

Jørgen Klokkervold
Lauritz Aure

Integrert styrkeberegning og klimagassoptimalisering av flatdekker med ulike armeringsløsninger

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk

Veileder: Terje Kanstad

Medveileder: Sverre Smeplass

Juni 2021

Jørgen Klockervold
Lauritz Aure

Integrert styrkeberegning og klimagassoptimalisering av flatdekker med ulike armeringsløsninger

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk
Veileder: Terje Kanstad
Medveileder: Sverre Smeplass
Juni 2021

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk





MASTEROPPGAVE 2021

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 09.06.21	ANTALL SIDER: 8 + 63 + 64 = 135
------------------------------------	-------------------	------------------------------------

TITTEL:

Integrert styrkeberegning og klimagassoptimalisering av flatdekker med ulike armeringsløsninger

Integrated construction strength calculations and optimization of CO₂ emission for flat slabs with different reinforcement solutions

UTFØRT AV:

Jørgen Klokkervold

Lauritz Aure

SAMMENDRAG:

Byggebransjen står for en betydelig andel av verdens klimagassutslipp. Dagens klimautfordringer krever et økt fokus på klimavennlige måter å bygge på. Det er i nyere tid rettet et stort fokus på utvikling av miljøvennlige materialer slik som de ulike typene av lavkarbonbetong. Samtidig har fokuset på hvordan konstruksjoner dimensjoneres med hensyn til miljø og klima ikke vært like stort.

Denne oppgaven vurderer to ulike firespenns flatdekkelsesløsninger, en slakkarmert og en spennarmert løsning. Disse løsningene blir forsøkt optimalisert for en rekke ulike parametre for å kunne si noe om hvilket potensial som finnes i forhold til reduksjon av klimagassutslipp. For å kunne si noe om hvordan ulike løsninger presterer ble det utarbeidet en klimagasskalkulator som foretar alle nødvendige kapasitetstjekker og gir klimagassresultater for de ulike løsningene som vurderes.

Resultatene fra optimaliseringsarbeidet fra denne oppgaven viser at det finnes et stort potensial for besparelser i klimagassutslipp avhengig av hvilke tiltak som blir gjort. Den største reduksjonen oppnås ved å benytte de ulike lavkarbon betongtypene. Videre vil optimalisering av dekketykkelse basert på kontroll i brudd- og bruksgrensetilstand gi store besparelser. Resultatene viser også at ved å benytte en spennarmert flatdekkelsesløsning for spennvidder hvor den slakkarmerte løsningen er mer vanlig vil gi et stort utslag på klimagassutslippet. En rekke andre parametre blir også vurdert og flere av dem utfordrer måten det bygges på i dag. Dette gjøres for å vurdere hvilken effekt det kan ha om dagens krav til dimensjonering av betongkonstruksjoner justeres.

Opgaven kan vise til resultater som helt tydelig viser at potensiale for reduksjon i klimagassutslipp ved å bruke mer tid til prosjektering av konstruksjoner med fokus på klima og miljø vil kunne føre til store besparelser for klimagassutslipp.

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet våren 2021 ved Instituttet for konstruksjonsteknikk ved fakultetet for ingeniørvitenskap på NTNU. Oppgavens omfang er 30 studiepoeng tilsvarende hele våsemesteret.

Det er i senere tid skrevet flere oppgaver innenfor tematikken rundt miljøpåvirkning fra ulike betongkonstruksjoner. Tidligere oppgaver har vurdert ulike konstruksjonselementer av betong og ulike måter å vurdere miljøpåvirkning fra disse. I denne oppgaven vil det være plaststøpte flatdekker som blir vurdert. Vi startet med lite kunnskap innenfor klimaoptimalisering på flatdekker, og læringskurven var bratt. En stor del av masteroppgaven gikk ut på å lage en klimagasskalkulator i Excel, som kontrollerte de ulike kapasitetskravene for brudd- og bruksgrensetilstand samt det totale klimagassutslippet for flatdekkene.

En stor takk må rettes til vår hovedveileder Terje Kanstad for god veiledning. Terje har bidratt med omfattende kunnskap innenfor utregningen av både på slakk- og spennarmerte flatdekker.

Vi vil også takke vår medveileder Sverre Smeplass for å komme med sine innspill om hvordan flatdekker dimensjoneres i dag, og hvilke effekter som kan være viktige for dagens klimagassutslipp.

Vi håper at denne oppgaven vil gjøre at flere åpner øynene for potensialet ved å dimensjonere betongkonstruksjoner med tanke på miljøpåvirkning, og at et større fokus rettes mot miljøoptimalisering av fremtidens betongkonstruksjoner. Dette vil ikke bare gjelde for flatdekker da potensialet vil være stort for de fleste betongkonstruksjoner.

Sammendrag

Byggebransjen står for en betydelig andel av verdens klimagassutslipp. Dagens klimautfordringer krever et økt fokus på klimavennlige måter å bygge på. Det er i nyere tid rettet et stort fokus på utvikling av miljøvennlige materialer slik som de ulike typene av lavkarbonbetong. Samtidig har fokuset på hvordan konstruksjoner dimensjoneres med hensyn til miljø og klima ikke vært like stort.

Denne oppgaven vurderer to ulike firespenns flatdekkelsesløsninger, en slakkarmert og en spennarmert løsning. Disse løsningene blir forsøkt optimalisert for en rekke ulike parametre for å kunne si noe om hvilket potensial som finnes i forhold til reduksjon av klimagassutslipp. For å kunne si noe om hvordan ulike løsninger presterer ble det utarbeidet en klimagasskalkulator som foretar alle nødvendige kapasitetstjekker og gir klimagassresultater for de ulike løsningene som vurderes.

Resultatene fra optimaliseringsarbeidet fra denne oppgaven viser at det finnes et stort potensial for besparelser i klimagassutslipp avhengig av hvilke tiltak som blir gjort. Den største reduksjonen oppnås ved å benytte de ulike lavkarbon betongtypene. Videre vil optimalisering av dekketykkelse basert på kontroll i brudd- og bruksgrensetilstand gi store besparelser. Resultatene viser også at ved å benytte en spennarmert flatdekkelsesløsning for spennvidder hvor den slakkarmerte løsningen er mer vanlig vil gi et stort utslag på klimagassutslippet. En rekke andre parametre blir også vurdert og flere av dem utfordrer måten det bygges på i dag. Dette gjøres for å vurdere hvilken effekt det kan ha om dagens krav til dimensjonering av betongkonstruksjoner justeres.

Oppgaven kan vise til resultater som helt tydelig viser at potensiale for reduksjon i klimagassutslipp ved å bruke mer tid til prosjektering av konstruksjoner med fokus på klima og miljø vil kunne føre til store besparelser for klimagassutslipp.

Abstract

The construction industry accounts for a significant share of the world's greenhouse gas emissions. Today's climate challenges require that the focus on climate-friendly ways of building increase. In recent times, a great deal of focus has been placed on the development of environmentally friendly materials. At the same time, the focus on how structures are dimensioned with regard to the environment and climate has not been as great.

This thesis considers two different flat slab solutions, a slack-reinforced and a prestressed-reinforced solution. Attempts are being made to optimize these solutions for a number of different parameters in order to be able to say something about the potential that exists in relation to the reduction of greenhouse gas emissions. In order to be able to say something about how different solutions perform, a greenhouse gas calculator was developed that performs all necessary capacity checks and provides greenhouse gas results for the various solutions that are considered.

The results from the optimization work from this project show that there is a great potential for large and small savings in greenhouse gas emissions depending on what measures are taken. The greatest reduction is achieved by using the various low-carbon concrete types. Furthermore, optimization of cover thickness based on control in the ultimate and service limit state will provide large savings. The results also show that using a prestressed flat cover solution for spans where the slack-reinforced solution is more common will have a large effect on greenhouse gas emissions. A number of other parameters are also considered and several of them challenge the way it is built today. This is done to assess what effect it may have if the current requirements for dimensioning of concrete structures are adjusted.

This thesis can refer to results that clearly show that the potential for reduction in greenhouse gas emissions by spending more time designing constructions with a focus on climate and the environment could lead to large savings for greenhouse gas emissions.

Innhold

1	Innledning	1
1.1	Bakgrunn	1
1.2	Oppgavens hensikt	1
1.3	Oppbygging av oppgaven	1
2	Teoretisk bakgrunn	3
2.1	Betong	3
2.1.1	Fasthetsklasse	3
2.1.2	Relative trykksonehøyde α	3
2.1.3	Armering	4
2.1.4	Slakkarmering	4
2.1.5	Spennarmering	5
2.2	Tidsavhengige effekter for betong og spennarmering	6
2.2.1	Kryp	6
2.2.2	Svinn	7
2.2.3	Relaksjon av spennstål	7
2.3	Umiddelbare tapseffekter for spennarmering	8
2.4	Laster	8
2.4.1	Permanente laster	8
2.4.2	Variable laster	9
2.4.3	Lastkombinering	9
2.5	Klimaregnskap	9
2.5.1	LCA	9
2.5.1.1	Fastsettelse av hensikten og omfang	10
2.5.1.2	Livsløpsregnskapet (LCI)	10
2.5.1.3	Livsløpseffektvurdering (LCIA)	10
2.5.1.4	Tolkning	10
2.5.2	Miljødeklarasjoner (EPD)	11
2.6	Lavkarbonbetong	11
2.6.1	Sementinnhold	12
2.6.1.1	Flygeakse	13
2.6.1.2	Silikastøv	13
2.6.1.3	Slagg	13
3	Ulike flatdekkelsesløsninger	15
3.1	Slakkarmert flatdekkelsesløsning	16
3.1.1	Utforming	16
3.1.1.1	Overdekning	16
3.1.2	Bruddgrensetilstand	17
3.1.3	Momentkapasitet	17
3.1.4	Gjennomlokkingskapasitet rundt søyler	19
3.1.5	Brukgrensetilstand	21
3.1.6	Nedbøyning	21
3.2	Spennarmert flatdekkelsesløsning	24
3.2.1	Utforming av spennarmert løsning	24
3.2.1.1	Krav til overdekning og senteravstand	25
3.2.2	Spennkraft	26
3.2.3	Moment fra spennarmering	26
3.2.4	Bruddgrensetilstand	29

3.2.4.1	Momentkapasitet	29
3.2.4.2	Gjennomlokkingskapasitet	30
3.2.4.3	Kontroll av oppspenningstilstand	30
3.2.5	Brukgrensetilstand	31
3.2.5.1	Kontroll av betongspenninger for oppspenningstilstand	31
3.2.5.2	Nedbøyningsberegning	32
4	Klimagasskalkulator	35
4.1	Utførelse	35
5	Resultater	37
5.1	Generelle problemstillinger	37
5.1.1	Sammenligning med standard løsning for slakkarmert flatdekke	37
5.1.2	Lavkarbonbetong	41
5.1.3	Fasthetsklasse	41
5.1.4	Relativ trykkesonehøyde	42
5.1.5	Overhøyde	44
5.1.6	Overdekning	45
5.1.7	Spennvidde	45
5.1.8	Lastkombinering	47
5.1.9	Nedbøyningskriteriet	48
5.2	Spennarmert løsning	49
5.2.1	Sammenligning med standard løsning for spennarmert flatdekke	49
5.2.2	Spennarmert løsning sammenlignet med slakkarmert løsning	50
6	Diskusjon	53
6.1	Generelle problemstillinger	53
6.1.1	Sammenligning med standard løsning	53
6.1.2	Lavkarbonbetong	54
6.1.3	Fasthetsklasse	54
6.1.4	Relativ trykkesonehøyde	55
6.1.5	Overhøyde	55
6.1.6	Overdekning	55
6.1.7	Spennvidde	56
6.1.8	Lastkombinering	56
6.1.9	Nedbøyningskriteriet	57
6.2	Spennarmert løsning	58
6.2.1	Sammenligning med standard løsning	58
6.2.2	Sammenligning med slakkarmert løsning	58
6.3	Begrensninger ved resultatene	59
6.4	Klimagasskalkulator	59
7	Konklusjon	61
	Referanser	63
8	Vedlegg	64
A	Beregningseksempel for slakkarmert flatdekkeløsning	64
A.1	Materialdata	65
A.2	Momentkapasitet og armeringsmengde	67
A.3	Skjærkraftkapasitet	72

A.4 Bruksgrensetilstand	77
B Beregningseksempel for spennarmert flatdekkeløsning	87
B.1 Materialdata	88
B.2 Spennkraft og ulike tapseffekter	91
B.3 Momentkapasitet	97
B.4 Skjærkraftkapasitet	102
B.5 Oppspenningstilstand	107
B.6 Spenningsberegning oppspenningstilstand	112
B.7 Nedbøyningsberegninger	115

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Ifølge NASA [1] var 2020 sammen med 2016 det varmeste året på kloden, siden man begynte med slike målinger i 1880. Samtidig er det målt de høyeste nivåene av CO_2 i atmosfæren. Det er stor enighet i ulike fagmiljø rundt om i verden at disse endringene i stor grad kommer fra menneskelige utslipp av klimagasser som for eksempel CO_2 , som er den mest kjente.

Utviklingen av klima og miljø har ført til omfattende arbeid for å begrense og motvirke disse endringene. I 2015 ble Paris-avtalen vedtatt [2], og denne avtalen har som mål å holde temperaturøkningen på kloden under $2^\circ C$ innen 2100. Dersom dette målet skal nås er verdens klimagassutslipp nødt til å reduseres.

Byggebransjen står for en betydelig andel av de menneskeskapte klimagassutslippene i verden, og spesielt betongindustrien er en stor bidragsyter til dette. På verdensbasis står produksjon av sement til bruk i betong for hele 5-8 % av alle menneskeskapte klimagassutslipp [3].

Bruken av lavkarbonbetong hvor man erstatter sementinnholdet i betongresepten med alternative bindemidler som reduserer klimagassavtrykket til betongen har vært et fokusområde for betongindustrien de siste årene. Samtidig har det blitt fokusert en del mindre på optimalisering av konstruksjoner fra et konstruksjonsteknisk perspektiv. Å bygge slankt og materialbesparende i samhandling med bestandighet kan også ha stor miljøgevinst.

Opgaven tar utgangspunkt i tidligere masteroppgaver innenfor den samme tematikken. Det ble i masteroppgaven til Håkon Sælen [4] vist at dekke er den konstruksjonsdelen som vil ha det klart største bidraget til utslipp ettersom det er her det største volumet av betong vil være. Med bakgrunn i dette er det etter samtaler med veildere valgt å gå videre med å undersøke flatdekkelsesløsninger for å kunne vise hvilken gevinst klimaoptimaliserte løsninger kan ha og også hvordan ulike løsninger presterer i forhold til hverandre.

1.2 Oppgavens hensikt

Opgaven har som mål å belyse hvilket potensiale som ligger i å optimalisere løsninger med tanke på klimagassutslipp og utfordre standard praksis i bransjen. Oppgaven vil foreta sammenligninger av ulike løsninger for å kunne gi et bilde på hvilken gevinst som kan ligge i å bruke mer tid til å prosjektere med hensyn på miljøaspektet.

Opgaven fokuserer mye på det konstruksjonstekniske som ligger til grunn for å kunne regne på slakk- og spennarmerte flatdekkelsesløsninger, og videre benytte de detaljerte beregningene for å kunne gi et nøyaktig inntrykk av hvordan de presterer i forhold til klimagassutslipp. Ettersom oppgaven ikke baserer seg på tall eller beregninger fra eksisterende konstruksjoner, og det har derfor vært viktig å utføre detaljerte kapasitetsberegninger for at resultatene skal være så reelle som mulig.

En stor del av oppgaven har vært å utforme en klimagasskalkulator i Excel som inkluderer alle aktuelle beregninger. Dette er gjort slik at det er mulig å optimalisere de ulike løsningene enkelt ved å endre ulike parametere i dette regnearket.

1.3 Oppbygging av oppgaven

Opgaven vil først presentere nødvendig teoretisk bakgrunn som inkluderer beregningsgrunnlaget som ligger til grunn for dimensjoneringen som blir gjennomført, og nødvendig bakgrunn for beregninger av klimagassutslipp for de ulike flatdekkelsesløsningene.

Videre presenterer oppgaven de to flatdekkelsesløsningene, ulike forenklinger og valg som er foretatt ved dimensjoneringen av disse, og hvordan løsningene utformes med tanke på

de aktuelle beregningene.

Deretter blir klimagasskalkulatoren presentert før ulike resultater som kommer fra beregninger utført i denne blir lagt frem. For at de ulike beregningene som utføres i klimagasskalkulatoren og alle detaljene som ligger til grunn for dette regnearket skal være mulig å forstå, er det laget et regneeksempel i MathCad som legges ved som et vedlegg i oppgaven. Her vil alle beregningene som ligger til grunn for klimagasskalkulatoren presenteres for et tilfeldig valgt eksempel. Hensikten med dette vedlegget er ikke å fremlegge resultater, men kun gi innsikt i alle detaljene som er inkludert for beregningene som er gjennomført i klimagasskalkulatoren.

2 Teoretisk bakgrunn

Dette kapitlet omhandler den nødvendige teoretiske bakgrunnen som ligger til grunn for beregninger av slakk- og spennarmerte flatdekker. De ulike egenskapene til materialene, tidseffekter, lavkarbonbetong og hvilke laster og lastkombinasjoner som inkluderes for beregningene blir presentert videre i dette kapitlet. Kxapitlet gir en overordnet innsikt i teorien som benyttes for oppgaven, men vil ikke beskrive de ulike beregningene som blir gjennomført. Det er også foretatt en del valg for det teoretiske grunnlaget som også blir forklart. Informasjonen i dette kapitlet er i all hovedsak hentet fra NB37 [3], Sørensens betongbok [5] og NS-EN 1992-1-1 [6].

2.1 Betong

Betong er det materialet som blir mest brukt i bygg- og anleggsbransjen. Noen av grunnene til dette er den lange levetiden, formbarhet og den store trykkfastheten.

Klassifiseringen av betong og ulike materialparametre for betongen beskrives i NS-EN 1992-1-1 [6] og er delt inn i fasthetsklasser bestemt ved en tid, hvor $t = 28$ døgn. De ulike materialparametrene til betongen vil være ulike ut ifra hvilken fasthetsklasse som benyttes.

2.1.1 Fasthetsklasse

Betong deles inn i ulike fasthetsklasser etter hvilke fasthetsegenskaper den har. De ulike fasthetsklassene er bestemt etter karakteristisk sylindrefasthet, f_{ck} , eller terningfasthet, $f_{ck,cube}$ i overensstemmelse med NS-EN 206 [7].

For de ulike fasthetsklassene som finnes i NS-EN 1992-1-1 [6], vil den karakteristiske sylindrefastheten, f_{ck} , være bestemt etter 28 døgn og de ulike fasthetsklassene som vurderes for denne oppgaven vil være hentet herifra.

I noen tilfeller vil det være nødvendig å finne betongens trykkfasthet på et tidligere tidspunkt enn $t = 28$ døgn. NS-EN 1992-1-1 gir følgende beregningsregler for å kunne beregne trykkfastheten på et tidligere tidspunkt:

$$f_{ck} = f_{cm}(t) - 8(MPa) \text{ for } 3 < t < 28 \text{ døgn}$$

For ulike beregninger er det nødvendig å finne den dimensjonerende trykkfastheten, f_{cd} . Denne tar hensyn til ulike faktorer og beregnes etter følgende ligning:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Der α_{cc} er en koeffisient som tar hensyn til virkninger av langtidslasten på trykkfastheten samt ugunstige virkninger som er en følge av måten lasten påføres og denne settes lik 0,85. γ_c er materialfaktoren til betong og settes lik 1,5.

2.1.2 Relative trykksonehøyde α

For betongkonstruksjoner som dimensjoneres må tøyningen i armeringen avklares. Dette er med på å bestemme hvilken armeringsmengde man dimensjonerer konstruksjoner med. Man kan enten ha et overarmert tverrsnitt, underarmert tverrsnitt eller et balansert armerert tverrsnitt. Forskjellen ved disse tre mulige armeringsalternativene er hvilken tøyning armeringstålet vil ha idet betongen går til brudd.

De ulike typene er forklart under:

- Overarmert tverrsnitt
 - For et overarmert tverrsnitt vil ikke armeringen flyte før betongen knuses. Dette betyr at konstruksjonen ikke vil gi noen forvarsel på at kapasiteten er brukt opp. Dette gjør at $\epsilon_s < \epsilon_{yd}$.
- Normalarmert tverrsnitt
 - For et normalarmert tverrsnitt vil det være flytning i armeringen samtidig som betongen knuses. Det vil si at $\epsilon_s = \epsilon_{yd}$.
- Underarmert tverrsnitt
 - For et underarmert tverrsnitt vil armeringen flyte før betongen knuses. På denne måten vil betongkonstruksjonen kunne gi en forvarsel på at kapasitet er brukt opp, før betongen knuses. Dette gjør at $\epsilon_s > \epsilon_{yd}$.

Den relative trykksonehøyden, α , brukes for å regnes momenkapasiteten, M_{rd} . Utregningen av α vises i ligningen:

$$\alpha = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_s}$$

der:

ϵ_{cu} = tøyningsgrense for trykk i betongen

ϵ_s = tøyningen i armeringen

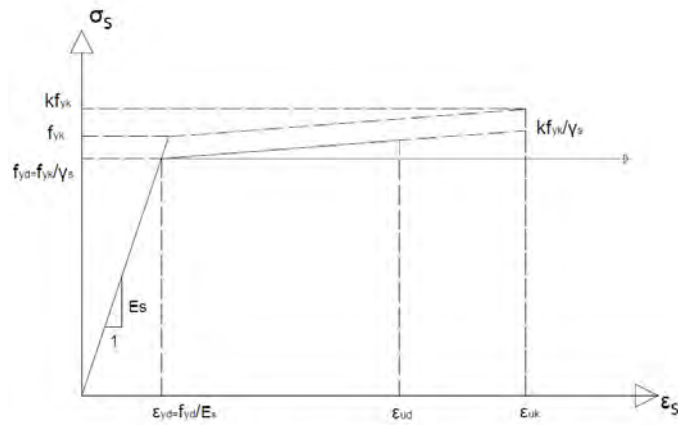
2.1.3 Armering

Betong er et materialet som har en høy trykkfasthet og en ikke-lineær spenningstøyningsoppførsel, men om betong blir utsatt for strekkspenninger vil betongen oppføre seg som et sprøtt materiale og ha en lav fasthet. For å øke strekkkapasiteten samt få materialet til å oppføre seg duktilt, benyttes det armering i strekksonene i betong. Det kan også legges armering i trykksonen til betong for å øke kapasiteten til tverrsnittet i trykk.

2.1.4 Slakkarmering

Slakkarmering kan brukes enten i lengderetningen, tverretning eller som bøyer. Slakkarmeringen brukes for å kunne oppnå den tilstrekkelige kapasiteten som er nødvendig i alle deler av betongkonstruksjonen. En typisk spenning-tøyningskurve for armeringstål av typen B500NC vises i figur 1. For alle beregninger hvor det inkluderes slakkarmering for denne oppgaven blir det som en forenkling antatt bruk av Ø20. I tillegg vil all slakkarmering beregnes som enkeltstenger.

De ulike parametrene for slakkarmeringen som benyttes for denne oppgaven er presentert i tabell 1.



Figur 1: En typisk spennings-tøyningskurve for armeringsstål B500NC [5].

Tabell 1: Materialegenskaper for armeringsstål B500NC.

Karakteristisk flytegrense	f_{yk}	500 MPa
Dimensjonerende flytegrense	f_{yd}	435 MPa
E-modul	E_s	200 GPa
Materialfaktor	γ_s	1,15

2.1.5 Spennarmering

Spennarmering blir brukt for å kunne redusere tverrsnittshøyden og gi konstruksjoner lengre spenn. En annen fordel med spennarmering er at det vil gjøre at rissviddene i konstruksjonen blir mindre. Måten spennarmeringen oppnår dette på er at den påfører en trykkspenning i betongen som har en størrelse og fordeling som motvirker de ytre lastene.

Kvaliteten på stålet og betongen som brukes i spennarmerte konstruksjoner er ofte av en bedre kvalitet enn for slakkarmerte konstruksjoner. Grunnen til dette er for å redusere tap av etterspenninger grunnet uttørkning, langtidslaster og temperatur. Det viser seg at effekten av spennarmering blir best om spennarmeringsprofilen har samme form som momentforløpet de ytre lastene vil gi.

Det er to forskjellige måter å spenne opp en betongkonstruksjon på. Den ene er førøppspenning, hvor armeringen spennes opp før betongen støpes. Denne metoden er den vanligste metoden å bruke i fabrikker hvor man produserer spennbetongelementer. Her blir armeringen spent opp ved hjelp av jekk og låses i spennbenkens mothold.

Den andre metoden er etterøppspenning. Ved bruk av denne metoden formes, armeres og støpes konstruksjonen som vanlig. Men det lages gjennomgående utsparringer for spennarmeringen, og etter at betongen er herdet spennes armeringen opp i utsparringen. Når dette er gjort kan utsparringen fylles for å etablere heftforbinelse mellom spennarmeringen og betongkonstruksjon. Dette gjøres ofte med en sementbasert injiseringsmørtel. For denne oppgaven er det valgt en uninjisert etterøppspent løsning. Dette vil si at det ikke etableres heft mellom spennarmeringen og betongkonstruksjonen.

For spennstålet er det for denne oppgaven i samsvar med veileder bestemt å anta de ulike egenskapene til spennstålet basert på normale verdier for spennarmeringsstål etter NS-EN 1992-1-1. Disse er presentert i tabell 2.

Tabell 2: Materialegenskaper for spennstål.

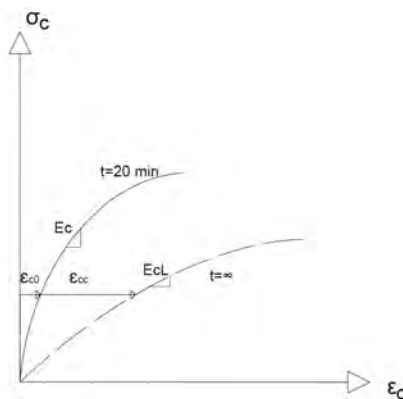
Bruddfasthet	f_{pk}	1800 MPa
0,1% strekkgrense	$f_{p0,1k}$	1650 MPa
Dimensjonerende spenning	f_{pd}	1434 MPa
Elastisitetsmodul	E_p	195 GPa
Materialfaktor	γ_s	1,15

2.2 Tidsavhengige effekter for betong og spennarmering

Betong og spennarmering vil oppleve effekter som vil påvirke materialenes egenskaper over tid. For betongen vil dette være effekter som kryp og svinn, mens spennarmeringen vil bli påvirket av relaksasjonstap i spennstålet i tillegg til tap fra virkningen av kryp og svinn. Disse effektene må regnes på og kontrolleres når kapasiteten til et flatdekke skal bestemmes. Det teoretiske grunnlaget og ulike valg for disse effektene som inkluderes for denne oppgaven vil bli presentert videre i dette kapitlet. Detaljerte beregninger av de ulike effektene som presenteres er vist i vedlegg B.2 og A.4 for henholdsvis virkningen av de ulike effektene på spennarmeringen og betongen.

2.2.1 Kryp

Betong blir brukt i konstruksjoner som gjerne har en levetid på 50 år eller mer. Når betong blir utstatt for trykk over en lengre periode vil betongen trykkes mer sammen enn hva den vil i det lastene påføres. Denne effekten kalles for kryp. Figur 2 viser hvordan kryptøyningen, ϵ_{cc} , vil øke over tid.



Figur 2: Virkning av spenningsnivå og varighet på betongtøyning [5].

Tøyningsendringen i betongen som følge av kryp vil føre til en spenningsendring i spennarmeringen som igjen vil gi et tap av kraft i spennarmeringen.

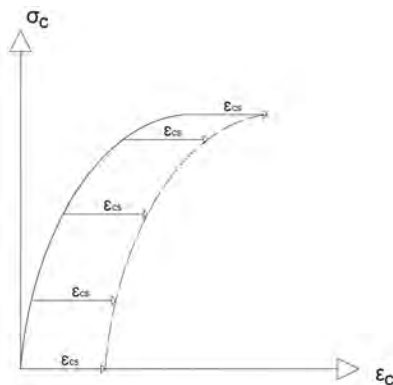
For utregning av kryp er det gjort flere valg ut ifra hvilke forhold den valgte konstruksjonen er utsatt for. Den relative luftfuktigheten i omgivelsene er satt til $RH = 40\%$. Dette er et valg som er tatt på bakgrunn av at denne oppgaven vurderer dekkeløsningene til å være innendørs i et typisk kontorbygg hvor det vil være relativt tørt klima.

Beregningene av effekten fra kryp som blir gjennomført i denne oppgaven gjøres ut ifra grunnleggende ligninger for bestemmelse av kryptall i NS-EN 1992-1-1 [6].

2.2.2 Svinn

En annen langtidseffekt for betong er uttørking. Denne uttørkingen vil gjøre at betongen krymper, og denne krympingen kalles for svinn. Svinn vil i motsetning til krypeffekten være like store uavhengig av lastnivå. Figur 3 viser hvordan svinntøyningen vil være uavhengig av lastnivå.

Svinntøyningen er sammensatt av to forskjellige bidrag. Disse bidragene er uttørkningssvinn ϵ_{cd} og autogent svinn ϵ_{ca} .



Figur 3: Virkning av svinntøyning på σ_c - ϵ_c diagrammet [5].

For beregninger av effekt fra svinn er det som en forenkling valgt å benytte sementklasse S for alle utregninger.

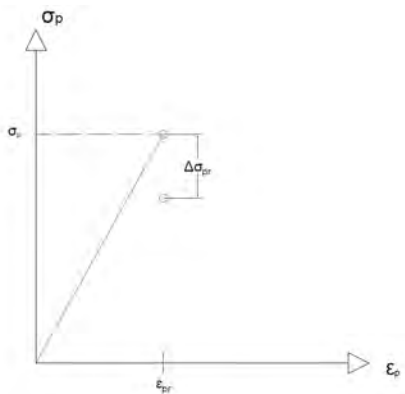
Som for krep vil spennarmeringen få en reduksjon i kraft på grunn av en spenningsendring i spennarmeringen som følge av svinntøyning.

Beregningene av effekt fra svinn er utført etter ny Eurokode som er under utvikling og utlevert av veileder [8].

2.2.3 Relaksjon av spennstål

Relaksjon av spennstål handler om at stål som utsettes for en konstant tøyning over tid vil få et spenningsfall. Dette illustreres i figur 4.

Det finnes etter NS-EN 1992-1-1 [6] tre ulike relaksasjonsklasser for beregning av relaksasjon av spennstål. For denne oppgaven er det valgt å beregne relaksasjonen i spennstålet etter Klasse 2. Denne klassen tilsvarer lav relaksasjon. Dette er kun et valg som er foretatt for denne oppgaven som en forenkling til beregningene.



Figur 4: Virkning av relaksjon på σ_c - ϵ_c diagrammet [5].

2.3 Umiddelbare tapseffekter for spennarmering

Ved bruk av spennarmeringen vil det oppstå ulike typer tap som påvirker hvordan spennkraften virker på konstruksjonen. Noen av disse tapene vil oppstå umiddelbart mens noen tap er langtids effekter. De ulike umiddelbare tapene som vil kunne påvirke spennkraften er:

- Låsetap ved forankringer
- Umiddelbar deformasjon av betongen
- Temperaturendringene som oppstår i herdingsprosessen
- Korttidsrelaksjon
- Friksjonstap

For denne oppgaven er det kun friksjonstapet som blir vurdert for de umiddelbare tapseffektene.

2.4 Laster

Laster fordeles inn i tre hovedgrupper. Disse er permanente laster, variable laster og ulykkeslaster. Hvordan ulike laster oppfører seg over tid, og hvordan de oppstår vil bestemme om en last klassifiseres som en permanent last, en variabel last eller en ulykkeslast. For denne oppgaven vil typiske lastsituasjon for et kontorbygg ligge til grunn for valg av de ulike lastene som påføres de ulike dekkeløsningene. Det er for denne oppgaven valgt å kun vurdere egenlast og last fra spennarmering som en permanent last, og nyttelast som en variabel last. Videre vil de ulike lastene som er benyttet for beregningene i denne oppgaven bli presentert.

2.4.1 Permanente laster

Permanente laster er laster som vil påvirke konstruksjonen i tilnærmet hele levetiden. Dette kan være laster som egenvekt, jordtrykk, ytre vanntrykk og tyngden på permanente installasjoner.

I denne oppgaven er det kun egenlasten som vil være en permanent last på konstruksjonen for den slakkarmerte flatdekkeløsningen. For den spennarmerte flatdekkeløsningen vil også lastene fra spennarmeringen på konstruksjonen være å regne som en permanent last.

Egenvekten til dekke vil inkludere betongen og armeringen som legges i betongen. For denne oppgaven vil tyngdetettheten til betongen basere seg på en armert normalvektsbetong og settes derfor til 25 kN/m^3 .

Ved bruk av spennarmering vil betongen påføres store krefter. Denne kraften oppstår når spennarmeringen spennes opp og låses. Siden kraften ikke vil være i nøytralaksen vil det oppstå både trykkrefter og moment på grunn av eksentrisiteten.

2.4.2 Variable laster

Under en konstruksjons levetid vil den bli påvirket av ulike krefter. Enkelte krefter vil variere i styrke og intensitet over tid. Det er disse kreftene som kalles for variable laster. Eksempler på variable laster kan være vindlast, snølast og nyttelast. I denne oppgaven er det kun nyttelast for de ulike flatdekkeløsnignene som blir vurdert.

Nyttelasten som vil virke på flatdekkeløsningene i denne oppgaven er hentet fra NS-EN 1991-1-1 [9]. Fra tabell 6.2 i denne standarden finner vi den karakteristiske nyttelasten for kontorarealer som er $q_k = 2.0 - 3.0 \text{ kN/m}^2$. Det er for denne oppgaven valgt å bruke $q_k = 3.0 \text{ kN/m}^2$ for de fleste dekkeløsninger som beregnes. Effekten av å endre nyttelasten vil også bli vurdert for optimaliseringsarbeidet.

2.4.3 Lastkombinering

For å finne de dimensjonerende kreftene som påvirker konstruksjonen, må de forskjellige lastene lastkombineres. For konstruksjoner som er påkjent av samtidige laster med ulik virkning er disse nødt til å kombineres for å kunne dimensjonere konstruksjonen. Dette kan gjøres i henhold til bestemmelser i NS-EN 1990 [10], der forskjellige lastkombineringsfaktorer og faktorer i forhold til om lastene er gunstig eller ugunstige blir benyttet. For beregningene i denne oppgave vil konstruksjonen bare bli påvirket av nyttelasten og egenlasten, og kombinasjonen av lastene er gjort i henhold til boken Durchlaufträger [11] som er utgitt av veileder. Denne gir dimensjonerende momenter for et firespenns system slik som dekkeløsningen som vurderes for denne oppgaven. Dette er et valg som er gjort for å enkelt kunne hente ut de dimensjonerende kreftene som blir benyttet for utregningene i denne oppgaven.

2.5 Klimaregnskap

Som et ledd i arbeidet med å begrense utslipp og gjøre bygg- og anleggsbransjen mer miljøvennlig har det vært økt fokus på å føre klimaregnskap for prosjekter og de ulike produktene som benyttes.

Det vil være verdifullt å måle miljøpåvirkningen fra ulike prosjekter og produkter. Dette vil gjøre det enklere å se hvor det ligger potensiale for forbedring. Livssyklusanalyser (LCA) og miljødeklarasjoner (EPD) er eksempler på verktøy som bidrar til at bransjen kan vurdere ulike valg opp mot hverandre, og se effekten av ulike valg som kan gjøres med tanke på klima.

Videre i dette kapitlet vil det bli sett nærmere på hva en LCA og EPD er og hvilken nytte disse verktøyene kan ha for byggebransjen.

2.5.1 LCA

En livssyklusanalyse er et verktøy som benyttes for å kunne måle og sammenligne miljøpåvirkning fra ulike produkter og prosesser. En LCA-analyse vil vurdere produkter eller hele prosesser for å kunne si noe om miljøpåvirkningen fra disse. Dette betyr at en LCA-analyse inkluderer alle deler av et produkt eller en prosess sin levetid. Tidligere ble produkter vurdert fra råvareutvinning til byggets levetid var over. Dette blir kalt vugge til grav. I bransjen i dag er det blitt et veldig stort fokus på gjenbruk av materialer fra bygg og begrepet fra vugge til vugge er derfor blitt tatt i bruk. Dette kommer av gjenbruk av materialer fra bygg som blir revet blir brukt i nye prosjekter.

En LCA-analyse vil gi en detaljert oversikt over miljøpåvirkninger og kan derfor bidra til at bedrifter og prosjekter tar valg som er miljøvennlige. I denne oppgaven vil det ikke bli utarbeidet en egen LCA-analyse, men det vil bli brukt tall som baserer seg på

allerede eksisterende LCA-analyser for å kunne bestemme miljøpåvirkningen fra de ulike dekkelsesningene som blir vurdert.

Rammeverk og prinsipper for utarbeidelse av LCA-analyser er beskrevet i NS-EN 14040:2006 [12]. Fra dette rammeverket blir en LCA-analyse delt inn i fire forskjellige trinn. De fire trinnene er:

1. Fastsettelse av hensikten og omfang
2. Livsløpsregnskap (LCI)
3. Livsløpseffektvurdering (LCIA)
4. Tolkning.

2.5.1.1 Fastsettelse av hensikten og omfang

I den første fasen skal fastsettelse av hensikten og omfanget defineres. Et sentralt begrep i denne fasen er den funksjonelle enheten. Denne definerer hvordan prestasjonsegenskapene blir kvantifisert. Dette har sammenheng med hvilken type LCA-analyse som blir gjennomført og hva man ønsker å finne ut av. For denne oppgaven er vi hovedsaklig interessert i GWP (Global Warming Potential) [3]. Dette er et mål som ble utviklet for å kunne sammenligne effekten på den globale oppvarmingen fra ulike drivhusgasser. Siden ulike gasser har ulik effekt i forhold til samme mengde utslipp benytter man GWP som et sammenligningsmål. GWP omgjør effekten fra ulike gasser til måleenheten CO_2 -ekvivalenter. Dette betyr at man regner om effekten til gasser i forhold til effekten 1 tonn CO_2 har over et gitt tidsrom. Dette kan igjen brukes til å definere enheter som eksempelvis $kg\ CO_2 - ekvivalenter$ per m^3 betong som vist i tabell 3 for grenseverdier til de ulike betongtypene.

2.5.1.2 Livsløpsregnskapet (LCI)

Livsløpsregnskapet omfatter innsamlingen av nødvendige data og prosedyrene for beregninger som legger føringer på hvilke parametre som går inn og igjen hvilke parametre som kommer ut av en LCA. Denne prosessen er iterativ og ettersom man lærer mer om prosessen man ser på, kan man igjen være nødt til å endre prosedyrer for innsamling av data. Denne fasen er veldig viktig i forhold til hvor omfattende og nøyaktige resultater en LCA vil gi.

2.5.1.3 Livsløpseffektvurdering (LCIA)

Livsløpseffektvurderingen vurderer de resultatene som kommer ut av livsløpsregnskapet. Det er i denne fasen man vurderer påvirkningene på miljøet gjennom å føre resultatene fra LCI fasen i effektkategorier som eksempelvis GWP. Hvilke kategorier man ser på i en LCIA avhenger helt og holdent på hvilke føringer man legger for oppgavens hensikt og omfang.

2.5.1.4 Tolkning

Til slutt blir resultatene fra LCA-analysen tolket og vurdert etter den fastsatte hensikten og omfanget ved analysen. En tolkning burde tydelig gi inntrykk av at resultatene i en LCIA bygger på en relativ fremgangsmåte, og burde presentere resultater som er i overenstemmelse med hensikten og omfanget til analysen. Tolkningen skal ikke forutsi faktiske påvirkninger, men skal antyde mulige effekter, konklusjoner og anbefalinger basert på analysens hensikt.

2.5.2 Miljødeklarasjoner (EPD)

En miljødeklarasjon skal presentere miljøinformasjon om et produkt slik at det er mulig å sammenligne miljøprestasjonene til ulike produkter innenfor samme bruksområde. En EPD baserer seg på uavhengige data fra LCA analyser for å kunne beskrive et produkt miljøpåvirkning. En EPD skal tydeliggjøre hvor i livsløpet utslipp kommer fra. Dette gjøres ved at livsløpet til et produkt deles inn i en rekke kategorier som vist i figur 5.

Product stage				Construction installation stage	User stage								End of life stage				Beyond the system boundaries
Råmaterier	Transport	Tilvirkning	Transport	Konstruksjons/ installasjonsfase	Bruk	Vedlikehold	Reparasjon	Utskiftinger	Renovering	Operasjonell energibruk	Operasjonell vannbruk	Demontering	Transport	Avfallbehandling	Avfall til sluttbehandling	Gjenbruk/ gjenvinning/ resirkulering/ andre alternativer	
A1	A2	A3	A4	A5	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	C1	C2	C3	C4	D	
X	X	X	X	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND	X	

Figur 5: Ulike faser som inkluderes for miljødeklarasjoner [13].

Kategoriene A1-A4 beskriver produksjonsfasen til et produkt fra råvareutvinning, transport, tilvirkning og transport til byggeplass. Kategoriene A1-A4 blir ofte kalt vugge til port. For denne oppgaven vil det bli brukt verdier fra fasene A1-A3, som kun inkluderer produksjonsfasen til produktet. For denne oppgaven er det interessant å vurdere hvordan de ulike betongtypene presterer uavhengig av hvor konstruksjonen skal bygges. De resterende kategoriene beskriver montering, bruksfasen og til slutt riving og eventuell gjenbruk. Krav til hvordan en EPD skal utformes er spesifisert i NS-EN ISO 14025 [13].

Verdier for miljø-effekter fra de ulike typene betong som blir vurdert i denne oppgaven er hentet fra norsk betongforening publikasjon nr 37 [3]. Dette er ikke produktspesifikke verdier som er hentet fra en betongprodusent, men grenseverdier for ulike betongtyper. Dette er krav som stilles til produsenter ved bestilling av ulike typer av betong, og disse er benyttet som en forenkling ved oppgaven.

2.6 Lavkarbonbetong

Lavkarbonbetong er en konstruksjonsbetong som er laget for å begrense klimagassutslippet. Dette gjøres ved å gjennomføre ulike resepttekniske tiltak for å begrense betongens sementmengde. Lavkarbonbetongen produseres i samsvar med NS-EN 206 [7]. Det finnes fire ulike nivåer man kan oppnå med en lavkarbonbetong. Disse nivåene er:

- Lavkarbon B
- Lavkarbon A
- Lavkarbon Pluss
- Lavkarbon Ekstrem

Her er Lavkarbon B den laveste klassen og Lavkarbon Ekstrem er den høyeste. Lavkarbon B kan oppnås med helt ordinære resepttekniske tiltak. Klasse A er strengere enn B og her vil det ofte være behov for mer spesielle resepttekniske tiltak. De strengeste kravene er i klassene Pluss og Ekstrem. For disse må det brukes spesielle bindemiddelsammensetninger som ikke er like tilgjengelig i alle deler av landet.

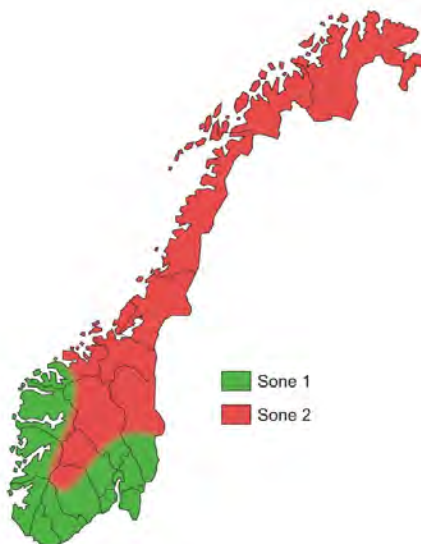
Grenseverdiene for de fire forskjellige lavkarbonklassene er presentert i tabell 3.

Som tabellen viser er det ikke presentert grenseverdier for utslipp for betongtypene Lavkarbon Pluss og Lavkarbon Ekstrem for fasthetsklassene B20 og B25. Det er likevel mulig å produsere disse, men NB 37 gir ikke grenseverdier for disse. NB37 oppgir grenseverdier for fasthetsklasse B65, men for beregningene som er utført i denne oppgaven er det benyttet materialegenskaper for fasthetsklasse B60. Det er likevel valgt å benytte grenseverdi fra NB37 for fasthetsklasse B65 ved fremlegging av resultatene for fasthetsklasse B60.

Tabell 3: Grenseverdier for klimagassutslipp [kg CO_2 -ekv pr m^3 betong]

Fasthetsklasse og lavkarbonklasse	B20	B25	B30	B35	B45	B55	B65
Bransjereferanse	240	260	280	330	360	370	380
Lavkarbon B	190	210	230	280	290	300	310
Lavkarbon A	170	180	200	210	220	230	240
Lavkarbon Pluss			150	160	170	180	190
Lavkarbon Ekstrem			110	120	130	140	150

Utslippetsverdiene som er brukt i tabell 3 er fra fasene A1-A3 i en LCA. For å kunne oppnå klassene Lavkarbon Pluss og Ekstrem må hvert enkelt prosjekt vurderes. Det er heller ikke like enkelt å møte kravene til de ulike lavkarbonbetongene i hele landet.



Figur 6: Regional tilgjengelighet av lavkarbonbetong [3].

Figur 6 viser hvor det er størst tilgjengelighet av de ulike lavkarbonbetongene. I sone 1 vil tilgjengeligheten av lavkarbonbetong som tilfredstiller kravene være større enn i sone 2.

2.6.1 Sementinnhold

Det som gjør at en lavkarbonbetong er mer miljøvennlig enn en vanlig betong er at den har mindre sementmengde, og det brukes mer sementerstatningsmaterialer. Den siste grunnen er at den optimaliserer betongsammensetningen. Av det totale klimaavtrykket betong har, antas det at sementen står for mer enn 90 % [3]. Mye av utslippet kommer fra selve kalsineringsprosessen fra kalkstein, og siden det er vanskelig å redusere utslippet fra denne prosessen brukes ulike tilsetnings- og erstatningsmaterialer som gir mindre klimaavtrykk.

Disse materialene kalles for pozzolaner eller hydrauliske bindemidler. I praksis vil disse bare fungere som bindemiddel når de kombineres med portlandssement. Dette gjør at det uansett må være en viss mengde sementklinker i sementen. Sementklinker er råproduktet fra sementovnen ved produksjon av sement som igjen males til den ferdige sementen.

Pozzolaner kan være:

- Flygeaske
- Silikastøv

Mens hydrauliske bindemidler kan være:

- Slagg

2.6.1.1 Flygeakse

Flygeaske er et restprodukt fra kullfyrte kraftverk. Det er ikke det mest effektive materialet å bruke, men det kan brukes i mye større mengder. Ifølge NS-EN 206 kan 35 % av den totale bindemiddelmengden være flygeaske ved beregning av masseforholdet til betongen.

2.6.1.2 Silikastøv

Det å bruke silikastøv som tilsetningsmaterialet er veldig effektivt, men det kan ikke brukes en like stor mengde som ved flygeaske. Ved å bruke silikastøv sier NS-EN 206 at det kan brukes 11 % silikastøv av den totale bindemiddelmengden når man regner ut betongens masseforhold. Dette gjør at silikastøv gir en noe begrenset klimareduksjon.

2.6.1.3 Slagg

Den største fordelen ved å bruke slagg som tilsetningsmaterialet er at det kan brukes i så store mengder. NS-EN 206 sier at det brukes helt opptil 80 % slagg. Den største ulempen ved slagg er at på verdensbasis er det ikke nok materialet til at det kan brukes på generell basis.

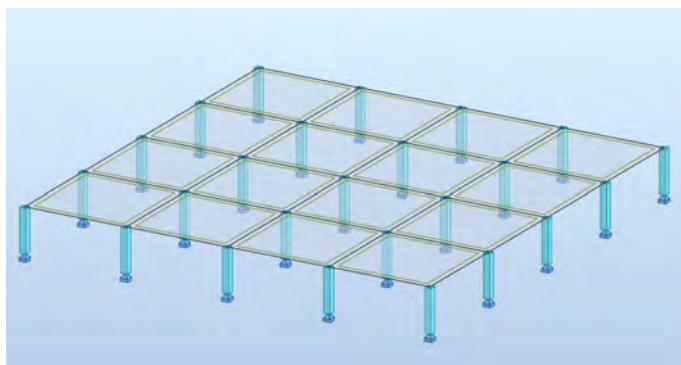
3 Ulike flatdekkeløsninger

Et flatdekke blir av Sørensen [5] definert som en plate som er opplagt direkte på søyler, uten noen bjelker mellom disse søylene. Flatdekke er momentstivt forbundet med søylene og søylene plasseres som regel i et rektangulært mønster.

I dette kapittelet vil den slakkarmerte- og den spennarmerte flatdekkeløsningen som vurderes for denne oppgaven bli presentert. Ulike valg og forenklinger som ligger til grunn for beregningene av de to flatdekkeløsningene for denne oppgaven blir forklart i dette kapittelet. Det er beregningene og de ulike forenklingene som beskrives i dette kapittelet som ligger til grunn for klimagasskalkulatoren som er laget i Excel. Samtidig er det lagt ved en utregning for et tilfeldig valgt eksempel i MathCad som tydelig viser alle beregninger med tallverdier og formler som er benyttet i utregningene. Eksempelen som er valgt for denne utregningen har ingen tilknytning til resultatene som senere blir presentert og er kun ment å være en veiledning for de ulike beregningene som er utført i klimagasskalkulatoren i Excel. Denne eksempelberegningen finnes i vedlegg 8.

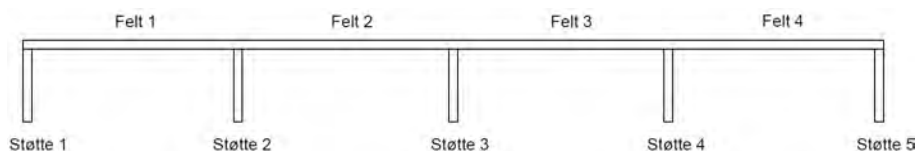
For at de ulike løsningene skal kunne være sammenlignbare er det valgt å se på en utforming hvor de ulike dekkeløsningene har fire spenn i begge retninger som vist i figur 7. Som tidligere nevnt er det også bestemt å se på de ulike løsningene som en enkelt etasje i et standard kontorbygg og dette bestemmer blant annet hvilke laster som virker på konstruksjonen. Klimaregnskapet til de ulike løsningene vil bli regnet om til utslipp per m^2 for å kunne vurdere de opp imot hverandre. Det vil også bli sett på hvilke parametre og valg som har størst innvirkning på dette regnskapet.

De ulike beregningene er gjort i samsvar med metoder og krav som kan finnes i NS-EN 1992-1-1 [6] og betongboka [5], samtidig som forenklinger og ulike valg er vurdert i samsvar med veileder.



Figur 7: Modell av flatdekkeløsningen med 4 spenn i begge retninger.

Figur 7 viser en illustrasjon over hvordan dette flatdekke er konstruert, mens figur 8 viser et snitt av konstruksjonen sett fra siden, med navngitte støtter og felt.



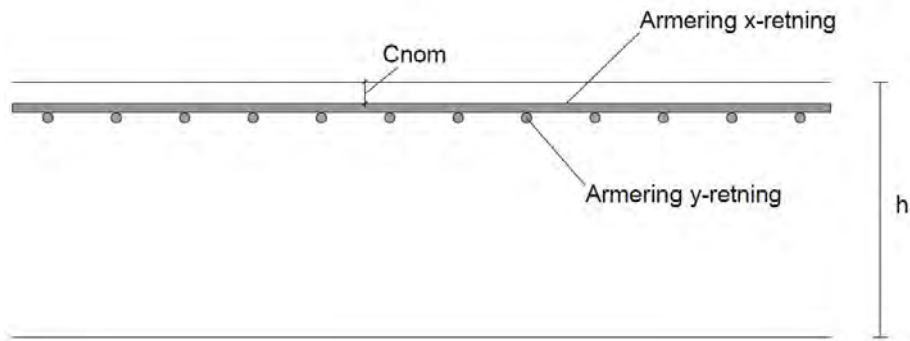
Figur 8: Illustrasjon av konstruksjonen sett fra siden med tilhørende navn for de ulike feltene og støttene.

3.1 Slakkarmert flatdekkeløsning

For den slakkarmerte flatdekkeløsningen vil det være ønskelig å finne en optimal tykkelse som tilfredstiller de ulike kravene i bruddgrensetilstand og nedbøyningskravet i bruksgrensetilstand. Videre i kapitlet følger beskrivelse av utformingen av den slakkarmerte flatdekkeløsningen og beskrivelse av de ulike beregningene og kontrollene som foretas for denne løsningen. Detaljerte beregninger presenteres i vedlegg A.

3.1.1 Utforming

Et slakkarmert flatdekke vil utformes med slakkarmering i begge lengderetninger slik som vist i figur 9 hvor armeringen som ligger i overkant ofte bestemmes av hvilken retning som har det lengste spennet ettersom det er her de største momentkreftene vil oppstå. Rent praktisk vil slike løsninger ofte bli utformet med like mengder slakkarmering over hele dekket ettersom det er en enkel måte å løse det på. For denne oppgaven vil armeringsmengden i ulike snitt variere ettersom den følger direkte fra kapasitetsberegninger hvor de opptredende momentkreftene varierer ut ifra hvilket snitt som vurderes.



Figur 9: Utforming av slakkarmering for snitt over støtte.

3.1.1.1 Overdekning

Plassering av slakkarmeringen for betongkonstruksjoner vil være begrenset av krav til overdekning. Krav til overdekning bestemmes etter NS-EN 1992-1-1 [6]. Fra NS-EN 1992-1-1 følger det at en minste betongoverdekning, c_{min} . Denne betongoverdekningen skal sikre sikker overføring av krefter ved hjelp av heft, beskyttelse av stål mot korrosjon og sørge for tilfredstillende brannmotstand. I tillegg skal det tas hensyn til et avvik, Δc_{dev} , slik at den nominelle overdekningen som skal merkes på tegninger skal være $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$. Avviket Δc_{dev} inkluderes for å ta høyde for eventuelle feil ved den praktiske utførelsen i forbindelse med støpingen av betongen på byggeplass. Den anbefalte verdien for dette avviket er $\Delta c_{dev} = 10$ mm.

Hvilken verdi av c_{min} som skal benyttes blir bestemt på bakgrunn av følgende formel:

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

$c_{min,b}$ er minste overdekning etter kravene til heft, $c_{min,dur}$ er minste overdekning som følge av miljøpåvirkninger, $\Delta c_{dur,\gamma}$ er et tillegg for sikkerhet, $\Delta c_{dur,st}$ er en eventuell reduksjon av minste overdekning ved bruk av rustfritt stål og $\Delta c_{dur,add}$ er en reduksjon av minste overdekning ved bruk av tilleggsbeskyttelse.

For å kunne bestemme hvilken overdekning som skal benyttes blir de ulike kravene vurdert. For krav til $c_{min,b}$ blir minste overdekning satt lik stangdiameter dersom man benytter enkeltstenger som er tilfellet for denne oppgaven.

Krav til minste overdekning som følge av miljøpåvirkninger blir bestemt etter hvilken eksponeringsklasse som velges for den aktuelle konstruksjonen. For denne oppgaven er det valgt å vurdere konstruksjonen som beregnes til å være i eksponeringsklasse XC0 da dekkeberegningene tar utgangspunkt i et kontorbygg. Eksponeringsklasse XC0 vil gjelde konstruksjoner som er inne i bygninger med meget lav luftfuktighet. Det nasjonale tillegget gir da minste overdekning basert på 50 års dimensjonerende brukstid lik $c_{min,dur} = 10$ mm. $c_{dur,\gamma}$, $\Delta c_{dur,st}$ og $\Delta c_{dur,add}$ settes alle lik 0 for denne oppgaven.

Ved innsetting i formelen for c_{min} ovenfor vil minste overdekning bestemmes av $c_{min,b}$ så lenge armeringen som benyttes har større diameter enn $c_{min,dur} = 15$ mm. Som tidligere forklart er det antatt at alle løsningene utføres med armering hvor stangdiameteren er lik 20 mm slik at c_{min} er lik denne armeringsdiameteren. Dette vil gi en nominell overdekning for slakkarmeringen som benyttes i oppgaven lik $c_{nom} = 20$ mm + 10 mm = 30 mm.

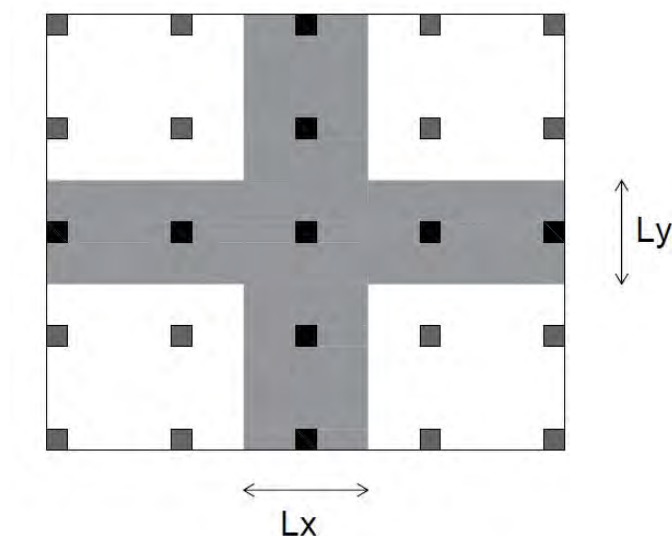
3.1.2 Bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstand vil det for den slakkarmerte flatdekkeløsningen være aktuelt å kontrollere momentkapasitet og gjennomløkkingskapasitet rundt søylene.

3.1.3 Momentkapasitet

Momentkapasiteten til det slakkarmerte flatdekke er kontrollert ved bruk av stripemetoden. Disse beregningene er gjort etter metoder og krav gitt ved NS-EN 1992-1-1 og betongboka [5]. Detaljert beregningseksempel for momentberegninger finnes i vedlegg A.2.

For beregning av momentkapasitet ved bruk av stripemetoden blir dekke delt inn i striper i x- og y-retning slik som vist i figur 10. Stripene i x-retning vil ha bredden til spennvidden i y-retning, L_y og stripene i y-retning vil ha bredden til spennvidden i x-retning, L_x .



Figur 10: Inndeling av striper for beregning av momentkapasitet ved bruk av stripemetoden.

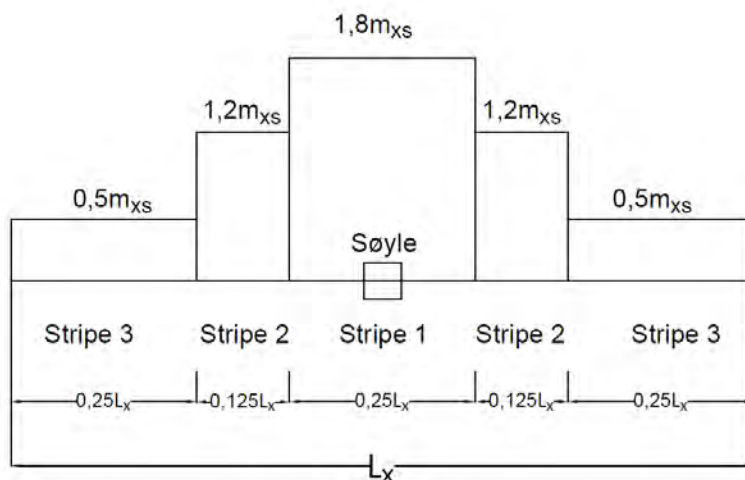
Momentkapasiteten til betongen regnes ut fra ligningen:

$$M_{Rd} = 0,8\alpha \cdot (1 - 0,4\alpha) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$$

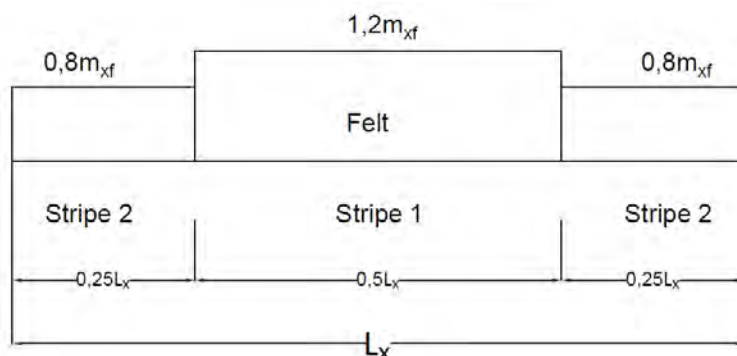
Deretter beregnes de dimensjonerende momentverdiene, M_{Ed} , basert på aktuell lastsituasjon for de ulike snittene. For både M_{Rd} og M_{Ed} regnes det ut momentverdier per meter. Dette blir gjort for å kunne sammenligne disse og videre regne ut den nødvendige armeringsmengden. For å regne ut momentkapasiteten M_{Rd} må den relative trykksonehøyden α bestemmes. For denne oppgaven er det valgt å ta utgangspunkt i et normalarmert tverrsnitt som betyr at den relative trykksonehøyden α settes lik 0.412. I denne oppgaven vil det bli sett nærmere på klimaeffekten av å endre verdien α , slik at det for noen beregninger kan være benyttet en annen trykksonehøyde.

Momentverdien M_{Ed} regnes ut for hvert aktuelt snitt i konstruksjonen. Det vil for denne oppgaven bety snitt over søyler og snitt midt i de ulike feltene. Momentverdiene i de forskjellige snittene regnes ut ved hjelp av verdier fra boken Durchlaufträger [11]. Denne gir momentverdier for et 4-spenn system som blir vurdert i denne oppgaven for de aktuelle lastene som er inkludert for disse beregningene.

Ved bruk av stripemetoden vil momentkreftene for de ulike snittene fordeles som vist i figurene 11 og 12 for henholdsvis snitt over støtter og snitt midt i felt. Disse figurene viser fordelingen av momentkreftene i x-retning, men fordelingen vil være lik for y-retningen.



Figur 11: Fordeling av momentkrefter over støtte ved bruk av stripemetoden for x-retning.



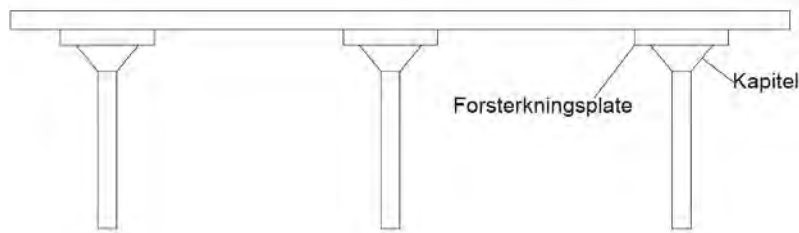
Figur 12: Fordeling av momentkrefter i felt ved bruk av stripemetoden for x-retning.

Etter at momentverdiene i de forskjellige snittene er funnet, kontrolleres disse verdiene opp mot momentkapasiteten M_{rd} som ble funnet.

Momentverdiene brukes videre til å regne ut nødvendig armeringsmengde med en antagelse om at armeringen som blir benyttet har diameter 20 mm.

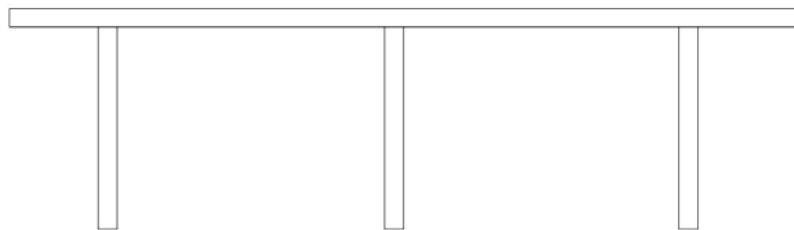
3.1.4 Gjennomlokkingskapasitet rundt søyler

For flatdekker vil ofte skjærkraftkapasiteten rundt søylene være kritisk. Dette kommer av at det rundt søylene kan forekomme store lokale skjærkrefter. Overskridelse av kapasiteten rundt søylene kan føre til såkalte gjennomlokkingsbrudd. Et gjennomlokkingsbrudd kjennetegnes ved at et kjegleformet legeme stemples ut av dekket. For å kunne sikre god nok skjærkraftkapasitet ved søylene finnes det to mulige løsninger. Enten kan man skjærarmere i platen rundt søylene, eller så kan man utvide søyletoppene med et såkalt kapitel og en forsterkningsplate for å øke den lokale platetykkelsen som vist i figur 13.



Figur 13: Alternativ metode for å sikre tilstrekkelig skjærkapasitet rundt søyler.

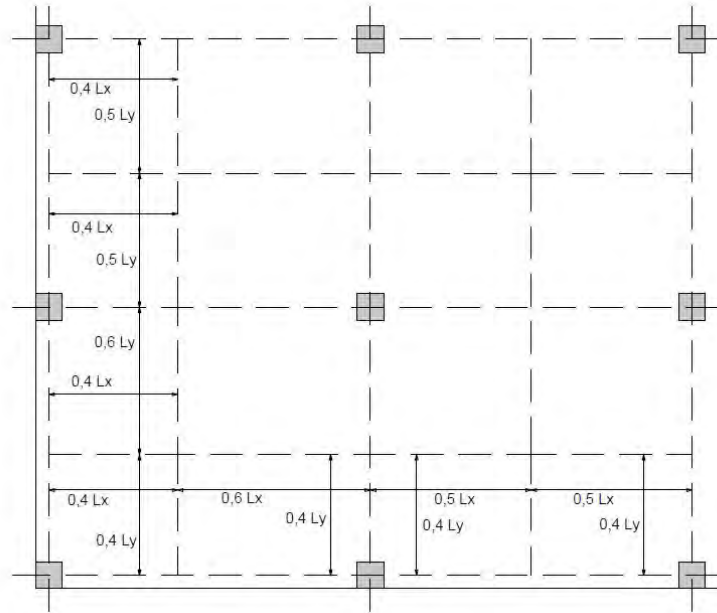
For beregningene som blir gjennomført i denne oppgaven vedrørende gjennomlokkingskapasitet, er det valgt å kontrollere kapasitet ved hjelp av skjærarmoring i platen rundt søylene istedenfor alternativ løsning med en forsterkningsplate. Løsningen vil da se ut som vist i figur 14.



Figur 14: Valgt metode for å sikre tilstrekkelig skjærkapasitet rundt søyler.

For å kunne beregne gjennomlokkingskapasiteten til dekke rundt søylene er det som en forenkling antatt kvadratiske søyler med sidelengder $b_{søyle} = 300$ mm som et utgangspunkt. Kapasiteten til søylene vil ikke vurderes for denne oppgaven, og utformingen av søylene blir gjort slik at det er mulig å beregne gjennomlokkingskapasiteten til dekke rundt søylene.

De dimensjonerende skjærkreftene, V_{Ed} , som virker på søylene til flatdekket blir bestemt ved å fordele egenlast og nyttelast på bestemte areal rundt søylene etter hvilken plassering søylen har. Lastfordelingen følger figur 15 for begge retninger slik at egenlast og nyttelast for de ulike arealene fordeles på den enkelte støtten. Figuren viser et utsnitt av et av hjørnene til dekkeløsningen hvor to felt i begge retninger er tatt med. Utformingen er symmetrisk for resten av dekkeløsningen som ikke er inkludert i figuren. Eksempelvis vil midtsøylen med de største kreftene for skjærkraftberegning ha et lastareal som er $(0,5 + 0,6) \cdot L_y \cdot (0,5 + 0,6) \cdot L_x$.



Figur 15: Lastfordeling for beregning av gjennomlokkingskapasitet rundt søyler.

Ved bestemmelse av gjennomlokkingskapasitet vil den dimensjonerende skjærspenningen for de aktuelle snittene bestemmes fra ligningen i NS-EN 1992-1-1 punkt 6.4.3 (3):

$$V_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d}$$

Skjærkraftkapasiteteten beregnes først uten behov for skjærarmering for å bestemme om det er behov for å inkludere skjærarmering rundt søylene. Dette beregnes ut fra NS-EN 1992-1-1 punkt 6.2.2 og ligningen er:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$$

Videre er det valgt å benytte β -verdier fra NS-EN 1992-1-1 med følgende verdier for de ulike søylene; $\beta_{hjørne} = 1,5$, $\beta_{kant} = 1,4$ og $\beta_{midt} = 1,15$. Dette er gjort som en konservativ forenkling da det er tidkrevende og gir et minimalt utslag å beregne mer nøyaktige β -verdier for de ulike tilfellene.

Dersom det er behov for å skjærarmere tverrsnittet vil også kapasiteten med beregningsmessig behov for skjærarmering utregnes. Denne vil avgjøre om gjennomlokkingskapasiteten er stor nok selv med skjærarmering inkludert rundt søylene. For optimaliseringsberegningene som utføres i denne oppgaven vil det ved overskridelse av kapasitet her være en løsning å øke bredden av den valgte søyleutformingen.

For å beregne den totale armeringsmengden for bruk i klimagasskalkulatoren er det gjort noen forenklinger. For å ta hensyn til forankring av skjærbøyler er det som en forenkling valgt å multiplisere den totale skjærarmeringsmengden som er nødvendig med to. Videre er det regnet en total lengde av skjærarmering som for strekkarmeringen fra momentkreftene. Denne totale lengden er basert på nødvendig antall skjærbøyler med diameter 20 mm som har en høyde lik tverrsnittshøyden fratrukket overdekningskravet i begge ender.

3.1.5 Bruksgrensetilstand

Fra Norsk betongforenings publikasjon nr. 33 [14] følger det at beregninger for bruksgrensetilstanden til slakkarmerte flatdekker i første omgang kun omfatter nedbøyningsberegninger. For flatdekker som er eksponert for mer aggressivt miljø vil det også være aktuelt med påvisning av rissvidder. For flatdekker med hurtig varierende laster kan det også være aktuelt å påvise dynamiske lastvirkninger. For den slakkarmerte flatdekkeløsningen i denne oppgaven er det kun nedbøyningen som kontrolleres.

For lastene som benyttes ved beregninger i bruksgrensetilstanden blir det funnet en skaleringsfaktor som enkelt gir de ulike dimensjonerende kreftene for beregningene i bruksgrensetilstanden. Denne skaleringsfaktoren blir regnet ut etter følgende ligning som skalerer de dimensjonerende lastene fra bruddgrensetilstanden til bruksgrensetilstanden:

$$\delta = \frac{G \cdot t + q \cdot \psi}{G \cdot t \cdot \gamma_G + q \cdot \gamma_P}$$

der:

G = egenlast

q = nyttelast

t = Tverrsnittstykkelse

γ_G = Lastfaktor egenvekt

γ_P = Lastfaktor nyttelast

ψ = Kvasi-faktor

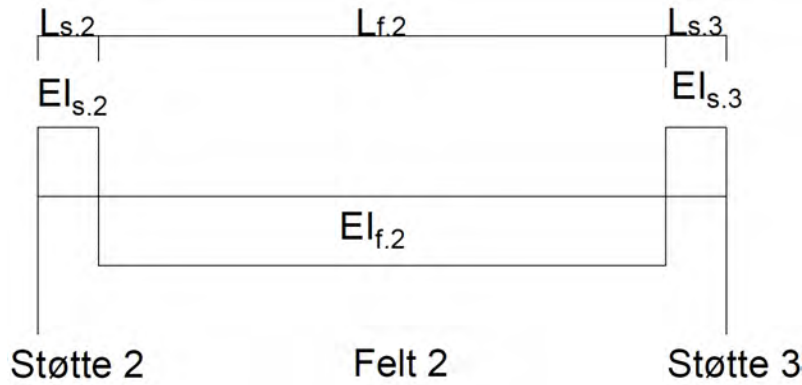
For å finne kraften fra nyttelasten som skal brukes i bruksgrensetilstand, brukes kvasi-statiske laster. En kvasi-faktor ψ blir benyttet til å skalere nyttelasten. Denne faktoren kan være 1, 0.7, 0.5 eller 0.3, avhengig av hvilken lastsituasjon man har. Denne faktoren sier noe om sannsynligheten for hvor mye av den totale nyttelasten som vil oppstå. Det er i denne oppgaven valgt å bruke 0.3. Dette er et valg som vil være forskjellig fra prosjekt til prosjekt. Når faktoren blir valgt til 0.3 vil det gi et positivt utslag på det totale miljøutslippet. Det vil bli sett på hvilken effekt denne faktoren vil ha på det totale miljøutslippet.

3.1.6 Nedbøyning

Ved bruk av stripemetoden vil nedbøyningen i midtplaten bestå av bidragene fra nedbøyningen i søylestripen i både x- og y-retningen. For å finne nedbøyningen er det flere ulike effekter som må tas hensyn til. I denne oppgaven vil effektene fra svinn, kryp og tension stiffening bli vurdert og inkluderes i beregningene for nedbøyning.

For både kryp og svinn regnes det med nedbøyning etter lang tid og betongens alder i døgn på det betraktede tidspunktet settes til $t = 20000$ døgn for beregningene av disse bidragene. Tidspunktet som lastene vil bli påført konstruksjonen er valgt til å være $t_0 = 28$ døgn for både egenvekten og nyttelasten.

Nedbøyningen kan regnes ut med bøyestivheten til et uopprisset tverrsnitt, eller et opprisset tverrsnitt. For konstruksjonsdeler som det forventes at vil risse opp, men som ikke forventes å risse opp fullstendig, vil en mer nøyaktig løsning for bøyestivheten ligge et sted i mellom et urisset tverrsnitt og et opprisset tverrsnitt. Dette kommer av at betongen mellom riss fortsatt tar strekk, noe som medfører at bøyestivheten vil ligge et sted mellom stadium I-stivhet og stadium II-stivhet. Det er denne effekten som kalles for tension stiffening. For å regne ut denne bøyestivheten blir bøyestivheten for både opprisset og uopprisset tilstand regnet ut. Deretter regnes det ut en fordelingskoeffisient, ζ fra punkt 7.4.3 i NS-EN 1992-1-1. Denne brukes til å finne den midlere bøyestivheten til konstruksjonen.



Figur 16: Fordeling av bidrag fra de ulike bøyestivhetene.

Nedbøyningen blir vurdert midt i felt 2 hvor det blir funnet en stivhet for søyle 2, søyle 3 og felt 2. For å regne ut nedbøyningen i felt 2, blir det funnet en midlere bøyestivhet for bidragene til de to søylene og feltet. Her blir det gjort en forenkling hvor en midlere stivhet blir funnet ved å vurdere hvor stor andel av felt 2 som vil ha underkantstrekk og hvor mye som vil ha strekk i overkant. Figur 16 viser hvordan de ulike bøyestivhetene vil virke over ulike lengder.

Avstandene blir funnet ved hjelp av læreboken til Sørensen. Lengde med strekk i underkant blir funnet ved bruk av ligningen:

$$\frac{1.2qa^2}{8} = M_f$$

der:

- a = Lengde med strekk i underkant
- q = Permanent nyttelast i bruksgrensetilstand
- M_f = Momentverdien for felt 2

Deretter blir bidraget fra bøyestivhetene til de to støttene og feltet kombinert med de aktuelle lengdene og en midlere bøyestivhet blir funnet ved bruk av ligningen,

$$EI_{middel} = \frac{EI_{s2} \cdot L_{s2} + EI_{s3} \cdot L_{s,3} + EI_{f2} \cdot L_{f,2}}{L}$$

der:

- EI_{s2} = bøyestivhet for støtte 2
- EI_{s3} = bøyestivhet for støtte 3
- EI_{f2} = bøyestivhet for felt 2
- L_{s2} = lengde $E_{s,2}$ virker over
- L_{s3} = lengde $E_{s,3}$ virker over
- L_{f2} = lengde $E_{f,2}$ virker over
- L = total spennvidde fra støtte 2 til støtte 3

Etter at den midlere bøyestivheten er funnet, brukes denne sammen med enhetslastmetoden og hurtigintegrasjon til å finne nedbøyningen i midten av felt 2. Dette må gjøres for både x- og y-retning. For å finne den totale nedbøyningen må bidragene fra svinn for både x- og y-retning beregnes. Her er det gjort en forenkling ved at avstanden d som brukes er gjennomsnittet mellom d_x og d_y . Disse fire bidragene gir den totale nedbøyningen, og denne nedbøyningen må være mindre enn $\frac{L}{250}$.

For optimaliseringen av den slakkarmerte flatdekkeløsningen er muligheten for å legge flatdekke med en overhøyde noe som vil bli vurdert. Om det skal benyttes overhøyde, skal overhøyden ikke være større enn nedbøyningen fra de permanente lastene eller maksimum $\frac{L}{300}$ [15]. Momentverdien som er regnet ut er det totale momentet med både de permanente og variable lastene til konstruksjonen. For å finne nedbøyningen på grunn av de permanente lastene må det brukes en skaleringsfaktor på momentverdiene. Denne skaleringsfaktoren er:

$$\mu_x = \frac{q_{egen.x} \cdot t_1}{q_{egen.x} \cdot t_1 + q_{nytte.x} \cdot p_1}$$

$q_{egen.x}$ = Egenlasten i x-retning
 $q_{nytte.x}$ = Nyttelasten i x-retning
 t_1 = tabellverdi for egenvekt
 p_1 = tabellverdi for nyttelast

Dette gjøres både for x- og y-retning. Videre kan de permanente nedbøyningene regnes ut slik at tillatt overhøyde for konstruksjonen kan inkluderes for beregningene.

3.2 Spennarmert flatdekkeløsning

Nedbøyning vil ofte bli den avgjørende faktoren for hvor store spennvidder man kan ha for slakkarmerte flatdekker. En måte man kan redusere denne nedbøyningen er å benytte spennarmering i flatdekkene.

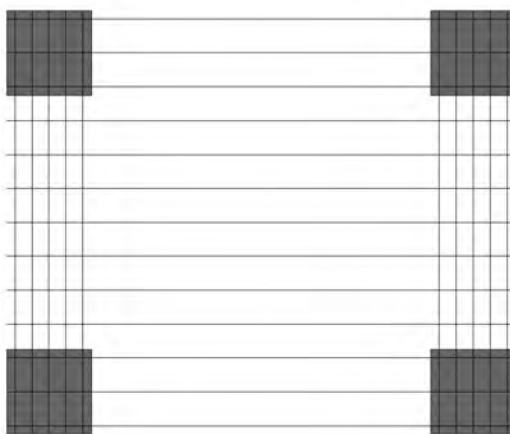
Måten spennarmeringen fungerer er at den legges i dekke med kurvatur som bør ha samme form som momentforløpene fra de ytre lastene. Dette gjøres for å utnytte spennarmeringen på best mulig måte. Spennarmeringen vil med dette motvirke de øvrige lastene som virker på konstruksjonen. Den vil ligge i underkant i tverrsnittet for felt hvor undersiden av dekke er påkjent av strekkspenninger, og i overkant i tverrsnittet over støttene hvor det er strekkspenninger. På denne måten vil spennarmeringen bidra til å løfte tverrsnittet opp der det for de øvrige lastene vil være nedbøyninger.

Den valgte løsningen som blir vurdert for denne oppgaven baserer seg på etteroppspent, uinjisert spennarmering. Dette vil si at spennkablene legges i kanaler som vil være innsatt med fett. Dette gjøres for å gi beskyttelse mot korrosjon og for å redusere friksjon. På bakgrunn av dette kan man anta at spennkabelen har konstant spennkraft i hele kabelen.

Videre i dette kapitlet vil de ulike antagelsene og beregningene som er blitt utført for den spennarmerte flatdekkeløsningen bli forklart. Detaljerte beregninger for den spennarmerte flatdekkeløsningen presenteres i vedlegg B.

3.2.1 Utforming av spennarmert løsning

Det finnes flere mulige løsninger for hvordan man kan legge spennarmering for en flatdekkkonstruksjon med flere spenn. For denne oppgaven er det valgt å benytte en løsning som vist på figur 17, hvor spennarmeringen ligger jevnt fordelt i lengderetningen til den lengste spennvidden og konsentrert over søylestripene i lengderetningen til den korteste spennvidden. Dette er en vanlig løsning for et spennarmert flatdekke. Hensikten med å konsentrere spennarmeringen over søylestripene i den ene lengderetningen er i hovedsak at det vil være praktisk i forhold til gjennomføring av spennkablene. Dersom spennkablene ville blitt lagt jevnt fordelt i begge retninger på samme måte ville det blitt en utfordring ettersom man i de ytterste spennene er nødt til å legge spennarmering i overkant og i midtspennene i underkant. Dette vil føre til problemer med den praktiske gjennomføringen da spennarmeringen må flettes om hverandre.

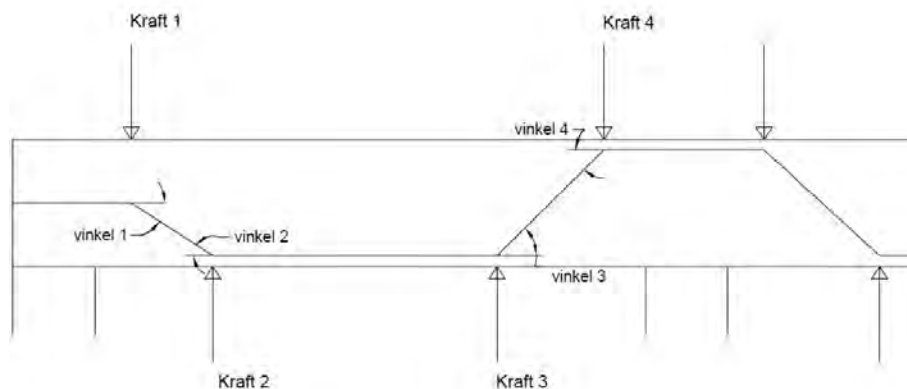


Figur 17: Spennarmeringsløsning mellom søyler sett ovenfra.

Utformingen av spennkablernes posisjon i tverrsnittet som blir benyttet for beregningene i denne oppgaven tar utgangspunkt i et forsøk gitt av veileder [16]. Vinkelendringene fra

dette forsøket er benyttet som utgangspunkt for kabelføringen som er valgt for beregningene i denne oppgaven. Hensikten med den valgte kabelføringen er å oppnå tvangsmoment som er tilnærmet lik null for en mer elegant beregning. For denne oppgaven er det valgt å inkludere noe tvangsmoment da det viser seg å være vanskelig å oppnå et tvangsmoment lik null når det kun er et par knekkpunkter på spennarmeringen. Videre er de ekvivalente kreftene for den valgte kabelføringen beregnet som punktlaster for de ulike knekkpunktene som vist i figur 18. Disse punktlastene beregnes ved å multiplisere spennkraften med vinkelendringen. Ytterligere forklaring og kommentarer rundt beregning av tvangsmomentet kommer senere i dette kapitlet.

Rent praktisk vil ikke kabelføringen av spennarmeringen ligge med en enkelt vinkelendring slik som det er antatt i oppgaven, da dette ikke er gjennomførbart. Men dette er en forenkling som er gjort i samsvar med veileder, og i virkeligheten vil disse vinkelendringene være mer avrundet.

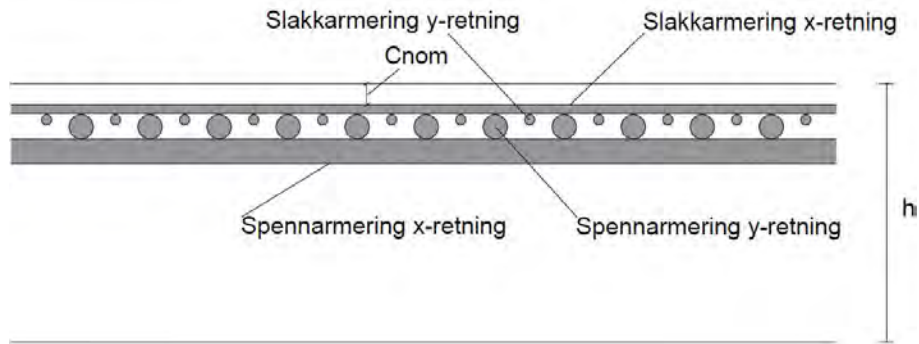


Figur 18: Utforming av spennarmering.

3.2.1.1 Krav til overdekning og senteravstand

Som for den slakkarmerte løsningen blir nødvendig overdekning funnet gjennom krav gitt i NS-EN 1992-1-1. For den spennarmerte flatdekkeløsningen blir minste overdekning bestemt av krav til miljøpåvirkninger, hvor $c_{min,dur} = 25$ mm slik at overdekningskrav for spennarmering blir $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 35$ mm. For beregningene av den spennarmerte løsningen er det som en forenkling valgt å si at både spennarmeringen i x- og y-retningen ligger med den samme overdekningen for snitt i felt og snitt over støtter. Det er derfor valgt å utføre alle beregninger med spennarmeringen i den samme posisjonen spennarmering i y-retning har i figur 19.

Krav til minste senteravstand bestemmes etter krav i NS-EN 1992-1-1, punkt 8.2 [6]. Fri avstand mellom parallelle enkeltstenger bestemmes etter følgende bestemmelse; $s = \max(k_1 \cdot \varnothing; d_g + k_2; 20 \text{ mm})$, hvor k_1 og k_2 bestemmes etter det nasjonale tillegget i standarden og settes til henholdsvis 2 og 5 mm. Dette gir krav til senteravstand som benyttes for denne oppgaven lik $k_1 \cdot \varnothing = 2 \cdot 20 \text{ mm} = 40 \text{ mm}$. Mengden slakkarmering som inkluderes i optimaliseringsberegningene for den spennarmerte løsningen vil blant annet være begrenset av krav til senteravstand.



Figur 19: Utforming av spennarmering og slakkarmering for spennarmert løsning for løsning over en av støttene.

3.2.2 Spennkraft

Spennkraften til den valgte utformingen av spennarmeringen beregnes ut ifra NS-EN 1992-1-1 og de ulike parameterene som vil være aktuelle for sammenligning av de ulike løsningene.

Materialparametre som ligger til grunn for beregning av spennkraften er som tidligere nevnt presentert i tabell 2. Den største tillatte spennkraften beregnes etter punkt 5.10.2.1 i standarden og er begrenset til,

$$P_{max} = \sigma_{p,max} \cdot A_p,$$

hvor den største spenningen $\sigma_{p,max}$ bestemmes fra $\sigma_{p,max} = \min(k_1 \cdot f_{pk}; k_8 \cdot f_{p0,1k})$.

Det er denne kraften som brukes som utgangspunkt for beregningene som blir utført for den spennarmerte løsningen i denne oppgaven. Videre blir de umiddelbare tapene og tap fra de ulike langtidseffektene utregnet og en endelig spennkraft blir funnet ved å trekke de ulike tapseffektene fra den maksimale spennkraften,

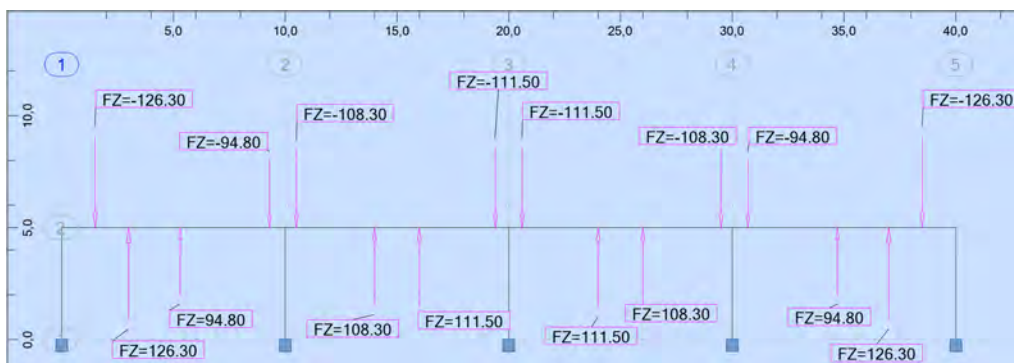
$$P = P_{max} - \Delta P.$$

I samsvar med veileder er det som tidligere nevnt valgt å kun vurdere friksjonstapet for de umiddelbare tapseffektene. De ulike langtidsvirkningene som blir vurdert er svinn, kryp og relaksasjon av spennstålet. For å finne tapseffekten fra disse bidragene blir det beregnet et prosentvis tap for et valgt eksempel i MathCad, som finnes i vedlegg B.2. Dette tapet er funnet til å være 23.7%. Det er denne verdien som videre blir benyttet for alle utregninger i klimagasskalkulatoren for den spennarmerte løsningen, selv om tapseffektene i realiteten vil endre seg ettersom ulike parametre forandrer seg i klimagasskalkulatoren.

3.2.3 Moment fra spennarmering

Den firespenns flatdekkelløsningen som vurderes for denne oppgaven vil være en statisk ubestemt konstruksjon, som gjør at det totale momentet på grunn av spennarmeringen vil bestå av to bidrag. Det første bidraget kalles ofte for primærmomentet M_0 , og dette er spennkraften P multiplisert med eksentrisiteten e . Det andre bidraget kalles ofte for sekundærmoment eller tvangsmoment, og betegnes som M_1 . Dermed vil det totale momentet være lik summen av disse, $M_p = M_0 + M_1$.

Tvangsmomentet blir funnet ved hjelp av analyseringsprogrammet Robot. Dette blir gjort ved å påføre de ekvivalente kreftene som blir bestemt av spennkraften og vinkelen spennarmeringen vil ha for de valgte knekkpunktene i tverrsnittet. De ekvivalente kreftene



Figur 20: Ekvivalente krefter for spennvidde $L_x = 10$ m med armeringsmengde $A_p = 1500 \text{ mm}^2$ per meter.

og plasseringen av disse som er benyttet som utgangspunkt for beregningene av tvangsmomentet er vist i figur 20. Det er det totale momentet fra forspenningen som blir funnet ved bruk av Robot og for å finne tvangsmomentet blir primærmomentet, M_0 , trukket fra det totale momentet.

Tvangsmomentet ble først optimalisert for en spennvidde på 10 meter og en tykkelse på 300 mm. Dette tvangsmomentet vises i figur 21 for de ulike plasseringene på den frespenns spennarmerte flatdekkeløsningen. For beregningene av dette tvangsmomentet ble det benyttet en spennarmeringsmengde på 1500 mm^2 per meter.



Figur 21: Tvangsmomentet for $L_x = 10$ m med armeringsmengde $A_p = 1500 \text{ mm}^2$ per meter.

For at optimaliseringen av klimagassutslippet skal være enkel å gjennomføre, er det ønskelig å finne momentkreftene fra spennarmeringen selv om en rekke parametre endrer seg. På denne måten kan man slippe tidkrevende arbeid i Robot for alle de ulike løsningene som blir vurdert ved optimaliseringsarbeidet.

For ulike spennvidder blir dette gjort ved å benytte den samme relative plasseringen av kreftene i forhold til spennvidden som i figur 20. Ettersom spennvidden endrer seg vil vinkelen fra figur 18 også endre seg og dette vil gi en annen kraft, som gjør at momentet fra de ekvivalente kreftene vil endre seg. Tvangsmomentet beregnes etter formelen, $M_1 = M_p - M_0$, og verdier for noen ulike spennvidder er gitt i tabell 4.

Tabell 4 viser at forskjellene på tvangsmomentene er små selv om spennvidden endres.

Tabell 4: Momenter fra spennarmeringen ved $L_x = 10$ m.

Spennvidde [m]	Plassering	$M_p[kNm/m]$	$M_0[kNm/m]$	$M_1[kNm/m]$
10	Felt 1	-185	-189.5	4.5
10	Støtte 2	206	189.5	16.5
10	Felt 2	-174	-189.5	15.5
10	Støtte 3	205	189.5	15.5
12	Felt 1	-186	-189.5	3.5
12	Støtte 2	208	189.5	18.5
12	Felt 2	-173	-189.5	16.5
12	Støtte 3	204	189.5	14.5
14	Felt 1	-185	-189.5	4.5
14	Støtte 2	207	189.5	17.5
14	Felt 2	-174	-189.5	15.5
14	Støtte 3	205	189.5	15.5

Dermed er det som en forenkling valgt å benytte momentverdiene som er funnet når spennvidden er 10 meter for alle ulike spennvidder som vurderes.

Det vil også være ønskelig å kunne endre tverrsnittstykkelser uten å måtte benytte Robot for å finne momenter fra spennarmeringen.

For å kunne gjøre dette ble momentene for tre ulike tykkelser regnet ut. Samtidig ble det også regnet ut skalerte ekvivalente momenter, hvor skaleringen kommer fra å finne forholdstallet mellom primærmomentet og det totale momentet for et valgt eksempel med tykkelse lik 300 mm. Videre blir dette skaleringstallet benyttet for å sjekke om det gir riktig totalmoment for andre løsninger med ulike tykkelser. Dette gir verdiene gitt i tabell 5.

Tabell 5: Momenter fra spennarmeringen ved $L_x = 10$ m med ulike tykkelser.

Tykkelse [mm]	Plassering	$M_p[kNm/m]$	$M_0[kNm/m]$	Skalert $M_p[kNm/m]$
300	Felt 1	-185	-189.5	
300	Støtte 2	206	189.5	
300	Felt 2	-174	-189.5	
300	Støtte 3	205	189.5	
250	Felt 1	-145	-148.3	-145
250	Støtte 2	162	148.3	161
250	Felt 2	-135	-148.3	-136
250	Støtte 3	160	148.3	160
200	Felt 1	-105	-107.1	-105
200	Støtte 2	118	107.1	116
200	Felt 2	-98	-107.1	-98
200	Støtte 3	115	107.1	116

Tabell 5 viser at forskjell mellom de virkelige ekvivalente kreftene funnet i Robot og kreftene som er skalert opp er ubetydelige. Det vil si at måten de ekvivalente kreftene er skalert opp på er tilfredsstillende, og skaleringmetoden kan brukes videre i klimagasskalkulatoren.

En annen parameter som skal kunne endres er mengden spennarmering. For å kontrollere at samme skaleringmetode fungerer ved andre spennarmeringsmengder, blir dette kontrollert mot krefter fra Robot. Dette blir presentert i tabell 6.

I likhet med de andre kontrollene er forskjellen mellom de ekvivalente momentene funnet fra Robot og de skalerte momentene tilnærmet lik null. Dermed er skaleringmetoden

Tabell 6: Momenter fra spennarmeringen ved $L_x = 10$ m med forskjellige spennarmeringsmengde.

Tykkelse [mm]	Plassering	A_p	$M_p[kNm/m]$	$M_0[kNm/m]$	Skalert $M_p[kNm/m]$
250	Felt 1	1500	-148	-151,6	-148
250	Støtte 2	1500	165	151,6	165
250	Felt 2	1500	-139	-151,6	-139
250	Støtte 3	1500	164	151,6	164
250	Felt 1	1200	-116	-118,7	-116
250	Støtte 2	1200	130	118,7	129
250	Felt 2	1200	-109	-118,7	-109
250	Støtte 3	1200	128	118,7	128

tilfredsstillende, og den implementeres i klimagasskalkulatoren.

3.2.4 Bruddgrensetilstand

For den spennarmerte flatdekkeløsningen vil det i bruddgrensetilstanden være aktuelt å kontrollere kapasitet for moment- og skjærkraftkapasitet rundt søylene, samt å kontrollere oppspenningstilstanden.

3.2.4.1 Momentkapasitet

For momentkapasiteten til det spennarmerte flatdekke vil det være aktuelt å se på momentkapasiteten for spennarmeringen som ligger jevnt fordelt over den lengste spennvidden og for spennarmeringen som ligger konsentrert over søylestripene. Etersom det er valgt en kabelføring som vist i figur 17 vil kapasitetsberegningene som utføres være noe ulike for x- og y-retning. For den lengste spennvidden vil kablene ligge jevnt fordelt og beregningene av momentkapasiteten vil gjøres per meter i bredden. For den korteste spennvidden vil kapasitet for moment ikke kunne beregnes per meter i bredden på grunn av at den ligger konsentrert over søylestripene. I stedet for vil momentkapasiteten beregnes for halve bredden av søylestripene, mens det dimensjonerende momentet vil beregnes med hele bredden. Dette er en konservativ måte å beregne kapasiteten til dekke over søylestripene i den korteste spennvidden hvor spennkablene ligger mye mer konsentrert.

Samtidig vil tvangsmomentet som er beskrevet tidligere inkluderes for de dimensjonerende momentene som opptrer i ulike snitt. Etersom dette tvangsmomentet er gunstig over søylene vil de ha en positiv innvirkning på momentkapasiteten da det er over midtsøylene de største dimensjonerende momentkreftene oppstår.

Ved optimalisering av den spennarmerte flatdekkeløsningen vil utnyttelsesgraden for de ulike snittene variere en del da det er over midtstøttene og i ytterfeltene de største dimensjonerende momentkreftene vil oppstå. For å kunne finne hvilke løsninger som presterer best med tanke på klimagassutslipp vil slakkarmeringen som benyttes være ulik for de ulike snittene. På denne måten blir slakkarmeringen ved optimalisering av denne løsningen justert slik at utnyttelsesgraden for de ulike snittene er omtrent like store og akkurat under 1 da dette sørger for at det ikke er mer armering enn nødvendig der kapasiteten er tilstrekkelig og at man kan slakkarmere mer der kapasiteten ikke er tilstrekkelig.

3.2.4.2 Gjennomlokkingskapasitet

Skjærkraftkapasiteten til den spennarmerte løsningen beregnes på samme måte som for den slakkarmerte løsningen. Det vil si en kontroll av gjennomlokkingskapasitet ved søylene hvor det skjærarmeres etter behov i dekke rundt søylene.

For den spennarmerte løsningen vil kapasiteten for skjær være noe større sammenlignet med den slakkarmerte løsningen. Dette kommer av at man for den spennarmerte flatdekket vil ha en normalkraft fra spennarmeringen som gir et ytterligere bidrag til skjærkraftkapasiteten, slik at skjærkraftkapasiteten beregnes ut ifra formelen fra NS-EN 1992-1-1 6.2.2,

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp},$$

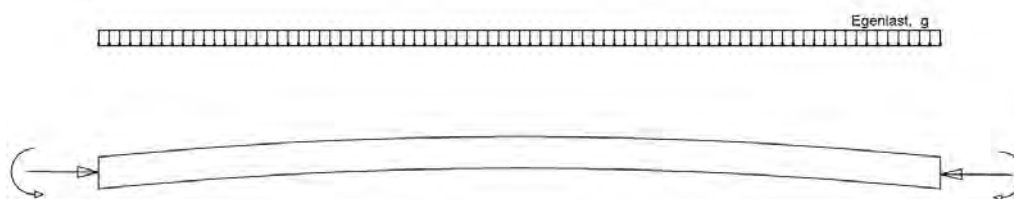
hvor bidraget $k_1 \cdot \sigma_{cp}$ kommer fra aksialkraften påført fra spennarmeringen.

For den spennarmerte løsningen vil skjærkraftkapasiteten rundt søylene variere ganske mye ettersom ulike parametre endres ved gjennomføring av parameterstudie. Ettersom oppgaven ikke vurderer søylekapasiteten eller utformingen av disse blir overskridelse av skjærkraftkapasitet løst ved å øke sidelengdene på søylene så fremt det ikke krever unaturlig store søylevernsnitt for å oppå tilstrekkelig skjærkraftkapasitet rundt søyler.

3.2.4.3 Kontroll av oppspenningstilstand

For spennarmerte konstruksjoner skal oppspenningstilstanden kontrolleres. Dette vil si kort tid etter konstruksjonen er spent opp. Kontroll av oppspenningstilstand tilser at ikke konstruksjonen går til brudd før de ytre lastene påføres. Ettersom oppspenningstilstanden vil ha lastvirkning som er annerledes enn hva kreftene fra egenlast og nyttelast gir, er det nødvendig å kontrollere konstruksjonens kapasitet her også.

I utgangspunktet kan man regne oppspenningstilstanden uten noe bidrag fra egenlast, da betongen vil hvile på forskalingen når man spenner den opp. Det er i denne oppgaven valgt å inkludere hele egenlasten i beregningene. Dette kan gjøres fordi man da antar at oppspenningen løfter betongen opp fra forskalingen slik at egenlasten vil virke på den som vist i figur 22. Konstruksjonen vil i dette tilfellet være påkjent av en trykkraft fra den initielle spennkraften, $N_{Ed} = P_0 \cdot \gamma_P$ og et tilhørende moment, $M_{Ed} = N_{Ed} \cdot e_p - M_g$, hvor momentkraften fra hele egenlasten er inkludert.



Figur 22: Lastpåføring ved kontroll av oppspenningstilstand.

Det er i samsvar med veileder valgt å kontrollere oppspenningstilstanden for et valgt eksempel og ikke bruke tid på å beregne denne kapasiteten for flere ulike snitt. Derfor er det kun i felt 2 oppspenningstilstanden kontrolleres.

3.2.5 Bruksgrensetilstand

I bruksgrensetilstand vil kravet til begrensning av betongspenninger kontrolleres og nedbøyning beregnes. Det vil foretas en kontroll av spenningsberegningene i stadium I og stadium II for å kunne bestemme om betongen er opprisset eller ikke, og videre bestemme hvilke bøyestivheter som skal benyttes i nedbøyningsberegningene. Det vil også bli foretatt en spenningskontroll for oppspenningstilstanden i felt 2 for å kunne si om betongen risser opp eller ikke ved oppspenning. Nedbøyningsberegningene blir også foretatt for felt 2.

3.2.5.1 Kontroll av betongspenninger for oppspenningstilstand

Fra NS-EN 1992-1-1 punkt 5.10.2.2(5) fremkommer det at betongens trykkspenning som følge av forspenningskraften og andre belastninger som virker på tidspunktet for oppspenning eller overføring av forspenning bør begrenses til,

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

Samtidig vil kravet til strekkspenninger i betongen være begrenset av den dimensjonerende strekkfastheten f_{ctm} , som er avhengig av hvilken fasthetsklasse på betongen som benyttes.

Det er kravet til strekkspenninger som vil bestemme hvorvidt tverrsnittet risser opp eller ikke. Kravet til trykkspenninger som kontrolleres vil ha en innvirkning på bestandigheten til konstruksjonen og vil i utgangspunktet ikke ha betydning for resultatene som fremlegges for denne oppgaven. For en etteroppspent konstruksjonsdel bør lokal knusing eller spalting bak spennankre forhindres, og dette kontrolleres ved å begrense trykkspenninger. I klimagasskalkulatoren vil betongspenningene automatisk sjekkes opp mot disse kravene.

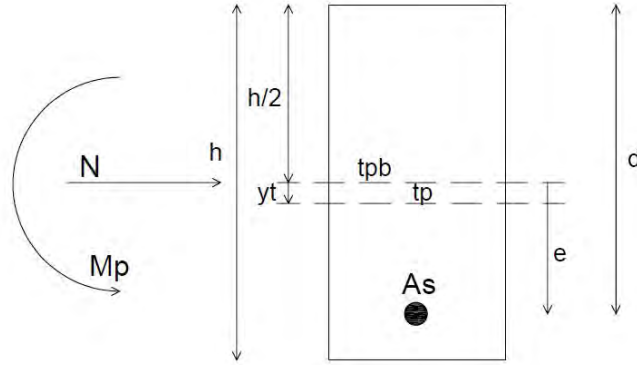
Spenningen kontrolleres først etter ligningen,

$$\sigma_c = \frac{N}{A_t} + \frac{M}{(y-y_t)}$$

hvor N er aksialkraften fra spennkraften P_0 , mens M er det momentet som virker på konstruksjonen. Spenningsberegningene i denne oppgaven gjøres først for oppspenningstilstanden. Da vil aksialkraften, N , være lik spennkraften, P_0 , uten tapseffektene inkludert. Momentet, M , kommer fra eksentrisiteten til spennkraften i forhold til tyngdepunktsaksen og inkluderer også momentet fra hele egenlasten som tidligere forklart og vist i 22. Figur 23 viser tverrsnitt i felt for kontroll av betongspenninger i oppspenningstilstand med aktuelle parametre.

I tillegg til en spenningskontroll for hvorvidt dekke er uopprisset eller opprisset i oppspenningstilstanden, vil det blir utført spenningsberegninger i bruksgrensetilstanden for å kunne beregne nedbøyningen til dekke for langtidslaster. For spenningsberegninger i bruksgrensetilstanden vil aksialkraften, N , komme fra spennkraften inkludert alle tap. Momentet, M , vil komme fra egenlasten og nyttelasten samt det totale momentet fra spennarmeringen. For spenningskontrollen i bruksgrensetilstanden vil trykkspenningene begrenses etter det angitte kravet i NS-EN 1992-1-1 for å begrense riss i lengderetningen, mikroriss eller store deformasjoner fra kryp da dette vil kunne ha konsekvenser for konstruksjonens funksjon.

Ettersom den etteroppspente løsningen som er valgt i denne oppgaven er uninjisert blir ikke spennarmeringen inkludert for beregningene av det transformerte tverrsnittet, A_t , og tverrsnittets andre arealmoment, I_t , hvor kun bidraget fra slakkarmeringen, A_s , inkluderes slik som figur 23 viser.



Figur 23: Tverrsnitt med aktuelle parametre for spenningsberegning i oppspenningstilstand for felt 2.

3.2.5.2 Nedbøyningsberegning

For nedbøyningsberegninger i bruksgrensetilstanden foretas det spenningsberegninger for å kunne bestemme hvilken bøyestivhet de ulike snittene vil ha for kontroll av nedbøyningen.

I bruksgrensetilstanden for det spennarmerte flatdekke er det som for det slakkarmerte flatdekke valgt å benytte en kvasi-permanent lastfaktor, $\psi = 0,3$ for nyttelasten.

Videre beregnes langtids E-moduler for betongen for de ulike lastene med bakgrunn i tidspunkt for påføring av last. For beregningene er det valgt å anta lastpåføringer for både nyttelast og egenlast til $t = 28$ døgn, mens lastpåføringen for oppspenningen er satt til $t = 7$ døgn. Ved beregning av kryptall for de gitte materialparameterene i Excel og tidspunkt for påføring av de ulike lastene blir det funnet to ulike langtids E-moduler som benyttes videre i utregningene. E_{cl1} for både egenlast og nyttelast ettersom det antas at lastpåføring skjer samtidig for disse lastene, og E_{cl2} for oppspenning. Ligningene for utregning av langtids E-moduler blir da,

$$E_{cl1} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi_1} \quad E_{cl2} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi_2}.$$

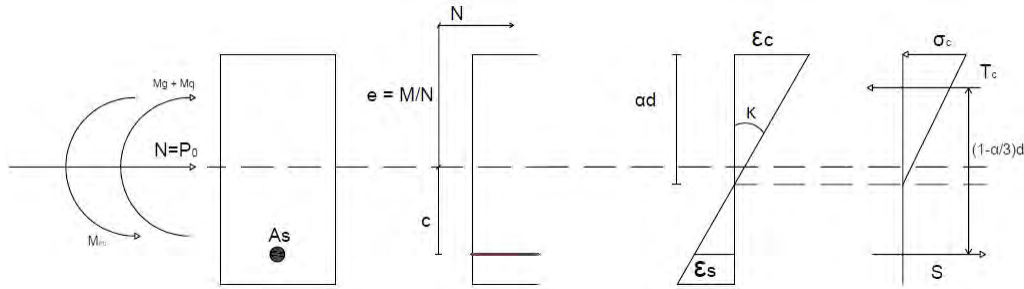
Det er disse langtids E-modulene som igjen gir bøyestivhet for de ulike aktuelle snittene med tanke på de aktuelle lastene. For å finne midlere E-modul blir momentkreftene fra egenlast, nyttelast og det totale momentet fra forspenningen kombinert med de aktuelle langtids E-modulene. Midlere E-modul blir da beregnet som vist for de tre ligningene:

$$\begin{aligned} \Sigma M_i &= M_T + M_g + M_q \\ \Sigma \frac{M_i}{E_{cm}} &= \frac{M_T}{E_{cl1}} + \frac{M_g}{E_{cl2}} + \frac{M_q}{E_{cl2}} \\ E_{middel} &= \frac{\Sigma M_i}{\Sigma \frac{M_i}{E_{cm}}} \end{aligned}$$

Dersom tverrsnittet viser seg å være uopprisset etter spenningsberegningene for stadium I som vist i figur 23, vil bøyestivheten til det aktuelle snittet beregnes som stadium I stivhet og blir da:

$$(EI_{middel})_I = E_{middel} \cdot I_t$$

Dersom det aktuelle snittet er opprisset blir bøyestivheten funnet ved at man finner betongspenning og α -verdi ved hjelp av likevektsligninger for aksialkraft, σ_{cA} , og for momentkraft, σ_{cM} for tverrsnittet.



Figur 24: Illustrasjon av tverrsnitt med aktuelle parametre for stadium II stivhet.

Likevektsligningen for aksialkraft tar utgangspunkt i kreftene som er vist på figur 24 og de motvirkende kreftene fra trykkresultanten i betongen, T_c og strekkraften fra slakkarmeringen, S . Dette gir følgende likevektsligning som settes opp som utgangspunkt:

$$N = \frac{1}{2} E_c \epsilon_c \cdot \alpha db - E_s \epsilon_s A_s$$

Denne likevektsligningen omskrives slik at α er eneste ukjent ved hjelp av følgende sammenhenger:

$$\epsilon_s = \frac{1 - \alpha}{\alpha} \epsilon_c, \quad \eta = \frac{E_s}{E_c} \quad \text{og} \quad \rho = \frac{A_s}{bd}$$

Deretter finnes likevektsligningen for aksialkraft som blir benyttet for å regne betongspenning:

$$\sigma_{cA} = \frac{N}{bd} \cdot \frac{1}{\frac{1}{2}\alpha - \eta\rho \cdot \frac{1-\alpha}{\alpha}}$$

Det samme gjøres for momentlikevekt med momentberegning om slakkarmeringens tyngdepunktsakse som resulterer i følgende likevektsligning:

$$\sigma_{cM} = \frac{N}{bd} \cdot \frac{2(e+c)}{d} \cdot \frac{1}{\alpha(1 - \frac{\alpha}{3})}$$

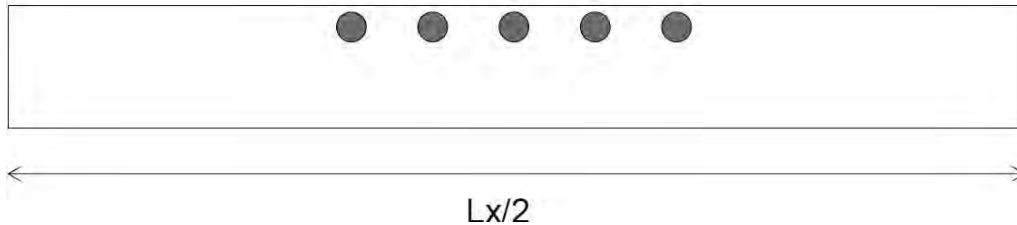
De to ligningene har kun en ukjent, α , og løses i Excel for å finne hvilken α -verdi som gir den samme betongspenningen, σ_c , for de to ligningene. Videre beregnes krumning før bøyestivheten for stadium II kan beregnes. De to ligningene som er presentert ovenfor er hentet fra Sørensen's lærebok [5]. Disse ligningene baserer seg på en løsning hvor spennarmeringen har full heft med betongen og derfor er inkludert i beregningene på en litt annen måte. For den spennarmerte løsningen i denne oppgaven vil spennkraften og momentbidraget fra det totale momentet inkluderes slik som vist i figur 24.

Etter at verdier for α og σ_c er funnet blir først krumningen, κ , funnet før bøyestivhet for stadium II regnes ut basert på momentkreftene som virker på tverrsnittet og krumningen som vist for følgende ligninger:

$$\kappa = \frac{\sigma_c}{\frac{E_{\text{middel}}}{\alpha \cdot d_s}}$$

$$(E_{\text{middel}} I)_{II} = \frac{M}{\kappa}$$

Som for den slakkarmerte løsningen vil nedbøyning beregnes ved å finne en gjennomsnittlig bøyestivhet basert på bøyestivheten til søylene og felt, og hvor store de er i forhold til hverandre. Beregningene for nedbøyning i klimagasskalkulatoren er gjort for felt 2, og det er derfor bøyestivheten til søyle 2, søyle 3 og felt 2 som blir benyttet. Dette gjøres i begge lengderetninger av dekke og gir to bidrag til nedbøyning som sjekkes opp mot nedbøyningskravet som vil være lik nedbøyningskravet til den korteste spennvidden, $\delta = \frac{L}{250}$ etter krav i NS-EN 1992-1-1 [6].



Figur 25: Tverrsnitt for beregning av nedbøyning i y-retning.

For den lengste spennvidden hvor spennarmeringen ligger jevnt fordelt vil beregning av nedbøyning basere seg på verdier per meter, mens for den korteste spennvidden hvor spennarmeringen ligger konsentrert over søylestripene vil beregningene ta utgangspunkt i tverrsnitt som vist i figur 25.

Nedbøyningsberegningene i y-retning tar som for momentberegningene i y-retning utgangspunkt i halve bredden til søylestripene for beregningene som blir gjort.

4 Klimagasskalkulator

For å kunne beregne det totale klimagassutslippet for de ulike flatdekkelsesløsningene er det laget en klimagasskalkulator i Microsoft Excel. Denne kalkulatoren foretar en mengdeberegning av betong- og armeringsmengder, og beregner det totale utslippet i $kg CO_2$ -ekvivalenter per m^2 for de ulike løsningene som vurderes i kalkulatoren. Alle de aktuelle kapasitetsberegningene for dekkelsesløsningene som blir vurdert er inkludert i denne klimagasskalkulatoren. Det er denne kalkulatoren som gir resultater for parameterstudiet som gjennomføres i denne oppgaven.

4.1 Utførelse

Klimagasskalkulatoren er laget slik at det skal være mulig å endre alle parametere for å kunne undersøke hva som har betydning for klimaregnskapet, og hvordan de valgte løsningene blir så optimale som mulig med tanke på klimagassutslipp. De ulike parameterne kan for eksempel være tykkelse, relativ trykksonehøyden eller lengdene på spennene. Etter disse parameterne er bestemt blir de aktuelle kapasitetsberegningene gjort for å kontrollere brudd- og bruksgrensetilstand for de ulike flatdekkelsesløsningene. Etter at konstruksjonen er kontrollert, beregnes mengden av armering og betong ut for å finne det totale utslippet i $kg CO_2$ ekvivalenter.

Optimaliseringen av utslippet til konstruksjonen gjøres manuelt hvor de ulike parametere endres for å se hvilken virkning de har på konstruksjonen. Optimaliseringen av sammensetningen av betongen og sementen ligger utenfor omfanget av denne oppgaven. I denne oppgaven blir det som tidligere nevnt benyttet grenseverdier for de ulike betongtypene som er hentet fra Norsk betongforenings publikasjon nummer 37 [3]. Verdiene som er hentet fra denne er presentert i tabell 3.

I tillegg til utslippsdata for de ulike betongtypene som er valgt å benytte i oppgaven, er det funnet utslippsdata for slakk- og spennarmering som er hentet fra to ulike produsenter. Utslippsdata for slakkarmering er hentet fra Norsk Stål [17], mens for spennarmering er utslippsdata hentet fra Tycsa [18]. Det er bevisst blitt forsøkt å finne verdier som gjenspeiler de materialene som brukes i virkelige prosjekter i dag slik at resultatene fra denne oppgaven blir så aktuelle som mulig for industrien idag. Som for betongen inkluderer utslippstallene for både slakk- og spennarmering fasene A1-A3 for miljødeklarasjonene de er hentet ut ifra.

Tabell 7: Utslippsdata for slakk- og spennarmering

Type	Leverandør	kg. CO_2 ekv. per kg stål
Slakkarmering	Norsk Stål AS	0.393
Spennarmering	Tycsa	0.599

Mengdeberegningen av betongen tar kun hensyn til tykkelse og størrelse på dekke. Søyler og vegger inkluderes ikke i denne mengdeberegningen.

For å kunne beregne den totale slakkarmeringsmengden som brukes i de ulike løsningene er det nødvendig å utforme armeringsløsningen som blir tatt i bruk. For å forenkle denne jobben i klimagasskalkulatoren er det som tidligere nevnt valgt å anta at slakkarmeringen har en diameter på 20 mm. Dette gjelder både for skjærarmeringen rundt søylene og for lengdearmeringen, og forenklingen antas å ha liten betydning for resultatene.

Figur 26 og 27 viser to ulike utklipp fra klimagasskalkulatoren i Excel. Figur 26 viser et utklipp av de ulike input-parametere for den slakkarmerte flatdekkelsesløsningen. Ønsket

fasthetsklasse og ønskede spennvidder blir lagt inn manuelt, før regnearket automatisk oppdaterer de ulike materialegenskapene og utfører de ulike kapasitetskontrollene for brudd- og bruksgrensetilstand. For optimaliseringsarbeidet med den slakkarmerte flatdekkelsen blir dekketykkelsen redusert så mye som mulig manuelt ved å sjekke at kapasitet for de ulike kontrollene fortsatt er i orden, og klimagassresultatene kan hentes ut fra kalkulatoren.

Fasthetsklasse		B35	Kontroll	
Parametre			Fasthetsklasse	B35
Lx [m]		7,2 m	Lx	7,2
Ly [m]		6 m	Ly	6
Alfa		0,412	Alfa	0,412
Egenlast		25 kN/m ³	Tykkelse	0,234
Nyttelast		3 kN/m ²	Med/Mrd,x	0,5796423597
Materialfaktor nyttelast		1,5	Med/Mrd,y	0,5003830466
Materialfaktor egenvekt		1,2	Tillatt nedbøyning etter EC2	24,00
Last bruddgrense		11,52 kN/m ²	Nedbøyning med overhøyde	23,79
Bredde		1000 mm	Nedbøyning ok?	Ok
Tykkelse		0,234 m	Bransjereferanse	76,8
Overdekning		30 mm	Lavkarbon B	65,2
Armeringsstørrelse x-retning		20 mm	Lavkarbon A	48,9
dx		194 mm	Lavkarbon Pluss	37,2
dy		174 mm	Lavkarbon Ekstrem	27,9
fcd		19,8 MPa	Armering	3,84
fyd		434 MPa		
fck		35 MPa		
fctm		3,2 MPa		
fyk		500 MPa		

Figur 26: Utklipp av klimagasskalkulatoren i Excel med input-verdier for beregning av klimagassutslipp og ulike kapasitetskontroller for optimalisering.

Etter de optimale dekketykkelsene blir funnet for de ulike dekkeløsningene som vurderes, blir utslippsdata hentet fra regnearket ved mengdeberegninger slik som figur 27 viser.

Utslippsdata					
	Totalt volum			Totalt areal	
Betong	158,1 m ³			691,2	
	Bransjereferanse	Lavkarbon B	Lavkarbon A	Lavkarbon Pluss	Lavkarbon Ekstrem
kg CO2 ekvivalenter totalt	52178,0	44272,2	33204,2	25298,4	18973,8
kg CO2 ekvivalenter per m ²	75,5	64,1	48,0	36,6	27,5
Armering					
	Total vekt armering		volum armering		
Armering fra bøyemoment	6768 kg		0,86 m ³		
Armering fra skjær	25,4 kg				
kg CO2 ekvivalenter totalt	2669,9				
kg CO2 ekvivalenter per m ²	3,86				

Figur 27: Utklipp av klimagasskalkulatoren i Excel med klimagassresultater.

Det er laget en klimagasskalkulator for både den slakkarmerte løsningen og for den spennarmerte løsningen. Klimagasskalkulatoren for den spennarmerte flatdekkelsen vil fungere på samme måte som for den slakkarmerte, men inkluderer en del flere inputparametre for spennarmeringen.

5 Resultater

Resultater fra parameterstudie som foretas ved hjelp av klimagasskalkulatoren vil bli presentert i dette kapitlet. Ulike parametre som vurderes og valg som kan ha en effekt på klimaregnskapet til de ulike dekkeløsningene vil bli presentert. Ettersom klimagasskalkulatoren baserer seg på mengdeberegninger vil det hele tiden være ønskelig å se hvor mye man kan redusere tykkelsen på dekkeløsningene som vurderes basert på endring av de ulike parametrene som det blir valgt å undersøke.

For at oppgaven skal gi resultater som kan være verdifulle for bransjen og gi reelle svar er det valgt å innhente informasjon om typiske løsninger som benyttes i dag. Det er etter samtaler med veileder og korrespondanse med personer i bransjen funnet dimensjoner for spennvidde og tykkelse som samsvarer bra med de løsningene som ofte forekommer i praksis i ulike prosjekter i dag. De typiske løsningene er ikke hentet fra eksisterende konstruksjoner, men blir benyttet som sammenligningsgrunnlag for enkelte resultater som blir lagt frem i denne oppgaven.

Ofte kan det være ulike forutsetninger og krav som bestemmer hvilken spennvidde og dekketykkelse som benyttes. Dette kan variere etter hva slags konstruksjon det er snakk om, og kan for eksempel være krav til lydisolasjon eller brannkrav. Dersom det er parkering-skjeller i konstruksjonen vil dette kunne være avgjørende for søyleavstand. For resultatene som fremlegges i denne oppgaven vil det ikke være andre krav enn de konstruksjonstekniske kravene for brudd- og bruksgrense som vil begrense tverrsnittstykkelsen til de ulike løsningene.

Videre blir resultater for både den slakkarmerte flatdekkeløsningen og den spennarmerte flatdekkeløsningen presentert og forklart. For alle de ulike parametrene og sammenligningene som blir utført for de to ulike flatdekkeløsningene, vil det bli presentert resultater for utslipp i CO_2 – *ekvivalenter* per m^2 ved beregninger i klimagasskalkulatoren.

5.1 Generelle problemstillinger

Videre i dette kapitlet vil en rekke ulike parametre vurderes for å kunne si noe om hvilken effekt ulike grep vedrørende disse vil ha for klimagassutslippet.

Resultatene for de ulike parametrene som vurderes vil bli presentert for den slakkarmerte flatdekkeløsningen. Det er likevel flere av disse som også vil kunne gi reduksjon i klimagassutslippet for den spennarmerte flatdekkeløsningen. For alle resultatene som blir lagt frem for den slakkarmerte flatdekkeløsningen vil overhøyde være inkludert for nedbøyningsberegningene som utføres.

5.1.1 Sammenligning med standard løsning for slakkarmert flatdekke

For den slakkarmerte flatdekkeløsningen er verdiene som presenteres i tabell 8 innhentet fra bransjen som standard løsninger for sammenligning med optimaliserte løsninger for de samme spennviddene.

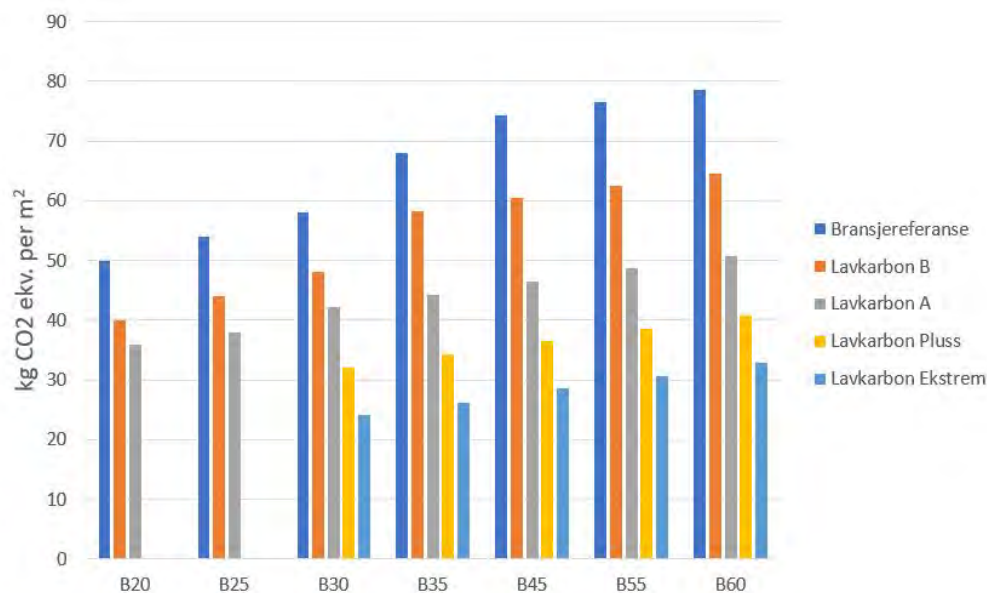
Tykkelsen som typisk benyttes for den korteste løsningen med en lengste spennvidde på 4.8 m er bestemt på bakgrunn av krav til brannsikkerhet fra NS-EN 1992-1-2 [19].

Tabell 8: Typiske spennvidder med tilhørende tykkelser for to ulike slakkarmerte flatdekker.

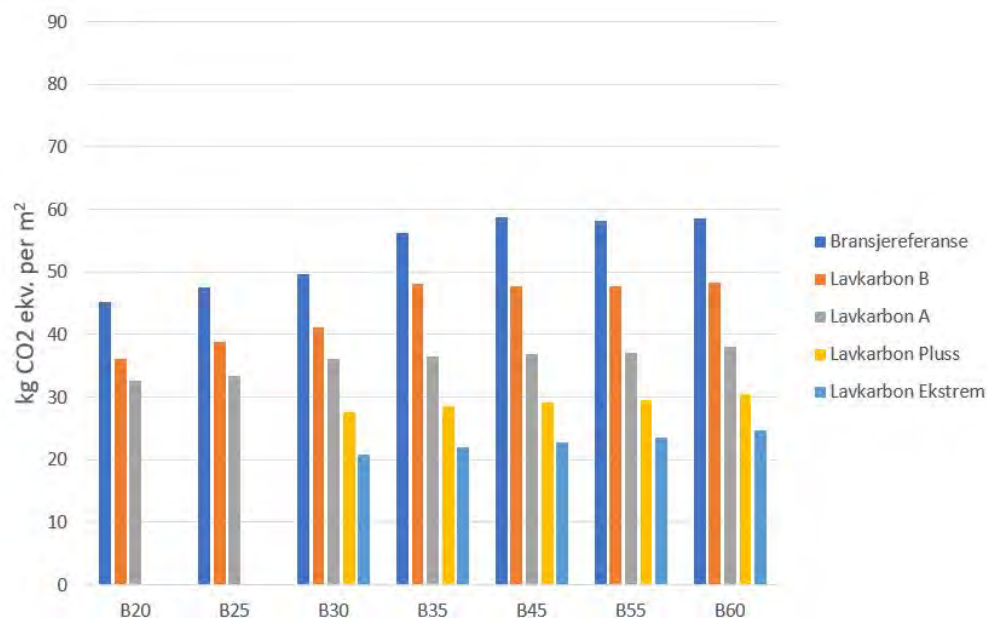
	Lengste spennvidde [m]	Korteste spennvidde [m]	Tykkelse [mm]
Kort løsning	4,8	4,0	200
Lang løsning	7,2	6,0	240

Ved å vurdere de to typiske løsningene fra tabell 8 blir det funnet tall på klimagassutslipp for ulike fasthetsklasser og betongtyper for disse. Samtidig er det forsøkt å optimalisere de samme løsningene for de samme spennviddene i x- og y-retning ved å endre tykkelsen på flatdekke slik at løsningene akkurat er innenfor de kravene som vurderes for både brudd- og bruksgrensetilstand.

Resultatene for den korte løsningen fra tabell 8 og den optimaliserte løsningen med de samme spennviddene er presentert i henholdsvis figur 28 og 29.



Figur 28: Standard løsning med spennvidder $Lx = 4.8$ m, $Ly = 4.0$ m og tykkelse lik 200 mm.



Figur 29: Optimalisert løsning med spennvidder $Lx = 4.8$ m og $Ly = 4.0$ m.

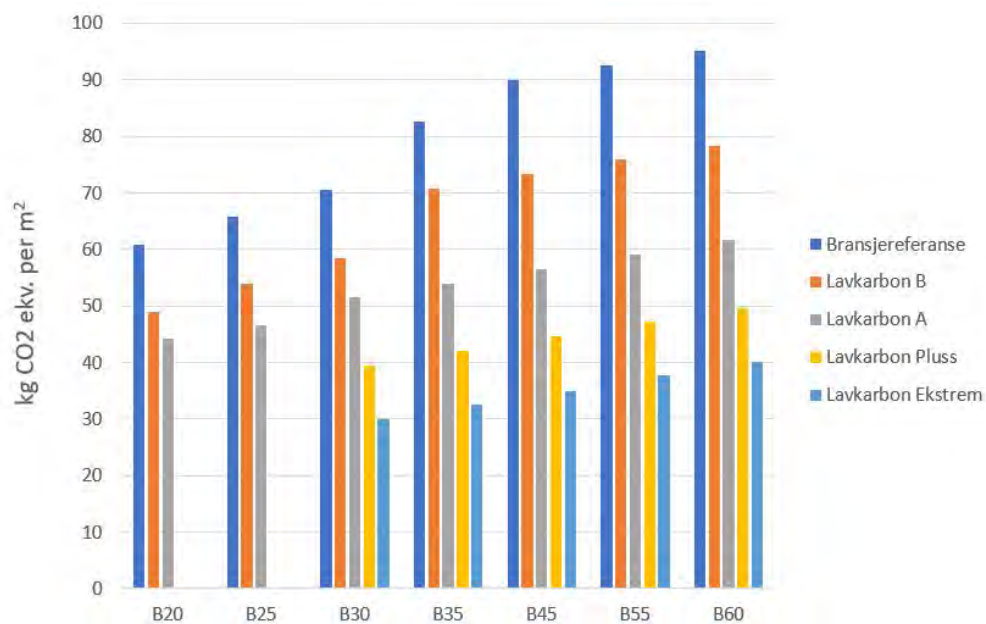
Resultatene som er framlagt viser en betydelig reduksjon i utslipp ved å sammenligne standard løsning i figur 28 med optimalisert løsning i figur 29.

Tabell 9: Prosentvis reduksjon i utslipp ved optimalisering av dekketykkelse for standard løsning med spennvidder $L_x = 4.8$ m og $L_y = 4.0$ m for Lavkarbon A.

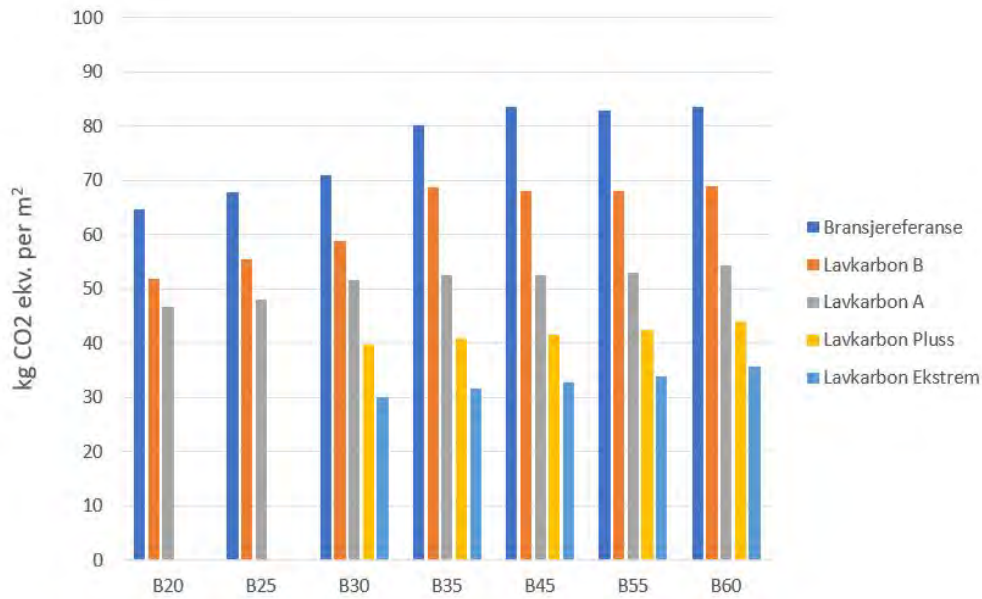
Fasthetsklasse	tykkelse [mm]	%-vis reduksjon
B20	180	9,5
B25	175	11,9
B30	170	14,4
B35	164	17,2
B45	157	20,5
B55	151	23,7
B60	148	25,1

Som tabell 9 viser blir forskjellen større ved bruk av høyere fasthetsklasse for optimaliseringen. Reduksjonen i utslipp fra standard løsning til optimalisert løsning er tilnærmet lik for de ulike betongtypene som vurderes, og tallene som er presentert i tabellen er derfor kun hentet fra reduksjonen ved bruk av Lavkarbon A som betongtype.

Det blir også foretatt en sammenligning for den lengste løsningen fra tabell 8 hvor en standard utforming av et flatdekke vil ha spennvidde i lengste retning lik $L = 7.2$ m og spennvidde i den korteste retningen lik $L = 6.0$ m. For denne løsningen vil en tverrsnittstykkelse på 240 mm være vanlig. Resultatene fra sammenligningen av denne løsningen og en optimalisert løsning hvor tykkelsen varierer er presentert i figur 30 og 31.



Figur 30: Standard løsning med spennvidder $L_x = 7.2$ m, $L_y = 6.0$ m og tykkelse lik 240 mm.



Figur 31: Optimalisert løsning med spennvidder $L_x = 7.2$ m og $L_y = 6.0$ m.

Som tabell 10 viser vil denne reduksjonen være mindre sammenlignet med den som blir funnet ved optimalisering av den korte løsningen. En av grunnene til dette er at løsninger med lengre spennvidder vil ligge nærmere maksimal utnyttelse på grunn av et vesentlig lengre spenn og det vil derfor være mer begrenset hvor mye man kan redusere tverrsnittstykkelsen ved optimaliseringen. For de lavere fasthetsklassene vil det være en økning i klimagassutslippet. Dette kommer av at det for de standard løsningene som er vurdert ikke vil være vanlig å benytte så lave fasthetsklasser da det vil kreve større tverrsnittdimensjoner for så store spenn.

Tabell 10: Prosentvis reduksjon i utslipp ved optimalisering av dekketykkelse for standard løsning med spennvidder $L_x = 7.2$ m og $L_y = 6.0$ m for Lavkarbon A.

Fasthetsklasse	Tykkelse [mm]	%-vis reduksjon
B20	255	-5,9
B25	248	-3,1
B30	241	-0,4
B35	233	2,6
B45	222	7,0
B55	214	10,2
B60	210	11,8

5.1.2 Lavkarbonbetong

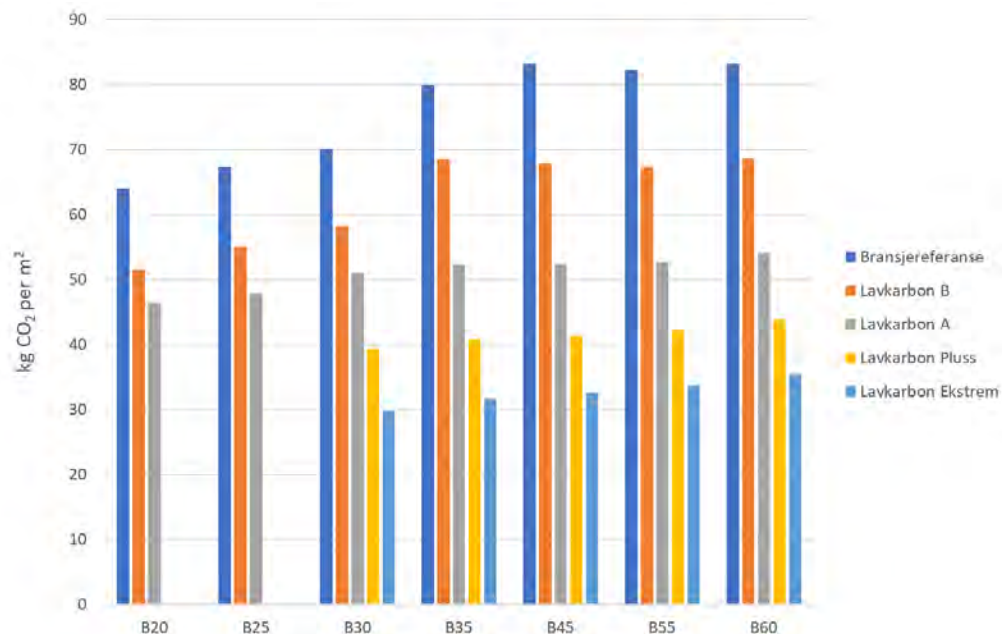
Bruken av de ulike lavkarbonklasse vil kunne påvirke klimagassutslippet betydelig. I tabell 11 er verdiene for bransjereferansebetongen i $\text{kg CO}_2 - \text{ekv}$ per m^2 presentert, mens de ulike lavkarbonklassene er gitt i prosentvis reduksjon ved å bytte fra bransjereferansebetongen til den gitte lavkarbonklassen. Resultatene som er presentert i denne tabellen er hentet fra en løsning med spennvidder $L_x = 7.2 \text{ m}$ og $L_y = 6.0 \text{ m}$ hvor tykkelsen for de ulike fasthetsklassene er optimalisert etter krav i brudd- og bruksgrensetilstand.

Tabell 11: Reduksjon i klimagassutslipp for de ulike lavkarbonklassene for løsning med spennvidder $L_x = 7.2 \text{ m}$, $L_y = 6.0 \text{ m}$ og optimaliserte dekketykkelser for de ulike fasthetsklassene.

Fasthetsklasse	Bransjereferanse [$\text{kg CO}_2 - \text{ekv}$ per m^2]	Lavkarbon B [%]	Lavkarbon A [%]	Lavkarbon Pluss [%]	Lavkarbon Ekstrem [%]
B20	64,1	19,7	27,5	NA	NA
B25	67,4	18,2	29,1	NA	NA
B30	70,1	17,0	27,1	43,9	57,5
B35	80,0	14,4	34,6	49,0	60,5
B45	83,2	18,5	37,0	50,2	60,8
B55	82,2	18,0	35,9	48,7	59,0
B60	83,2	17,4	35,0	47,4	57,5

5.1.3 Fasthetsklasse

Klimagassutslippet til betong vil variere ut ifra hvilke fasthetsklasser som benyttes. Figur 32 viser forskjellen på klimagassutslippet for de ulike betongtypene og fasthetsklassene for de optimaliserte løsningene med spennvidder $L_x = 7.2 \text{ m}$ og $L_y = 6.0 \text{ m}$.



Figur 32: Klimagassutslipp for ulike fasthetsklasser for optimalisert løsning med spennvidder $L_x = 7.2 \text{ m}$ og $L_y = 6 \text{ m}$.

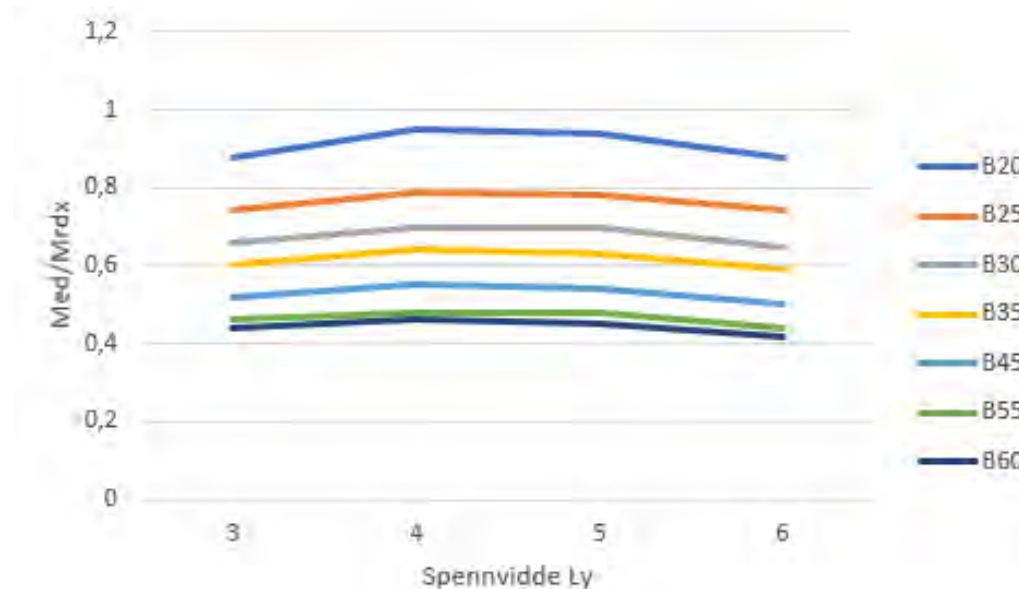
Tabell 12: Reduksjon i klimagassutslipp for spennvidder $L_x = 7.2$ m og $L_y = 6$ m for de ulike fasthetsklassene med optimaliserte dekketykkelser sammenlignet med klimagassutslippet for fasthetsklasse B35.

Fasthetsklasse	Bransjereferanse	Lavkarbon B	Lavkarbon A	Lavkarbon pluss	Lavkarbon ekstrem
B20 [%]	19,9	24,8	11,1	NA	NA
B25 [%]	15,8	19,6	8,6	NA	NA
B30 [%]	12,4	15,0	2,3	3,7	5,7
B35 [kg CO_2 ekv. per m^2]	80,0	68,5	52,3	40,8	31,6
B45 [%]	-4,0	1,0	-0,2	-1,5	-3,2
B55 [%]	-2,8	1,6	-0,8	-3,4	-6,6
B60 [%]	-4,0	-0,3	-3,4	-7,4	-12,0

Tabell 12 viser klimagassutslippet for B35 i kg CO_2 ekvivalenter per m^2 , og ut fra denne beregnes det en økning eller en reduksjon i prosent for de andre fasthetsklassene som vurderes. Som for alle de andre resultatene som fremlegges vil en reduksjon i utslipp ha positivt fortegn, mens en økning vil være oppgitt med negativt fortegn.

5.1.4 Relativ trykkesonehøyde

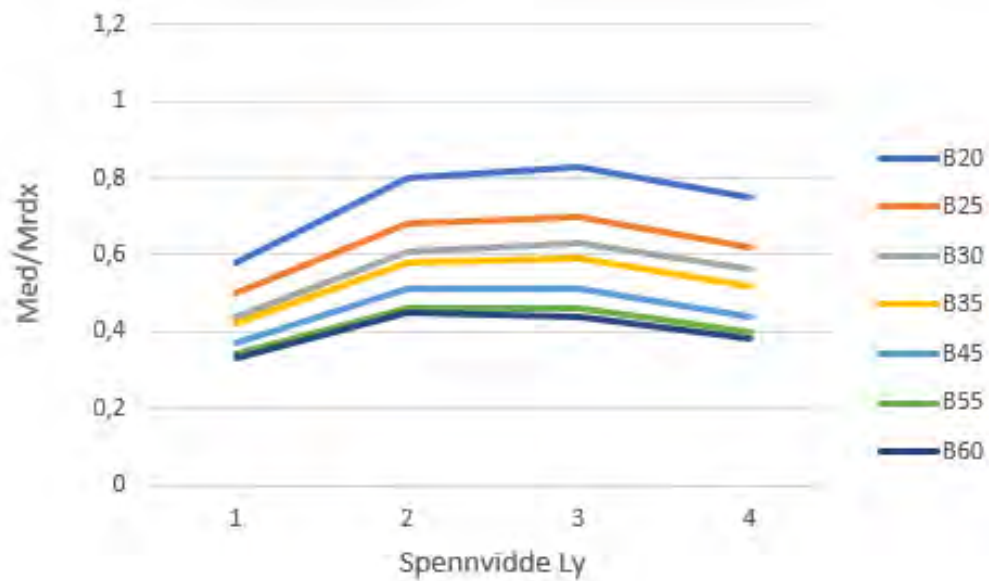
Tidligere masteroppgaver rundt den samme tematikken som undersøkes i denne oppgaven viser til muligheter for å bedre klimaregnskapet til konstruksjoner ved å øke den relative trykkesonehøyden, α , og kun bruke tverrsnitt med nødvendig effektiv tykkelse [20]. Grunnen til at dette kan gi positivt utslag på klimaregnskapet er at ved øke trykkesonehøyden vil man overarmere tverrsnittet og momentkapasiteten øker. Dette vil gjøre det mulig å redusere tverrsnittstykkelsen og igjen bruke mindre betong for tverrsnitt hvor momentkapasitet vil være avgjørende. Det er derfor ønskelig å undersøke hvor effektivt det kan være å endre α -verdi for å vurdere hvilken effekt det vil ha for klimagassutslippet til flatdekker.



Figur 33: Utnyttelsesgrad for momentkapasitet for optimalisert løsning med spennvidder $L_x = 7.2$ m og variabel L_y .

Figur 33 og 34 viser utnyttelsesgraden for momentkapasitet, $\frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}}$, for to løsninger med spennvidder i x-retning på henholdsvis 7.2 m og 4.8 m. Disse løsningene vil ha en

variabel spennvidde i y-retning for de ulike fasthetsklassene. Tykkelsen på tverrsnittene for de ulike fasthetsklassene er optimalisert for alle kapasitetskontroller som er beskrevet for oppgaven. Dette betyr at de ulike tverrsnittene som vises i figuren er dimensjonert helt på grensen av disse kravene. Dette gjøres for å kunne si noe om hvilke spennvidder i y-retningen som vil få effekt av å endre trykksonehøyden for de valgte løsningene.

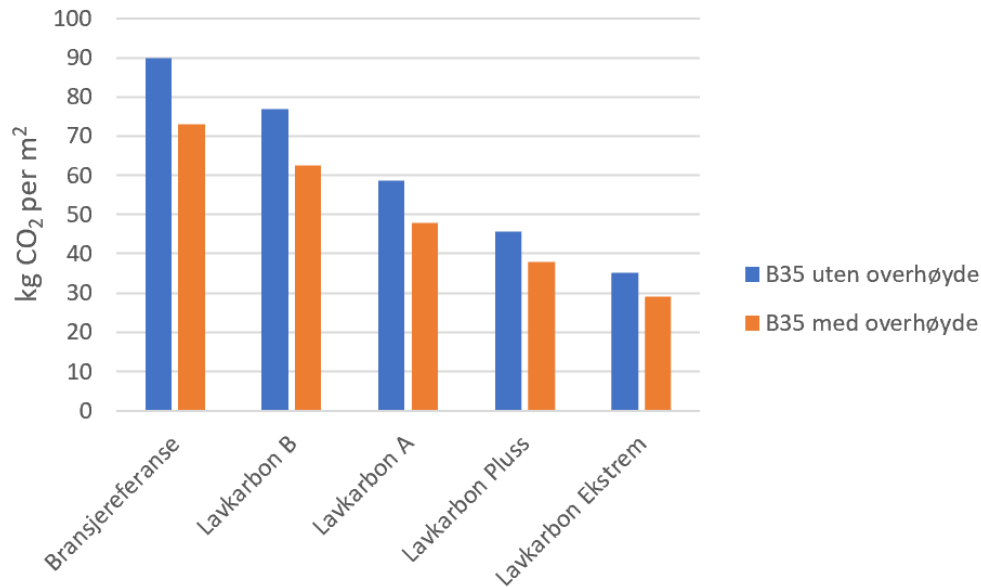


Figur 34: Utnyttelsesgrad for momentkapasitet for optimalisert løsning med spennvidder $L_x = 4.8$ m og variabel L_y .

Som resultatene viser vil ikke momentkapasiteten overskrides for noen av de løsningene som undersøkes her.

5.1.5 Overhøyde

En av faktorene som vurderes for denne oppgaven er muligheten for at flatdekke støpes med overhøyde, og hvilken effekt dette gir for klimagassutslippet. I figur 35 vises klimagassutslippet med og uten overhøyde. Figur 35 viser at det gir vesentlig reduksjon i klimagassutslipp ved å inkludere overhøyde i beregningene for nedbøyning. Resultatet er hentet fra en optimalisert løsning med fasthetsklasse B35 og spennvidder $L_x = 7.2$ m og $L_y = 6.0$ m.



Figur 35: Klimagassutslipp for optimalisert løsning med spennvidder $L_x = 7.2$ m og $L_y = 6.0$ m og fasthetsklasse B35 med og uten overhøyde.

Tabell 13 viser den prosentvise reduksjonen ved bruk av overhøyde sammenlignet med løsning hvor overhøyde ikke er inkludert i beregningene. Reduksjonen vil være størst for lavest fasthetsklasse og bransjereferansebetong, mens reduksjonen blir mindre når man øker fasthetsklasse eller øker til en bedre lavkarbonklasse.

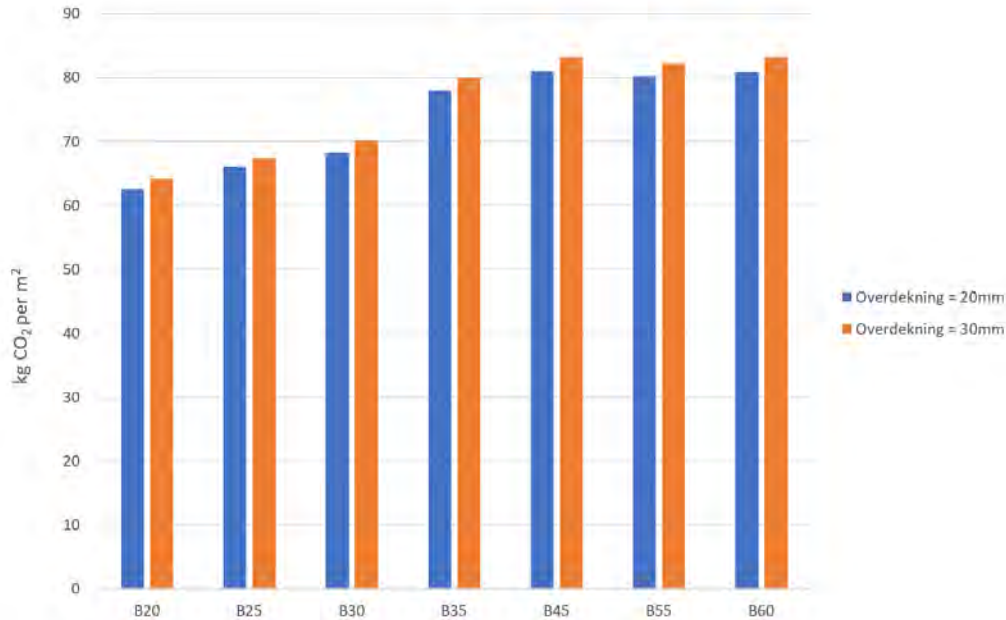
Tabell 13: Prosentvis reduksjon i utslipp ved bruk av overhøyde i forskalingen sammenlignet med løsning uten overhøyde for optimalisert løsning med spennvidder $L_x = 7.2$ m og $L_y = 6.0$ m.

Fasthetsklasse	Bransjereferanse [%]	Lavkarbon B [%]	Lavkarbon A [%]	Lavkarbon Pluss [%]	Lavkarbon Ekstrem [%]
B20	19,6	19,3	19,1	NA	NA
B25	19,2	19,1	18,8	NA	NA
B30	18,5	18,5	18,2	18,0	17,5
B35	17,7	17,6	17,4	17,1	16,6
B45	16,3	16,2	16,0	15,9	15,5
B55	16,0	15,9	15,5	15,3	15,1
B60	15,2	15,0	14,9	14,6	14,5

5.1.6 Overdekning

Overdekningskrav fra NS-EN 1992-1-1 inkluderer som tidligere nevnt et tillegg Δc_{dev} for avvik ved utførelse av støp på byggeplass. Det er interessant å vurdere hvor stor påvirkning det kan ha for klimagassutslippet dersom dette tillegget fjernes ved dimensjonering av flatdekke.

Figur 36 viser forskjellen på klimagassutslippet for bransjereferanse når bidraget til overdekning fra Δc_{dev} er satt til 0 mm, sammenlignet med løsning hvor den er satt til 10 mm.



Figur 36: Klimagassutslipp for optimalisert løsning med spennvidder $L_x = 7.2$ m og $L_y = 6.0$ m for to ulike overdekningshøyder, $c_{nom} = 20$ mm og $c_{nom} = 30$ mm.

Fra tabell 14 vises effekten av å redusere overdekningen fra 30 mm til 20 mm for den valgte løsningen i prosent.

Tabell 14: Prosentvis reduksjon i klimagassutslipp ved bruk av lavere overdekning for optimalisert løsning med spennvidder $L_x = 7.2$ m og $L_y = 6.0$ m.

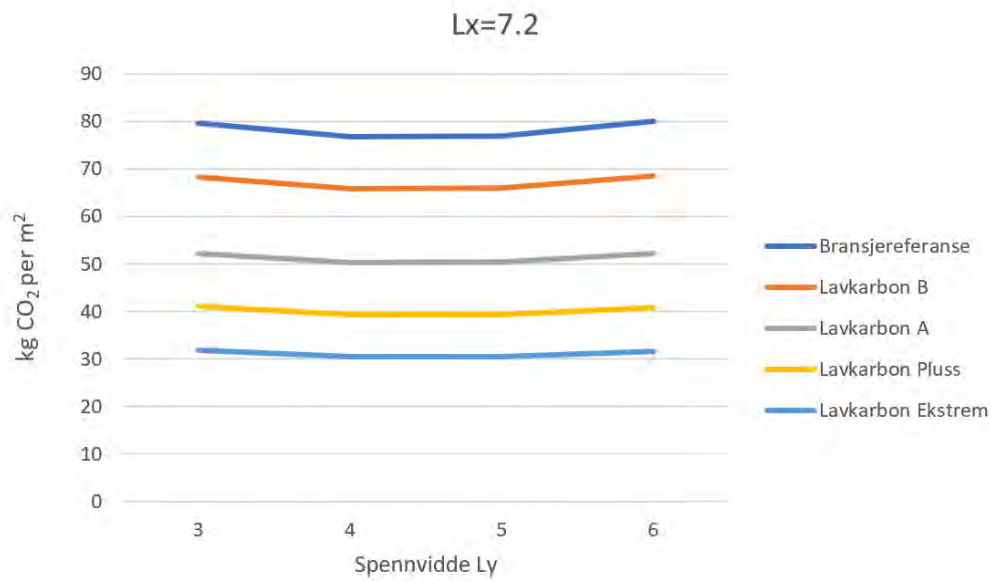
Fasthetsklasse	Bransjereferanse [%]	Lavkarbon B [%]	Lavkarbon A [%]	Lavkarbon Pluss [%]	Lavkarbon Ekstrem [%]
B20	2,34	2,33	2,37	NA	NA
B25	2,08	2,00	2,09	NA	NA
B30	2,57	2,41	2,54	2,54	2,35
B35	2,50	2,63	2,49	2,45	2,53
B45	2,64	2,65	2,67	2,66	2,45
B55	2,31	2,23	2,28	2,37	2,08
B60	2,76	2,91	2,77	2,97	2,54

5.1.7 Spennvidde

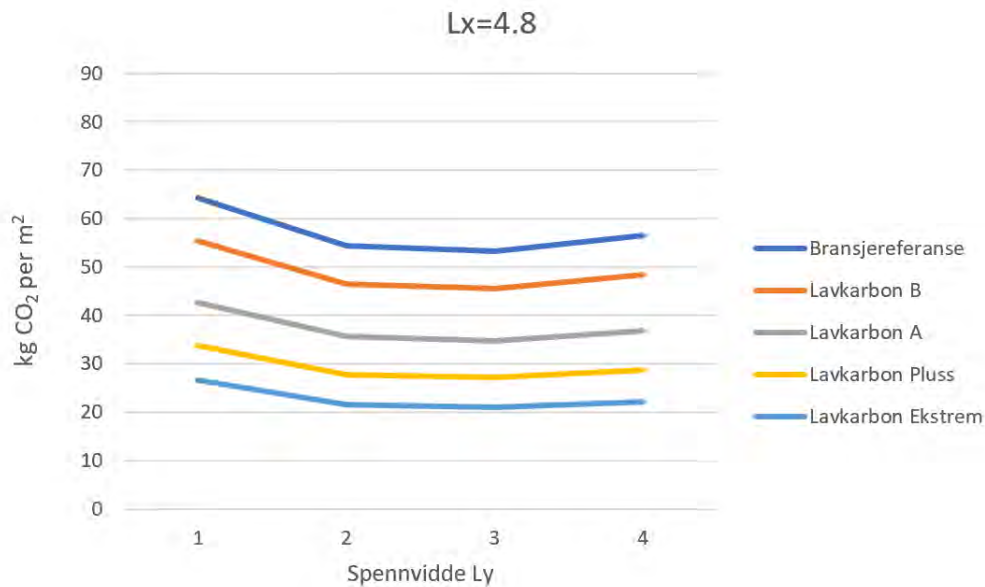
Bruk av ulike spennvidder vil kunne gi utslag for klimagassregnskapet til ulike konstruksjoner.

Figur 37 og 38 viser hvilke spennvidder for y-retning som gir det laveste klimagassutslippet dersom spennvidden i x-retning settes til henholdsvis 7.2 m og 4.8 m.

Resultatene viser at for løsningen der $L_x = 7.2$ m vil flatdekke prestere best med tanke på klimagassutslipp for spennvidder i y-retning mellom 4 og 5 meter. For løsningen med spennvidde $L_x = 4.8$ m vil flatdekke prestere best med tanke på klimagassutslipp for spennvidder i y-retning rundt 2 til 3 meter.



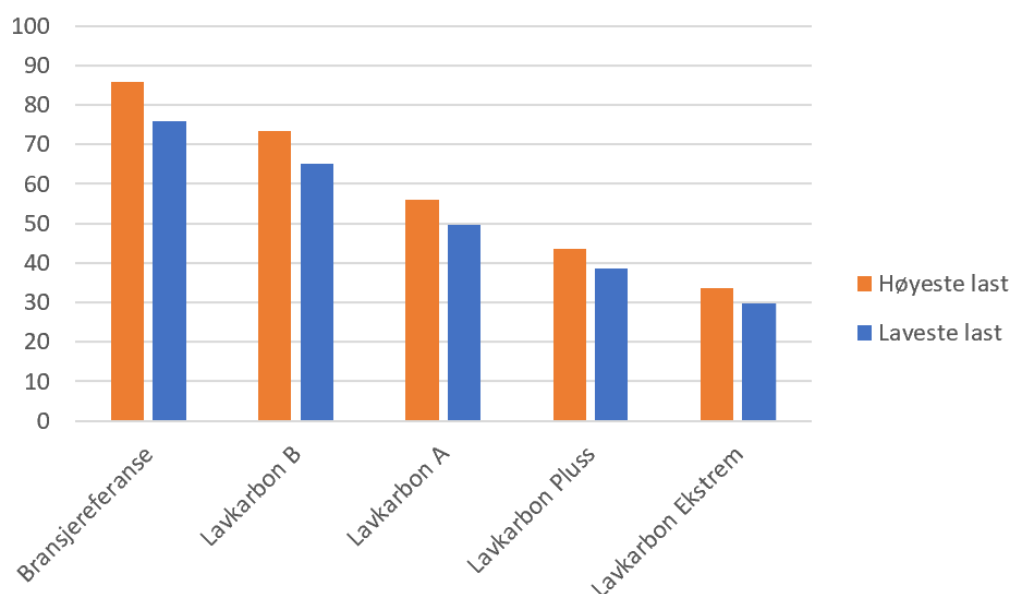
Figur 37: Klimagassutslipp for optimalisert løsning hvor $L_x = 7.2$ m og spennvidde i y-retning er variabel.



Figur 38: Klimagassutslipp for optimalisert løsning hvor $L_x = 4.8$ m og spennvidde i y-retning er variabel.

5.1.8 Lastkombinering

Nyttelast for kontorbygg kan dimensjoneres på forskjellige måter. Det kan velges en karakteristisk nyttelast mellom $2.0 - 3.0 \text{ kN/m}^2$ [9], og ved bruk av kvasi-faktor for beregninger i bruksgrensetilstand kan det velges mellom fire forskjellige faktorer. Disse faktorene er 1, 0.7, 0.5 eller 0.3. Sammensetningen av valgt nyttelast og hvilken kvasi-faktor som benyttes i bruksgrensetilstand vil kunne gi ulike beregningsforutsetninger som kan påvirke klimagassutslippet for de aktuelle flatdekkeløsningene. Figur 39 viser at det gir en betydelig effekt ved å velge en nyttelast på 2.0 kN/m^2 og en kvasi-faktor lik 0,3 istedenfor 3.0 kN/m^2 og en kvasi-faktor lik 1.



Figur 39: Klimagassutslipp ved forskjellige lastkombinasjoner for B35.

Tabell 15 viser den prosentvise reduksjonen som oppnås ved å bruke 2.0 kN/m^2 og kvasi-faktor på 0,3, istedenfor å bruke 3.0 kN/m^2 med en kvasi-faktor på 1. Den prosentvise reduksjonen vises for Lavkarbon A betong, men vil gi tilnærmet samme verdier for de andre lavkarbonklassene og bransjereferanse betongen.

Tabell 15: Prosentvis reduksjon i utslipp ved forskjellige lastkombinasjoner for Lavkarbon A.

Fasthetsklasse	%-vis reduksjon
B20	12,6
B25	11,6
B30	11,6
B35	11,5
B45	11,3
B55	11,4
B60	11,5

5.1.9 Nedbøyningskriteriet

For slakkarmerte tverrsnitt er nedbøyningskriteriet nesten alltid dimensjonerende. I utgangspunktet er nedbøyningskravet fra NS-EN 1992-1-1 satt til $\frac{L}{250}$. Det er derfor valgt å vurdere effekten på klimagassutslippet ved å endre dette kravet til $\frac{L}{225}$ og $\frac{L}{200}$. Det er valgt å vurdere dette for den optimaliserte løsningen med spennvidder $L_x = 7.2$ m og $L_y = 6.0$ m.

Tabell 16: Prosentvis reduksjon i utslipp ved forskjellige nedbøyningskriterier for optimalisert løsning med spennvidder $L_x = 7.2$ m, $L_y = 6.0$ m og Lavkarbon A.

Fasthetsklasse	$\frac{L}{250}$ [kg CO_2 ekv. per m^2]	$\frac{L}{225}$ [%]	$\frac{L}{200}$ [%]
B20	51,5	4,3	6,0
B25	55,1	3,6	8,9
B30	58,2	3,8	8,6
B35	68,5	4,2	9,2
B45	67,8	4,0	9,0
B55	67,4	4,0	8,9
B60	68,7	4,3	9,1

Tabell 16 viser at ved å redusere nedbøyningskriteriet til $\frac{L}{225}$ vil klimagassutslippet reduseres med rundt 4 %, og om nedbøyningskriteriet reduseres til $\frac{L}{200}$ vil klimagassutslippet få en reduksjon på rundt 9 %. Forskjellen av å velge en annen lavkarbonklasse vil være tilnærmet lik null, derfor er det valgt å vise resultatene for Lavkarbon A. Ved en fasthetsklasse lik B20 for nedbøyningskriteriet som er redusert til $\frac{L}{200}$ vil ikke reduksjonen bli like stor som for de øvrige fasthetsklassene. Dette kommer av at momentkapasiteten for den valgte løsningen overskrides før nedbøyning for denne fasthetsklassen.

5.2 Spennarmert løsning

Etteroppspente flatdekker benyttes vanligvis i industribygg, parkeringshus og er ikke veldig vanlig å benytte i konstruksjonstyper som kontor- og boligbygg enda. Verdiene for spennvidder og tykkelse som er benyttet som en standard løsning er hentet fra konstruksjoner hvor søyleavstander er bestemt av parkeringskjeller som legger føringer for søyleavstander i alle etasjer oppover i konstruksjonen. Denne er presentert i tabell 17.

Tabell 17: Typiske spennvidder med tilhørende tykkelse for spennarmerte flatdekker.

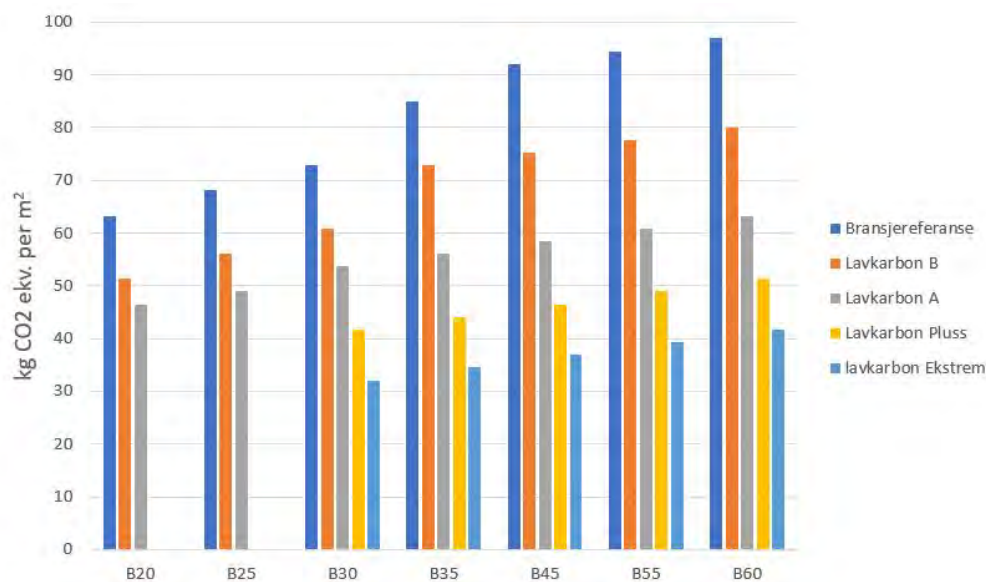
Lengste spennvidde [m]	Korteste spennvidde [m]	Tykkelse [mm]
11	7,5	240

Det er for resultatene som fremlegges valgt å benytte ulike verdier for spennarmeringsmengde, A_p , som ikke nødvendigvis er den optimale spennarmeringsmengden for de ulike løsningene. Dette kommer av at det for beregningene i oppgaven ikke blir designet spennkabler og størrelse på disse. Istedenfor beregnes kapasitet med en antatt variabel spennarmeringsmengde, A_p , per meter. Dette gjøres slik at det skal være mulig å foreta sammenligningen av de ulike løsningene med samme spennarmeringsmengde.

5.2.1 Sammenligning med standard løsning for spennarmert flatdekke

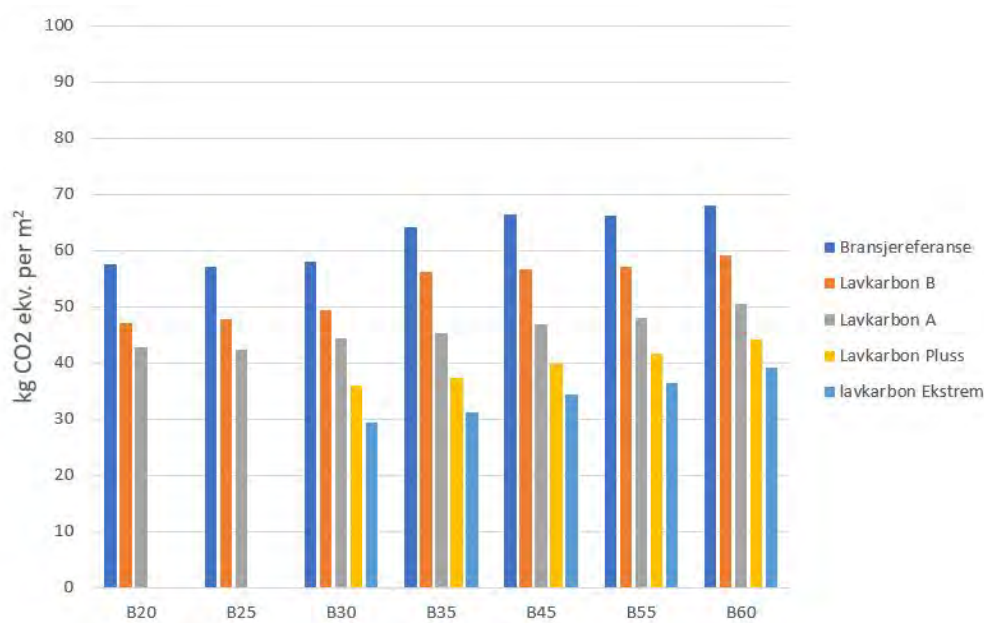
Den etteroppspente flatdekkeløsningen optimaliseres og sammenlignes med standard løsning med spennvidde og tykkelse som vist i tabell 17. Det er valgt å benytte den samme spennarmeringsmengden, $A_p = 800 \text{ mm}^2$ per meter for den optimaliserte løsningen og for standard løsning hvor tykkelsen er 240 mm.

Figur 40 og 41 viser klimagassresultater for den valgte standard løsningen med spennvidder $L_x = 11.5 \text{ m}$ og $L_y = 7.5 \text{ m}$ og den optimaliserte løsningen med de samme spennviddene.



Figur 40: Klimagassutslipp for standard løsning med dimensjoner $L_x = 11.5 \text{ m}$, $L_y = 7.5 \text{ m}$, tykkelse $t = 240 \text{ mm}$ og spennarmeringsareal $A_p = 800 \text{ mm}^2$ per meter.

Tabell 18 viser den prosentvise reduksjonen i klimagassutslipp for den optimaliserte løsningen sammenlignet med standard løsning fra tabell 18.



Figur 41: Klimagassutslipp for optimalisert løsning med dimensjoner $L_x = 11.5$ m, $L_y = 7.5$ m og spennarmeringsareal $A_p = 800$ mm² per meter.

Tabell 18: Prosentvis reduksjon i klimagassutslipp for den optimaliserte løsningen sammenlignet med standard løsning.

Fasthetsklasse	Bransjereferanse [%]	Lavkarbon B [%]	Lavkarbon A [%]	Lavkarbon Pluss [%]	Lavkarbon Ekstrem [%]
B20	9,0	8,2	7,7	NA	NA
B25	16,2	14,6	13,5	NA	NA
B30	20,4	18,7	17,1	13,7	8,7
B35	24,4	22,8	19,3	15,2	9,9
B45	27,8	24,7	19,8	14,2	7,0
B55	29,8	26,4	21,0	14,9	7,4
B60	29,8	26,1	20,2	13,8	6,0

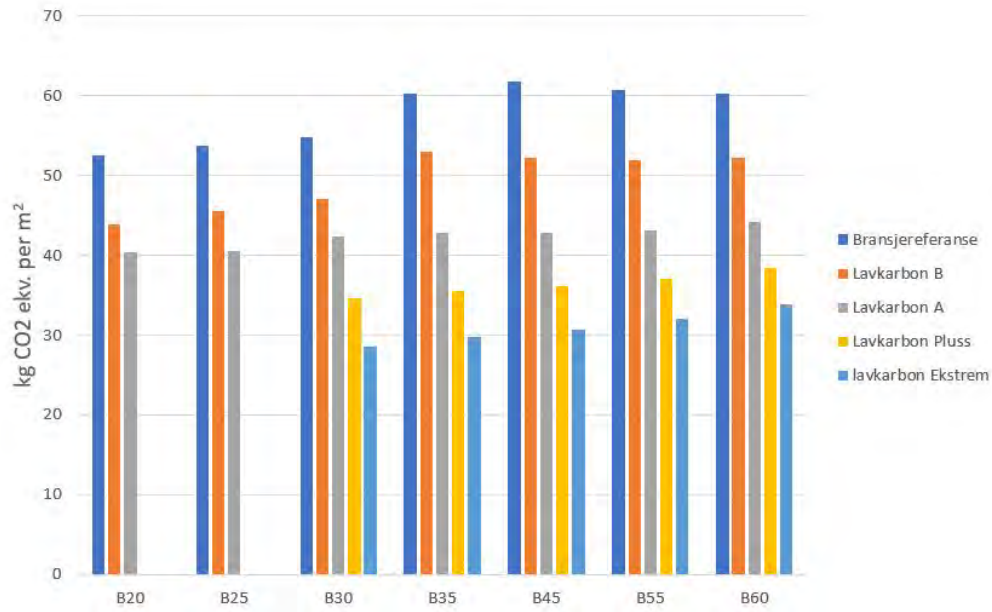
5.2.2 Spennarmert løsning sammenlignet med slakkarmert løsning

Etterspente flatdekker blir som nevnt tidligere sjeldent benyttet som dekkeløsning for kontor- eller boligbygg hvor spennviddene typisk er noe kortere enn for konstruksjoner hvor det er vanlig med etterspente flatdekkeløsninger i dag.

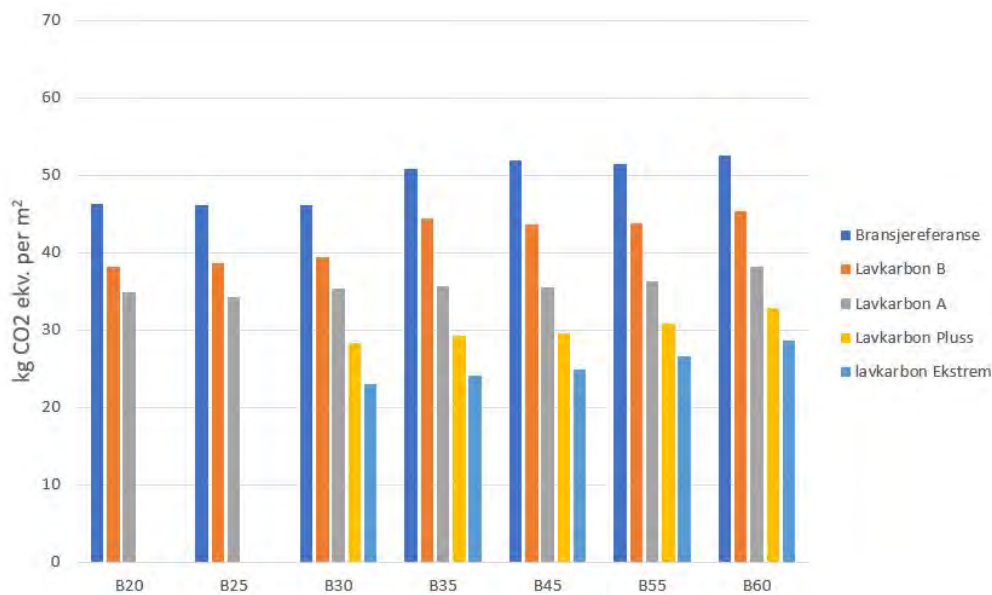
Det er på bakgrunn av dette ønskelig å se hvordan den etteroppspente flatdekkeløsningen presterer i forhold til den slakkarmerte løsningen for spennvidder som typisk benyttes i disse konstruksjonstypene. Sammenligningen gjøres derfor med resultatene fra den lengste slakkarmerte flatdekkeløsningen som er presentert i figur 30 med spennvidder $L_x = 7.2$ m og $L_y = 6.0$ m.

Ved spennvidder som er såpass korte vil bruddgrensetilstanden stort sett være avgjørende for hvor små dimensjoner det er mulig å benytte ved bruk av den spennarmerte flatdekkeløsningen. Det er for denne løsningen valgt å benytte to ulike spennarmeringsmengder på $A_p = 150$ mm² per meter og $A_p = 600$ mm² per meter. Valgt slakkarmeringsmengde begrenses av krav til senteravstand mellom armeringstenger og ved å begrense den relative trykksonehøyden, α , til rundt 0,9 – 0,95. Krav til senteravstand er som vist i kapittel 3.

Klimagassresultatene for de to optimaliserte spennarmerte løsningene er presentert i figur 42 og 43.



Figur 42: Spennarmert løsning med $A_p = 150 \text{ mm}^2$ per meter, spennvidder $L_x = 7.2 \text{ m}$ $L_y = 6.0 \text{ m}$.



Figur 43: Spennarmert løsning med $A_p = 600 \text{ mm}^2$ per meter, spennvidder $L_x = 7.2 \text{ m}$ $L_y = 6.0 \text{ m}$.

De to optimaliserte spennarmerte løsningene blir videre sammenlignet med den lengste standard slakkarmeringsløsningen for de samme spennviddene. Den prosentvise forskjellen for de to spennarmerte løsningene sammenlignet med den slakkarmerte løsningen er presentert i tabellene 19 og 20.

Som tabell 19 viser, vil den prosentvise reduksjonen for løsningen med lite spennarmerting minske kraftig ved bruk av bedre lavkarbonbetong. Dette henger sammen med at for å redusere betongtykkelsen må det inkluderes store mengder slakkarmering for denne løsningen. Ved å bruke mer miljøvennlig betongtyper vil bidraget fra armeringen til klimagassresultatet til slutt bli så stort at ved store armeringsmengder vil ikke lenger en løsning

med såpass lite spennarmering være mye bedre enn den slakkarmerte flatdekkelsesningen.

Tabell 19: Prosentvis reduksjon i forhold til standard slakkarmert løsning for optimalisert spennarmert løsning med $A_p = 150 \text{ mm}^2$ per meter og spennvidder $L_x = 7.2 \text{ m}$ og $L_y = 6.0 \text{ m}$.

Fasthetsklasse	Bransjereferanse [%]	Lavkarbon B [%]	Lavkarbon A [%]	Lavkarbon Pluss [%]	Lavkarbon Ekstrem [%]
B20	13,6	10,4	8,6	NA	NA
B25	18,4	15,5	13,2	NA	NA
B30	22,3	19,6	17,6	12,1	4,9
B35	27,0	25,0	20,4	15,2	8,3
B45	31,3	28,6	24,2	19,2	12,4
B55	34,4	31,5	27,0	21,7	15,0
B60	36,6	33,4	28,3	22,7	15,9

Tabell 20: Prosentvis reduksjon i forhold til standard slakkarmert løsning for optimalisert spennarmert løsning med $A_p = 600 \text{ mm}^2$ per meter og spennvidder $L_x = 7.2 \text{ m}$ og $L_y = 6.0 \text{ m}$.

Fasthetsklasse	Bransjereferanse [%]	Lavkarbon B [%]	Lavkarbon A [%]	Lavkarbon Pluss [%]	Lavkarbon Ekstrem [%]
B20	24,0	22,0	21,0	NA	NA
B25	29,8	28,2	26,7	NA	NA
B30	34,5	32,7	31,4	28,0	23,3
B35	38,4	37,0	33,9	30,4	25,8
B45	42,3	40,3	37,2	33,7	29,0
B55	44,5	42,3	38,6	34,6	29,4
B60	44,7	42,2	38,2	33,8	28,6

6 Diskusjon

Resultatene som er lagt frem i denne oppgaven gir et tydelig bilde på hvilket potensiale som finnes for klimaoptimalisering av betongkonstruksjoner, og i dette tilfellet for slakk- og spennarmerte flatdekkelsesløsninger. Ved å se på de ulike parametrene som er valgt for hvordan det kan være mulig å bygge slankere og spare materialer viser resultatene at det finnes et stort potensiale for reduksjon av klimagassutslipp og at det er mange ulike parametre som kan bidra til dette.

Videre i dette diskusjonskapittelet blir de ulike resultatene diskutert mer grundig og eventuelle svakheter og utfordringer ved resultatene blir også vurdert.

6.1 Generelle problemstillinger

For de ulike resultatene som fremlegges for de generelle problemstillingene vil det for de aller fleste løsningene være nedbøyningskravet som er avgjørende for hvor små tverrsnittstykkelser det er mulig å oppnå.

6.1.1 Sammenligning med standard løsning

Resultatene for sammenligning av en optimalisert slakkarmert flatdekkelsesløsning med de to ulike standard løsningene viser at det finnes et stort potensiale i forhold til hvor mye man kan redusere tverrsnittstykkelsen for bestemte dekkelsesløsninger. Spesielt for standard løsning med spennvidde $L_x = 4.8$ m hvor tykkelsen av dekkene vanligvis bestemmes av krav til lyd- og brannsikkerhet vil det være mulig å redusere tverrsnittstykkelsen ganske mye dersom man kun vurderer kapasitetskontroller i brudd- og bruksgrensetilstand.

Den største reduksjonen i klimagassutslipp vil være på 25.4% ved bruk av fasthetsklasse B60. Det er likevel mer gunstig å bruke lavere fasthetsklasser, selv om reduksjon av tverrsnittstykkelsen vil være mindre for disse. Det er også slik at NB37 [3] ikke gir krav til betongtypene Lavkarbon Pluss og Lavkarbon Ekstrem for fasthetsklassene B20 og B25, men det er fullt mulig å lage disse betongtypene. Selv om reduksjonen i utslippet som blir funnet ved optimalisering av dekkelsesløsningen i denne løsningen er en del mindre for lave fasthetsklasser, vil den mest gunstige løsningen for klimagassutslippet være å bruke lavere fasthetsklasser.

Det er heller ikke vanlig praksis å bruke fasthetsklasse B60 for denne typen konstruksjoner, men for fasthetsklasse B35 som er mer typisk, vil reduksjonen fortsatt være betydelig. For den optimaliserte løsningen med fasthetsklasse B35 vil tverrsnittstykkelsen kunne reduseres med hele 36 mm, noe som gir en reduksjon i klimagassutslipp på 17.5%.

For sammenligningen med den lengste standard løsningen vil potensialet for besparelse i materialbruk være en del mindre. Dette kommer av at man for lengre spenn med slakkarmerte flatdekker vil ligge ganske mye nærmere full utnyttelse av kapasitet for brudd- og bruksgrense. For fasthetsklasse B35 vil man for denne løsningen kunne redusere tverrsnittstykkelsen med kun 7 mm og få en reduksjon i klimagassutslipp på 2.8%. For fasthetsklassene B20, B25 og B30 vil tverrsnittstykkelsen øke i forhold til standard løsning, men dette kan komme av at det for den standard løsningen som er benyttet normalt blir benyttet høyere fasthetsklasser. En annen grunn til at det ikke vil være mulig å redusere tverrsnittstykkelsen til denne løsningen kan være at den standard løsningen som er brukt allerede har en relativt optimal tykkelse. Denne løsningen er ikke hentet fra en eksisterende konstruksjon, men valgt som en standard løsning til sammenligning etter samtaler med bransjen rundt hvilke spennvidder og tykkelser som er vanlige. Det er ingen tvil om at det å redusere tverrsnittet vil gi en betydelig besparelse på klimagassutslippet, men for akkurat denne løsningen vil det være lite å hente vedrørende reduksjon av tverrsnittstykkelse.

Ved optimaliseringen av disse løsningene, vil tverrsnittstykkelsen til det slakkarmerte flatdekke i alle tilfeller være begrenset av nedbøyningskravet. Resultatene som er presentert vil være akkurat innenfor de krav som stilles til nedbøyninger etter beregninger i bruksgrensetilstanden. Selv om nedbøyningen er innenfor det som er tillatt, vil store reduksjoner i dekketykkelsen gi en større nedbøyning som kan gi praktiske utfordringer.

Potensiale i klimagassreduksjon er altså størst for løsningene som brukes i dag hvor spennviddene er ganske små, ettersom disse er overdimensjonert med tanke på brudd- og bruksgrensekrav og tykkelsen for disse løsningene vil være bestemt av andre typer krav.

Resultatene som fremvises her tar ikke hensyn til andre krav enn rene kapasitetskontroller for brudd- og bruksgrense, og dette gjøres bevisst for å vise hvilket potensiale som finnes. For å kunne ta i bruk dekkeløsninger som ikke tilfredstiller lyd- og brannkrav med valgt dekketykkelse, vil det være nødvendig å finne andre løsninger for å tilfredstille disse kravene. Dette vil kunne gi tillegg til klimaregnskapet for dekkeløsningen, men det kan tenkes at det vil gi mindre tillegg til klimaregnskapet sammenlignet med å øke dekketykkelsen for å holde seg innenfor disse kravene. Det finnes også såkalte nullutslippsmaterialer så økningen i klimagassregnskapet trenger nødvendigvis ikke å øke i noen grad.

6.1.2 Lavkarbonbetong

I denne oppgaven blir det bare sett på potensialet som ligger i å bruke bedre lavkarbonklasser uten at problemene som vil kunne oppstå ved bruk av disse klassene adresseres fordi disse hovedsaklig er material- og utførelsesrelatert. Ved bruk av en bedre lavkarbonklasse vil visse egenskaper ved betongen endre seg. Dette vil blant annet være at betongen får en mer langsom fasthetsutvikling. I tillegg kan det være mer kostbart å ta i bruk lavkarbonbetong.

Dagens situasjon rundt miljø og klima viser at det er nødvendig å finne nye og mer miljøvennlig måter å bygge på, og ved å bruke lavkarbonbetong vil man på det meste kunne oppnå en reduksjon på hele 60 % for løsningen som er valgt å se på i denne oppgaven. Dette vil gjelde om man bytter fra bransjereferanse betong til en Lavkarbon Ekstrem.

Den største utfordringen med bruk av klassen Lavkarbon Ekstrem er tilgjengeligheten av denne betongen. Som tidligere vist i figur 6 er ikke denne lavkarbonbetongen tilgjengelig i alle områder av landet.

6.1.3 Fasthetsklasse

Valg av fasthetsklasse kan ha en betydelig effekt på klimagassutslippet. Vanligvis vil valg av fasthetsklasse være bestemt ut ifra hva slags konstruksjon som skal bygges og hvilke laster og påkjenninger konstruksjonen vil være utsatt for. Som resultatene viser vil det for en valgt løsning med spennvidder $L_x = 7.2$ m og $L_y = 6.0$ m være ganske store forskjeller i klimagassutslipp for ulike valg av fasthetsklasser. Det vil kunne skille så mye som 25 % i klimagassutslipp mellom fasthetsklassene B20 og B60 hvor lavest utslipp oppnås ved bruk av lavest fasthetsklasse.

Det er ulikt hvor store forskjellene er ved å bytte mellom de ulike fasthetsklassene. Forskjellen i utslipp er størst for fasthetsklassene fra B20 til B35, og vil være noe mindre mellom fasthetsklassene fra B35 til B60. For flatdekkeløsningen som vurderes i denne oppgaven vil det alltid være gunstig å redusere fasthetsklassen.

6.1.4 Relativ trykksonehøyde

Det å endre trykksonehøyden ved dimensjonering av dekketykkelsen ville påvirke klimagassutslippet til den slakkarmerte flatdekkeløsningen ble vurdert som en interessant parameter. Ettersom en tidligere masteroppgave hadde funnet at en økning av den relative trykksonehøyden, α , ville gi en betydelig reduksjon i klimagassutslippet for bjelker.

For begge tilfelle som er sett på i denne oppgaven, hvor spennvidden i x-retning er 7.2 m og 4.8 m vil momentkapasiteten aldri overstiges. Grunnen til dette vil være at for slakkarmerte flatdekker vil det for de fleste tilfeller være nedbøyningskriteriet som er dimensjonerende.

Det er dermed ikke mye å hente på å endre den relative trykksonehøyden og overarmere den slakkarmerte flatdekkeløsningen da nedbøyning vil være avgjørende for de aller fleste tilfeller. Gevinsten med tanke på klimagassutslipp vil nok være større for andre konstruksjonselementer enn flatdekker.

6.1.5 Overhøyde

I denne oppgaven ble 100 % av den permanente nedbøyningen eller maksimalt $\frac{L}{300}$ brukt som maksimal overhøyde. Om det å bruke 100 % av den permanente nedbøyningen er fornuftig er det sett bort i fra i denne oppgaven, og det er heller fokusert på hvilken effekt bruk av overhøyde kan ha for klimagassutslippet. Som resultatene viser vil det være mulig å redusere utslippet med opptil 20 % ved å inkludere overhøyde for nedbøyningsberegningene. Dette er en betydelig effekt av et såpass enkelt tiltak som det er å inkludere overhøyde. En av de største fordelene ved bruk av overhøyde er at den vil kunne gi et bidrag i størrelsesorden 14-20 % uansett hvilken fasthetsklasse og hvilken lavkarbonklasse som brukes. Dette gjør at overhøyde har stor betydning selv om betongen allerede er av en bedre lavkarbonklasse.

Bruk av overhøyder er teoretisk mulig, men i praksis komplisert både i forhold til forskalingen og utstøpning. Manglende samsvar mellom teoretisk og reell deformasjon i brukssituasjonen gjør det også vanskelig å avgjøre hva som er riktig overhøyde i byggefasen. Dette vil kunne resultere i at dekke også vil ha en overhøyde etter at alle lastene er påført konstruksjonen. Dette vil igjen kunne føre til merarbeid for entreprenør, som igjen vil koste penger og tid.

Potensialet ved å inkludere overhøyde er uansett uangripelig, og for å kunne utløse dette potensialet må utfordringene ved mulig overhøyde løses. En måte å løse dette på vil være å utarbeide en beregningsmetode som samsvarer bedre med den reelle deformasjonen i brukssituasjonen.

6.1.6 Overdekning

En annen faktor som kan redusere klimagassutslippet er å redusere den nødvendige overdekningen. Det er tidligere forklart at overdekningen består av to bidrag, c_{nom} og Δc_{dev} , hvor bidraget fra Δc_{dev} er en ekstra sikkerhet som skal ta hensyn til muligheten for eventuelle avvik ved utførelse av betongstøp på byggeplass.

For betongelementindustrien er denne faktoren mindre enn for vanlige plassbygde betongkonstruksjoner, og dette er fordi betongelementindustrien har fått aksept for at de har bedre kontroller for utførelsen av dette. Det kan derfor tenkes at det er muligheter for å sikre like god kontroll til utførelse for betongkonstruksjoner som støpes direkte på byggeplass.

Det som blir funnet i denne oppgaven er at dersom denne ekstra sikkerheten Δc_{dev} ble fjernet ville dette gi en positiv effekt på klimagassutslippet. Med redusert overdekning som

følge av å fjerne bidraget fra Δc_{dev} helt vil man få rundt 2.5 % lavere utslipp, sammenlignet med å bruke $\Delta c_{dev} = 10$ mm.

En av de største fordelene ved å senke overdekningen er at det vil være en enkel måte å senke utslippet på uten å måtte gjøre større tiltak. For utførendre entreprenører vil det ikke være noe merarbeid om overdekningen skal være 20 mm eller 30 mm, men for at det skal være mulig å minske kravet til bidraget fra Δc_{dev} må det stilles strengere krav til utførende entreprenører. For at det skal være forsvarlig å senke overdekningskravet er entreprenør nødt til å kunne garantere at riktig overdekning blir inkludert ved støp av betongen. Dersom overdekningen blir for liten, vil det kunne ha store konsekvenser for kapasiteten til konstruksjonen og bestandigheten av armeringstålet.

Potensialet for besparelser ved et såpass enkelt tiltak er uansett noe som burde vurderes videre da det kan være en veldig enkel måte å spare klimagassutslipp for en del betongkonstruksjoner. Det kan være at det for noen konstruksjonstyper som er lite utsatt for ytre miljøpåvirkninger vil være ganske uproblematisk å fjerne dette bidraget, mens det for konstruksjoner som er mer eksponert for ytre miljøpåvirkninger vil være mer risikabelt.

6.1.7 Spennvidde

En av de mest utfordrende delene med å klimaoptimalisere en konstruksjon vil være utformingen av den. De mange forskjellige måtene å utforme en konstruksjon på gjør at det er vanskelig å si hvilken måte som er mest klimaoptimalisert i oppstarten av et prosjekt. I denne oppgaven ble utslippet vurdert for to ulike spennvidder i x-retning, hvor den ene er 7,2 meter og den andre er 4,8 meter. For disse spennviddene ble det forsøkt å finne optimale spennvidder i y-retning for den slakkarmerte flatdekkelsen.

Fra resultatet for løsningen med spennvidde lik 7,2 meter i x-retning ble det funnet ut den optimale spennvidden i y-retning vil være mellom 4 og 5 meter. En endring av spennvidde i y-retning på en meter opp eller ned fra de optimale spennviddene vil føre til en økning i klimagassutslipp på rundt 3 %. Forskjellen vil være tilnærmet lik om du går opp til 6 meter eller ned til 3 meter.

For en spennvidde på 4,8 meter i x-retning vil det være mest optimalt med spennvidde i y-retning mellom 2 og 3 meter. Ved å øke spennvidden i y-retning til 4 meter vil klimagassutslippet øke rett i underkant av 7%.

Dermed kan man redusere klimagassutslippet ved å evaluere spennviddene, og finne den optimale løsningen. Spennvidden kan ofte bestemmes av ulike krav eller på bakgrunn av eksempelvis en parkeringskjeller som legger føringer for hvordan søylene plasseres. Ved å optimalisere spennvidder for ulike løsninger kan man redusere utslippet med en del prosent.

Det er heller ikke et stort fokus på å miljøoptimalisere spennvidder til ulike betongkonstruksjoner ut ifra et miljøperspektiv. Resultatene viser at det er mulig å redusere utslipp ved å bruke mer tid på optimalisere utformingen av konstruksjonen i tidligfase av et byggeprosjekt.

6.1.8 Lastkombinering

Ved prosjektering av en konstruksjon er den aktuelle lastsituasjonen til konstruksjonen nødt til å bestemmes. Valg av hvilken nyttelast som opptrer må blant annet avklares. I denne oppgaven er det valgt å bruke en karakteristisk nyttelast som er 3.0 kN/m^2 . For et kontorbygg som vurderes for denne oppgaven kan den karakteristiske nyttelasten variere mellom $2.0 - 3.0 \text{ kN/m}^2$. Ulike valg for nyttelast vil kunne ha en innvirkning på klimagassutslippet, ettersom det kan påvirke dimensjonene til konstruksjonen. I denne oppgaven er det valgt å bruke kvasi-faktorer som sier noe om sannsynligheten for at størrelsen på den

karakteristiske nyttebelastningen inntreffer. De ulike kvasi-faktorene som kan velges er 1, 0.7, 0.5 og 0.3.

For resultatene ble det vurdert hvilken effekt det ville ha for klimagassutslippet ved bruk av den største nyttebelastningen eller den minste mulige nyttebelastningen.

Ved å bruke den laveste nyttebelastningen kombinert med den minste kvasi-faktoren vil klimagassutslippet reduseres med litt over 11 % for samtlige lavkarbonklasser og fasthetsklasse. Denne reduksjonen gjelder for sammenligning med den største nyttebelastningen kombinert med den største kvasi-faktoren. Det er ikke slik at for alle prosjekter vil man kunne senke den karakteristiske verdien på nyttebelastningen eller kvasi-faktoren, men dette viser at det kan være viktig å vurdere konstruksjoner nøye med tanke på lastsituasjon. Potensialet for reduksjon i klimagassutslipp kan være betydelig dersom det er mulig å senke de karakteristiske nyttebelastningene.

En problemstilling ved å senke enten den karakteristiske nyttebelastningen eller kvasi-faktor er sikkerheten på det som bygges. Om det vil bli en reduksjon i de dimensjonerende lastene vil det være mindre rom for feil. Dette gjør at kontrollrutiner innad i firmaer og for eksterne aktører vil bli enda viktigere. Dette er en faktor som bransjen vil måtte se nærmere på for å kunne klimaoptimalisere bygg i fremtiden. Dersom det bygges med en for høy sikkerhet vil dette gi en negativ effekt på klimagassutslippet.

6.1.9 Nedbøyningskriteriet

For resultatene i denne oppgaven er det vanligvis nedbøyningskriteriet som blir dimensjonerende. Dermed var det naturlig å finne potensiale for reduksjon i klimagassutslipp ved å endre nedbøyningskriteriet. Ved å redusere nedbøyningskriteriet til $\frac{L}{225}$ vil klimagassutslippet få en reduksjon på 4 %, og ved å redusere nedbøyningskriteriet til $\frac{L}{200}$ vil klimagassutslippet reduseres med 9 %. Dette viser at det finnes et potensialet ved å redusere nedbøyningskriteriet, og dette vil være forskjellig fra konstruksjon til konstruksjon. Når reduksjonen av nedbøyningskriteriet blir for stort vil de ulike kravene i bruddgrensetilstand slå inn.

Det å redusere nedbøyningskriteriet vil gi et positivt utslag på klimagassutslippet, men reduksjonen må gjøres uten at det vil kunne gi for store konsekvenser for konstruksjonen. Potensialet som ligger ved å redusere nedbøyningskriteriet viser bare at det må undersøkes hvordan nedbøyningskriteriet kan endres for ulike konstruksjoner. En faktor som burde undersøkes nærmere er hvordan nedbøyningskriteriene er for forskjellige konstruksjoner. Det kan for eksempel være at nedbøyningskriteriet burde være annerledes for et kontorbygg enn for et parkeringshus.

6.2 Spennarmert løsning

Den avgjørende faktoren for hvor slanke de spennarmerte dekkene kan bli vil vanligvis være kapasiteten for moment eller gjennomlokking i bruddgrensetilstanden. For optimaliseringen av spennarmert løsning ble derfor slakkarmeringen justert i de ulike snittene for å holde seg innenfor ulike kapasitetskrav i bruddgrensetilstand.

Ettersom utforming av søyler ikke er en del av omfanget til denne oppgaven ble det i klimagasskalkulatoren ved overskridelse av gjennomlokkingskapasitet rundt søylene valgt å justere søyleverrsnittet for å bedre kapasiteten for valgte løsninger. Dette vil såklart gi et bidrag til klimagassresultatene som ikke inngår i resultatene som presenteres i denne oppgaven.

6.2.1 Sammenligning med standard løsning

Sammenligningen med en løsning basert på standard spennvidder og tykkelse på tverrsnittet viser at også den spennarmerte flatdekkeløsningen har stort potensiale for reduksjon i klimagassutslipp. Sammenligningen for de to løsningene for den samme spennarmeringsmengden viser at den optimaliserte løsningen vil ha en reduksjon i klimagassutslipp på 24.4 % for fasthetsklasse B35 og bransjereferanse betong.

Som resultatene viser vil reduksjonen bli betydelig mindre ved bruk av de ulike typene av lavkarbonbetong. Dette kommer av at mengden slakkarmering som blir benyttet i optimaliseringen blir relativt stor ettersom tverrsnittstykkelsen reduseres. Ved bruk av lavkarbonbetong hvor klimagassutslipp fra betongen blir mindre vil slakkarmeringen gi et relativt stort bidrag til klimagassregnskapet. Derfor vil det ikke være like lønnsomt å benytte store mengder slakkarmering for å redusere tverrsnittstykkelsen for de ulike lavkarbonklassene som for betong av bransjereferanse kvalitet.

Spennarmerte flatdekker benyttes vanligvis i industribygg, parkeringshus og lignende hvor behovet for lengre spenn er større. Sammenligningen som gjennomføres i denne oppgaven beregnes med lastsituasjon for et kontorbygg og det er mulig at resultatene fraviker noe fra mer nøyaktige løsninger på grunn av dette.

6.2.2 Sammenligning med slakkarmert løsning

Sammenligningen av et spennarmert og et slakkarmert flatdekke viser en klar forbedring med tanke på at man ved bruk av spennarmerte flatdekker kan redusere tverrsnittstykkelsen betraktelig. For spennarmerte flatdekker vil ikke nedbøyning være dimensjonerende. I dette eksempelet er sammenligningen gjort med en slakkarmert løsning med spennvidder $L_x = 7.2$ m, $L_y = 6.0$ m og en tverrsnittstykkelse på 240 mm.

For løsningen med størst spennarmeringsmengde vil reduksjonen i klimagassutslipp være på hele 38.4 % i forhold til den slakkarmerte løsningen ved bruk av fasthetsklasse B35 og bransjereferanse-betong, og enda mer om man øker fasthetsklasse.

For løsningen med mindre spennarmeringsmengde vil reduksjonen i klimagassutslipp være noe mindre, men fortsatt betydelig bedre enn hvordan den standard slakkarmererte løsningen vil prestere. For denne løsningen vil reduksjonen for fasthetsklasse B35 og bransjereferansebetong være på 27.0 % i forhold til den slakkarmerte løsningen.

Det er for beregningene av den spennarmerte flatdekkeløsningen valgt å utføre sammenligningen med den slakkarmerte løsningen for to ulike spennarmeringsmengder. De to ulike armeringsmengdene som er benyttet i optimaliseringen gir også et bilde på at valg og utforming av mengde spennarmering kan gi betydelige utslag for klimagassresultatene. Selv om slakkarmeringen gir et relativt lite bidrag til klimagassutslipp, vil det ved store armeringsmengder gi en betydelig effekt og dette kommer tydelig frem fra resultatene i tabell 19 og 20. Økt spennarmeringsmengde gir betydelig bedre resultater ettersom man

her ikke er nødt til å inkludere spesielt mye slakkarmering ved optimaliseringen. Dette betyr også at det er mulig å redusere utslippene ytterligere enn hva resultatene i denne oppgaven viser ved mer grundig utforming av mengde spennarmering.

Likevel er det ingen tvil om at den spennarmerte flatdekkeløsningen presterer vesentlig bedre enn den slakkarmerte med tanke på klimagassutslipp for den valgte løsningen.

Som for resultatene for den slakkarmerte løsningen er det for den spennarmerte løsningen også valgt å se bort fra en del problemstillinger. Ulike praktiske og økonomiske vurderinger for optimaliseringen av de ulike løsningene er ikke vurdert. Som tidligere nevnt tar ikke resultatene i denne oppgaven høyde for andre krav til dekkeløsningene enn de rene konstruksjonstekniske kravene som er spesifisert for brudd- og bruksgrensetilstanden. Dette vil være en klar begrensning til resultatene som fremlegges, men hensikten med å kun vurdere disse kravene er å få frem potensiale som ligger i å optimalisere betongkonstruksjoner med hensyn til klimagassutslipp.

Årsaken til at spennarmerte flatdekker ikke benyttes like mye i konstruksjoner hvor det typisk benyttes kortere spenn vil være at det opp til visse spennvidder vil være økonomisk gunstig å benytte den slakkarmerte løsningen. I tillegg vil mangel på erfaring rundt bruken av spennarmerte flatdekker for denne typen konstruksjoner være noe som hindrer bruken av det. Den mulige reduksjonen i utslipp fra resultatene viser likevel at det her kan være mye å hente på å tilpasse bruksområdene til spennarmerte flatdekker med tanke på klimagassutslipp.

6.3 Begrensninger ved resultatene

Ved optimalisering av den spennarmerte løsningen foreligger det enkelte valg som kan ha en innvirkning på resultatene. For det første er det for de ulike løsningene med spennarmerte flatdekker valgt å benytte ulike verdier av spennarmeringsmengde, A_p , for å kunne foreta sammenligning av de ulike løsningene. Det vil si at det ved å utforme løsninger for antall spennkabler og spenntau vil kunne være mer nøyaktige løsninger enn de som presenteres i denne oppgaven. Likevel vil løsningene som presenteres her vise hvilket potensiale som finnes også for den spennarmerte flatdekkeløsningen ved å optimalisere med tanke på brudd- og bruksgrensetilstanden.

Ved valg av enkelte spennarmeringsmengder for beregningene som er utført vil flatdekket få en oppbøyning over felt som er relativt stor. En av årsakene til dette er den valgte utformingen av spennkablene hvor det for denne oppgaven kun er inkludert noen få knekkpunkter. Dette vil kunne føre til noe større momenter fra spennarmeringen enn hva som ville vært tilfelle i mer nøyaktige løsninger.

6.4 Klimagasskalkulator

Alle beregninger som ligger til grunn for resultatene av de ulike løsningene kommer fra klimagasskalkulatoren i Excel. Det er gjort en del valg og forenklinger som er presentert i oppgaven for at optimaliseringen skal være gjennomførbar.

Det er blant annet gjort en antagelse for lastsituasjonen hvor det er valgt å benytte nyttelast som er typisk for kontorbygg. Dette vil gi utslag for noen av resultatene hvor de valgte løsningene ikke nødvendigvis er vanlige å benytte for kontorbygg.

Ved optimalisering av de ulike løsningene er det snakk om å redusere tverrsnittstykkelsen med så mye som mulig og reduksjon av tykkelse på så lite som 1 mm vil ha en innvirkning på resultatene. Derfor vil alle valg og forenklinger som er gjort påvirke resultatene og det er viktig å poengtere at resultatene kan avvike noe fra hvordan løsningene faktisk ville prestert.

7 Konklusjon

Dagens klimautfordringer og stadig økte utslipp av klimagasser viser at det er behov for tiltak nå. Dersom byggebransjen ønsker å bidra til å redusere utslipp av klimagasser er det nødt til å komme endringer i måten konstruksjoner dimensjoneres og bygges på.

Resultatene som blir presentert i denne masteroppgaven viser helt tydelig at det finnes et stort potensiale for reduksjon i klimagassutslipp for både slakk- og spennarmert flatdekker. Det er logisk å tenke at potensiale er stort for de fleste betongkonstruksjoner og ikke bare for de to flatdekkeløsningene som vurderes for denne oppgaven.

For de ulike parametrene som vurderes for denne oppgaven er det enkelte som skiller seg ut i forhold til hvilket potensiale de har for reduksjon av utslipp. Overgangen fra bransjereferansebetong til de ulike lavkarbonklassene vil være det tiltaket som gir størst reduksjon. Optimalisering av dekketykkelse etter krav i brudd- og bruksgrensetilstanden for de ulike flatdekkeløsningene som vurderes i denne oppgaven vil også gi betydelig reduksjon i utslipp.

Overgangen fra en slakkarmert til en spennarmert flatdekkeløsning for spennvidder hvor spennarmerte løsninger blir lite brukt viser også et stort potensiale for reduksjon i utslipp. Det kan altså være mye å hente på å øke kunnskap rundt bruk av spennarmerte løsninger og bruke disse for flere konstruksjonstyper enn det som er vanlig praksis i dag.

Samtidig viser de ulike resultatene at ved å utfordre dagens regelverk og standard praksis i måten det dimensjoneres og bygges på, finnes det en rekke parametre som vil gi reduksjon av klimagassutslipp. Det å støpe slakkarmerte flatdekker med overhøyde vil gi spesielt gode resultater. Selv om det vil kunne medføre litt komplikasjoner ved utførelse å støpe flatdekke med en overhøyde, vil potensiale for reduksjon være såpass stort at fokuset på dette burde bli større.

Det finnes flere praktiske utfordringer ved flere av løsningene som blir presentert og vurdert for denne oppgaven. Et annet aspekt som ikke vurderes for denne oppgaven er økonomiske omkostninger ved å ta i bruk andre løsninger og endre på parametre som ikke er vanlig praksis for dagens byggeprosjekter.

Det vil uansett være et stort potensiale for reduksjon av klimagassutslipp. Ved å bruke mer tid og ressurser på prosjektering av konstruksjoner med et miljøvennlig fokus, vil det være mulig å redusere utslippene fra byggebransjen og betongkonstruksjoner betraktelig.

Videre arbeid

Klimagasskalkulatoren som er utarbeidet for denne oppgaven har en del begrensninger og inkluderer en del forenklinger til beregningene som er gjennomført. Et forslag til videre arbeid vil derfor være å videreutvikle denne slik at den kan være mer anvendbar for bransjen og muligens kan tas i bruk for å enkelt kunne optimalisere dekkeløsninger for gitte konstruksjoner med tanke på klimagassutslipp.

Som resultatene i denne oppgaven viser kan det å velge riktig type dekkeløsning for gitte konstruksjoner ha mye å si for klimagassutslippet. Det vil kunne være interessant å vurdere flere ulike løsninger opp i mot hverandre for gitte konstruksjonstyper og eventuelt lage en slags veiledning for hvilke dekkeløsninger som er mest gunstige å benytte i ulike tilfeller med tanke på klimagassutslipp.

Klimagassregnskapet for denne oppgaven henter verdier fra ulike EPD'er for utslipp for de ulike materialene fra livsløpsfasene A1-A3. Det kunne vært interessant å vurdere de samme optimaliseringsberegningene for hele livsløpet til konstruksjonen for å vurdere eventuelle forskjeller.

Som nevnt er det for resultatene som fremlegges i oppgaven ikke vurdert å ta hensyn til andre krav enn de rene konstruksjonstekniske kapasitetskravene for brudd- og bruksgrensetilstanden. Ofte løses krav til lyd- og brannsikkerhet ved at man øker tverrsnittstykkelsen. For å kunne redusere tverrsnittstykkelsen like mye som det blir gjort for enkelte av resultatene er man nødt til å tilfredstille disse kravene på alternative måter. Det kan derfor være interessant å vurdere hvilke løsninger som finnes på markedet i dag og hvilke klimagassutslipp som følger av disse. Det vil også kunne være interessant å vurdere om det kan utvikles nye metoder for å møte disse kravene med bakgrunn i at de skal være mer klimavennlige.

Et annet interessant tema for videre arbeid er de ulike kravene ved dimensjonering. Disse kravene setter ofte begrensninger for hvor slankt man kan bygge og vil ofte ligge på sikker side. For denne oppgaven er det vurdert krav til overhøyde, overdekning og nedbøyning. Det kunne vært interessant å vurdere de ulike kravene og hvorvidt disse kan endres for enkelte konstruksjonstyper.

Referanser

- [1] Space Studies (GISS), NASA's Goddard Institute for: *GLOBAL LAND-OCEAN TEMPERATURE INDEX*. <https://climate.nasa.gov/vital-signs/global-temperature/>, sjekket: 08.02.2021.
- [2] United Nations, 2015: *Paris Agreement*. <https://www.fn.no/om-fn/avtaler/miljoe-og-klima/parisavtalen>, sjekket: 08.02.2021.
- [3] Sverre Smeplass, Tom Fredvik, Lars Busterud Øyvind Sæther og Ole Garborg Østrem: *Lavkarbonbetong*. Norsk betongforening, 2020.
- [4] Sælen, Håkon: *Konsekvenser av irregulær ytre geometri for bæresystemets klimaregnskap på Gullhaug Torg*. Masteroppgave, 2016.
- [5] Sørensen, S. I.: *Betongkonstruksjoner*. Fagbokforlaget, 2. utgave, 2013.
- [6] *NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1 Allmenne regler og regler for bygninger*. Standard Norge, 2004.
- [7] *NS-EN 206:2013+A1+NA Betong Spesifikasjon, egenskaper, framstilling og samsvar*. Standard Norge, 2013.
- [8] *prNS-EN 1992-1-1, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1 Allmenne regler og regler for bygninger*. 2020.
- [9] *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner del 1-1: Allmenne laster Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger*. Standard Norge, 2016.
- [10] *NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Standard Norge, 2016.
- [11] *Durchlaufträger*. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1975.
- [12] *NS-EN ISO 14040:2006, Miljøstyring Livsløpsvurdering Prinsipper og rammeverk*. Standard Norge, 2006.
- [13] *NS-EN ISO 14025:2010, Miljømerker og deklarasjoner Miljødeklarasjoner type III Prinsipper og prosedyrer*. Standard Norge, 2010.
- [14] Thore Hagberg, Sven Alexander, Bernt Jakobsen Lars Aadnesen og Bjørn Vik: *Flatdekker Beregning og konstruktiv utforming*. Norsk betongforening, 2013.
- [15] *NS 3473, Prosjektering av betongkonstruksjoner, Beregning og dimensjonering*. Norges Standardiseringsforbund, 1973.
- [16] Kanstad, Terje: *Forelesningsnotat Betongkonstruksjoner 3*, September 2020.
- [17] *Kamstål til bruk i betong*. Næringslivets stiftelse for miljødeklarasjoner, EPD Norge, 2020.
- [18] Global Steel Wire, S.A., Celsa Group: *Declaración Ambiental de Producto*. Asociación Sostenibilidad Siderúrgica. AENOR EPD 001-001, 2013.
- [19] *NS-EN 1992-1-2:2004+NA:2010, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering*. Standard Norge, 2010.
- [20] Karoling Koph Aamodt, Peder Kristoffer Alvenes: *Klimagassoptimalisering av prefabrikkerte betongelementer i prosjekteringsfasen*. Masteroppgave, 2020.

8 Vedlegg

A Beregningseksempel for slakkarmert flatdekkeløsning

A.1 Materialdata

Parametre og materialdata

De ulike parametrene som er benyttet for beregningene av det valgte eksempelet er presentert nedenfor. Tallverdier som presenteres i de følgende vedleggene er kun ment som veiledning for de beregningene som ligger til grunn for resultatene som fremlegges for denne oppgaven og er ikke av direkte betydning for disse resultatene.

$\alpha := 0.412$	Relativ trykksonehøyde
$b := 1000 \text{ mm}$	Bredde for beregninger per meter
$t := 300 \text{ mm}$	Tykkelsen til tverrsnittet
$dx := 270 \text{ mm}$	Avstanden fra overkant til senter armering i x-retning
$dy := 250 \text{ mm}$	Avstanden fra overkant til senter armering i y-retning
$f_{ck} := 30 \text{ MPa}$	Karakteristisk trykkfasthet til betongen
$f_{cd} := 17 \text{ MPa}$	Dimensjonerende trykkfasthet til betongen
$\gamma_c := 1.5$	Materialfaktor betong
$L_x := 7.2 \text{ m}$	Spennvidde i x-retning
$L_y := 7.2 \text{ m}$	Spennvidde i y-retning
$g := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	Egenlast
$p := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	Nyttelast
$\gamma_P := 1.5$	Lastfaktor nyttelast
$\gamma_G := 1.2$	Lastfaktor egenlast
$f_{yd} := 434 \text{ MPa}$	Dimensjonerende flytegrense armeringsstål

A.2 Momentkapasitet og armeringsmengde

Momentkapasitet

Momentkapasiteteten til det slakkarmerte flatdekke beregnes ved hjelp av følgende ligninger:

Momentkapasitet i x-retning:

$$M_{rd,x} := 0.8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot dx^2 = 341.2 \frac{m \cdot kN}{m}$$

Momentkapasitet i y-retning:

$$M_{rd,y} := 0.8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot dy^2 = 292.5 \frac{m \cdot kN}{m}$$

Videre vises beregninger for de dimensjonerende momentene for støtte 2 og beregning av armeringsmengde for det samme snittet:

Tabellerte faktorer for beregning av dimensjonerende moment over støtte 2:

$t_1 := -0.1071$ Tabellverdi for egenlast

$p_1 := -0.1161$ Tabellverdi for nyttelast

Jevnt fordelt last x-retning:

$$q_{egen,x} := g \cdot t \cdot L_y \cdot \gamma_G = 64.8 \frac{kN}{m}$$
 Egenlast i x-retning

$$q_{nytte,x} := p \cdot L_y \cdot \gamma_P = 32.4 \frac{kN}{m}$$
 Nyttelast i x-retning

Jevnt fordelt last y-retning:

$$q_{egen,y} := g \cdot t \cdot L_x \cdot \gamma_G = 64.8 \frac{kN}{m}$$
 Egenlast i y-retning

$$q_{nytte,y} := p \cdot L_x \cdot \gamma_P = 32.4 \frac{kN}{m}$$
 Nyttelast i y-retning

Dimensjonerende momenter i x- og y-retning for støtte 2:

$$M_{støtte.x} := (q_{egen.x} \cdot t_1 + q_{nytte.x} \cdot p_1) \cdot L_x^2 = -554.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentverdien over støtte
i x-retning

$$M_{støtte.y} := (q_{egen.y} \cdot t_1 + q_{nytte.y} \cdot p_1) \cdot L_y^2 = -554.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentverdien over
støtte i y-retning

Momentverdier per meter i x-retning:

$$m_{xs} := \frac{M_{støtte.x}}{L_y} = -77.1 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Momentverdier per meter i y-retning:

$$m_{ys} := \frac{M_{støtte.y}}{L_x} = -77.1 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Fordeling av momentkrefter etter stripemetoden gir følgende momentverdier for de ulike stripene over støtte 2:

Stripe over støtte i x-retning:

$$m_{1.x} := 1.8 \cdot m_{xs} = -138.7 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Momentverdi i stripe 1

$$m_{2.x} := 1.2 \cdot m_{xs} = -92.5 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Momentverdi i stripe 2

$$m_{3.x} := 0.5 \cdot m_{xs} = -38.5 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Momentverdi i stripe 3

Stripe over støtte i y-retning:

$$m_{1.y} := 1.8 \cdot m_{ys} = -138.7 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Momentverdi i stripe 1

$$m_{2.y} := 1.2 \cdot m_{ys} = -92.5 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Momentverdi i stripe 2

$$m_{3.y} := 0.5 \cdot m_{ys} = -38.5 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Momentverdi i stripe 3

$$M_{rd.x} > m_{1.x} \quad \text{OK}$$

$$M_{rd.y} > m_{1.y} \quad \text{OK}$$

For dette eksempelet er
kapasiteten i
bruddgrensetilstand OK

Etter kontroll av tilstrekkelig momentkapasitet blir de nødvendige armeringsmengdene for de ulike snittene beregnet på følgende måte:

Armeringsmengde for støtte 2 i x-retning for stripe 1:

$$M_{rd,x} = 341.1569 \text{ m} \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad \text{Momentkapasitet for tverrsnittet}$$

$$M_{ed} := -(m_{1,x}) = 138.7 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad \text{Dimensjonerende moment i stripe 1}$$

$$d_x := 270 \text{ mm} \quad \text{Avstanden fra overkant til senter armering i x-retning over støtte 2}$$

$$b := 1.8 \text{ m} \quad \text{Bredden av stripe 1}$$

Nødvendig slakkarmeringsmengde for stripe 1 over støtte 2 blir videre beregnet. De samme beregningene utføres for alle de ulike stripene og de ulike snittene for flatdekkelsen slik at en total armeringsmengde for hele dekkelsen blir funnet og bidraget til klimagassutslippet kan beregnes.

$$z_{maks} := 0.95 \cdot d_x = 256.5 \text{ mm}$$

$$z_1 := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{ed}}{\frac{M_{rd,x}}{\text{m}}} \right) \cdot d_x = 251.3 \text{ mm}$$

$$z := \min(z_1, z_{maks}) = 251.3 \text{ mm}$$

$$A_{s,x,1} := \frac{M_{ed}}{z \cdot f_{yd}} = 1271 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad \text{Armerings karakteristiske flytegrense}$$

$$f_{ctm} := 2.9 \text{ MPa} \quad \text{Middelverdi av betongens aksialtrekkfasthet}$$

Minimumsarmering blir så funnet for å bestemme hvilken armeringsmengde som benyttes:

$$A_{s_{min}} := \max \left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot dx \cdot \frac{1}{m}, 0.0013 \cdot b \cdot dx \cdot \frac{1}{m} \right) = 733 \frac{1}{m} \cdot mm^2$$

$$A_{s_x} := \max (A_{s_{min}}, A_{s_{x.1}}) = 1271 \frac{mm^2}{m} \quad \text{Armeringsmengde}$$

A.3 Skjærkraftkapasitet

Gjennomlokking ved søyler

Ved beregning av kapasiteten for gjennomlokking ved søylene tas det utgangspunkt i metodikken som fremkommer av NS-EN 1992-1-1 punkt 6.4. Videre blir det kun gjennomført beregninger for en av midtsøylene, mens de aktuelle parameterne og verdiene for de andre søylene blir også lagt fram:

$$b_{søyle} := 300 \text{ mm} \quad - \text{ kvadratisk søyle med sidelengder } b_{søyle}$$

$$b_t := 1000 \text{ mm} \quad - \text{ beregner skjærkapasitet per meter i bredderetning}$$

$$c_1 := b_{søyle} \quad c_2 := b_{søyle}$$

$$d_x := 270 \text{ mm}$$

$$d_y := 250 \text{ mm}$$

$$d_{eff} := \frac{d_x + d_y}{2} = 260 \text{ mm} \quad - \text{ effektiv tykkelse av platen}$$

$$u_1 := 4 \cdot \pi \cdot d_{eff} + 2 \cdot c_1 + 2 \cdot c_2 = 4467.3 \text{ mm} \quad - \text{ kritisk snitt}$$

Den dimensjonerende skjærkraften vil være ulik for de ulike plasseringene av søylene og bestemmes etter en fordeling av krefter over de ulike spennene som gir følgende verdier:

$$V_{Ed.hjørne} := (0.4 \cdot L_y) \cdot (0.4 \cdot L_x) \cdot p + (0.4 \cdot L_y) \cdot (0.4 \cdot L_x) \cdot g \cdot t = 87.1 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.side} := (1.1 \cdot L_y) \cdot (0.4 \cdot L_x) \cdot p + (1.1 \cdot L_y) \cdot (0.4 \cdot L_x) \cdot g \cdot t = 239.5 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.midtS} := (1.1 \cdot L_y) \cdot (1.1 \cdot L_x) \cdot p + (1.1 \cdot L_y) \cdot (1.1 \cdot L_x) \cdot g \cdot t = 658.6 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.midtM} := (1 \cdot L_y) \cdot (1 \cdot L_x) \cdot p + (1 \cdot L_y) \cdot (1 \cdot L_x) \cdot g \cdot t = 544.3 \text{ kN}$$

Med følgende β -verdier:

$$\beta_{midt} := 1.15$$

$$\beta_{hjørne} := 1.5$$

$$\beta_{kant} := 1.4$$

$$\beta := \beta_{midt} \quad - \text{ for dette eksempelet}$$

Videre bestemmes største skjærspenning for valgt midtsøyle etter:

$$V_{Ed1} := \beta_{midt} \frac{V_{Ed.midts}}{u_1 \cdot d_{eff}} = 0.652 \text{ MPa}$$

Skjærkapasitet uten beregningsmessig behov for skjærarmoring beregnes deretter etter 6.4.4 i NS-EN 1992-1-1:

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_{eff}}}, 2 \right) = 1.877$$

$$A_{sx.søyle} := 1271.5 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Armeringsmengde hentet fra Excel

$$A_{sy.søyle} := 1390.4 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Armeringsmengde hentet fra Excel

$$\rho_x := \frac{A_{sx.søyle}}{b_t \cdot d_{eff}} \cdot m = 0.00489$$

$$\rho_y := \frac{A_{sy.søyle}}{b_t \cdot d_{eff}} \cdot m = 0.00535$$

$$\rho_l := \min \left(\sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}, 0.02 \right) = 0.0051$$

$$C_{Rd.c} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

$$V_{Rd.c} := C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} = 0.5597 \text{ MPa}$$

$$\frac{V_{Ed1}}{V_{Rd.c}} = 1.17 \quad - \text{ ikke tilstrekkelig kapasitet for det valgte eksempelet}$$

Ettersom kapasiteten ikke er tilstrekkelig uten skjærarmering, beregnes kapasitetet etter punkt 6.4.5 i NS-EN 1992-1-1 med skjærarmering inkludert:

Skjærkraften ved kant av søyle er begrenset til:

$$V_{Ed} := \frac{\beta \cdot V_{Ed.midtS}}{u_0 \cdot d} \leq V_{Rd.max}$$

Hvor:

$$u_{0.midt} := b_{søyle} \cdot 4 = 1200 \text{ mm}$$

$$u_{0.kant} := \min(c_2 + 3 \cdot d_{eff}, c_2 + 2 \cdot c_1) = 900 \text{ mm}$$

$$u_{0.hjørne} := \min(3 \cdot d_{eff}, c_1 + c_2) = 600 \text{ mm}$$

$$u_0 := u_{0.midt} \quad - \text{ for dette eksempelet}$$

$$V_{Ed} := \frac{\beta \cdot V_{Ed.midtS}}{u_0 \cdot d_{eff}} = 2.4276 \text{ MPa}$$

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \cdot \text{MPa}} \right) = 0.528$$

$$V_{Rd.max} := \min \left(0.4 \cdot \nu \cdot f_{cd}, 1.6 \cdot V_{Rd.c} \cdot \frac{u_1}{(\beta \cdot u_0)} \right) = 2.899 \text{ MPa}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd.max}} = 0.837 \quad - \text{ den maksimale gjennomlokkingskapasiteten er tilstrekkelig}$$

Finner så et ytre kontrollsnitt hvor skjærarmring ikke er nødvendig:

$$u_{out} := \beta \cdot \frac{V_{Ed.midtS}}{(V_{Rd.c} \cdot d_{eff})} = 5205 \text{ mm}$$

$$l_{out} := \frac{(u_{out} - 4 \cdot b_{søyle})}{2 \cdot \pi} = 637 \text{ mm} \quad - \text{ avstand fra søyleliv til } u_{out}$$

$$l_s := l_{out} - d_{eff} = 377 \text{ mm} \quad - \text{ skjærarmring kan utelates i denne avstanden fra søyleliv}$$

Nødvendig skjærarmring beregnes:

$$s_{r.max} := 0.75 \cdot d_{eff} = 195 \text{ mm} \quad - \text{ max radiell senteravstand mellom skjærarmringensenheter}$$

$$f_{ywd.eff} := \left(250 + 0.25 \cdot \frac{d_{eff}}{\text{mm}} \right) \text{ MPa} = 315 \text{ MPa} \quad - \text{ effektiv dimensjonerende fasthet av skjærarmringen ved konsentrerte laster}$$

$$A_{sw} := (V_{Ed1} - 0) \cdot s_{r.max} \cdot \frac{u_1}{1.5 \cdot f_{ywd.eff}} = 1202.3 \text{ mm}^2$$

A.4 Bruksgrensetilstand

Nedbøyningsberegninger

For nedbøyningsberegningene som er utført for det slakkarmerte flatdekke vil effekten fra kryp og svinn først beregnes før nedbøyningen for det valgte eksempelet ka bli funnet:

Kryp

Beregninger for kryp følger beregningsmetodikk fra NS-EN 1992-1-1 med de valgte parameterne fra beregningseksempelet. Effekt fra kryp vil ha en innvirkning på betongens langtid E-modul og dermed ha en innvirkning på nedbøyningsberegningene.

$RH := 40$	Relative luftfuktigheten i omgivelsene i prosent
$RH_0 := 100$	
$E_{cm} := 33000 \text{ MPa}$	Sekantmodul, elastisitetsmodul for betong
$h_0 := 300 \text{ mm}$	Effektive tverrsnittstykkelse
$t_0 := 28$	Betongens alder i døgn ved belastning
$t := 20000$	Betongens alder i døgn på det betraktete tidspunktet
$f_{cm} := 38 \text{ MPa}$	Middelverdien av betongens sylindertykkfasthet
$f_{cmo} := 10 \text{ MPa}$	
$\alpha_{ds1} := 3$	Koeffisient som avhenger av typen sement
$\alpha_{ds2} := 0.13$	Koeffisient som avhenger av typen sement
$\alpha_1 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.9441$	Faktor som tar hensyn til betongfastheten
$\alpha_2 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.9837$	Faktor som tar hensyn til betongfastheten

$$\alpha_3 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.9597$$

Faktor som tar hensyn til betongfastheten

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{\left(1 - \frac{RH}{100} \right)}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0 \cdot \frac{1}{\text{mm}}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.816$$

Faktor som tar hensyn til virkningen av relativ fuktighet

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt[2]{f_{cm} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}} = 2.73$$

Faktor som tar hensyn til virkningen av betongfastheten på det normerte kryptallet

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

Faktor som tar hensyn til virkningen på det normerte kryptallet av betongens alder ved pålastning

$$\beta_h := 1.5 \cdot \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot h_0 \cdot \frac{1}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3 = 689.9$$

Faktor som avhenger av relativ fuktighet og konstruksjonsdelens effektive tverrsnittshøyde

$$\beta_c := \left(\frac{(t - t_0)}{\beta_h + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.99$$

Faktor som skal beskrive kryptutviklingen

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} = 2.42$$

Normerte kryptallet

$$\varphi := \varphi_0 \cdot \beta_c = 2.39$$

Kryptallet

$$E_{c,lang} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 9726 \text{ MPa}$$

Langtids E-modul

Svinn

Effekt fra svinn vil gi betongtverrsnittet en krumning som igjen vil gi et tillegg i nedbøyning for flatdekke. Nedbøyningsbidraget fra svinn beregnes etter metodikk fra ny Eurokode prEN 1992-1-1.

$$t := 20000$$

Betongens alder i døgn på det betraktede tidspunktet

$$t_s := 28$$

Betongens alder i døgn ved belastning

$$h_0 := 300 \text{ mm}$$

Effektive tverrsnittstykkelse

$$RH := 40$$

Relative luftfuktigheten i omgivelsene i prosent

$$RH_0 := 100$$

$$d := 260 \text{ mm}$$

Avstand fra senter armering til overkant dekke

$$f_{cm} := 38 \text{ MPa}$$

Middelverdien av betongens sylindertykkfasthet

$$\beta_{ds} := \left(\frac{(t - t_s)}{\left(\left(0.035 \cdot \left(h_0 \cdot \frac{1}{\text{mm}} \right)^2 + (t - t_s) \right) \right)} \right)^{0.5} = 0.93$$

Faktor som tar hensyn tid

$$RH_{eq} := \min \left(99 \cdot \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.1}, 99 \right) = 98.19$$

$$\beta_{RH} := -1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_{eq}} \right)^3 \right) = -1.45$$

$$\beta_{bs} := 1 - \exp \left(-0.2 \cdot \sqrt{t} \right) = 1$$

Sementklasse CS:

$$\alpha_{bs} := 800$$

$$\alpha_{ds} := 3$$

$$\varepsilon_{c.ds,fc m} := (220 + 110 \cdot \alpha_{ds}) \cdot \exp\left(-0.012 \cdot f_{cm} \cdot \frac{1}{\mathbf{MPa}}\right) \cdot 10^{-6} = 3.49 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{c.bs,fc m} := -\alpha_{bs} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{60 \mathbf{MPa} + f_{cm}}\right)^{2.5} \cdot 10^{-6} = -7.49 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{c.ds} := \beta_{ds} \cdot \beta_{RH} \cdot \varepsilon_{c.ds,fc m} = -4.68 \cdot 10^{-4}$$

Tørkningsvinnkoeffisient

$$\varepsilon_{c.bs} := \beta_{bs} \cdot \varepsilon_{c.bs,fc m} = -7.49 \cdot 10^{-5}$$

Grunnleggende svinnkoeffisient

$$\varepsilon_{cs} := |\varepsilon_{c.ds} + \varepsilon_{c.bs}| = 5.43 \cdot 10^{-4}$$

Total svinn

$$\kappa := \frac{\varepsilon_{cs}}{d} = (2.09 \cdot 10^{-6}) \frac{1}{\mathbf{mm}}$$

Krumning

Dette git følgende tillegg i nedbøyning fra svinn for både x- og y-retning:

$$\Delta_{svinn.x} := 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \kappa \cdot \frac{L_x}{8} \cdot \frac{L_x}{4}\right) + 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \kappa \cdot \left(\frac{L_x}{8} + \frac{L_x}{4}\right)\right) \cdot \frac{L_x}{4} = 6.8 \mathbf{mm}$$

$$\Delta_{svinn.y} := 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \kappa \cdot \frac{L_y}{8} \cdot \frac{L_y}{4}\right) + 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \kappa \cdot \left(\frac{L_y}{8} + \frac{L_y}{4}\right)\right) \cdot \frac{L_y}{4} = 6.8 \mathbf{mm}$$

Videre blir de dimensjonerende lastene skalert fra bruddgrensetilstanden til bruksgrensetilstand:

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

Karakteristisk egenlast

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

Karakteristisk nyttelast

$$t := 0.3 \text{ m}$$

Tverrsnittstykkelse

$$\psi := 0.3$$

Kvasi-faktor

$$\delta := \frac{G \cdot t + P \cdot \psi}{G \cdot t \cdot \gamma_G + P \cdot \gamma_P} = 0.62$$

Skaleringsfaktor

Stripe over søyle i x-retning:

$$m_{1,x} := 1.8 \cdot m_{xs} \cdot \delta = -86.3 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Momentverdi i stripe 1

$$m_{2,x} := 1.2 \cdot m_{xs} \cdot \delta = -57.5 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Momentverdi i stripe 2

$$m_{3,x} := 0.5 \cdot m_{xs} \cdot \delta = -24 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Momentverdi i stripe 3

Stripe over søyle i y-retning:

$$m_{1,y} := 1.8 \cdot m_{ys} \cdot \delta = -86.3 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Momentverdi i stripe 1

$$m_{2,y} := 1.2 \cdot m_{ys} \cdot \delta = -57.5 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Momentverdi i stripe 2

$$m_{3,y} := 0.5 \cdot m_{ys} \cdot \delta = -24 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Momentverdi i stripe 3

Til slutt blir bøyestivheten for støtte 2, støtte 3 og for felt 2 beregnet. For den slakkarmerte flatdekkeløsningen vil denne bøyestivheten ligge et sted mellom bøyestivheten for Stadium I og Stadium II. For å beregne denne bøyestivheten blir tension stiffening inkludert for nedbøyningsberegningene.

$$h := 300 \text{ mm}$$

Høyde på tverrsnittet

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

Bredde

$$E_s := 210000 \text{ MPa}$$

E-modul for slakkarmering

$$\eta := \frac{E_s}{E_{c.lanq}} = 21.59$$

$$A_c := 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}} \cdot h = (3 \cdot 10^5) \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Betongareal

Stadium 1:

$$\alpha d := \frac{A_c \cdot 0.5 \cdot h + \eta \cdot A_{s_x} \cdot dx}{A_c + \eta \cdot A_{s_x}} = 160.0606 \text{ mm}$$

$$I_{cl} := b \cdot \frac{h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\alpha d - \frac{h}{2} \right)^2 = (2.28 \cdot 10^9) \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{sl} := A_{s_x} \cdot (dx - \alpha d)^2 = (1.54 \cdot 10^7) \frac{\text{mm}^4}{\text{m}}$$

$$EI_1 := E_{c.lanq} \cdot I_{cl} + E_s \cdot I_{sl} = (2.54 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Stivhet over støtte 2 for stadium 1

Stadium 2:

$$\eta := \frac{E_s}{E_{c.lanq}} = 21.5915$$

$$\rho := \frac{A_{s_x}}{b \cdot dx} = 0.0047$$

$$\alpha := \sqrt{\eta \cdot \rho^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho = 0.35$$

$$I_c := \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot b \cdot dx^3 = (1.06 \cdot 10^9) \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{mm}^4$$

$$EI_2 := E_{c.lang} \cdot I_c = (1.03 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Stivhet over støtte 2 for stadium 2

Tension stiffening:

$$M_{cr} := \frac{I_{cl} + \eta \cdot I_{st}}{h - \alpha d} \cdot f_{ctm} = 54.1329 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Moment for stadium 1

$$M := (-m_{1.x}) = 86.3 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Momentverdi for stadium 2

$$\beta := 0.5$$

Koeffisient for langvarig last

$$\xi := 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2 = 0.803$$

Fordelingskoeffisient

$$EI_{s,2} := EI_2 \cdot \xi + (1 - \xi) \cdot EI_1 = (1.33 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Stivhet over støtte 2

Nedbøyning i felt 2:

$$EI_{s,3} := 1.30 \cdot 10^{13} \text{ N} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Stivhet over støtte 3 (Hentet fra Excel).

$$EI_{f,2} := 1.33 \cdot 10^{13} \text{ N} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Stivhet i felt 2 (Hentet fra Excel).

$$L_{s,2} := 0.6375 \text{ m}$$

$$L_{s,3} := 0.6375 \text{ m}$$

$$L_{f,2} := 5.9250 \text{ m}$$

$$L_{tot} := 7.2 \text{ m}$$

Gjennomsnittlig stivhet:

$$EI_{gjennom} := \frac{EI_{s,2} \cdot L_{s,2} + EI_{s,3} \cdot L_{s,3} + EI_{f,2} \cdot L_{f,2}}{L_{tot}} = (1.33 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Permanente laster:

$$\mu := \frac{q_{egen.x} \cdot t_1}{q_{egen.x} \cdot t_1 + q_{nytte.x} \cdot p_1} = 0.6485$$

Skaleringsfaktor for permanente laster

Moment over støtte:

$$m_{1,permanent} := m_{1,x} \cdot \mu = -55.96 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$m_{1,variable} := m_{1,x} \cdot (1 - \mu) = -30.33 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Moment over felt:

$$m_{2,permanent} := 27.31 \frac{kN \cdot m}{m} \quad \text{Hentet fra Excel}$$

$$m_{2,variable} := 17.97 \frac{kN \cdot m}{m} \quad \text{Hentet fra Excel}$$

Enhetslastmetoden og hurtigintegrasjon blir benyttet for å finne nedbøyningen i felt 2:

$$m_{f,permanent} := |m_{1,permanent}| + m_{2,permanent} = 83.2748 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$M_{s,permanent} := m_{1,permanent} = -5.5965 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$m_{f,variable} := |m_{1,variable}| + m_{2,variable} = 48.3039 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$M_{s,variable} := m_{1,variable} = -3.0334 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$m_{virt} := 1800 \text{ mm}$$

Permanent nedbøyning i x-retning:

$$\Delta_{xs,permanent} := \left(\frac{5}{12} \cdot m_{f,permanent} \cdot m_{virt} \cdot L_y + \frac{1}{2} \cdot M_{s,permanent} \cdot m_{virt} \cdot L_y \right) \cdot \frac{1}{EI_{gjennom}} = 6.56 \text{ mm}$$

Variable nedbøyning i x-retning:

$$\Delta_{xs,variable} := \left(\frac{5}{12} \cdot m_{f,variable} \cdot m_{virt} \cdot L_y + \frac{1}{2} \cdot M_{s,variable} \cdot m_{virt} \cdot L_y \right) \cdot \frac{1}{EI_{gjennom}} = 4.84 \text{ mm}$$

Permanent nedbøyning i y-retning:

$$\Delta_{ys.permanent} := 6.27 \text{ mm}$$

Variable nedbøyning i y-retning:

$$\Delta_{ys.variable} := 4.66 \text{ mm}$$

Total nedbøyning:

$$\Delta_{tot} := \Delta_{svinn.x} + \Delta_{svinn.y} + \Delta_{xs.permanent} + \Delta_{ys.permanent} + \Delta_{xs.variable} + \Delta_{ys.variable} = 35.87 \text{ mm}$$

Tillatt overhøyde blir beregnet på bakgrunn av følgende krav:

$$\Delta_{opp} := \min \left(\Delta_{xs.permanent} + \Delta_{ys.permanent}, \frac{L_x}{300} \right) = 12.83 \text{ mm}$$

Tillatt nedbøyning etter krav i NS-EN 1992-1-1:

$$\Delta_{tillatt} := \min \left(\frac{L_x}{250}, \frac{L_y}{250} \right) = 28.8 \text{ mm}$$

Nedbøyning med oppbøyning:

$$\Delta := \Delta_{tot} - \Delta_{opp} = 23.04 \text{ mm}$$

For det valgte eksemplet er altså nedbøyningskravet i orden.

B Beregningseksempel for spennarmert flatdekkeløsning

B.1 Materialdata

Verdier og parametre for spennarmeringsberegninger

Enkelte verdier er hentet fra det valgte eksempelet som blir benyttet som utgangspunkt for alle beregninger av spennkraften og de ulike tapene.

Spennstål:

$$f_{pk} := 1800 \frac{N}{mm^2} \quad - \text{ Bruddfasthet}$$

$$f_{p0.1k} := 1650 \frac{N}{mm^2} \quad - 0,1\% \text{ strekkgrense}$$

$$\Delta\sigma_p := 100 \text{ MPa} \quad - \text{ Økning i spenning fra den effektive forspenningen til spenning i bruddgrensetilstanden}$$

$$A_p := 1500 \text{ mm}^2 \quad - \text{ Areal av spennarmering per meter bredde}$$

$$E_p := 195000 \text{ MPa} \quad - \text{ Elastisitetsmodul}$$

$$k_1 := 0.8 \quad - \text{ Faktorer for beregning av spennkrefter}$$

$$k_2 := 0.9$$

$$k_3 := 0.95$$

$$k_7 := 0.75$$

$$k_8 := 0.85$$

$$\sigma_{pm0} := \min(k_7 \cdot f_{pk}, k_8 \cdot f_{p0.1k}) = 1350 \text{ MPa} \quad - \text{ Spenningen i spennkabelen umiddelbart etter oppspenning}$$

$$\sigma_{p,max} := \min(k_1 \cdot f_{pk}, k_2 \cdot f_{p0.1k}) = 1440 \text{ MPa} \quad - \text{ Største spenning påført spennkabelen}$$

Betongverrsnitt:

$$h := 300 \text{ mm} \quad - \text{ Tverrsnittshøyde}$$

$$A_c := 1000 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm} = 300000 \text{ mm}^2 \quad - \text{ Areal av betongverrsnitt per meter}$$

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

- Karakteristisk trykkfasthet

$$f_{cd} := 19.8 \text{ MPa}$$

- Dimensjonerende trykkfasthet

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

- Middelerdi av betongtrykkfastheten etter 28 døgn

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

- Midlere Elastisitetsmodul

$$f_{ctm} := 3.2 \text{ MPa}$$

- Strekkfasthet

$$L_x := 10 \text{ m}$$

- Spennvidde x-retning

$$L_y := 8 \text{ m}$$

- Spennvidde y-retning

$$\gamma_c := 1.5$$

- Materialfaktor betong

Slakkarmering:

$$A_s := 449.3 \text{ mm}^2$$

- Minimumsarmering for valgt eksempel

$$f_{yd} := 434 \text{ MPa}$$

- Karakteristisk flytegrense

$$E_s := 210000 \text{ MPa}$$

- Elastisitetsmodul

$$\gamma_s := 1.15$$

- Materialfaktor slakkarmering

B.2 Spennkraft og ulike tapseffekter

Spennkraft

Spennkraften som påføres en spennkabel beregnes etter NS-EN 1992-1-1 punkt 5.10.2. Denne kraften skal ikke overskride,

$$P_{max} := A_P \cdot \sigma_{p,max} = 2160 \text{ kN}$$

Dersom kraften i jekken kan økes med en nøyaktighet på 5% av den endelige verdien til forspenningskraften, er det tillatt å øke P_{max} til:

$$P_{max2} := A_P \cdot k_3 \cdot f_{p0.1k} = 2351.25 \text{ kN}$$

Etter punkt 5.10.3 finnes verdien av den initielle forspenningskraften, $P_{m0}(x)$, ved at de umiddelbare tapene, $\Delta P_i(x)$, trekkes fra oppspenningskraften, P_{max} . Denne verdien bør ikke overskride verdien:

$$P_{m0} := A_P \cdot \sigma_{pm0} = 2025 \text{ kN}$$

Tap på grunn av friksjon etter NS-EN 1992-1-1 punkt 5.10.5.2

Friksjonstapet er beregnet med tallverdier fra valgt eksempel for kabelføring for å finne en forenklet samlet tapsverdi som blir benyttet videre i oppgaven.

$$P_{max} = 2160 \text{ kN}$$

$\mu := 0.19$ - friksjonskoeffisient mellom spennkabelen og kabelkanalen

$\theta := 0.2752$ - summen av vinkelendringene over en avstand x

$k := 0.01$ - utilsiktet vinkelendring for innvendige spennkabler (per lengdeenhet)

$x := 10$ - avstanden langs spennkabelen fra punktet der forspenningskraften er lik P_{max}

$$\Delta P_\mu := P_{max} \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (\theta + k \cdot x)}) = 148.622 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu} = 148.622 \text{ kN}$$

Forspeningskraft etter friksjonstap blir da:

$$P := P_{max} - \Delta P_{\mu} = 2011 \text{ kN}$$

$$\Delta \sigma_{\mu} := \frac{\Delta P_{\mu}}{A_P} = 99.081 \text{ MPa}$$

$$\Delta \varepsilon_{\mu} := \frac{\Delta \sigma_{\mu}}{E_p} = 5.081 \cdot 10^{-4}$$

Tap fra relaksasjon av spennstål

Relaksasjonstapet beregnes etter NS-EN 1992-1-1 punkt 3.3.2 (7), og det er valgt å benytte beregningsgrunnlag for klasse 2 - lav relaksasjon.

$$\sigma_{pi} := \sigma_{pm0} = 1350 \text{ MPa} \quad \text{- for etteroppspent løsning}$$

$$\rho_{1000} := 2.5 \quad \text{- klasse 2 - lav relaksasjon}$$

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

$$t_r := 500000 \quad \text{- tid etter oppspenning (i timer)}$$

Relaksasjonstapet:

$$\Delta \sigma_{pr} := \left(0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t_r}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1 - \mu)} \cdot 10^{-5} \right) \cdot \sigma_{pi} = 65.756 \text{ MPa}$$

Prosentvis tap av kraft i spennarmering på grunn av relaksasjon i spennstålet:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{p.max}} \cdot 100 = 4.6$$

Tap fra kryp og svinn

Tapseffekt fra svinn og kryp beregnes med utgangspunkt i at det i denne oppgaven sees på uinjiserte kabler, det vil si uten heft mellom betongen og spennarmeringen.

Kryp:

$\phi := 2.13$ benytter samme kryptall som tidligere regnet fra den slakkarmerte flatdekkelsesningen med samme tykkelse og betongkvalitet.

$$E_{cl} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi} = 10863 \text{ MPa}$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cl}} = 17.951$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_s = 307616.296 \text{ mm}^2 \quad - \text{ transformert tverrsnitt}$$

$$\Delta L_{creep} := \left(\frac{P}{E_{cl} \cdot A_t} - \frac{P}{E_{cm} \cdot A_t} \right) \cdot L_x = 4.096 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{creep} := \frac{\Delta L_{creep}}{L_x} = 4.096 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{cpL} := \varepsilon_{creep} \cdot E_p = 79.877 \text{ MPa} \quad - \text{ spenningsendring grunnet kryp}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{cpL}}{\sigma_{p,max}} \cdot 100 = 5.547$$

Svinn:

$RH := 40$ - relativ luftfuktighet i omgivelsene

$t_s := 28$ - betongens alder i døgn ved belastning

$t := 20000$ - betongens alder i døgn på det betraktede tidspunktet

$h_n := 300$ - tverrsnittstykkelse

$\alpha_{NDP,b} := 1$

$\alpha_{NDP,d} := 1$

Bruk av sementklasse CS gir følgende verdier:

$\alpha_{bs} := 800$

$\alpha_{ds} := 3$

$$\varepsilon_{c_{ds},f_{cm}} := (220 + 110 \cdot \alpha_{ds}) \cdot e^{\left(-0.012 \frac{f_{cm}}{\text{MPa}}\right)} \cdot 10^{-6} = 3.283 \cdot 10^{-4}$$

$$RH_{eq} := \min \left(99 \cdot \left(\frac{35}{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}} \right)^{0.1}, 99 \right) = 96.983$$

$$\beta_{RH} := -1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_{eq}} \right)^3 \right) = -1.441$$

$$\beta_{ds} := \left(\frac{t - t_s}{0.035 \cdot h_n^2 + (t - t_s)} \right)^{0.5} = 0.929$$

$$\beta_{bs,t} := 1 - e^{(-0.2 \cdot \sqrt{t})} = 1$$

$$\varepsilon_{cbs.fcm} := -\alpha_{bs} \cdot \left(\frac{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}{60 + \frac{f_{cm}}{\text{MPa}}} \right)^{2.5} \cdot 10^{-6} = -9.009 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{cbs} := \varepsilon_{cbs.fcm} \cdot \beta_{RH} \cdot \beta_{ds} \cdot \alpha_{NDP.d} = -4.397 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{cbs} := \varepsilon_{cbs.fcm} \cdot \beta_{bs,t} \cdot \alpha_{NDP.b} = -9.009 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cbs} + \varepsilon_{cbs} = -5.298 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_s := \varepsilon_{cs} \cdot E_p = -103.318 \text{ MPa} \quad - \text{ spenningsendring grunnet svinn}$$

Dette gir et totalt tap i spennkraft fra de ulike langtids tapseffektene lik:

$$\Delta P_{lang} := (\Delta\sigma_{pr} + \Delta\sigma_{cpL} - \Delta\sigma_s) \cdot A_p = 373.426 \text{ kN}$$

Det totale spennkraften fratrukket de ulike tapseffektene blir da:

$$P_{tot} := P_{max} - \Delta P_{lang} - \Delta P_{\mu} = 1638 \text{ kN}$$

Prosentvis tap fra alle tapseffekter som blir benyttet som utgangspunkt for videre regning i excel og parameterstudie videre:

$$\Delta_{tap} := \frac{\Delta P_{lang} + \Delta P_{\mu}}{P_{max}} \cdot 100 = 24.2$$

Tøyningstap som blir benyttet som utgangspunkt for momentberegninger i bruddgrensetilstand:

$$\Delta\varepsilon := \Delta\varepsilon_{\mu} + \varepsilon_{creep} - \varepsilon_{cs} = 0.001448$$

B.3 Momentkapazität

Karakteristiske laster for bruddgrensetilstanden:

$$g := 25 \frac{kN}{m^3} \quad - \text{ karakteristisk egenlast}$$

$$p := 3 \frac{kN}{m^2} \quad - \text{ karakteristisk nyttelast}$$

Momentkapasitet for spenntau jevnt fordelt (x-retning)

Momentkapasiteten til den spennarmerte flatdekkeløsningen beregnes per meter i bredden for retningen hvor spennarmeringen ligger jevnt fordelt.

$$\varnothing_{20} := 20 \text{ mm}$$

$$c_{nom} := \varnothing_{20} + 10 \text{ mm} = 30 \text{ mm}$$

$$c_{nom.P} := 35 \text{ mm}$$

$$d_s := h - c_{nom} - \frac{\varnothing_{20}}{2} = 260 \text{ mm}$$

$$d_p := h - c_{nom} - \varnothing_{20} = 250 \text{ mm}$$

- Forenkling da spennarmeringsmengden endrer seg

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

- beregner kapasiteten per meter

$$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{p,max}}{E_p} = 0.00738$$

- tøyning i spennarmering før de ulike tapseffektene er trukket fra

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon = 0.00596$$

$$S_p := A_p \cdot (E_p \cdot \varepsilon'_{p0} + \Delta\sigma_p) \cdot \frac{1}{\gamma_s} = 1646 \text{ kN}$$

$$S_d := f_{yd} \cdot A_s = 187.766 \text{ kN}$$

$$d_{mean} := \frac{S_d \cdot d_s + S_p \cdot d_p}{S_d + S_p} = 251 \text{ mm}$$

$$T_c := S_d + S_p = 1834 \text{ kN}$$

$$\alpha := \frac{f_{yd} \cdot A_s + S_p}{0.8 \cdot d_{mean} \cdot b \cdot f_{cd}} = 0.4612$$

Momentkapasiteten blir da:

$$M_{Rd} := 0.8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_{mean}^2 \cdot \frac{1}{m} = 375.4 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

Momentkapasiteten M_{Rd} i dette eksempelet benytter minimumsarmering $A_{s,min}$, mens det for optimaliseringsberegningene vil regnes med ulike armeringsmengder for de ulike snittene som vurderes.

De dimensjonerende momentverdiene for de ulike feltene og støttene blir funnet fra excel-regneark og er basert på tabellerte verdier for 4-spenns system. For de ulike feltene og støttene i x-retningen vil de være:

$$M_{Ed.felt1x} := 113 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed.felt2x} := 68.8 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed.støtte2x} := -148.6 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed.støtte3x} := -112.5 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Bidrag fra tvangsmoment:

Bidraget fra tvangsmomentet beregnes ved hjelp av analyseringsprogrammet ROBOT og er for det gitte eksempelet funnet til å være:

$$M_{T.felt1} := 4.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T.støtte2} := 16.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T.felt2} := 15.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T.støtte3} := 15.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ettersom momentkapasiteten i x-retning vil være den samme for alle disse snittene er kapasiteten for dette eksempelet god nok. Tvangsmomentet vil forøvrigt virke gunstig for momentkapasiteten over støttene og ugunstig for kapasiteten i feltene.

Momentkapasitet for spenntau som ligger samlet over søylestripe (y-retning):

For søylestripen med konsentrert samlet spenntauløsning vil beregningene bli noe annerledes da spennarmeringen ligger samlet over søylestripen. Dette medfører at momentberegningene gjøres for absoluttverdier og ikke per meter som for x-retningen.

$$b_y := \frac{L_x}{2} = 5 \text{ m}$$

$$A_{Py} := A_P \cdot \frac{b_y}{m} = (7.5 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{p.max}}{E_p} = 0.00738$$

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon = 0.00596$$

$$S_p := A_{Py} \cdot (E_p \cdot \varepsilon'_{p0} + \Delta\sigma_p) \cdot \frac{1}{\gamma_s} = 8231 \text{ kN}$$

$$S_d := f_{yd} \cdot A_s \cdot b_y \cdot \frac{1}{m} = 938.829 \text{ kN}$$

$$d_{mean} := \frac{S_d \cdot d_s + S_p \cdot d_p}{S_d + S_p} = 251 \text{ mm}$$

$$T_c := S_d + S_p = 9170 \text{ kN}$$

$$\alpha := \frac{f_{yd} \cdot A_s + S_p}{0.8 \cdot d_{mean} \cdot b_y \cdot f_{cd}} = 0.423$$

Momentkapasiteten i y-retning blir da:

$$M_{Rd} := 0.8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot f_{cd} \cdot b_y \cdot d_{mean}^2 \cdot \frac{1}{m} = 1755 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

Som for momentkapasitet i x-retning, vil også slakkarmeringsmengden i y-retning være en parameter i optimaliseringsberegningene som brukes for å oppnå høyere utnyttelsesgrad sammen med spennarmeringen. For dette eksempelet beregnes momentkapasiteten for minimumsarmering $A_{s,min}$.

Dimensjonerende moment for de ulike feltene og støttene i y-retning blir beregnet for hele bredden av stripen:

$$M_{Ed.felt1y} := 722.9 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Ed.felt2y} := 440.4 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Ed.støtte2y} := -951.3 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Ed.støtte3y} := -720 \text{ kN} \cdot m$$

Bidrag fra tvangsmoment:

Bidraget fra tvangsmomentet beregnes ved hjelp av analyseringsprogrammet ROBOT og er for det gitte eksempelet funnet til å være:

$$M_{T.felt1} := 22.5 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{T.støtte2} := 82.5 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{T.felt2} := 77.5 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{T.støtte3} := 77.5 \text{ kN} \cdot m$$

Det valgte eksemplet vil ha tilstrekkelig momentkapasitet for de dimensjonerende momenkreftene i y-retningen også.

B.4 Skjærkraftkapasitet

Skjærkraftkapasitet

Skjærkraftkapasiteten beregnes på samme måte som for den slakkarmerte løsningen, hvor det er gjennomløkking rundt søylene som vil være kritisk. For den spennarmerte løsningen vil kapasiteten økes med et bidrag fra spennarmeringen i form av trykkrefter i betongen på grunn av spennarmeringen.

Beregningene følger NS-EN 1992-1-1 punkt 6.4.4 og 6.4.5

$$b_{søyle} := 300 \text{ mm} \qquad c_1 := b_{søyle} \qquad c_2 := b_{søyle}$$

$$k_1 := 0.1 \qquad t := h$$

$$d := d_{mean} = 239 \text{ mm}$$

$$u_1 := 4 \cdot \pi \cdot d + 2 \cdot c_1 + 2 \cdot c_2 = 4203.4 \text{ mm} \qquad - \text{ kritisk snitt}$$

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_{slakk}}}, 2.0 \right) = 1.861$$

$$\rho_{ly} := \frac{A_s}{b \cdot d_{slakk}} = 0.002$$

$$\rho_{lx} := \frac{A_s}{b \cdot d_{slakk}} = 0.002$$

$$\rho_l := \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lx}} = 0.002$$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 7.427 \text{ MPa}$$

$$C_{Rd,c} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{2}{3}} \cdot \frac{f_{ck}^{\frac{1}{2}}}{\frac{1}{m^2 \cdot s} \cdot \frac{1}{kg^2}} = 0.000313 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd.c1} := C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \text{MPa} + k_1 \cdot \sigma_{cp} = 1.144 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd.c2} := v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} = 0.743 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd.c} := \max(V_{Rd.c1}, V_{Rd.c2}) = 1.144 \text{ MPa}$$

$$V_{Ed.midtS} := (1.1 \cdot L_y) \cdot (1.1 \cdot L_x) \cdot p + (1.1 \cdot L_y) \cdot (1.1 \cdot L_x) \cdot g \cdot t = 1016 \text{ kN}$$

Med følgende β -verdier:

$$\beta_{midt} := 1.15$$

$$\beta_{hjørne} := 1.5$$

$$\beta_{kant} := 1.4$$

$$\beta := \beta_{midt} \quad \text{- for dette eksempelet}$$

$$V_{Ed1} := \beta \cdot \frac{V_{Ed.midtS}}{u_1 \cdot d} = 1.164 \text{ MPa}$$

$$\frac{V_{Ed1}}{V_{Rd.c}} = 1.017$$

Ettersom kapasiteten ikke er god nok uten skjærarmoring, beregnes kapasitetet etter punkt 6.4.5 med beregningsmessig behov for skjærarmoring:

Skjærkraften ved kant av søyle er begrenset til:

$$V_{Ed} := \frac{\beta \cdot V_{Ed.midtS}}{u_0 \cdot d} \leq V_{Rd.max}$$

Hvor:

$$u_{0.midt} := b_{søyle} \cdot 4 = 1200 \text{ mm} \quad - \text{ for midtsøyle}$$

$$u_{0.kant} := \min(c_2 + 3 \cdot d_{mean}, c_2 + 2 \cdot c_1) = 900 \text{ mm} \quad - \text{ for kantsøyle}$$

$$u_{0.hjørne} := \min(3 \cdot d_{mean}, c_1 + c_2) = 600 \text{ mm} \quad - \text{ for hjørnesøyle}$$

$$u_0 := u_{0.midt} \quad - \text{ Valgt for dette eksempelet}$$

$$V_{Ed} := \frac{\beta \cdot V_{Ed.midtS}}{u_0 \cdot d_{mean}} = 4.076 \text{ MPa}$$

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \cdot \text{MPa}} \right) = 0.516$$

$$V_{Rd,max} := \min \left(0.4 \cdot \nu \cdot f_{cd}, 1.6 \cdot V_{Rd.c} \cdot \frac{u_1}{(\beta \cdot u_0)} \right) = 4.087 \text{ MPa}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = 0.997 \quad - \text{ OK for dette eksempelet}$$

Finner så et ytre kontrollsnitt hvor skjærarmering ikke er nødvendig:

$$u_{out} := \beta \cdot \frac{V_{Ed.midtS}}{(V_{Rd.c} \cdot d_{mean})} = 4274 \text{ mm}$$

$$l_{out} := \frac{(u_{out} - 4 \cdot b_{søyle})}{2 \cdot \pi} = 489 \text{ mm} \quad - \text{ avstand fra søyleliv til } u_{out}$$

$$l_s := l_{out} - d_{mean} = 250 \text{ mm} \quad - \text{ skjærarmering kan utelates i denne avstanden fra søyleliv}$$

Nødvendig skjærarmering beregnes:

$$s_{r.max} := 0.75 \cdot d_{mean} = 179.25 \text{ mm}$$

- max radiell senteravstand mellom skjærarmeringsenheter

$$f_{ywd.eff} := \left(250 + 0.25 \cdot \frac{d_{mean}}{\text{mm}} \right) \text{ MPa} = 309.75 \text{ MPa}$$

- effektiv dimensjonerende fasthet av skjærarmeringen ved konsentrerte laster

Til slutt blir nødvendig skjærarmering beregnet:

$$A_{sw} := (V_{Ed1} - 0) \cdot s_{r.max} \cdot \frac{u_1}{1.5 \cdot f_{ywd.eff}} = 1886.8 \text{ mm}^2$$

B.5 Oppspenningstilstand

Kontroll av oppspenningstilstand over felt 2

$t := 7$	- betongens alder ved oppspenning
$s := 0.2$	- koeffisient som avhenger av sementtypen
$\alpha_{cc} := 0.85$	- etter NA.3.6.1
$e_p := \frac{h}{2} - 75 \text{ mm} = 75 \text{ mm}$	- eksentrisitet ift. midtaksen for spennarmeringen
$e_s := \frac{h}{2} - c_{nom} - \frac{\varnothing_{20}}{2} = 120 \text{ mm}$	- eksentrisitet ift. midtaksen for slakkarmering
$d_{slakk} := h - c_{nom} - \frac{\varnothing_{20}}{2} = 270 \text{ mm}$	

Beregner først dimensjonerende trykkfasthet for betongen etter 7 døgn for den valgte betongkvaliteten:

$$\beta_{cc} := \exp \left(s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right) \right) = 0.819$$

- Koeffisient som avhenger av betongens alder t

$$f_{cm7} := \beta_{cc} \cdot f_{cm} = 35.205 \text{ MPa}$$

- Middelerdi av betongtrykkfastheten ved en alder t=7

$$f_{ck7} := f_{cm7} - 8 \text{ MPa} = 27.205 \text{ MPa}$$

- Betongens trykkfasthet ved en alder t=7

$$f_{cd7} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck7}}{\gamma_c} = 15.416 \text{ MPa}$$

- Dimensjonerende trykkfasthet ved en alder t=7

Initiell spennkraft:

$$P_0 := A_P \cdot \sigma_{pm0} = 2025 \text{ kN}$$

- Spennkraft per meter i bredden

Moment fra egenlast:

$$M_g := 260.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Hentet fra beregninger i Excel

$$M_{g2} := \frac{M_g}{L_y} \cdot \text{m} = 32.58 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Moment per meter

Dimensjonerende ytre aksialkraft:

$$N_{Ed} := \gamma_p \cdot P_0 = 2228 \text{ kN}$$

Dimensjonerende moment ift. midtaksen

$$M_{Ed} := N_{Ed} \cdot e_p - M_{g2} = 134.483 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tøyningstilstand 1 - rent trykk

$$\varepsilon_{c1} := 1.75 \cdot 10^{-3}$$

- Betongtøyning

$$\varepsilon_s := \varepsilon_{c1}$$

- Tøyning i armeringstål

$$T_{c1} := f_{cd7} \cdot b \cdot h = 4625 \text{ kN}$$

- Trykkraft fra betongen

$$T_s := \varepsilon_s \cdot E_s \cdot A_s = 165 \text{ kN}$$

- Kraft for slakkarmering topp

$$N_1 := T_{c1} + T_s = 4790 \text{ kN}$$

$$M_1 := T_s \cdot e_s = 19.814 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tøyningstilstand 2: balansepunkt

$$\varepsilon_{c2} := 3.5 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{s2} := 2.17 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_2 := \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{c2} + \varepsilon_{s2}} = 0.617$$

$$\alpha_2 \cdot d_{slakk} = 166.667 \text{ mm}$$

$$T_{c2} := 0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d_{slakk} \cdot b \cdot f_{cd7} = 2055.52 \text{ kN}$$

$$S_2 := f_{yd} \cdot A_s = 194.996 \text{ kN}$$

- Indre motstand i slakkarmering

$$N_2 := T_{c2} - S_2 = 1861 \text{ kN}$$

$$M_2 := T_{c2} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot \alpha_2 \cdot d_{slakk}) + S_2 \cdot e_s = 194.693 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tøyningstilstand 3

$$\varepsilon_{c3} := 3.5 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{s3} := 15 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_3 := \frac{\varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{c3} + \varepsilon_{s3}} = 0.189$$

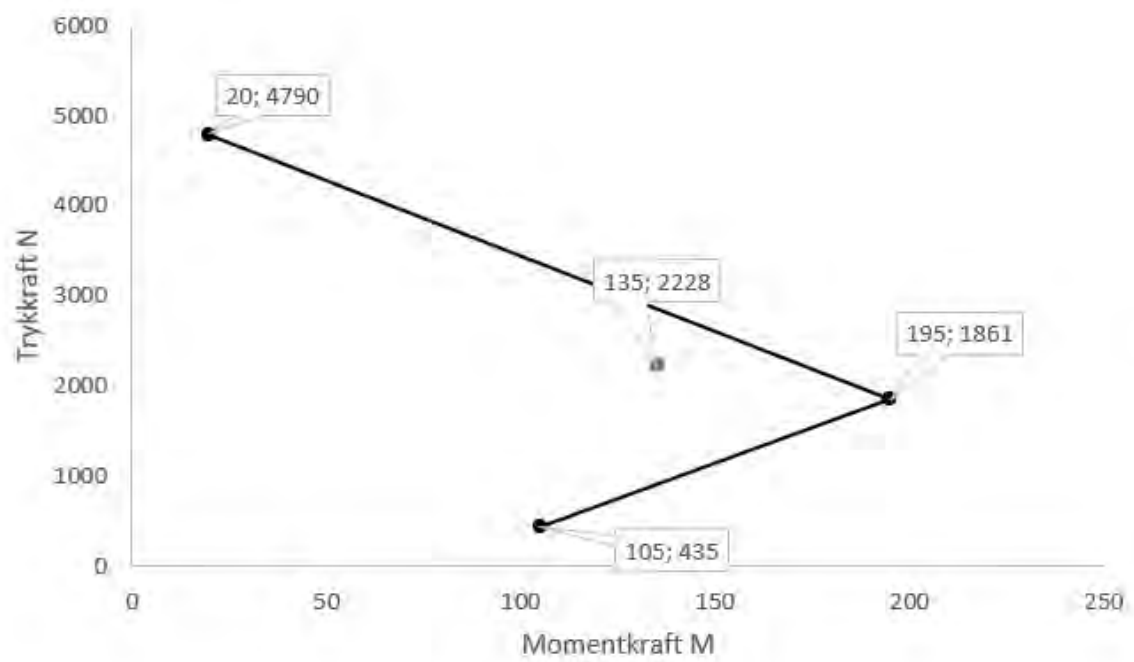
$$T_{c3} := 0.8 \cdot \alpha_3 \cdot d_{slakk} \cdot b \cdot f_{cd7} = 629.989 \text{ kN}$$

$$S_3 := f_{yd} \cdot A_s = 194.996 \text{ kN}$$

$$N_3 := T_{c3} - S_3 = 435 \text{ kN}$$

$$M_3 := T_{c3} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot \alpha_3 \cdot d_{slakk}) + S_3 \cdot e_s = 105.026 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll for de ulike tøyningstilstandene vil gi følgende M-N diagram, som viser at for dette eksempelet er det tilstrekkelig kapasitet for oppspenningstilstanden:



B.6 Spenningsberegning oppspenningstilstand

Spenningsberegning ved urisset betong, stadium I for oppspenningstilstanden i felt 2:

Betongens trykkspenning i konstruksjonen som følge av forspenningskraften og andre belastninger som virker på tidspunktet for oppspenning bør begrenses til følgende:

$$\sigma_c \leq 0.6 f_{ck}(t)$$

$$\sigma_c := 0.6 \cdot f_{ck7} = 16.356 \text{ MPa}$$

Videre kontrolleres spenningene i betongen for oppspenningstilstanden på følgende måte:

$$f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa}$$

- Betongens strekkfasthet

$$\eta := \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.176$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_s = 302326 \text{ mm}^2$$

- Transformert tverrsnitt

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_s \cdot e_p}{A_t} = 0.577 \text{ mm}$$

- Forskyvning av tyngdepunktsaksen ved inkludering av armering

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_s \cdot (e_p - y_t)^2 = (2.263 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$N := -P_0 = -2025 \text{ kN}$$

$$M := -P_0 \cdot e_p + M_{g2} = -119.295 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Aksialkraft og moment i det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse

Fra dette kan vi uttrykke spenningen i betongen som:

$$\sigma_{c1} := \frac{N}{A_t} + \frac{M}{\frac{I_t}{y - y_t}}$$

$$y_u := \frac{h}{2} = 150 \text{ mm} \quad - \text{ Avstand fra tyngdepunktakse til underkant}$$

$$y_o := \frac{-h}{2} = -150 \text{ mm} \quad - \text{ Avstand fra tyngdepunktakse til overkant}$$

$$\sigma_{cu} := \frac{N}{A_t} + \frac{M}{\frac{I_t}{y_u - y_t}} = -14.575 \text{ MPa} \quad - \text{ Betongspenning underkant (trykk)}$$

$$\sigma_{co} := \frac{N}{A_t} + \frac{M}{\frac{I_t}{y_o - y_t}} = 1.24 \text{ MPa} \quad - \text{ Betongspenning overkant (strekk)}$$

$$\frac{\sigma_{co}}{f_{ctm}} = 0.387$$

$$\frac{|\sigma_{cu}|}{\sigma_c} = 0.891$$

Verken strekkspenninger eller trykkspenninger for oppspenningstilstanden i felt 2 overskrider spenningsbegrensinger og er derfor ok for stadium I, og samtidig uopprisset.

B.7 Nedbøyningsberegninger

Spenningsberegning ved urisset betong, stadium I for nedbøyningsberegninger:

Nedbøyningsberegningene vil gjøres for felt 2 (midtfelt)

$$\sigma_c \leq 0.6 f_{ck}(t)$$

$$\sigma_c := 0.6 \cdot f_{ck7} = (2.263 \cdot 10^9) \text{ MPa}$$

- Krav til trykkspenninger

$$f_{ctm} = -2.025 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

- Betongens strekkfasthet

Krefter for nedbøyningsberegninger i bruksgrensetilstand inkludert kvasi-permanent lastkombinasjon. De ulike kreftene er hentet fra beregninger gjort i Excel-klimagasskalkulator.

$$N := -P_{tot} = -119.3 \text{ kN}$$

$$\psi_k := 0.3$$

kvasi-permanent lastfaktor for nyttelest

Momentverdiene som blir presentert for både x- og y-retning under vil for x-retning være per meter bredde, mens verdier for y-retning vil være momentkrefter fra halve søylestripebredden, $\frac{L_x}{2}$.

Moment fra egenlast:

x-retning:

$$M_{G.støtte2x} := -96.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{G.felt2x} := 32.58 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{G.støtte3x} := -64.26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

y-retning :

$$M_{G.støtte2y} := -308.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{G.felt2y} := 104.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{G.støtte3y} := -205.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment fra nyttelast inkludert kvasi-permanent lastfaktor:

x-retning:

$$M_{q.støtte2x} := -52.2 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot \psi_k = -15.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{q.felt2x} := 36.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \cdot \psi_k = 10.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{q.støtte3x} := -48.2 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot \psi_k = -14.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

y-retning:

$$M_{q.støtte2y} := -167.25 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \cdot \psi_k = -50.175 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{q.felt2y} := 115.9 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \cdot \psi_k = 34.77 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{q.støtte3y} := -154 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot \psi_k = -46.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Totalt moment fra forspenning:

x-retning:

$$M_{T.støtte2x} := 206 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T.felt2x} := -174 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T.støtte3x} := 205 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

y-retning:

$$M_{T.støtte2y} := 1030 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T.felt2y} := -840 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T.støtte3y} := 1025 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Totale momentverdier

x-retning:

$$M_{x.støtte2} := M_{G.støtte2x} + M_{q.støtte2x} + M_{T.støtte2x} = 93.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{x.felt2} := M_{G.felt2x} + M_{q.felt2x} + M_{T.felt2x} = -130.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{x.støtte3} := M_{G.støtte3x} + M_{q.støtte3x} + M_{T.støtte3x} = 126.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

y-retning:

$$M_{y.støtte2} := M_{G.støtte2y} + M_{q.støtte2y} + M_{T.støtte2y} = 671.325 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y.felt2} := M_{G.felt2y} + M_{q.felt2y} + M_{T.felt2y} = -700.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y.støtte3} := M_{G.støtte3y} + M_{q.støtte3y} + M_{T.støtte3y} = 773.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Videre blir spenningskontroll foretatt for å vurdere om tverrsnittet i de ulike snittene er opprisset eller ikke. Dette blir gjort på følgende måte med verdier for x-retning:

$$\sigma_{c1} := \frac{N}{A_t} + \frac{M}{\frac{I_t}{y - y_t}}$$

Ettersom den spennarmerte løsningen optimaliseres i klimagasskalkulatoren i Excel, vil verdiene for A_t , y_t og I_t variere ut ifra hvilket sitt som vurderes. For de videre spenningsberegningene som vises i dette vedlegget er det valgt å benytte de samme verdiene for disse parametrene da det kun er en eksempelberegning.

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.735$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_s = 302128 \text{ mm}^2$$

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_s \cdot e_p}{A_t} = 0.528 \text{ mm}$$

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_s \cdot (e_p - y_t)^2 = (2.262 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$N := -P_0 = -2025 \text{ kN}$$

$$y_u := \frac{h}{2} = 150 \text{ mm} \quad - \text{ Avstand fra tyngdepunktakse til underkant}$$

$$y_o := \frac{-h}{2} = -150 \text{ mm} \quad - \text{ Avstand fra tyngdepunktakse til overkant}$$

Støtte 2:

$$\sigma_{cu} := \frac{N}{A_t} + \frac{M_{x.støtte2}}{\frac{I_t}{y_u - y_t}} = -0.494 \text{ MPa} \quad - \text{ Betongspenning underkant}$$

$$\sigma_{co} := \frac{N}{A_t} + \frac{M_{x.støtte2}}{\frac{I_t}{y_o - y_t}} = -12.955 \text{ MPa} \quad - \text{ Betongspenning overkant}$$

Felt 2:

$$\sigma_{cu} := \frac{N}{A_t} + \frac{M_{x.felt2}}{\frac{I_t}{y_u - y_t}} = -15.33 \text{ MPa} \quad - \text{ Betongspenning underkant}$$

$$\sigma_{co} := \frac{N}{A_t} + \frac{M_{x.felt2}}{\frac{I_t}{y_o - y_t}} = 1.986 \text{ MPa} \quad - \text{ Betongspenning overkant}$$

Støtte 3:

$$\sigma_{cu} := \frac{N}{A_t} + \frac{M_{x.støtte3}}{\frac{I_t}{y_u - y_t}} = 1.642 \text{ MPa} \quad - \text{ Betongspenning underkant}$$

$$\sigma_{co} := \frac{N}{A_t} + \frac{M_{x.støtte3}}{\frac{I_t}{y_o - y_t}} = -15.106 \text{ MPa} \quad - \text{ Betongspenning overkant}$$

Betongspenningene som er utregnet ovenfor skal kontrolleres mot følgende grenseverdier for strekkfasthet og krav til trykkspenninger for å vurdere om tverrsnitt er opprisset eller ikke:

$$-\sigma_c = -16.356 \text{ MPa} \quad - \text{ For trykkspenninger}$$

$$f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa} \quad - \text{ For strekkspenninger}$$

Dersom spenningsberegningene gir at dekke er uopprisset, vil bøyestivhetene til søyler og felt beregnes på følgende måte:

Momenter og kryptall:

Støtte 2

$$M_{T.støtte2x} = 206 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \phi_1 := 2.74 \quad - \text{ pålastning etter 7 dager}$$

$$M_{G.støtte2x} = -96.39 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \phi_2 := 2.13 \quad - \text{ 28 dager}$$

$$M_{q.støtte2x} = -15.66 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \phi_3 := \phi_2 \quad - \text{ 28 dager}$$

Felt 2

$M_{T.felt2x} = -174 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\phi_1 := 2.74$	- pålastning etter 7 dager
$M_{G.felt2x} = 32.58 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\phi_2 := 2.13$	- 28 dager
$M_{q.felt2x} = 10.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\phi_3 := \phi_2$	- 28 dager

Støtte 3

$M_{T.støtte3x} = 205 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\phi_1 := 2.74$	- pålastning etter 7 dager
$M_{G.støtte3x} = -64.26 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\phi_2 := 2.13$	- 28 dager
$M_{q.støtte3x} = -14.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\phi_3 := \phi_2$	- 28 dager

E-moduler:

Ved oppspenning: $E_{cL1} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_1} = 9091 \text{ MPa}$

Ved påføring av egenlast: $E_{cL2} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_2} = 10863 \text{ MPa}$

Ved påføring av nyttelast: $E_{cL3} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_3} = 10863 \text{ MPa}$

Utrekning av bøyestivhet for aktuelle snitt Stadium I:

Støtte 2:

$$\Sigma M_{i1} := (|M_{T.støtte2x}| + |M_{G.støtte2x}| + |M_{q.støtte2x}|) \cdot 10^6 = (3.181 \cdot 10^{14}) \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\Sigma M_i := \left(\frac{|M_{T.støtte2x}|}{E_{cL1}} + \frac{|M_{G.støtte2x}|}{E_{cL2}} + \frac{|M_{q.støtte2x}|}{E_{cL3}} \right) \cdot 10^6 \cdot \frac{1}{L} = 3.298 \cdot 10^4$$

$$E_{middel.S2} := \frac{\Sigma M_{i1}}{\Sigma M_i \cdot L} = 9645 \text{ MPa}$$

$$EI_{S2.I} := E_{middel.S2} \cdot I_t = (2.182 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Felt 2:

$$\Sigma M_{i1} := (|M_{T.felt2x}| + |M_{G.felt2x}| + |M_{q.felt2x}|) \cdot 10^6 = (2.174 \cdot 10^8) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_i := \left(\frac{|M_{T.felt2x}|}{E_{cL1}} + \frac{|M_{G.felt2x}|}{E_{cL2}} + \frac{|M_{q.felt2x}|}{E_{cL3}} \right) \cdot 10^6 \cdot \frac{1}{L} = 2.314 \cdot 10^4$$

$$E_{middel.F2} := \frac{\Sigma M_{i1}}{\Sigma M_i \cdot L} = 9397 \text{ MPa}$$

$$EI_{F2.I} := E_{middel.F2} \cdot I_t = (2.1255 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Støtte 3:

$$\Sigma M_{i1} := (|M_{T.støtte3x}| + |M_{G.støtte3x}| + |M_{q.støtte3x}|) \cdot 10^6 = (2.837 \cdot 10^8) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_i := \left(\frac{|M_{T.støtte3x}|}{E_{cL1}} + \frac{|M_{G.støtte3x}|}{E_{cL2}} + \frac{|M_{q.støtte3x}|}{E_{cL3}} \right) \cdot 10^6 \cdot \frac{1}{L} = 2.98 \cdot 10^4$$

$$E_{middel.S3} := \frac{\Sigma M_{i1}}{\Sigma M_i \cdot L} = 9522 \text{ MPa}$$

$$EI_{S3.I} := E_{middel.S3} \cdot I_t = (2.154 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Dersom det viser seg at tverrsnittet er i opprisset tilstand vil bøyestivhetene beregnes på følgende måte for stadium II:

E-moduler som benyttes som utgangspunkt for stadium II er de samme som er utregnet for stadium I:

$$E_{middel.S2} = 9645 \text{ MPa}$$

$$E_{middel.F2} = 9397 \text{ MPa}$$

$$E_{middel.S3} = 9522 \text{ MPa}$$

Støtte 2:

$$\eta := \frac{E_s}{E_{middel.S2}} = 21.773$$

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d_s} = 0.0017$$

$$\eta \cdot \rho = 0.0362$$

$$e_s = 120 \text{ mm}$$

$$M_{støtte2x} := M_{G.støtte2x} + M_{q.støtte2x} + M_{T.støtte2x} = 93.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a := \frac{M_{støtte2x}}{|N|} = 46.395 \text{ mm}$$

Felt 2:

$$\eta := \frac{E_s}{E_{middel.F2}} = 22.347$$

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d_s} = 0.0017$$

$$\eta \cdot \rho = 0.0372$$

$$e_s = 120 \text{ mm}$$

$$M_{felt2x} := M_{G.felt2x} + M_{q.felt2x} + M_{T.felt2x} = -130.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a := \frac{|M_{felt2x}|}{|N|} = 64.474 \text{ mm}$$

Støtte 3:

$$\eta := \frac{E_s}{E_{middel.S3}} = 22.055$$

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d_s} = 0.0017$$

$$\eta \cdot \rho = 0.0367$$

$$e_s = 120 \text{ mm}$$

$$M_{støtte3x} := M_{G.støtte3x} + M_{q.støtte2x} + M_{T.støtte3x} = 125.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a := \frac{M_{støtte3x}}{|N|} = 61.768 \text{ mm}$$

Videre benyttes følgende ligninger som kommer fra aksiallikevektsligningen og momentlikevektsligningen av tverrsnitt for Stadium II:

$$\sigma_{cA} := \frac{N}{b \cdot d} \cdot \frac{1}{\frac{1}{2} \cdot \alpha - \eta \cdot \rho \cdot \frac{1 - \alpha}{\alpha}}$$

$$\sigma_{cM} := \frac{N}{b \cdot d} \cdot \frac{2(e_s + a)}{d} \cdot \frac{1}{\alpha \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}$$

Disse to ligningene inneholder kun en ukjent, α . Ved hjelp av Excel finnes den verdien for α som gir $\sigma_{cA} := \sigma_{cM}$, som igjen gir verdier for σ_c og α som brukes til å beregne bøyestivheten.

Innsatt for dette eksempelet ble følgende verdier for σ_c og α funnet og videre blir bøyestivheten i de ulike snittene funnet:

Støtte 2:

$$\sigma_{c.støtte2} := 34 \text{ MPa} \quad - \text{Verdi hentet fra Excel}$$

$$\alpha_{støtte2} := 0.45 \quad - \text{Verdi hentet fra Excel}$$

$$\kappa := \frac{\frac{\sigma_{c.støtte2}}{E_{middel.S2}}}{\alpha_{støtte2} \cdot d_s} = 0.029 \frac{1}{m}$$

$$EI_{støtte2.II} := \frac{|M_{støtte2x}|}{\kappa} = (3.238 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Felt 2:

$$\sigma_{c.felt2} := 18.4 \text{ MPa} \quad - \text{Verdi hentet fra Excel}$$

$$\alpha_{felt2} := 0.7 \quad - \text{Verdi hentet fra Excel}$$

$$\kappa := \frac{\frac{\sigma_{c.felt2}}{E_{middel.F2}}}{\alpha_{felt2} \cdot d_s} = 0.01 \frac{1}{m}$$

$$EI_{felt2.II} := \frac{|M_{felt2x}|}{\kappa} = (1.26 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Støtte 3:

$$\sigma_{c.støtte3} := 12.3 \text{ MPa} \quad - \text{Verdi hentet fra Excel}$$

$$\alpha_{støtte3} := 0.97 \quad - \text{Verdi hentet fra Excel}$$

$$\kappa := \frac{\frac{\sigma_{c.støtte3}}{E_{middel.S3}}}{\alpha_{støtte3} \cdot d_s} = 0.005 \frac{1}{m}$$

$$EI_{støtte3.II} := \frac{|M_{støtte3x}|}{\kappa} = (2.536 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Nedbøyningsberegninger:

Etter det er bestemt hvorvidt tverrsnittet risser opp eller ikke, vil de gjeldene bøyestivhetene brukes for å regne nedbøyning av innerfelt. Nedbøyningsberegningene gjøres som for den slakkarmerte løsningen og følger eksempel i Sørensens betongbok.

x-retning:

$$EI_{støtte2x} := EI_{S2.I} = (2.182 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_{felt2x} := EI_{F2.I} = (2.126 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_{støtte3x} := EI_{S3.I} = (2.154 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Videre beregnes en skaleringsfaktor for last i bruksgrense som videre benyttes til å finne en lengde, a , for hvor mye av dekke som har underkantstrekk:

$$q_{Ed} := g \cdot h + p \cdot \psi_k = 8.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$a := \sqrt{\frac{|M_{felt2x}| \cdot 8}{1.2 \cdot q_{Ed} \cdot m}} = 10.179 \text{ m}$$

$$\beta_u := \frac{a}{L_x} = 1.018$$

Lengder for søyler og felt til bruk i beregning av midlere stivhet:

$$L_{s2} := \frac{(1 - \beta_u)}{2} \cdot L_x = -0.09 \text{ m} \quad \text{søyle 2}$$

$$L_{s3} := \frac{(1 - \beta_u)}{2} \cdot L_x = -0.09 \text{ m} \quad \text{søyle 3}$$

$$L_{f2} := \beta_u \cdot L_x = 10.179 \text{ m} \quad \text{felt 2}$$

$$EI_{midlere.x} := \frac{EI_{S2.I} \cdot L_{s2} + EI_{S3.I} \cdot L_{s3} + EI_{F2.I} \cdot L_{f2}}{L_x} = (2.125 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Benytter videre enhetslastmetoden og hurtigintegrasjon for å finne nedbøyning i x-retning:

$$m_f := M_{felt2x} + M_{støtte2x} = -3.661 \cdot 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$m_s := M_{støtte2x} = (9.395 \cdot 10^7) \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$m_{virt} := 1 \cdot \frac{L_x}{4} = (2.5 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$\delta_x := \left(\frac{5}{12} \cdot m_f \cdot m_{virt} \cdot L_x + \frac{1}{2} \cdot m_s \cdot m_{virt} \cdot L_x \right) \cdot \frac{1}{EI_{midlere.x}} = 37.323 \text{ mm}$$

De samme nedbøyningsberegningene som er utført for x-retning gjøres for y-retning hvor den eneste forskjellen er at verdier i utregning for y-retningen er absolutte verdier for tverrsnittet med bredde $\frac{L_x}{2}$. Følgende nedbøyning i y-retningen er funnet for det valgte eksempelet:

$$\delta_y := 47.04 \text{ mm}$$

Til slutt blir de to bidragene til nedbøyning lagt sammen og den totale nedbøyningen blir kontrollert mot nedbøyningskrav etter NS-EN 1992-1-1:

$$\delta_{tot} := \delta_x + \delta_y = 84.363 \text{ mm}$$

$$\delta_{krav} := \min\left(\frac{L_x}{250}, \frac{L_y}{250}\right) = 32 \text{ mm}$$

$$\frac{\delta_{tot}}{\delta_{krav}} = 2.636 \quad - \text{ IKKE OK for dette eksempelet}$$

