste betongkonseptene er selvkomprimert betong (SKB), som ikke trenger komprimering slik som tradisjonell betong. Komprimeringen gjøres selv av tyngdekraften, som reduserer arbeidskraftkostnadene. SKB er dyrere enn vanlig betong, men gir fordeler som [3]:

- bedre arbeidsmiljø
- økning av kvalitet
- økning av produktivitet

2.2 Spennarmering

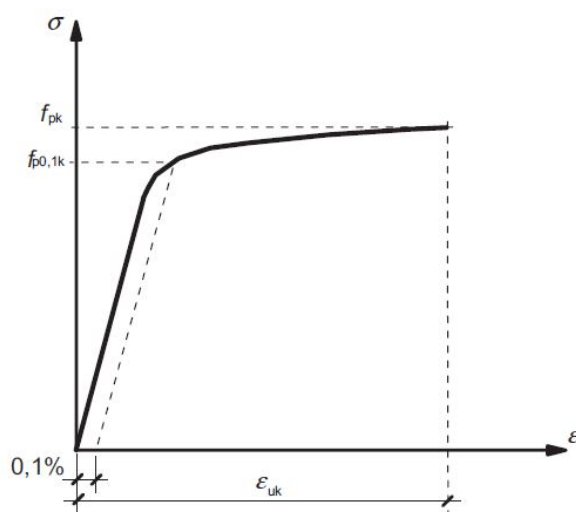
2.2.1 Generelt

Spennarmering i betong er stålkabler som spennes opp. Sammentrekkingen av armeringen gir trykkrefter i betongen. Denne påførte trykkspenningen vil kunne motvirke strekkspenninger fra ytre last og vil gi fordeler som mindre deformasjoner, begrensnng av rissvidder og opprissing [1]. Teknologien gjør det mulig å redusere armeringsbehov, og endre konstruksjonsdimensjoner som smalere dekker og lengre spenn (færre søyler) som ofte er ønsket til

arkitekter. Sammentrekningskreftene i spennarmering vil gi en oppbøyning av betongen som delvis eller helt motvirker nedbøyning fra ytre laster på konstruksjonen.

I 1928 ble det for første gang brukt høyfast stålkabler som spennarmering. Opphavsmannen bak praktisk forspent betong var franskmannen Eugene Freyssinet [4]. Bruk av spennarmert betong har økt de siste tiårene, men kamstål er fremdeles suveren innen betongkonstruksjoner. Dimensjonering av spennarmerte betongkonstruksjoner krever flere beregninger enn tradisjonell armert betong, men gir økonomiske fordeler som tidsbesparelse i utførelse og mindre materialbruk.

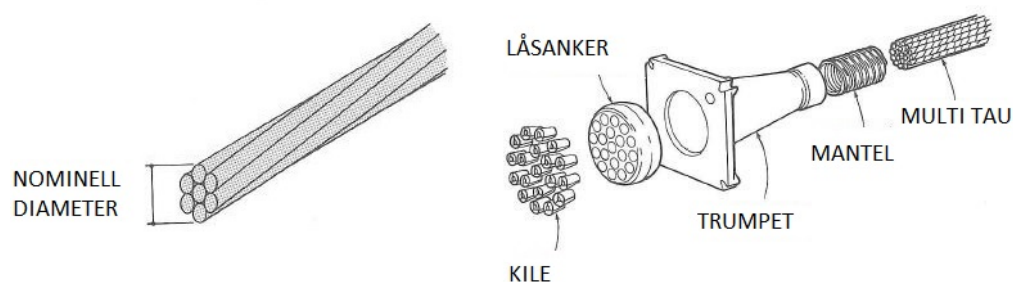
Spennarmering har vanligvis en fasthet som er tre ganger større enn fastheten til tradisjonell armeringsstål. Spennkrafttap pga. av langtidseffekter som kryp, svinn og relaksasjon gjør det nødvendig å benytte stål med høy fasthet. Kombinasjonen av legering og kaldbearbeiding gir stål med høy fasthet [1]. Spennings- og tøyningssammenheng på figur 2.1 viser den karakteristiske fastheten $f_{p0,1k}$ (flytegrensen) hvor stålet har fått 0,1% inelastisk tøyning.



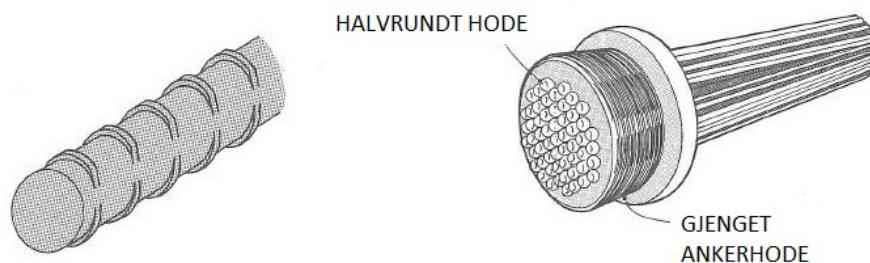
Figur 2.1: Spennings-tøyningssammenheng for typiske spennstål [5].

Spennarmering deles inn i to hovedtyper:

- Føroppspenning
- Etteroppspenning



Figur 2.2: Spenntau med 7 tråder og multi-tau spennkabel [4].



Figur 2.3: Enkel spennstang og multi-vaier spennkabel [4].

Betong støpes rundt spennarmeringen, og forskjellen mellom spennmetodene er om armeringen spennes før eller etter at betongen har herdet. Førøppspenning utføres oftest i fabrikker ved produksjon av spennbetongelementer som f.eks. hulldekke og pæler [4]. Etterøppspenning er vanlig å bruke i store plastøpte konstruksjoner med store spennkabler, f.eks. store rammekonstruksjoner, betongplattformer, broer etc [1]. De mest vanlige kabelsystemene er [4]:

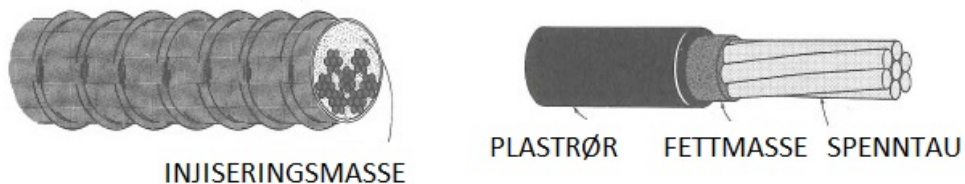
- Spenntau med syv tråder
- Multi-tau spennkabel
- Enkel spennstang
- Multi-vaier spennkabel

De forskjellige kabelsystemene er illustrert i figur 2.2 og 2.3.

2.2.2 Spennkabelsystem

Stål er alltid utsatt for korrosjon, og korrosjon av spennkabler kan gi langt større konsekvenser enn for vanlig kamstål. Oppspente stålkabler er utsatt for store spenninger, hvor et korrosjonsangrep raskt kan føre til brudd i kablene [6]. Etteroppspent armering kan utføres på to måter som gir tilstrekkelig korrosjonsbeskyttelse:

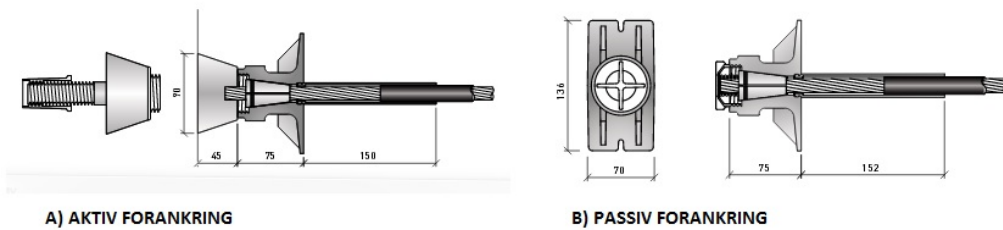
- Uinjisert
- Injisert



Figur 2.4: Injisert og uninjisert spennkabel [4].

Uinjiserte (uten samvirke) spennkabler er kun festet i betongen ved forankringene. Forankringene krever liten plass og bruksområdet er hovedsakelig i konstruksjonstypen flatdekker, men også siloer, vannreservoarer og bjelker [7]. Siden uninjiserte spennkabler ikke har heft mellom armering og betong, kan det antas at kraften i spennarmeringen er den samme i hele lengden mellom forankringene [8]. Med uninjisert spennarmering utføres utsparingene vanligvis av plastrør med ferdig montert spenntau og fylt med fettmasse [1], se figur 2.4.

Vanligvis utføres spenntaukabelen i flatdekker av syv ståltråder á 0,62" med tverrsnittareal $A = 150\text{mm}^2$, hvor seks av trådene tvinnes rundt en sentertråd [7]. Montering av uninjiserte spennkabler gjøres ved å påsette aktive og passive forankringer, se figur 2.5. Passiv forankring låses, spennkabel i aktiv forankring spennes opp med en hydraulisk jekk, og avsluttes med låsing av aktiv forankring ved hjelp av kiler. Systemet kan også utføres med mellomforankringer og/eller to aktive forankringer, hvor kabelen spennes opp fra begge sider [7]. Plassering av aktiv og passiv forankring gjøres med hensyn til tilkomst med jekk og eventuelle skjøter med flere dekker.



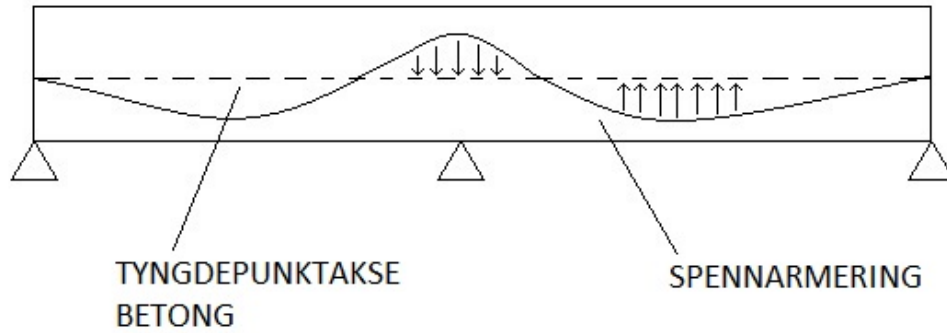
Figur 2.5: BBR VT CONA Single spenntausystem. Forskjell på aktiv (A) og passiv (B) forankring [7].

Injiserte (med samvirke) spennkabler anvendes i større konstruksjonstyper som bruer, offshorekonstruksjoner, damanlegg etc. [9]. Injiserte spennkabler består av flere spenntau i et utsparingsrør som oftest utføres av korrugerte blikkrør, og som injiseres med sementbasert mørtel etter oppspenning. Injiserte spennkabler er vist til venstre i figur 2.4. I motsetning til betongkonstruksjoner med uninjiserte kabler etableres det heftforbindelse mellom betongkonstruksjonen og spennarmeringen for injiserte kabler [1].

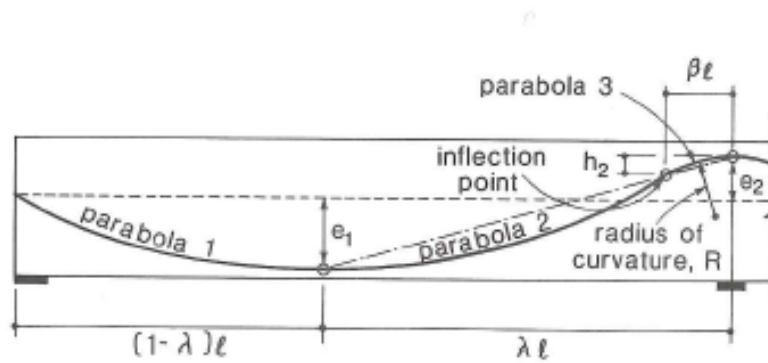
2.2.3 Lastbalansering for etteroppspente konstruksjoner

For å balansere de ytre lastene med spennarmering på en best mulig måte, legges spennarmeringen som en krum (parabolsk) profil gjennom betongtverrsnittet. Ved eksakt lastbalansering balanserer spennarmeringen de ytre lastene fullstendig, og konstruksjonsdelen forblir rett [1]. I en kontinuerlig bjelke med to eller flere spenn, legges armeringen i underkant i felt og i overkant over støtten/søylen, se figur 2.6. Spennarmeringsprofilen består av parabolske segmenter med konkav profil over felt og konveks profil over opplager [4]. De konkave og konvekse parablene må ha samme helning i møtepunktet, kaldt infleksjonspunktet, se figur 2.7. Ved maksimal eksentrisitet i felt og over opplager er helningen på spennkabelprofilen horisontal.

Ved påføring av spennkraft i endene, vil spennarmeringen prøve å rette seg ut, men holdes på plass av betongen. Dette resulterer i vertikale krefter fra den krumme spennarmeringen på betongen [1]. Denne løftekraften gir bjelken en oppbøyning i felt når man ser på spennarmeringen isolert, se figur 2.6. Denne egenskapen gjør at dekker med spennarmering kan ha lengre spenn og/eller smalere dekketykkelse enn med tradisjonell armering.



Figur 2.6: Spennarmeringsføring i en to-feltsbjelke. Påføring av kraft i endene resulterer i jevnt fordelte krefter fra spennarmeringen på betongen.

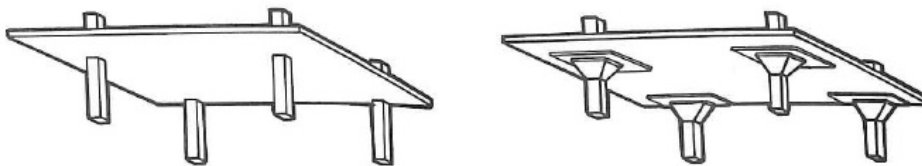


Figur 2.7: Geometri av parabolisk profil. Ved eksentrisitetene e_1 og e_2 har kabelprofilen ingen helning [4].

2.2.4 Konstruktive system og virkemåte

Flatdekker

Flatdekker er plater støttet direkte på søyler, uten bjelker, se figur 2.8. Dekketypen utføres med lengdearmoring i begge retninger, og brukes som etasjeskille, gulv etc. Flatdekket er løsningen når man ønsker store areal uten vegger, og gir stor frihet ved eventuelle endringer av innredninger (ikke-bærende vegger) [8].



Figur 2.8: Flatdekke uten og med søyleforsterkning [4].

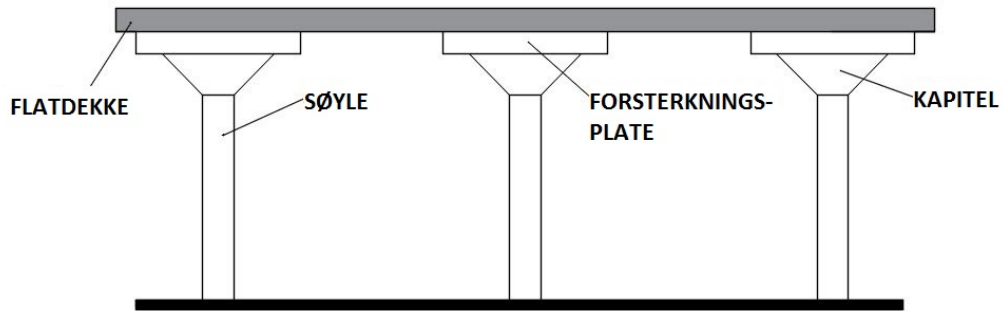
Systemvalg

Hovedvalget står mellom om flatdekket trenger søyleforsterkning eller ikke [8]. Konsentrerte laster kan gi lokal gjennomløkking når skjærkapasiteten er for lav, og skjærkreftene øker med lengre spenn. Gjennomløkking kan beskrives som en søyle som presses gjennom dekket. For å hindre dette er det nødvendig med skjærarmoring eller søyleforsterkning. Figur 2.9 viser eksempel på flatdekke med søyleforsterkning (soppdekke) [10]. Søyleforsterkningen er vanligvis kjegleformet for sirkulære søyler og pyramideformet for kvadratiske søyler. Ved bruk av spennkabler slipper man som regel søyleforsterkning [7].

Vanligvis utføres forbindelsen mellom dekke og søyler momentstivt. Hvis det ønskes å ikke påføre søyler moment, må forbindelsen utføres som en leddforbindelse. Men denne løsningen kan bli relativt kostnadskrevenende [8].

Spennvidder og platetykkelse

For å begrense nedbøyning, er det mest effektivt å endre platetykkelsen, enn å øke armeringsmengden. I slakkarmerte flatdekker anbefales det å begrense spennvidder til 7,2 m for å unngå store platetykkelser og betydelige armeringsmengder [8]. Fordelen med spennarmering fremfor slakkarmering



Figur 2.9: Flatdekke med plateforsterkning og kapital (soppdekke) [10].

er muligheten til å ha større spenn mellom søyler og/eller smalere dekketykkelse. For slakkarmerte dekker som bærer last i en retning (enveis-plate) er forholdet mellom dekketykkelse og spennlengde 1 til 28, mens det for spennarmering er 1 til 45 [4].

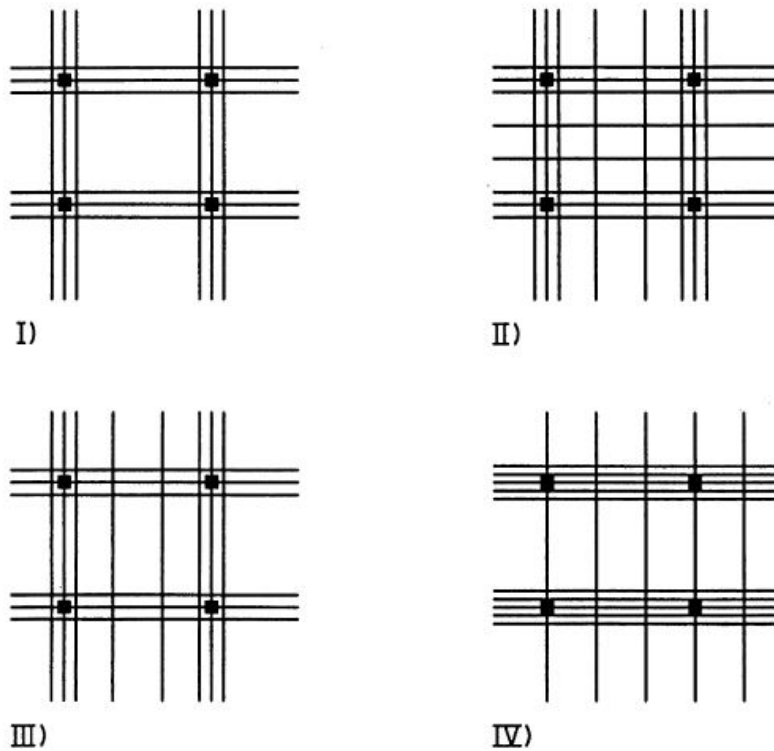
Plassering av spennkabel

Hvordan man ønsker at lasten i dekke skal fordele seg, er avhengig av spennkabelprofil, forspenningskraft og plassering av spennkablene. Figur 2.10 viser fire forskjellige kabelplasseringer. Metoden med å fordele spennkablene konsentrert over søyler har fordeler som [4]:

- Det oppnås en mer fordelt lastbalanseringseffekt.
- Fordelingen er mer lik momentfordelingen i dekket.
- Konsentrasjonen av spennkabler nær søylene øker gjennomlokkingskapasiteten.
- Økt momentoverføringsevne ved dekke-søyle forbindelsen.
- Forenkler utførelsen, siden jevnt fordelte spennkabler i begge retninger krever veving av kablene.

Dekker bærer last i enten en eller to retninger ut fra spennforhold mellom x-og y-retning. En enveisplate bærer all last i den korteste retningen, mens en toveisplate fordeler lasten i to retninger [10].

Ved å fordele spennkablene i konsentrerte striper langs søylene i den ene retningen og jevnt fordelte kabler i tverretningen, vil dekke oppføre seg som en



Figur 2.10: Ulike alternativ for plassering av spennarmering i horisontalplanet [8].

enveisplate i retningen med jevnt fordelte spennkabler [4]. De jevnt fordelte spennkablene legges etter de konsentrerte kablene, siden de konsentrerte kablene fungerer som bjelker for den andre retningen [11].

2.3 Fiberarmering

I flere hundre år har fiber vært benyttet som forsterkning av sprø materialer, for å forbedre materialeegenskaper. Stål, glass, syntetisk og naturlige fiber-materialer er hovedtypene av fiber som brukes i dag, og det skilles mellom konstruktiv (bærende) bruk av fiber og fiber brukt til andre formål [12]. I denne oppgaven gjelder førstnevnte, fiber i bærende betongkonstruksjoner. Eksempel på bruk av fiber til andre formål er brannmotstand og forbedringer av egenskaper i ferskbetong [13]. I betongkonstruksjoner brukes hovedsakelig stålfiber eller syntetisk fiber. Det blir fokusert på stålfiber videre i oppgaven.

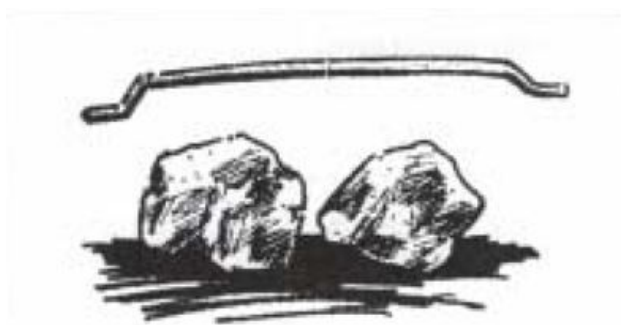


Figur 2.11: Stålfiber [14].

Lengden på fibreene varierer fra noen få mm til 80 mm, og diameteren fra noen få tidels microns til 2 mm [2]. Figur 2.11 illustrerer hvor lite stålfiber er kontra stangarmering. For at fibreene skal kunne føre strekkspenninger forbi tilslagskornene i betongen, må fiberlengden være minst to ganger maksimal tilslagsstørrelse [15], se figur 2.12.

2.3.1 Stålfiber

Stålfibernes strekkstyrke varierer fra 200 til 2600 MPa [13]. Stålfibreene kan ha ulike former som rett, buet, knekkformet, rett med endekroker etc slik som vist i figur 2.13. Ved å ha f.eks. sinkbelegg på fibreene vil det gi en bedre korrosjonsmotstand [13]. Stålfibreene klassifiseres i fem grupper [12]:



Figur 2.12: Fiberlengden må være to ganger maksimal tilslagstørrelse for å kunne overføre strekkspenninger forbi tilslagskornene [15].

I Kaldstrukket ståltråd

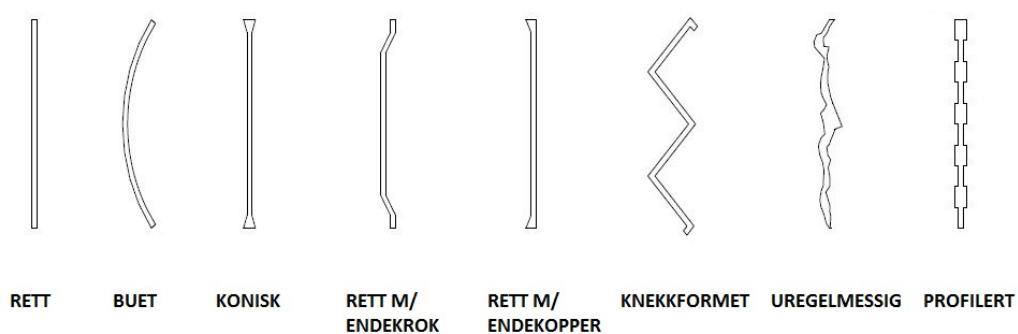
II Stanset fra stålplate

III Smelteslagg

IV Splittet kaldstrukket ståltråd

V Frest fra stålblock

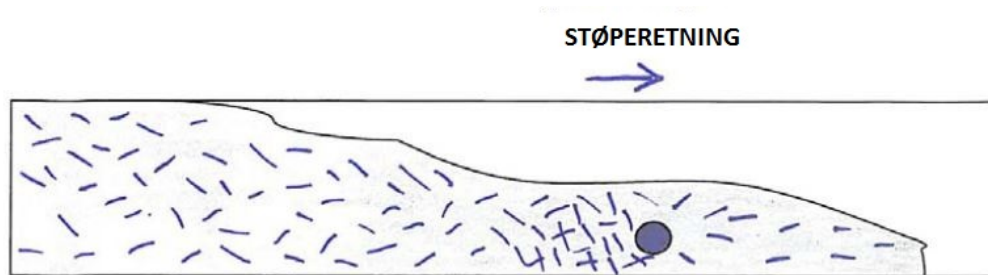
Kaldstrukket ståltråd er den mest vanlige i betongkonstruksjoner.



Figur 2.13: Noen vanlige fiberformer [12].

2.3.2 Fiberfordeling

Ved innblanding av fiber i betong vil fordelingen og orientering av fibre-
ne være avhengig av geometri, plasseringsmetode, utstyr og egenskaper til
den ferske betongen [13]. Det er utviklet flere metoder for å oppnå best mulig
fiberfordelingen, som f.eks. vibrering. Den tilfeldige fordelingen gjør til at fib-
erbetongen må kontrolleres for å sikre kvalitet, ved å bestemme rest strekk-
og bøyefasthet. Hindringer som stangarmering og rør kan skape ujevnheter
i betongen, se figur 2.14. Det er viktig med god planlegging og god blande-
teknikk av fiberen for å hindre fiberklumper, separasjon og ujevnheter [2].



Figur 2.14: Rør kan skape ujevnheter ved støping av betongen pga. oppsamling av fiber bak røret [12].

I et forsøk i 2008 av Døssland [16] viste resultater fra utsagete bjelker, at plater med stålfiber i SKB hadde en jevn og gunstig orientering av fibre-
ne i forhold til vibrert betong, hvor fiberorienteringen varierte betraktelig.

2.4 Fiberarmert betong

2.4.1 Introduksjon

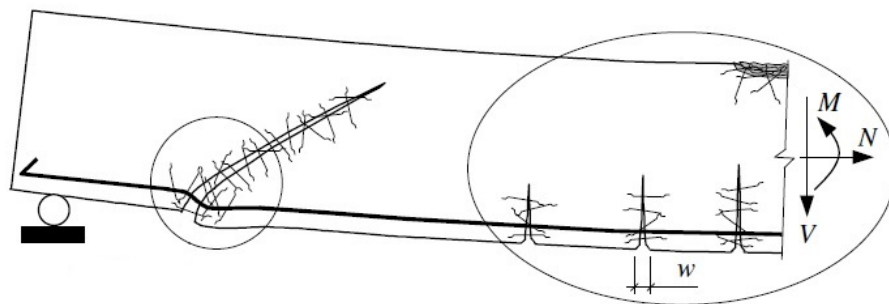
Fiberarmert betong er et kompositt materiale, hvor fiberen blandes i betongen før støping. De fiberarmerte betongtypene som brukes i dag er [12]:

- Stålfiberarmert betong (SFRC)
- Glassfiberarmert betong (GFRC)
- Syntetiske fiberarmerte betong (SNFRC)
- Naturlig fiberarmert betong (NFRC)

I Norge i dag brukes fiberarmering hovedsakelig i gulv, plater på mark og sprøytebetong til fjellsikring. Fiber brukes i lastbærende betongkonstruksjoner også, men det regnes ikke med kapasitetsøkning fra fibrene på grunn av manglende nasjonale og internasjonale standarder på konstruktiv bruk av fiber. Det skilles mellom fiberarmert betong (kun fiber) og armert fiberbetong (fiber og annen armering) [12].

Betong er kjent for å ha stor kapasitet for trykk, men liten strekkapasitet. I vanlig armert betong legges stålarmeringen i områdene hvor strekkspenninger oppstår ved lastpåføring, for å hindre oppsprekking. Når betongen risser (sprekker) vil armeringen overta strekkspenningene, men det blir betydelig rissutvikling før armeringen tar opp tilstrekkelig med krefter. For å hindre/minske opprissing som påvirker levetiden til betongen, er det flere alternativer: øke tradisjonell armering, spennarmere eller fiberarmere [2]. Stålfiber er svært effektiv til å ta over strekkspenninger ved langt lavere tøyninger enn kamstål. Figur 2.15 viser samspillet mellom fiber og tradisjonell armering når betongen risser opp, hvor fiberen bygger bro over rissåpningen og kan overføre spenninger på tvers av risset. Tilsetning av fiber i betong gir et mer duktilt konstruksjonsmateriale, og forbedrer materialegenskaper som [2]:

- strekk- og utmattingsstyrke
- støt-, slitasje- og brannmotstand
- robusthet mot svinn- og temperaturriss
- rissforsterkning
- risskontroll



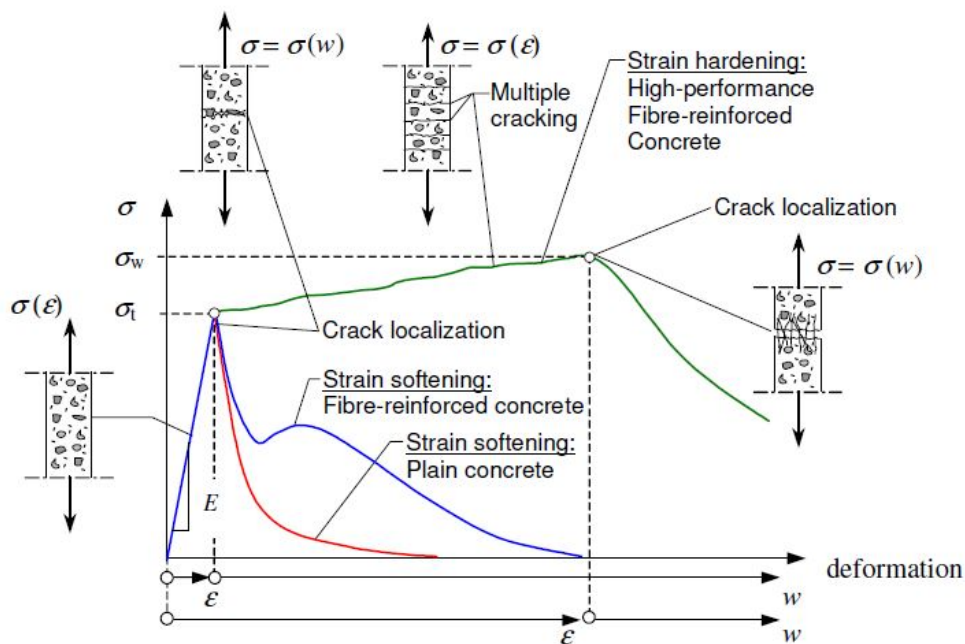
Figur 2.15: Samspill mellom tradisjonell armering og fiberarmering ved påkjenning fra ytre laster [13]. Fibrene bygger bro på tvers av rissene.

En av grunnene til at betong er en av de mest brukte bygningsmaterialene i verden er mulighet til å lage alle mulige former og størrelse. Betong er billig og produksjonen av materialer er relativt enkel i forhold til andre materialer som stål og tre. Men betongindustrien er hele tiden presset til å bli enda mer effektiv på produksjon og redusere kostnader uten at det går ut over kvaliteten. Nesten 40 % av totalkostnaden av en betongkonstruksjon kommer fra arbeidskostnader, hvor størstedel kommer fra forskalingsarbeid og jobb med armering [13]. Löfgren [13] konkluderer at fiberarmering av stål er en av de nye teknologiene som kan være med på å redusere arbeidskraftkostnadene betraktelig, og er moden for industrialisering når regelverk, standarder og kunnskap er på plass. Fiberarmering gir høyere materialkostnader enn ved tradisjonell armering, men reduksjonen av arbeidskraftkostnadene vil kunne veie opp [16].

Fiber har potensialet til å redusere eller erstatte lengdearmering og skjærarmering, siden fiber i betong øker momentkapasiteten og skjærkapasiteten. Døssland [16] konkluderte i et fullskalaforsøk av betongdekker at all tradisjonell armering i lastbærende dekker kan erstattes av stålfiberarmering for relativt korte spenn. For lengre spenn må fiberarmering kombineres med tradisjonell stangarmering og/eller spennarmering. I et forsøk av Kovács og Balaázs [17] med slakkarmerte betongbjelker med forskjellige mengder med stålfiber, viste fibermengden signifikante bidrag på skjærkapasiteten til betongbjelker. Betongbjelker med 0,5V% stålfiberinnhold viste høyere skjærkapasitet enn for bjelker med kun skjærarmering. Et interessant funn viste at høyere fiberinnhold forandret dimensjonerende bruddtilstand, fra skjærbrudd til momentbrudd. Allerede med 1,0V% uten skjærarmering ble bruddtilstan-

den forandret til kombinert skjær- og momentbrudd [17].

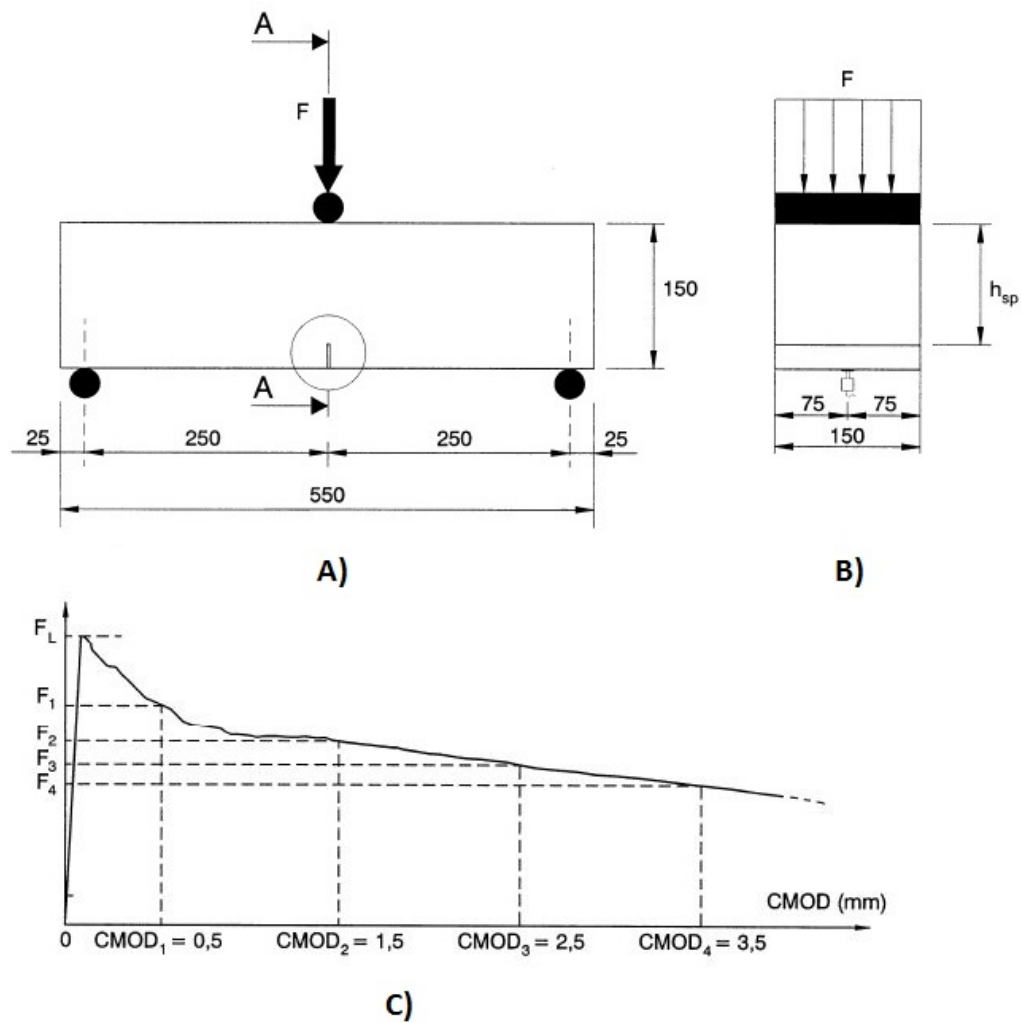
Karakteristisk for fiber i betong er utvikling av rest strekkfasthet i kombinasjon med store strekkføyninger [18]. Rest strekkfasthet er resterende fasthet i den fiberarmerte betongen etter opprissing [12], siden fibreene bygger bro i risset og kan overføre strekkspenninger. Betongen klassifiseres som enten konstruksjon med fastning (strain hardening) eller uten fastning (strain softening), som vist på figur 2.16. Med fastning utvikles flere riss før maksimal verdi nås, og rest strekkfasthet øker etter første rissdannelse. I fiberarmert betong uten fastning vil spenningen minke ved første rissutvikling, og deretter ha en liten fastning (økning) før den synker igjen. Denne lille økningen er en rest strekkfasthet i betongen, som vanlig betong ikke har. Fiberarmert betong, med lav eller moderat fiber innhold, kan anses som uten fastning ($V_f = 1,0\%$) [13]. Fiberarmeringen aktiveres etter første riss, og gir dermed ingen bidrag til betongens strekkfasthet i uopprisset tilstand [17].



Figur 2.16: Klassifisering av betongmaterialet ved strekktest [13].

Rest strekk- og bøyefasthet til stålfiberbetongen kan bestemmes ut fra ulike prøvemethoder. Den norske veiledningen [12] referer til NS-EN 14651, kalt *3-punktsmetoden*. Forsøksoppsettet består av en fritt opplagt fiberarmert be-

tongbjelke med punktlast, se figur 2.17. Metoden gjelder for metalliske fibrer med lengder på 60 mm eller kortere [19]. Bøyeprøven gir bøyemoment ved aktuelle rissvidder ved overflaten $CMOD_i$ (crack mouth opening displacement), se figur 2.17. Gjennomsnittet av rest bøyestrekkefastheten bestemmes av minst seks prøvestykker. Rest strekkfastheten $f_{ftk,res2,5}$ er 0,37 ganger den karakteristiske rest bøyestrekkefastheten og referer til en rissvidde på 2,5 mm [2].



Figur 2.17: Typisk lastkurve F-CMOD for stålfiberarmert betong [19].

2.4.2 Standardisering

Eurocode 2 [5] er gjeldende regelverk for dimensjonering av betongkonstruksjoner, og ble offisielt innført i 2010. Utvikling av standarder tar mange år (ofte tiår) fra interessen for utvikling av nye dimensjoneringsregler for nye konstruksjonsmaterialer starter, til endelig utgivelse. Det planlegges at nytt vedlegg til EC2 om fiberbetong og armert fiberbetong blir ferdig i 2015, og endelig utgave i 2020. Eurocode 2 komiteen CEN/TC 250/SC 2 TG 2 *Fibre reinforced concrete* ble etablert i 2012 [20].

På norsk arena ble veiledningen *Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner* [12] publisert i 2011 av COIN, *Forskningssenter for Innovativ Betong*. Andre publikasjonen som snart er tilgjengelig er *Bruk av fiberarmering i bærende betongkonstruksjoner: Retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll* av Norsk Betongforening. Denne vil være en omarbeidet versjon av COIN Project Report 29 [20].

På den internasjonale arena ble veiledningen fib Model Code 2010 (fib MC10) [18] ferdigstilt i 2011, trykt i 2013. Den internasjonale organisasjonen FIB - *The International Federation for Structural Concrete* - ble etablert i 1998 av sammenslåingen av *the Euro-International Committee for concrete (CEB)* og *the International Federation for Prestressing (FIP)* [21]. Initiativet til fib MC10 ble tatt i en tid med manglende internasjonale standarder. Hensikten med fib MC10 er å være et grunnlag for fremtidige standarder i betongkonstruksjoner. Ambisjonen med fib MC10 er å bidra til utvikling av bedre dimensjoneringsmetoder og bruk av nye eller forbedrede konstruksjonsmaterialer som f.eks. fiberarmert betong.

Andre viktige standardiseringsarbeid av fiberarmering i bærende konstruksjoner fra andre land er:

- DafStb Guideline, draft 2012: Steel fibre reinforced concrete (tysk)
- SS 812310, 2013: Dimensionering av Fiberbetongkonstruksjoner (svensk)
- SFRC Consortimium, 2014: Design Guideline for Structural Application of Steel Fibre Reinforced Concrete (dansk)

Noen av det usikkerhetene som gjør standardiseringen av fiberbetong utfordrende er [20]:

- Stor variasjon i rest strekkfasthet i konstruksjoner relatert til standardprøving.

- Mangel på egnete metoder for verifikasjon og kontroll av støpt konstruksjon.
- Mulige svakhetssoner pga. hindringer for utstøping og ikke planlagte «kaldskjøter» må unngås.
- Usikkerhet knyttet til robusthet og duktilitet av fiberarmerte betongkonstruksjoner.

3 | Etteroppspente fiberarmerte flatdekker

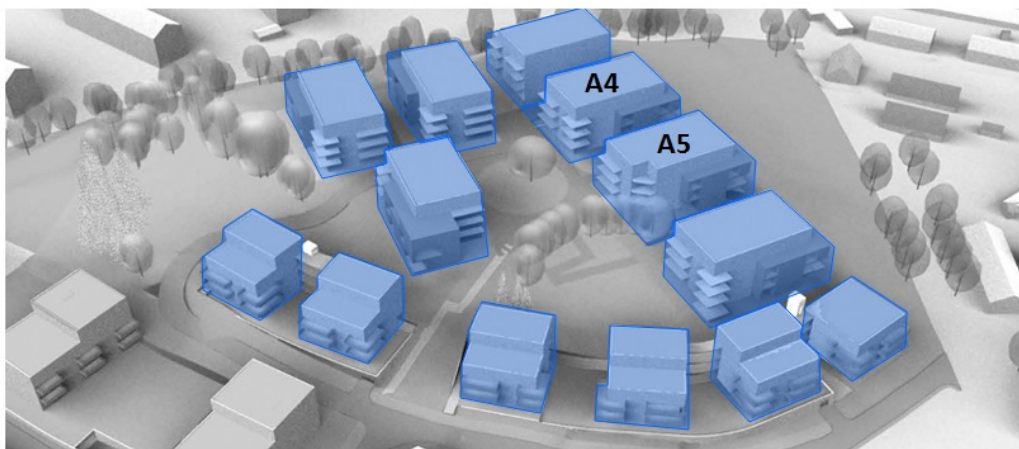
Flere fullskalaforsøk er gjennomført i Norge med stålfiber. Det siste er et konstruksjonskonsept med kombinasjonen av fiberarmering og spennarmering i flatdekker. Denne konstruksjonstypen er gjennomført som fullskalaforsøk i Ålesund i 2011, Spjelkavik i 2013, og et reelt prosjekt i Trondheim i 2014. Konstruksjonskonseptet er under behandling for teknisk godkjenning av SINTEF.

En teknisk godkjenning (TG) fra SINTEF er en godkjenningsordning for produkter der brukbarhet/egnethet ikke kan påvises etter en eller flere gjeldende standarder. Siden det er få eksempler på sammensatte bærende konstruksjoner som innehar TG, forteller Helge Brå fra SINTEF [22], at dokumentasjonskravet er høyere enn normalt for en TG ved Munkvoll Gård. Dette er fordi teknologien er lite utprøvd og dokumentert i praksis i storskala, og at feil kan medføre store konsekvenser. Mest fokus i TG er på krav til dokumentasjon av fiberbetongen og utførelse.

3.1 Trondheim 2014

I et pågående boligprosjekt ved Munkvoll Gård i Trondheim, ble parkeringsplan (etasjeskiller) støpt med stålfiberarmert betong kombinert med spennarmering (armert fiberbetong). Thilt Engineering AS er ansvarlig for prosjektering av dekket, og Spennarmering AS for spennarmeringen. Det fiberarmerte flatdekket ligger under bygg A4 og A5, se figur 3.1.

Dekket er rektangulært med dimensjoner på ca. 44 m i lengde retning og ca. 18 m i bredden. Dekket ble støpt med en tykkelse på 220 mm med selvkomprimerende betong. Fibermengde på $30\text{kg}/\text{m}^3$ ble blandet inn i betongen med blåsing. Betongen ble støpt med etteroppspente spennkabler, og ingen

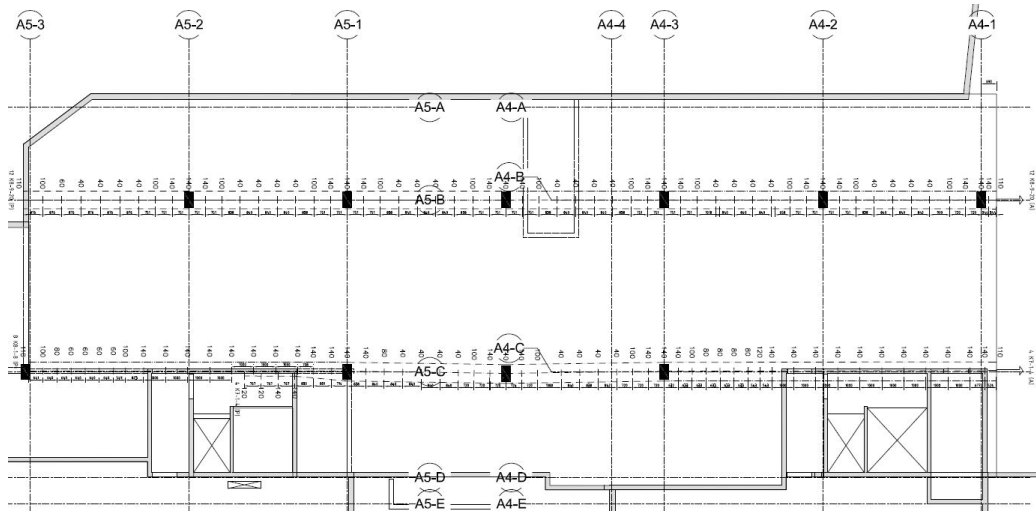


Figur 3.1: Munkvoll Gård [23]. Det fiberarmerte parkeringsdekket er under bygg A4 og A5.

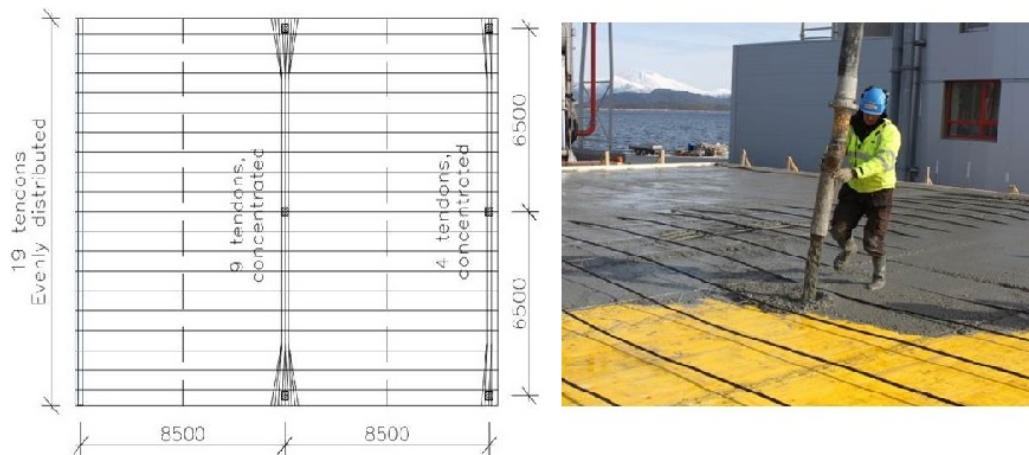
skjærarmering. Spennkabelfordelingen ble 12 stk. kabler per søylestripe (konsentrerte kabler) i lengderetning, og jevnt fordelte kabler med senteravstand på $c/c = 0,65m$ i den andre retningen, se plantegning på figur 3.2. Kablene er utført som uninjisert og spent til 223 kN.

3.2 Spjelkavik 2013

I 2013 ble det utført fullskalaforsøk av et etteroppspent flatdekke med fiberarmering i Spjelkavik. Dekket ble støpt med selvkomprimerende betong med 0,38V% stålfiberarmering, med dimensjonene 7m x 13m x 0,2m. Det ble også skrevet en masteroppgave [24] om flatdekket som fulgte prosessen frem til fullskalaforsøket. Spennkabelplassering ligner prosjektet i Trondheim, med jevnt fordelte kabler i ene retningen, og konsentrerte kabler over søyler i tverretningen. Flatdekket ble lastet til brudd, og viste å ha god duktilitet og god momentfordeling. Fiberbidraget var viktig for dekket for unngåelse av det typiske kapasitetsproblemet gjennomlokking [2].



Figur 3.2: Plantegning av fiberarmert flatdekke på Munkvoll Gård, med spennarmering konsentrert over søylene i lengste retning.



Figur 3.3: Plantegning av flatdekke til venstre, og bilde fra utleggelsen av fiberbetong over spennarmering i Spjelkavik til høyre [24].

Del II
Metode

4 | Beregnings- og dimensjoneringsmetoder

4.1 Laster

Metoden for beregning av laster bygger på grensetilstandsbegrepet brukt sammen med partialkoeffisientmetoden i Eurocode 0 [25]. EC0 gir retningslinjer for å sikre konstruksjonens pålitelighet innen:

- sikkerhet
- brukbarhet
- bestandighet

Bygningskonstruksjoner kan bli belastet med flere ulike laster både samtidig og hver for seg, deriblant egenlast, nyttelast, naturlaster og deformasjonslast. I statisk ubestemte konstruksjoner med spennarmering må spennkraft behandles som en last, en deformasjonslast. For et innendørs etteroppspent flatdekke er det kun aktuelt med egenlast, nyttelast og deformasjonslast. Lastene klassifiseres etter lastens variasjon over tid og deles inn i permanente påvirkninger, variable påvirkninger og ulykkespåvirkning [25]. Karakteristisk egenlast og nyttelast i byggverk bestemmes etter Eurocode 1 [26], og dimensjonerende egenlast, nyttelast og spennkraft bestemmes etter EC0. EC0 definerer fire grensetilstander:

- Bruddgrensetilstand
- Bruksgrensetilstand
- Ulykkestilstand
- Utmattingstilstand

Brudd- og bruksgrensetilstand er mest aktuell for vanlige konstruksjoner. De lastene som opptrer samtidig skal kombineres i lastkombinasjoner i både brudd- og bruksgrensetilstand etter EC0. Lineær elastisk beregning av konstruksjonsdeler basert på elastisitetsteorien kan benyttes for både brudd- og bruksgrensetilstander med følgende forutsetninger [5]:

- urisnet tværnsnitt
- lineær spennings-tøyningssammenheng
- middelverdi av elastisitetsmodul

4.1.1 Bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstand (ULS - ultimate limit state) bestemmes kapasitet mot brudd for konstruksjonsdelen. Aktuelle lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand etter i EC0 kap. 6.4.3.2(3) er:

$$6.10a : \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.1)$$

$$6.10b : \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.2)$$

hvor

- $\gamma_{G,j}$ = partialfaktor for permanente påvirkning j
- γ_P = partialfaktor for forspenningslaster
- $\gamma_{Q,1}$ = partialfaktor for dominerende variable påvirkning 1
- $\gamma_{Q,i}$ = partialfaktor for variable påvirkning i
- $G_{k,j}$ = karakteristisk verdi for permanente påvirkning j
- P = forspenningslast
- $Q_{k,1}$ = karakteristisk verdi for den dominerende variable påvirkning 1
- $Q_{k,i}$ = karakteristisk verdi for en variabel påvirkning i
- ψ_0 = faktor for kombinasjonsverdi for en variabel påvirkning
- ξ = reduksjonsfaktor for kombinasjonsverdi for en variabel påvirkning

4.1.2 Bruksgrensetilstand

Krav i bruksgrensetilstand (SLS - serviceability limit state) skal sikre tilfredsstillende knytt til konstruksjonens bruk og formål, og bestandighet i sin brukstid [1]. EC0 kap.6.5.3 anbefaler lastkombinasjon for kvasi-permanent

kombinasjon siden denne brukes vanligvis for langtidsvirkninger og konstruksjonens utseende, og er:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.3)$$

hvor

ψ_2 = faktor for en tilnærmet permanent verdi for en variabel påvirkning

De vanlige bruksgrensetilstandene er [5]:

- Spenningsbegrensning
- Rissviddebegrensning
- Nedbøyningsbegrensning

4.2 Spennkraft

4.2.1 Største spennkraft

Største spennkraft som kan påføres spennkabelen ved aktiv ende under oppspenning etter kap.5.10.2.1 i EC2-1-1 er:

$$P_{max} = A_p \sigma_{p,max} \quad (4.4)$$

hvor

A_p = spennarmeringens tverrsnittsareal

$\sigma_{p,max}$ = største spenning påført spennkabelen

= $\min\{k_1 f_{pk}; k_2 f_{p0,1k}\}$

f_{pk} = spennstålets karakteristiske strekkfasthet

$f_{p0,1k}$ = spennstålets karakteristiske 0,1%-strekkgrense

Nasjonal tillegg anbefaler verdiene $k_1 = 0,8$ og $k_2 = 0,9$.

4.2.2 Initiell forspenningskraft

Ved å trekke fra de umiddelbare tapene på oppspenningskraften P_{max} , får man verdien av den initielle forspenningskraften P_{m0} . Etter EC2-1-1 kap.5.10.3 bør den initielle forspenningskraft P_{m0} ikke overskride:

$$P_{m0}(x) = A_p \sigma_{pm0}(x) \quad (4.5)$$

hvor

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

Nasjonal tillegg anbefaler verdiene $k_7 = 0,75$ og $k_8 = 0,85$.

4.2.3 Virkning av forspenning i bruddgrensetilstand

Etter EC2-1-1 NA.5.10.8 må det tas hensyn til økning av spenningen i bruddgrensetilstanden for forspente konstruksjonsdeler med spennkabler uten heft. Spenningsøkningen skyldes en tilleggstøyning ved deformasjon av konstruksjonsdelen. Økningen av spenningen fra den effektive forspenningen kan tas som:

$$\Delta\sigma_{p,ULS} = 100MPa \quad (4.6)$$

4.3 Tap av Spennkraft

Ulike årsaker vil kunne redusere den påsatte jekk-kraften i spennkablene etter oppspenning ved aktiv ende. Reduksjonen defineres som spennkrafttap og deles inn i tre hovedgrupper [1]:

- Tap av tøyingsdifferanse mellom betong og spennarmering.
- Spenningsendring pga korttidslast
- Tidsavhengige tap

De tre hovedgruppene deles videre inn i umiddelbare tap og langtidstap. Langtidstap er svinn, kryp og langtidsandel av relaksasjon. Kryp og svinn i betongen avhenger av konstruksjonsdelens tverrsnittsdimensjon, betongens sammensetning og omgivelsens fuktighet [5]. De umiddelbare tapene som bør vurderes i følge EC2-1-1 kap.5.10.3(3) er:

- tap som skyldes betongens elastiske deformasjon
- tap som skyldes korttidsvirkning av relaksasjon
- tap som skyldes friksjon
- tap som skyldes låsetap i forankringen

4.3.1 Umiddelbare tap

Friksjonstap

Kurvaturen i spennstålet vil gi friksjonskrefter som motvirker glidningen mellom utsparingsrøret og spennstålet. For å gjøre friksjonstapet minst mulig kan man enten redusere spennkabelkrumningen (redusere vinkelendring), jekke fra begge ender eller ved overoppspanning med etterfølgende slakking [1]. Tapene som skyldes friksjon $\Delta P_\mu(x)$ beregnes ut fra EC92-1-1 kap.5.10.5.2 som følger:

$$\Delta P_\mu(x) = P_{max}(1 - e^{-\mu(\theta+kx)}) \quad (4.7)$$

hvor

- θ = summen av vinkelendringen over avstand x
- μ = friksjonskoeffisienten mellom spennkabelen og kabelkanalen
- k = en utilsiktet vinkelendring for innvendige spennkabler (per lengdeenhet)
- x = avstanden langs spennkabelen fra punktet der forspenningskraften er lik P_{max}
- P_{max} = kraften i den aktive enden ved oppspanning

Låsetap

Spennetauet vil kunne gli litt før kilen låser seg ved den enden jekkraften påføres (aktiv ende). Denne glidningen vil redusere den påsatte spennkraften [1], se figur 4.1.

Det totale låsetapet $\Delta P_{l\ddot{a}s}$ for aktiv side beregnes med formlene etter metoden fra Collins & Mitchell [4]. Lengden av låsetap fra anker er:

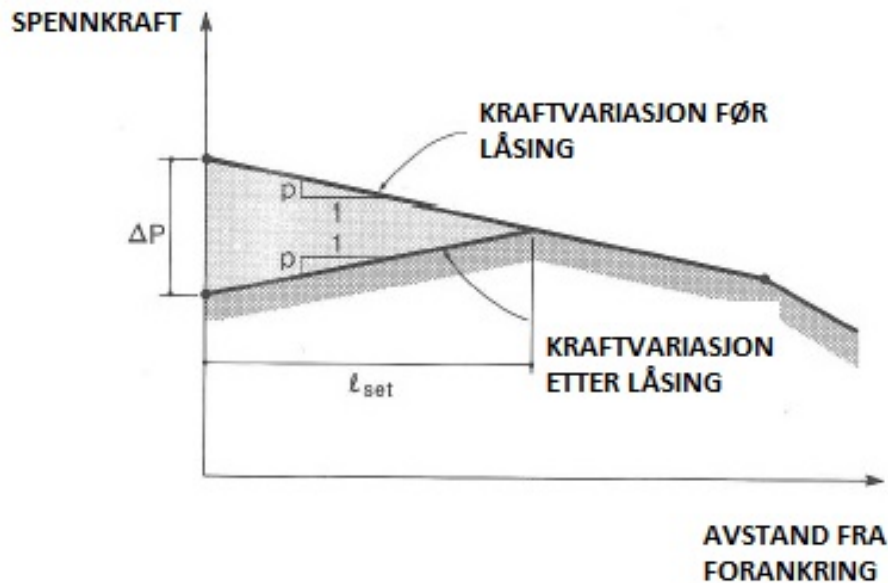
$$l_{set} = \sqrt{\frac{\Delta_{set} A_{ps} E_p}{p}} \quad (4.8)$$

hvor

- Δ_{set} = glidning
- A_{ps} = tversnittareal av spennkabel
- E_p = Elastisitetsmodul for spennarmering
- p = friksjonstap gitt som kraftendring per enhetslengde

Hvis man antar konstant friksjonstap per lengdeenhet, blir det totale friksjonstapet:

$$\Delta P_{l\ddot{a}s} = 2pl_{set} \quad (4.9)$$



Figur 4.1: Illustrasjon av låsetap ΔP ved aktiv ende [4].

Tap som skyldes umiddelbar deformasjon av betongen

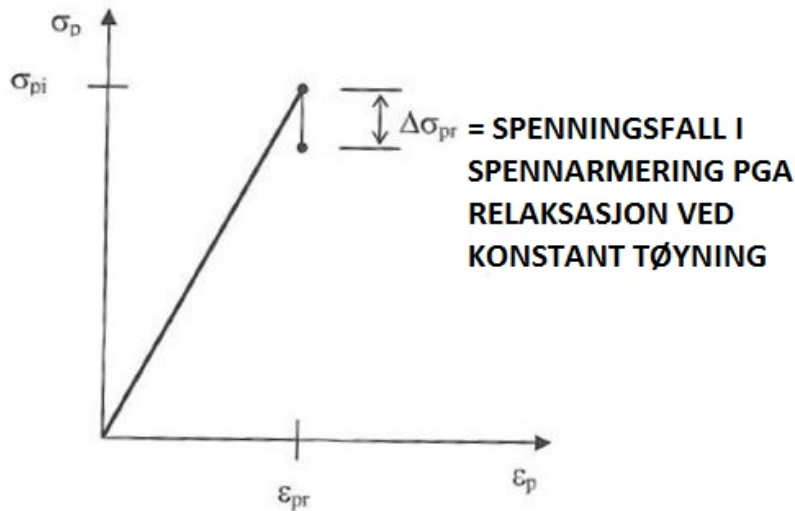
En av de umiddelbare tapene av forspenningskraften skyldes betongens elastiske deformasjon. Deformasjonen kommer av individuelle spennkabler som spennes opp hver for seg, og ikke samtidig. [1]. Tapet ΔP_{el} som skyldes umiddelbar deformasjon av betongen kan regnes ut etter EC2-1-1 kap. 5.10.5.1. Midlere tap i hver spennkabel blir:

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \sum \left(\frac{j \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right) \quad (4.10)$$

hvor

- E_p = elastisitetsmodul for spennarmering
- j = en faktor tilsvarende $(n-1)/2n$ der n er antallet identiske spennkabler som spennes opp etter hverandre. j kan settes lik 0.5 som en tilnærmet verdi
- $\Delta \sigma_c(t)$ = endring i spenning ved tyngdepunktet for spennkabelen på tidspunktet t
- $E_{cm}(t)$ = elastisitetsmodul for betong på tidspunktet t

Ved å anta lineær elastisk, urisnet oppførsel av betongen kan spenningsendringen $\Delta \sigma_c(t)$ beregnes som [1]:



Figur 4.2: Relaksasjon gir et spenningsfall i spennarmeringen [1].

$$\Delta\sigma_c(t) = \frac{P_0}{A_t} + \frac{P_0(e - y_t)^2}{I_t} \quad (4.11)$$

hvor

P_0 = initielle forspenningskraft

A_t = transformert tverrsnitt

e = eksentrisitet, avstand mellom betongtverrsnittets tyngdepunktsakse og spennarmering

y_t = avstand mellom betongtverrsnittets tyngdepunktsakse og det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse.

Kortidsvirkning av relaksasjon

Relaksasjon oppstår når spennstålet utsettes for en konstant tøyning over lang tid. Relaksasjon gir et spenningsfall i spennarmeringen, som vist på figur 4.2 [1]. EC2-1-1 kap.3.3.2 definerer tre relaksasjonsklasser:

- Klasse 1 tråd eller tau - vanlig relaksasjon
- Klasse 2 tråd eller tau - lav relaksasjon
- Klasse 3 varmvalsede og bearbeidede stenger

Klasse 2 er den mest vanlige relaksasjonsklassen, og absolutt verdi av relaksasjonstapet i forspenningen $\Delta\sigma_{pr}$ beregnes som:

$$\Delta\sigma_{pr} = 0.66\rho_{1000}e^{9.1\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)}\sigma_{pi}10^{-5} \quad (4.12)$$

hvor

- ρ_{1000} = verdien for relaksasjonstap (i prosent) 1000 timer etter oppspenning og med en middeltemperatur på 20° C
- μ = σ_{pi}/f_{pk} , der f_{pk} er en karakteristiske verdien av strekkfastheten for spennstålet
- t = tiden etter oppspenning (i timer)
- σ_{pi} = ved etteroppspenning er σ_{pi} den absolutte verdien av den initielle forspenningen, $\sigma_{pi} = \sigma_{pmo}$

Det totale tapet som skyldes kortidsvirkning av relaksasjon er:

$$\Delta P_{pr,kort} = A_p \Delta\sigma_{pr} \quad (4.13)$$

4.3.2 Langtidstap

Forenklet metode

EC2-1-1 kap. 5.10.6 gir en forenklet metode for beregning av langtidstapene som skyldes kryp, svinn og relaksasjon som er:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0.8 \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0.8 \varphi(t, t_0)]} \quad (4.14)$$

hvor

- ε_{cs} = svinntøyning
- E_p = elastisitetsmodul for spennarmering
- $\Delta\sigma_{pr}$ = absoluttverdien av spenningsendringen i spennkabelen ved posisjon x på tidspunkt t som skyldes relaksasjon i spennstålet
- E_{cm} = elastisitetsmodul for betong
- $\varphi(t, t_0)$ = kryptallet
- $\sigma_{cp,QP}$ = spenningen i betongen ved spennkablene forårsaket av egenvekt, initiell forspenning og andre tilnærmet permanente påvirkninger, der det er aktuelt
- A_c = arealet av betongverrsnittet
- I_c = betongverrsnittets arealtrehetsmoment
- z_{cp} = avstanden mellom betongverrsnittets tyngdepunkt og spennkablene

Kryp

Kryp utvikler seg når betongen lastes over lang tid, og endrer elastisitetsmodulen til betongen. Hvis spenningene holdes konstant over lengre tid, gir fenomenet kryp en spenningsøkning [4]. Kryptøyning kan beregnes etter EC2-1-1 Tillegg B.1:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0) \quad (4.15)$$

hvor

- φ_0 = det normerte kryptallet
- $\beta_c(t, t_0)$ = faktor som beskriver kryputviklingen i forhold til tid etter belastning

Svinn

Svinn er uavhengig av lastnivå, i motsetning til kryp [1]. Total svinntøyning består av to bidrag:

- Autogen svinntøyning
- Svinntøyning ved uttørking.

Autogen svinn kommer av betongen selv, og utvikles med betongens fasthetsutvikling [5]. Denne typen svinn er en av de store bidragsyterne til rissing i betongen under herding. Svinntøyning ved uttørking oppstår etter herding, og kan bli tilfelle når den tørre betongen blir eksponert for tørr luft. Uttørking starter ved overflaten på betongen og brer seg innover. Spenninger utvikler seg og kan gi riss i betongen. Uttørkingsvinn deles inn i en ikke-reversibel og reversibel del [3]. Total svinntøyning etter EC2-1-1 kap.3.1.4(6) er:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (4.16)$$

hvor

- ε_{cd} = svinntøyning ved uttørking
- ε_{ca} = autogene svinntøyning

Langtidsvirkning av relaksasjon

Formelen for langtidsvirkning av relaksasjon er den samme som for kortidsvirkning, men med $t=500\ 000$, som tilsvarer tilnærmet 57 år etter EC2-1-1 kap.3.3.2(8).

4.4 Momentberegning

Det er flere metoder for beregning av momenter i flatdekker. I Eurocode 2 [5] er det anbefalt fire anerkjente beregningsmetoder:

- Ekvivalent rammeanalyse
- Elementmetoden
- Flytelinjemodell
- Bjelkeristmodell

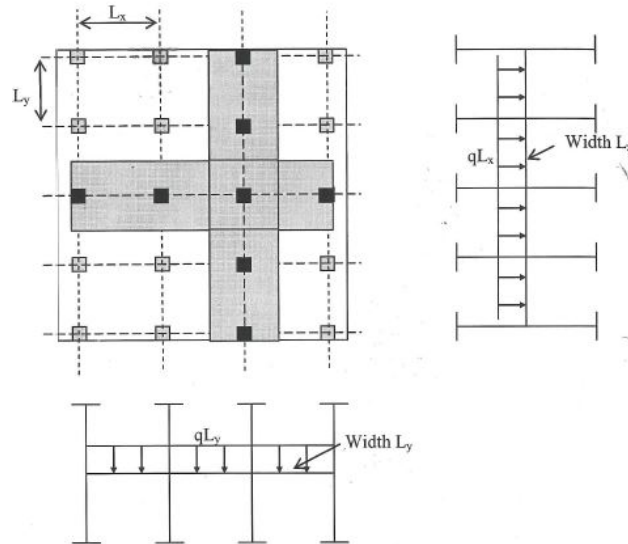
Ekvivalent rammeanalyse er den mest brukte i dag på plater og søyler i et flatdekke [10]. Beregningsmetoden ekvivalent rammeanalyse er å modellere den tredimensjonale plate/søyle konstruksjonen til kontinuerlige plane rammer i begge retninger [10]. Figur 4.3 viser de plane rammene av bjelker og søyler, hvor bjelken må ta stripelasten fra permanente og variable laster gitt av spennlengdene i tverretning. Variable laster plasseres mest ugunstig for bestemmelse av største moment i felt og over søyle. For å ta høyde for rotasjon og torsjonsdeformasjon som oppstår ved lastpåføring, blir den opprinnelige søylen og tverrdekketriben erstattet av en ekvivalent søyle. Bøyestivheten er lik summen av bøyestivheten til de opprinnelige komponentene. Ekvivalent bøyestivhet for søylen er [27]:

$$K_{ec} = \frac{\Sigma K_c}{1 + \frac{\Sigma K_c}{K_t}} \quad (4.17)$$

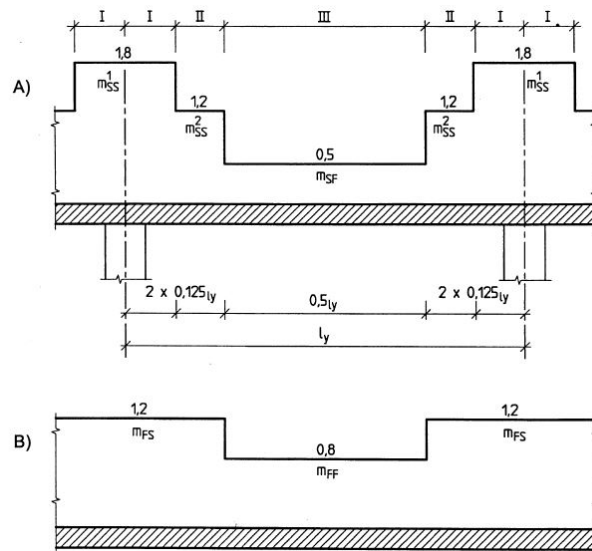
hvor

- K_{ec} = bøyestivheten til den ekvivalente søylen
- ΣK_c = sum av bøyestivheten til søylene i forbindelsen
- K_t = torsjonsstivhet til bjelken

EC2-1-1 Tillegg I gir retningslinjer for ekvivalent rammeanalyse kombinert med stripemetoden. Stripemetoden går ut på å dele inn dekket i søyle- og feltstriper. Anbefalinger for forenklet fordeling av bøyemomentet i flatdekket er gitt i EC2-1-1 Tillegg 1. Ofte brukes Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 33 om flatdekker istedenfor, og figur 4.4 viser deres forslag til fordeling av støtte- og feltmomentene for å ligne den virkelige momentintensiteten.



Figur 4.3: Ekvivalente rammmer [10].

Figur 4.4: Fordeling av moment i x-retning basert på spennvidden l_y i tverretningen. A) Fordeling av støttemoment. B) Fordelingen av feltmoment [8].

4.5 Dimensjonering for moment

4.5.1 Dimensjonerende moment

Totalt dimensjonerende moment, se figur 4.5, er summen av momentbidrag fra egenlast, nyttelast og tvangsmoment:

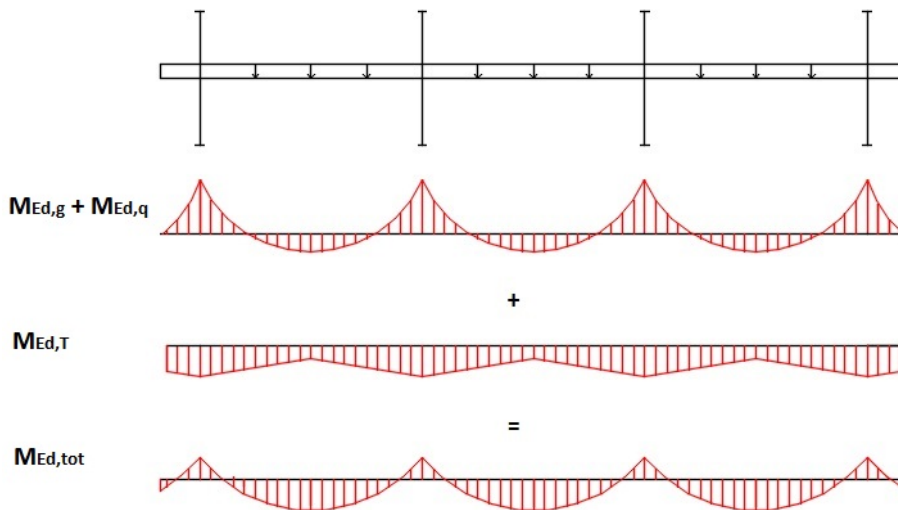
$$M_{Ed,tot} = \gamma_g M_{Ek,g} + \gamma_q M_{Ek,q} + \gamma_P M_{Ek,T} \quad (4.18)$$

hvor

$M_{Ek,g}$ = karakteristisk moment for permanente laster, her egenlast

$M_{Ek,q}$ = karakteristisk moment for variable laster, her nyttelast

$M_{Ek,T}$ = karakteristisk tvangsmoment fra spennkabler



Figur 4.5: Illustrasjon av totalt dimensjonerende moment.

Verdier for lastfaktor i bruddgrensetilstand for egenlast og nyttelast finnes i EC0 og er gjengitt i tabell 4.1. EC2-1-1 anbefaler lastfaktor for forspenning γ_p settes lik 0,9 eller 1,1 etter om det er gunstig eller ugunstig for konstruksjon.

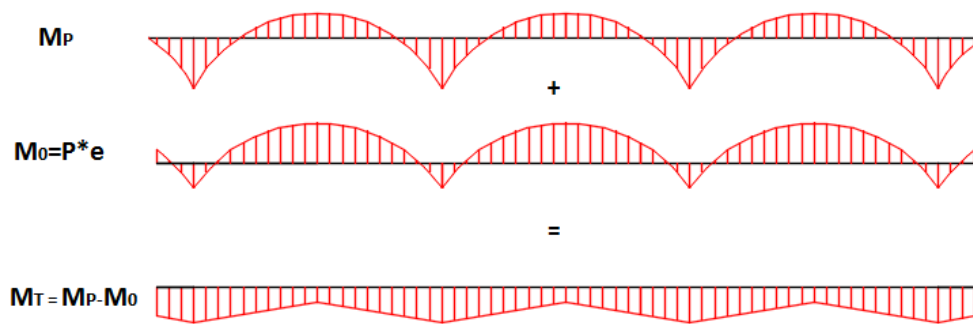
Tvangsmoment pga forspenning

Tvangsmomentet er definert som moment fra forspenning M_p fratrukket primærmomentet M_0 [1]:

$$M_T = M_p - M_0 \quad (4.19)$$

Tabell 4.1: Lastfaktorer i bruddgrensetilstand.

Last		Lastfaktor
Egenlast	γ_g	1,2
Nyttelast	γ_q	1,5
Forspenningskraft	γ_p	0,9 el. 1,1



Figur 4.6: Illustrasjon av tvangsmoment for flatdekke.

I et flatdekke vil tvangsmomentet gi en økning av dimensjonerende moment i felt (ugunstig) og reduksjon over søylene (gunstig), se figur 4.6.

Forspenningsmoment

Kreftene fra etteroppspenningen virker på systemet som en jevnt fordelt vertikal last langs krumningen til kabelen. Moment fra forspenning M_P kan beregnes ved å se på vinkelendringen langs kabelprofilen. De vertikale lastkomponentene fra spennarmering på betongen er vinkelendring i kabelen multiplisert med spennkraft P . For utvalgte punkter langs kabelen kan det forenklet antas lineær helning mellom punktene, med en endring i høyde Δy og lengde Δl . Vinkelen mellom snittene er:

$$\theta_i = \frac{\Delta y_i}{\Delta l_i} \quad (4.20)$$

Vinkelendringen i snitt n blir:

$$\Delta \theta_n = \theta_{1+i} - \theta_i \quad (4.21)$$

Den vertikale lastkomponenten i hvert snitt er:

$$\Delta P_n = P \cdot \Delta \theta_n \quad (4.22)$$

Beregningene av de vertikale lastkomponentene kan kontrolleres ved at summen av vertikalkomponentene i alle felt skal bli:

$$\Sigma \Delta P_n = 0$$

Primærmoment

Primærmomentet fra forspenningen er [1]:

$$M_0 = P \cdot e \quad (4.23)$$

hvor

P = forspenningskraft redusert for tap

e = eksentrisitet, avstand mellom betongtverrsnittets nøytralakse og senter av spennarmeringen

4.5.2 Momentkapasitet

COIN Project Report 29 [12] foreslår dimensjonerende rest strekkfastheten bestemmes som:

$$f_{ftd,res2,5} = f_{ftk,res2,5} / \gamma_{cf} \quad (4.24)$$

hvor

$f_{ftk,res2,5}$ = karakteristisk rest strekkfasthet

γ_{cf} = materialfaktor for stålfiber = 1,5

Momentkapasiteten til fiber og spennarmert betong kan utledes fra figur 4.7 ved å ta momentlikevekt. Momentkapasiteten til armert betongtverrsnitt blir [12]:

$$M_{Rd} = S_f(0,5h + 0,1x) + S_p(d - 0,4x) \quad (4.25)$$

hvor

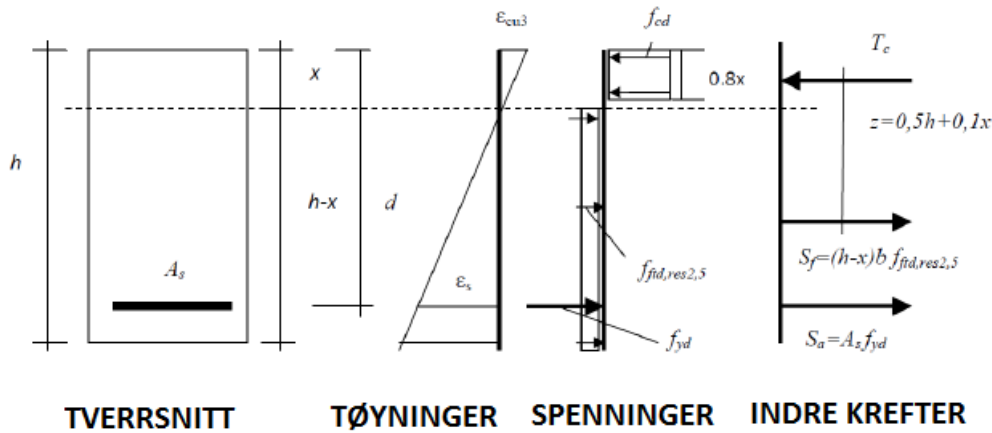
S_f = indre strekkraft fra fiberarmering

S_p = indre strekkraft fra spennarmering

h = dekketykkelse

x = trykkhøyde

d = effektiv tykkelse av tverrsnitt



Figur 4.7: Spennings-tøyningsfordeling for betongtverrsnitt som er utsatt for ren bøyning [12].

Trykkehøyden x bestemmes ved å ta aksial kraftlikevekt mellom trykkraften i betongen T_c og strekkraften tatt av fiberarmering S_f og spennarmering S_p :

$$T_c = S_f + S_p \quad (4.26)$$

4.6 Dimensjonering for skjærkraft

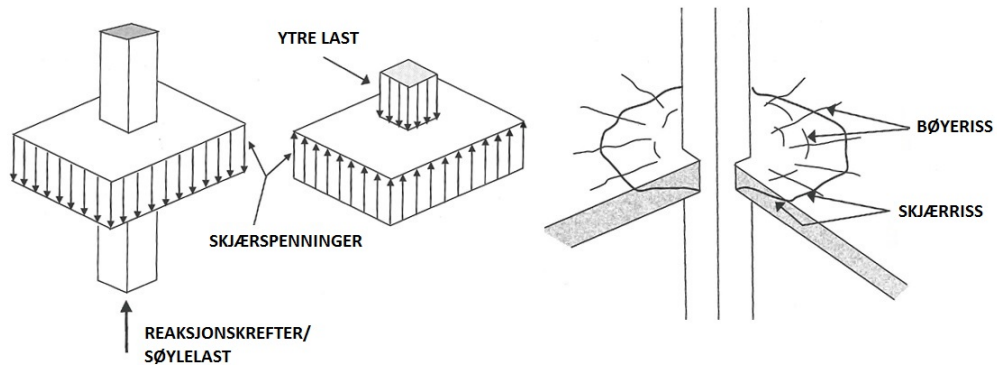
Kapasiteten til et flatdekke bestemmes ofte av gjennomlokking, se illustrasjon figur 4.8. Gjennomlokking kan oppstå når en konsentrert last eller opplagerreaksjon virker på et lite areal hvor skjærkapasiteten ikke er stor nok. For et flatdekke vil søyle- og veggopplagrene kunne gi gjennomlokking og må kontrolleres. Gjennomlokking kan hindres ved bruk av skjærarmering eller bruk av søyleforsterkning for å redusere skjærspenninger.

4.6.1 Dimensjonerende skjærspenning

Etter EC2-1-1 kap.6.4.3(3) kan største skjærspenning antas som:

$$v_{Ed,i} = \beta \frac{V_E d}{u_i d} \quad (4.27)$$

hvor



Figur 4.8: Illustrasjon av gjennomlokking [10].

- β = faktor som tar i betraktning endret fordeling av skjærkrefter pga det ubalanserte momentet i søylene
 V_{Ed} = største dimensjonerende skjærkraft
 u_i = lengden av det aktuelle kontrollsnittets omkrets
 d = middelværdi for platens effektive tykkelse

Dekket sjekkes ved kritisk kontrollsnitt u_1 som er en avstand $2d$ fra søylekant, se figur 4.9, og u_0 ved søylekant. Det må tas hensyn til eventuelle utsparinger ved eller i nærheten av den belastede søylen. Nasjonalt tillegg gir forenklete verdier for β gitt i tabell 4.2.

Tabell 4.2: Tilnærmede verdier for faktor β .

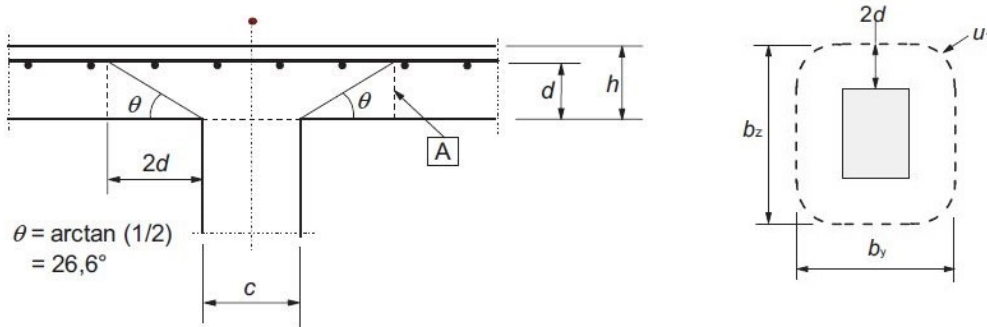
Søyleplassering	β
Innvendig søyle	1,15
Kantsøyle	1,4
Hjørnesøyle	1,5

Dimensjonerende skjærkraft V_{Ed} beregnes som:

$$V_{Ed} = A_w \cdot q_{Ed} \quad (4.28)$$

hvor

- A_w = skjærareal
 q_{Ed} = dimensjonerende last i bruddgrensetilstand



Figur 4.9: Beregningsmodell for skjærkraft fra konsentrerte laster i bruddgrensetilstand, hvor A er kritisk kontrollsnitt [5].

Den effektive tykkelsen av plate er gjennomsnitt av den effektive tykkelsen i x- og y-retning etter EC2-1-1 kap. 6.4.2, og er:

$$d_{eff} = \frac{d_x + d_y}{2} \quad (4.29)$$

4.6.2 Skjærkapasitet

Flatdekkets kapasitet må sjekkes for konsentrerte laster som kan gi gjennomklokkning. Følgende kapasitetskontroller etter EC2-1-1 kap.6.4.3(2) for skjærkraft ved konsentrerte laster må utføres:

a) Ved søylens kant eller ved kanten av lastflaten begrenses største skjærspenning til:

$$v_{Ed,i} \leq v_{Rd,max} \quad (4.30)$$

b) Skjærarmering er ikke nødvendig der:

$$v_{Ed,1} \leq v_{Rd,c} \quad (4.31)$$

hvor

$v_{Rd,max}$ = dimensjonerende verdi av den maksimale skjærspenningskapasiteten langs det betraktede kontrollsnittet.

$v_{Rd,c}$ = dimensjonerende skjærspenningskapasitet for en plate uten skjærarmering.

Verdien for maksimal skjærspenningskapasitet etter EC2-1-1 NA.6.4.5 settes til:

$$v_{Rd,max} = 0,4\nu f_{cd} \quad (4.32)$$

hvor

$$\begin{aligned} \nu &= \text{fasthetsreduksjonsfaktor} \\ &= 0,6\left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] \\ f_{cd} &= \text{betongens dimensjonerende trykkfasthet} \\ f_{ck} &= \text{betongen karakteristiske trykkfasthet} \end{aligned}$$

Skjærkapasitet mot gjennomlokking er [12]:

$$v_{Rd,c} = v_{Rd,ct} + v_{Rd,cf} \quad (4.33)$$

Skjærspenningskapasitet i plater uten skjærarmering for kun betong og spennarmering gitt av EC2-1-1 kap. 6.4.4. er:

$$v_{Rd,ct} = [C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp}] \geq (v_{min} + k_1\sigma_{cp}) \quad (4.34)$$

hvor

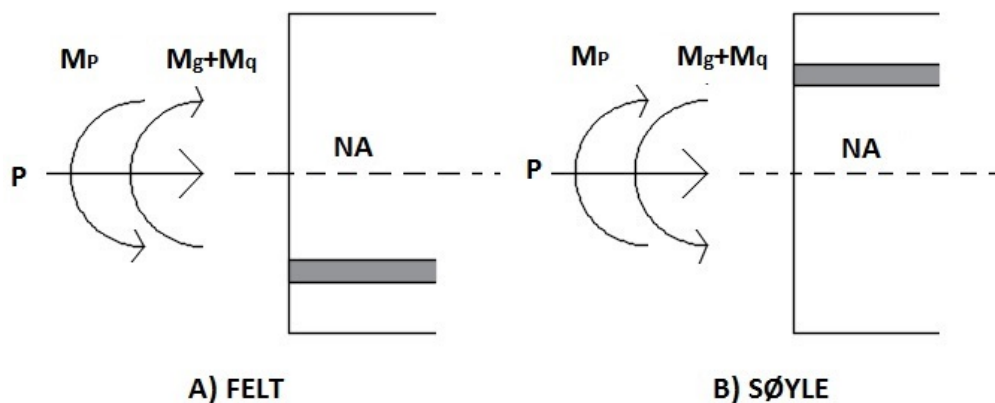
$$\begin{aligned} C_{Rd,c} &= 0,18/\gamma_c \\ \gamma_c &= \text{partialfaktor til betong} \\ k &= 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \\ \rho_l &= \text{armeringsforhold basert på heft mellom armering og betong} \\ v_{min} &= 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} \\ k_1 &= \text{faktor, 0,1 for trykk ved trykk og 0,3 ved strekk} \\ \sigma_{cp} &= \text{normalspenning i betongen} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cx}}{2} \end{aligned}$$

COIN Project report 29 anbefaler at skjærspenningskapasitetsbidraget fra fiberarmering tas som:

$$v_{Rd,cf} = 0,6f_{ftd,res2,5} \quad (4.35)$$

hvor

$$f_{ftd,res2,5} = \text{dimensjonerende rest strekkfasthet}$$



Figur 4.10: Betongverrsnitt påkjent av aksialkraft og moment om nøytralaksen. A) Retninger på krefter i felt. B) Retninger på krefter ved søyle.

4.7 Bruksgrensetilstand

4.7.1 Spenningsbegrensning

Både trykkspenningen i betongen og strekkspenningen i betongen skal begrenses etter EC2-1-1 kap. 7.2. for å unngå opprissing og deformasjoner som påvirker konstruksjonens funksjon. Spenningen i betongen utledet fra figur 4.10 er:

$$\sigma_c = \frac{P}{A_c} + \frac{M_p}{I}y + \frac{M_g + M_q}{I}y \quad (4.36)$$

hvor

P = spennkraft inkl. tap

A_p = areal av betongverrsnittet

M_p = moment pga forspenning

I = arealtreghetsmomentet til betongverrsnittet

y = avstanden fra betongverrsnittets tyngdepunktaksen til betraktet snitt

M_g = moment fra permanente laster

M_q = moment fra variable laster

Fortegnet på aksialkraft og momenter er definert ut fra figur 4.10, hvor trykk er negativt og strekk positivt.

Kontroll av trykk- og strekkspenninger

EC2-1-1 kap.7.2(2) gir begrensning på trykkspenninger og strekkspenninger i betongen på:

$$\sigma_{c,tillatt,trykk} = k_1 \cdot f_{ck} \quad (4.37)$$

$$\sigma_{c,tillatt,strekk} = f_{ctm} \quad (4.38)$$

hvor

k_1	=	reduksjonsfaktor
	=	0.6
f_{ck}	=	betongen karakteristiske trykkfasthet
f_{ctm}	=	middelverdi av betongens aksialtrekkfasthet

Dersom strekkspenningene i betongen ikke overskrider strekkfastheten, defineres betongen som uopprisset (Stadium I), og rissmoment og risslast bestemmes.

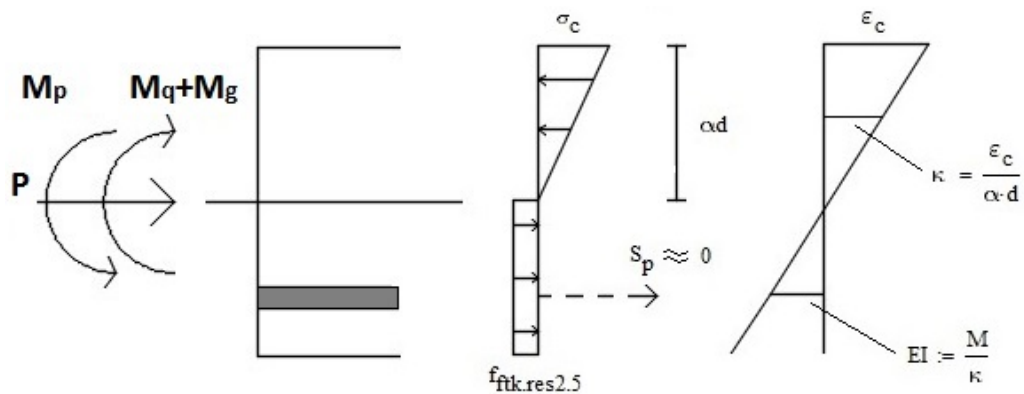
Stadium II

Dersom strekkspenningene i betongen er større enn strekkfastheten, må spenningsberegningene gjøres etter stadium II (opprisset betong). Bøystivheten reduseres og det antas at betongen ikke har strekkfasthet [1]. Bøyeriss vil opptre i underkant av dekket i felt og i overkant ved opplager. For uinjiserte kabler (heftløs) kan stivhetsmodulen forenklet reduseres basert på likevektsbetraktning som vist på figur 4.11. Spennkablene gir bare bidrag til strekk dersom det er heft mellom armering og betongen, som gjelder injiserte spennkabler. Ved å finne krumningen i tverrsnittet kan den nye stivhetsmodulen bestemmes basert på tøyning og krumning.

4.7.2 Rissviddebegrensning

Så lenge rissene ikke påvirker konstruksjonens funksjon stilles det ingen begrensning til rissvidden [5]. I praksis vil betong alltid risse opp, selv om beregnede strekkspenningene i betongen er mindre enn strekkfastheten. Rissvidder (sprekkåpninger), kan utvikle seg av forskjellige grunner. Generelt risser betongen opp på grunn av [3]:

- Laster
- Volumforandring (svelling/krymping)



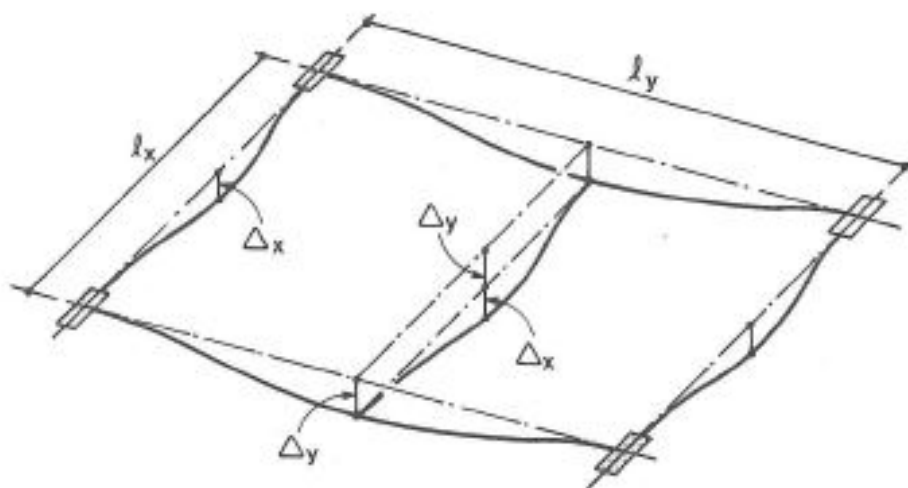
Figur 4.11: Beregning av stivhetmodul i opprisset tverrsnitt.

- Nedbrytning (korrosjon av armering)

EC2-1-1 kap.7.3 gir veiledning til full risskontroll, og formlene baseres seg på heft mellom armering og betong. Disse er gyldige for injiserte spennkabler, og derfor ikke oppgitt her.

4.7.3 Nedbøyningsbegrensning

Størrelsen på nedbøyningen er avhengig av hvordan spennkablene balanserer det ytre kreftene. Maksimal dimensjonerende nedbøyning etter EC2-1-1 kap. 7.4.1 (4) er spennvidden/250, hvor spennvidden er $L = \min\{L_x; L_y\}$ [10]. Konservativt kan nedbøyningen midt på platen estimeres som summen av nedbøyning i hver retning [4], se figur 4.12.



Figur 4.12: Estimering av nedbøyning [4].

4.8 Minimumsarmeringskrav

4.8.1 Minimumsarmeringskrav for slakkarmering i plater

COIN Project Report 29 anbefaler minimumsarmeringen i plater i begge retninger til:

$$A_s \geq 0,26 \cdot A_c \left(\frac{f_{ctm} - 2,1 f_{ftk,res2,5}}{f_{yk}} \right) \quad (4.39)$$

hvor

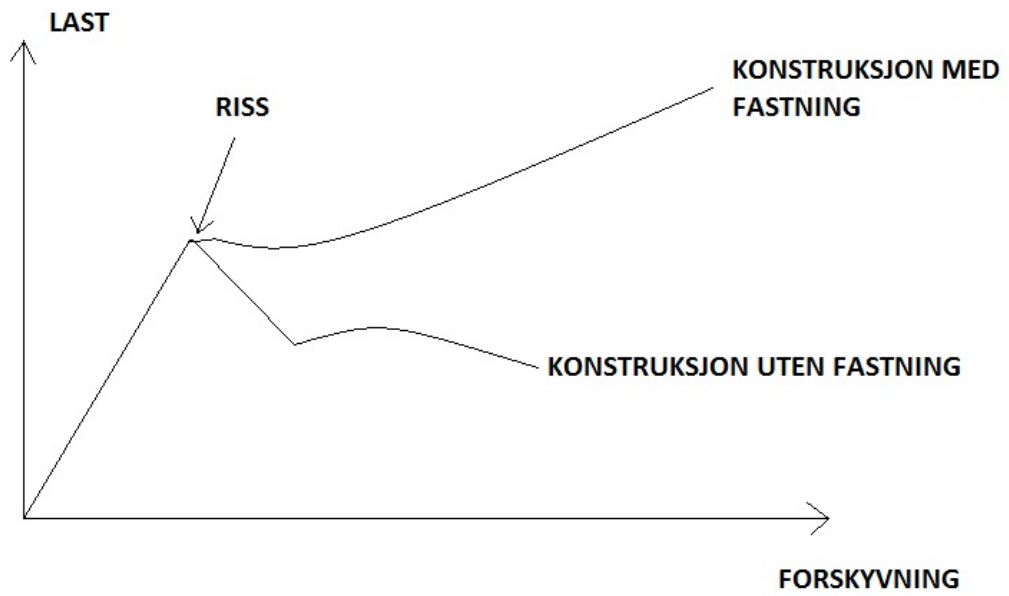
f_{yk} = armeringens karakteristiske flytegrense

Ligning (4.39) bør ikke være mindre enn:

$$A_s \geq 0,0013 \cdot A_c \left(1 - \frac{2,1 f_{ftk,res2,5}}{f_{ctm}} \right) \quad (4.40)$$

4.8.2 Minimumsarmeringskrav for spennarmering

For at dekket skal ha tilstrekkelig duktilitet (minimumsarmering), sier EC2-1-1 9.2.1.1(4) at det bør påvises at momentkapasiteten i bruddgrensetilstand M_{brudd} er større enn rissmomentet M_{riss} . Dette gjelder for konstruksjonsdeler som er forspente med spennkabler uten heft eller med eksterne spennkabler. Når $M_{brudd} > M_{riss}$ kan lasten økes etter opprissing og det er en konstruksjon med fastning, se figur 4.13. Den norske veiledningen publisert i COIN Project Report 29 gjelder for konstruksjoner med fastning. Fiberarmert betong uten lengdearmering med mindre enn $1,0V_f\%$ gir konstruksjon uten fastning, men sammen med spennarmering eller slakkarmering vil fastning oppnås dersom minimumsarmeringkravet er tilfredsstillt.



Figur 4.13: Last-forskyvningsforløp for betongkonstruksjoner [12].

5 | Beregningsmodeller for skjærkapasitetsbidrag fra fiber

5.1 Skjærkapasitet i Eurocode 2

Kapasiteten til et flatdekke er ofte bestemt av gjennomlokkingsmotstanden til dekket. Gjennomlokking er et sprøtt brudd, og dekket har begrenset kapasitet for redistribuering av indre krefter, som kan gi kollaps av konstruksjonen [17]. Siden gjennomlokking kan gi katastrofale utfall for konstruksjoner, er det forsket intens på dette siden 1950. Frem til nå har metodene basert seg på enten en empirisk tilnærming eller mekanisk modell. Empirisk tilnærming baserer seg på tilpasning av en forsøksmodell til eksperimentelle bevis, mens mekaniske modeller baserer seg på fysiske teorier [17].

Beregnings- og dimensjoneringsmetodene i Eurocode 2 er empirisk tilpasset uttrykk. Empiriske modeller er ofte enklere å ta i bruk i forhold til mekaniske modeller, selv om de mekaniske modellene forklarer mer fysikken bak fenomenet [17]. Før eurocoden er modifisert for nye konstruksjonskonsept og akseptert, utvikles det veiledninger for dimensjonering på nasjonal og internasjonal arena. Hva som blir den endelige i 2020 blir avgjort med votering vektet ut fra folketall i de ulike europeiske nasjonene [28]. Noen av de potensielle forslagene til fiberbidrag til gjennomlokkingskapasiteten blir presentert, med fokus på hvilke beregningsmodeller de baserer seg på og hva hovedforskjellene er.

5.2 Utkast til nye Eurocode 2

Det nyeste utkastet om stålfiberarmert betong [29] beskriver alle tillegg og endringer til Eurocode 2 som er nødvendig for innføring av det nye konstruksjonsmateriale i bærende betongkonstruksjoner. Vedlegget vil gjelde for stålfiberarmert betong med eller uten slakkarmering eller spennarmering (både

Annex to EN 1992-1-1		CEN TC 250/SC2/WG1/TG2
Date: 04.03.20155		Status: Draft – NOT TO BE APPLIED FOR DESIGN
Draft Annex to EN 1992-1-1	Background	
<p>(1)P In members with SFRC the following additional values are defined:</p> <p>$V_{Rd,F}$ is the design value of the punching shear resistance which can be sustained by the SFRC along the control section considered.</p> <p>6.4.4 Punching shear resistance of slabs and column bases without shear reinforcement {clause (1) and (2) are amended}</p> <p>(1) For the design of steel fibre reinforced slabs, $V_{Rd,c}$ is replaced by $V_{Rd,F}$ according to Expression (6.47a).</p> $V_{Rd,F} = V_{Rd,c} + V_{Rd,f} \quad (6.47a)$ <p>where:</p> <p>$V_{Rd,c}$ according to Expression (6.47)</p> $V_{Rd,f} = C_{Rd,F} \cdot f_{Ftd,w_u} \quad (6.47b)$ <p>with:</p> $f_{Ftd,w_u} = f_{Ftd,1} - (f_{Ftd,1} - f_{Ftd,3}) \cdot w_u / 2,5 \text{ mm}$ <p>$w_u = 1,5 \text{ mm}$ or ($w_u = \psi d / 6$) {see remark}</p> <p>$\alpha_{33} = 0,37$</p> <p>$\kappa_0 = 0,5 / 1,0 / ???$</p> <p>$\kappa_0$ = according to clause 3.1.7 (7)</p> <p>Note: The values of $C_{Rd,F}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value for $C_{Rd,F}$ is 1,0. {remark: 0,85 in DAFStb and 1,0 in Model Code 2010}</p>	<p>Remarks:</p> <p>Depending on the approach which is finally chosen for EC2, w_u will be</p> <ul style="list-style-type: none"> • a fixed value $w_u = 1,5 \text{ mm}$ (or ?? mm), or • depending on the slab rotation ($w_u = \psi d / 6$) according to Model Code 2010 7.3.5.4, with $w_u = 1,5$ as a simplification. <p>In the Model Code 2010 approach, expression 6.47b assumes fixed values for κ_0 (1,0) and κ_0 (1,0). In the DAFStb approach, $\kappa_0 = 0,5$ and variable κ_0 are assumed.</p> <p>Thus the final expression 6.47b has to be aligned with the approach of this document, using $\kappa_0 = ?$ and variable κ_0.</p>	

Figur 5.1: Utkast av vedlegg om stålfiberarmering til Eurocode 2 [29].

førøppspent eller etterøppspent). Figur 5.1 viser utdrag fra utkastet for gjennomlukkingskapasitet for dekker.

Formlene for kapasitetsmotstanden fra fiber mot gjennomlorkking er foreløpig empirisk tilpasset uttrykk. Det presiseres at formelene ikke er endelige, og det henvises til alternative løsninger i fib Model Code 2010 [18] og tysk veiledning av DafStb [30]. Noen av de faktorene som er usikre er fiberorienteringsfaktoren og faktor som tar hensyn til volum og skalerings effekter for utregningen av rest strekkfasthet [29].

5.3 fib Model Code 2010

Fibs visjon med Model Code 2010 (fib MC10) er at dokumentet skal være et grunnlag for fremtidige standarder. Formlene for gjennomlorkking i fib MC10 baserer seg på en mekanisk (fysisk) modell kalt *Critical Shear Crack Theory (CSCT)*. CSCT baseres seg på antagelsen at skjærkapasiteten i et dekke uten skjærarmering, bestemmes av vidden og ruheten av skjærrisset som utvikler seg i trykkstaven [17], se figur 5.2. Modellen gjelder for stålfiberarmerte dekker, og dekker med eller uten skjærarmering. Skjærkapasiteten til et fiberarmert betongdekke både med og uten skjærarmering er i følge kap. 7.7.3.5.3

i fib MC10:

$$v_{Rd} = v_{Rd,F} + v_{Rd,s} = v_{Rd,c} + v_{Rd,f} + v_{Rd,s} \quad (5.1)$$

hvor

- $v_{Rd,F}$ = dimensjonerende bidrag fra fiberarmert betong til skjærkapasiteten
- $v_{Rd,s}$ = dimensjonerende bidrag fra skjærarmeringen til skjærkapasiteten

Kapasitetsformelen baserer seg på deformasjonen av dekket, dvs. rotasjon av dekket ψ [18], se figur 5.2. Gjennomlokkingskapasiteten er samtidig påvirket av maksimal størrelse av tilslaget i betongen. Formelen for gjennomlokkingskapasitet basert på den mekaniske modellen CSCT er i kap. 7.3.5. i fib MC10 gitt som:

$$v_{Rd,c} = k_{\psi} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \quad (5.2)$$

hvor

- k_{ψ} = parameter som er avhengig av rotasjonen av dekket og tilslagsstørrelse, og er begrenset til ≤ 0.6
- f_{ck} = karakteristisk betongfasthet
- γ_c = materialfaktor for betong = 1.5

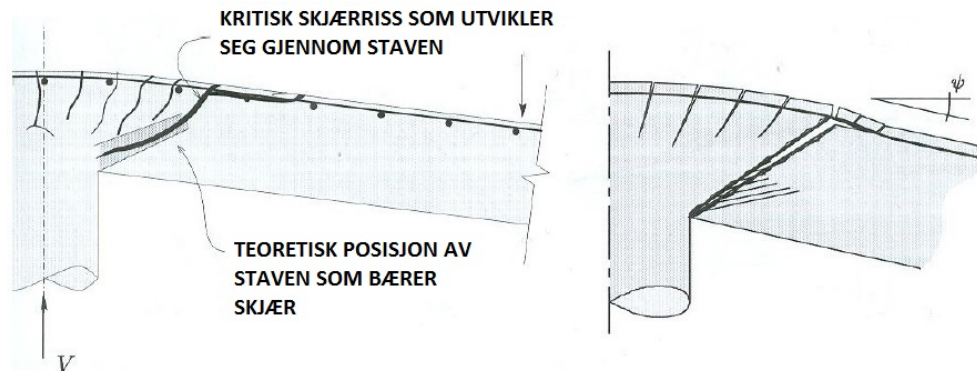
Fiberbidraget etter den mekaniske modellen fra fib MC10 kap. 7.7.3.5.3 for gjennomlokkinger er:

$$v_{Rd,f} = \frac{f_{Ftuk}}{\gamma_F} \quad (5.3)$$

hvor

- f_{Ftuk} = karakteristisk verdi av bruddgrenstilstand rest strekkfasthet for fiberarmert betong, med hensyn på rissviddeåpning $w_u = 1.5mm$
- γ_F = rest strekkfasthet i bruddgrensetilstand = 1,5

Metoden antar faste verdier for geometrisk dimensjonsfaktor $\kappa_G = 1$ og en fiberorienteringsfaktor $\kappa_0 = 1$ som definerer f_{Ftuk} , som vist i utkast til EC2 på figur 5.1. Rest strekkfastheten bestemmes etter 3-punktsmetoden i NS-EN 14651 beskrevet i kap. 2.4.



Figur 5.2: Utvikling av kritiske riss gjennom trykkstaven i et flatdekke [17].

5.4 Norsk veiledning

Dimensjoneringsformlene for skjærkraftkapasitet av plater er godt dokumentert for stålfiberarmering, med stor forsøksdatabase [20]. Kapasitetsbidraget fra fiberarmering etter lign. (4.35) etter COIN Project Report 29 [12] er en empirisk tilpasset formel, og er:

$$v_{Rd,cf} = 0,6 \cdot \frac{f_{ftk,res2,5}}{\gamma_{cf}}$$

Rest strekkfastheten er bestemt av testmetoden beskrevet i NS-EN 14651 (trepunktmetoden) og forholdet mellom bøyefasthet og rest strekkfasthet er:

$$f_{ftk,res2,5} = \alpha_{t3} \cdot f_{Rk,3} \quad (5.4)$$

hvor

α_{t3} = konverteringsfaktor fra rest bøyefasthet til rest strekkfasthet = 0,37

$f_{Rk,3}$ = karakteristisk rest bøyefasthet i $CMOD_3 = 2,5mm$

Reduksjonsfaktoren på 0,6 tar utgangspunkt i en tidligere testmetode i Norge kaldt 4-punktsmetoden på utsagete bjelker som er beskrevet i den norske stålfiberveiledningen fra 2006 [31]. Denne metoden ble brukt før den standardiserte 3-punktsmetoden i NS-EN 14651. Den karakteristiske strekk fastheten til fiberbetongen blir betydelig høyere med standardiserte 3-punktsmetoden enn med 4-punktsmetoden. Den norske veiledningen reduserer den karakteristiske rest strekkfastheten for å være på sikker side.

COIN presiserer at formlene er tilsvarende det tyske regelverket, DafStb Guideline. Prøvningsmetoden for bestemmelse av rest strekkfasthet i den norske veiledningen er samme som brukes i fib Model Code 2010, fra EN 14651 [18].

5.5 Tysk veiledning

Den tyske komiteen for armert betong, DafStb, har laget et utkast [30] i 2012 til DIN-EN 1992-1-1 om stålfiberarmert betong. Formlene for fiberarmeringsbidraget til skjærkapasiteten er empirisk basert, og er i følge tysk veiledning kap. 6.4.4:

$$v_{Rd,cf} = \frac{0.85 \cdot \alpha_c^f \cdot f_{ctR,u}^f}{\gamma_{ct}^f} \quad (5.5)$$

hvor

- α_c^f = reduksjonsfaktor for beregning av trykkfastheten til betongen pga langtidseffekter på rest strekkfasthet av stålfiberarmert betong = 0,85
- $f_{ctR,u}^f$ = karakteristisk rest strekkfasthet i bruddgrensetilstand
- γ_{ct}^f = materialfaktor for stålfiber = 1,25

Den tyske materialfaktor $\gamma_{f,ct}$ og karakteristisk rest strekkfasthet $f_{ctR,u}^f$ baserer seg på andre prøvningsmetoder enn den norske beskrevet i kap 2.4. Formelen for karakteristisk rest strekkfastheten $f_{f,ctR,u}$ inkluderer en geometrisk dimensjonsfaktor κ_G^f og en fiberorienteringsfaktor κ_F^f , og er i følge tysk veiledning kap. R.3.6.3:

$$f_{ctR,u}^f = \kappa_G^f \cdot \kappa_F^f \cdot f_{ct0,u}^f \quad (5.6)$$

hvor

- κ_G^f = $1,0 + A_{ct}^f \cdot 0,5 \leq 1,7$
- κ_F^f = 0,5; for fremstilte horisontale elementer ($b > 5h$) med store areal eller bjelker i lengderetning, brukes $\kappa_F^f = 1$ for bøyeg og strekkklaster
- $f_{ct0,u}^f$ = grunnleggende verdi for sentrisk rest strekkfasthet
- A_{ct}^f = areal av strekk sonen i betongen av det opprisset snittet eller plastiske ledd i m^2

Gjennomlokkingskapasiteten for dekke uten skjærarmering inkludert stålfiberbidrag er i følge tysk veiledning kap.6.4.4:

$$v_{Rd,c}^f = v_{Rd,c} + v_{Rd,cf} \leq v_{Rd,max} \quad (5.7)$$

hvor

$v_{Rd,c}$ = dimensjonerende skjærspenningskapasitet for plate med konsentrerte laster og uten skjærarmering

$v_{Rd,max}$ = dimensjonerende maksimal skjærspenningskapasitet for konsentrerte laster

Den tyske veiledningen har begrensning på gjennomlokkingskapasiteten og kan ikke bli større enn den maksimale skjærspenningskapasiteten $v_{Rd,max}$.

Del III

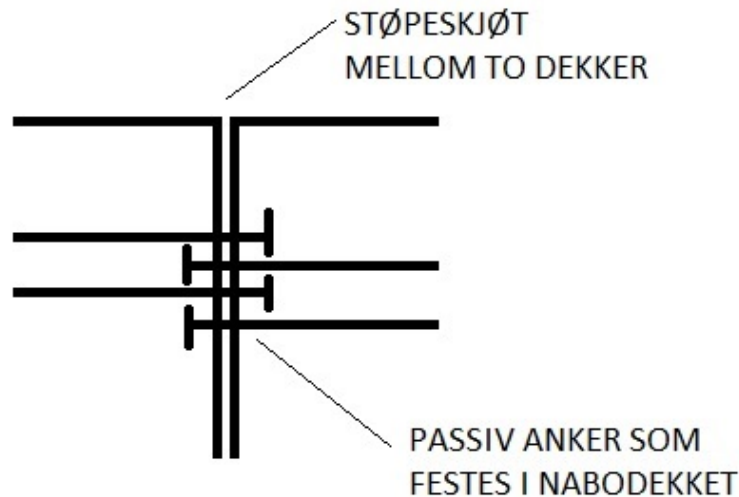
Resultat

6 | Befaring ved Munkvoll Gård

Fredag 27. februar 2015 besøkte veileder Terje Kanstad, Helge Brå fra SINTEF og tre mastergradsstudenter, anleggsområdet til Munkvoll gård for å inspisere det fiberarmert etteroppspente parkeringsdekket. Helge Brå er ansvarlig for å etablere en teknisk godkjenning for fiberarmert etteroppspente flatdekker basert på det aktuelle dekket. Bjørnar Husa fra Spennarmering AS viste besøket rundt på anleggsområdet, og fortalte om prosessen rundt oppspenning av spennkabler og utlegging av fiberbetong. Først ble utvendig konstruksjon studert, for å se etter synlige fiber, se figur 6.1, og plassering av forankringer.



Figur 6.1: Parkeringsdekket på Munkvoll er støpt med rette fiber med endekroker. Foto: M. Sivertsen.



Figur 6.2: Illustrasjon av plassering av passiv anker mellom to dekker. Spennkablene festes i nabodekket.

6.1 Spennarmering

Av praktiske grunner, er det byttet om på plasseringen av passiv og aktiv forankring for spennkablene i forhold til spennarmeringstegningene i vedlegg A og B. Dette fordi det ikke alltid er like enkelt å komme til med stort og tungt utstyr, som skal spenne opp kablene i den aktive enden. Utfordringen som skapte endringen ved Munkvoll Gård var en stor grop hvor aktiv forankring opprinnelig skulle plasseres. Denne endringen gjør at de passive forankringene møter nabodekkets passive forankringer ved støpeskjøt, som er en praktisk gunstig utførelse, se illustrasjon av støpeskjøt på figur 6.2.

6.2 Støping av betong og armeringsarbeid

Daglig leder i Spennarmering AS, Tor Birger Dahling, forteller [32] at de spar-
te noe tid under støping av det fiberarmerte dekket kontra de andre dekkene
med vanlig armering og spennarmering. Timene spares når man slipper slak-
karmeringsarbeid med bøylor og skjærarmering, som fiberarmeringen erstat-



Figur 6.3: Utsparing til rør i dekket ved søylene. Foto: M. Sivertsen.

ter. Stålfiberarmering er dyrere en tradisjonell armering, og mengde kg/m^2 er tilnærmet den samme som for tradisjonell armering. SKB med stålfiberarmering var like fysisk krevende å støpe som tradisjonell armert betong, forteller Dahling.

6.3 Utsparing

Ved hver innersøyle i parkeringsdekket er det en utsparing i dekket for rør, se figur 6.3. Denne detaljen vil øke dimensjonerende skjærspenning for gjennomlokking, siden kontrollsnitt u_1 og u_0 i lign (4.27) reduseres. Disse utsparingene var ikke tegnet inn på tegningene som oppgaven har tilgang på.

6.4 Riss

For å se mindre riss ble betongdekket rundt søylene fuktet med vann med sprayflaske. Når dette tørker kommer eventuelle riss til syne. Det fiberarmerte parkeringsdekket ble sjekket for riss både under og over dekket. På den delen av parkeringsdekket som er analysert og dimensjonert i denne oppgaven, ble det ikke funnet synlige riss rundt søylene.

Det eneste risset av betydning som ble observert var ved søylen hvor akse



Figur 6.4: Observert riss under befarings på Munkvoll Gård. Risset kommer sannsynlig av svinn, temperatur eller fastholdning av hjørnet. Foto: M. Sivertsen.

A5-3 og A5-C krysser, se vedlegg A eller B. Risset gikk skrått ut fra søylen mot vegg mot bodene, se figur 6.4. Det ble konkluderte at dette risset sannsynligvis kommer av svinn, temperatur og/eller fastholdning fra hjørnet. Horisontal fastholdning fra vegg kan gi ukontrollerte riss [11]. En annen ting av betydning er at betongdekket rundt søylen ikke er støpt kontinuerlig. Lignende riss oppstod ved en heisjakt et stykke fra det betraktete dekket. Rissene ble målt til 0,5-0,6 mm, som overskrider maksimal rissevidde i EC2-1-1 Tabell NA.7.1N. Rissåpningen bør derfor fylles med injiseringsmasse.

7 | Beregninger

Det er utført beregninger og kontroll av flatdekket A4-A5 på Munkvoll Gård i henhold til de presenterte beregnings- og dimensjoneringsmetodene fra Eurocode og norsk veiledning for fiberarmerte betongkonstruksjoner publisert i CO-IN Project Report. Det presiseres at beregningene ikke er en fullstendig uavhengig kontroll av dekket.

Tilhørende søyler og vegger til dekket er ikke kontrollert, dvs. det er ikke tatt hensyn til lastvirkning fra overbygg over parkeringsdekket. Ut fra den tilgjengelige tegningsdokumentasjon fra av Thilt Engineering AS, er det gjort rimelige antagelser hvor informasjon mangler. Lastvirkningsberegninger er utført i rammeprogrammet Focus konstruksjon, håndberegninger i regnearkprogrammet Mathcad og andre tyngre beregninger i Excel. Håndberegning og beregninger i Excel ligger i vedlegg. Oppsummering av beregningsresultatene blir presentert.

7.1 Geometri

Det betraktede flatdekket er rektangulært med dimensjoner $44 \times 18m^2$ og dekketykkelse $220mm$. I den lengste retningen, kalt x-retningen, er det seks spenn, med spennlengde $7,5m$ fra vegg til første søyle, og $7,2m$ mellom søylene, se plantegninger i vedlegg A og B. I y-retning er det varierende avstander fra vegg til første søyle, og $8m$ mellom søylene. Veggen er $300mm$ tykke og tverrsnittareal til søylene er $700 \times 400mm^2$. Det er ingen søyleforsterkning eller skjærarmering rundt indre søyler.

I y-retningen ligger spennkablene jevnt fordelt med en avstand på $c/c = 0,65m$, se vedlegg B. I x-retning ligger 2×12 spennkabler samlet over de to søylerekkene, se vedlegg A. De øverste spennkablene (konsentrerte spennkabler, akse A5-B til A4-B) er kontinuerlige gjennom dekket. Den nederste søylerekken (akse A5-C til A4-C) har 8 spennkabler som strekker seg fra

vegg til støpeskjøt (akse A4-1), og 4 kabler fra andre felt etter aktiv anker til støpeskjøt. I y-retning er det varierende lengder på spennkablene.

Som nevnt i kapittel 6 ble plassering av aktiv og passiv forankring byttet om i forhold til plantegningene i vedlegg A og B. Siden dette ble oppdaget såpass tidlig i semesteret, er dette tatt hensyn til i beregninger for å få mest mulig likt som bygd.

7.2 Materialelegenskaper

Betong: SKB B35

Eksponeeringsklasse	XC1
Bestandighetsklasse	M45
Fasthetsklasse	$f_{ck} = 35\text{MPa}$
Dekketykkelse	$h = 220\text{mm}$
Betongoverdekning	$c = 25\text{mm}$

Spennkabel: BBR CONA single spenntausystem [7]

Etteroppspent armering	uinjisert
Bruddspenning	$f_{pk} = 1860\text{MPa}$
Flytespenning	$f_{p0,2k} = 1670\text{MPa}$
Forlengelse ved maks.last	$\varepsilon_{uk} = 3,5\%$
Elastisitetsmodul	$E_p = 196\ 000\text{MPa}$
Glidning ved låsetap	$\Delta_{set} = 4\text{mm}$
Vinkelendringsverdi for uunngåelig bøyning	$k = 0,01$
Friksjonskoeffisient	$\mu = 0,05$
Tverrsnittsareal	$A_p = 150\text{m}^2 (0,62'')$
Største spennkraft	$P = 223\text{kN}$

Stålfiber: KrampeHarex DE50/0,8M

Fibermengde	$\rho_f = 30\text{kg/m}^3 (0,38\text{V}\%)$
Kar. rest strekkfasthet	$f_{ftk, res2,5} = 1,32\text{MPa}$
Dim. rest strekkfasthet	$f_{ftd, res2,5} = 0,88\text{MPa}$

7.3 Antagelser

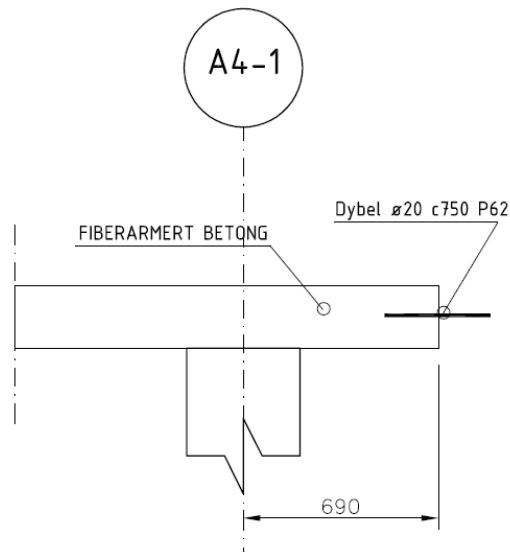
7.3.1 Laster

De aktuelle lastene er egenlast, nyttelast og forspenning. Egenlasten er kun vekten av betongdekket, og antatt egenvekt for fiber og spennarmert betong er $25kN/m^3$. Karakteristisk verdi for egenlast er $5,5kN/m^2$. Det er ikke påstøp på parkeringsdekket. Karakteristisk verdi for nyttelasten for flatdekket er $2,5kN/m^2$ for personbilparkering i garasjer [26]. Nyttelasten plasseres feltvis som gir mest ugunstig lastvirkning. Egenlasten er dominerende last (størst).

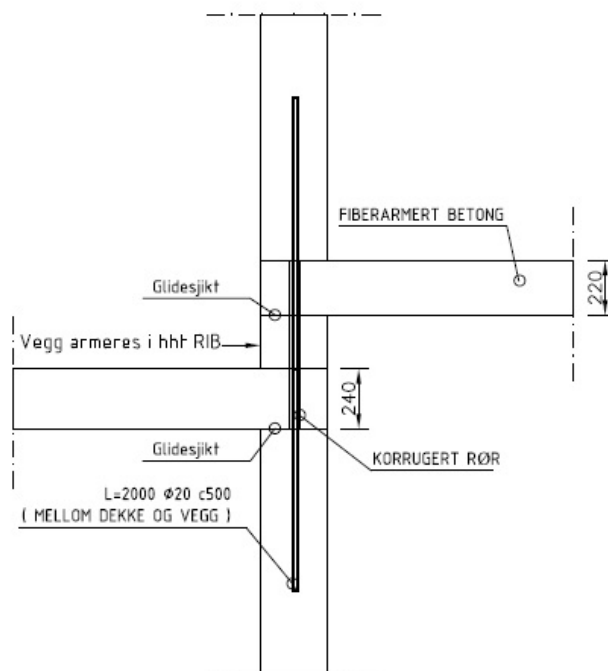
Det er antatt at last påføres ved 28 døgn etter støping, siden tid ved fjerning av forskaling og tid ved lastpåføring ikke er kjent. Dette gir elastisitetsmodul over tid lik $E_{cm} = E_{cm}(t) = 34000MPa$.

7.3.2 Forbindelsen mellom dekke og vegg/søyle

Dekket og søylene antas momentstivt forbundet med hverandre, se figur 7.1. Ved endeopplager, dvs. den ytre betongveggen, er det et glidesjikt og slakkarmering mellom vegg og dekke, se figur 7.2. Glidesjiktet legges inn for å unngå friksjon mellom dekke og vegg, og redusere fastholdning av betongdekket med hensyn til temperaturforandringer og deformasjonslast (oppspenning av kabler). Dette gjør at forbindelsen er en mellomting av fast innspent lager og leddlager. I samråd med veileder og andre tilknyttet Munkvoll prosjektet, modelleres veggforbindelsen som leddlager i begge retninger i rammemodellen.



Figur 7.1: Detaljtegning av forbindelsen mellom søyle og dekke, generelt snitt på arbeidstegning A4-5 B50.U1.01 av Thilt Engineering AS.



Figur 7.2: Detaljtegning av forbindelsen mellom vegg og dekke, snitt C på arbeidstegning A4-5 B50.U1.01 av Thilt Engineering AS.

7.4 Rammemodell

Flatdekket deles inn platestriper i x- og y-retning etter beregningsmetoden ekvivalent rammeanalyse for momentberegning. Figur 7.3 viser det valgte stripene som representerer hver retning. Lastbredden L_y for x-retning er satt til 6,5m (halve spennvidden av indre felt på 8m, og halve spennvidden av ytre felt på 5m). For y-retning er L_x satt til største spennvidden i x-retning, på 7,5m. Det er sett vekk fra utkrageren i x-retning ved støpeskjøten, siden dekket fortsetter med like spenn videre. Karakteristisk last i hver retning er beregnet til:

$$q_{Ek,x} = L_y \cdot q_{Ek} = 6,5m \cdot 2,5kN/m^2 = 16,3kN/m$$

$$g_{Ek,x} = L_y \cdot g_{Ek} = 6,5m \cdot 5,5kN/m^2 = 35,8kN/m$$

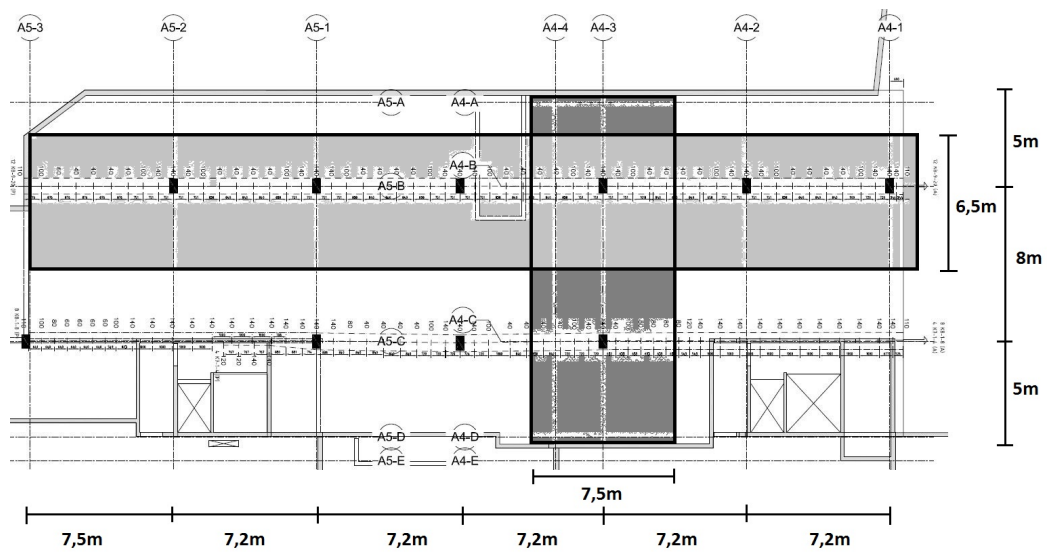
$$q_{Ek,y} = L_x \cdot q_{Ek} = 7,5m \cdot 2,5kN/m^2 = 18,8kN/m$$

$$g_{Ek,y} = L_x \cdot g_{Ek} = 7,5m \cdot 5,5kN/m^2 = 41,3kN/m$$

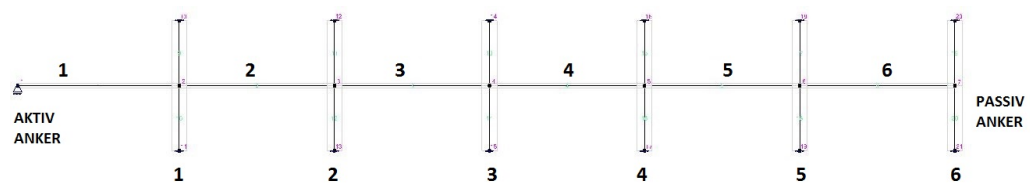
Rammene modelleres med karakteristisk last og deretter multiplisert med tilhørende lastfaktor i hver grensetilstand. Lastvirkning av de plane statisk ubestemte rammene i x- og y-retning beregnes ved hjelp av rammeprogrammet Focus Konstruksjon. Rammene modelleres med bjelkesegmenter som er fast innspent med søylene og fritt opplagt ved veggforbindelsen. Dimensjonene på søylene er lagt inn i programmet, slik at stivhetene mellom dekket og søylene er med i betraktningen.

7.5 Spennkraft

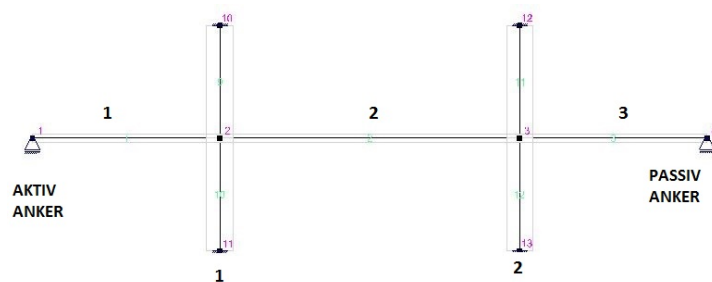
Snittvis kabelføringen gjennom dekket er gitt i vedlegg A og B, og det må beregnes hvor mye spennkraften balanserer egenlasten og nyttelasten. Verdiene i z-retning (inn i planet), er avstanden fra sentrum av spennkabelen til underkant av betongtverrsnittet. Kabelføringen starter i høyde med nøytralaksen ved passiv og aktiv forankring, og er under betongtverrsnittets nøytralakse over felt og over ved søylene. Det er et platå i kabelprofilen i midtfelt og senter av støtte/søyle (flater ut). Før lastbidraget fra spennarmeringen bestemmes, må spennkraften reduseres for tap.



Figur 7.3: Valg av platestripe etter ekvivalent rammeanalyse.



Figur 7.4: Rammemodell i x-retning med nummering av felt og søyler.



Figur 7.5: Rammemodell i y-retning med nummering av felt og søyler.

7.5.1 Tap av spennkraft

Resultatet av beregningen av de ulike bidragene som reduserer spennkraften er gitt i tabell 7.1 og 7.2. For mer utfyllende beregninger se vedlegg D.

Tabell 7.1: Totalt tap av spennkraft i en spennkabel i x-retning.

Reduksjon av spennkraft i x-retning	Aktiv ende	Passiv ende
Låsetap	16,5kN (7,4%)	-
Friksjonstap	-	25,5kN (11,4%)
Elastisk deformasjon av betong	0,9kN (0,4%)	0,9kN (0,4%)
Kortidsvirkning av relaksasjon	≈ 0	≈ 0
Langtidstap pga kryp, svinn og rel.	18,1kN (8,1%)	18,1kN (8,1%)
Totalt spennkrafttap	35,5kN (15,7%)	44,5kN (20,0%)

Tabell 7.1 viser totalt spennkrafttap i en spennkabel i x-retning på 15,7 % ved aktiv ende og 20% ved passiv ende. Gjennomsnittlig spennkrafttap i x-retning er 17,9%. I y-retning, se tabell 7.2, er spennkrafttap i aktiv ende tilnærmet samme størrelse som x-retning. Derimot er friksjonstapet betraktelig mindre for y-retning på grunn av kortere kabler. Gjennomsnittlige tap av spennkraft i y-retning er 14,3%. Dominerende spennkrafttap i x-retning er friksjonstap, og i y-retning langtidstap pga kryp, svinn og relaksasjon.

Tabell 7.2: Totalt tap av spennkraft i en spennkabel i y-retning.

Reduksjon av spennkraft i y-retning	Aktiv ende	Passiv ende
Låsetap	15,9 kN (7,1%)	-
Friksjonstap	-	9,2 kN (4,1%)
Elastisk deformasjon av betong	0,9 kN (0,4%)	0,9 kN (0,4%)
Kortidsvirkning av relaksasjon	≈ 0	≈ 0
Langtidstap pga kryp, svinn og rel.	18,4 kN (8,3%)	18,4 kN (8,3%)
Totalt spennkrafttap	35,2 kN (15,8%)	28,5 kN (12,8%)

Etter at den maksimale spennkraften er fratrukket alle tap, legges det til en økning på $100\text{MPa}(15\text{kN})$ pga. virkning av forspenningen i bruddgrensetilstand. Tabell 7.3 viser spennkraft i brudd- og bruksgrensetilstand inkludert tap.

Tabell 7.3: Spennkraft i kabel etter tap.

		x-retning	y-retning
Maks spennkraft	P_{max}	223 kN	223 kN
Spennkraft etter tap	P_{SLS}	183 kN	191 kN
Spennkraft etter tap inkl. spenningsøkning	P_{ULS}	198 kN	206 kN

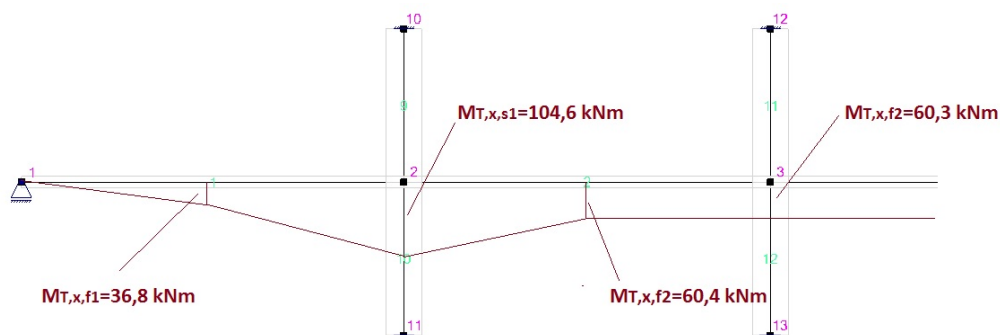
7.5.2 Tvangsmoment pga forspenning

Tvangsmomentet er forspenningsmomentet fratrukket primærmomentet. Beregninger av primærmoment, vinkelendring langs spennkabelen og de vertikale lastkomponentene fra forspenning er utført i Excel, se vedlegg C. Vedlegg C viser beregninger fra ytre vegg (aktiv ende) til felt nr. 2 for begge retninger, i både brudd- og bruksgrensetilstand. I x-retning er verdiene i felt 2 lik for felt 3, 4, 5 og 6. I y-retningen er modellen tilnærmet symmetrisk om midtfelt.

Punktlastene beregnet med lign. (4.22) brukes videre i Focus for lastvirkningsberegning av forspenningsmoment i bruddgrensetilstand (med spenningsøkning) og bruksgrensetilstand (uten spenningsøkning). Resultat av beregninger for primærmoment, moment fra forspenning og totale tvangsmoment for kritiske snitt er gitt i tabell 7.4 og 7.5. Strekk er definert som positiv på underside, og negativ på overside. I begge retningene blir tvangsmomentet i de kritiske snitt positiv, dvs. strekk på underkant, se figur 7.6 og 7.7.

Tabell 7.4: Primærmoment, moment fra forspenning og tvangsmoment i x-retning.

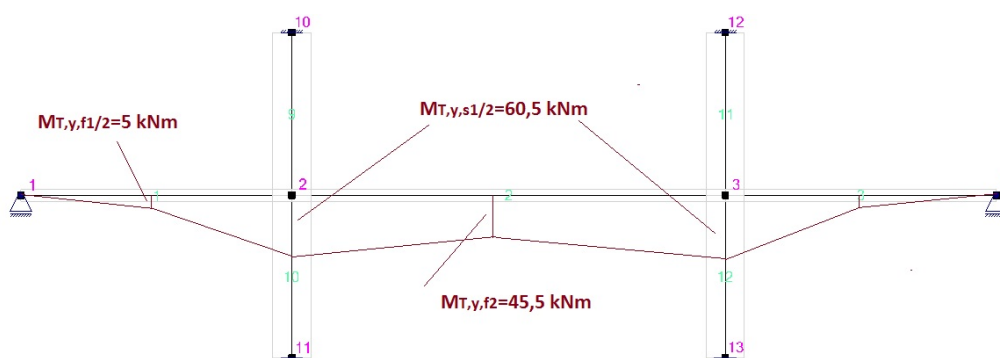
	Felt 1	Søyle 1	Felt 2	Søyle 2
$M_{P,x,ULS}$	-129,6 kNm	175,9 kNm	-106,0 kNm	131,6 kNm
$M_{0,x,ULS}$	-166,4 kNm	71,3 kNm	-166,4 kNm	71,3 kNm
$M_{T,x,ULS}$	36,8 kNm	104,6 kNm	60,4 kNm	60,3 kNm



Figur 7.6: Tvangsmomentdiagram i x-retning.

Tabell 7.5: Primærmoment, moment fra forspenning og tvangsmoment i y-retning.

	Felt 1	Søyle 1	Felt 2
$M_{P,y,ULS}$	-66,3 kNm	179,4 kNm	-121,0 kNm
$M_{0,y,ULS}$	-71,4 kNm	118,9 kNm	-166,5 kNm
$M_{T,y,ULS}$	5,1 kNm	60,5 kNm	45,5 kNm



Figur 7.7: Tvangsmomentdiagram i y-retning.

7.6 Momentkapasitetsberegning

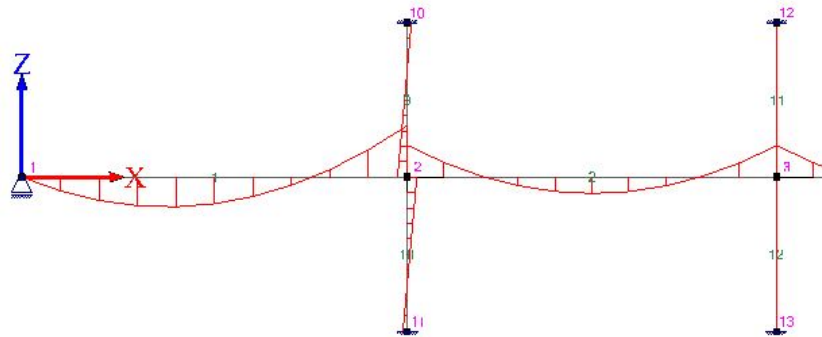
7.6.1 Dimensjonerende moment

Dimensjonerende last for bruddgrensetilstand uten spennarmering er beregnet til:

$$q_{Ed,ULS} = \gamma_g \cdot g_{Ek} + \gamma_q \cdot q_{Ek} = 1,2 \cdot 5,5 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \cdot 2,5 \text{ kN/m}^2 = 10,4 \text{ kN/m}^2$$

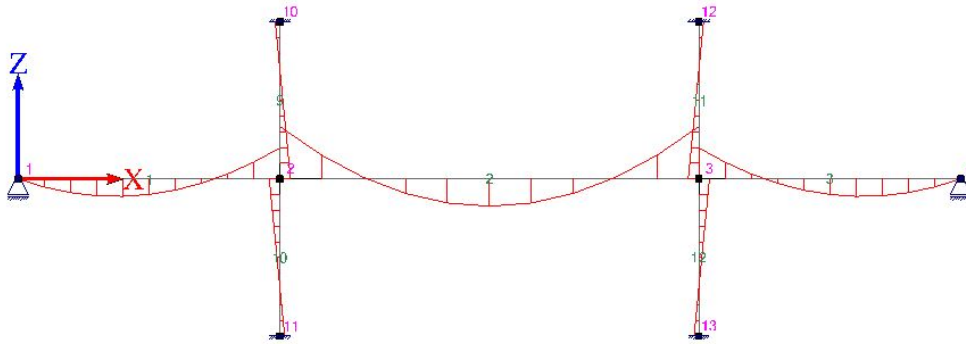
Dimensjonerende moment i bruddgrensetilstand fra egenlast, nyttelast og tvangsmoment i kritiske snitt er gitt i tabell 7.6 og 7.7. I x-retning er felt 1 og søyle 1 dimensjonerende moment i felt og over søyle. I y-retning er felt 2 og søyle 1(2) dimensjonerende.

Ved like spennvidder er det ingen momentoverføring mellom dekke og søyle. Siden felt 1 og 2 i både x- og y-retning ikke har lik spennvidde, vil et lite moment bli overført til søylene og momentet er ulikt på hver side av søylen, se figur 7.8 og 7.9. Største opptredende moment ved søyle og i felt er tilnærmet lik for nyttelast plassert i alle felt og nyttelast plassert i annethvert felt.



Figur 7.8: Momentdiagram i x-retning med jevnt fordelt last. Søyle 2 er belastet med et lite moment pga ulik spennvidde.

Tvangsmomentet gir en økning av moment i felt og reduksjon av moment over søyle. Tvangsmomentet gir ugunstig effekt i felt ($\gamma_p = 1,1$) og gunstig effekt ($\gamma_p = 0,9$) over søyle. Største dimensjonerende moment i dekket er ved søyle 1 i begge retninger. Verdien over søylene er toppverdier fra lastvirkningsdiagrammene fra Focus, og kan reduseres med hensyn på søylebredde dersom nødvendig.



Figur 7.9: Momentdiagram i y-retning med jevnt fordelt last. Søyle 1(2) er belastet med et lite moment pga ulik spennvidde.

Tabell 7.6: Dimensjonerende moment i bruddgrensetilstand - x-retning.

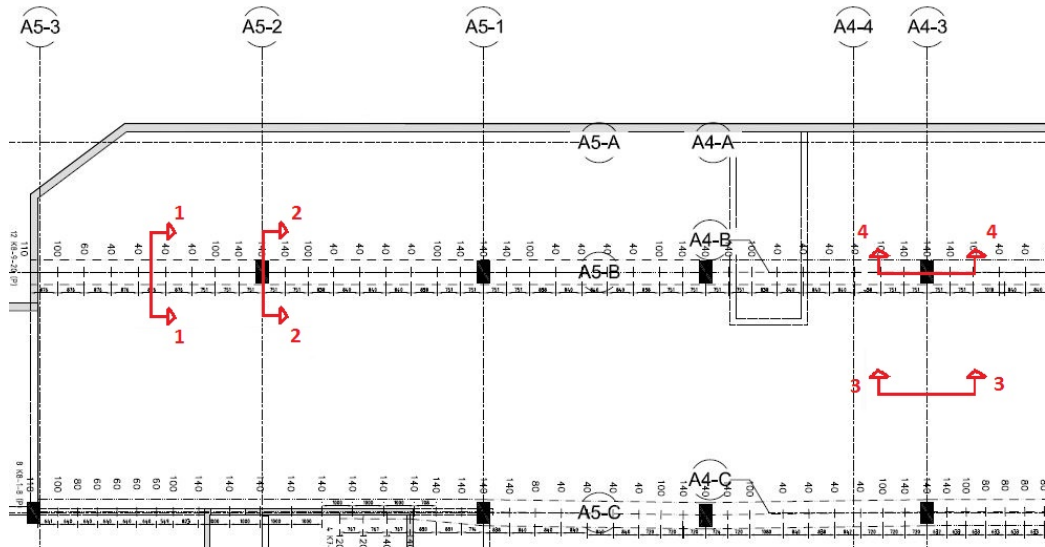
	Felt 1	Søyle 1	Felt 2	Søyle 2
$M_{Ed,g,x,ULS}$	171,2 kNm	-297,6 kNm	94,0 kNm	-182,5 kNm
$M_{Ed,q,x,ULS}$	97,8 kNm	-169,1 kNm	54,6 kNm	-104,5 kNm
$M_{Ed,T,x,ULS}$	40,5 kNm	94,2 kNm	66,4 kNm	54,3 kNm
$M_{Ed,x,ULS}$	309,5 kNm	-372,5 kNm	215,0 kNm	-232,6 kNm

Tabell 7.7: Dimensjonerende moment i bruddgrensetilstand - y-retning.

	Felt 1	Søyle 1	Felt 2
$M_{Ed,g,y,ULS}$	86,6 kNm	-260 kNm	135,5 kNm
$M_{Ed,q,y,ULS}$	49,2 kNm	-148,9 kNm	77,7 kNm
$M_{Ed,T,y,ULS}$	5,6 kNm	54,4 kNm	50,0 kNm
$M_{Ed,y,ULS}$	141,4 kNm	-354,5 kNm	263,2 kNm

7.6.2 Momentkapasitet

Snittene på figur 7.10 viser hvor største feltmoment og søylemoment opptrer i hver retning (søyle 1 og 2 i y-retning har samme dimensjonerende moment). Snitt 1-1 er felt 1 i x-retning, snitt 2-2 søyle 1 i x-retning, snitt 3-3 felt 2 i y-retning og snitt 4-4 søyle 2/3 i y-retning.



Figur 7.10: Oversikt over kontrollerte snitt for moment.

Tabell 7.8 oppsummerer beregninger av momentkapasitet og kapasitetskontroller i bruddgrensetilstand fra vedlegg E. Kontroll ved snitt 2-2 (søyle 2 i x-retning) er ikke tilfredsstillende for maksimale verdier (toppverdi). Men ved å redusere dimensjonerende moment med hensyn til søylebredden i x-retning blir $M_{Ed,2-2} = -319,2 \text{ kNm}$ og kapasitetskontrollen er tilfredsstillende for snitt 2-2. Kapasitetsutnyttelse er størst ved snitt 2-2 på 95%, og fiberbidraget utgjør 16% av momentkapasiteten.

Tabell 7.8: Utnyttelsegrad av momentkapasiteten.

	Snitt 1-1	Snitt 2-2	Snitt 3-3	Snitt 4-4
$M_{Ed,ULS}$	309,5 kNm	-372,5 (-319,2) kNm	263,3 kNm	-354,7 kNm
M_{Rd}	429,7 kNm	334,7 kNm	445,5 kNm	398,0 kNm
$M_{Ed,ULS}/M_{Rd}$	0,72	1,11 (0,95)	0,59	0,89

7.7 Skjærkapasitetsberegning

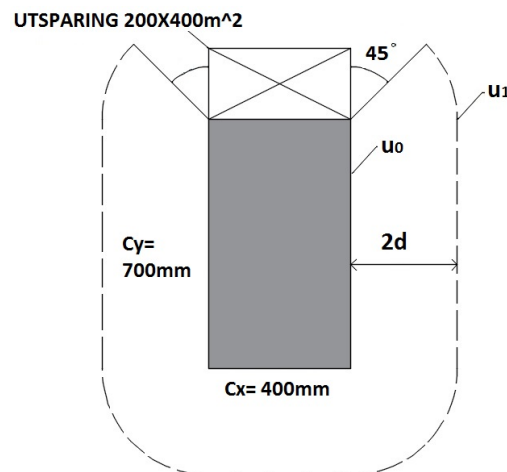
Skjærberegningene er utført med hensyn til opp tredende laster på dekket. Ubalansen i søylene er minimale, og neglisjeres ved at β settes til 1 for begge søylene i samråd med veileder. Dimensjonerende skjærspenning og skjærkapasitet mot gjennomlokking er beregnet for søyle i de kritiske snitt 2-2 og snitt 4-4.

7.7.1 Dimensjonerende skjærspenning

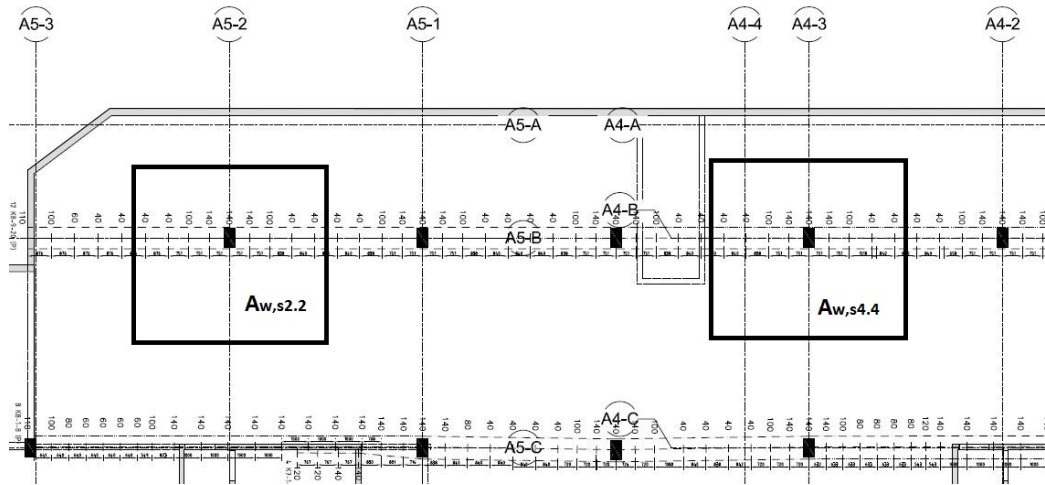
Dimensjonerende skjærkraft er det lastarealet av dekket som blir ført inn til hver enkelt søyle multiplisert med dimensjonerende last q_{ed} . De rektangulære søylene har dimensjonene $c_x = 400\text{mm}$ og $c_y = 700\text{mm}$, og med en utsparing på $200 \times 400\text{mm}^2$ på ene kortsiden, se figur 7.11. En utsparing vil øke skjærspenningene, siden omkrets til kontrollsnitt u_1 og u_0 reduseres. Det antas at u_1 begrenses av en vinkel på 45 grader fra søylen ved utsparingen. Omkretsen til kontrollsnittene er:

$$u_1 = c_x + 2c_y + 2\pi \cdot 2d_{eff} \cdot \frac{3}{4} = 3214\text{mm}$$

$$u_0 = c_x + 2c_y = 1800\text{mm}$$



Figur 7.11: Illustrasjon av kontrollsnitt u_0 og u_1 med utsparing.



Figur 7.12: Skjærareal for søyle ved snitt 2-2 og snitt 4-4.

Skjærarealet er areal av dekkelast som går i søylen fratrukket arealet av kritiske kontrollsnitt A_1 . A_1 neglisjeres siden den ikke vil redusere det totale skjærarealet betraktelig. Figur 7.12 illustrerer skjærarealet til søylene ved snitt 2-2 og 4-4. Beregnet skjærkraft etter lign. (4.28) er:

$$V_{Ed,s2.2} = A_{w,s2.2} \cdot q_{Ed} = \left[\left(0,625 \cdot 7,5m + \frac{7,2m}{2} \right) \cdot \left(0,625 \cdot 5m + \frac{8m}{2} \right) \right] = 59,0m^2$$

$$V_{Ed,s4.4} = A_{w,s2.2} \cdot q_{Ed} = \left[\left(0,625 \cdot 7,2m + \frac{7,2m}{2} \right) \cdot \left(0,625 \cdot 5m + \frac{8m}{2} \right) \right] = 57,7m^2$$

Største dimensjonerende skjærkraft er ved søyle i snitt 2-2, og denne blir kontrollert videre. Dimensjonerende skjærspenning i de kritiske kontrollsnittene for søylen i snitt 2-2 er etter lign (4.27):

$$v_{Ed,1} = 1,27MPa$$

$$v_{Ed,0} = 2,26MPa$$

7.7.2 Skjærkraftkapasitet

Den totale skjærspenningskapasitet til flatdekket inkludert fiberarmeringsbidrag med konsentrerte laster uten skjærarmering er etter lign. (4.34) og (4.35):

$$v_{Rd,c} = v_{Rd,ct} + v_{Rd,cf} = 0,90MPa + 0,53MPa = 1,43MPa$$

Fiberarmeringsbidraget utgjør 37% av skjærspenningskapasiteten. Den dimensjonerende maksimale skjærspenningskapasiteten langs søylekant er etter lign. (4.32):

$$v_{Rd,max} = 4,10MPa$$

Kapasitetsutnyttelsen er gitt i tabell 7.9. Kapasitetskontroll for skjær er tilfredsstillende for begge kontrollsnitt, med største kapasitetsutnyttelse på 89%.

Tabell 7.9: Kapasitetskontroll skjær.

	v_{Ed}	v_{Rd}	Kapasitetsutnyttelse
Kontrollsnitt u_0	2,26 MPa	4,10 MPa	0,55
Kontrollsnitt u_1	1,27 MPa	1,43 MPa	0,89

7.8 Bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstanden skal sikre konstruksjonens utseende og langsiktig bruk. Faktor ψ_2 for en tilnærmet permanent verdi for nyttelasten, er klassifisert som Kategori F: trafikk- og parkeringsareal for små og store kjøretøy etter EC0 Tabell NA.A1.1, og er 0,7. Dimensjonerende last i bruksgrensetilstand for en kvasi-permanent lastkombinasjon uten spennarmering blir:

$$q_{Ed,SLS} = g_{Ek} + \psi_2 \cdot q_{Ek} = 5,5 \text{ kN/m}^2 + 0,7 \cdot 2,5 \text{ kN/m}^2 = 7,3 \text{ kN/m}^2$$

Tabell 7.10 viser moment i kritiske snitt for egenlast, nyttelast og forspenning. I bruksgrensetilstand er det ikke en spenningsøkning som for bruddgrensetilstand. Vedlegg F inneholder håndberegninger i bruksgrensetilstand, og resultatene blir oppsummert.

Tabell 7.10: Dimensjonerende moment i bruksgrensetilstand.

	Snitt 1-1	Snitt 2-2	Snitt 3-3	Snitt 4-4
$M_{Ed,g,SLS}$	142,7 kNm	-248,0 kNm	112,9 kNm	-217,0 kNm
$M_{Ed,q,SLS}$	45,5 kNm	-78,3 kNm	36,2 kNm	-69,4 kNm
$M_{Ed,g+q,SLS}$	188,2 kNm	-326,3 kNm	149,1 kNm	-286,4 kNm
$M_{Ed,p,SLS}$	-119,8 kNm	162,7 kNm	-115,7 kNm	166,6 kNm

7.8.1 Spenningsbegrensning

Trykk- og strekkspenningene må begrenses for å unngå opprissing og deformasjoner som påvirker funksjonen til betongkonstruksjonen. Betongspenningene σ_c blir kontrollert i betongkant i trykksonen og strekksonen. Tabell 7.11 og 7.12 viser oppsummering av spenningsberegningene ved kritiske snitt i flatdekket. Positive verdier er strekkspenninger og negative verdier er trykkspenninger.

Tabell 7.11: Oppsummering av spenningsberegning i snitt 1-1 og 3-3.

Felt			Snitt 1-1	Snitt 3-3
Betongspenning i overkant	trykksonen	$\sigma_{c,o}$	-5,67 MPa	-3,78 MPa
Betongspenning i underkant	strekksonen	$\sigma_{c,u}$	-0,47 MPa	-1,57 MPa

Tabell 7.12: Oppsummering av spenningsberegning i snitt 2-2 og 4-4.

Søyle			Snitt 2-2	Snitt 4-4
Betongspenning i overkant	strekksonen	$\sigma_{c,o}$	3,16 MPa	1,29 MPa
Spenning i betong i underkant	trykksonen	$\sigma_{c,u}$	-9,30 MPa	-6,63 MPa

Kontroll av spenninger

Anbefalt begrensning av trykkspenninger etter lign (4.37) og strekkspenninger i betongen er:

$$\sigma_{c,tillatt,trykk} = k_1 \cdot f_{ck} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,tillatt,strekk} = f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$$

Trykk- og strekkspenningen i tabell 7.11 og 7.12 overskrider ikke spenningsbegrensningene. I felt (snitt 1-1 og 3-3) er det trykkspenninger i strekksonen, som ikke vil gi opprissing. Trykkraften fra spennarmeringen gjør at risslasten økes. I snitt 2-2 er betongspenningen i strekksonen på grensen til å overskride tillatt strekkspenning f_{ctm} . Det er gyldig å anta Stadium I (uopp-risset tverrsnitt) i videre beregninger siden strekkspenningene er mindre enn strekkfastheten.

Rissmoment og risslast

Oppsummering av rissmoment og risslast er gitt i tabell 7.13. Rissmoment $M_{g+q,riss}$ beregnes ved å sette lign. (4.36) lik strekkfastheten f_{ctm} .

Tabell 7.13: Oppsummering av rissmoment og risslast i kritiske snitt

	Snitt 1-1	Snitt 2-2	Snitt 3-3	Snitt 4-4
$M_{g+q,SLS}$	188,2 kNm	326,3 kNm	149,1 kNm	286,4 kNm
M_{riss}	284,4 kNm	327,4 kNm	293,3 kNm	344,2 kNm
q_{riss}	11,1 kN/m ²	≈ 7,3 kN/m ²	14,7 kN/m ²	8,6 kN/m ²

7.8.2 Rissviddebegrensning

Siden strekkspenningene ikke overskrider strekkfastheten f_{ctm} , er det ikke nødvendig med rissviddebegrensning siden betongen defineres som uopp-risset.

7.8.3 Nedbøyningbegrensning

Største nedbøyning vil opptre i midtfeltet av de lengste spennviddene i både x- og y-retning. Estimering av største nedbøyning i flatdekket gjøres mellom akse A5-3 og A5-2, og akse A5-C og A5-B, se aksesystem på figur 7.12. Nedbøyningsbegrensning etter EC2-1-1 er:

$$\delta x = \frac{L_x}{250} = \frac{7500mm}{250} = 30mm$$

$$\delta y = \frac{L_y}{250} = \frac{6500mm}{250} = 32mm$$

Tillatt nedbøyning på midtpunktet δ_{xy} , se figur 7.13, av platen er:

$$\delta_{tillat,xy} = \min\{\delta_{x,tillatt} + \delta_{y,tillatt}\} = 30mm$$

Tabell 7.14: Nedbøyning i x- og y-retning.

	δ_x	δ_y	Bøyningsretning
Egenlast	22,0 mm	16,1 mm	Ned
Nyttelast	10,1 mm	7,4 mm	Ned
Forspenning	-18,0 mm	-17,0 mm	Opp

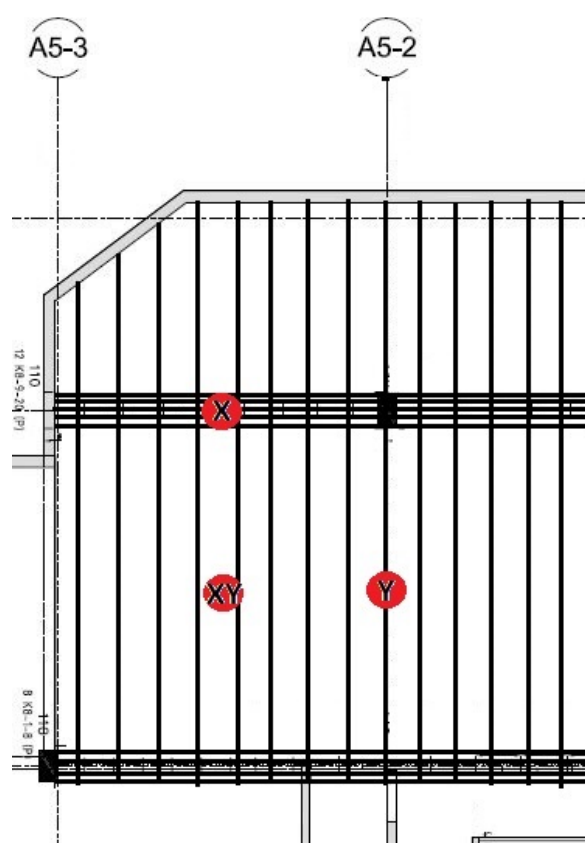
Tabell 7.14 viser ned- og oppbøyningsbidragene fra de forskjellige lastene uten faktor for kvasi permanent lastkombinasjon. Nedbøyning i hver retning etter lign. (4.3) og total nedbøyning blir:

$$\delta_x = \delta_{x,egenlast} + \psi_2 \cdot \delta_{x,nyttelast} + \delta_{x,forspenning} = 11,1mm$$

$$\delta_y = \delta_{y,egenlast} + \psi_2 \cdot \delta_{y,nyttelast} + \delta_{y,forspenning} = 4,3mm$$

$$\delta_{xy} = \delta_x + \delta_y = 11,1mm + 4,3mm = 15,3mm$$

$\delta_{tillatt} \gg \delta_{xy}$, dvs. nedbøyningsbegrensning er tilfredsstilt.



Figur 7.13: Illustrasjon av estimering av nedbøyning. Totale nedbøyningen (rød XY-punkt) er summen av nedbøyning i x og y-retning.

7.9 Minimumsarmeringskrav

7.9.1 Minimumsarmeringskrav for slakkarmering i plater

I x-retning har dekket konsentrerte kabler over søylene, og totalt 12 kabler for hver søylestripe med lastbredde $L_y = 6500mm$. Minimumskrav til slakkarmering i x-retning etter lign (4.39) er:

$$\begin{aligned} A_{sx,min} &\geq 0,26 \cdot A_{cx} \left(\frac{f_{ctm} - 2,1 f_{ftk,res2,5}}{f_{yk}} \right) \\ &= 0,26 \cdot 6500mm \cdot 220mm \cdot \left(\frac{3,2MPa - 2,1 \cdot 1,32MPa}{500MPa} \right) \\ &= 318,3m^2 \end{aligned}$$

Som ikke bør være mindre enn:

$$\begin{aligned} A_{sx,min} &\geq 0,0013 \cdot A_{cx} \left(1 - 2,1 \cdot \frac{f_{ftk,res2,5}}{f_{ctm}} \right) \\ &= 0,0013 \cdot 6500mm \cdot 220mm \cdot \left(1 - 2,1 \cdot \frac{1,32MPa}{3,2MPa} \right) \\ &= 249m^2 \end{aligned}$$

Y-retning har jevnt fordelte kabler med senteravstand $c/c = 650mm$. Antall kabler per søylestripe med lastbredde $L_x = 7500mm$ er 11,5 kabler.

$$\begin{aligned} A_{sy,min} &\geq 0,26 \cdot A_{cy} \left(\frac{f_{ctm} - 2,1 f_{ftk,res2,5}}{f_{yk}} \right) \\ &= 0,26 \cdot 7500mm \cdot 220mm \cdot \left(\frac{3,2MPa - 2,1 \cdot 1,32MPa}{500MPa} \right) \\ &= 367,2m^2 \end{aligned}$$

Som ikke bør være mindre enn:

$$\begin{aligned} A_{sy,min} &\geq 0,0013 \cdot A_{cy} \left(1 - 2,1 \cdot \frac{f_{ftk,res2,5}}{f_{ctm}} \right) \\ &= 0,0013 \cdot 7500mm \cdot 220mm \cdot \left(1 - 2,1 \cdot \frac{1,32MPa}{3,2MPa} \right) \\ &= 287m^2 \end{aligned}$$

Spennarmeringsareal i dekket er:

$$\begin{aligned} A_{px} &= n_x \cdot A_p = 12 \cdot 150m^2 = 1800m^2 \\ A_{py} &= n_y \cdot A_p = 11,5 \cdot 150m^2 = 1730m^2 \end{aligned}$$

Veiledningen COIN Project Report 29 inneholder ikke minimumskrav for spennarmering og fiber, men bare for slakkarmering og fiber. Minimumsarmeringskravet for slakkarmering og fiberarmering kan ikke direkte sammenlignes med spennarmeringsarealet.

7.9.2 Minimumsarmeringskrav for spennarmering i plater

Tabell 7.15 viser momentkapasitet i bruddgrensetilstand og rissmomentet i bruksgrensetilstand for kritiske snitt. Minimumsarmeringskravet for spennarmering er tilfredsstilt siden momentkapasiteten i bruddgrensetilstand er større enn rissmomentet.

Tabell 7.15: Påvisning av duktilitet.

	Snitt 1-1	Snitt 2-2	Snitt 3-3	Snitt 4-4
M_{Rd}	429,7 kNm	334,7 mm	445,7 kNm	398,2 kNm
M_{Riss}	284,4 kNm	327,4 kNm	293,3 kNm	344,2 kNm
M_{Rd}/M_{Riss}	1,51	1,02	1,51	1,16

Del IV

Diskusjon og konklusjon

8 | Diskusjon

8.1 Flatdekket ved Munkvoll Gård

Dimensjoneringsberegningene til Thilt Engineering AS og Spennarmering AS var ikke tilgjengelig for sammenligning. Siden oppgaven ikke er en uavhengig kontroll, er det gjort antagelser og forenklinger hvor informasjon manglet.

8.1.1 Geometri og rammemodell

Flatdekker i tidligere fullskalaforsøk har enklere geometri enn parkeringsdekket på Munkvoll Gård. Dekket på Munkvoll Gård har varierende spennvidder og spennkabelengder i begge retninger, som gir ekstra arbeid i lastvirkningsanalysen. Forholdet mellom dekketykkelse og spennvidden er på $l_x/h = 34$ og $l_y/h = 36$, som er innenfor anbefalingene til Trygstad [11] med et dekketykkelse- og spennlengdeforhold på 35-38 for god økonomi.

Valg av leddopplager for vegg-dekkeforbindelsen for alle lasttilfellene er en forenkling av forbindelsen med glidesjikt og slakkarmering mellom dekket og vegg. Vanligvis for flatdekker er ytre søyler og vegger momentstivt forbundet med dekket. Men for spennarmerte dekker vil fastholdningen kunne gi uheldige tvangskrefter. For hindre dette legges det inn et glidesjikt for å unngå friksjon mellom vegg og dekket. Mengden slakkarmering i forbindelsen avgjør stivheten til knutepunktet, men det er vanskelig å modellere stivhetsforhold mellom dekke og vegg som en mellomting mellom stivt og leddlager i Focus Konstruksjon. Dersom dekket ble modellert med momentstivt forbindelse mellom vegg og dekke, ville dette gitt lavere ytre feltmoment i begge retninger, og i tillegg et moment i vegg-dekkeforbindelsen.

Platstripene på figur 7.3 er valgt til å være representativ for hele dekket, for å unngå tidkrevende beregninger av detaljer som ikke vil være dimensjonerende. Med detaljer menes veggene med rominndeling (boder) med ulik geometri og hvor ikke alle spennkabler går gjennom hele dekket. Den øverste

søylerekken i x-retning har størst skjærareal som gir størst skjærkraft i søylene. Platestripen i y-retning er valgt basert på hvor de lengste spennkablene (spennviddene) befinner seg.

8.1.2 Spennkraft og tap av spennkraft

Det totale spennkrafttapet i x-retning ble beregnet til 17,9%, og 14,3% i y-retning. Selv om tapet er lik størrelsesorden som anbefalingene til Trygstad [11] på 15%, er beregningene usikre. Noen av tapsberegningene er basert på heft mellom betong og armering som ikke er tilfellet for uinjiserte spennkabler. To eksempel er lign. (4.14) for spennkrafttap fra langtidseffekt av kryp, svinn og relaksasjon og lign (4.10) for umiddelbar deformasjon av betong. Lign. (4.14) kan ikke rett frem modifiseres med å ta bort heftforholdsleddet ρ . Beregning av endring i spenning ved tyngdepunktet for spennkabelen $\Delta\sigma_c(t)$ i lign. (4.10), baserer seg på metoden med transformert tverrsnitt for heft mellom armering og betong (armering inkludert i betongtverrsnittet). Det ble bestemt sammen med veileder å anta heft i begge ligningene for å komme videre med beregningene.

8.1.3 Bruddgrensetilstand

Største dimensjonerende moment og skjærkraft opptrer over søylen i akse A5-2. Fiber gir betraktelig større bidrag til skjærkapasitet enn til momentkapasiteten, og høyere fiberinnhold har vist seg i forsøk å kunne endre dimensjonerende bruddtilstand fra skjærbrudd til momentbrudd [17]. Kapasitetsutnyttelsen var størst for moment i x-retning med 95% (89% i y-retning). Gjennomlokkingskapasiteten hadde en utnyttelsesgrad på 89%, og det ble ikke nødvendig med skjærarmering. Hva som er dimensjonerende bruddtilstand er vanskelig å forutsi basert på utnyttelsesgradene. De antagelser som ble gjort, vil ha forskjellig innvirkning på kapasitetsberegningene for skjær og moment, og dermed vanskelig å forutsi dimensjonerende bruddtilstand.

I følge veileder Terje Kanstad og førsteamanuensis Jan Øverli er skjærkapasitetsformelen lign. (4.34) basert på kabler med heftforbindelser til betongen, og det kan stilles spørsmål om formelen er gyldig selv om det er tatt i betraktning at det ikke er heft for injiserte kabler. Dette problemet belyser også Hallberg og Hanssen [24] i masteroppgaven om flatdekket i Spjelkavik. Spennarmeringen kan ikke medregnes i betongbidraget når det ikke er heft mellom armering og betong, og heftforholdet blir derfor $\rho = 0$ for uinjiserte spennkabler. Med dette tatt i betraktning vil gjenværende ledd i skjærspenningskapasitet være mindre enn grenseverdien $v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$. Skjærkapasiteten

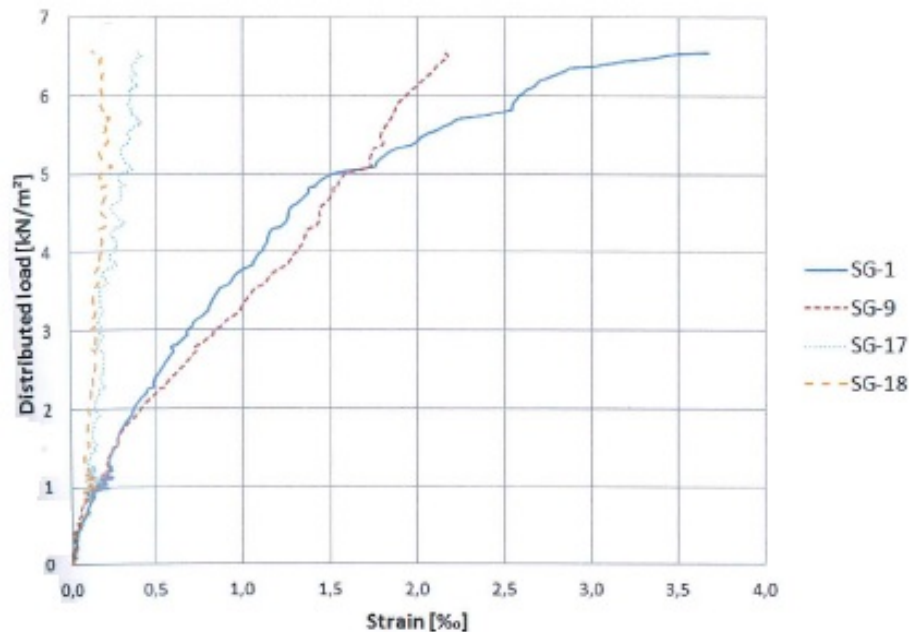
blir da definert av minsteverdi for betongbidraget (v_{min}) og spennarmeringen ($k_1 \cdot \sigma_{cp}$). Formelen er empirisk tilpasset for injiserte kabler, og det kan diskuteres om det er forsvarlig å bruke den selv om det tas hensyn til ingen heft.

Den maksimale skjærspenningskapasitet $v_{Rd,max}$ fra lign. (4.32) er egentlig begrenset av $1.6 \cdot v_{Rd,c} \cdot u_1 / (\beta \cdot u_0)$ fra EC2-1-1 NA.6.4.5, hvor beregningen av $v_{Rd,c}$ ses bort fra spennarmeringsbidraget ($k_1 \cdot \sigma = 0$). Denne begrensningen for skjærspenningskapasiteten er ikke tilpasset for dekker med uninjiserede spennkabler, og det ble bestemt sammen med veileder å se bort fra denne begrensningen.

8.1.4 Bruksgrensetilstand

Spenningsberegningene viste ingen overskridelse av strekkfastheten i betongtverrsnittet for kvasi-permanent lastkombinasjon. Det var fremdeles trykkspenninger i strekksonen i felt etter lastpåføring, som skyldes de ideelle trykkreftene fra spennarmeringen. Rissviddekontroll i EC2 kap.7.3 baserer seg på heft mellom betong og armering, og kan ikke modifiseres for uninjiserede spennkabler på samme måte som skjærkapasitetsformelen ved å sette $\rho = 0$. Det ble ikke observert riss i felt eller rundt søyler under befaring på byggeplass av det fiberarmerte flatdekket. Selv om riss ikke kunne ses, vil det trolig være mikroriss i betongen.

Nedbøyning ble estimert ved å summere beregnet nedbøyning i x- og y-retning fra focusberegningene, og er en konservativ metode. Total nedbøyning ble 15,3mm. Siden største spenn i x-retning er mellom vegg og søyle, vil valg av opplager for dekke-veggforbindelsen være avgjørende for nedbøyningen. Det ble valgt å modellere dekket som fritt opplagt på vegg. En momentstiv vegg-dekke forbindelse vil kunne gi mindre nedbøyning enn fritt opplegg. Som diskutert tidligere er vegg-dekke forbindelsen en mellomting mellom momentstivt og fritt opplagt. Den reelle nedbøyningen er derfor betydelig mindre enn 15,3mm. Nedbøyningsberegningene kompliseres også med at dekket bærer ulikt avhengig av hvordan spennkablene er fordelt. Dekket bærer som en enveisplate i retningen med jevnt fordelte kabler, og toveisplate i retningen med konsentrerte kabler over søyler [4]. I et lignende flatdekkforsøk av Trygstad [11] med spennkabler, viste det seg at nedbøyningen i midtpunktet på platen var den samme nedbøyningen som i den ene av de to retningene.



Figur 8.1: Last-forskyvningkurve for midtsøyla i fullskalaforsøket i Spjelkavik [24]. Opprissing utvikler seg over et stort lastområde, fra $0,5\text{ kN/m}^2$ til 5 kN/m^2 (blå og rød linje).

8.1.5 Minimunsarmeringskrav

Det er påvist at momentkapasiteten i bruddgrensetilstand er større enn rissmoment i bruksgrensetilstand, og dekket har tilfredsstillende spennarmemengde som gir duktil oppførsel. Duktil oppførsel gjør at betongtverrsnittet risser opp (tøyninger) og momenter omfordes før bæreevnen (momentkapasiteten) overskrides. I fullskalaforsøket i Spjelkavik [24] opptrer første riss tidlig for midtsøylen, se last-forskyvningskurven på figur 8.1 og plantegning på figur 3.3. Dette skyldes at spenningskonsentrasjonene er større enn de det beregnes med. I last-forskyvningskurven utvikler opprissingen seg gradvis over et stort lastområde (blå og rød linje), fra $0,5\text{ kN/m}^2$ til 5 kN/m^2 . Betongdekket over søylen risser lokalt før kreftene redistribueres og pålastning kan økes videre. Svinn og temperaturvariasjon påvirker betongspenningene, og vil også påvirke rissmomentet. Det er sannsynlig å anta at betongdekket ved Munkvoll Gård utvikler riss før beregnet rissmoment oppnås, siden virkeligheten er ganske forskjellig fra slik vi regner. En kompleks konstruksjon som flatdekke lar seg forenkle med god sikkerhet.

8.2 Standardiseringsarbeid - skjærkapasitetbidrag fra fiber

En fordel med en mekanisk modell som skjærkapasitetsmodellen i fib Model Code 2010 fremfor en empirisk tilpasset uttrykk som i den tyske og norske veiledningen, er muligheten til å legge til andre bidrag direkte til formlene, slik som fiberarmering. Eksempelvis er det en skjærkapasitetsformel for betong uten skjærarmering (kap.6.4.4) og en for med skjærarmering (kap. 6.4.5) i EC2-1-1. fib Model Code har kun en formel for både med og uten skjærarmering. Denne dimensjoneringsformelen er inndelt i et eget betongbidrag og et skjærarmeringsbidrag. Skjærkapasitetsbidraget fra fiber i den tyske og norske veiledningen kan utledes fra en mekanisk modell (som fagverksmodell), og gjør det mulig å legge til et fiberbidrag på samme måte som i fib MC10. Selv om den mekaniske modellen generelt gjør det enklere å legge til nye bidrag, blir sannsynligvis fibertillegget lagt til som et nytt ledd i eksisterende empiriske tilpassede uttrykkene for skjærkapasitet i Eurocode 2 [28].

Av de kapasitetsformlene for gjennomløkking som ble presentert, er det kun den tyske veiledningen til DafStb som har begrensning på fiberbidraget. Den tyske kan ses som mer konservativ enn de andre empiriske metodene med denne begrensningen.

9 | Konklusjon og forslag til videre arbeid

Hensikten med denne masteroppgaven var å lære om beregnings- og dimensjoneringsmetoder for betongflatdekke med spennarmert fiberbetong, hovedsakelig stålfiber og etteroppspente kabler. Betongkonstruksjoner med uninjiserte spennkabler etablerer ikke heftforbindelse mellom spennarmering og betongen. Formler for beregning med spennarmering i Eurocode 2 baseres for det meste på heftforbindelse (injiserte), og det må vurderes hvor forsvarlig det er å tilpasse de for uninjiserte spennkabler.

Flatdekket ved Munkvoll Gård ble kontrollert etter Eurocode 2 og norsk veiledning publisert i COIN Project Report 29. Dekket har en utnyttelsesgrad av momentkapasiteten på 95%, og utnyttelsesgrad av skjærkapasitet på 89%. Fiberbidraget utgjør 37% av skjærkapasiteten og 16% av momentkapasiteten. Fiber øker skjærkapasiteten betraktelig og gjør at det typiske kapasitetsproblemet gjennomlokking unngås, som sparer mye tidkrevende arbeid med skjærarmering. Strekkspenningene i betongen overskrider ikke strekkfastheten, dvs. betongen er uopprisset. Kapasitetsutnyttelsen både på skjær og moment er størst i dekket ved søyle A5-2, og det vil trolig oppstå riss her først. Minimumsarmeringskravet er tilfredsstillt ved at momentkapasitet i bruddgrensetilstand er større enn momentet som gir opprissing.

Det er i oppgaven sett nærmere på kapasitetsformlene for gjennomlokking i utkastet til annex til EC2; Stålfiberarmert betong. Formlene i utkastet er foreløpig et empirisk tilpasset uttrykk. Usikkerhet rundt fiberorientering, robusthet, duktilitet, utstøping etc. gjør standardiseringsarbeidet utfordrende. Det henvises i utkastet til alternative løsninger fra fib Model Code 2010 og den tyske veiledningen av DafStb. Fib Model Code er basert på en mekanisk modell, og skiller seg på denne måten ut fra de andre veiledningene. Den tyske veiledningen til DafStb og den norske veiledningen til COIN på fiberbetong har tilsvarende formler for gjennomlokking, og den tyske ses på som

mer konservativ enn den norske veiledningen.

Når standardiseringsarbeidet med konstruktiv (lastbærende) bruk av fiber er ferdig, kan stålfiberarmert betong i kombinasjon spennarmering i flatdekker ha potensialet til å bli et lovende konstruksjonskonsept i en fremtid med fokus på mindre materialbruk, HMS og hvor det blir økende mangel på kvalifiserte arbeidere.

Forslag til videre arbeid:

- Se nærmere på dimensjoneringsformler for rissviddeberegning for uinjisererte spennkabler.
- Beregne flatdekket med flytelinjeteori og modeller flatdekket med FEM analyse.
- Sammenligne formler for gjennomlokking i utkast til nye Eurocode 2 med DafStb, COIN, fib Model Code for stålfiberarmering med FEM analyse.
- Se nærmere på rissutvikling som skyldes svinn, temperatur og fastholdning i flatdekker.

10 | Bibliografi

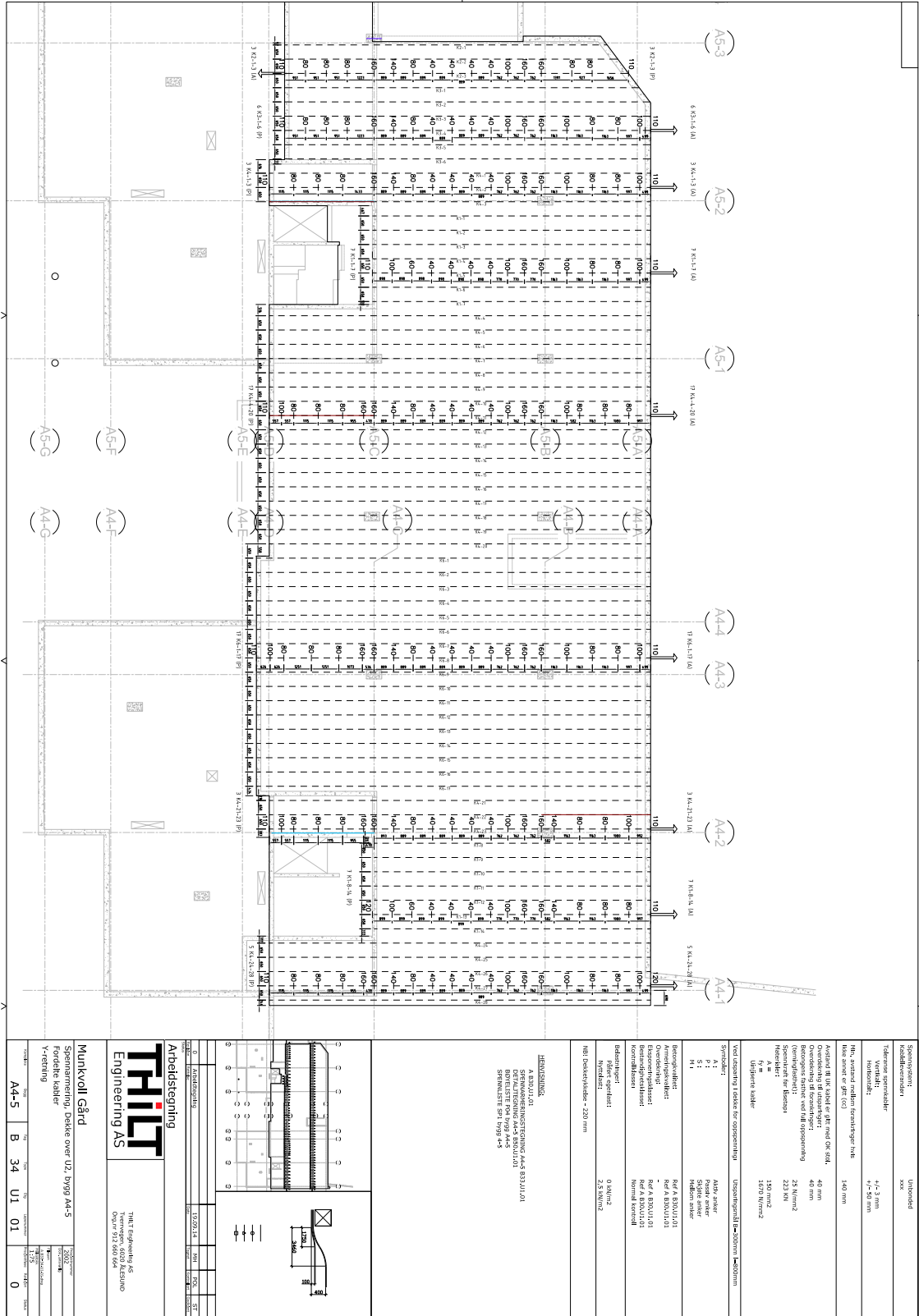
- [1] Sørensen I. *Betongkonstruksjoner; Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. Tapir Akademiske Forlag, 2010.
- [2] SINTEF Byggforsk. *Betonginnovasjon i Norge; Resultater fra forskningssenteret COIN (2007-2014)*. SINTEF akademiske forlag, 2014.
- [3] Jacobsen S. et al. *TKT 4215 Concrete Technology 1*. Department of Structural Engineering, 2013.
- [4] Mitchell D. Collins MP. *Prestressed Concrete Structures*. Englewood Cliffs, N.J.:Prentice Hall, 1991.
- [5] CEN. *NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 Eurokode 2: Prosjektering av konstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Standard Norge, 2004.
- [6] fib. *Technical Report Bulletin 33: Durability of post-tensioning tendons*. The International Federation for Structural Concrete, 2006.
- [7] Spenneteknikk AS. BBR VT CONA Single spennsausystem. Tilgjengelig fra: <http://spenneteknikk.no/brosjyrer/BBR-VT-CONA-Single-spenntausystem-24022011.pdf>, hentet 13.04.2015.
- [8] NB. *Publikasjon nr. 33 Flatdekker; Beregning og konstruktiv utforming*. Norsk Betongforening, 2003.
- [9] Spenneteknikk AS. BBR VT CONA Multi spennsausystem. Tilgjengelig fra: <http://spenneteknikk.no/brosjyrer/BBR-Cona-Multi-spenntausystem-24022011.pdf>, hentet 27.04.2015.
- [10] Øverli JA. Sørensen SI. *TKT4222 Concrete Structures 3*. Institutt for konstruksjonteknikk, 2013.
- [11] Trygstad S. *Structural behaviour of post tensioned concrete structures*. PhD thesis, NTNU, 2001.

-
- [12] Kanstad T et al. *Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner; COIN Project report 29*. SINTEF Building and Infrastructure, 2011.
- [13] Lofgren I. *Fibre-reinforced Concrete for Industrial Construction*. PhD thesis, Chalmers University of Technology, 2005.
- [14] AJ McCormack and Son. Bilde av stålfiberarmering. Tilgjengelig fra: <http://www.pavingexpert.com/reinfr1.htm>, hentet 06.03.2015.
- [15] Norsk Betongforening. Publikasjon xx: Bruk av fiberarmering i bærende betongkonstruksjoner: Retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll. Ikke publisert, siste versjon, 2015.
- [16] Døssland ÅL. *Fibre Reinforcement in Load Carrying Concrete Structures*. PhD thesis, Norwegian University of Science and Technology, 2008.
- [17] fib. *Technical Report Bulletin 57; Shear and punching shear in RC and FRC elements*. The International Federation for Structural Concrete, 2010.
- [18] International Federation for Structural Concrete (fib). *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Ernst and Sohn, 2013.
- [19] CEN. *NS-EN 14651: Prøvmetoder for betong med metalliske fibre. Måling av bøyestrekkefasthet (proporsjonalitetsgrense og restfastheter)*. Norsk Standard, 2007.
- [20] Kanstad T. Foredrag: Fiberarmert betong - state of the art. Grimstad, 2014.
- [21] The International Federation for Structural Concrete. About the fib. <http://www.fib-international.org>, hentet 20.04.2015.
- [22] Brå H. Samtale over mail. 19.03.2015.
- [23] Heimdal Eiendomsmegling. Munkvoll Gård fasader. Tilgjengelig fra: <http://www.munkvollgaard.no/map.aspx>, hentet 12.05.2015.
- [24] Hanssen HE. Hallberg MA. Post-tensioned fibre reinforced flatslab. Master's thesis, Norwegian University of Science and Technology, 2013.
- [25] CEN. *NS-EN 1990:2002+NA:2008 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Standard Norge, 2002.

- [26] CEN. *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-1: Allmenne laster; Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger*. Standard Norge, 2002.
- [27] Nawy EG. *Prestressed Concrete: A fundamental approach. Fifth Edition*. Pearson, 2009.
- [28] Øverli JA. Samtale. 22.04.2015.
- [29] CEN TC 250/SC2/WG1/TG2. Annex to EN 1992-1-1: SFRC - Steel Fibre Reinforced Concrete. Draft, 04.03.2015.
- [30] DafStb. *Guideline Steel fibre reinforced concrete. Draft*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (German Committee for reinforced concrete), 2012.
- [31] Thorenfeldt E et al. *Industrialisering av plastøpt betong. Stålfiberarmering i betong. Veiledning for prosjektering, utførelse og kontroll (utkast)*. NTNU, SINTEF, 2006.
- [32] Dahling TB. Samtale over mail. 04.05.2015.

A | Plantegning, spennarmering i x-retning

B | Plantegning, spennarmering y-retning



A1

C | Beregningsark i excel for tvangsmoment

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
X-RETNING	Vegg (A)			Felt 1				Støtte 1				Felt 2			
Avstand x frå vegg [mm]	0	876	1752	2628	3504	4380	5256	6007	6750	7509	8260	9011	9849	10689	
Høyde y over UK [mm]	110	100	60	40	40	40	40	100	140	140	140	100	40	40	
Dekketykkelse [mm]	220	220	220	220	220	220	220	220	220	220	220	220	220	220	
Midtakse [mm]	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	
delta l [mm]	0	876	876	876	876	876	876	751	751	751	751	751	838	840	
delta y [mm]	0	10	40	20	0	0	0	-60	-40	0	0	40	60	0	
Vinkel [rad]	0,000	0,011	0,046	0,023	0,000	0,000	0,000	-0,080	-0,053	0,000	0,000	0,053	0,072	0,000	
Vinkelendring [rad]	0,011	0,034	-0,023	-0,023	0,000	0,000	-0,080	0,027	0,053	0,000	0,053	0,018	-0,072	0,000	
Kraft [kN] ULS	27,1	81,5	-54,3	-54,3	0,0	0,0	-190,3	63,6	126,7	0,0	126,7	43,7	-170,4	0,0	
Kraft [kN] SLS	25,1	75,3	-50,2	-50,2	0,0	0,0	-175,9	58,8	117,1	0,0	117,1	40,4	-157,5	0,0	
Eksentrisitet [mm]	0	-10	-50	-70	-70	-70	-70	-10	30	30	30	-10	-70	-70	
Primærmoment [kNm]	0,0	-23,8	-118,8	-166,4	-166,4	-166,4	-166,4	-23,8	71,3	71,3	71,3	-23,8	-166,4	-166,4	
		ULS	SLS												
Oppspenningskraft [kN]		2376,5	2196,5												
Antall kabler		12													

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Y-RETNING	Vegg (A)	Felt 1			Støtte 1			Felt 2			
Avstand x frå vegg [mm]	0	626	1252	2503	3754	4827	5363	6252	7141	8030	8919
Høyde y over UK [mm]	110	100	80	80	80	160	160	140	80	40	40
Dekketykkelse [mm]	220	220	220	220	220	220	220	220	220	220	220
Midtakse [mm]	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110

delta l [mm]	0	626	626	1251	1251	1073	536	889	889	889	889
delta y [mm]	0	10	20	0	0	-80	0	20	60	40	0
Vinkel [rad]	0,000	0,016	0,032	0,000	0,000	-0,075	0,000	0,023	0,068	0,045	0,000
Vinkelendring [rad]	0,016	0,016	-0,032	0,000	-0,075	0,075	0,023	0,045	-0,023	-0,045	0,000
Kraft [kN] ULS	38,0	38,0	-76,0	0,0	-177,6	177,6	53,5	107,2	-53,7	-107,1	0,0
Kraft [kN] SLS	35,2	35,2	-70,5	0,0	-164,7	164,7	49,6	99,4	-49,8	-99,3	0,0

Eksentrisitet [mm]	0	-10	-30	-30	-30	50	50	30	-30	-70	-70
Primærmoment [kNm]	0,00	-23,8	-71,4	-71,4	-71,4	118,9	118,9	71,4	-71,4	-166,5	-166,5

	ULS	SLS
Oppspenningskraft [kN]	2378,2	2205,2
Antall kabler	11,5	

D | Håndberegninger del 1: Tap av spennkraft

TAP AV SPENNKRAFT

De ulike tapene som forårsaker reduksjon av spennkraften er beregnet etter EC2-1-1 5.10 med støtte fra annen litteratur som *Prestressed concrete structures* av Collins og Mitchell (1991) og *Betongkonstruksjoner: Beregning og dimensjonering etter Eurocode* av Sørensen (2012). Tekniske spesifikasjoner om uinjisert spennarmeringen er hentet fra hjemmesiden til Spenneteknikk AS (2015), ved navn BBR VT Cona Single.

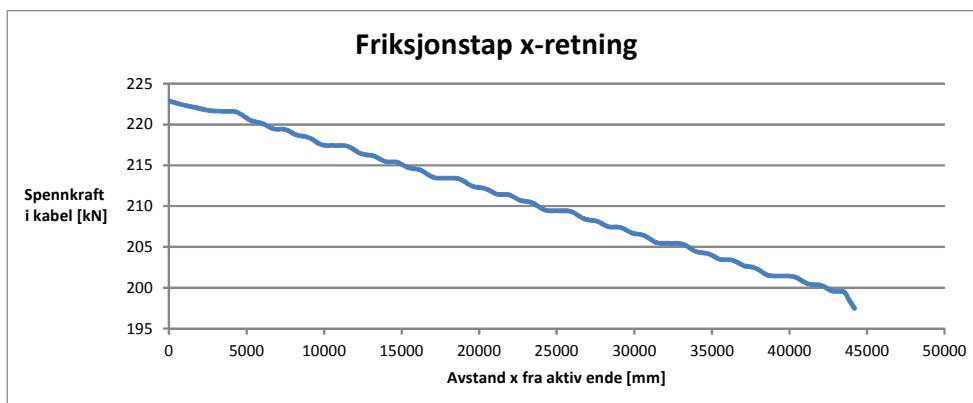
1 TAP AV SPENNKRAFT I X-RETNING

1.1 UMIDDELBARE TAP

1.1.1 FRIKSJONSTAP

$$P_{\max} := 223\text{kN}$$

Påført spennkraft med jekk.



$$\Delta P_{\mu, \text{tot.}x} := 25.5\text{kN}$$

Totalt friksjonstap ved passiv ende

$$\frac{\Delta P_{\mu, \text{tot.}x}}{P_{\max}} = 11.4\%$$

Friksjonstap i prosent

1.1.2 LÅSETAP

$$\Delta_{\text{set}} := 4\text{mm}$$

Glidning Cona Single

$$L_{\text{total.x}} := 44197\text{mm}$$

Total lengde av spennkabel
i x-retning

$$E_p := 196000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Elastisitetsmodul for Cona Single

$$A_p := 150\text{mm}^2$$

Areal av en spennkabel

$$p_x := \frac{\Delta P_{\mu.\text{tot.x}}}{L_{\text{total.x}}} = 0.58 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Stigningstall friksjon

$$l_{\text{set.x}} := \sqrt{\frac{\Delta_{\text{set}} \cdot A_p \cdot E_p}{P_x}} = 14.3\text{m}$$

Lengden av spennkabel som blir påvirket av
forankring. Collins & Mitchell (1991), lign 2-7

Spennkrafttapet pga låsing:

$$\Delta P_{\text{lås.x}} := 2 \cdot p_x \cdot l_{\text{set.x}} = 16.5 \cdot \text{kN}$$

Tap som skyldes låsetap, Collins
& Mitchell (1991), lign 2-6

$$\frac{\Delta P_{\text{lås.x}}}{P_{\text{max}}} = 7.4\%$$

Låsetap i x-retning i prosent

1.1.3 TAP SOM SKYLDES UMIDDELBAR DEFORMASJON AV BETONGEN

$$f_{\text{ck}} := 35\text{MPa}$$

Betongfasthet B35

$$E_{\text{cm}} := 34000\text{MPa}$$

Elastisitetsmodul for betong EC2-1-1 Tabell 3.1

$$f_{\text{cm}} := 43\text{MPa}$$

Middelverdi av betongens sylindertykkfasthet
EC2-1-1 Tabell 3.1

$$b := 1000\text{mm}$$

Bredde 1m

$$h := 220\text{mm}$$

Dekketykkelse

$$A_C := b \cdot h = 0.22\text{m}^2$$

Areal av betongen for en platestripe

$L_y := 4000\text{mm} + 5000\text{mm} = 9\text{ m}$	Halve spennlengden i y-retning (4m) + avstand fra søyle til ytre vegg i y-retning (5m)
$n_x := \frac{12}{9} = 1.33$	Antall kabler per meter
$A_{p,x} := n_x \cdot A_p = 200 \cdot \text{mm}^2$	Kabelareal per meter
$j := 0.5$	Tilnærmet verdi av faktor EC2-1-1 5.10.5.1(2)
$P_{0,x} := P_{\max} - \Delta P_{\mu,\text{tot},x} = 197.5 \cdot \text{kN}$	Spennkraft fratrukket friksjon.
$e_{\max,x} := 70\text{mm}$	Maks eksentrisitet
$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.8$	Antar oppspenning etter t=28 døgn dvs. $E_{cm} = E_{cm(t)}$
$A_{t,x} := A_c + (\eta - 1) \cdot A_{p,x} = 2.2 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$	Antar heft. Transformert betongtverrsnittareal. Sørensen (2012), lign. 6.6
$y_{t,x} := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p,x} \cdot e_{\max,x}}{A_{t,x}} = 0.3 \cdot \text{mm}$	Avstanden mellom tyngdepunktet til betongtverrsnittet og tyngdepunkt til det armerte tverrsnittet. Sørensen (2012), lign. 6.7
$I_{t,x} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_{t,x}^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p,x} \cdot (e_{\max,x} - y_{t,x})^2$	
$I_{t,x} = 8.9 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$	Transformert 2. arealmoment. Sørensen (2012), lign. 6.8
$\Delta\sigma_{c,x} := \frac{P_{0,x}}{A_{t,x}} + \frac{P_{0,x} \cdot (e_{\max,x} - y_{t,x})^2}{I_{t,x}}$	
$\Delta\sigma_{c,x} = 1.97 \cdot \text{MPa}$	Reduksjon i spenning pga av deformasjon i betong. Sørensen (2012), lign 6.12.
$\Delta P_{el,x} := A_p \cdot E_p \cdot \left(\frac{j \cdot \Delta\sigma_{c,x}}{E_{cm}} \right) = 0.85 \cdot \text{kN}$	Midlere tap i hver spennkabel som skyldes umiddelbar deformasjon av betongen. EC2-1-1 5.10.5.1(2)
$\frac{\Delta P_{el,x}}{P_{\max}} = 0.4 \cdot \%$	Tap i prosent som skyldes umiddelbar deformasjon av betongen i x-retning

1.1.4 TAP SOM SKYLDES KORTIDSVIRKNING AV RELAKSASJON

$\rho_{1000} := 0.025$	Antar lav relaksasjon etter EC2-1-1 3.3.2(6) klasse 2
$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$	Karakteristisk verdi av strekkfastheten for spennstålet (Cona Single)
$f_{p0.1k} := 1670 \text{ MPa}$	Antatt karakteristiske 0,1%-strekkgrense for spennstålet, $f_{p0.1k} = f_{p0.2k}$. $f_{p0.1k}$ er egentlig mindre enn 1670 MPa, men ikke oppgitt.
$t := 28$	Tid etter oppspenning
$\sigma_{pmo} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k})$	Initiell forspenning EC 5.10.3(2)
$\sigma_{pi} := \sigma_{pmo} = 1395 \text{ MPa}$	Absoluttverdi av initielle forspenningen hvor $\sigma_{pi} = \sigma_{pmo}$ ved etteroppspenning
$\mu_{rel} := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.75$	
$\Delta\sigma_{pr.kort.x} := 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu_{rel} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_{rel})}} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi}$	
$\Delta\sigma_{pr.kort.x} = 0.11 \cdot \text{MPa}$	Absolutt verdi av relaksasjonstapet i forspenningen. EC2-1-1 3.3.2(7) lign 3.29
$\Delta P_{pr.kort.x} := A_p \cdot \Delta\sigma_{pr.kort.x} = 0.016 \cdot \text{kN}$	Tap som skyldes kortidvirkning av relaksasjon
$\frac{\Delta P_{pr.kort.x}}{P_{max}} = 0.007 \cdot \%$	Tap i prosent som skyldes kortidvirkning av relaksasjon i x-retning

1.2 LANGTIDSTAP**1.2.1 KRYP**

$$RH := 80$$

Antar 80% relativ luftfuktighet for parkeringsdekket

$$A_{c.kryp} := 220 \cdot 1000 = 2.2 \times 10^5$$

Betongens tverrsnittareal

$$u := 2 \cdot (1000) = 2 \times 10^3$$

Omkretsen av den delen av tverrsnittet som er eksponert for uttørking. Over og under betongen

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_{c.kryp}}{u} = 220$$

Effektive tverrsnittareal

$$t_0 := 28$$

Tid ved oppspenning

$$t := 25000$$

Betongens alder på det aktuelle tidspunktet, i døgn

$$\alpha_1 := \left(\frac{35}{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}} \right)^{0.7} = 0.87$$

EC2-1-1 B.1

$$\alpha_2 := \left(\frac{35}{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}} \right)^{0.2} = 0.96$$

EC2-1-1 B.1

$$\alpha_3 := \left(\frac{35}{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}} \right)^{0.5} = 0.9$$

EC2-1-1 B.1

$$\varphi_{RH} := \left[1 + \frac{\left(1 - \frac{RH}{100} \right)}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 = 1.23 \quad \text{for } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}} = 2.56$$

$$\beta_{t0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} = 0.49$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} = 1.55$$

$$\beta_{H1} := 1.5 \cdot [1 + (0.012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 = 713.82$$

$$\beta_{H2} := 1500 \cdot \alpha_3 = 1.353 \times 10^3$$

$$\beta_H := \beta_{H1} = 713.82$$

$$\beta_{c_t_t0} := \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0.3} = 0.99$$

$$\varphi_{t,t0,x} := \varphi_0 \cdot \beta_{c_t_t0} = 1.53$$

Kryptallet i x-retning. EC2-1-1 Tillegg B1

1.2.2 SVINN

$$\epsilon_{cd0} := 0.000255$$

EC2-1-1 tabell 3.2. Antar 80 % relativ luftfuktighet og interpolerer for B35

$$k_h := 0.85 - (h_0 - 200) \cdot \frac{0.85 - 0.75}{100} = 0.83$$

EC2-1-1 Tabell 3.3. Interpolerer

$$t := 25000$$

Betongens alder på det aktuelle tidspunktet, i døgn

$$t_s := 28$$

Betongens alder (i døgn) ved begynnelsen av uttørkingssvinnet.

$$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$$

$$\beta_{ds_t_t.s} := \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3}} = 0.99$$

$$\epsilon_{cd_t} := \beta_{ds_t_t.s} \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd0} = 2.1 \times 10^{-4}$$

Uttørkingssvinn

$$\varepsilon_{ca_uendelig} := 2.5 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 6.3 \times 10^{-5}$$

$$\beta_{as_t} := 1 - e^{(-0.2 \cdot t^{0.5})} = 1$$

$$\varepsilon_{ca_t} := \beta_{as_t} \cdot \varepsilon_{ca_uendelig} = 6.2 \times 10^{-5} \quad \text{Autogent svinn}$$

$$\varepsilon_{cs,x} := \varepsilon_{cd_t} + \varepsilon_{ca_t} = 2.7 \times 10^{-4} \quad \text{Total svinntøyning i x-retning. EC2-1-1 3.1.4(6)}$$

1.2.3 RELAKSASJON

$$\rho_{1000} := 2.5 \quad \text{Antar lav relaksasjon etter EC2-1-1 3.3.2(6) klasse 2}$$

$$t := 500000 \quad \text{I timer, ca. 57 år. EC2-1-1 3.3.2 (8)}$$

$$\sigma_{pmo} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k}) \quad \text{Initiell forspenning EC2-1-1 5.10.3(2)}$$

$$\sigma_{pi} := \sigma_{pmo} = 1395 \cdot \text{MPa} \quad \text{Absoluttverdi av initielle forspenningen, hvor } \sigma_{pi} = \sigma_{pmo} \text{ for etteroppspenning}$$

$$\mu_{rel} := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.75$$

Absolutt verdi av relaksasjonstapet i forspenningen ved klasse 2:

$$\Delta\sigma_{pr,x} := 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu_{rel}} \cdot \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_{rel})} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi} = 67.95 \cdot \text{MPa}$$

1.2.4 SPENNINGEN I BETONGEN VED SPENNKABLER

Forenkler ved å bruke verdier for innersøyle som representativ for resten.

$A_C := b \cdot h = 0.22 \text{ m}^2$	Tverrsnittareal av betong
$L_y := 4000 \text{ mm} + 5000 \text{ mm} = 9 \text{ m}$	Lastbredde for spenkraft med utbredelse til vegg ved ene støtten.
$e_{\text{kabel},x} := 30 \text{ mm}$	Eksentrisitet spenkabel
$\eta = 5.8$	Antar oppspenning etter $t=28$ døgn dvs $E_{cm} = E_{cm,t}$
$n_x := \frac{12}{9} = 1.3$	Antall kabler per meter
$A_{p,x} := n_x \cdot A_p = 200 \cdot \text{mm}^2$	Arealet av alle spenkablene per meter
$A_{t,x} := A_C + [(\eta - 1) \cdot A_{p,x}] = 0.22 \text{ m}^2$	Transformert tverrsnitt
$y_{t,x} := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p,x} \cdot e_{\text{kabel},x}}{A_{t,x}}$	
$y_{t,x} = 0.13 \cdot \text{mm}$	Avstand mellom betontverrsnittets tyngdepunktsakse og det armerte tverrsnittets tyngdepunkt.
$I_{t,x} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_{t,x}^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p,x} \cdot (e_{\text{kabel},x} - y_{t,x})^2$	
$I_{t,x} = 8.9 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$	Arealregghetsmoment
$g_{\text{egenlast},x} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.220 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}$	
$g_{\text{egenlast},x} = 5.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Egenlast (permanent last) i x-retning
$L_{x,\text{max}} := 7500 \text{ mm}$	Største spennlengde i x-retning
$M_{g,\text{støtte},x} := \frac{g_{\text{egenlast},x} \cdot L_{x,\text{max}}^2}{12} = 25.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$	Moment over søyle

$$M_{t,x} := -P_{\max} \cdot (e_{\text{kabel},x} - y_{t,x}) + M_{g,\text{støtte},x}$$

$$M_{t,x} = 19.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Transformert moment. Sørensen (2012) lign. 6.10b

$$\sigma_{c,\text{QP},x} := \frac{P_{\max}}{A_{t,x}} + \frac{M_{t,x} \cdot (e_{\text{kabel},x} - y_{t,x})}{I_{t,x}}$$

$$\sigma_{c,\text{QP},x} = 1.65 \cdot \text{MPa}$$

Betongspenning i x-retning. Sørensen (2012) lign. 6.12

1.2.5 FORENKLET METODE

Forenklet metode for beregning av tidsavhengig tap for permanente laster etter EC2-1-1 kap 5.10.6(2)

$$b := 1000 \text{ mm}$$

$$h := 220 \text{ mm}$$

$$A_c = 2.2 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = 8.9 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

$$z_{cp} := 30 \text{ mm}$$

Eksentrisitet $z_{cp} = e_{\text{kabel},x}$

$$\Delta\sigma_{c,s,r,x} := \frac{\left[\left(\epsilon_{cs,x} \cdot E_p + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr,x} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi_{t,t0,x} \cdot \sigma_{c,\text{QP},x} \right) \right]}{\left[1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_{p,x}}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2 \right) \right] \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi_{t,t0,x})}$$

$$\Delta\sigma_{c,s,r,x} = 121 \cdot \text{MPa}$$

Absoluttverdi av spenningsendringen i spennkabelen. EC2-1-1 kap 5.10.6 (2)

$$\Delta P_{c,s,r,x} := A_p \cdot \Delta\sigma_{c,s,r,x} = 18.1 \cdot \text{kN}$$

Tap som skyldes langtidvirkning av kryp, svinn og relaksasjon i x-retning

$$\frac{\Delta P_{c,s,r,x}}{P_{\max}} = 8.1 \cdot \%$$

Tap i prosent som skyldes langtidvirkning av kryp, svinn og relaksasjon i x-retning

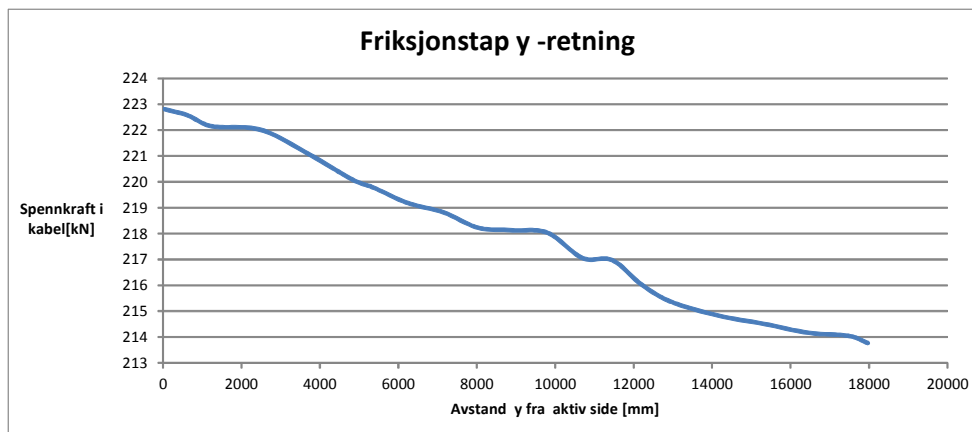
2 TAP AV SPENNKRAFT I Y-RETNING

2.1 UMIDDELBARE TAP

2.1.1 FRIKSJONSTAP

$$P_{\max} := 223\text{kN}$$

Påført spennkraft med jekk



$$\Delta P_{\mu, \text{tot.}y} := 9.2\text{kN}$$

Totalt friksjonstap ved passiv ende i y-retning

$$\frac{\Delta P_{\mu, \text{tot.}y}}{P_{\max}} = 4.1\%$$

Friksjonstap i prosent i y-retning

2.1.2 LÅSETAP

$$\Delta_{\text{set}} := 4\text{mm}$$

Glidning Cona Single

$$L_{\text{total.y}} := 18000\text{mm}$$

Total lengde av spennkabel
i y-retning

$$E_p := 196000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Elastisitetsmodul for Cona Single

$$A_p := 150\text{mm}^2$$

Areal av en spennkabel

$$p_y := \frac{\Delta P_{\mu.\text{tot.y}}}{L_{\text{total.y}}} = 0.51 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Stigningstall friksjon

$$l_{\text{set.y}} := \sqrt{\frac{\Delta_{\text{set}} \cdot A_p \cdot E_p}{p_y}} = 15.2\text{m}$$

Lengden av spennkabel som blir påvirket av
forankring. Collins & Mitchell (1991), lign 2-7

$$\Delta P_{\text{lås.y}} := 2 \cdot p_y \cdot l_{\text{set.y}} = 15.5 \cdot \text{kN}$$

Tap som skyldes låsetap i y-retning.
Collins & Mitchell (1991), lign 2-6

$$\frac{\Delta P_{\text{lås.y}}}{P_{\text{max}}} = 7\%$$

Låsetap i y-retning i prosent

2.1.3 TAP SOM SKYLDES UMIDDELBAR DEFORMASJON AV BETONGEN

$$f_{\text{ck}} := 35\text{MPa}$$

Betongfasthet B35

$$E_{\text{cm}} := 34000\text{MPa}$$

Elastisitetsmodul for betong EC2-1-1 Tabell 3.1

$$f_{\text{cm}} := 43\text{MPa}$$

Middelverdi av betongens sylindertykkfasthet
EC2-1-1 Tabell 3.1

$$b := 1000\text{mm}$$

Bredde 1m

$$h := 220\text{mm}$$

Dekketykkelse

$$A_c := b \cdot h = 0.22\text{m}^2$$

Areal av betongen for en platestripe

$A_{p,y} := \frac{1000 \cdot A_p}{650} = 230.8 \cdot \text{mm}^2$	Kabelareal per meter
$j := 0.5$	Tilnærmet verdi av faktor EC2-1-1 5.10.5.1(2)
$P_{0,y} := P_{\max} - \Delta P_{\mu,\text{tot},y} = 213.8 \cdot \text{kN}$	Spennkraft fratrukket friksjon
$e_{\max,y} := 70 \text{mm}$	Maks eksentrisitet
$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.8$	Antar oppspenning etter t=28 døgn dvs $E_{cm} = E_{cm(t)}$
$A_{t,y} := A_c + (\eta - 1) \cdot A_{p,y} = 2.2 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$	Antar heft. Transformert betongtverrsnittareal. Sørensen (2012), lign 6.6
$y_{t,y} := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p,y} \cdot e_{\max,y}}{A_{t,y}} = 0.3 \cdot \text{mm}$	Avstanden mellom tyngdepunktet til betongtverrsnittet og tyngdepunkt til det armerte tverrsnittet. Sørensen (2012), lign. 6.7
$I_{t,y} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_{t,y}^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p,y} \cdot (e_{\max,y} - y_{t,y})^2$	
$I_{t,y} = 8.9 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$	Transformert 2.arealmoment. Sørensen (2012), lign. 6.8
$\Delta \sigma_{c,y} := \frac{P_{0,y}}{A_{t,y}} + \frac{P_{0,y} \cdot (e_{\max,y} - y_{t,y})^2}{I_{t,y}}$	
$\Delta \sigma_{c,y} = 2.13 \cdot \text{MPa}$	Reduksjon i spenning pga av deformasjon i betong. Sørensen (2012), lign 6.12.
$\Delta P_{el,y} := A_p \cdot E_p \cdot \left(\frac{j \cdot \Delta \sigma_{c,y}}{E_{cm}} \right) = 0.92 \cdot \text{kN}$	Midlere tap i hver spennkabel som følge av betongens deformasjon. EC2-1-1 5.10.5.1(2)
$\frac{\Delta P_{el,y}}{P_{\max}} = 0.4 \cdot \%$	Tap i prosent som skyldes umiddelbar deformasjon av betongen i y-retning

2.1.4 TAP SOM SKYLDES KORTIDSVIRKNING AV RELAKSASJON

$\rho_{1000} := 0.025$	Antar lav relaksasjon etter EC2-1-1 3.3.2(6) klasse2
$f_{pk} := 1860\text{MPa}$	Karakteristisk verdi av strekkfastheten for spennstålet (Cona Single)
$f_{p0.1k} := 1670\text{MPa}$	Antatt karakteristiske 0,1%-strekkgrense for spennstålet
$t := 28$	Tid etter oppspenning
$\sigma_{pmo} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k})$	Initiell forspenning EC2-1-1 5.10.3(2)
$\sigma_{pi} := \sigma_{pmo} = 1395\text{MPa}$	Absoluttverdi av initielle forspenningen hvor $\sigma_{pi} = \sigma_{pmo}$ ved etteroppspenning
$\mu_{rel} := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.75$	
$\Delta\sigma_{pr.kort.y} := 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu_{rel} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_{rel})}} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi}$	
$\Delta\sigma_{pr.kort.y} = 0.11\text{MPa}$	
$\Delta P_{pr.kort.y} := A_p \cdot \Delta\sigma_{pr.kort.y} = 0.016\text{kN}$	Tap som skyldes kortidsvikning av relaksasjon i y-retning
$\frac{\Delta P_{pr.kort.y}}{P_{max}} = 0.007\%$	Tap i prosent pga kortidsvirkning av relaksasjon i y-retning

2.2 LANGTIDSTAP

2.2.1 KRYP

$$RH := 80$$

Antar 80% relativt luftfuktighet for parkeringsdekket

$$A_{c_kryp} := 220 \cdot 1000 = 2.2 \times 10^5$$

Betongens tverrsnittareal

$$u := 2 \cdot (1000) = 2000$$

Omkretsen av den delen av tverrsnittet som er eksponert for uttørking. Over og under betongen

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_{c_kryp}}{u} = 220$$

Effektive tverrsnittareal

$$t_0 := 28$$

$$t := 25000$$

$$\alpha_1 := \left(\frac{35}{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}} \right)^{0.7} = 0.87$$

EC2-1-1 B.1

$$\alpha_2 := \left(\frac{35}{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}} \right)^{0.2} = 0.96$$

EC2-1-1 B.1

$$\alpha_3 := \left(\frac{35}{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}} \right)^{0.5} = 0.9$$

EC2-1-1 B.1

$$\varphi_{RH} := \left[1 + \frac{\left(1 - \frac{RH}{100} \right)}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 = 1.23 \quad \text{for } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}} = 2.56$$

$$\beta_{t0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} = 0.49$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} = 1.55$$

$$\beta_{H1} := 1.5 \cdot [1 + (0.012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 = 713.8$$

$$\beta_{H2} := 1500 \cdot \alpha_3 = 1353$$

$$\beta_H := \beta_{H1} = 713.8$$

$$\beta_{c_t_t0} := \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0.3} = 0.99$$

$$\varphi_{t,t0,y} := \varphi_0 \cdot \beta_{c_t_t0} = 1.53$$

Kryttallet etter EC2-1-1 Tillegg B1

2.2.2 SVINN

$$\epsilon_{cd0} := 0.000255$$

EC2-1-1 tabell 3.2. Antar 80 % relativ luftfuktighet og interpolerer for B35

$$k_h := 0.85 - (h_0 - 200) \cdot \frac{0.85 - 0.75}{100} = 0.83$$

EC2-1-1 Tabell 3.3. Interpolerer

$$t := 25000$$

Betongens alder på det aktuelle tidspunktet, i døgn

$$t_s := 28$$

Betongens alder (i døgn) ved begynnelsen av uttørkingssvinnet.

$$f_{ck} := 35 \text{MPa}$$

$$\beta_{ds_t_t.s} := \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3}} = 0.99$$

$$\epsilon_{cd_t} := \beta_{ds_t_t.s} \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd0} = 2.1 \times 10^{-4} \quad \text{Uttørkingssvinn}$$

$$\epsilon_{ca_uendelig} := 2.5 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 6.3 \times 10^{-5}$$

$$\beta_{as_t} := 1 - e^{(-0.2 \cdot t^{0.5})} = 1$$

$$\epsilon_{ca_t} := \beta_{as_t} \cdot \epsilon_{ca_uendelig} = 6.2 \times 10^{-5} \quad \text{Autogent svinn}$$

Totale svinntøyning:

$$\epsilon_{cs_y} := \epsilon_{cd_t} + \epsilon_{ca_t} = 2.7 \times 10^{-4} \quad \text{Totale svinntøyning EC2-1-1 3.1.4(6)}$$

2.2.3 RELAKSASJON

$$\rho_{1000} := 2.5 \quad \text{Antar lav relaksasjon etter EC2-1-1 3.3.2(6) klasse 2}$$

$$t := 500000 \quad \text{I timer, ca. 57 år. EC2-1-1 3.3.2 (8)}$$

$$\sigma_{pmo} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k}) \quad \text{Initiell forspenning. EC2-1-1 5.10.3(2)}$$

$$\sigma_{pi} := \sigma_{pmo} = 1.395 \times 10^3 \cdot \text{MPa} \quad \text{Absoluttverdi av initielle forspenningen hvor } \sigma_{pi} = \sigma_{pmo} \text{ ved etteroppspenning}$$

$$\mu_{rel} := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.75$$

Absolutt verdi av relaksasjonstapet i forspenningen ved klasse 2:

$$\Delta\sigma_{pr_y} := 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu_{rel} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_{rel})}} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi} = 67.95 \cdot \text{MPa}$$

2.2.4 SPENNINGEN I BETONGEN VED SPENNKABLER

Forenkler ved å bare se på innersøyle som representativ for resten.

$$A_c := b \cdot h = 0.22 \text{ m}^2 \quad \text{Tverrsnittareal av betong}$$

$$e_{kabel,y} := 50 \text{ mm} \quad \text{Eksentrisitet spennkabel}$$

$$\eta = 5.8 \quad \text{Antar oppspenning etter } t=28 \text{ døgner dvs } E_{cm} = E_{cm,t}$$

$$n_y := \frac{1000}{650} = 1.54 \quad \text{Antall kabler per meter}$$

$$A_{p,y} := \eta_y \cdot A_p = 230.8 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{Arealet av alle spennkablene per meter}$$

$$A_{t,y} := A_c + [(\eta - 1) \cdot A_{p,y}]$$

$$A_{t,y} = 2.21 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{Transformert tverrsnittareal}$$

$$y_{t,y} := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p,y} \cdot e_{\text{kabel},y}}{A_{t,y}} = 2.49 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$y_{t,y} = 0.25 \cdot \text{mm} \quad \text{Avstand mellom betontverrsnittets tyngdepunktsakse og det armerte tverrsnittets tyngdepunkt.}$$

$$I_{t,y} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_{t,y}^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p,y} \cdot (e_{\text{kabel},y} - y_{t,y})^2$$

$$I_{t,y} = 8.9 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4 \quad \text{Transformert 2.arealmoment}$$

$$g_{\text{egenlast},y} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.220 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 5.5 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN} \quad \text{Egenlast (permanent last) i x-retning}$$

$$L_{y,\text{max}} := 8000 \text{ mm}$$

$$M_{g,\text{støtte},y} := \frac{g_{\text{egenlast},y} \cdot L_{y,\text{max}}^2}{12}$$

$$M_{g,\text{støtte},y} = 29.3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{Moment over søyle}$$

$$M_{t,y} := -P_{\text{max}} \cdot (e_{\text{kabel},y} - y_{t,y}) + M_{g,\text{støtte},y}$$

$$M_{t,y} = 18.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{Transformert moment. Sørensen (2012) lign. 6.10b}$$

$$\sigma_{c,\text{QP},y} := \frac{P_{\text{max}}}{A_{t,y}} + \frac{M_{t,y} \cdot (e_{\text{kabel},y} - y_{t,y})}{I_{t,y}} = 2.03 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{c.QP.y} = 2.03 \cdot \text{MPa}$$

Betongspenning i y-retning. Sørensen (2012) lign. 6.12

2.2.5 FORENKLET METODE

Forenklet metode for beregning av tidsavhengig tap for permanente laster (NS-EN 1992-1-1 5.10.6(2))

$$b := 1000 \text{ mm}$$

$$h := 220 \text{ mm}$$

$$A_c = 0.22 \text{ m}^2$$

$$I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = 8.873 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$z_{cp} := 50 \text{ mm}$$

$$\Delta\sigma_{c.s.r.y} := \frac{\left[\left(\epsilon_{cs.y} \cdot E_p + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr.y} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi_{t.t0.y} \cdot \sigma_{c.QP.y} \right) \right]}{\left[1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_{p.y}}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2 \right) \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi_{t.t0.y}) \right]}$$

$$\Delta\sigma_{c.s.r.y} = 123.1 \cdot \text{MPa}$$

Absoluttverdi av spenningsendringen i spennkabelen. EC2-1-1 kap 5.10.6 (2)

$$\Delta P_{c.s.r.y} := A_p \cdot \Delta\sigma_{c.s.r.y} = 18.5 \cdot \text{kN}$$

Tap som skyldes langtidsvirkning av kryp, svinn og relaksasjon i y-retning.

$$\frac{\Delta P_{c.s.r.y}}{P_{\max}} = 8.3 \cdot \%$$

Tap i prosent som skyldes langtidsvirkning av kryp, svinn og relaksasjon i y-retning.

E | Håndberegninger del 2: Brudd- grensetilstand

BRUDDGRENSETILSTAND

ANTAGELSER:

$t := 220\text{mm}$	Dekketykkelse
$d_{x,f1} := 220\text{mm} - 40\text{mm} = 180\text{mm}$	Effektiv tykkelse av tverrsnitt i felt 1 i x-retning
$d_{x,f2} := 220\text{mm} - 40\text{mm} = 180\text{mm}$	Effektiv tykkelse av tverrsnitt i felt 2 i x-retning
$d_{x,s} := 140\text{mm}$	Effektiv tykkelse av tverrsnitt ved søyle i x-retning
$d_{y,f1} := 220\text{mm} - 80\text{mm} = 140\text{mm}$	Effektiv tykkelse av tverrsnitt felt 1 i y-retning
$d_{y,f2} := 220\text{mm} - 40\text{mm} = 180\text{mm}$	Effektiv tykkelse av tverrsnitt felt 2 i y-retning
$d_{y,s} := 160\text{mm}$	Effektiv tykkelse av tverrsnitt ved søyle i y-retning
$f_{\text{ftk.res2.5}} := 1.47\text{MPa}$	Karakteristisk enaksial restfasthet for Munkvollbetongen
$f_{\text{ftk.res2.5.red}} := 0.9 \cdot f_{\text{ftk.res2.5}} = 1.32\text{MPa}$	Reduseres med 10% ettersom alder ved prøving var en god del høyere enn 28 døgn.
$\gamma_c := 1.5$	Materialfaktor for betong
$\gamma_{cf} := 1.5$	Materialfaktor for fiberarmert betong (rest strekkfasthet)
$f_{\text{ftd.res2.5}} := \frac{f_{\text{ftk.res2.5.red}}}{\gamma_{cf}} = 0.88\text{MPa}$	Dimensjonerende rest strekkfasthet til fiberarmert betong
$f_{ck} := 35\text{MPa}$	Betongens karakteristiske trykkfasthet (sylinder, 28 døgn) EC2-1-1 Tabell 3.1
$f_{cd} := \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 19.8\text{MPa}$	Betongens dimensjonerende trykkfasthet EC2-1-1 3.1.6(1)
$A_p := 150\text{mm}^2$	Spennkabelareal

LASTER:

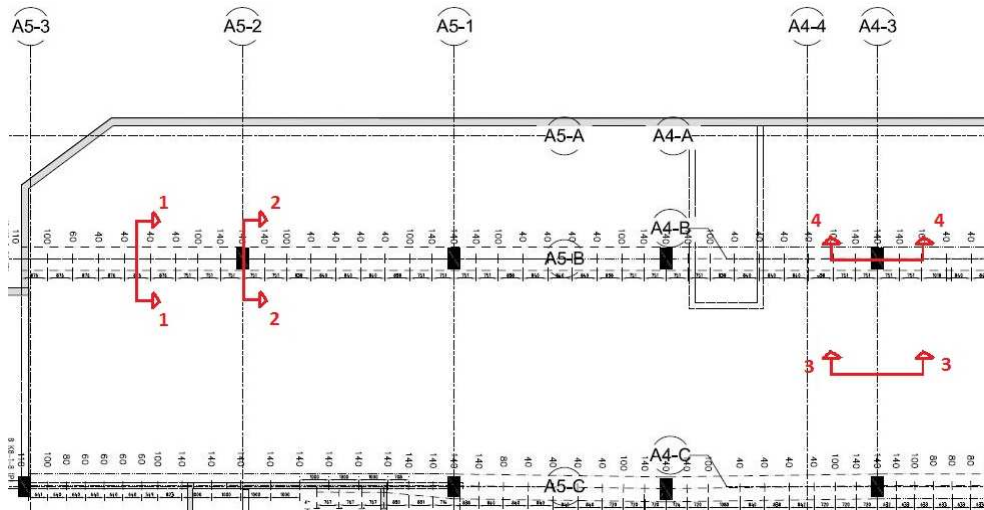
$\rho_{\text{betong}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	Antatt tyngdetetthet av fiberarmert spennarmert betong
$g_k := \rho_{\text{betong}} \cdot t = 5.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	Karakteristisk egenlast på flatdekket
$p_k := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	Karakteristisk nyttelast, innendørs parkeringsdekke
$\gamma_g := 1.2$	Lastfaktor egenlast (permanente laster)
$\gamma_p := 1.5$	Lastfaktor nyttelast (variable laster)
$q_{\text{Ed,ULS}} := g_k \cdot \gamma_g + p_k \cdot \gamma_p = 10.35 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	Dimensjonerende last i bruddgrensetilstand

LASTER X-RETNING - EKVIVALENT RAMMEANALYSE

$L_y := \frac{8000\text{mm}}{2} + \frac{5000\text{mm}}{2} = 6.5 \text{ m}$	Stripebredde for x-retning
$g_{k,x} := g_k \cdot L_y = 35.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Karakteristisk egenlast i x-retning
$p_{k,x} := p_k \cdot L_y = 16.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Karakteristisk nyttelast i x-retning

LASTER Y-RETNING - EKVIVALENT RAMMEANALYSE

$L_x := 7.5 \text{ m}$	Stripebredde for y-retningen
$g_{k,y} := g_k \cdot L_x = 41.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Karakteristisk egenlast i y-retning
$p_{k,y} := p_k \cdot L_x = 18.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Karakteristisk nyttelast i y-retning



1. MOMENT

1.1 MOMENTKAPASITET X-RETNING

Dimensjonerende moment:

$$M_{Ed,x,ULS,s1.1} := 309.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

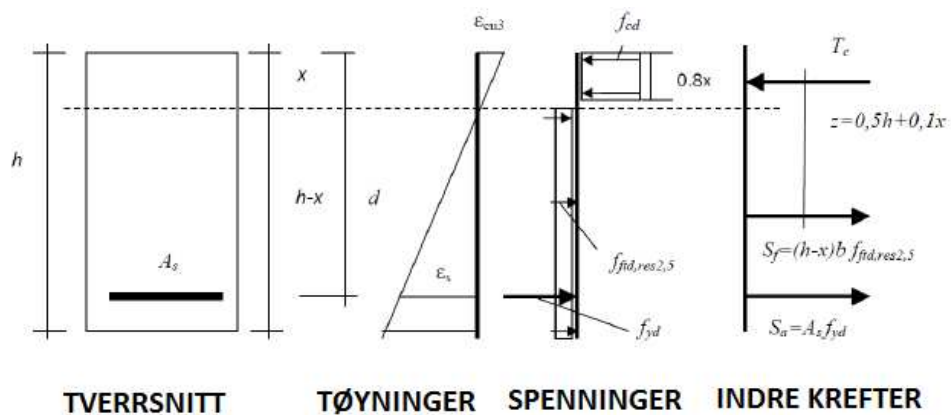
Dimensjonerende moment i felt i x-retning - snitt 1-1

$$M_{Ed,x,ULS,s2.2} := 372.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Dimensjonerende moment ved søyle i x-retning - snitt 2-2

$$M_{Ed,x,ULS,s2.2,red} := 319.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Dimensjonerende moment ved søyle i x-retning - snitt 2-2 redusert med hensyn til søylebredde



$P_x := 198 \text{ kN}$	Spennkraft i en kabel i x-retning inkl. tap og spenningsøkning
$n_x := 12$	Antall spennkabler i x-retning
$h := t = 220 \cdot \text{mm}$	Dekketykkelse
$b_{x.s} = \frac{L_y}{2} = 3.25 \text{ m}$	Antatt effektiv tverrsnittbredde i søyle snitt 2-2
$b_{x.f} := \frac{L_y}{2} = 3.25 \text{ m}$	Antatt effektiv tverrsnittbredde i felt snitt 1-1
$A_{p.x.tot} := n_x \cdot A_p = 1800 \cdot \text{mm}^2$	Totalt spennarmeringsareal i x-retning
$S_{p.x} := n_x \cdot P_x = 2376 \cdot \text{kN}$	Total spennkraft inkl tap i x-retning
$x_{x.f} := \frac{h \cdot b_{x.f} \cdot f_{ftd.res2.5} + S_{p.x}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{x.f} + b_{x.f} \cdot f_{ftd.res2.5}} = 55.2 \cdot \text{mm}$	Trykkehøyden i felt gitt av likevekt $T_c = S_f + S_p$
$x_{x.s} := \frac{h \cdot b_{x.s} \cdot f_{ftd.res2.5} + S_{p.x}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{x.s} + b_{x.s} \cdot f_{ftd.res2.5}} = 55.2 \cdot \text{mm}$	Trykkehøyden ved søyle gitt av likevekt $T_c = S_f + S_p$
$S_{f.x.f} := (h - x_{x.f}) \cdot b_{x.f} \cdot f_{ftd.res2.5} = 472.3 \cdot \text{kN}$	Strekraft fra fiberarmering i felt
$S_{f.x.s} := (h - x_{x.s}) \cdot b_{x.s} \cdot f_{ftd.res2.5} = 472.3 \cdot \text{kN}$	Strekraft fra fiberarmering ved søyle
$M_{Rd.x.s1.1} := S_{f.x.f} \cdot (0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x_{x.f}) + S_{p.x} \cdot (d_{x.f1} - 0.4 \cdot x_{x.f})$	
$M_{Rd.x.s1.1} = 429.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$	Momentkapasitet i felt, snitt 1-1
$M_{Rd.x.s1.1.fiber} := S_{f.x.f} \cdot (0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x_{x.f}) = 54.562 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$	

$\frac{M_{\text{Rd.x.s1.1.fiber}}}{M_{\text{Rd.x.s1.1}}} = 12.7\%$	Fiberbidrag i snitt 1-1
$M_{\text{Rd.x.s2.2}} := S_{\text{f.x.s}} \cdot (0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x_{\text{x.s}}) + S_{\text{p.x}} \cdot (d_{\text{x.s}} - 0.4 \cdot x_{\text{x.s}})$	
$M_{\text{Rd.x.s2.2}} = 334.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$	Momentkapasitet ved søyle, snitt 2-2
$M_{\text{Rd.x.s2.2.fiber}} := S_{\text{f.x.s}} \cdot (0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x_{\text{x.s}}) = 54.562 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$	
$\frac{M_{\text{Rd.x.s2.2.fiber}}}{M_{\text{Rd.x.s2.2}}} = 16.3\%$	Fiberbidrag i snitt 2-2
"OK" if $M_{\text{Rd.x.s1.1}} \geq M_{\text{Ed.x.ULS.s1.1}}$ = "OK" "NOT OK" otherwise	Kapasitetskontroll ved felt i x-retning (toppverdi) tilfredsstilt
$\frac{M_{\text{Ed.x.ULS.s1.1}}}{M_{\text{Rd.x.s1.1}}} = 0.72$	Kapasitetsutnyttelse ved felt i x-retning (toppverdi)
"OK" if $M_{\text{Rd.x.s2.2}} \geq M_{\text{Ed.x.ULS.s2.2}}$ = "NOT OK" "NOT OK" otherwise	Kapasitetskontroll ved søyle i x-retning (toppverdi) ikke tilfredsstilt
$\frac{M_{\text{Ed.x.ULS.s2.2}}}{M_{\text{Rd.x.s2.2}}} = 1.11$	Kapasitetsutnyttelse ved søyle i x-retning (toppverdi)
"OK" if $M_{\text{Rd.x.s2.2}} \geq M_{\text{Ed.x.ULS.s2.2.red}}$ = "OK" "NOT OK" otherwise	Kapasitetskontroll ved søyle med redusert dimensjonerende moment i x-retning tilfredsstilt
$\frac{M_{\text{Ed.x.ULS.s2.2.red}}}{M_{\text{Rd.x.s2.2}}} = 0.95$	Kapasitetsutnyttelse ved søyle i med redusert dimensjonerende moment i x-retning (ved søylekant, $x = c_{,1}/2 = 200\text{mm}$ frå søylesenter)

1.2 MOMENTKAPASITET Y-RETNING**Dimensjonerende moment:**

$$M_{Ed,y,ULS.s3.3} := 263.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Dimensjonerende moment i felt i y-retning - snitt 3-3

$$M_{Ed,y,ULS.s4.4} := 354.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Dimensjonerende moment ved søyle i y-retning - snitt 4-4

$$P_y := 206 \text{ kN}$$

Spennkraft i en kabel i y-retning inkl. tap og spenningsøkning

$$n_y := \frac{L_x}{650 \text{ mm}} = 11.5$$

Antall spennkabler i y-retning

$$b_{y,s} = \frac{L_x}{2} = 3.75 \text{ m}$$

Antatt effektiv tverrsnittbredde ved søyle snitt 4-4

$$b_{y,f} := \frac{L_x}{2} = 3.75 \text{ m}$$

Antatt effektiv tverrsnittbredde i felt snitt 3-3

$$A_{p,y,tot} := n_y \cdot A_p = 1731 \cdot \text{mm}^2$$

Totalt spennarmeringsareal i y-retning

$$S_{p,y} := n_y \cdot P_y = 2377 \cdot \text{kN}$$

Total spennkraft inkl tap i y-retning

$$x_{y,f} := \frac{h \cdot b_{y,f} \cdot f_{ftd.res2.5} + S_{p,y}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{y,f} + b_{y,f} \cdot f_{ftd.res2.5}} = 49.4 \cdot \text{mm}$$

Trykkhøyden i felt gitt av likevekt
 $T_c = S_f + S_p$

$$x_{y,s} := \frac{h \cdot b_{y,s} \cdot f_{ftd.res2.5} + S_{p,y}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{y,s} + b_{y,s} \cdot f_{ftd.res2.5}} = 49.4 \cdot \text{mm}$$

Trykkhøyden ved søyle gitt av likevekt
 $T_c = S_f + S_p$

$$S_{f,y,f} := (h - x_{y,f}) \cdot b_{y,f} \cdot f_{ftd.res2.5} = 564.2 \cdot \text{kN}$$

Strekraft fra fiberarmering i felt

$$S_{f,y,s} := (h - x_{y,s}) \cdot b_{y,s} \cdot f_{ftd.res2.5} = 564.2 \cdot \text{kN}$$

Strekraft fra fiberarmering ved søyle

$$M_{Rd,y.s3.3} := S_{f,y,f} \cdot (0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x_{y,f}) + S_{p,y} \cdot (d_{y,f2} - 0.4 \cdot x_{y,f})$$

$$M_{Rd,y.s3.3} = 445.7 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

Momentkapasitet i felt, snitt 3-3

$$M_{\text{Rd.y.s3.3.fiber}} := S_{f,y,f} \cdot (0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x_{y,f}) = 64.846 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{\text{Rd.y.s3.3.fiber}}}{M_{\text{Rd.y.s3.3}}} = 14.5\% \quad \text{Fiberbidrag i snitt 3-3}$$

$$M_{\text{Rd.y.s4.4}} := S_{f,y,s} \cdot (0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x_{y,s}) + S_{p,y} \cdot (d_{y,s} - 0.4 \cdot x_{y,s})$$

$$M_{\text{Rd.y.s4.4}} = 398.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momentkapasitet ved søyle, snitt 4-4}$$

$$M_{\text{Rd.y.s4.4.fiber}} := S_{f,y,s} \cdot (0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x_{y,s}) = 64.846 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{\text{Rd.y.s4.4.fiber}}}{M_{\text{Rd.y.s4.4}}} = 16.3\% \quad \text{Fiberbidrag i snitt 4-4}$$

$$\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } M_{\text{Rd.y.s3.3}} \geq M_{\text{Ed.y.ULS.s3.3}} \\ \text{"NOT OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"} \quad \begin{array}{l} \text{Kapasitetskontroll ved felt i} \\ \text{y-retning (toppverdi)} \\ \text{tilfredsstilt} \end{array}$$

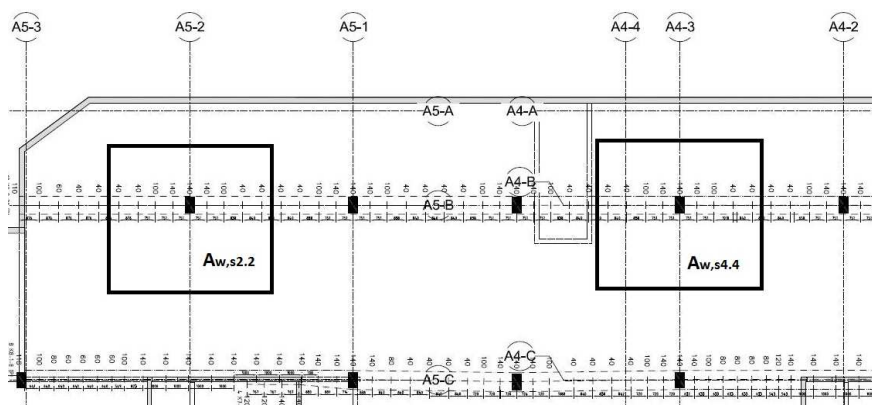
$$\frac{M_{\text{Ed.y.ULS.s3.3}}}{M_{\text{Rd.y.s3.3}}} = 0.59 \quad \text{Kapasitetsutnyttelse ved felt i y-retning (toppverdi)}$$

$$\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } M_{\text{Rd.y.s4.4}} \geq M_{\text{Ed.y.ULS.s4.4}} \\ \text{"NOT OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"} \quad \begin{array}{l} \text{Kapasitetskontroll ved søyle i} \\ \text{y-retning (toppverdi) tilfredsstilt} \end{array}$$

$$\frac{M_{\text{Ed.y.ULS.s4.4}}}{M_{\text{Rd.y.s4.4}}} = 0.89 \quad \text{Kapasitetsutnyttelse ved søyle i y-retning (toppverdi)}$$

2. SKJÆRBEREGNINGER

Søyler ved snitt 2-2 og snitt 4-4 blir kontrollert, og representativ for resten av flatdekket:



Geometri av søylene:

$$c_x := 400\text{mm}$$

Bredde av søyle i x-retning

$$c_y := 700\text{mm}$$

Bredde av søyle i y-retning

ANTAGELSER:

$$b_{c,x,s} := \frac{L_y}{2} = 3.25\text{ m}$$

Antatt effektiv tverrsnittsbredde for søyle ved snitt 2-2 og snitt 4-4 i x-retning

$$b_{c,y,s} := \frac{L_x}{2} = 3.75\text{ m}$$

Effektiv tverrsnittsbredde for søyle ved snitt 2-2 og snitt 4-4 i y-retning

$$A_{c,x} := b_{c,x,s} \cdot h = 7.2 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv tverrsnittsareal i x -retning

$$A_{c,y} := b_{c,y,s} \cdot h = 8.3 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv tverrsnittsareal i y -retning

$$N_x := n_x \cdot P_x = 2376\text{ kN}$$

Total spennkraft i x-retning

$$N_y := n_y \cdot P_y = 2377\text{ kN}$$

Total spennkraft i y-retning

$$d_{\text{eff}} := \frac{d_{x,s} + d_{y,s}}{2} = 150\text{ mm}$$

Effektive tykkelsen av platen ved søyle etter EC2-1-1 6.4.2(1)

2.1 Dimensjonerende skjærkraft

Ved hver søyle er det en utsparring til rør på ca. 400X200mm ved den ene siden av søylen. Utsparringen er ikke tegnet inn på armeringstegningene, men oppdaget under besøk av byggeplassen på Munkvoll. Den mest utsatte søylen er ved akse A5-2, og denne blir kontrollert videre.

$$\beta := 1$$

Antar at ingen moment opptrer i søylene.

$$A_{w.s2.2} := \left[\left(0.625 \cdot 7.5m + \frac{7.2m}{2} \right) \cdot \left(0.625 \cdot 5m + \frac{8m}{2} \right) \right]$$

$$A_{w.s2.2} = 59 m^2$$

Skjærareal for søyle ved snitt 2-2

$$A_{w.s4.4} := \left[\left(0.625 \cdot 7.2m + \frac{7.2m}{2} \right) \cdot \left(0.625 \cdot 5m + \frac{8m}{2} \right) \right]$$

$$A_{w.s4.4} = 57.7 m^2$$

Skjærareal for søyle ved snitt 4-4

$$V_{Ed.s2.2} := q_{Ed.ULS} \cdot A_{w.s2.2} = 611.2 \cdot kN$$

Dimensjonerende skjærkraft ved søyle ved snitt 2-2

$$V_{Ed.s4.4} := q_{Ed.ULS} \cdot A_{w.s4.4} = 597.3 \cdot kN$$

Dimensjonerende skjærkraft ved søyle ved snitt 4-4

Dimensjonerende skjærspenning ved kritisk kontrollsnitt 2d fra søylekant:

$$u_1 := 2 \cdot c_y + c_x + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d_{eff} \cdot \frac{3}{4} = 3214 \cdot mm$$

Lengden av kritisk kontrollsnitt for innvendig søyle, med avstand $2d_{eff}$ fra søylekant EC2-1-1 6.4.2(1)

$$A_1 := c_x \cdot c_y + 4 \cdot d_{eff} \cdot (c_x + c_y) + \pi \cdot 4 \cdot d_{eff}^2 = 1.2 m^2$$

Areal av kontrollsnitt u_1 neglisjeres

$$v_{Ed.1.s2.2} := \beta \cdot \frac{V_{Ed.s2.2}}{u_1 \cdot d_{eff}} = 1.27 \cdot MPa$$

Skjærspenning ved kritisk kontrollsnitt u_1 etter EC2-1-1 6.4.3(3) for søyle ved snitt 2-2

$$v_{Ed.1.s4.4} := \beta \cdot \frac{V_{Ed.s4.4}}{u_1 \cdot d_{eff}} = 1.24 \cdot MPa$$

Skjærspenning ved kritisk kontrollsnitt u_1 etter EC2-1-1 6.4.3(3) for søyle ved snitt 4-4

Dimensjonerende skjærspenning ved kontrollsnitt søylekant:

$$u_0 := c_x + 2 \cdot c_y = 1800 \cdot \text{mm}$$

Omkrins av søylen, kontrollsnitt langs søylekant.

$$v_{\text{Ed.0.s2.2}} := \beta \cdot \frac{V_{\text{Ed.s2.2}}}{u_0 \cdot d_{\text{eff}}} = 2.26 \cdot \text{MPa}$$

Skjærspenning ved kontrollsnitt u_0 etter EC2-1-1 6.4.5(3) for søyle ved snitt 2-2

$$v_{\text{Ed.0.s4.4}} := \beta \cdot \frac{V_{\text{Ed.s4.4}}}{u_0 \cdot d_{\text{eff}}} = 2.21 \cdot \text{MPa}$$

Skjærspenning ved kontrollsnitt u_0 etter EC2-1-1 6.4.5(3) for søyle ved snitt 4-4

2.2 Skjærkapasitet

Søyle ved snitt 2-2 er største dimensjonerende skjærspenning, og denne kontrolleres videre.

Maksimal skjærspenningskapasiteten med konsentrerte laster:

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{\text{ck}}}{250 \text{MPa}} \right) = 0.52$$

Fasthetsreduksjonsfaktor for betong opprisset grunnet skjærkraft etter EC2-1-1 6.2.2(6)

$$v_{\text{Rd,max}} := 0.4 \nu \cdot f_{\text{cd}} = 4.09 \cdot \text{MPa}$$

Skjærspenningskapasitet langs søylens kant etter EC2-1-1 NA.6.4.5 (3)

Skjærspenningskapasitet for flatdekke med konsentrerte laster uten skjærarmoring:

$$\gamma_c := 1.5$$

Materialfaktor bruddgrensetilstand Tabell NA.2.1

$$k_2 := 0.18$$

NA.6.4.4(1)

$$C_{\text{Rd.c}} := \frac{k_2}{\gamma_c}$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200}{\frac{d_{\text{eff}}}{\text{mm}}}} = 2.2$$

$$k := 2$$

$$\rho_1 := 0$$

Uinjisert kabler er heftløse, dvs. ingen heft mellom spennarmeringen og betongen

$$k_1 := 0.1$$

NA.6.4.4(1) faktor for trykk

$$v_{\min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \text{MPa} = 0.59 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{cp,x} := \frac{N_x}{A_{c,x}} = 3.32 \cdot \text{MPa}$$

Normalspenning i betongen ved søyle i x-retning etter EC2-1-1 6.4.4(1)

$$\sigma_{cp,y} := \frac{N_y}{A_{c,y}} = 2.88 \cdot \text{MPa}$$

Normalspenning i betongen ved søyle i y-retning etter EC2-1-1 6.4.4(1)

$$\sigma_{cp} := \frac{\sigma_{cp,x} + \sigma_{cp,y}}{2} = 3.1 \cdot \text{MPa}$$

Normalspenning i betongen ved søyle

$$v_{Rd,ct} := \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] = 0.31 \cdot \text{MPa}$$

$$v_{Rd,ct,min} := (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) = 0.9 \cdot \text{MPa}$$

$$v_{Rd,ct} := \max(v_{Rd,ct}, v_{Rd,ct,min}) = 0.9 \cdot \text{MPa}$$

Skjærspenningskapasitet i flatdekke fra betong og spennarmering uten skjærarmering ved konsentrerte laster etter EC2-1-1 6.4.4(1)

Tilleggsbidrag fra fiberarmering ved skjær:

$$v_{Rd,cf} := 0.6 \cdot f_{td,res2.5} = 0.53 \cdot \text{MPa}$$

Bidrag til skjærspenningskapasitet fra fiberarmering etter COIN Project Report 29 (2011)

Total skjærspenningskapasitet:

$$v_{Rd,c} := v_{Rd,ct} + v_{Rd,cf} = 1.43 \cdot \text{MPa}$$

$$\frac{v_{Rd,cf}}{v_{Rd,c}} = 37.1 \cdot \%$$

Fiberbidrag av skjærkapasitet

2.3 Kapasitetskontroll

$$\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } v_{Rd,max} \geq v_{Ed,1.s2.2} = \text{"OK"} \\ \text{"NOT OK"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Kapasitetskontroll etter EC2-1-1
6.4.3(2)(a) tilfredsstilt

$$\frac{v_{Ed,1.s2.2}}{v_{Rd,max}} = 0.31$$

Kapasitetsutnyttelse ved
kritisk kontrollsnitt u_1

$$\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } v_{Rd,max} \geq v_{Ed,0.s2.2} = \text{"OK"} \\ \text{"NOT OK"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Kapasitetskontroll etter EC2-1-1
6.4.3(2)(a) tilfredsstilt

$$\frac{v_{Ed,0.s2.2}}{v_{Rd,max}} = 0.553$$

Kapasitetsutnyttelse ved
kontrollsnitt søylekant u_0

$$\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } v_{Rd,c} \geq v_{Ed,1.s2.2} = \text{"OK"} \\ \text{"NOT OK"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Kapasitetskontroll EC2-1-1
6.4.3(2)(b). Skjærarmering
ikke nødvendig

$$\frac{v_{Ed,1.s2.2}}{v_{Rd,c}} = 0.89$$

Kapasitetsutnyttelse ved
kritisk kontrollsnitt u_1

F | Håndberegninger del 3: Bruks- grensetilstand

BRUKSGRENSETILSTAND

ANTAGELSER:

$h := 220\text{mm}$	Dekketykkelse
$d_{x,f1} := 220\text{mm} - 40\text{mm} = 180\text{mm}$	Effektiv tykkelse av tverrsnitt i felt 1 i x-retning
$d_{x,f2} := 220\text{mm} - 40\text{mm} = 180\text{mm}$	Effektiv tykkelse av tverrsnitt i felt 2 i x-retning
$d_{x,s} := 140\text{mm}$	Effektiv tykkelse av tverrsnitt ved søyle i x-retning
$d_{y,f1} := 220\text{mm} - 80\text{mm} = 140\text{mm}$	Effektiv tykkelse av tverrsnitt felt 1 i y-retning
$d_{y,f2} := 220\text{mm} - 40\text{mm} = 180\text{mm}$	Effektiv tykkelse av tverrsnitt felt 2 i y-retning
$d_{y,s} := 160\text{mm}$	Effektiv tykkelse av tverrsnitt ved søyle i y-retning
$A_p := 150\text{mm}^2$	Tverrsnittsareal av en spennkabel
$f_{ctm} := 3.2\text{MPa}$	Strekkfasthet B35 EC2-1-1 Tabell 3.1

LASTER:

Regner med kvasi permanent kombinasjon etter EC0 6.5.3 Lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand, siden denne vanligvis brukes for langtidsvirkninger og konstruksjonens utseende.

$$E_d = G_k + P + \psi_2 * Q_k$$

G_k	=	Egenlast
P	=	Forspenningslast
ψ_2	=	Faktor for en tilnærmet permanent verdi for en variabel påvirkning
Q_k	=	Nyttelast

$$\psi_2 := 0.7$$

EC0 Tabell NA.A1.1 Kategori F:
trafikk- og parkeringsareal for små
kjøretøyer

$$\rho_{\text{betong}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Antatt tyngdetetthet av fiberarmert
spennarmert betong

$$g_k := \rho_{\text{betong}} \cdot h = 5.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Egenlast

$$p_k := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nyttelast, innendørs
parkeringsdekke

LASTER X-RETNING - EKVIVALENT RAMMEANALYSE:

$$L_y := \frac{8000\text{mm}}{2} + \frac{5000\text{mm}}{2} = 6500 \cdot \text{mm}$$

Stripebredde for x-retning

$$g_{\text{Ek.x}} := g_k \cdot L_y = 35.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Karakteristisk egenlast i x-retning

$$p_{\text{Ek.x}} := p_k \cdot L_y = 16.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Karakteristisk nyttelast i x-retning

LASTER Y-RETNING - EKVIVALENT RAMMEANALYSE:

$$L_x := 7500\text{mm}$$

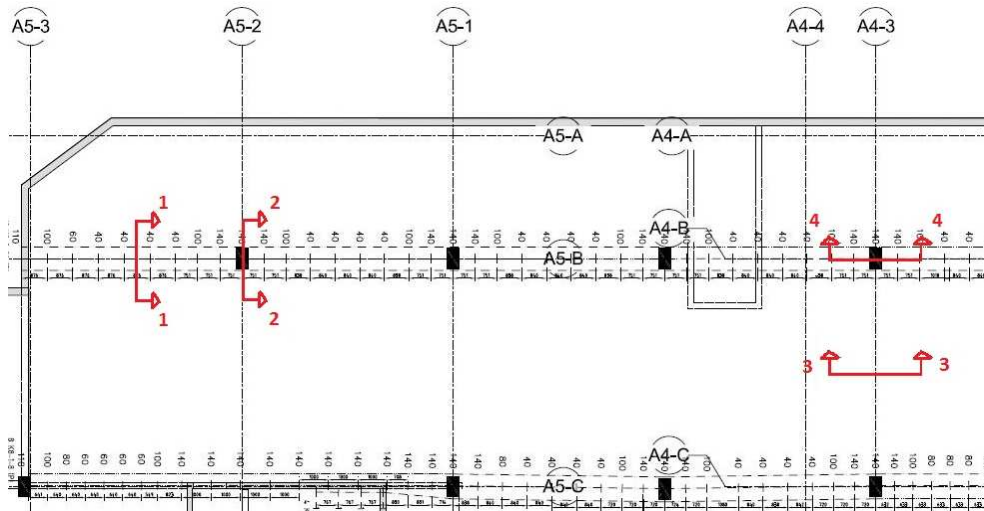
Stripebredde for y-retning

$$g_{\text{Ek.y}} := g_k \cdot L_x = 41.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Karakteristisk egenlast i y-retning

$$p_{\text{Ek.y}} := p_k \cdot L_x = 18.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Karakteristisk nyttelast i y-retning



1. SPENNINGSBEGRENSNING

Verdier for lastvirkning for lastkombinasjon tilnærmet permanent er hentet fra rammemodell i Focus konstruksjon for bruksgrensetilstand. Nyttelast er inkludert faktor 0,7.

1.2 X-RETNING

Snitt 2-2, søyle:

$$M_{x,p,SLS.s2.2} := 163.0 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{underkant})$$

$$M_{x,g,SLS.s2.2} := 248.0 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{overkant})$$

$$M_{x,q,SLS.s2.2} := 78.3 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{overkant})$$

$$M_{x,g,q,SLS.s2.2} := M_{x,g,SLS.s2.2} + M_{x,q,SLS.s2.2} = 326.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{x,g,q,SLS.s1.1} := M_{x,g,SLS.s1.1} + M_{x,q,SLS.s1.1} = 188.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Snitt 1-1, felt:

$$M_{x,p,SLS.s1.1} := 120.0 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{overkant})$$

$$M_{x,g,SLS.s1.1} := 142.7 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{underkant})$$

$$M_{x,q,SLS.s1.1} := 45.5 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{underkant})$$

$$P_{x,\text{red},SLS} := 183 \text{ kN}$$

$$b_x := \frac{L_y}{2} = 3.25 \text{ m}$$

Kraft i en spennkabel ved bruksgrensetilstand redusert for spennkrafttap i x-retning.

Antatt effektiv tvernsnittbredde i x-retning

$$\sigma_{c.x.s2.2.o} = 3.16 \cdot \text{MPa}$$

Betongspenning ved overkant i snitt 2-2.
Positivt fortegn = strekk

Spenning ved armering (strekksonen):

$$\sigma_{c.x.s2.2.a} := \frac{-P_{x,\text{red.tot.SLS}}}{A_{c,x}} - \frac{M_{x,p,\text{SLS.s2.2}}}{I_x} \cdot y_{x.s2.2.a} + \left(\frac{M_{x,g,\text{SLS.s2.2}} + M_{x,q,\text{SLS.s2.2}}}{I_x} \right) y_{x.s2.2.a}$$

$$\sigma_{c.x.s2.2.a} = -1.37 \cdot \text{MPa}$$

Spenninger i snitt 1-1 (felt):

$$y_{x.s1.1.k} := \frac{h}{2} = 110 \cdot \text{mm}$$

Avstand fra nøytralaksen til
betongvernsnittet til betongkant

$$y_{x.s1.1.a} := d_{x.fl} - \frac{h}{2} = 70 \cdot \text{mm}$$

Avstand fra nøytralaksen til
betongvernsnittet til spennarmering

Spenning ved betongoverkant (trykksonen):

$$\sigma_{c.x.s1.1.o} := \frac{-P_{x,\text{red.tot.SLS}}}{A_{c,x}} + \frac{M_{x,p,\text{SLS.s1.1}}}{I_x} \cdot y_{x.s1.1.k} - \left(\frac{M_{x,g,\text{SLS.s1.1}} + M_{x,q,\text{SLS.s1.1}}}{I_x} \right) y_{x.s1.1.k}$$

$$\sigma_{c.x.s1.1.o} = -5.67 \cdot \text{MPa}$$

Betongspenning ved overkant i snitt 1-1.
Negativt fortegn = trykk

Spenning ved betongunderkant (strekksonen):

$$\sigma_{c.x.s1.1.u} := \frac{-P_{x,\text{red.tot.SLS}}}{A_{c,x}} - \frac{M_{x,p,\text{SLS.s1.1}}}{I_x} \cdot y_{x.s1.1.k} + \left(\frac{M_{x,g,\text{SLS.s1.1}} + M_{x,q,\text{SLS.s1.1}}}{I_x} \right) y_{x.s1.1.k}$$

$$\sigma_{c.x.s1.1.u} = -0.47 \cdot \text{MPa}$$

Betongspenning ved underkant i snitt
1-1. Negativt fortegn = trykk

NB: Det er trykk i strekksonen - må kontrolleres mot tillatt trykkspenning og ikke strekkspenninger

Spenning ved armering (strekksonen):

$$\sigma_{c.x.s1.1.a} := \frac{-P_{x,\text{red.tot.SLS}}}{A_{c,x}} - \frac{M_{x,p,\text{SLS.s1.1}}}{I_x} \cdot y_{x.s1.1.a} + \left(\frac{M_{x,g,\text{SLS.s1.1}} + M_{x,q,\text{SLS.s1.1}}}{I_x} \right) y_{x.s1.1.a}$$

$$\sigma_{c.x.s1.1.a} = -1.42 \cdot \text{MPa}$$

Kontroll av trykkspenning:

$$f_{ck} := 35\text{MPa}$$

Trykkfasthet B35

$$k_1 := 0.6$$

EC2-1-1 NA.7.2(2)

$$\sigma_{c.tillatt.trykk} := k_1 \cdot f_{ck} = 21 \cdot \text{MPa}$$

Anbefalt begrensning av trykkspenning EC2-1-1 7.2(2)

$$\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \sigma_{c.tillatt.trykk} \geq |\sigma_{c.x.s2.2.u}| \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Kontroll av trykkspenning i betongunderkant i snitt 2-2 tilfredsstillt

$$\frac{|\sigma_{c.x.s2.2.u}|}{\sigma_{c.tillatt.trykk}} = 0.44$$

$$\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \sigma_{c.tillatt.trykk} \geq |\sigma_{c.x.s1.1.o}| \\ \text{"IKKEOK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Kontroll av trykkspenning i betongoverkant i snitt 1-1 tilfredsstillt

$$\frac{|\sigma_{c.x.s1.1.o}|}{\sigma_{c.tillatt.trykk}} = 0.27$$

$$\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \sigma_{c.tillatt.trykk} \geq |\sigma_{c.x.s1.1.u}| \\ \text{"IKKEOK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Kontroll av trykkspenninger i betongunderkant i snitt 1-1 tilfredsstillt

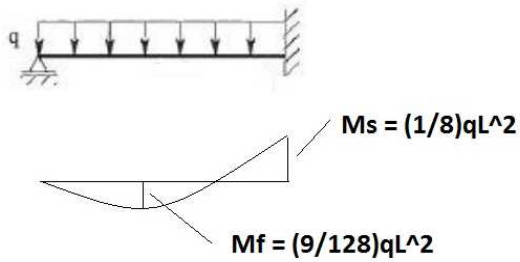
$$\frac{|\sigma_{c.x.s1.1.u}|}{\sigma_{c.tillatt.trykk}} = 0.02$$

Kontroll av strekkspenning:

$$\begin{cases} \text{"RISSER IKKE"} & \text{if } f_{ctm} \geq |\sigma_{c.x.s2.2.o}| \\ \text{"RISSER"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"RISSER IKKE"}$$

Kontroll av strekkspenninger i betongoverkant i snitt 2-2. Strekkspenningene overskrider ikke strekkfastheten, og betongen er definert som urisset

$$\frac{\sigma_{c.x.s2.2.o}}{f_{ctm}} = 0.99$$

Rissmoment og risslast:**SNITT 1-1 (felt):**

Rissmoment i snitt 1-1:

$$M_{\text{riss.x.s1.1}} := \frac{\frac{P_{\text{x.red.tot.SLS}}}{A_{\text{c.x}}} + \frac{M_{\text{x.p.SLS.s1.1}}}{I_{\text{x}}} \cdot y_{\text{x.s1.1.k}} + f_{\text{ctm}}}{\frac{y_{\text{x.s1.1.k}}}{I_{\text{x}}}} = 284.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Estimert risslast i snitt 1-1:

$$q_{\text{riss.x.s1.1}} := \frac{128 \cdot M_{\text{riss.x.s1.1}}}{9 \cdot L_{\text{x}}^2 \cdot L_{\text{y}}} = 11.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

SNITT 2-2 (søyle):

Rissmoment snitt 2-2:

$$M_{\text{riss.x.s2.2}} := \frac{\left(\frac{P_{\text{x.red.tot.SLS}}}{A_{\text{c.x}}} + \frac{M_{\text{x.p.SLS.s2.2}}}{I_{\text{x}}} \cdot y_{\text{x.s2.2.k}} + f_{\text{ctm}} \right)}{\frac{y_{\text{x.s2.2.k}}}{I_{\text{x}}}} = 327.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Estimert risslast i snitt 2-2:

$$q_{\text{riss.x.s2.2}} := \frac{8 \cdot M_{\text{riss.x.s2.2}}}{L_{\text{x}}^2 \cdot L_{\text{y}}} = 7.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

1.3 Y-RETNING

Snitt 4-4, søyle:

$$M_{y,p.SLS.s4.4} := 166.6 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{underkant})$$

$$M_{y,g.SLS.s4.4} := 217.0 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{overkant})$$

$$M_{y,q.SLS.s4.4} := 69.4 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{overkant})$$

$$M_{y,g,q.SLS.s4.4} := M_{y,g.SLS.s4.4} + M_{y,q.SLS.s4.4} = 286.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{y,g,q.SLS.s3.3} := M_{y,g.SLS.s3.3} + M_{y,q.SLS.s3.3} = 149.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Snitt 3-3, felt:

$$M_{y,p.SLS.s3.3} := 115.7 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{overkant})$$

$$M_{y,g.SLS.s3.3} := 112.9 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{underkant})$$

$$M_{y,q.SLS.s3.3} := 36.2 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{underkant})$$

$$P_{y,\text{red.SLS}} := 191 \text{ kN}$$

$$b_y := \frac{L_x}{2} = 3.75 \text{ m}$$

$$n_y := \frac{7.5}{0.65} = 11.5$$

$$A_{c,y} := b_y \cdot h = 825000 \text{ mm}^2$$

$$P_{y,\text{red.tot.SLS}} := n_y \cdot P_{y,\text{red.SLS}} = 2204 \text{ kN}$$

$$I_y := \frac{b_y \cdot h^3}{12} = 3.3 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Kraft i en spennkabel ved bruksgrensetilstand redusert for spennkrafttap i y-retning.

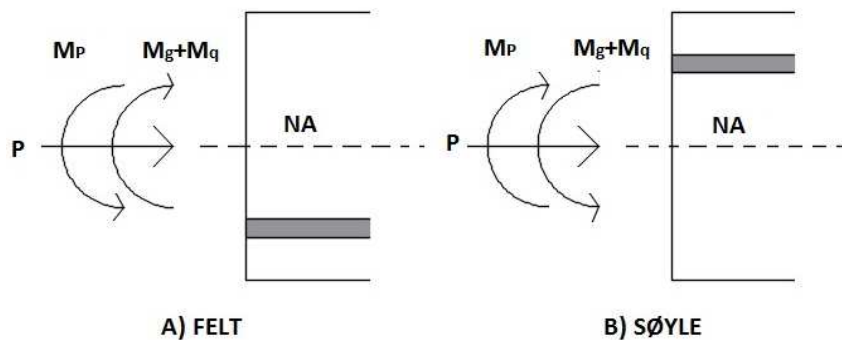
Antatt effektiv tverrsnittbredde i y-retning

Antall spennkabler i y-retning

Areal av betongtverrsnittet

Total spennkraft i y-retning i bruksgrensetilstand

2. arealmoment for betongtverrsnittet i y-retning



Spenninger i snitt 4-4, søyle:

$$y_{y.s4.4.k} := \frac{h}{2} = 110 \cdot \text{mm}$$

Antatt avstand fra nøytralaksen til betongverrsnittet til betongkant

$$y_{y.s4.4.a} := d_{y.s} - \frac{h}{2} = 50 \cdot \text{mm}$$

Antatt avstand fra nøytralaksen til betongverrsnittet til spennarmering

Spenning ved betongunderkant (trykksonen):

$$\sigma_{c.y.s4.4.u} := \frac{-P_{y.\text{red.tot.SLS}}}{A_{c,y}} + \frac{M_{y.p.SLS.s4.4}}{I_y} \cdot y_{y.s4.4.k} - \left(\frac{M_{y.g.SLS.s4.4} + M_{y.q.SLS.s4.4}}{I_y} \right) y_{y.s4.4.k}$$

$$\sigma_{c.y.s4.4.u} = -6.63 \cdot \text{MPa}$$

Betongspenning ved underkant i snitt 4-4. Negativt fortegn = trykk

Spenning ved betongoverkant (strekksone):

$$\sigma_{c.y.s4.4.o} := \frac{-P_{y.\text{red.tot.SLS}}}{A_{c,y}} - \frac{M_{y.p.SLS.s4.4}}{I_y} \cdot y_{y.s4.4.k} + \left(\frac{M_{y.g.SLS.s4.4} + M_{y.q.SLS.s4.4}}{I_y} \right) y_{y.s4.4.k}$$

$$\sigma_{c.y.s4.4.o} = 1.29 \cdot \text{MPa}$$

Betongspenning ved overkant i snitt 4-4. Positivt fortegn = strekk

Spenning ved armering (strekksone):

$$\sigma_{c.y.s4.4.o} := \frac{-P_{y.\text{red.tot.SLS}}}{A_{c,y}} - \frac{M_{y.p.SLS.s4.4}}{I_y} \cdot y_{y.s4.4.a} + \left(\frac{M_{y.g.SLS.s4.4} + M_{y.q.SLS.s4.4}}{I_y} \right) y_{y.s4.4.a}$$

$$\sigma_{c.y.s4.4.o} = -0.87 \cdot \text{MPa}$$

Spenninger i snitt 3-3, felt:

$$y_{y.s3.3.k} := \frac{h}{2} = 110 \text{ mm}$$

Antatt avstand fra nøytralaksen til
betongtverrsnittet til betongkant

$$y_{y.s3.3.a} := d_{y.fl} - \frac{h}{2} = 30 \text{ mm}$$

Antatt avstand fra nøytralaksen til
betongtverrsnittet til spennarmering

Spenning ved betongoverkant (trykksone):

$$\sigma_{c.y.s3.3.o} := \frac{-P_{y.red.tot.SLS}}{A_{c,y}} + \frac{M_{y.p.SLS.s3.3}}{I_y} \cdot y_{y.s3.3.k} - \left(\frac{M_{y.g.SLS.s3.3} + M_{y.q.SLS.s3.3}}{I_y} \right) y_{y.s3.3.k}$$

$$\sigma_{c.y.s3.3.o} = -3.78 \text{ MPa}$$

Betongspenning ved overkant i snitt 3-3.
Negativt fortegn = trykk

Spenning ved betongunderkant (strekksoner):

$$\sigma_{c.y.s3.3.u} := \frac{-P_{y.red.tot.SLS}}{A_{c,y}} - \frac{M_{y.p.SLS.s3.3}}{I_y} \cdot y_{y.s3.3.k} + \left(\frac{M_{y.g.SLS.s3.3} + M_{y.q.SLS.s3.3}}{I_y} \right) y_{y.s3.3.k}$$

$$\sigma_{c.y.s3.3.u} = -1.57 \text{ MPa}$$

Betongspenning ved underkant
(armering) i snitt 3-3. Negativt fortegn =
trykk

NB: Det er trykk i strekksonen - må kontrolleres mot tillatt trykkspenning og ikke strekkspenninger

Spenning ved armering (strekksoner):

$$\sigma_{c.y.s3.3.u} := \frac{-P_{y.red.tot.SLS}}{A_{c,y}} - \frac{M_{y.p.SLS.s3.3}}{I_y} \cdot y_{y.s3.3.a} + \left(\frac{M_{y.g.SLS.s3.3} + M_{y.q.SLS.s3.3}}{I_y} \right) y_{y.s3.3.a}$$

$$\sigma_{c.y.s3.3.u} = -2.37 \text{ MPa}$$

Betongspenning ved underkant
(armering) i snitt 3-3. Negativt fortegn =
trykk

Kontroll av trykkspenninger:

$$f_{ck} := 35\text{MPa}$$

Betongens trykkfasthet

$$k_1 := 0.6$$

EC2-1-1 NA.7.2(2)

$$\sigma_{c,\text{tillatt.trykk}} := k_1 \cdot f_{ck} = 21 \cdot \text{MPa}$$

Anbefalt begrensning av trykkspenning EC2-1-1 7.2(2)

$$\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \sigma_{c,\text{tillatt.trykk}} \geq |\sigma_{c,y,s4.4,u}| \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Kontroll av trykkspenning i betongunderkant i snitt 4-4 tilfredsstilt

$$\frac{|\sigma_{c,y,s4.4,u}|}{\sigma_{c,\text{tillatt.trykk}}} = 0.32$$

$$\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \sigma_{c,\text{tillatt.trykk}} \geq |\sigma_{c,y,s3.3,o}| \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Kontroll av trykkspenning i betongoverkant i snitt 3-3 tilfredsstilt

$$\frac{|\sigma_{c,y,s3.3,o}|}{\sigma_{c,\text{tillatt.trykk}}} = 0.18$$

$$\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \sigma_{c,\text{tillatt.trykk}} \geq |\sigma_{c,y,s3.3,u}| \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Kontroll av trykkspenninger i betongunderkant i snitt 3-3 tilfredsstilt

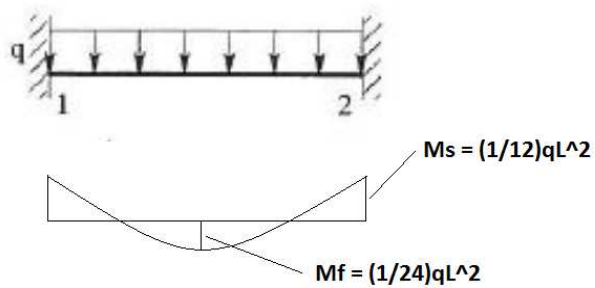
$$\frac{|\sigma_{c,y,s3.3,u}|}{\sigma_{c,\text{tillatt.trykk}}} = 0.11$$

Kontroll av strekkspenninger:

$$\begin{cases} \text{"RISSER IKKE"} & \text{if } f_{ctm} \geq |\sigma_{c,y,s4.4,o}| \\ \text{"RISSER"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"RISSER IKKE"}$$

Kontroll av strekkspenninger i betongoverkant i snitt 4-4. Strekkspenningene overskrider ikke strekkfastheten, og betongen er definert som urisset

$$\frac{|\sigma_{c,y,s4.4,o}|}{f_{ctm}} = 0.27$$

Rissmoment og risslast:**SNITT 3-3 (felt):**

Rissmoment i snitt 3-3:

$$M_{\text{riss.y.s3.3}} := \frac{\frac{P_{y.\text{red.tot.SLS}}}{A_{c.y}} + \frac{M_{y.p.SLS.s3.3}}{I_y} \cdot y_{y.s3.3.k} + f_{\text{ctm}}}{\frac{y_{y.s3.3.k}}{I_y}} = 293.3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Estimert risslast i snitt 3-3:

$$L_{y.\text{maks}} := 8 \text{ m}$$

$$q_{\text{riss.y.s1.1}} := \frac{24 \cdot M_{\text{riss.y.s3.3}}}{L_{y.\text{maks}}^2 \cdot L_x} = 14.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

SNITT 4-4 (søyle):

Rissmoment snitt 4-4:

$$M_{\text{riss.y.s4.4}} := \frac{\left(\frac{P_{y.\text{red.tot.SLS}}}{A_{c.y}} + \frac{M_{y.p.SLS.s4.4}}{I_y} \cdot y_{y.s4.4.k} + f_{\text{ctm}} \right)}{\frac{y_{y.s4.4.k}}{I_y}} = 344.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Estimert risslast i snitt 4-4:

$$q_{\text{riss.y.s4.4}} := \frac{12 \cdot M_{\text{riss.y.s4.4}}}{L_{y.\text{maks}}^2 \cdot L_x} = 8.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

3. NEDBØYNINGSBEGRENSNING

Spennet i x-retning frå vegg A5-3 til A5-2 er størst, på 7500mm. Midtspennet i y-retning er konstant 8000mm, se akse A5-B til A5-C. Det antas at nedbøyningen blir størst her.

Antar Stadium 1 - urisset tverrsnitt

Nedbøyningbegrensning EC2-1-1 7.4.(4):

$$L_{x,max} := 7500\text{mm} \quad \delta_{x,max} := \frac{L_{x,max}}{250} = 30 \cdot \text{mm}$$

$$L_{y,max} := 8000\text{mm} \quad \delta_{y,max} := \frac{L_{y,max}}{250} = 32 \cdot \text{mm}$$

$$\delta_{\max,\min} := \delta_{x,\max} = 30 \cdot \text{mm}$$

Nedbøyning x-retning fra Focus:

$$\delta_{x,\text{egenlast}} := 22\text{mm}$$

$$\delta_{x,\text{nyttelast}} := 10.1\text{mm}$$

$$\delta_{x,\text{forspenning}} := -18\text{mm}$$

Nedbøyning y-retning fra Focus::

$$\delta_{y,\text{egenlast}} := 16.1\text{mm}$$

$$\delta_{y,\text{nyttelast}} := 7.4\text{mm}$$

$$\delta_{y,\text{forspenning}} := -17\text{mm}$$

$$\delta_x := \delta_{x,\text{egenlast}} + \delta_{x,\text{forspenning}} + \psi_2 \cdot \delta_{x,\text{nyttelast}} = 11.1 \cdot \text{mm}$$

$$\delta_y := \delta_{y,\text{egenlast}} + \delta_{y,\text{forspenning}} + \psi_2 \cdot \delta_{y,\text{nyttelast}} = 4.3 \cdot \text{mm}$$

$$\delta := \delta_x + \delta_y = 15.3 \cdot \text{mm}$$

Estimert nedbøyning

"NEDBØYNING OK" if $\delta_{\max,\min} \geq \delta$	= "NEDBØYNING OK"	Nedbøyningbegrensningen er tilfredsstillt
"NEDBØYNING IKKE OK" otherwise		