

Fredrik Løkås
Kristoffer Markeng

Klimaoptimalisering av dekkeløsninger i betong

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk
Veileder: Jan Arve Øverli
Juni 2023

Fredrik Løkås
Kristoffer Markeng

Klimaoptimalisering av dekkeløsninger i betong

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk
Veileder: Jan Arve Øverli
Juni 2023

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk



Kunnskap for en bedre verden



MASTEROPPGAVE 2023

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 11. juni 2023	ANTALL SIDER: 69 + 22
------------------------------------	------------------------	--------------------------

TITTEL:

Klimaoptimalisering av dekkeløsninger i betong

Environmental optimization of concrete slabs

UTFØRT AV:

Fredrik Løkås
Kristoffer Markeng



SAMMENDRAG:

Byggebransjen har en betydelig innvirkning på verdens klimagassutslipp, og for å gjøre sektoren mer bærekraftig er det nødvendig med omfattende endringer. I betongbygg utgjør dekker den største andelen av klimagassutslippet, og derfor vil det være størst klimagassvinst dersom utslippene fra dekker reduseres.

Tidligere studier har konkludert at hulldekker er dekkeløsningen med lavest klimagassutslipp, samtidig som bruken av spennarmerte flatdekker øker. Derfor er det interessant å undersøke effekten av klimaoptimalisering av spennarmerte flatdekker og deres konkurransevne i forhold til hulldekker. I oppgaven sammenliknes klimagassutslippet til de to dekkeløsningene med hensyn til tre parametere: dimensjoner, nyttelast og betongens klimagassutslipp.

De spennarmerte flatdekkene ble modellert ved hjelp av dataprogrammet ADAPT-Builder, og klimaoptimalisering ble utført ved å begrense materialbruken med hovedfokus på betongmengden. For å sammenlikne klimagassutslippene til de to dekkeløsningene, ble det beregnet klimagassutslipp for ni ulike spennarmerte flatdekker og ni hulldekker. Hvert enkelt flatdekke og hulldekke ble beregnet med betong i de ulike lavkarbonklassene.

Resultatene viser at selv om hulldekker generelt har lavere klimagassutslipp sammenliknet med spennarmerte flatdekker, er det under visse forutsetninger mulig for spennarmerte flatdekker å oppnå tilnærmet like, og i enkelte tilfeller, lavere klimagassutslipp i forhold til hulldekker. Oppgaven viser også at bruk av lavkarbonbetong fører til større reduksjon av klimagassutslipp for spennarmerte flatdekker sammenliknet med hulldekker. Derimot vil bruk av hulldekker være mer gunstig for klimagassregnskapet ved økende dimensjoner og nyttelaster.

Opgaven viser at det er mulig å oppnå betydelig reduksjon av klimagassutslippene fra spennarmerte flatdekker, og at klimaoptimalisering kan gjøre spennarmerte flatdekker konkurransedyktige mot hulldekker med hensyn til klimagassutslipp.

FAGLÆRER: Jan Arve Øverli

VEILEDER(E): Jan Arve Øverli

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk NTNU

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet av Fredrik Løkås og Kristoffer Markeng i løpet av våren 2023, ved Instituttet for konstruksjonsteknikk på NTNU. Omfanget av oppgaven er 30 studiepoeng og er avsluttende for vårt masterprogram på Bygg- og miljøteknikk i Trondheim.

I løpet av de siste årene har det vært en økning i antall masteroppgaver som omhandler miljøpåvirkninger fra ulike betongkonstruksjoner. Det var dermed interessant med en oppgave som fokuserte mer på den generelle sammenligningen mellom ulike dekkeløsninger med hensyn til klimagassutslipp. Som et resultat ble det besluttet å sammenligne klimagassutslippene fra spennarmerte flatdekker og hulldekker. Videre vil det bli lagt spesielt fokus på klimaoptimalisering av spennarmerte flatdekker ved bruk av dataprogrammer. Arbeidet med rapporten har gitt oss en bedre forståelse av kompleksiteten ved klimaoptimalisering, samt dimensjoneringsprosessen av hulldekker og spennarmerte flatdekker.

En stor takk må rettes til vår veileder Jan Arve Øverli for god veiledning om spennarmert flatdekker og hulldekker. Vi ønsker å takke Håvard Bergsdal, seniorforsker på SINTEF, for gode innspill og utfyllende tilbakemeldinger. Vi vil takke Sverre Smeplass, Sjefsrådgiver i Skanska, og Steinar Røine, Miljørådgiver i Spenncon, for raske og utfyllende svar på spørsmål angående betong og hulldekker. Til sist vil vi rette en takk til Joanne Webb ved RISA Tech, Inc. for lisens og bistand på dataprogrammet ADAPT-Builder i forbindelse med skriving av denne oppgaven.

Trondheim 11. juni 2023



Fredrik Løkås



Kristoffer Markeng

Sammedrag

Byggebransjen har en betydelig innvirkning på verdens klimagassutslipp, og for å gjøre sektoren mer bærekraftig er det nødvendig med omfattende endringer. I betongbygg utgjør dekker den største andelen av klimagassutslippet, og derfor vil det være størst klimagevinst dersom utslippene fra dekker reduseres.

Tidligere studier har konkludert at hulldekker er dekkeløsningen med lavest klimagassutslipp, samtidig som bruken av spennarmerte flatdekker øker. Derfor er det interessant å undersøke effekten til klimaoptimalisering av spennarmerte flatdekker og deres konkurransevne i forhold til hulldekker. I oppgaven sammenliknes klimagassutslippet til de to dekkeløsningene med hensyn til tre parametere: dimensjoner, nyttelast og betongens klimagassutslipp.

De spennarmerte flatdekkene ble modellert ved hjelp av dataprogrammet ADAPT-Builder, og klimaoptimalisering ble utført ved å begrense materialbruken med hovedfokus på betongmengden. For å sammenlikne klimagassutslippene til de to dekkeløsningene, ble det beregnet klimagassutslipp for ni ulike spennarmerte flatdekker og ni hulldekker. Hvert enkelt flatdekke og hulldekke ble beregnet med betong i de ulike lavkarbonklassene.

Resultatene viser at selv om hulldekker generelt har lavere klimagassutslipp sammenliknet med spennarmerte flatdekker, er det under visse forutsetninger mulig for spennarmerte flatdekker å oppnå tilnærmet like, og i enkelte tilfeller, lavere klimagassutslipp i forhold til hulldekker. Oppgaven viser også at bruk av lavkarbonbetong fører til større reduksjon av klimagassutslipp for spennarmerte flatdekker sammenliknet med hulldekker. Derimot vil bruk av hulldekker være mer gunstig for klimagassregnskapet ved økende dimensjoner og nyttelaster.

Opgaven viser at det er mulig å oppnå betydelig reduksjon av klimagassutslippene fra spennarmerte flatdekker, og at klimaoptimalisering kan gjøre spennarmerte flatdekker konkurransedyktige mot hulldekker med hensyn til klimagassutslipp.

Abstract

The construction industry has a significant impact on global greenhouse gas emissions. To make the sector more sustainable, extensive changes are necessary. A significant source of the emissions in concrete buildings are floor slabs, as they account for the majority of material usage. Therefore, the greatest climate benefit would be achieved by reducing the carbon footprint of floor slabs.

Previous studies have concluded that hollow core slabs are the slab solution with the lowest greenhouse gas emissions, but the use of post-tensioned flat slabs is increasing. Therefore, it is interesting to examine the effect of climate optimization on post-tensioned flat slabs and their competitiveness compared to hollow core slabs. The study compares the two floor slab solutions with respect to three parameters: dimensions, load capacity, and the greenhouse gas emissions from the concrete.

The post-tensioned flat slabs were modeled using the software program ADAPT-Builder, while the climate optimization was performed by limiting material usage with a primary focus on reducing the amount of concrete. To compare the greenhouse gas emissions of the two floor slab solutions, emissions were calculated for nine different post-tensioned flat slabs and nine hollow core slabs. The emission of each individual flat slab and hollow core slab were calculated using concrete in various low-carbon classes.

The results show that although hollow core slabs generally have lower greenhouse gas emissions compared to post-tensioned flat slabs, under certain conditions, post-tensioned flat slabs can achieve nearly equal or even lower greenhouse gas emissions than hollow core slabs. The study also shows that the use of low-carbon concrete leads to greater reduction in greenhouse gas emissions for post-tensioned flat slabs compared to hollow core slabs. However, the use of hollow core slabs is more favorable for the greenhouse gas accounts as dimensions and load capacities increase.

The study demonstrates that significant reductions in greenhouse gas emissions from post-tensioned flat slabs can be achieved, and that climate optimization can make post-tensioned flat slabs competitive with regard to greenhouse gas emissions compared to hollow core slabs.

Innhold

Forord	i
Sammendrag	ii
Abstract	iii
1 Innledning	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Formål	1
1.3 Oppgavens oppbygning	1
2 Teori	2
2.1 Miljø	2
2.2 Armering	6
2.3 Laster	9
2.4 Dekkeløsninger	10
3 Metode	18
3.1 Laster og lastgrunnlag	18
3.2 Lastbalansering	20
3.3 Statisk ubestemte konstruksjoner	21
3.4 Utforming av spennarmerte flatdekker	21
3.5 Krav til overdekning	22
3.6 Spennkraft	22
3.7 Dimensjonering av spennarmerte flatdekker	27
3.8 Modelleringsverktøy	27
3.9 Bruddgrensetilstanden	27
3.10 Bruksgrensetilstanden	32
3.11 Minimumsarmering for spennarmerte de flatdekkene	34
3.12 Hulldekker	34
4 Modellering og resultater fra spennarmerte flatdekker	38
4.1 Grunnlag for dimensjonering	39
4.2 Spennkabler	43
4.3 Bruddgrensetilstanden	45
4.4 Bruksgrensetilstanden	50
5 Klimagassberegninger	54
5.1 Forutsetninger	54
5.2 Utførelse	56
5.3 Andre miljøpåvirkninger	57
6 Resultater	58
6.1 Sammenlikning av spennarmerte flatdekker og hulldekker	58
6.2 Overordnede resultater	62
7 Diskusjon	63
7.1 Hulldekker	63
7.2 Spennarmerte flatdekker	64
7.3 Dimensjoneringen av de spennarmerte flatdekkene	64
7.4 Valg av CO ₂ -e verdier	65

7.5	Klimagassutslipp knyttet til transport til byggeplass, A4	66
7.6	Søyler	66
7.7	Brann, lyd og praktiske hensyn på byggeplass	66
7.8	Fremtidig arbeid	66
8	Konklusjon	67
	Referanseliste	68
	Vedlegg	70
A	Kryp og svinn	70
B	Armeringsdata	75
	B.1 Armeringsmengder	76
C	Klimagassberegninger	86
	C.1 Hulldekker	87
D	Lastkombinasjoner	88
E	Andre miljøpåvirkninger	90

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Klimaendringene er en av de største utfordringene i vår tid, og bygge- og anleggssektoren står for en betydelig andel av de globale klimagassutslippene. Det er derfor viktig å identifisere og implementere tiltak for å redusere utslippene fra sektoren. Det er blitt gjort en rekke studier av bygningsdelenes påvirkning på klimagassutslippet, hvor en norsk studie fra 2021 [1] viser at flatdekker står for omtrent 39 % av klimagassutslippet i et bygg. Andre studier [2] har kommet fram til at valg av dekkeløsninger og materialer er avgjørende faktorer for flatdekkets klimaavtrykk.

I Norge er det to typer dekkeløsninger av betong som er benyttet mest: slakkarmert dekke som er den plasstøpte løsningen, og hulldekker som er den prefabrikkerte løsningen. I nyere tid har spennarmerte flatdekker blitt mer og mer utbredt på verdensbasis og denne trenden har også kommet til Norge. Spennarmerte flatdekker anses som et mer fleksibelt og miljøvennlig alternativ til slakkarmerte flatdekker. Ettersom hulldekker er ansett som den mest klimavennlige dekkeløsningen i betong [3], er det valgt å undersøke gevinsten av klimaoptimaliserte spennarmerte flatdekker, og hvordan de presterer i forhold til hulldekker.

1.2 Formål

Formålet med oppgaven er å undersøke gevinsten av klimagassoptimalisering av spennarmerte flatdekker, og sammenlikne de med hulldekker. I oppgaven sammenliknes to ulike dekkeløsninger med hensyn på dimensjoner, lastsituasjon og betongens klimagassutslipp. Oppgaven fokuserer på å optimalisere de spennarmerte flatdekkene med tanke på klimagassutslipp, samtidig som begge dekkeløsningene skal gjenspeile et realistisk bilde av hvordan et flatdekke i virkelige prosjekter blir dimensjonert idag.

Oppgaven ønsker også å belyse hvordan bruk av lavkarbonbetong kan påvirke klimagassutslippet til de to dekkeløsningene, og hvordan bruken av lavkarbonbetong forandrer prestasjonene til dekkeløsningene når de sammenliknes med hverandre.

Oppgaven består hovedsakelig av to deler: dimensjonering og klimagassoptimalisering av de spennarmerte flatdekkene, samt beregning av klimagassutslippene for begge dekkeløsningene. Utfordringene i oppgaven er å identifisere hvilke komponenter som bidrar mest til klimagassutslippet for de spennarmerte løsningene, samt valg av realistiske forutsetninger for klimagassberegningene slik at sammenlikningen av løsningene blir mest mulig nøyaktig.

1.3 Oppgavens oppbygning

Oppgaven vil først presentere nødvendig bakgrunnsteori som inkluderer grunnlaget for beregningene i oppgaven. Dette inkluderer teori som danner grunnlag for klimagassberegninger, materialvalg og utforming av flatdekkene.

Videre belyses beregningsgrunnlaget for dimensjoneringen som er blitt utført, samt nødvendige forutsetninger for beregninger av klimagassutslippet til flatdekkene. Denne delen avsluttes med beregnings- og dimensjoneringsmetoder for de spennarmerte flatdekkene, samt metoden for valg av hulldekker i oppgaven. Videre blir de spennarmerte flatdekkene presentert. Her blir alle valg knyttet opp mot utforming og optimalisering av de spennarmerte flatdekkene beskrevet.

Deretter blir klimagassregnskapet presentert, før resultatene fra beregningene blir lagt frem. Denne delen inneholder også alle valg av forutsetninger for klimagassberegningene som er blitt tatt. Ettersom forutsetninger i stor grad er med på å bestemme resultatene av et klimagassregnskap er denne delene spesielt viktig. I resultatkapittelet blir sammenlikningen mellom de spennarmerte flatdekkene og hulldekkene utført. Oppgaven avsluttes med en drøftelse av styrker og svakheter ved alle valg og forutsetninger som dannet grunnlaget for resultatene, før en konklusjon blir presentert.

2 Teori

Dette kapittelet angir nødvendig teoretisk bakgrunn som ligger til grunn for beregningene i oppgaven. Kapitlet gir også nødvendig kunnskap om klimagassberegninger, materialegenskaper, forskjellige dekkelsesninger og hvilke laster og lastkombinasjoner som blir benyttet i oppgaven.

2.1 Miljø

2.1.1 LCA

livssyklusanalyse (LCA) tar for seg miljøpåvirkningen av et produkt eller en tjeneste gjennom hele dens livssyklus. Dette innebærer å samle inn og analysere data om alle miljøpåvirkningene som er knyttet til produktet eller tjenesten, fra råmaterialene som brukes til produksjonen, gjennom produksjonen, til bruk, og avhending. Hensikten med en LCA er å gi en helhetlig vurdering av miljøpåvirkningen ved å se på alle trinnene i livssyklusen. En LCA kan også benyttes til å identifisere områder hvor det er mulig å redusere miljøpåvirkningen [4].

Iløpet av de siste årene er det blitt et større fokus på miljø i byggenæringen. For å utvikle mer bærekraftige alternativer kan LCA-analyser brukes til å identifisere de viktigste miljøpåvirkningene av et produkt eller en tjeneste. Analysen kan også bidra til å utvikle strategier for å redusere miljøpåvirkningene og øke bærekraften i produktutvikling og produksjonsprosess. NS-EN ISO 14040:2006 [4] tar for seg prinsipper og rammeverk for gjennomføring av en LCA-analyse. Rammeverket deler LCA-analysen i fire hoveddeler:

Fastsettelse av hensikten og omfanget

Livsløpsregnskap (LCI)














Livsløpseffektvurdering (LCIA)

Tolkning

Hensikt og omfang

I en LCA-analyse defineres hensikten og omfanget i den første fasen. En viktig del av denne fasen er å definere den funksjonelle enheten for miljøpåvirkning (for eksempel CO₂-ekvivalenter, som er grunnlaget for analysen). I denne oppgaven er det relevant å fokusere på det globale oppvarmingspotensialet (GWP). GWP-verdiene angir akkumulert oppvarmingseffekt fra ulike klimagasser sammenlignet med effekten av karbondioksid. For GWP vil enheten være angitt i CO₂-ekvivalenter (CO₂-e) for alle klimagassene. For eksempel har metan en GWP-verdi på 21 CO₂-e pr. kg som betyr at metan har en oppvarmingsfaktor som er 21 ganger høyere enn CO₂-gass. Dette gjør at man kan sammenligne utslipp av forskjellige gasser mot hverandre [5].

I tillegg kan andre miljøpåvirkninger enn GWP være relevante å analysere. CO₂-gass bidrar hovedsakelig til drivhuseffekten, men for eksempel kan potensialet for nedbryting av stratosfærisk ozon (ODP) og overgjødslingspotensial til ferskvann (EP-freshWater) ha betydelige konsekvenser for miljøet som er utsatt for et slikt utslipp. Konsekvensene av andre miljøpåvirkninger i forhold til størrelsen på tallverdiene til miljøpåvirkningene kan være vanskelig å avgjøre. Derfor er det mest relevant for oppgaven å vurdere andre miljøpåvirkninger fra forskjellige produkter opp mot hverandre, uavhengig av størrelsen på verdiene. Eksempler på andre miljøpåvirkninger er beskrevet i figur 2.1 [6].

Miljøpåvirkning (Environmental impact)		
	Indikator	Enhet
	GWP-total	kg CO ₂ -eq
	GWP-fossil	kg CO ₂ -eq
	GWP-biogenic	kg CO ₂ -eq
	GWP-luluc	kg CO ₂ -eq
	ODP	kg CFC11 -eq
	AP	mol H ⁺ -eq
	EP-FreshWater	kg P -eq
	EP-Marine	kg N -eq
	EP-Terrestrial	mol N -eq
	POCP	kg NMVOC -eq
	ADP-minerals&metals ¹	kg Sb -eq
	ADP-fossil ¹	MJ
	WDP ¹	m ³

GWPtotal Globalt oppvarmingspotensial; GWPfossil: Globalt oppvarmingspotensial fossile brensler; GWPbiogenic: Globalt oppvarmingspotensial biogene kilder; GWP-luluc: Globalt oppvarmingspotensial arealbruk endringer i bruk av arealer; ODP Potensial for nedbryting av stratosfærisk ozon; AP Forurensningspotensial for kilder på land og vann; EP overgjødslingspotensial til ferskvann, hav og jord; POCP Potensial for fotokjemisk oksidantdannning; ADP-elements Abiotisk utarmingspotensial for ikke-fossile ressurser. mineraler: ADP-fossil Abiotisk utarmingspotensial for fossile ressurser. fossile brensler: WDP Utarmingspotensial for vannressurser.

Figur 2.1: Andre miljøpåvirkninger [7].

Livsløpsregnskap (LCI)

Livsløpsregnskap (LCI) er den neste fasen i en LCA-analyse. LCI går ut på å samle inn data om mengden råvarer, energi, transport, avfall og andre ressurser som brukes, samt utslippene som genereres i løpet av hvert trinn i produktets livssyklus. Disse dataene er nødvendige for å beregne produktets totale miljøpåvirkning i de senere fasene av en LCA. Det er viktig å sikre at LCI dataene er kvalitetssikret, relevante og representative for produktet eller systemet som analyseres [4].

livsløpseffektvurdering (LCIA)

Livsløpseffektvurdering (LCIA) er den andre fasen i en livsløpsanalyse. Denne fasen har som mål å vurdere miljøpåvirkningene som kan oppstå gjennom hele livssyklusen. Prosessen innebærer å knytte data fra livsløpsregnskapet til spesifikke miljøpåvirkningskategorier og kategoriindikatorer for å forstå disse påvirkningene. LCIA gir også informasjon som kan brukes i fasen for livsløpstolkning. LCIA er en iterativ prosess, som betyr at fasen utføres flere ganger med hensikt på å endre omfanget av LCA-studien etter hvert som dataene analyseres. Dette er for å sikre at målene for studien oppnås. Valgene som gjøres i LCIA-fasen, som for eksempel valg av metoder og indikatorer kan innføre subjektivitet i analysen. Derfor er det viktig å være åpen om forutsetningene og metodene som brukes, for å sikre at resultatene er transparente og pålitelige.

Tolkning

Tolkningen av en LCA-analyse er den siste fasen i en LCA-prosess. Dette innebærer å tolke resultatene fra LCI- og LCIA-analysen med hensyn til analysens hensikt og omfang. Det er viktig å merke seg at livsløpstolkningen kan være subjektiv og kan avhenge av hensikten med LCA-analysens valgte metoder og forutsetninger.

2.1.2 Miljødeklarasjon EPD

En miljødeklarasjon (EPD) er en tredjeparts verifisert miljøerklæring som inneholder informasjon om et produkts miljøpåvirkning gjennom hele dens livssyklus. En EPD er basert på en livssyklusanalyse og er alltid basert på internasjonale standarder hvor den mest brukte standarden er ISO 14025 [8] som omhandler prosedyre for sertifisering av en EPD [9]. En EPD inneholder både informasjon om de direkte og de indirekte miljøpåvirkningene til produktet, og tar for seg ulike faser av livssyklusen til produktet:

Tabell 2.1: Ulike faser i en EPD [10].

Produktfasen			Konstr/ Innstill.fase		Bruksfase					Sluttfase			
Råmaterialer	Transport	Tilvirkning	Transport	Konstruksjon og installasjon	Bruk	Vedlikehold	Reparasjon	Utskiftning	Renovering	Demontering	Transport	Avfallsbehandling	Avfall til sluttbehandling
A1	A2	A3	A4	A5	B1	B2	B3	B4	B5	C1	C2	C3	C4

De ulike systemgrensene som inkluderes for miljødeklarasjoner er vist i tabell 2.1 hvor:

- A1 - A3: Miljøbelastning fra produksjonsprosessen, inkludert frakt av materialer til fabrikken.
- A4: Utslipp knyttet til transport fra produksjonssted til marked/byggeplass.
- B: Driftsfasen (vedlikehold, reparasjoner m.v)
- C: Sluttfasen (demontering, transport, avfallshåndtering)

I tillegg kan også mulig gjenvinning og gjenbruk av et produkt være aktuelt. Denne fasen omtales ofte som fase D, *Nytte ved gjenvinning* [10].

2.1.3 Lavkarbonbetong

Lavkarbonbetong er en type betong som har lavere utslipp av karbondioksid sammenlignet med vanlig betong. Dette kan oppnås ved å erstatte deler av sementen med alternative bindemidler som flygeaske eller silikast-ø, eller ved bruk av industriavfall. Eksempelvis kan treflis eller glass bidra til å redusere CO₂-utslippene fra produksjonen av betongen [11].

Karbonavtrykket til betongen kan også reduseres ved at fabrikken benytter fornybare energikilder i produksjonen. Dette er ikke like aktuelt i Norge, ettersom majoriteten av energien som benyttes i Norge allerede kommer fra fornybare energikilder.

Lavkarbonbetong produseres i henhold til reglene i NS-EN 206 [12]. Norsk Betongforenings publikasjon nr. 37 *Lavkarbonbetong* (NB 37) definerer 4 ulike klasser for lavkarbonbetong med ulike grenseverdier for klimagassutslipp for styrkeklassene B20 til B65 med utgangspunkt i fasene A1-A3 [13]. Nivåene og verdiene er presentert i tabell 2.2.

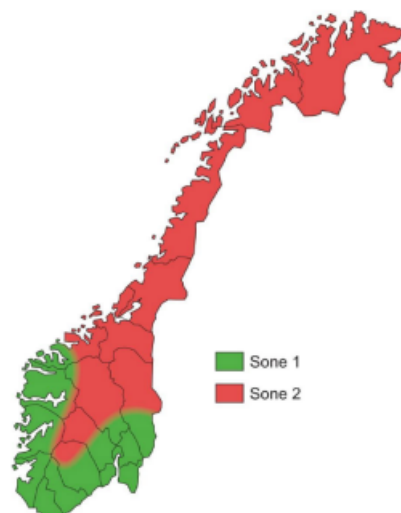
Tabell 2.2: Grenseverdier for klimagassutslipp for de ulike lavkarbonklassene [13].

Fasthetsklasse og lavkarbonklasse	B20	B25	B30	B35	B45	B55	B65
Maksimalt tillatt klimagassutslipp [kg CO ₂ -e pr. m ³ betong]							
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

I tabellen er det ikke presentert grenseverdier for utslippene til Lavkarbon Pluss og Lavkarbon Ekstrem for klassene B20 og B25. Det er likevel mulig å oppdrive, men er ikke presentert i NB 37.

Lavkarbonbetong er heller ikke like tilgjengelig alle steder i landet. Bruken av lavkarbonbetong må derfor vurderes ulikt fra prosjekt til prosjekt.

Figur 2.2 viser tilgjengeligheten på lavkarbonbetong i Norge, hvor sone 1 indikerer at lavkarbonbetong er lett tilgjengelig med tanke på transport og nærhet til fabrikk, og sone 2 er mindre tilgjengelig.

**Figur 2.2:** Tilgjengelighet av lavkarbonbetong i Norge [13].

Ifølge Smeplass [3] er ikke denne problemstillingen like relevant idag som da NB 37 ble publisert i 2020. Dette er fordi lavkarbonbetong har blitt mer tilgjengelig også i Nord- og Midt-Norge. Tilgjengeligheten er heller i større grad begrenset utenfor de store byene i Norge.

Det er viktig å presisere at bruk av lavkarbonbetong i seg selv ikke er det eneste tiltaket som bør vurderes for å redusere klimagassutslipp i et prosjekt. Konseptvalg som spennvidde, tverrsnitt og statisk system, samt valg av lokale leverandører for å redusere utslipp knyttet til transport vil også ha en påvirkning på klimagassutslippene til et byggeprosjekt. Derfor er det viktig å vurdere alle disse tiltakene i et byggeprosjekt.

Alternatvie bindemidler til sement i betong

Sementen antas å stå for opptil 90 % av det totale klimaavtrykket til betong [13]. Derfor vil reduksjon av sementmengden være det viktigste tiltaket for å minimere klimaavtrykket til betongen.

Den vanligste måten å redusere sementmengden på er å bruke andre stoffer som erstatning for sement. De vanligste stoffene som brukes som sementerstatning er pozzolaner eller hydrauliske bindemidler. Av disse, er det to typer pozzolaner som er mest vanlig å benytte [14]:

- Flygeaske
- Silikastøv

I tillegg er det vanlig å bruke slagg, som er et hydraulisk bindemiddel, som erstatning for sement. NS-EN 206 angir hvor stor andel av den totale bindemiddelmengden som flygeaske, silikastøv og slagg kan utgjøre [12].

Flygeaske

Flygeaske er et restprodukt fra kullkraftverk og brukes som bindemiddel i betong [14]. Fordelen med å bruke flygeaske som bindemiddel i betong er at en bruker et restprodukt fra annen industri istedenfor sement. Flygeaske kan utgjøre opptil 35 % av den totale bindemiddelmengden i betong.

Silikastøv

Silikastøv er et produkt fra silisiumproduksjon. Som bindemiddel er silikastøv enda mer effektivt enn flygeaske, men det kan ikke brukes i like store mengder. Grensen for mengden flygeaske er satt til 11 % av bindemiddelmengden.

Slagg

Slagg er et biprodukt av jern- og stålindustrien og består av kalk, silika og aluminiumoksid. Slagg er ikke et like effektivt bindemiddel som sement, men kan til gjengjeld utgjøre opptil 80 % av bindemiddelmengden. Slagg er heller ikke like tilgjengelig som andre tilsetningsstoffer ettersom det er mangel på slagg på verdensbasis.

2.2 Armering

Betong er et materiale med svært forskjellige mekaniske egenskaper i trykk- og strekksonen. Betong har høy trykkfasthet og tåler derfor store trykkpåkjenninger. Strekkfastheten til betong er kun 5-8 % av trykkfastheten [15]. Dersom betongen blir utsatt for strekk vil betongen oppføre seg som et sprøtt materiale med lav fasthet. Det er derfor helt nødvendig å armere konstruksjonen for å øke strekkkapasiteten og gjøre konstruksjonen duktil. De to vanligste måtene å armere betong på idag er ved bruk av slakk- og spennarmering.

2.2.1 Slakkarmering

Slakkarmering er armering som ikke blir pådratt ytre krefter ved støping. Slakkarmering blir brukt i lengderetning, tverretning og som bøylar. Larsen [15] beskriver Vanlig armeringsstål som sirkulære stenger med tversgående 'kammer'. Kammene sikrer heft mellom armering og betong, slik at de ikke glir i forhold til hverandre. Kammene sikrer god forankring i betongen slik at kreftene kan overføres. Parameterne fra slakkarmering brukt i denne oppgaven er presentert i tabell 2.3.

Tabell 2.3: Materialegenskaper for armeringstål B500NC.

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

2.2.2 Spennarmering

Spennarmert betong er betongkonstruksjoner der armeringen blir pådratt ytre krefter i form av strekkspenning. Strekkraften overføres som trykk i betongen ved endeforankringer på spennarmeringen, eller ved heft mellom betong og spennarmering. Effekten av spennarmeringen er best dersom spennarmeringsprofilen har samme form som momentforløpet fra de ytre lastene [16]. Fordelen med spennarmering er at tverrsnittshøyden kan reduseres og spennvidden økes. I tillegg vil rissviddene bli redusert. Egenskapene til spennstålet er basert på normalverdier presentert i Eurokode 2 (EC2) [17].

Tabell 2.4: Materialegenskaper for spennstål [17].

Bruddfasthet	f_{pk}	1800 MPa
0,1 % strekkgrense	$f_{p0,1k}$	1550 MPa
Dimensjonerende spenning	f_{pd}	1434 MPa
Elastisitetsmodul	E_p	195 GPa
Materialfaktor	γ_s	1,15

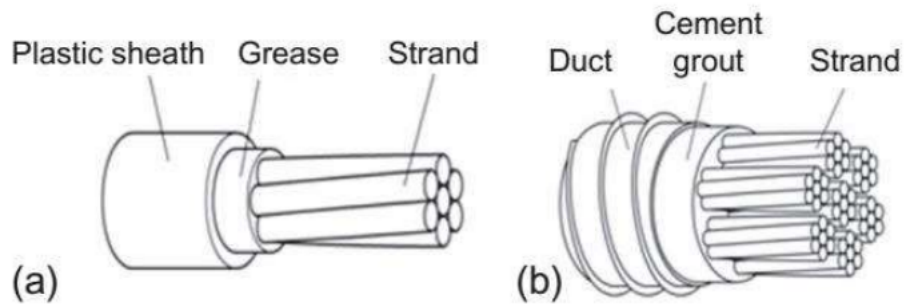
2.2.3 Spennkabelsystem

Generelt kan man spennarmere på to måter: førøppspenning eller etterøppspenning. Forskjellen ligger i om spennstålet påføres strekk før eller etter at betongen er støpt. Førøppspent betong er den vanligste metoden å spennarmere prefabrikkerte dekker på. Her spennes stålet med jekk og låses mellom to motholdskonstruksjoner. Videre støpes betongen direkte i kontakt med den førøppspente armeringen.

For spennarmerte flatdekker er etterøppspenning den vanligste måten utføre dekket på.

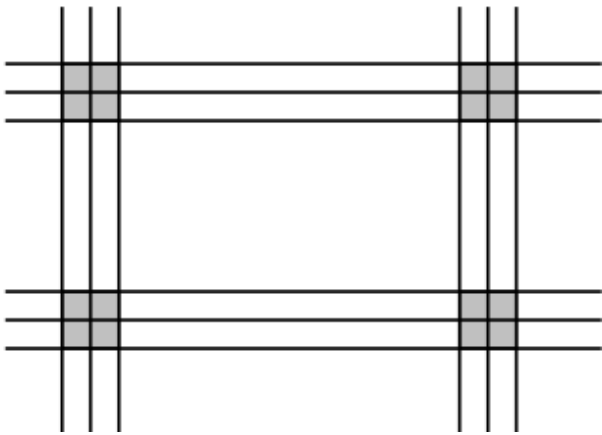
Etterøppspent armering kan utføres på to forskjellige måter: med injiserte- eller uinjiserte spennkabler. Den injiserte armeringsmetoden blir utført ved at man først lar betongen herde før armeringskablene blir oppspent, for så å fylle utsparingsrørene med injiseringsmørtel. Dette skaper heftforbindelse mellom betongkonstruksjonen og spennarmeringen, som sikrer at tøyningene er kompatible og at konstruksjonen vil oppføre seg som en førøppspent konstruksjon. Injiseringen beskytter også mot korrosjon [18].

Ved bruk av uinjisert metode kan konstruksjonen utføres uten heftforbindelse ved å bruke plastrør med ferdig monterte spenntau som er fylt med fettmasse. Fettmassen gir en lav friksjon ved oppspenning og beskytter mot korrosjon. Dette gir mindre tap i effektiv spennkraft ved oppspenning, samt mulighet til å bytte ut skadde enheter samtidig som injiseringsarbeidet unngås. Ulemper ved metoden inkluderer lavere bruddkapasitet for moment, fravær av spennarmeringens bidrag til rissfordeling og økt avhengighet av endeforankring. Uinjisert spennarmering kan gi rissfri plate og små nedbøyninger i bruksgrensetilstanden, samt økt skjærkapasitet i områdene rundt søylene [18].

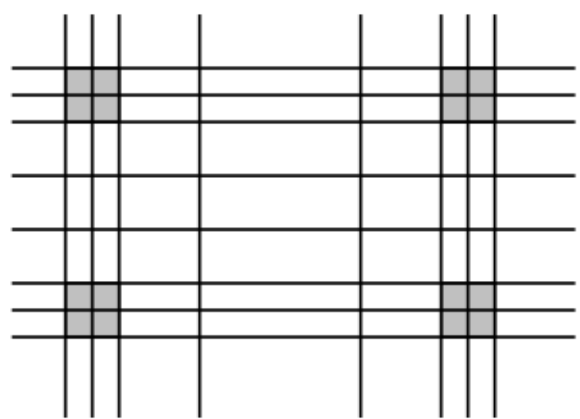


Figur 2.3: Figur (a) viser uinjisert spennkabel. Figur (b) viser injisert spennkabel.

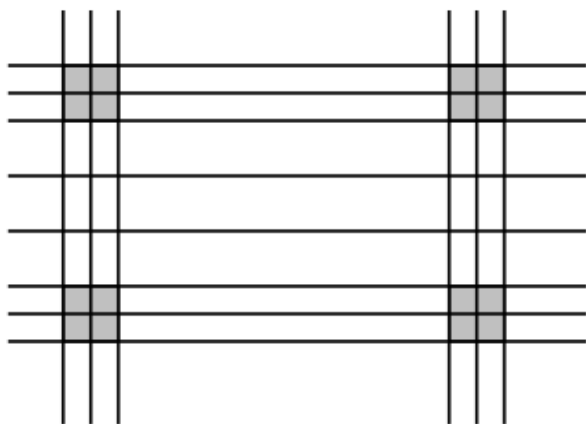
Kablene kan også legges på forskjellige måter ut ifra lastfordeling, plassering og antall utsparringer, samt konstruktørens egne preferanser [19]. De vanligste måtene å legge spennkabler er presentert i figur 2.4 - 2.7 [20].



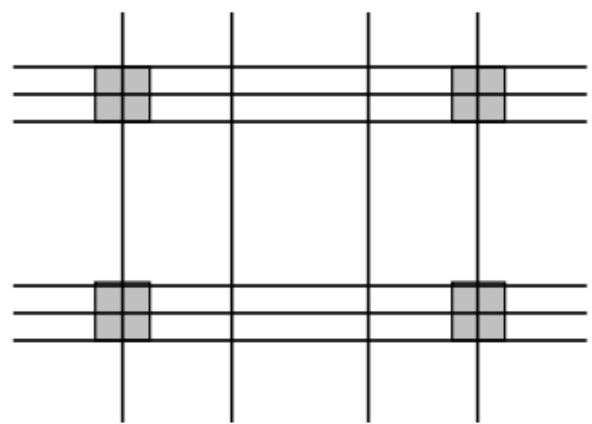
Figur 2.4: a) Kun konsentrerte spennkabler over begge søylestripene.



Figur 2.5: b) Utforming som er mest effektiv etter elastisitetsteorien.



Figur 2.6: c) Konsentrerte spennkabler i begge retninger med ekstra kabler i den lengste retningen.

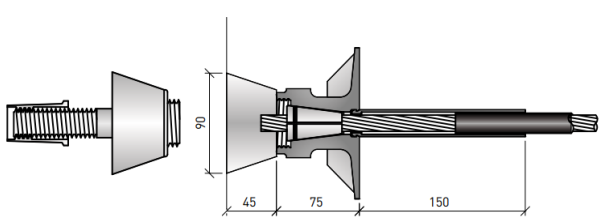


Figur 2.7: d) Jevnt fordelte spennkabler i en retning med konsentrerte kabler i en annen retning.

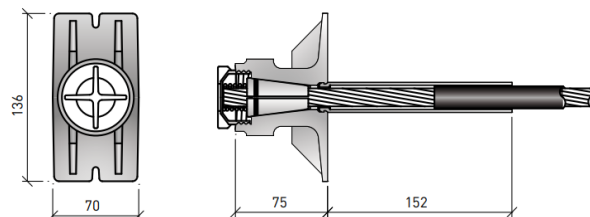
Ifølge Trygstad [18] er alternativ *a* og *d* de to mest aktuelle måtene å fordele spennkabler på i Norge. Å kun ha konsentrerte spennkabler i begge retninger vil være mest fordelaktig i dekker med flere utsparringer, mens jevnt fordelte spennkabler i den lengste retningen (*d*) er den beste løsningen for å begrense deformasjonene i dekket.

2.2.4 Forankring

For å opprettholde spennkraften i uinjiserte spennkabler må kablene forankres. Dette kan gjøres enten ved aktiv- eller passiv forankring. Ved aktiv forankring blir spenntauet spent opp ved bruk av en hydraulisk jekk. Det er derfor nødvendig at 0,7 meter av spenntauet stikker ut av forankringen. Når ønsket spennkraft er oppnådd låser man spenntauet med en kile. Den passive forankringen er i prinsippet lik den aktive, men leveres ferdig montert på endeforskalingen og kablene. Forankringen sikres med en låsekile, og blir presset inn og holdt på plass av et fjærbelastet endedecksel, som er påsatt ankeret [21].



Figur 2.8: Aktiv forankring.



Figur 2.9: Passiv forankring.

2.3 Laster

Forskjellige laster opptrer på forskjellige måter og til forskjellige tidspunkter. En last kan være direkte, altså at en kraft påføres på konstruksjonen, eller en indirekte last som skyldes en påført eller fastholdt tøyning. Indirekte laster forårsakes for eksempel av temperaturdifferanser, fuktvariasjon, ujevne setninger eller påførte akselerasjoner. Lastene klassifiseres så etter deres variasjon i tid og rom. Det skilles mellom permanente- og variable laster, samt ulykkspåvirkninger [15].

Dimensjonerende laster bestemmes etter Eurokode 0: *Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner* (EC0).

Dimensjonerende egenlaster bestemmes etter Eurokode 1: *Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt, og nyttelaster i bygninger* (EC1) [22].

2.3.1 Permanente laster

Permanente laster er påvirkninger som ikke endres gjennom den undersøkte fasen. Permanente laster kan også være påvirkninger som er sannsynlig til å vare over lengre perioder i konstruksjonens levetid [23]. De primære permanente lastene er egenvekt av selve konstruksjonen, faste installasjoner og laster med lang tidsvariasjon som for eksempel væsketrykk i forhold til et veldefinert nivå [15].

I denne oppgaven vil de permanente lastene bestå av betongens egenvekt, samt antatte egenlaster etter EC1.

2.3.2 Variable laster

Variable laster er laster på konstruksjonen som opptrer med ulik intensitet og styrke over tid. Eksempler på lastene kan være nyttelast, snølast eller vindlast. I oppgaven blir det kun tatt hensyn til nyttelaster ettersom det er den mest relevante variable lasten for flatdekker som ikke er utenomhus eller er påkjent av seismiske laster [22].

2.4 Dekkeløsninger

Etasjeskillere er todimensjonale konstruksjonselementer med liten tykkelse i forhold til deres andre dimensjoner. I motsetning til skiver, dimensjoneres etasjeskillere som plater og vil dermed kun ta laster normalt på sitt eget plan. Platene understøttes av søyler eller bjelkesystemer avhengig av formål [15]. I de fleste betongkonstruksjoner vil hovedmassen bestå av plateelementer. Det er derfor hensiktsmessig å optimalisere betongdekkene med hensyn til tidsbruk, økonomi og miljøoptimalisering. Derfor vil det være relevant å undersøke de mest brukte alternativene for betongdekker, altså plaststøpte- og prefabrikkerte betongdekker, med hensyn til klima.

Plaststøpt

Plaststøpt betong støpes i forskalingsformer på byggeplass, og blir ofte referert til som "vanlig betong". Fordelen med plaststøpt betong er at det er en svært tilpasningsdyktig metode.

Prefabrikkert

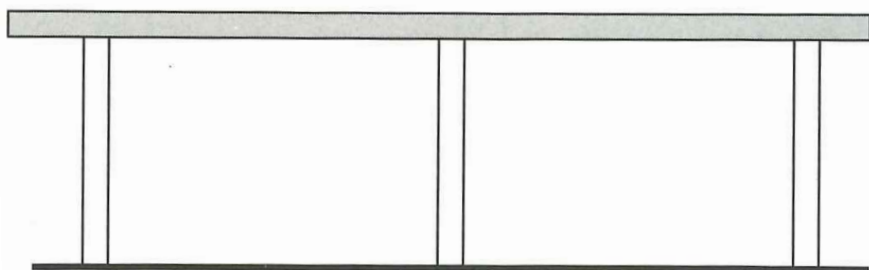
Prefabrikkert betong er en byggetype hvor betongelementer støpes i en fabrikk og deretter transporteres til byggeplassen for installasjon. Fordelen med prefabrikkert betong er at den tillater en høy grad av standardisering og kvalitetskontroll, ettersom støping og herding kan kontrolleres nøye i et fabrikkmiljø. Prefabrikkerte betongelementer reduserer også byggetiden ettersom de kan produseres utenfor byggeplassen samtidig som andre byggeaktiviteter pågår.

2.4.1 Flatdekker

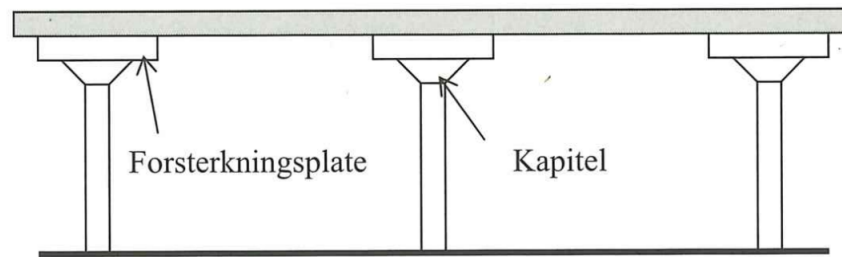
Sørensen [16] beskriver et flatdekke som en betegnelse på en plate som er opplagt direkte på søyler, uten bjelker mellom søylene. Det er vanlig å utføre flatdekket momentstiv forbundet med søylene som vanligvis er plassert i rektangulære mønstre.

Lokal skjærkapasitet ved søylene er lav for flatedekker. Det kan dermed være nødvendig å forsterke dekkene ved å øke søylens oppleggsflate. Dekkene blir derfor delt inn i to undergrupper: med søyleforsterkning eller uten søyleforsterkning [24].

I figur 2.10 og 2.11 er det vist hvordan flatdekker vanligvis blir utført med og uten forsterkning. Søyleforsterkning innebærer at området rundt søylen blir forsterket med en forsterkningsplate og et kapitel. Dette er en noe utdatert måte å bygge på ettersom løsningen krever mer utfordrende forskalingsarbeid, samtidig som byggehøyden reduseres. På grunn av ulempene med søyleforsterkning er det idag mest vanlig å bygge uten søyleforsterkning. Dette innebærer å benytte lokal skjærarmoring i platen i områdene rundt søylene som i figur 2.10.



Figur 2.10: Flatdekke med ren søyle/plate - forbindelse [16].

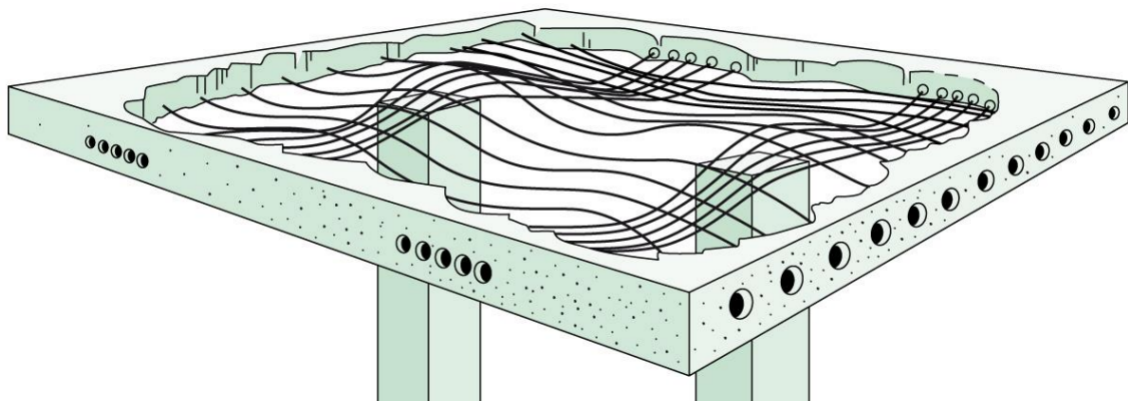


Figur 2.11: Flatdekke med kapitel og forsterkningsplater [16].

Spennarmert flatdekke

Flatdekker med lange spennvidder vil være spesielt utsatt for nedbøyning i bruksgrensetilstanden. Dersom lengre spennvidder er ønskelig er det fornuftig å bruke etterspent armering for å redusere nedbøyningene. Spennarmeringen blir utført slik at den følger strekksonene i betongen. Dette betyr at spennarmeringen ligger i underkant i felt og i overkant ved søylene akkurat slik momentdiagrammet viser. Krumningen gir omlenkingskrefter som i feltet virker motsatt av de ytre kreftene, og betegnes som lastbalansering. I denne oppgaven blir det undersøkt med en uinjisert løsning, ettersom det er den vanligste måten å utforme spennarmerte flatdekker på i Norge [24].

Ved spennarmerte flatdekker er det ifølge Trygstad [18] fornuftig å velge tverrsnittshøyde i område $l/h = 42 - 45$, med en spennvidde l mellom 7 og 12 meter.



Figur 2.12: Illustrasjon av et spennarmert flatdekke [18].

2.4.2 Hulldekke

Hulldekker er en type prefabrikkert dekke som utføres med førøppspente armeringskabler og langsgående hull. Ettersom dekkene er hule, oppnås en betydelig reduksjon i egenvekt sammenlignet med tradisjonelle dekkeløsninger [25]. Reduksjonen i egenvekt gjør at belastningen på konstruksjonen blir redusert, som gir mulighet til å økt spennviddene. Hulldekker er mye brukt i industribygg, kommersielle bygninger og boliger på grunn av sin styrke, holdbarhet og kostnadseffektivitet. I tillegg har hulldekker fordelen av at installasjon på byggeplassen er rask og enkel, ettersom de er prefabrickerte og kan leveres ferdig tilpasset. Dette bidrar til å redusere byggetiden og øke effektiviteten i byggeprosessen. På den andre siden må hulldekker hvile på bjelker slik at kraftoverføringen blir tatt opp i begge retninger. Et resultat av dette er at etasjehøyden i bygget øker.



Figur 2.13: Illustrasjon av hulldekke [26].

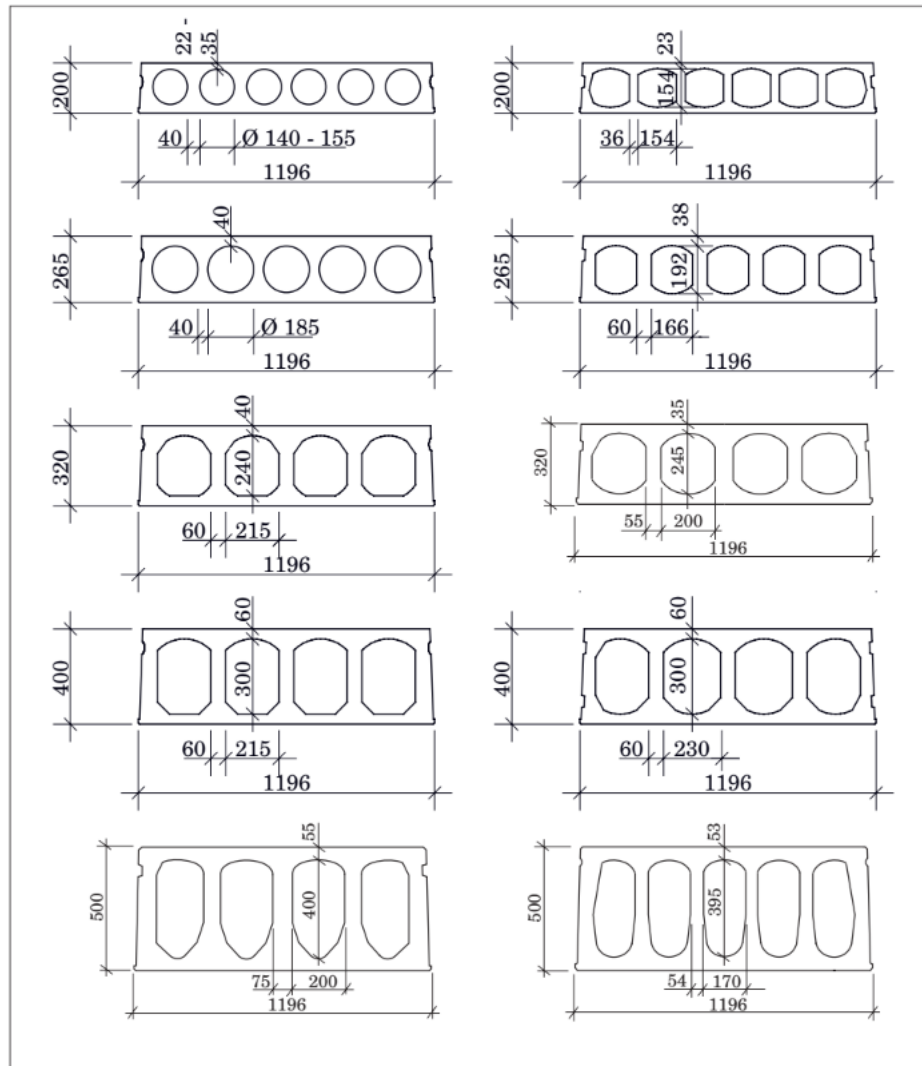
Dimensjoner

Den reduserte egenvekten og spennarmeringen gjør at hulldekkene kan ha store spennvidder med liten byggehøyde. Dekkene har en modulbredde på 1200mm og høyder fra 200mm til 500mm, vist i figur 2.14. Maksimal anbefalt spennvidde er fra 10m-19m, stigende med høyden [25].

Tabell 2.5: Vekter og anbefalte spennvidder for hulldekker [25].

Elementtype B/H	Egenvekt av fuget dekke, kN/m^2	Maks anbefalt spennvidde, m
1200/200	2,6	10
1200/220	3,1	10
1200/265	3,7	13
1200/285	4,2	13
1200/320	4,2	15
1200/340	4,7	15
1200/400	5,0	17
1200/420	5,5	17
1200/500	6,8	19
1200/520	7,3	19

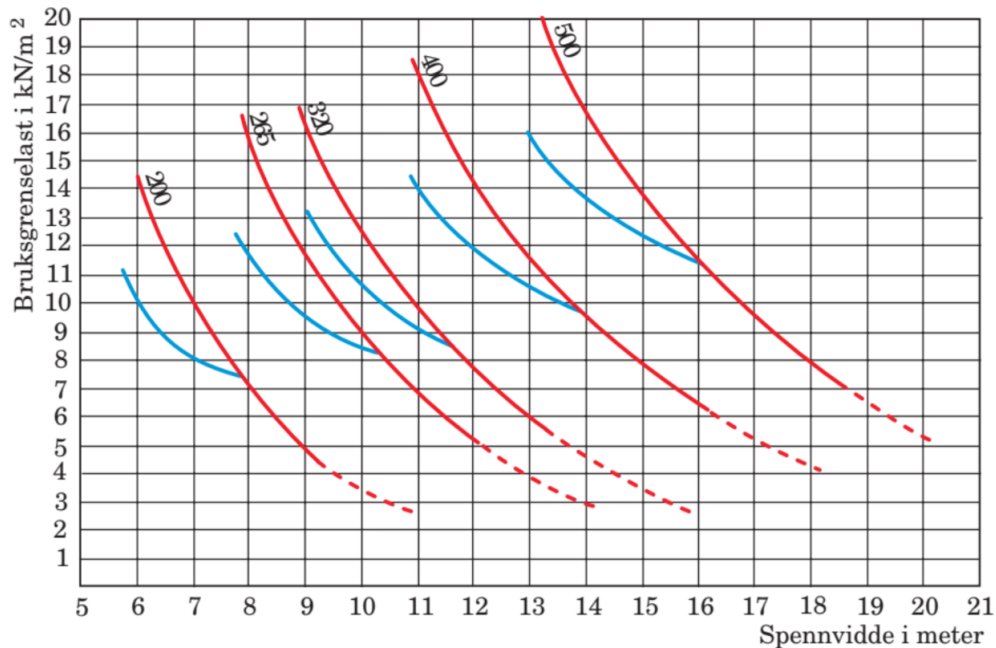
I tillegg kan hullene bli brukt til fremføring av el- og VVS-installasjoner, og kan erstatte fordelingskanaler for ventilasjon.



Figur 2.14: Vanlige tverrsnitt for hulldekker [25].

Bæreevne

Figur 2.15 angir bæreevnen til hulldekkene når egenvekten er inkludert. Den angitte bæreevnen er øvre grense med maksimal armeringsmengde. Den blå kurven indikerer at skjærpåkjenning kan bli den dimensjonerende lasten. Den røde stiplede kurven indikerer at deformasjonen må kontrolleres. Figuren blir brukt som overslagsberegning, hvor pålitelighetsklassen, brannmotstand og lastfaktor avgjør om det må brukes mer nøyaktige beregninger. Tallene på diagrammet referer til høyden på hulldekke som er vist på figur 2.14.



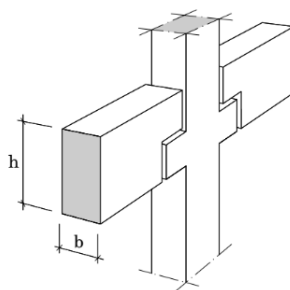
Figur 2.15: Orienterende bæreevne for hulldekker [25].

Bjelker

For at lastene skal bli tatt opp i begge retningene er det nødvendig at hulldekkene hviler på bjelker. Eksempler på bjelker som benyttes i et hulldekkesystem er rektangulære bjelker og hyllebjelker, eller IB-bjelker. Rektangulære bjelker kommer i ulike varianter. De vanligste variantene betegnes LB, DLB og LFB. Disse bjelkene blir brukt for å redusere konstruksjonshøyden, ved at hulldekkene hviler på langsgående hylleopplegg på bjelkene. Når RB-bjelker benyttes, hviler hulldekkene direkte på bjelkene, som gir større momentkapasitet. IB-bjelker blir brukt dersom det er store spennvidder og/eller lastpåkjenning på bjelkene. Bjelkene er som regel prefabrikkert og kan leveres slakkarmert eller spennarmert. Dersom bjelkene er kontinuerlig er det mest normalt å ha en kombinasjon av slakkarmering og spennarmering [25].

RB-bjelker

For denne typen oppgaver er RB-bjelker relevant å benytte, ettersom dette systemet har større momentkapasitet sammenlignet med andre systemer, som for eksempel L-bjelker (LB) og dobbel L-bjelke (DLB). RB-bjelkene blir oftest levert i tverrsnittsdimensjonene presentert i tabell 2.6, med neseopplegg vist i figur 2.16.



Figur 2.16: RB-bjelke med neseopplegg [25].

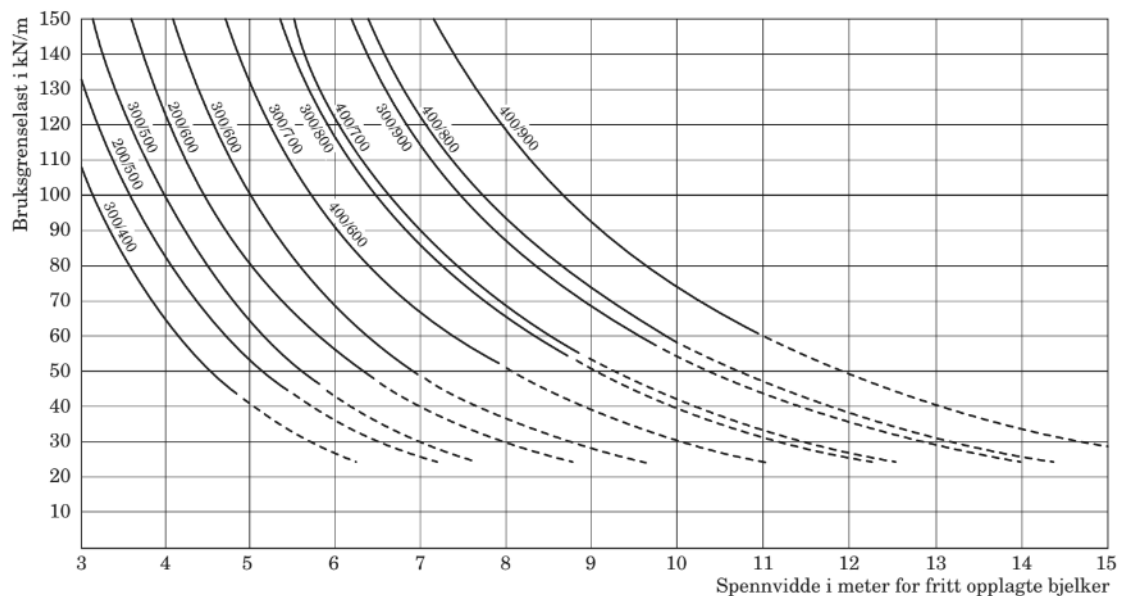
Tabell 2.6: Vanlige tverrsnittsdimensjoner for RB-bjelker [25].

Bredde b (mm)	Høyde h (mm)					
	400	500	600	700	800	900
200						
300						
400						

Bæreevne for RB-bjelker

Figur 2.17 angir nyttelasten RB-bjelkene kan bli utsatt for, i tillegg til egenlasten for fritt opplagte bjelker. Bæreevnen blir bestemt av spennvidde og bruksgrenselast på bjelkene, hvor belastningen består av egenlaster (g) og nyttelaster (p).

$$0,9 \cdot g + p \leq \text{avlest bruksgrenselast}$$

**Figur 2.17:** Bæreevne for RB-bjelker (b/h) [25].

De striplete linjene angir områder der det er nødvendig å gjøre ytterligere tester for deformasjon. Diagrammet har korrigering for egenvekt, dermed skal ikke egenvekt inkluderes i utregningen. Betongelementboka presenterer også en tabell som viser anbefalt maksimalt bruddgrensemoment for de ulike RB-bjelkene, vist i tabell 2.7.

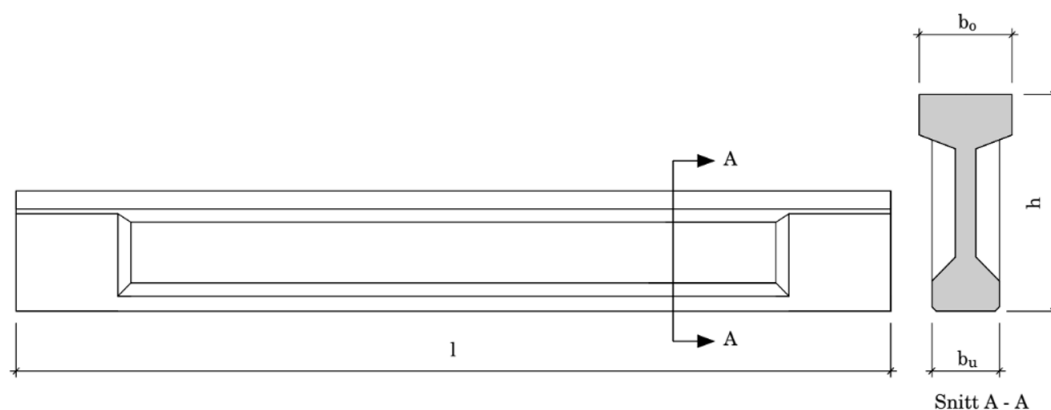
Figur 2.17 og tabell 2.7 baseres på en betongkvalitet B45, karakteristisk fasthet, $f_{p0,1k} = 1640$ MPa og slakkarmering i kvalitet B500NC.

Tabell 2.7: Anbefalt maksimalt bruddgrensemoment for RB-bjelker [25].

Bredde b (mm)	Høyde h (mm)	Dimensjonerende momentkapasitet (kNm)	
200	500	278	275
	600	407	405
300	400	212	210
	500	326	325
	600	508	510
	700	682	680
	800	876	875
	900	1178	1180
400	600	695	695
	700	924	925
	800	1247	1245
	900	1599	1600

IB-bjelker

IB-bjelker kan leveres i lengder opp til 35m og 2m høyde som er en betydelig økning i dimensjonene i forhold til de andre bjelkesystemene. Det er dermed mulig med store spennvidder og lastpåkjenning ved bruk av IB-bjelker i et hulldekkingsystem. IB-bjerkene har et I-tverrsnitt, men vil ved opplaget ha utvidet steg slik at steg og underflens har lik bredde ved opplager, slik at tverrsnittet blir rektangulært, vist i figur 2.18. IB-bjerkene blir oftest levert i tverrsnittdimensjonene presentert i tabell 2.8 [25].

**Figur 2.18:** Tverrsnitt IB-bjelke [25].

Tabell 2.8: Tverrsnittsdimensjoner IB-bjelker [25].

Høyde (mm)	bredde b_u/b_0 (mm)		
	300/300	300/400	300/500
600			
800			
1000			
1200			
1400			
1600			
1800			
2000			

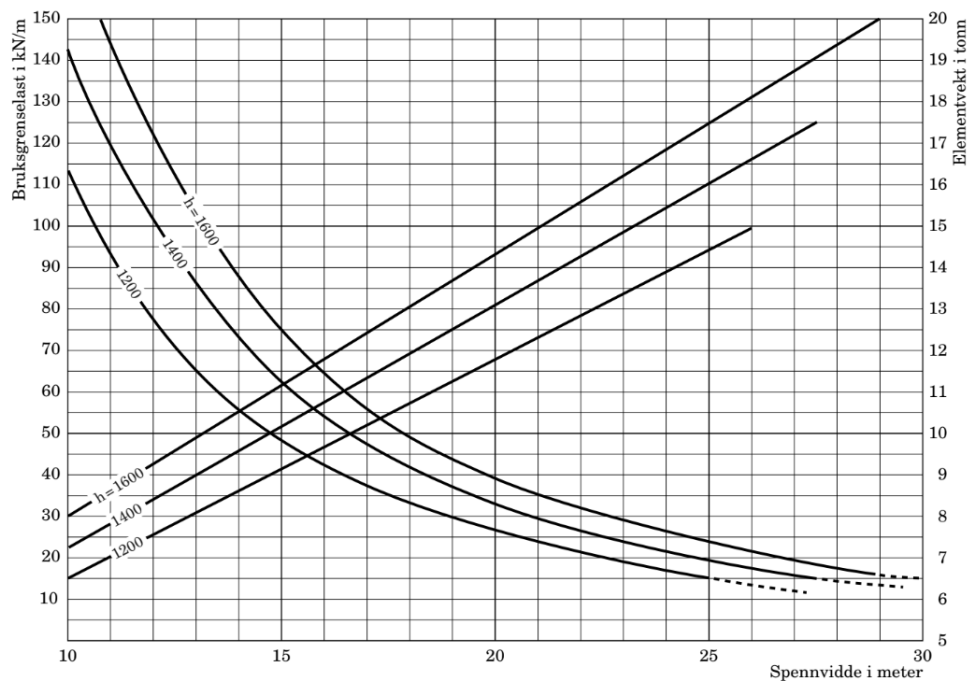
Bæreevne for IB-bjelker

Figur 2.19 angir nyttelasten IB-bjelkene kan bli utsatt for, i tillegg til egenlasten for fritt opplagte bjelker. Bæreevnen blir bestemt av spennvidde og bruksgrenselast på bjelkene, hvor belastningen består av egenlaster (g) og nyttelaster (p).

$$0,9g + p \leq \text{avlest bruksgrenselast}$$

I de striplete områdene er det nødvendig å gjøre ytterligere tester for deformasjon. Korrigering for egenvekt er gjort, så det skal ikke tas med i utregningen.

Diagrammene baseres på en betongkvalitet B45, karakteristisk fasthet, $f_{p0,1k} = 1640$ MPa og slakkarmering i kvalitet B500NC.

**Figur 2.19:** Bæreevne IB-bjelke for IB 400/h (b_0/h) [25].

3 Metode

3.1 Laster og lastgrunnlag

Alle konstruksjoner blir utsatt for forskjellige virkninger som både kan opptre alene og i kombinasjon med andre påvirkninger. Lastvirkningene i oppgaven vil bli klassifisert i henhold til Eurokode 0 (EC0) på følgende måte [27]:

- G - Permanente påvirkninger, typisk Egenvekt og påført egenlast
- Q - Variable påvirkninger, for eksempel nyttelast, snølast eller vindlast

EC0 gir også krav knyttet til byggets sikkerhet, brukbarhet og bestandighet. For å oppfylle disse kravene må konstruksjonen oppfylle kravene til de to grensetilstandene brudd- og bruksgrense. Bruddgrensetilstanden er tilstanden som er av betydning for menneskers sikkerhet og/eller konstruksjonens sikkerhet. Bruksgrensetilstanden er tilstanden som har betydning for:

- Konstruksjonens eller konstruksjonsdelenes funksjonsdyktighet ved normal bruk
- Menneskers komfort
- Konstruksjonens utseende

Påvisning av bruksgrensetilstanden bør baseres på kriterier knyttet til deformasjoner, vibrasjoner og skader som i vesentlig grad påvirker konstruksjonens utseende, bestandighet eller funksjonsdyktighet.

For å påvise at konstruksjonen har tilstrekkelig kapasitet benyttes partialfaktormetoden. Metoden går ut på å multiplisere lastene med forskjellige partialfaktorer som tar hensyn til mulige gunstige eller ugunstige avvik på lastens antatte størrelse.

3.1.1 Lastkombinering i brudd- og bruksgrensetilstanden

Lastkombinasjonene er ikke like for de forskjellige grensetilstandene. Dette er fordi hver enkelt grensetilstand har forskjellige hensyn som må tas i betraktning.

Bruddgrensetilstanden

For å bestemme de dimensjonerende lastene som virker på konstruksjonen benyttes likning 6.10a og 6.10b i EC0, hvor den mest ugunstige av likningene benyttes.

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

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

Hvor $\gamma_{G,j,sup} = 1,35$, $\gamma_{Q,k,1} = 1,5$ og $\xi = 0,89$ av Tabell NA.A1.2(B) i EC0. Med antagelse om kun en permanent last og en variabel last vil de dimensjonerende lastene i bruddgrensetilstand bli:

$$q_{Ed} = 1,35G_k + \gamma_p P + \psi_0 \cdot 1,5q_k$$

$$q_{Ed} = 1,2G_k + \gamma_p P + 1,5Q_k$$

Hvor Q_k og G_k er karakteristisk verdi for variabel og permanent last. P er forspenningskraften med partialfaktoren γ_p som bestemmes etter NA.2.4.2.2(1) EC2 og er lik 0,9 eller 1,1 avhengig om tvangsmomentet fra forspenningen er gunstig eller ugunstig.

Bruksgrensetilstanden

Dimensjonerende laster i bruksgrensetilstanden bestemmes etter punkt 6.5.3(2) i EC2. Den vanligste lastkombinasjonen er den kvasi-permanente kombinasjonen som benyttes når det skal tas hensyn til langtidsdeformasjoner, komfort og konstruksjonsens utseende. Verdiene for de forskjellige partialfaktorene finnes i tabell A1.4 i EC0. I likhet med bruddgrensetilstanden kan det i bruksgrensetilstanden antas kun en permanent og en variabel last slik at:

$$q_{Ed} = G_k + P + \psi_2 \cdot Q_k$$

Hvor ψ_2 er den kvasi-permanente faktoren som tar hensyn til verdier av variable påvirkninger og sannsynligheten for hvor ofte de forekommer. Verdien av ψ_2 bestemmes etter NA.A1.1 i EC0, og er fastsatt for denne oppgaven i tabell 4.3 i kapittel 4.1.1.

3.1.2 Nyttelaster

Nyttelastene bestemmes etter EC1 tabell 6.1 og 6.2. Det velges brukskategori A, B, C1 og C3 som er eksempler på kontorbygg, boligbygg, skoler og forskjellige offentlige bygg.

Nyttelastene som benyttes i oppgaven er presentert i tabell 3.1 og er typiske nyttelaster for kontorbygg, skoler, boliger og diverse offentlige bygg etter EC1.

Tabell 3.1: Nyttelaster, etter EC1.

Brukskategori	Type bygg	Nyttelast (kN/m ²)
A	Bolig	2,0
B	Kontor	3,0
C1	Skole	3,0
C3	Museer, sykehus, hoteller og offentlige administrasjonsbygg	5,0

Dermed vil nyttelastene være på 2,0, 3,0 og 5,0 kN/m² for flatdekkene i oppgaven. I tillegg er det flere brukskategorier i EC1 som benytter de samme nyttelastene slik at det i praksis er flere typer bygg som er relevante for oppgaven enn de som er beskrevet i tabell 3.1.

3.1.3 Egenlaster

Egenlastene i oppgaven er basert på betongens egenvekt som er satt til 25 kN/m². Egenvekten vil ikke bli benyttet til beregninger i oppgaven, ettersom de spennarmerte flatdekkenes egenvekt blir beregnet av dataprogrammet ADAPT-Builder, og hulldekkenes egenvekt allerede er inkludert ved dimensjonering etter metoden fra betongelementboken.

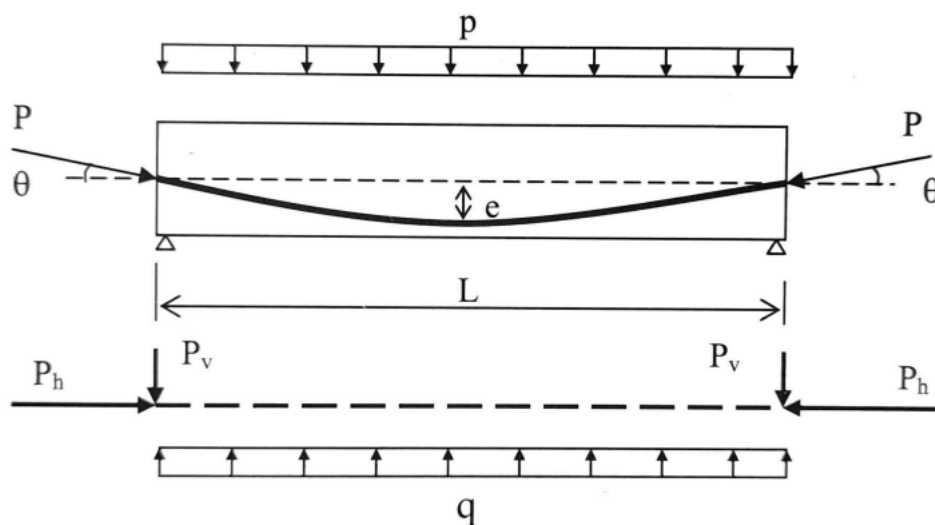
I tillegg til betongens egenvekt vil det også bli tatt hensyn til påførte egenlaster på dekket. Påførte egenlaster er permanente laster fra ikke-bærende bygningsdeler som for eksempel indre vegger, himling eller avretting. Størrelsen på den påførte egenlasten er antatt til 1 kN/m².

3.2 Lastbalansering

Som nevnt i kapittel 2.4.1 blir spennkablene plassert langs strekksonen i betongen for å motvirke de ytre kreftene. Ettersom strekksonen har varierende kurve vil man få en varierende eksentrisitet e i konstruksjonen. Når kablene blir oppspent vil eksentrisiteten gi en tverrkraft i betongen. Disse kreftene blir kalt ekvivalente krefter. Dersom kablene har en kurvet form vil tverrkreftene opptre som en jevnt fordelt last.

Beregning av de ekvivalente kreftene utføres med å definere spennarmeringsprofilen $y = f(x)$. Videre kan helningen utledes av spennarmeringen, $\theta(x) \approx \tan\theta(x) = dy/dx$. Den ekvivalente lasten langs x-retningen for bjelken blir benevnet $q = q(x)$. Da blir likevekt i y-retningen tilnærmet $q(x) \cdot dx \approx P \cdot d\theta$. Den ekvivalente lasten i y-retning blir da:

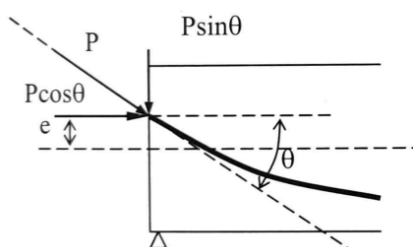
$$q(x) = P \cdot \frac{d\theta}{dx} = P \cdot \frac{d^2y}{dx^2}$$



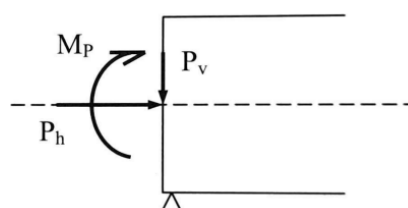
Figur 3.1: Lastbalansering av fritt opplagt bjelke [16].

En parabelformet spennarmeringsprofil som vist i figur 3.1 kan beskrives med ligningen, $y = ax^2 + bx + c$. Den ekvivalente lasten i y-retning blir $q(x) = P \cdot \frac{d^2y}{dx^2} = P \cdot 2a$. Det vil si at en parabelformet spennarmering vil gi en jevnt fordelt last med konstant intensitet på betongkonstruksjonen. Ved å sette $x = L/2$ i ligningen får man løsningen $a = 4 \cdot e/L^2$. Da kan $q(x)$ løses med å sette inn verdien for a som gir resultatet $q(x) = \frac{P \cdot 8e}{L^2}$. Eksakt lastbalansering kan oppnås ved å sette $p = q$ og endre e og/eller P .

I tillegg til de ekvivalente tverrkreftene langs spennarmeringen vil det oppstå konsentrerte krefter ved forankringen av spennarmeringen. Disse kreftene kalles forankringskrefter, og opptre som konsentrerte laster ved endeforankringen.



Figur 3.2: Forankringskrefter.



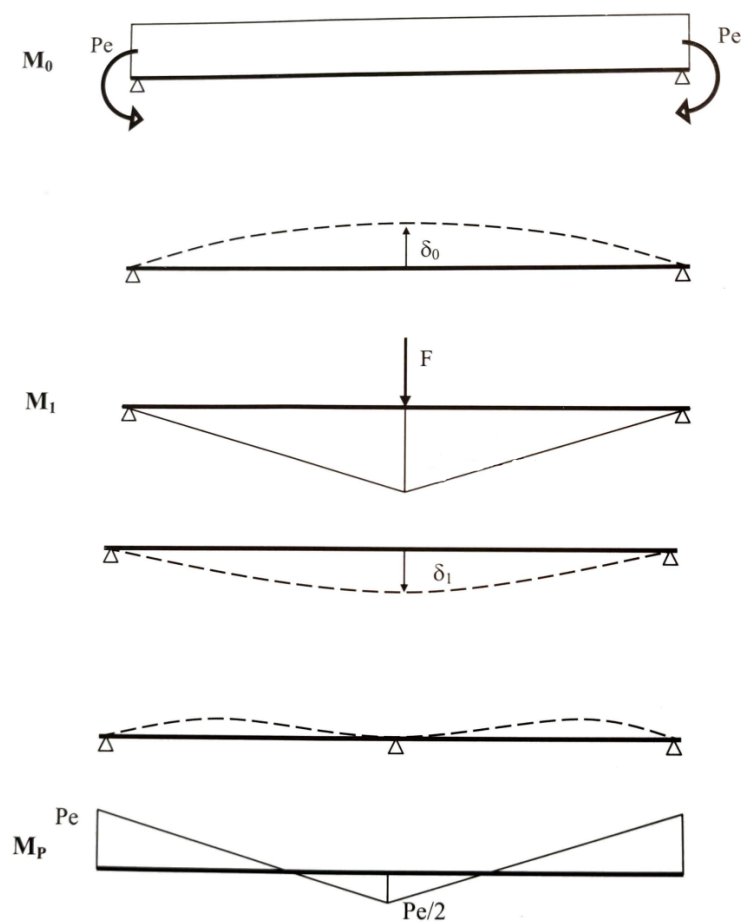
Figur 3.3: Ekvivalente forankringskrefter.

Som vist i figurene, dekomponeres spennkraften P til horisontale og vertikale komponenter P_h og P_V . Komponentene virker i tverrsnittets tyngdepunktsakse med eksentrisitetsmomentet M_P . Ettersom lengden på spennarmeringen ofte er stor i forhold til tykkelsen på tverrsnittet, vil θ bli liten slik at $\sin\theta \approx \theta$ og $\cos\theta \approx 1$ [25]. Dermed kan de ekvivalente forankringskreftene defineres slik:

$$P_h = P \cdot \cos\theta \approx P \quad P_V = P \cdot \sin\theta \approx P \cdot \theta \quad M_P = P \cdot \cos\theta \cdot e \approx P \cdot e$$

3.3 Statisk ubestemte konstruksjoner

I en statisk bestemt konstruksjon vil momentene fra forspenning kun bestå av *primærmomentet* $M_0 = P \cdot e$, altså spennkraft multiplisert med eksentrisitet. Ettersom oppgaven baseres på flerfelts faltdekker, vil konstruksjonene i oppgaven være statisk ubestemte, som betyr at de vil bli utsatt for enda et momentbidrag, kjent som *sekundærmoment*, eller *tvangsmoment*. En kan tenke seg at tvangsmomentet tvinger dekket ned til opplegget av en kraft som gir momentforløp, M_1 . Det totale momentforløpet ved en statisk ubestemt konstruksjon vil dermed bli $M_P = M_0 + M_1$.



Figur 3.4: Tofeltes bjelke med rettlinjert spennarmering viser konseptet med tvangskrefter og forskyvning [16].

3.4 Utforming av spennarmerte flatdekker

Spennarmerte flatdekker kan dimensjoneres på ulike måter og med hensyn til mange faktorer. Ettersom oppgaven primært fokuserer på klimagassutslipp er det blitt forsøkt å utforme og optimalisere de spennarmerte flatdekkene slik at materialbruken blir lavest mulig. Samtidig har det blitt forsøkt å utforme flatdekker som er mest representative for hvordan det bygges idag, både med hensyn til dimensjonering og de praktiske forhold på byggeplass.

Som beskrevet i kapittel 2.2.2, kan spennkablene legges etter forskjellige mønster i plateplanet. Det er to måter som er de vanligste: konsentrerte spennkabler i den korteste retningen med jevnt fordelte kabler i den lengste retningen, eller med jevnt fordelte kabler i begge retninger. Løsningen som blir anvendt i denne oppgaven er den førstnevnte ettersom den gir minst nedbøyning i dekket [18]. Spennkabelsystemet til oppgaven er vist i figur 4.1.

3.5 Krav til overdekning

Det første steget for å beregne slakkarmeringens plassering, er å beregne nødvendig overdekning. Overdekningen beregnes ved å følge kravene i EC2, hvor den første avgjørelsen er å bestemme betongens eksponeringsklasse etter tabell 4.1 i EC2. Som nevnt i kapittel 2.3 antas det at etasjeskillerne i denne oppgave inngår i kontorbygg, skoler og liknende typer bygg, slik at det kan antas at betongen utsettes for lav luftfuktighet, liten grad av klorider og små temperaturdifferanser og kjemiske angrep. Dermed antas eksponeringsklasse XC1.

Den nominelle overdekningen c_{nom} , er definert som minste overdekning c_{min} pluss et avvik Δc_{dev} som bestemmes etter punkt 4.4.1.1 i EC2:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Hvor c_{min} skal sikre:

- Sikker overføring av krefter ved hjelp av heft
- Beskyttelse av stål mot korrosjon (bestandighet)
- Tilfredsstillende brannmotstand etter NS-EN 1992-1-2

Den minste verdien av c_{min} kommer av formel 4.2 i EC2:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b} : c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} : 10mm\}$$

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

I henhold til NA.4.4.1.2(6)-(8) settes verdien av $\Delta c_{dur,\gamma}$, $\Delta c_{dur,st}$ og $\Delta c_{dur,add}$ til 0. Tabell NA.4.2 angir krav til minste overdekning som følge av kravene til heft $c_{min,b}$, og settes lik armeringens stangdiameteren ettersom slakkarmeringen er lagt som enkeltstenger. Stangdiameteren settes til 16 mm slik at $c_{min,b} = 16$ mm.

Tabell NA.4.4N angir verdien for $c_{min,dur}$, som for 50 års dimensjonerende brukstid og eksponeringsklasse XC1 blir 15 mm. Dermed blir verdien for c_{min} bli følgende:

$$c_{min} = \max\{16 : 15 + 0 - 0 - 0 : 10mm\} = 16 \text{ mm}$$

I henhold til NA.4.4.1.3(1) settes Δc_{dev} til 10 mm slik at verdien av c_{nom} blir $c_{nom} = 16 + 10 = 26$ mm, avrundes til 30mm.

3.6 Spennkraft

Spennkraft er kraften som benyttes for å spenne kablene i flatdekket. Den vanligste måten å spenne kablene på, er ved å benytte en jekk for å strekke kablene. Hvor stor kraft spennkablene kan påføres er begrenset av fastheten og tverrsnittet til kablene. Den endelige kraften som påføres spennkablene vil være noe lavere ettersom kablene utsettes forskjellige umiddelbare tap. De ulike tapene er beskrevet i kapittel 3.6.5.

3.6.1 Største spennkraft

Kraften fra den påførte spennkraften blir beregnet etter EC2 punkt 5.10.2.1(1):

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

Hvor A_p er spennarmeringens tverrsnittsareal og $\sigma_{p,max}$ er største spenning påført spennkabelen, gitt ved $\sigma_{p,max} = \min\{k_1 \cdot f_{pk}; k_2 \cdot f_{p0,1k}\}$. Det nasjonale tillegget angir anbefalte verdier for k_1 og k_2 . Verdiene anbefales til henholdsvis 0,8 og 0,9. Dersom jekken kan måles med en nøyaktighet på $\pm 5\%$ av verdien på forspenningskraften kan P_{max} økes til $k_3 \cdot f_{p0,1k} \cdot A_p$, hvor k_3 er 0,95.

3.6.2 Virkning av forspenning i bruddgrensetilstanden

For uinjiserte spennkabler uten heft mellom betong og armering angir EC2 punkt 5.10.8(2) at det er nødvendig å ta hensyn til deformasjonen av hele konstruksjonsdelen når spenningsøkningen i spennstålet skal beregnes. Dersom detaljert beregning ikke foretas kan det antas at økningen i spenningene i spennstålet i bruddgrensetilstanden $\Delta\sigma_{P,ULS}$ kan settes til 100 MPa. Spenningsøkningen benyttes ved beregning av momentkapasitet i bruddgrensetilstanden.

3.6.3 Initiell forspenningskraft

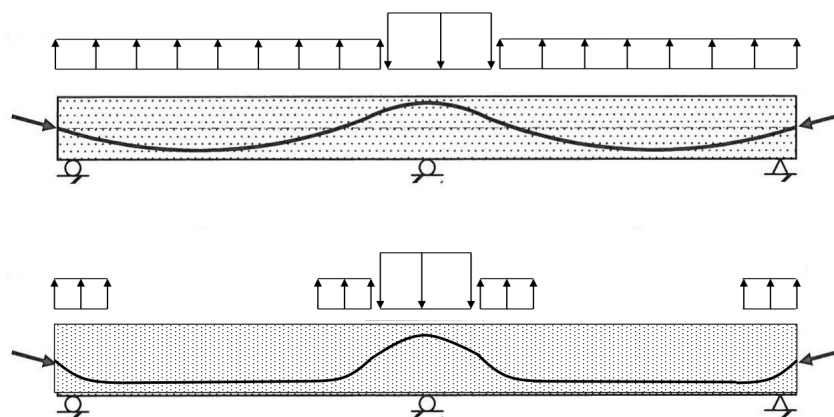
EC2 5.10.3 gir en anbefaling på hva verdien på den initielle forspenningskraften P_{m0} bør være umiddelbart etter oppspenning og låsing, eller etter overføring av forspenning. Den initielle forspenningskraften beregnes ved å trekke fra de umiddelbare tapene fra oppspenningskraften P_{max} og bør ikke overstige verdien:

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

Hvor $\sigma_{pm0}(x)$ angir kraften i spennkabelen umiddelbart etter oppspenning, gitt ved $\sigma_{pm0} = \min\{k_7 \cdot f_{pk}; k_8 \cdot f_{p0,1k}\}$. De anbefalte verdiene for k_7 og k_8 er henholdsvis 0,75 og 0,85 gitt av det nasjonale tillegget.

3.6.4 Plassering av spennkabler

Ved plassering av spennkabler er eksentrisiteten til kabelen den viktigste faktoren å vurdere. Tidligere ble spennarmeringen ofte plassert i en parabelform med strekksonen, mens det i dag er vanlig å velge en harpet profil, som utføres ved å legge spennarmeringen rettlinjet og så raskt som mulig i strekksonen, slik som vist på figur 3.5. En harpet profil har vist seg å øke kapasiteten med 20-30 %, og har de ekstra fordelene av å være enklere å montere, krevrer færre høydestoler og gjør det lettere å bevege seg på dekket [28].



Figur 3.5: Figur av parabelformet- og harpet profil [28].

I denne oppgaven er det valgt å bruke en harpet profil på spennarmeringen med forholdet $A/L = 0,4$, der A er lengden på den horisontale delen av spennarmeringen. Dette forholdet gir optimalt resultat ettersom det vil resultere i et større løft enn ved en parabelformet profil [18].

3.6.5 Tap av spennkraft

Ved spennarmering vil noe av den målte kraften fra oppspenningen reduseres av tidsavhengige årsaker som svinn eller kryp i betongen eller relaksasjon i spennstålet. Umiddelbare tap vil også oppstå. Dette kan være elastisk deformasjon, friksjon- og låsetap. Det er nødvendig å bruke høykvalitets stål ved spennarmering ettersom spennings tapet blir prosentvis mindre for et spennstål med høy fasthet enn for vanlig armeringsstål. I denne oppgaven har det blitt valgt en karakteristisk fasthet på 1800MPa for spennstålet, som er mer enn tre ganger så høyt som vanlig armeringsstål som er på rundt 500 MPa.

Som nevnt i kapittel 2.4.1 er uinjiserte etteroppspente flatdekker den vanligste måten å utføre spennarmerte flatdekker på. Ettersom det ikke er heft mellom betongen og spennarmeringen i slike dekkekonstruksjoner vil dette føre til at forskjellen i tøyning mellom spennstålet og betongen blir mindre enn ønsket. De vanligste forholdene som forårsaker slike tap for etteroppspente uinjiserte flatdekker er låsetap og friksjonstap [28].

Tap ved forankring

Ved benyttelse av forankring med spenntau er det vanlig at det vil oppstå noen millimeter gliding av stålet når kraften overføres fra jekken til forankringen.

Glidingen, $\Delta L_{lås}$ fører til at spennstålet får en relativ forkortelse med lengde L :

$$\Delta \varepsilon_{lås} = \frac{\Delta L_{lås}}{L}$$

Ved oppspenning vil det også oppstå tøyninger av spennstålet. Oppspenningstøyningene $\varepsilon_{p,jekke}$ beregnes ved å dividerer jekkekraften på spennarmeringens kapasitet, altså $\frac{P_{jekke}}{E_s A_p}$.

Resultatet av glidingen er at et tap av spennkraft oppstår. Det totale låsetapet betegnes som $\Delta P_{lås}$ og beregnes som følgende:

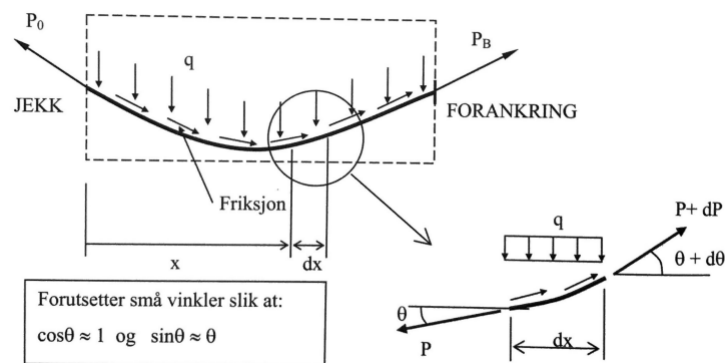
$$\Delta P_{lås} = \frac{\Delta \varepsilon_{lås}}{\varepsilon_{p,jekke}} \cdot P_{jekke}$$

Friksjonstap

Ved etteroppspenning med utsparingsrør vil det oppstå friksjonskrefter som reduserer heften mellom betongen og spennstålet. Spennkablene i denne oppgaven er uinjiserte. Som beskrevet i kapittel 2.2.3 blir uinjiserte spennkabler fylt med fettmasse for å beskytte stålet mot korrosjon. Hesikten er å oppnå minst mulig heft mellom armeringsstålet og plastrøret. I praksis vil denne fettmassen aldri eliminere all friksjon slik at et friksjonstap vil oppstå. Friksjonstapet ΔP_{μ} beregnes etter punkt 5.10.5.2(1) i EC2:

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

Hvor θ er den totale vinkelendringen til spennarmeringen fra jekk ut til et snitt x . Variabelen K er en koeffisient som tar hensyn til utilsiktede vinkelendringer i spennkablene. μ er friksjonskoeffisienten mellom spennkabelen og kabelkanalen. Ifølge Sørensen vil friksjonskoeffisienten være i størrelsesorden $\mu = 0,05 - 0,07$ og tilleggs-krumningene $K = 0,005 - 0,01$ [16].



Figur 3.6: Friksjonstap [16].

Den mest effektive måten å redusere friksjonstap på er å redusere krumningen til spennarmeringen og forankre armeringen i begge ender.

Tap som følge av umiddelbar deformasjon av betongen

Ved oppspenning av spennkablene vil betongen komprimeres. Ved oppspenning av den første kabelen vil betongen få en deformasjon, mens ved oppspenning av den andre kabelen vil føre til at den første kabelen blir noe slappere og mister litt spennkraft. Til slutt vil den siste kabelen gi null tap av spennkraft slik at den totale tapet av spennkraft vil bli summen av alle tapene [29].

EC2 punkt 5.10.5.1(2) regner tapet som et midlere tap i hver spennkabel som følgende:

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \Sigma \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right]$$

Hvor j er en faktor som tar hensyn til antall identiske spennkabler som spennes opp etter hverandre. EC2 anbefaler å sette j lik 1/2. $\sigma_c(t)$ beskriver spenningsendringen i tyngdepunktet for spennkablene ($y = e$) ved et tidspunkt t . Tiden settes vanligvis til tiden hvor oppspenningen er ferdig [29].

Spenningsendringen er utledet av Sørensen med antagelse om urisnet betong i stadium I og er beskrevet i figur 3.14. Spenningsendringen kan beregnes på følgende måte:

$$\sigma_c = -\frac{P_0}{A_t} - \frac{P_0(e-y_t)^2}{I_t}$$

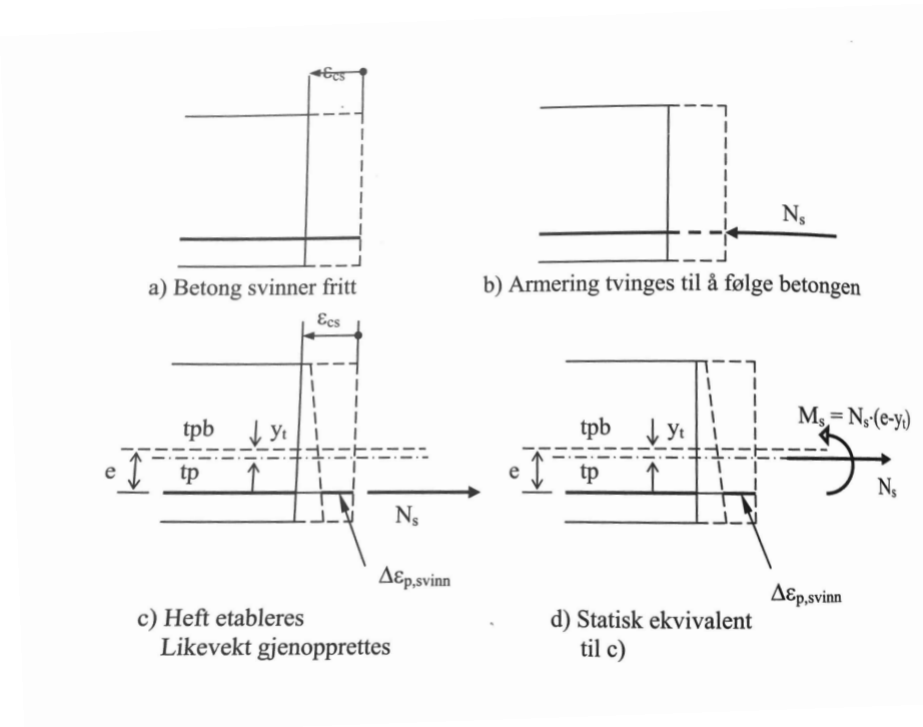
Hvor P_0 er forspenningskraften etter låsetap og friksjonstap. A_t er det transformerte tverrsnittet hvor armeringstverrsnittet uttrykkes som et ekvivalent betongtverrsnitt beregnet som $A_t = A_c + (\eta - 1)A_p$ og $\eta = \frac{E_p}{E_{cm}}$. Beliggenheten av tverrsnittets tyngdepunktakse beregnes som $y_t = \frac{(\eta - 1)A_p \cdot e}{A_t}$ og treghetsmomentet til tverrsnittet beregnes som $I_t = \frac{bh^3}{12} + bh \cdot y_t^2 + (\eta - 1)A_p \cdot (e - y_t)^2$.

Tidsavhengige tap

For betongkonstruksjoner med lang levetid vil betongen og stålets egenskaper gradvis forandres. Som følge av kryp, svinn og relaksasjon av spennstålet, vil den målte jekskraften bli redusert over tid [16].

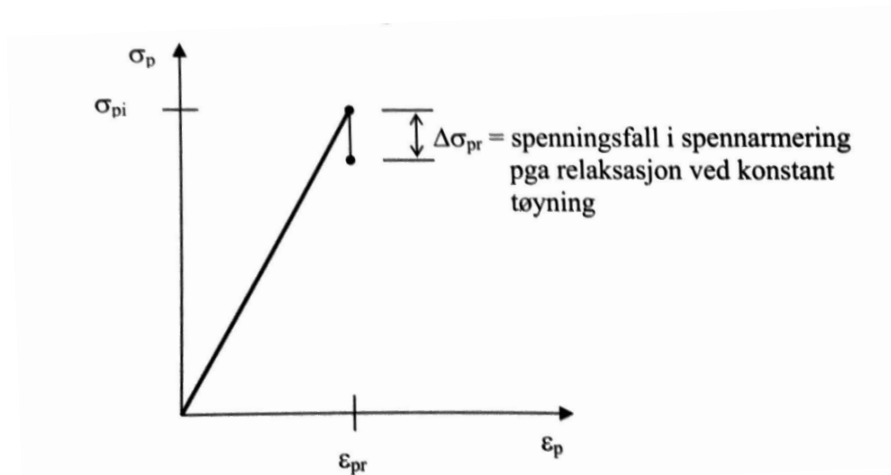
Kryp oppstår som følge av at betongen påkjennes av trykk over lang tid hvor virkningen av kryp beregnes ved hjelp av kryptallet som betegnes $\varphi(t, t_0)$ og er avhengig av relativ luftfuktighet og temperatur i omgivelsene, samt bygningsdelenes dimensjoner og betongsammensetning.

Svinn er et resultat av at betongen over lang tid tørker ut og krymper og er uavhengig av lastene på konstruksjonen. Svinntøyninger består av to bidrag: uttørkingssvinn ε_{cd} og autogene svinntøyninger (selvuttørkingssvinn) ε_{ca} . Summen av begge bidragene blir de totale svinntøyningene som betegnes som ε_{cs} [16]. Virkningen av svinn er illustrert i figur 3.7.



Figur 3.7: Virkning av svinn [16].

Relaksasjon av spennstålet går ut på at stålet får et spenningsfall når det utsettes for en konstant tøyning over tid. Dette er som følge av at spennstål stort sett blir utsatt for store strekktøyninger over sin levetid. Spenningsfallet i spennarmeringen som følge av relaksasjon betegnes som σ_{pr} og er avhengig av spenningen fra oppspenningen (σ_{pm0}), levetiden til konstruksjonen og spennstålets karakteristiske fasthet [16]. Se figur 3.8.



Figur 3.8: Relaksasjon av spennstål [16].

Disse tapene kan beregnes hver for seg, men EC2 punkt 5.10.6(2) gir en forenklet metode for beregning av tap pga kryp, svinn og relaksasjon. Det samlede tapet $\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ beregnes som følgende:

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

Hvor z_{cp} er spennarmeringens eksentrisitet = e.

3.7 Dimensjonering av spennarmerte flatdekker

Ved dimensjonering av flatdekker angir tillegg I i EC2 anbefalte beregningsmetoder som bør anvendes ved dimensjonering av flatdekker. Det oppgis fire eksempler på slike metoder: bjelkeristmodell, flytelinjemodell, elementmetoden og ved hjelp av en ekvivalent ramme. For denne oppgaven er elementmetoden den mest relevante ettersom dette er metoden som benyttes av ADAPT-Builder.

3.8 Modelleringsverktøy

ADAPT-Builder er et dataprogram bestående av en samling av design og analyseverktøy som lar brukere beregne spennarmerte betongkonstruksjoner ved bruk av tredimensjonal elementmetode. Programmet vil selv generere enveis eller toveis designstriper. Resultatene fra elementanalysen blir integrert og presentert på designstripene [30]. Programmet støtter Eurokode 2, men det nasjonale tillegget er ikke inkludert. Dette kan omgås ved å endre på faktorer og krav innad i programmet. For denne oppgaven er programvarene *Edge* og *Floor Pro* blitt benyttet til modelleringen av flatdekkene.

3.8.1 Elementmetoden

Elementmetoden er en numerisk metode for å få tilnærmede løsninger på komplekse matematiske problemer. Metoden går ut på å transformere en matematisk modell med et uendelig antall frihetsgrader om til en diskretisert (tilnærmet) modell med et endelig antall frihetsgrader. I elementmetoden deles et komplisert system inn i mange mindre deler som kalles for elementer. Mellom elementene antas det deformasjoner med formfunksjoner mellom hver node, som er punktene hvor elementene er koblet sammen.

Ettersom formfunksjonene antas og er tilnærminger til virkeligheten, vil elementmetoden ikke gi en eksakt løsning og er avhengig av stivheten i nodene. Dersom stivheten er kjent kan en finne forskyvningsfeltet til et element. Videre kan forskyvningene brukes til å beregne spenningstilstanden og tøyningstilstanden til elementet ved hjelp av materiallov. Samlet benyttes dette til å utlede systemets stivhetsmatrise som gir et likningssett med like mange ukjente som likninger. Ettersom nøyaktigheten av løsningen til elementmetoden øker med antall elementer vil dette være tidkrevende å beregne for hånd og derfor brukes det primært programvare til metoden. I denne oppgaven er det valgt å bruke dataprogrammet ADAPT-Builder.

3.9 Bruddgrensetilstanden

I henhold til Norsk betongforening publikasjon nr. 33 (NB 33) [24] er det i bruddgrensetilstanden aktuelt å kontrollere momentkapasiteten til flatdekkene, samt gjennomlokkingskapasiteten i det kritiske snittet rundt søylene.

3.9.1 Momentdimensjonering av spennarmerte flatdekker

Ved dimensjonering for moment kan spennkraft betraktes enten som en ytre last eller ved å betrakte virkningene av spennarmeringen som indre motstand. Den vanligste metoden å benytte når spennarmeringen er plassert i strekksonen er å betrakte virkningene av spennarmeringen som indre motstand [16].

Påvisning av momentkapasitet utføres ved følgende prosedyre [31]:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

$$\gamma_g \cdot M_g + \gamma_q \cdot M_q + \gamma_p \cdot M_1 \leq M_{Rd}$$

Dimensjonerende momenter

Spennarmerte flatdekker med flere spenn er statisk ubestemte. Som nevnt i kapittel 3.3 vil det i slike systemer oppstå tvangsmomenter, m_1 i tillegg til momentet fra forspenningen $m_0(x) = P \cdot e(x)$ og betegnes som

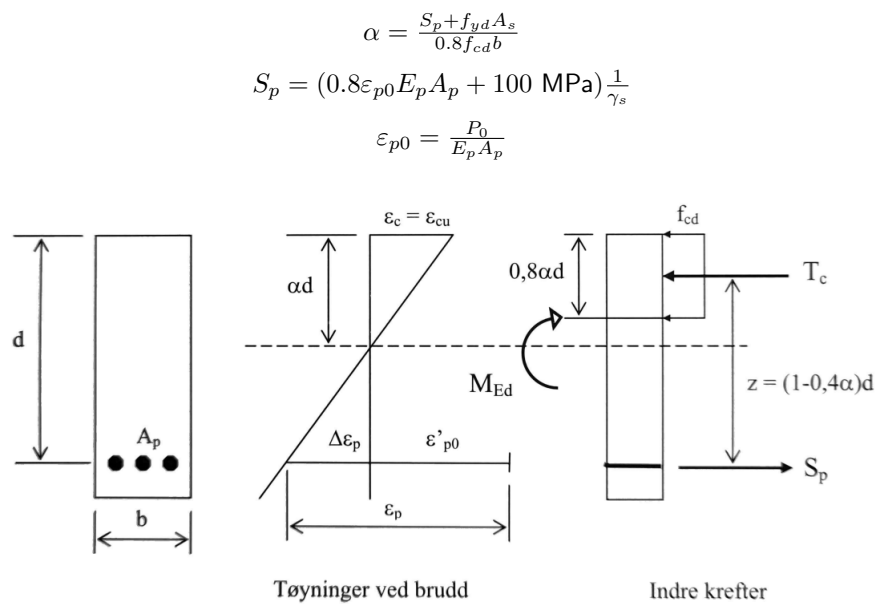
primærmomentet. Det totale momentet er summen av primærmomentet og tvangsmomentet, $m_P = m_0 + m_1$.

Dimensjonerende momentkapasitet

Momentkapasiteten beregnes ved å ta likevekt om tverrsnittet i figur 3.9. Indre kraft i spennarmeringen S_p bestemmes ut ifra den totale tøyningen i betongen. Materialfaktoren for stål er $\gamma_s = 1.15$. Materialfaktoren for forspenningen γ_p bestemmes etter NA.2.4.2.2(1) i EC2 og er lik 0,9 eller 1,1 avhengig om tvangsmomentet er gunstig eller ugunstig. Momentkapasiteten blir da følgende:

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

Dersom det antas underarmert tverrsnitt anbefaler Kanstad en verdi på $\alpha \leq 0,4$ for å oppnå tilstrekkelig duktilitet.



Figur 3.9: Tøyningstilstand og indre krefter ved brudd i et rektangulært spennarmert tverrsnitt [32].

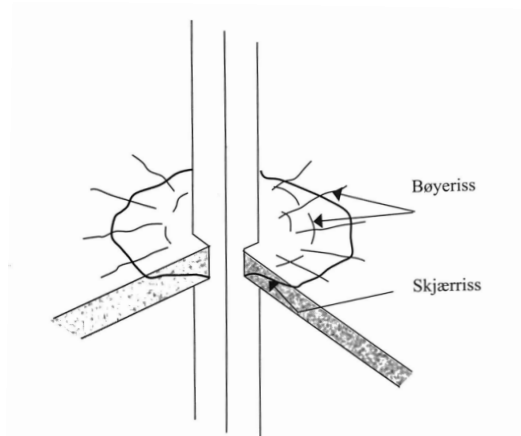
3.9.2 Dimensjonerende skjærkraftkapasitet

Ved dimensjonering for skjærkraft i flatdekker må gjennomlokkingskapasiteten kontrolleres. Dersom den konsentrerte skjærkraften rundt en søyle blir for høy, er det fare for at søylen stempler seg gjennom dekket. Påvisning av skjærkraftkapasitet ved konsentrerte laster er gitt av EC2 kapittel 6.4.

Kontroll av skjærkapasitet rundt søylene

Lokal skjærkraft rundt søylene i flatdekket kan bli høy og føre til lokalt gjennomlokkingsbrudd. Kapasiteten for flatdekker kan økes ved lokal skjærarmering i det kritiske snittet rundt søylen [16].

Gjennomlokkingsbrudd er visualisert i figur 3.10.



Figur 3.10: Gjennomlokkingsbrudd i et flatdekke [16].

Kontroll av gjennomlokkingskapasitet rundt søylene i et flatdekke utføres i henholdt til EC2 punkt 6.4.3(2). Følgende påvisning skal utføres:

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

$$\nu_{Ed} \leq \nu_{Rd,max}$$

- Skjærarmering er ikke nødvendig der:

$$\nu_{Ed} \leq \nu_{Rd,c}$$

- Dersom ν_{Ed} er større enn verdien $\nu_{Rd,c}$ er det nødvendig med skjærarmering der:

$$\nu_{Ed} \leq \nu_{Rd,cs}$$

Der:

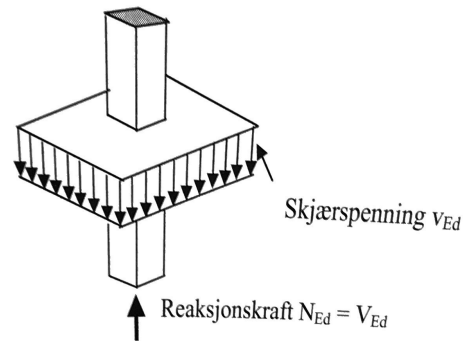
$\nu_{Rd,max}$ er dimensjonerende verdi av den maksimale skjærspenningskapasiteten for konsentrert last langs det aktuelle kontrolltverrsnittet.

$\nu_{Rd,c}$ er dimensjonerende verdi av skjærspenningskapasitet for en plate med konsentrert last og uten skjærarmering langs det aktuelle kontrolltverrsnittet.

$\nu_{Rd,cs}$ er dimensjonerende verdi av skjærspenningskapasitet for en plate med konsentrert last og skjærarmering langs det aktuelle kontrolltverrsnittet.

Dimensjonerende skjærkraft

Dimensjonering for gjennomlokkingskjær baseres på skjærkraftfordeling langs det kritiske kontrollsnittet langs søylen, hvor skjærkraften virker over arealet $u_1 \cdot d_{eff}$. Figur 3.11 viser en slik fordeling for en søyle-plate forbindelse uten momentoverføring mellom platen og søylen, hvor resultatet blir en jevnt fordelt skjærspenning.

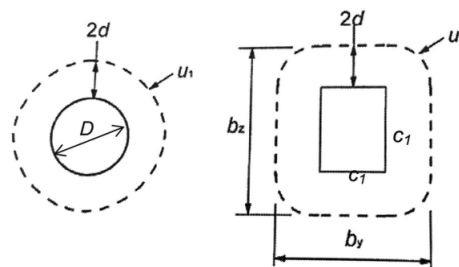


Figur 3.11: Jevnt fordelt skjærspenning [16].

Dimensjonerende skjærspenning

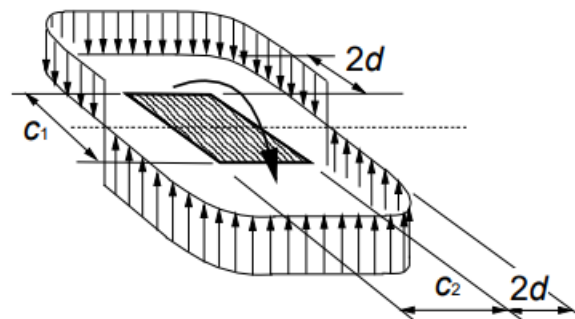
Der opplagerreaksjonen er eksentrisk i forhold til kontrollvernsnittet skal største skjærspenning beregnes. Dimensjonerende skjærspenning kontrolleres i snittet som er avstand $2d$ fra søylekanten, kontrollsnittet er anbefalt i EC2.

Figur 3.12 viser kritisk kontrollsnitt for rektangulære og sirkulære søyler. I oppgaven antas det kvadratiske søyler med sidekanter $c_1 = c_2 = 500\text{mm}$.



Figur 3.12: Kritisk kontrollsnitt rundt søyler i et flatdekke [16].

I praksis vil det nesten alltid være momentoverføring fra platen til søylen. Dette oppstår som følge av usymmetrisk last, ulike nabospennvidder eller randbetingelser. Dette påvirker skjærspenningsfordelingen og forsøk viser at momentoverføringen reduserer gjennomlokkingskapasiteten [16]. Dette illustreres i figur 3.13.



Figur 3.13: Skjærspenningsfordeling fra et ubalansert moment i forbindelsen mellom plate og søyle [17].

Dimensjonerende skjærspenning for en momentstiv plate-søyle forbindelse beregnes ut ifra punkt 6.4.3(3) i EC2:

$$\nu_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{U_1 \cdot d_{eff}}$$

Hvor faktoren β tar hensyn til økt fordelt skjær som følge av det ubalanserte søylemomentet. V_{Ed} er største dimensjonerende skjærkraft i kontrollsnittet. Den dimensjonerende skjærkraften beregnes på samme måte som dimensjonerende moment i kapittel 3.9.1:

$$V_{Ed} \leq \nu_{Rd}$$

$$\gamma_g \cdot V_g + \gamma_q \cdot V_q + \gamma_p \cdot V_p \leq V_{Rd}$$

u_1 er omkretsen av kontrollsnittet. $\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$, hvor W_1 er en faktor avhengig av skjærspenningsfordelingen langs det kritiske snittet. For en innvendig rektangulær søyle er $W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1$. Der c_1 og c_2 er søylens sidekanter. Faktoren k definerer forholdet mellom skjærkrefter og bøy- og torsjonsmomenter for å balansere det ubalanserte momentet. Verdien av k bestemmes i henhold til tabell 3.2.

Tabell 3.2: Verdier av k for rektangulære søyler [17].

C_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,6	0,7	0,8

Maksimal skjærspenning

Maksimal skjærspenning beregnes etter punkt i NA.6.4.5(3) i EC2:

$$\nu_{Rd,max} = 0,4\nu f_{cd}$$

Med reduksjonsfaktoren $\nu = 0,6[1 - f_{ck}/250]$ etter NA.6.2.2(6) i EC2.

Skjærkapasitet uten skjærarmering

Det er ikke nødvendig med skjærarmering i alle tilfeller. Det er derfor fornuftig å starte med beregning av skjærkapasitet til betongen uten skjærarmering, etter EC2 punkt 6.4.4(1):

$$\nu_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k + \cdot (100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp})$$

Hvor ρ_l er armeringsforholdet for armering med heft, slik at bidraget fra uinjiserte spennkabler må neglisjeres. Normalspenningene i det kritiske snittet, σ_{cp} beregnes som $\sigma_{c,i} = \frac{N_{Ed,i}}{A_{c,i}}$ og reaksjonskreftene $N_{ed,i} = 0,85\gamma_p \cdot P_{max} = 0,85 \cdot 0,9 \cdot P_{max}$ for x- og y-retning [31]. Minste skjærkraftkapasitet knyttet til hovedstrekkbrudd beregnes etter NA.6.4.4(1) i EC2, hvor $v_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$.

Skjærkapasitet med skjærarmering

Dersom $\nu_{Rd,c} \leq \nu_{Ed}$ er skjærarmering nødvendig. Skjærkapasiteten med skjærarmering beregnes etter punkt 6.4.5(1) i EC2:

$$\nu_{Rd,cs} = 0,75\nu_{Rd,c} + 1,5 \left(\frac{d}{s_r} \right) A_{sw} f_{ywd,ef} \left(\frac{1}{u_1 d} \right) \sin \alpha \leq k_{max} \cdot \nu_{Rd,c}$$

Der:

A_{sw}	er skjærarmering langs omkretsen av det kritiske snittet
S_r	er radiell senteravstand mellom snitt med skjærarmering [mm]
$f_{ywd,ef}$	er effektiv dimensjonerende fasthet av skjærarmeringen ved konsentrerte laster bestemt som $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$
α	er vinkelen mellom skjærarmeringen og platens plan
k_{max}	er en faktor som begrenser hvor stor kapasitet som kan oppnås ved bruk

av skjærarmering. Settes til 1,5 for bøyer og 1,8 for T-hodet armering i henhold til NA.6.4.5(1).

Ifølge Trygstad [18] er T-hodet skjærarmering den mest optimale løsningen for spennarmerte flatdekker. Den er enklere å montere når det allerede er spennkabler i dekket, samtidig som den har ca. 30 % høyere kapasitet sammenliknet med bøyer.

Gitt at $\nu_{Ed} \leq \nu_{Rd,max}$, vil det ved bruk av skjærarmering alltid dimensjoneres slik at flatdekket har tilstrekkelig skjærkapasitet. Derfor beregnes nødvendig skjærarmering A_{sw} ved å kreve at $\nu_{Rd,s} \geq \nu_{Ed}$, slik at A_{sw} bestemmes etter følgende uttrykk:

$$A_{sw} = (\nu_{Ed} - 0.75 \cdot \nu_{Rd,c}) \cdot S_r \cdot \frac{u_1}{1.8 \cdot f_{ywd,ef}}$$

3.10 Bruksgrensetilstanden

I bruksgrensetilstanden skal det påvises at konstruksjonen tilfredsstillers krav til dens formål og bestandighet. Dette innebærer at konstruksjonen skal tilfredsstillers krav til deformasjoner, tetthet mot væskeinntregning og rissutvikling i betongen.

I Henhold til NB 37 vil beregninger av flatedekkets nedbøyning være aktuelt i bruksgrensetilstanden for et innendørs flatdekke som ikke er påkjent av dynamiske laster [13]. NB 37 anbefaler også beregning og kontroll av rissvidder ved flatedekker som er utomhus, men ettersom dette ikke forutsettes i oppgaven vil rissviddeberegninger neglisjeres.

Spenningsbegrensningene gir videre føringer for hvilket stadium med tanke på opprissning betongen kan antas å være i.

3.10.1 Spenningsbegrensning

I henhold til EC2 punkt 5.10.2.2(5), bør betongens trykkspenning som følge av forspenningskraften og andre belastninger som virker på tidspunktet for oppspenning eller overføring av forspenning begrenses til:

$$\sigma_{c,trykk} \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t)$$

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

Ved beregning av nedbøyning og spenninger, bør tverrsnittet bli antatt som uopprisset. Av EC2 7.1(2) antas tverrsnittet som uopprisset dersom:

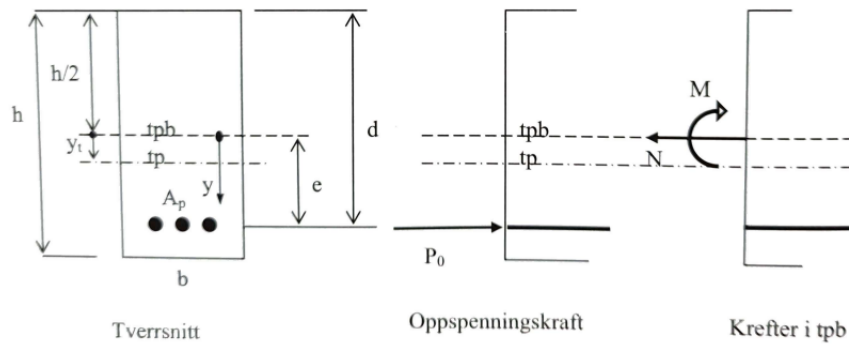
$$\sigma_{c,strekk} \leq f_{ctm}$$

Uopprisset betong i stadium I

Dersom strekkspenningene i betongen oppfyller kravet $\sigma_{c,strekk} \leq f_{ctm}$, beskrives strekkspenningene som små og dermed antas konstruksjonen som uopprisset. Slakk- og spennarmering kan neglisjeres ved håndregning, ettersom feilen er mindre enn 10 %. Da blir spenningskreftene i betongen beregnet ved likevekt om tverrsnittet i figur 3.14, og blir som følger:

$$\sigma_c = -\frac{P_0}{A_t} + \frac{M}{I} \cdot y$$

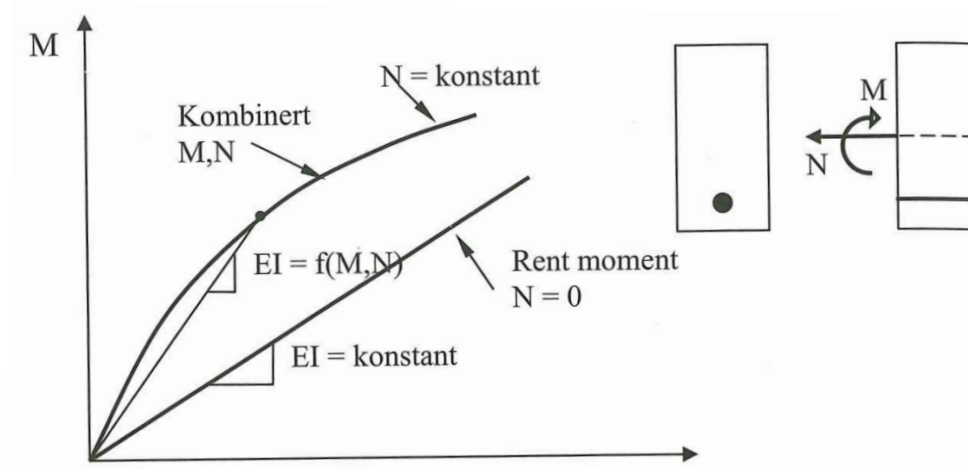
Hvor P_0 er forspenningskraft korrigeret for friksjon og låsetap, og M er moment fra ytre last minus moment fra P_0 [31].



Figur 3.14: Betongtverrsnitt påkjent av aksialkraft og moment, uten forenkling.

Opprisset betong i stadium II

Dersom $\sigma_{c,strekk} \leq f_{ctm}$ ikke er oppfylt, blir betongen ansett som opprisset og at betongen ikke kan ta opp strekkrefter. For et spennarmert tverrsnitt med kombinert aksialkraft og moment endres bøyestivheten med størrelsen av momentet. Som vist i figur 3.15 får man en ikke-lineær moment-krumning relasjon. Det blir derfor brukt en midlere E-modul i opprisset betong som tar hensyn til kort- og langtidsvirkninger.



Figur 3.15: Bøyestivhet for tverrsnitt med og uten aksialkraft [16].

3.10.2 Rissmoment

For å kunne anta riktig betongstadium må rissmomentet beregnes. Dette momentet angir grensen for punktet hvor betongen kan anses som uopprisset eller opprisset. Fra kapittel 3.10.1 kommer det frem at betongen kan anses som opprisset dersom strekkspenningene i betongen er større enn f_{ctm} . Dermed kan rissmomentet bestemmes ved å sette $\sigma_c = f_{ctm}$ slik at:

$$M_{Riss} = \frac{I}{y} \left(\frac{P_0}{A_c} + f_{ctm} \right)$$

3.10.3 Nedbøyningsbegrensning

I henhold til EC2 punkt 7.4.1(4) bør ikke en plate ha en beregnet nedbøyning på mer enn $L/250$. Ettersom det er vanskelig å forutse hvor stor del av nyttelasten som vil virke permanent på konstruksjonen, gir Betongelementboken tilleggskrav for nedbøyning som kan være relevant for prosjekter ut ifra hvilket type bygg som skal prosjekteres. Anbefalingene er gitt i tabell 3.3.

Tabell 3.3: Veiledende verdier for nedøyning [33].

Punkt i deformasjonsforløpet	Type bygg	Bjelker
Nedbøyning etter lang tid med full nyttelast	Industri	$\geq l/300 \geq 40$
	Kontor	$\geq l/400 \geq 30$
	Bolig	$\geq l/500 \geq 20$

3.11 Minimumsarmering for spennarmerte de flatdekkene

For å sikre at flatdekkene har tilstrekkelig duktilitet vil det bli benyttet minimumsarmering for både slakk- og spennarmeringen i de spennarmerte flatdekkene. Beregningen av minimumsarmering blir utført i henhold til EC2.

3.11.1 Minimumsarmering for spennarmering

EC2 punkt 9.2.1.2(4) angir minste beregningsgrunnlag for mengden spennarmering i en forspent konstruksjonsdel uten heft mellom betongen og spennarmeringen. Betongen anses som å ha tilstrekkelig duktilitet når momentkapasiteten i bruddgrensetilstand er:

$$M_{Rd} \geq 1,15 \cdot M_{riss}$$

3.11.2 Minimumsarmering for slakkarmering

Punkt NA.9.2.1.1(1) i EC2 angir en minimumsarmering for å begrense rissvidder i betongen og for å påvise at konstruksjonen har tilstrekkelig duktilitet. Minste armeringsmengde bestemmes etter følgende uttrykk:

$$A_{s,min} = \max \left\{ 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d : 0,0013 \cdot b \cdot d \right\}$$

Den samme mengden minimumsarmering anbefales også av NB 33 hvor det antas at det oppstår strekk i flatdekket. Dette er normalt sett i underkant i felt, og i overkant over søyleoppleggene.

3.12 Hulldekker

Hulldekkene i oppgaven utføres som prefabrikkerte elementer med føyingspente spennkabler. Som nevnt i kapittel 2.4.2 vil modulbredden være på 1,2 m, med en dekketykkelse som varierer fra 200 til 500mm. Bæreevne, og dermed dekketykkelsen, bestemmes ved bruk av kapasitetskurver fra *Betongelementboken* [25]. Lastene på hulldekkene er beregnet ved å bruke metoden i betongelementboken og er beskrevet i tabell 3.5. For å sikre lastoverføring i begge retninger, benyttes bjelker som legges i den lengste retningen. Ved å legge bjelkene i den lengste retningen reduseres spennvidden på dekkene, noe som resulterer i en reduksjon av tverrsnittshøyden på dekket. Denne reduksjonen bidrar til mindre klimagassutslipp. Det er valgt å legge bjelker og hulldekker med spennvidder som presentert i tabell 3.4. I oppgaven er bjelkene dimensjonert for lastbredden i sentrum av flatdekket, som er området med størst belastning for bjelkene. Dette betyr at bjelkene i endene vil ha mindre belastning enn bjelkene i midten, slik at endebjelkene vil være dimensjonert for høyere laster enn de virkelige belastningene. På grunn av praktiske hensyn, som for eksempel etasjehøyde, er det fortsatt riktig å benytte bjelker med samme høyde over hele dekket, men å benytte samme bredde for alle bjelkene anses som en forenkling.

Tabell 3.4: Spennvidder for hulldekker og bjelker.

Dekkedimensjoner (X-retning x Y-retning)	Spennvidde Hulldekke	Spennvidde Bjelke
8x10	8	10
10x10	10	10
12x10	10	12

Bruksgrenselastene beregnet i tabell 3.5 benyttes for å bestemme nødvendig dekketykkelse for hulldekkene i oppgaven. Dekketykkelsen velges ut ifra hvilken tykkelse som passer best med spennvidden som, er bestemt til 8 og 10m.

Tabell 3.5: Dimensjonerende laster på hulldekker.

Bruksgrenselast = $0,7 \cdot g + p$ [kN/m ²]		
Påført egenlast (g)	Nyttelast (p)	Totale bruksgrenselaster
1	2	2,7
1	3	3,7
1	5	5,7

Den påførte egenlasten består av laster fra lettvegger, avretting og andre permanente installasjoner. Nyttelastene i tabell 3.5 er de samme nyttelastene som benyttes ved dimensjonering av hulldekkene i kapittel 3.1.

Som nevnt i kapittel 2.4.2, blir bjelkene beregnet med den samme metoden som hulldekkene. Kapasitetskurvene til de aktuelle bjelkene er gitt i figur 2.17 og 2.19. RB-bjelkene vil også kontrolleres for dimensjonerende moment i bruddgrensetilstanden, hvor dimensjonerende momentkapasitet er gitt av tabell 2.7.

Bruksgrenselastene på bjelkene har to bidrag, første bidrag er lastene på hulldekket, beskrevet i tabell 3.5. I tillegg må hulldekkenes egenvekt tas hensyn til. Hulldekkenes egenvekt adderes sammen med den påførte egenlasten, som er satt til 1kN/m² for alle dekker. Summen av kreftene blir omgjort til en linjelast med enheten kN/m. Linjelastene beregnes ved å multiplisere de eksisterende overflatelastene (kN/m²) med hulldekkenes lastbredde. Hulldekkenes egenvekt er hentet fra Spenncon [34] og kan leses i tabell 5.2. Bjelkene velges ut ifra diagrammet med bruksgrenselastene gitt i tabell 3.6.

Tabell 3.6: Dimensjonerende laster for bjelkene.

Bruksgrenselast = $0,9 \cdot g + p$ [kN/m]					
Hulldekke (mm)	Spennvidde, hulldekker (m)	Spennvidde, bjelke (m)	Påført egenlast (g)	Nyttelast (p)	Totale bruksgrense- laster (kN/m)
200	8	10	28,3	16	41,5
				24	49,5
				40	65,5
265	10	10	47,1	20	62,4
				30	72,4
				50	92,4
265	10	12	47,1	20	62,4
				30	72,4
				50	92,4

For bjelkene med spennvidde på 12m, samt bjelkene til hulldekket med dimensjoner på 10x10 meter og 5 kN/m² nyttelast, vil det bli benyttet IB-bjelker. Dette er fordi RB-bjelkene ikke har tilstrekkelig kapasitet uten videre kontroller av tverrsnittene.

Tabell 3.7: Bjelker etter bruksgrenselast.

Nyttelast (kN/m ²)	Spennvidde (m)	Bruksgrenselast (kN/m)	Passende bjelke (b/h)
RB-bjelker			
2	10	41,5	400/800
3		49,5	400/800
5		65,5	400/900
2	10	62,4	400/900
3	10	72,4	400/900
IB-bjelker			
5	10	92,4	400/1200
2	12	62,4	400/1200
3		72,4	400/1400
5		92,4	400/1400

I tillegg til å benytte kapasitetskurven i figur 2.17 og 2.19, kontrolleres RB-bjelkenes momentkapasitet. Dimensjonerende bruddgrensemoment ble beregnet ved bruk av bjelkeformler for en fritt opplagt bjelke. Lastene ble beregnet på samme måte som i kapittel 3.1.1, med påført egenlast og hulldekkens egenvekt som permanente laster, og nyttelastene som variable laster.

Tabell 3.8: Laster på bjelker til hulldekker.

Nyttelast (kN/m ²)	Spennvidde (Hulldekke x bjelke) (m)	Total last (1,2 · G + 1,5 · Q) (kN/m)	Dimensjonerende Moment (ql ² /8) (kNm)
2	8x10	58	463,7
3		70	559,7
5		94	751,7
2	10x10	85,6	1081,5
3		101,5	1269

Tabell 3.9: Momentdimensjonering av RB-bjelker.

Nyttelast (kN/m)	Spennvidde (Hulldekke x bjelke) (m)	RB-bjelke (b/h)	Dimensjonerende Momentkapasitet [25] (kNm)	Dimensjonerende moment (kNm)
2	8x10	400/800	1245	463,7
3		400/800	1245	559,7
5		400/900	1600	751,7
2	10x10	400/900	1600	1081,5
3		400/900	1600	1269

Som tabell 3.9 viser, har alle RB-bjelkene fra tabell 3.7 tilstrekkelig momentkapasitet.

3.12.1 Valgte Hulldekker og bjelker

Basert på bruksgrenselastene i kapittel 3.12 har det blitt valgt passende hulldekker og RB-bjelker i forhold til last og spennvidde. De valgte hulldekkene og bjelkene er presentert i tabell 3.10.

Tabell 3.10: Valgte hulldekker og bjelker.

Spennvidde, (Hulldekke x bjelke) (m)	Nyttelast (kN/m ²)	Dekketykkelse (mm)	Bjelker (b/h)
RB-bjelker			
8x10	2	200	400/800
	3		400/800
	5		400/900
10x10	2	265	400/900
	3		400/900
IB-bjelker			
10x10	5	265	400/1200
12x10	2	265	400/1200
	3		400/1400
	5		400/1400

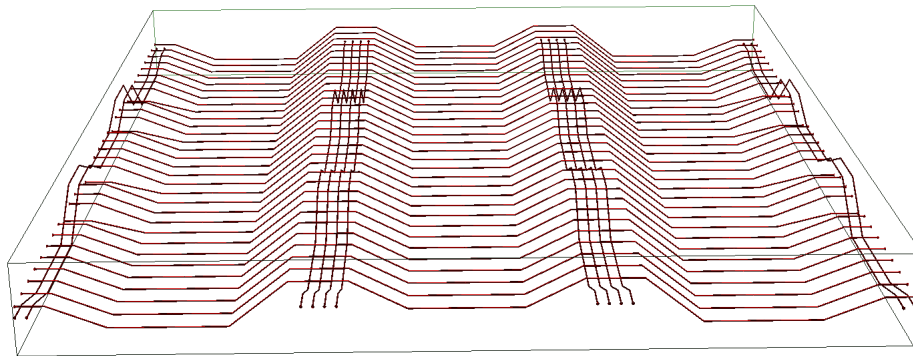
På bakgrunn av de valgte spennviddene vil det beregnes klimagassutslipp for hulldekke 200 og 265 med tilhørende RB- og IB-bjelker, hvor hvert enkelt hulldekke er beregnet for å tåle alle de aktuelle nyttelasttilfellene med tilhørende spennvidde.

4 Modellering og resultater fra spennarmerte flatdekker

Modelleringen av de spennarmerte flatdekkene ble utført og optimalisert ved bruk av dataprogrammet ADAPT-Builder. For å oppnå tilfredstillende resultat med hensyn til nedbøyning, som ofte er dimensjonerende for spennarmerte flatdekker, ble det benyttet jevnt fordelte kabler i den lengste retningen og konsentrerte kabler i den korte retningen.

Dimensjoneringen av spennkablene ble utført i henhold til kravene for bruksgrensetilstanden, der antall kabler, senteravstand, jekkraft og profilene til spennarmeringen ble bestemt. For bruddgrensetilstanden ble slakkarmering supplert for å få akseptable resultater i samsvar til kravene for moment- og skjærkapasitet.

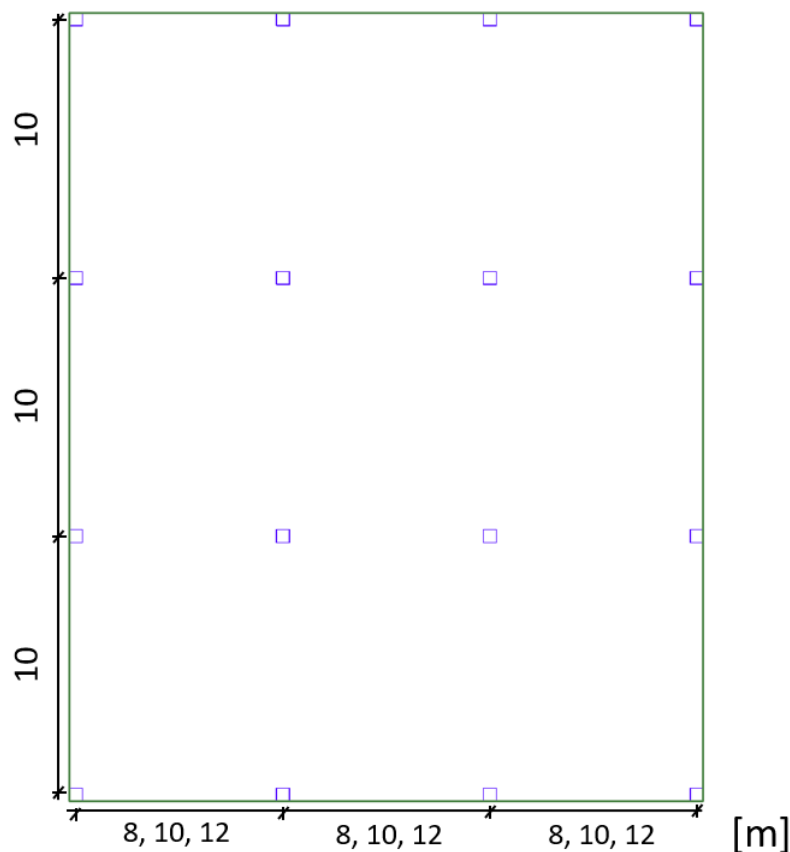
Optimaliseringsprosessen i ADAPT-Builder resulterte i en pålitelig og effektiv design av flatdekkene med høy materialutnyttelse. Flatdekkene oppfylte relevante krav, og ytelse under bruk og belastning.



Figur 4.1: Løsning av spennarmeringen. X-retning inn i planet, Y-retning langs bilde.

4.1 Grunnlag for dimensjonering

Modelleringen fokuserer på utformingen av ni forskjellige flatdekker som er utsatt for tre ulike lastsituasjoner. Spennviddene for flatdekkene er 8m, 10m og 12m i x-retning, samt 10m i y-retning. Tverrsnittstykkelsen på flatdekkene varierer innenfor et intervall på 220-280mm. Dekketykkelsen ble valgt med hensyn til den anbefalte tverrsnittstykkelsen på $l/h = 42 - 45$, samt kravet til skjærkraftkapasiteten for flatdekkene. For å sikre en best mulig sammenligning mellom hulldekkene og flatdekkene, ble det besluttet å benytte samme betongkvalitet for begge dekkeløsningene. Hulldekker produseres vanligvis med B45 betong, og derfor ble samme betongkvalitet også brukt for de spennarmerte flatdekkene. Materialdata brukt i oppgaven er presentert i tabell 4.1 og tabell 4.2. Valg av materialdata for spennstål ble bestemt basert på verdier fra CCL Norway [35] og forhåndsbestemte verdier fra ADAPT-Builder.



Figur 4.2: Dimensjonene til flatdekkene.

Tabell 4.1: Materialdata for B45 betong.

Eksponeringsklasse	XC1
Bestandighetsklasse	M60
Karakteristisk trykkfasthet	$f_{ck} = 45$ MPa
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} = 25.5$ MPa
Strekkfasthet	$f_{ctm} = 3.8$ MPa
Sylinderfasthet	$f_{cm} = 55$ MPa
Elastisitetsmodul	$E_{cm} = 36$ GPa
Tøyningsgrense for trykk	$\epsilon_{cu} = 3.5$
Betongoverdekning	$c_{nom} = 30$ mm

Tabell 4.2: Materialdata for spennarmering.

Tverrsnittsareal	$A_p = 150 \text{ mm}^2$
Strekfasthet	$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$
Karakteristisk fasthet	$f_{p0.1k} = 1640 \text{ MPa}$
Dimensjonerende fasthet	$f_{pd} = 1426 \text{ MPa}$
Elastisitetsmodul	$E_p = 195000 \text{ MPa}$
Glidning ved låsing	$\Delta_{lås} = 6 \text{ mm}$
Friksjonskoeffisient	$\mu = 0.07 \text{ rad}^{-1}$
Utsiktet vinkelendring	$k = 0.01 \text{ m}^{-1}$

4.1.1 Laster

Lastene på flatdekkene består av to typer: nyttelast og egenlast. Nyttelastene er basert på verdiene oppgitt i tabell 3.1 og er spesifisert i henhold til karakteristiske verdier fra EC1. I tillegg kommer konstruksjonens egenlast, som er satt til 25 kN/m^3 . Egenlasten inkluderer vekten av betongen og armeringen, og blir automatisk inkludert i beregningene.

For å ta høyde for eventuelle tillegg på egenvekten, er det inkludert en påført egenvekt på 1 kN/m^2 . Denne lasten kan komme fra innvendige vegger, himlinger eller andre permanente installasjoner.

Tabell 4.3 viser en oversikt over alle lastene som virker på flatdekket, inkludert nyttelastene og de påførte egenvektene. Tilhørende kombinasjonsfaktorer for lastene er gitt i tabell 4.4. Disse faktorene brukes i beregningene for å ta høyde for forskjellige lastkombinasjoner og deres påvirkning på flatdekkets strukturelle integritet.

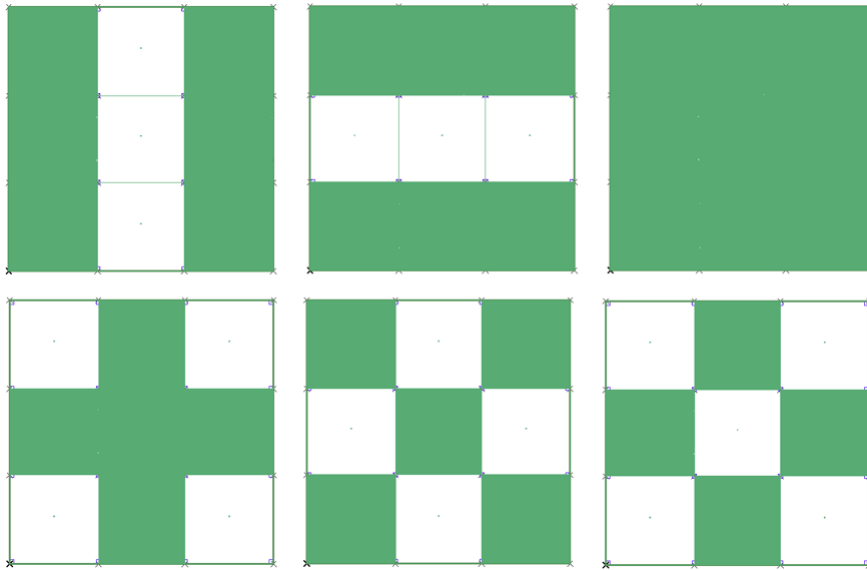
Tabell 4.3: Laster som virker på flatdekket.

Lasttype	Last (kN/m^2)	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Egenlast	Variierende			
Påført egenlast	1			
Nyttelast	2, 3 og 5	0.7	0.5	0.6

Tabell 4.4: Lastkombinasjoner.

Lastkombinasjon	G_k	Q_k	P	M_1
ULS _{1_1_09}	1.2	1.5	-	0.9
ULS _{1_1_11}	1.2	1.5	-	1.1
ULS _{1_2_09}	1.35	1.05	-	0.9
ULS _{1_2_11}	1.35	1.05	-	1.1
SLS	1	0.6	1	-

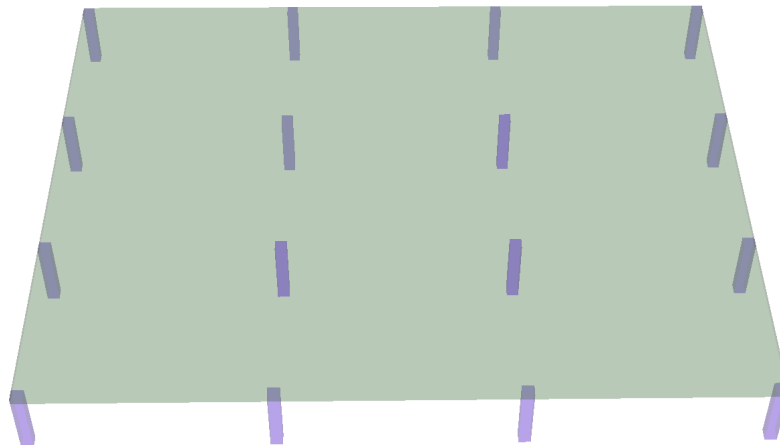
Den påførte egenlasten ble jevnt fordelt på hele flatdekket, mens nyttelasten ble påført manuelt i seks ulike feltvise kombinasjoner. Dette ble gjort for å finne lastkombinasjonen som ga det største dimensjonerende momentet i flatdekket. Tabell 4.4 viser lastkombinasjonene for begge tilfellene i bruddgrensetilstand for hvert felt. En oversikt over alle lastkombinasjonene er gitt i Vedlegg D.



Figur 4.3: Feltvis plassering av variabel last.

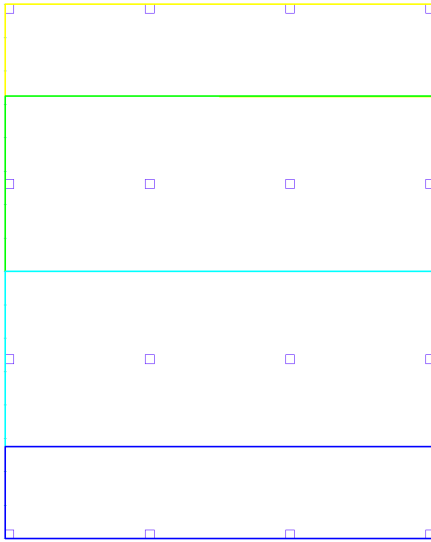
4.1.2 Modellering

Flatdekkene er symmetriske og består av 16 søyler som er momentstivt forbundet til flatdekket. Utformingen av flatdekkene, som består av tre felt i begge retninger, er illustrert i Figur 4.4. Modelleringen startet med å tegne opplagerlinjer langs søylestripene i begge retninger. Programmet deler deretter strukturen automatisk opp i designstriper og beregner belastningen forbundet med hver støttelinje [36]. Belastningene blir så integrert over bredden på designstripene og brukt i FEM-analysen. Bredden på designerstripene er vist i figur 4.5 og figur 4.6. Hvor designstripene i senter har en bredde lik spennvidden, og de ytterste designstripene har en bredde på halve spennvidden.

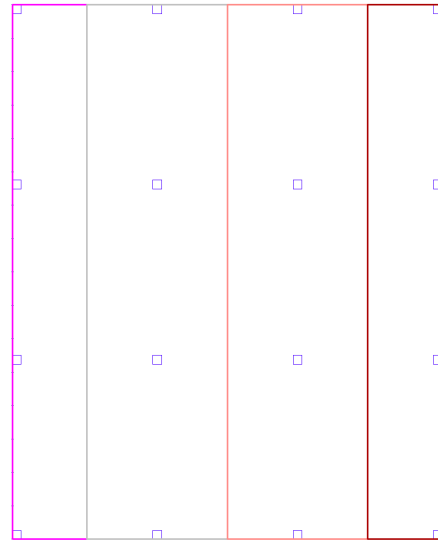


Figur 4.4: Illustrasjon av flatdekke.

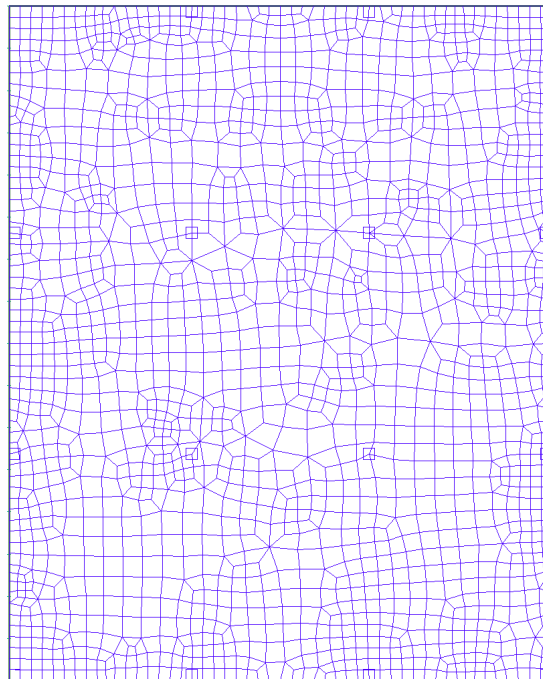
Neste steg i modelleringen er å generere et elementnett slik at den numeriske analysen av flatdekket kan gjennomføres. ADAPT-Builder kan automatisk generere dette elementnett, der brukerne selv kan gjøre endringer. ADAPT-Builder anbefaler en cellestørrelse på $1/6$ av spennvidden som resulterte i 1,5m store celler. For å oppnå mer presise svar ble det valgt å bruke en maksimal cellestørrelse på 0,5m.



Figur 4.5: Designstriper for x-retning.



Figur 4.6: Designstriper for y-retning.



Figur 4.7: Optimalisert elementnett av ADAPT-Builder.

For spennkablene ble det valgt en ikke-konservativ løsning, der trykksonebredde og lastbredde er like og tilsvarer halvparten av spennvidden på hver side. Ifølge Kanstad [32] er det fullt mulig å bruke samme verdi på trykksonebredde og lastbredde (L_x) selv om den konservative tilnærmingen ville vært å bruke en trykksonebredde som er halvparten av lastbredden. Ettersom oppgaven går på klimaoptimalisering er det valgt løsningen som ikke er konservativ da den kan spare flatdekket for materialbruk.

4.1.3 Armering og minimumsarmering

NB 33 anbefaler å legge grunnarmering i overkant- og underkant av flatdekket. I følge Trygstad [18] er det viktig å overholde kravet til minimumsarmering i underkant av flatdekket og minimumsarmering over oppleggene. I oppgaven ble det derfor valgt å legge et K257 nett i overkant av flatdekket, med supplerende slakkarmering over søylene i strekksonen. I tillegg ble det plassert minimumsarmering i underkant av hele flatdekket, som vist i tabell 4.5.

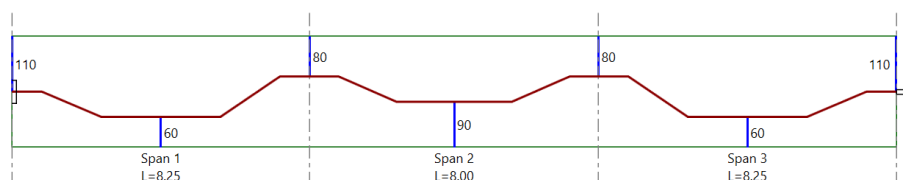
Tabell 4.5: Minimumsarmering.

Spennvidde (m)	Nyttelast (kN/m ²)	d (mm)	$A_{s,min}$ (mm ²)
8	2	190	375
	3	190	375
	5	190	375
10	2	190	375
	3	200	395
	5	230	454
12	2	220	435
	3	220	435
	5	250	494

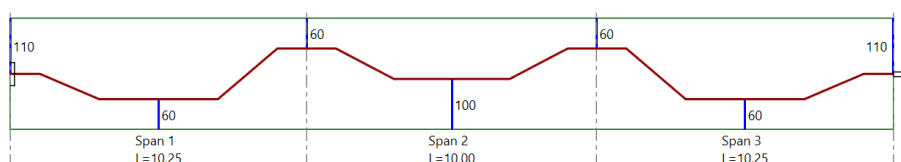
4.2 Spennkabler

Modelleringen av spennkablene startet ved å plassere minimumsarmering i underkant (UK) av flatdekket og et K257 nett i overkant (OK) av flatdekket. Minimumsarmeringen ble plassert slik at spennkablene hadde en overdekning på minst 60mm, ettersom armeringsnettet ble plassert ytterst i betongen. Det er vanlig praksis i bransjen å legge de konsentrerte kablene først, og deretter legge de jevnt fordelte kablene [18]. Senteravstanden for de konsentrerte spennkablene ble satt til 400mm, som er standard prosedyre for konsentrerte kabler. De fordelte kablene ble optimalisert for hvert flatdekke slikt at materialbruken ble maksimalt utnyttet, se tabell 4.6.

Strekksone i flatdekkene er like i begge retningene over søylene. For å unngå kollisjon mellom spennkablene ble det valgt å følge bransjestandard. Dette betyr at de jevnt fordelte kablene er plassert med lavere overdekning enn de konsentrerte kablene. Dette medførte at de jevnt fordelte kablene fikk en overdekning på 60mm, samtidig som de konsentrerte spennkablene fikk en overdekning på 80mm. Som nevnt i kapittel 3.6.4 er en harpet profil på spennarmeringen fordelaktig. Derfor ble spennarmeringen lagt med harpet profil med $A/L = 0,4$. Figurene 4.8 - 4.10 viser hvordan de jevnt fordelte, og konsentrerte kablene er plassert i flatdekket.

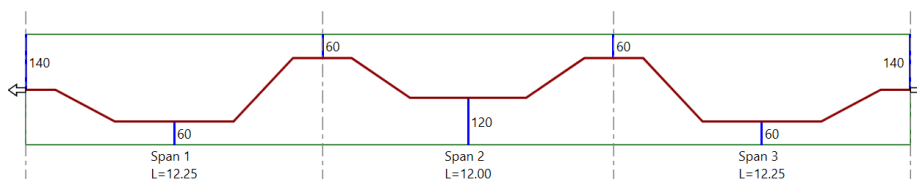


Figur 4.8: Konsentrert spennkabel.



Figur 4.9: Jevnt fordelt spennkabel.

Trygstad anbefaler å jekke i begge endene dersom kablene overstiger 35 meter [18]. Det ble dermed nødvendig å jekke i begge endene på det største flatdekket, der den totale lengden på de jevnt fordelte spennkablene ble 36 meter.



Figur 4.10: Jevnt fordelt spennkabel med jekk i begge ender.

Antall spennkabler ble bestemt avhengig av hvor stort løft som var nødvendig for å godkjenne kravene til nedbøyning, samt spenningskravene i bruksgrensetilstanden. Dekketykkelsen ble bestemt slik at kravet til skjærkapasiteten i bruddgrensetilstand ble godkjent. Det ble forsøkt å modellere lavest mulig dekketykkelse innenfor anbefalingen i kapittel 2.4.1. Dersom dekketykkelsen øker, vil spennkablene få større løft per kabel på grunn av økt avstand fra kablene til senterlinjen. Det vil dermed ikke vær nødvendig med like mange kabler dersom dekketykkelsen øker.

Tabell 4.6: Antall spennkabler, konsentrert (K), jevnt fordelt (F).

Spennvidde (m)	Last (kNm/m)	n_x	n_y	Senteravstand(F) (mm)	Dekketykkelse (mm)
8	2	24(K)	50(F)	1000	220
	3	36(K)	56(F)	890	220
	5	48(K)	68(F)	730	220
10	2	72(K)	62(F)	1000	220
	3	72(K)	62(F)	1000	230
	5	72(K)	58(F)	530	260
12	2	93(F)	72(K)	1000	250
	3	110(F)	72(K)	556	250
	5	110(F)	60(K)	556	280

4.2.1 Spennkraft

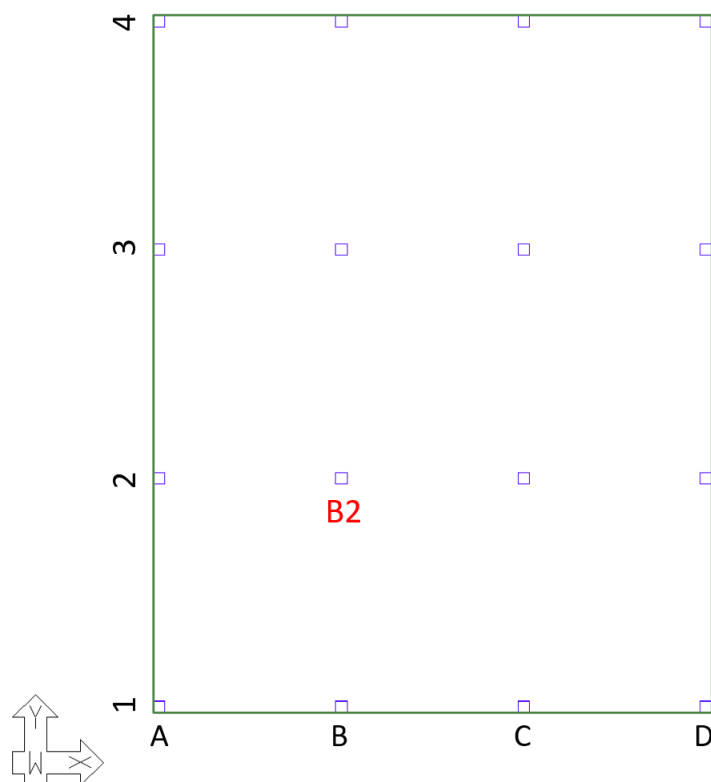
Ved beregning av største spennkraft ble metoden i kapittel 3.6 benyttet. Største spennkraft ble $P_{max} = 221,4kN$. I oppgaven ble det valgt å bruke en forspenningskraft på 220kN. Den initiale forspenningskraften ble funnet ved å trekke fra de umiddelbare tapene fra oppspenningskraften, som ble beregnet med ligningen fra kapittel 3.6, til å være $P_{m0} = 209,1kN$.

Verdiene ble manuelt angitt i programmet og det ble valgt hvilken side som skulle forankres. Programmet beregnet korttid- og langtidstap ved å bruke de angitte verdiene fra spennarmeringen som er vist i tabell 4.2. Programmet beregnet spennkraften etter tap ved å bruke et estimat på 75 MPa for summen av alle tap. Med et tverrsnittsareal på 150 mm², tilsvarer dette et langtidstap på 11,25 kN. Dermed ble den endelige spennkraften etter tap estimert til å være $P = 197,9$ kN.

4.3 Bruddgrensetilstanden

I bruddgrensetilstanden ble flatdekkets moment- og skjærkapasitet påvist. Momentkapasiteten ble kontrollert ved at ADAPT-Builder identifiserte området med de største dimensjonerende momentene etter fullført analyse. Etter momentanalysen vil programmet komme med et forslag til slakkarmering i henhold til kravene i EC2. Skjærkapasiteten ble beregnet ved å utføre en skjæranalyse av flatdekket, der programmet påviser om skjærspenningen er innenfor kravene i EC2. Dersom kravet er godkjent vil programmet gi et forslag til skjærarmering.

Figur 4.11 viser indeksering av søylene. Den røde teksten med B2 er et eksempel på hvordan indekseringen fungerer. Figuren viser også det aktuelle koordinatsystemet for flatdekket.



Figur 4.11: Indeksering av søyler og koordinatsystem.

4.3.1 Momentkapasitet

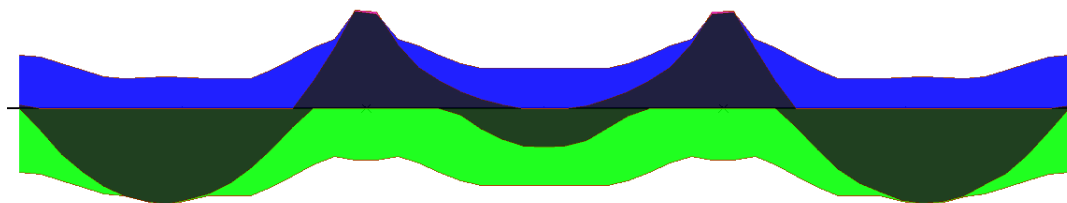
For å finne den dimensjonerende momentkapasiteten er det avgjørende å identifisere lastkombinasjonen som gir det største momentet. Dette skjer når nyttelastene er plassert ugunstig på flatdekket, og det tas også hensyn til tvangsmomentet fra forspenningen. Tvangsmomentene i flatdekket multipliseres med en faktor på enten 0,9 eller 1,1.

Ettersom flatdekkene ble modellert med samme geometri og lastkombinasjoner, oppsto de største påkjenningene på samme område for alle flatdekkene. De største positive momentene i flatdekket ble beregnet til å opptre i de ytterste feltene, se tabell 4.7. De største negative momentene var over søylene i senter av flatdekket, se tabell 4.8. Ettersom lastvirkningene er lik men med forskjellig intensitet for alle flatdekkene i oppgaven, vil moment- og skjærdiagrammene til flatdekkene være forskjellige fra et flatdekke til et annet.

ADAPT-Builder utfører beregninger for å bestemme nødvendig mengde slakkarmering som kreves for å oppnå tilfredsstillende momentkapasitet i flatdekket, etter at spennarmeringen er fastsatt. Programmet gir forslag til hvordan slakkarmeringen kan fordeles, og i dette tilfellet ble det valgt å bruke programforslaget som mal.

Endringene som ble gjort med slakkarmeringen var diameter på stålet og endring av senteravstand. Eksempelvis ble det i søylestripa, som er vist i figur 4.12 anbefalt 32 ϕ 16 langs stripa over søylene i midten av flatdekket og 11 ϕ 16 i begge ytre felt, se figur 4.13.

Grønt og blått felt viser momentkapasiteten i flatdekket. Det mørke feltet viser momentdiagrammet for flatdekket og rosa felt blir vist dersom momentet overgår kapasiteten. Figur 4.12 viser alle feltene.

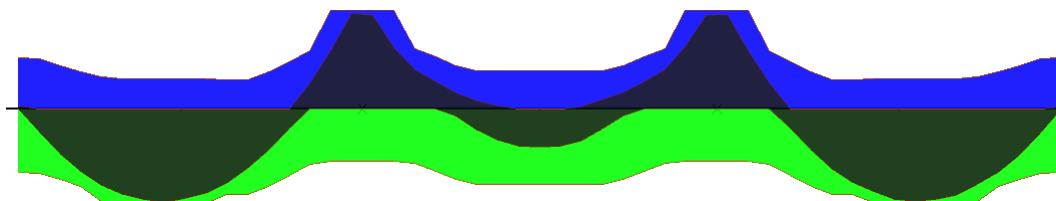


Figur 4.12: Momentkapasitet uten slakkarmering.



Figur 4.13: Anbefalt slakkarmering, rødt tekst er UK, grønt tekst er OK for flatdekket med 10m spennvidde og 5kN/m² nyttelast.

Etter at slakkarmeringen var bestemt, ble analysen gjentatt for å bekrefte at momentkapasiteten ble oppfylt. Resultatene, som vist i figur 4.14, viser at slakkarmeringen har økt momentkapasiteten i de kritiske områdene. Dette har ført til at momentkapasiteten er godkjent både i positiv og negativ retning, noe som indikeres av fraværet av rosa felt.



Figur 4.14: Momentkapasitet med slakkarmering.

Tabell 4.7 gir en oversikt over de maksimale momentene i felt for alle flatdekker. Tabellen gir data på lokasjon, utnyttelsesgrad og momentkapasitet i det aktuelle snittet. Verdiene på momentkapasiteten er basert på spennarmering og slakkarmering som er valgt for flatdekket. Tabell 4.7 viser det samme som tabell 4.8 bare for negative momentverdier som opptrer over søylene.

Tabell 4.7: Største dimensjonerende momenter i felt (+).

Spennvidde (m)	Last (kN/m ²)	Lokasjon	retning (X/Y)	M_{Ed} (kNm/m)	M_{Rd} (kNm/m)	M_{Ed}/M_{Rd}
8	2	C2-D2	X	537,0	549,6,2	0,977
	2	B1-B2	Y	645,7	678,5	0,952
	3	C2-D2	X	627,3	646,0	0,971
	3	B1-B2	Y	749,7	769,1	0,975
	5	C2-D2	X	804,0	809,7	0,993
	5	B1-B2	Y	951,4	962,5	0,988
10	2	A3-B3	X	854,2	941,3	0,907
	2	B3-B4	Y	829,3	847,5	0,979
	3	A3-B3	X	1013,4	1017,0	0,996
	3	B3-B4	Y	988,2	1014,0	0,975
	5	A3-B3	X	1370,4	1387,0	0,988
	5	B3-B4	Y	1344,2	1357,0	0,991
12	2	A3-B3	X	1399,4	1422,0	0,984
	2	C1-C2	Y	1209,8	1270,0	0,953
	3	A3-B3	X	1480,2	1551,0	0,954
	3	B3-B4	Y	1271,7	1300,0	0,978
	5	A2-B2	X	1943,3	1971,0	0,986
	5	B3-B4	Y	1654,7	1662,0	0,996

Tabell 4.8: Største dimensjonerende momenter over søyle (-).

Spennvidde (m)	Last (kN/m ²)	Lokasjon	retning (X/Y)	M_{Ed} (kNm/m)	M_{Rd} (kNm/m)	M_{Ed}/M_{Rd}
8	2	C3	X	-579,0	-592,4	0,977
	2	C3	Y	-759,2	-757,2	0,997
	3	C3	X	-651,8	-657,3	0,992
	3	C3	Y	-855,9	-861,6	0,993
	5	C3	X	-806,9	-818,9	0,985
	5	C3	Y	-1071,3	-1077,0	0,995
10	2	C2	X	-924,8	-955,8	0,968
	2	C2	Y	-953,3	-958,8,0	0,994
	3	C2	X	-1073,1	-1077,0	0,996
	3	C2	Y	-1102,5	-1108,0	0,995
	5	C2	X	-1401,5	-1442,0	0,972
	5	C2	Y	-1434,4	-1439,0	0,997
12	2	B2	X	-1666,4	-1674,0	0,995
	2	B2	Y	-1326,4	-1344,0	0,987
	3	C2	X	-1733,3	-1768,0	0,980
	3	C2	Y	-1383,8	-1416,0	0,977
	5	C3	X	-1925,7	-1946,0	0,990
	5	C2	Y	-1548,0	-1602,0	0,966

4.3.2 Skjærdimensjonering

Ved dimensjoneringen for skjærkraft ble det klart at søylene i sentrum av flatdekket var utsatt for de største skjærkreftene. De store kreftene forklares med at søylene i sentrum hadde dobbel så stort lastareal som kantsøylene, og fire ganger lastarealet til hjørnesøylene. Selv om søylene i sentrum av flatdekket var utsatt for de største skjærspenningene, var kantsøylene dimensjonerende med hensyn til tverrsnittshøyden av flatdekket. Dette kan forklares med at kantsøylene har større last sammenlignet med arealet skjærspenningene blir tatt opp på. For hjørnesøylene har vi samme trend, bare at forskjellen er størst hos kantsøylene. Dermed kan det antas at kantsøylene er mest kritisk, deretter hjørnesøylene og til slutt søylene i sentrum. Dette eksempelet vil ha ulike verdier for flatdekkene, men med samme resultat. Det blir derfor sett på som representativt for alle flatdekkene.

Skjæranalysen indikerte at søyle C2 var den mest belastende søylen for flatdekkene. Tabell 4.9 viser den største skjærspenningen som ble påført hvert enkelt flatdekke. Ettersom den største maksimale skjærspenningskapasiteten for B45 betong er $v_{Rd,max} = 5,0$ MPa, var det tilstrekkelig å kun skjærarmere flatdekkene. Imidlertid viste det seg under dimensjoneringen at skjærspenningen ble for stor for enkelte flatdekker, som resulterte i at dekketykkelsen måtte økes. Dette ble spesielt tydelig for flatdekket med dimensjoner på 12x10m, hvor økningen i last fra 3kN/m^2 til 5kN/m^2 krevde en økning i dekketykkelsen på 30mm.

Tabell 4.9: Skjærspenning for søylene i sentrum av flatdekket.

Spennvidde (m)	Last (kN/m^2)	v_{Ed} (MPa)	$v_{Rd,max}$ (MPa)	Dekketykkelse (mm)
8	2	2,13	5	220
	3	2,43	5	220
	5	3,00	5	220
10	2	4,40	5	220
	3	4,56	5	230
	5	4,43	5	260
12	2	4,54	5	250
	3	4,69	5	250
	5	4,14	5	280

Ettersom ADAPT-Builder ikke kan generere skjærarming for en sirkulær søyle, ble det bestemt å bruke en kvadratisk søyle i stedet. Programmet gir forslag til skjærarming for flatdekkene, og skjærarming for søylene er gitt i tabell 4.10 - 4.12. Tabellen viser at antall studs øker med lasten, og blir redusert dersom tverrsnittet øker. I oppgaven ble det valgt å bruke 12mm diameter studs.

Tabell 4.10: Verdier for skjærarming av indre søyle for hvert flatdekke.

Spennvidde (m)	Last (kN/m^2)	Rails	Studs/rail	Senteravstand (mm)
8	2	12	9	115
	3	12	20	65
	5	12	26	65
10	2	16	47	45
	3	16	46	50
	5	12	64	40
12	2	12	72	35
	3	12	75	35
	5	12	55	45

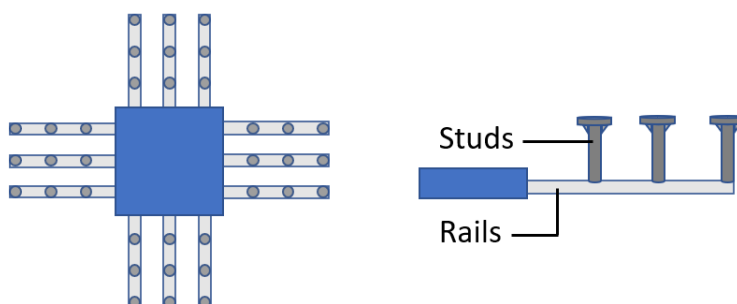
Tabell 4.11: Verdier for skjærarmring av kantsøyle for hvert flatdekke.

Spennvidde (m)	Last (kN/m ²)	Rails	Studs/rail	Senteravstand (mm)
8	2	9	8	115
	3	9	10	115
	5	9	14	115
10	2	12	26	80
	3	12	27	85
	5	9	41	60
12	2	9	42	55
	3	9	44	55
	5	9	42	65

Tabell 4.12: Verdier for skjærarmring av hjørnesøyle for hvert flatdekke.

Spennvidde (m)	Last (kN/m ²)	Rails	Studs/rail	Senteravstand (mm)
8	2	6	6	115
	3	6	8	115
	5	6	11	115
10	2	8	20	80
	3	8	21	85
	5	6	20	105
12	2	6	20	100
	3	6	21	100
	5	6	36	65

Den anbefalte utførelsen av armeringen er utført i et system der studs og rails blir plassert på siden av søylen som vist i figur 4.15. De ulike søylene har forskjellig mengde rails, studs og senteravstand slik at de anbefalte verdiene er oppfylt. Figuren nedenfor er derfor bare et eksempel på hvordan skjærarmeringen kan plasseres.

**Figur 4.15:** Generisk modell av *stud rails* skjærarmring.

4.4 Bruksgrensetilstanden

I bruksgrensetilstanden blir konstruksjonens brukbarhetskriterium kontrollert. Konstruksjonen blir sjekket for spenningsbegrensninger for å fastslå hvilken stadium betongen er i. Dersom betongen er i stadium I er betongen uopprisset, og i stadium II er betongen opprisset. Dersom betongen er risset vil det være nødvendig å sjekke rissmoment for konstruksjonen. I tillegg blir nedbøyningskravene for en levetid på 50 år kontrollert.

4.4.1 Spenningskontroll

Hvorvidt spenningene i betongen oppfyller kravene eller ikke danner grunnlaget for hvilket opprissningsstadium betongen er antatt å være i. Grenseverdiene for trykk- og strekkspenningene i betongen er gitt i kapittel 3.10.1. Verdiene for f_{ck} og f_{ctm} er gitt i kapittel 4.1, hvor $f_{ck}(t)$ ble beregnet under antagelse av sementklasse N. Grenseverdiene er følgende:

$$\sigma_{c,trykk} \geq -23,7$$

$$\sigma_{c,strekk} \leq 3,8$$

Trygstad [18] anbefaler å spenne opp kablene gradvis i intervaller etter en, to og tre dager for å følge betongens utvikling. Dette bidrar til å redusere langtidsnedbøyninger i flatdekket, men vil øke byggetiden. Oppspenningstidspunkt, er derfor valgt til syv dager i dataprogrammet. Basert på analysen ble de største trykk- og strekkspenningene i flatdekkene funnet i området over søylene i B2, B3, C2 og C3, uavhengig av spennvidde og laststørrelse. I alle tilfeller var de største spenningene både for trykk og strekk lokalisert over søylene.

Tabell 4.13: Største spenninger trykk(-), strekk(+).

Spennvidde (m)	Last (MPa)	retning (X/Y)	$\sigma_{c,trykk}$ (MPa)	$\sigma_{c,strekk}$ (MPa)
8	2	X	-5,00	3,50
	2	Y	-7,50	3,51
	3	X	-5,29	3,06
	3	Y	-7,99	3,57
	5	X	-6,10	3,11
	5	Y	-9,17	3,70
10	2	X	-7,94	3,40
	2	Y	-7,58	3,51
	3	X	-7,84	3,50
	3	Y	-7,55	3,66
	5	X	-7,02	3,21
	5	Y	-6,95	3,68
12	2	X	-9,02	3,79
	2	Y	-6,48	3,19
	3	X	-9,57	3,35
	3	Y	-7,00	3,74
	5	X	-7,85	2,13
	5	Y	-5,98	3,46

Ingen av de største spenningene overskred grenseverdiene, noe som betyr at alle flatdekkene er i stadium I. Det vil si at betongen er uopprisset, og det er dermed ikke nødvendig å utføre rissviddekontroll for flatdekkene.

4.4.2 Nedbøyningskontroll

I kapittel 3.10.3 ble tillat nedbøyning bestemt til $\delta \leq L/250$. Nedbøyningene ble beregnet av ADAPT-Builder under forutsetning om en kvasi-permanent kombinasjonsfaktor ψ_2 på 0,6. Det betyr at 60 % av nyttelasten antas å virke som en permanent last. Programmet beregnet også langtidsdeformasjonene som følge av kryp og svinn. Tabell 4.14 viser kryp- og svinntall for de forskjellige dekketykkelsene. Detaljert beregning er gitt i vedlegg A.

Tabell 4.14: Verdier for kryp og svinn.

Dekketykkelse (mm)	Kryptall	Svinn
220	1,793	$4,298 \cdot 10^{-4}$
230	1,781	$4,296 \cdot 10^{-4}$
250	1,760	$4,292 \cdot 10^{-4}$
260	1,750	$4,291 \cdot 10^{-4}$
280	1,731	$4,287 \cdot 10^{-4}$

ADAPT-Builder benyttet beregningsmetoden *Detailed Calculation (ACI 209)* for å beregne langtidsdeformasjonene. Programmet beregner selv lastkombinasjonene som benyttes i utregningen. Lastkombinasjonene er gitt i tabell 4.15. Det ble antatt at oppspenningen og egenlasten ble påført etter 7 dager. Den påsatte egenlasten ble antatt påført etter 40 dager, og langtidsandelen til nyttelasten ble påført etter 180 dager. Lastpåføring etter 7, 40 og 180 dager er antagelser som er gjort. Tidspunktet for langtidsnedbøyninger er basert på konstruksjonens antatte levetid på 50 år, som er ekvivalent med 18250 dager.

Tabell 4.15: Lastkombinasjoner for nedbøyning generert av ADAPT-Builder.

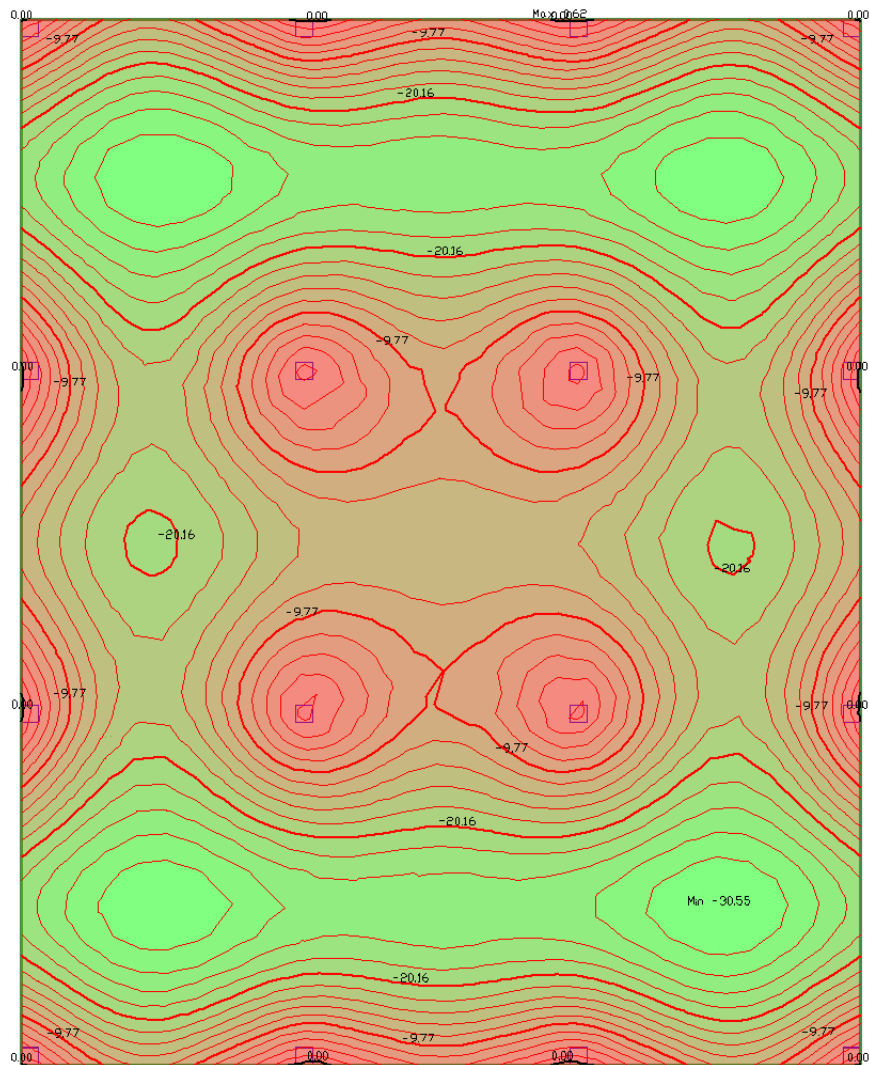
	Lasttidspunkt (dager)	Observasjonsdag (dager)	Lastkombinasjoner
δ_1	7		Egen + Forsp
δ_2	40		Egen + Påført egen + Forsp
δ_3	180		Egen + Påført egen + 0,6 Nytte + Forsp
Langtids		18250	$0,118 \cdot \delta_1 + 0,225 \cdot \delta_3 + 2,654 \cdot \delta_3$

Nedbøyningene til hvert enkelt flatdekke er gitt i tabell 4.16 sammen med kravet til nedbøyning for det aktuelle flatdekket. Figur 4.16 og 4.17 viser flatdekket som har størst utnyttelsesgrad med tanke på nedbøyning.

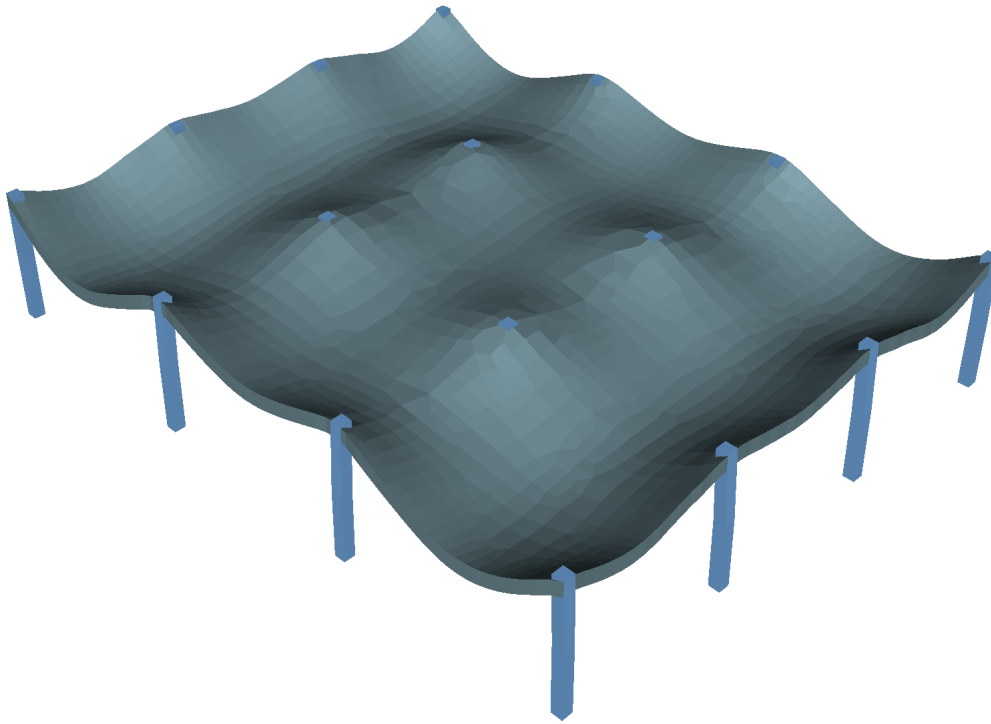
Tabell 4.16: Nedbøyningen til flatdekkene.

Spennvidde (m)	Last (MPa)	Nedbøyning (mm)	Krav (mm)
8	2	29,3	32
	3	30,0	32
	5	30,6	32
10	2	38,1	40
	3	37,0	40
	5	31,6	40
12	2	38,7	40
	3	38,6	40
	5	39,6	40

Resultatene for de spennarmerte flatdekkene viser at nedbøyningene var størst i de ytterste feltene. For flatdekkene med en spennvidde på 8m, var nedbøyningen størst i samme retning som de konsentrerte spennkablene. Dette er å forvente ettersom de jevnt fordelte kablene skal ta opp nedbøyningen i feltene. Når det gjelder flatdekkene med spennvidde på 10m ble nedbøyningen for samtlige flatdekker størst langs de jevnt fordelte spennkablene, men forskjellene var svært små. Det samme gjelder for flatdekkene med 12m spennvidde, bare at forskjellene ble større enn for flatdekkene med 10m spennvidde. Nedbøyningen langs de jevnt fordelte spennkablene kan forklares på følgende måte: I flatdekkene med økt spennvidde ble det brukt flere jevnt fordelte spennkabler. Siden spennkablene alltid er plassert i strekksonen til betongen vil de jevnt fordelte kablene plasseres på oversiden av betongen ved søylestripene på tvers av de jevnt fordelte kablene. Over søylene vil ikke eksentrisiteten føre til en nedbøyning i flatdekket, ettersom kreftene blir tatt opp av søylene. Imidlertid vil eksentrisiteten langs søylestripen øke nedbøyningen langs stripen på grunn av formen til de jevnt fordelte spennkablene.



Figur 4.16: Nedbøyningsfeltet til flatdekket med 8m spennvidde og 5 kN/m^2 nyttelast.



Figur 4.17: Oppskalert nedbøyning av konstruksjon.

5 Klimagassberegninger

Det er gjennomført en parameterstudie av flatdekkenes klimagassutslipp ved hjelp av Microsoft Excel. Beregningene er utført med to forskjellige dekkeløsninger hvor spennvidde, nyttelast og betongens karbonklasse er benyttet som sammenlikningsgrunnlag. Hensikten med beregningene er å undersøke forskjellene mellom dekkeløsningene, samt hvorvidt denne forskjellen endrer seg når dimensjonen, nyttelasten eller betongens klimagassutslipp endres. Basert på mengden betong og stål er det blitt gjort utregninger av flatdekkenes utslipp av CO_2 -ekvivalenter (CO_2 -e).

5.1 Forutsetninger

Ved klimagassberegninger er det viktig å velge forutsetninger som gjør beregningene relevante for virkelige prosjekter. Etter anbefalingene fra Smeplass er det for betongen i de spennarmerte flatdekkene, valgt å benytte samme verdier for Lavkarbon B og vanlig betong, i tillegg til verdier som er 10 kg CO_2 -e/ m^3 lavere enn grenseverdiene i NB 37 for de øvrige lavkarbonklassene. Dette er på bakgrunn av at vanlig betong som benyttes idag stort sett tilfredsstillende kravene til Lavkarbon B, og at det er vanlig å legge seg rett under kravene for de øvrige lavkarbonklassene.

Hulldekkene vil kreve bruk av avrettingsmasse på grunn av deres overhøyde, noe som spennarmerte flatdekker ikke har. Dette betyr at hulldekkene i realiteten vil ha noe høyere utslipp knyttet til montasje i forhold til spennarmerte flatdekker.

Ved mengdeberegning av betongen i de spennarmerte flatdekkene, har arealet av stålet i ikke blitt trukket fra betongarealet. Derimot har Spenncon gjort dette ved beregning av hulldekkenes betongmengde, slik at betongmengden i de spennarmerte flatdekkene kan anses som noe konservativt.

Klimagassutslippet til hulldekkene er beregnet ved å kalkulere utslippet til betongen og stålmengden hver for seg. Utslippsverdiene for betongen i hulldekker er 10kg CO_2 -e/ m^3 høyere enn for betongen i de spennarmerte flatdekkene. Utslippsverdiene for stålet har de samme verdiene i begge dekkeløsningene, hvor utslippet fra armeringen i de spennarmerte flatdekkene er basert på de samme verdiene som Spenncon bruker til beregning av klimagassutslipp fra deres armering, med et gjennomsnitt på 13kg armering/tonn hulldekke. I praksis innebærer dette at utslippsdata fra Smith stål for slakkarmeringen, og Hjulsbro for spennarmeringen, er benyttet i klimagassberegningen av de spennarmerte flatdekkene.

Bjelkenes klimagassutslipp er beregnet ved å benytte samme EPD-verdi for alle bjelkene [37]. Det er også antatt at bjelkene har samme utslipp, uavhengig av hvilken lavkarbonklassene hulldekkene er beregnet med. Dette skyldes en begrenset tilgjengelighet av bjelker med lavkarbonbetong, selv om det finnes eksempler på slike bjelker [38]. Forskjellen mellom den benyttede bjelken og en bjelke med lavkarbonbetong var omtrent 30 %, noe som betyr at valg av bjelke påvirker resultatene av klimagassberegningene.

Mengdeberegningene av IB-bjelkene er utført med visse antagelser om tverrsnittet til bjelkene. Dette skyldes at det ikke ble funnet standardiserte tverrsnittsdata for IB-bjelkene. Disse antagelsene er inkludert i klimagassberegningene i Microsoft Excel.

Følgende verdier for CO_2 -e utslipp har blitt benyttet i studien:

Tabell 5.1: Benyttet utslippsdata for fasene A1-A3.

Produkt	kg CO ₂ -e/m ³ (Betong i spennarmert flatdekke)	Beregningsgrunnlag
Betong Lavkarbon B	245	Grenseverdier i henhold til NB 37
Betong Lavkarbon A	210	
Betong Lavkarbon Pluss	160	
Betong Lavkarbon Ekstrem	120	
	kg CO ₂ -e/m ³ (Kun betongen i hulldekkene)	
Hulldekke vanlig B45	300	Element Nor [39] & Spenncon [34]
Hulldekke Lavkarbon B	255	Spenncon [34]
Hulldekke Lavkarbon A	219,6	Spenncon [34]
Hulldekke Lavkarbon Pluss	170	Grenseverdier i henhold til NB 37
Hulldekke Lavkarbon Ekstrem	170	Produseres ikke
	kg CO ₂ -e/kg	
Slakkarmering	0,393	Smith stål [40]
Spennarmering	1,8637	Hjulsbro stål [41]
	kg CO ₂ -e/tonn	
RB-Bjelke	149,79	Spenncon [37]
IB-Bjelke	149,79	
Lavkarbonbjelke	115,7	Contiga [38]

Ettersom vanlig betong stort sett tilfredsstillere kravene til Lavkarbon B [3], er det ikke oppgitt verdi for vanlig betong.

Det ble valgt å benytte samme verdi for hulldekke i Lavkarbon Ekstrem og hulldekke i Lavkarbon Pluss. Dette var på bakgrunn av at hulldekker i Lavkarbon Ekstrem ikke produseres av Spenncon [34], og at det ikke ble funnet noen andre produsenter som solgte hulldekker med Lavkarbon Ekstrem.

Det ble utført beregninger av klimagassutslippet fra fase A4, men bidraget var nokså likt (ca. 5-10 %) for begge dekkeløsningene, slik at fase A4 ikke ble ansett til å ha hatt innvirkninger på resultatene i oppgaven. Det ble derfor valgt å ekskludere fase A4, som er diskutert i kapittel 7.5.

Ved beregning av klimagassutslippene ble det nødvendig å anta tyngdetettheten til materialene. Disse verdiene er oppgitt i tabell 5.2.

Tabell 5.2: Tyngdetetthet til materialer.

Materiale	Tyngdetetthet (kg/m ³)
Betong	2500 2400 (armert og uarmert)
Stål	7850
Hulldekke	(kg/m ²)
HD 200	254
HD 265	371

5.2 Utførelse

Beregningene av klimagassutslipp ble utført i Microsoft Excel. Det ble utarbeidet standardiserte tabeller som beregnet klimagassutslippet til alle flatdekkene på samme måte, for alle lavkarbonklasser og dekkeløsninger. Figur 5.1 - 5.4 viser eksempler på hvordan klimagassberegningene er utført.

Parameter	Enhet	Verdi	CO2-e pr. Enhet	Felles enhet (m2)
Nyttelast	kN/m2	3		
Spennvidde	Meter	10		
Dekketykkelse	mm	230		
Volum Betong	m3	207		
Areal Betong	m2	900		
Betongkvalitet	B45 LK A		210	48,3
Spennarmering (Kg)	Kg	4783	1,8637	9,904530111
Slakkarmering (Kg)	Kg	11496,21	0,393	5,0200117
Totalt utslipp	m2			63,22454181

Figur 5.1: Eksempel på klimagassberegninger av spennarmert dekke.

Spennvidde (m)	Nyttelast (kN/m2)	Tykkelse (m)	betongmengde(m2 betong pr m2)		Betongklasse	Utslipp fra betongen(CO2-e/m3)	Utslipp pr m2 dekke fra		Utslipp fra Armering (Overslag 13kg armering/tonn Hulldekke)		Utslipp totalt (CO2-e/m2)
			HD	HD			betongen	Hulldekke	betongen	Hulldekke	
8 2,3,5		0,2	0,511	0,56	Vanlig	300	30,66	6,1539374	36,8139374		
10 2,3,5		0,265	0,511	0,56	Vanlig	300	44,52	8,9886251	53,5086251		
8 2,3,5		0,2	0,511	0,56	LK B	255	26,061	6,1539374	32,2149374		
10 2,3,5		0,265	0,511	0,56	LK B	255	37,842	8,9886251	46,8306251		
8 2,3,5		0,2	0,511	0,56	LK A	219,6	22,44312	6,1539374	28,5970574		
10 2,3,5		0,265	0,511	0,56	LK A	219,6	32,58864	8,9886251	41,5772651		
8 2,3,5		0,2	0,511	0,56	LK Pluss	170	17,374	6,1539374	23,5279374		
10 2,3,5		0,265	0,511	0,56	LK Pluss	170	25,228	8,9886251	34,2166251		
8 2,3,5		0,2	0,511	0,56	LK Ex=LK Pluss	170	17,374	6,1539374	23,5279374		
10 2,3,5		0,265	0,511	0,56	LK Ex=LK Pluss	170	25,228	8,9886251	34,2166251		

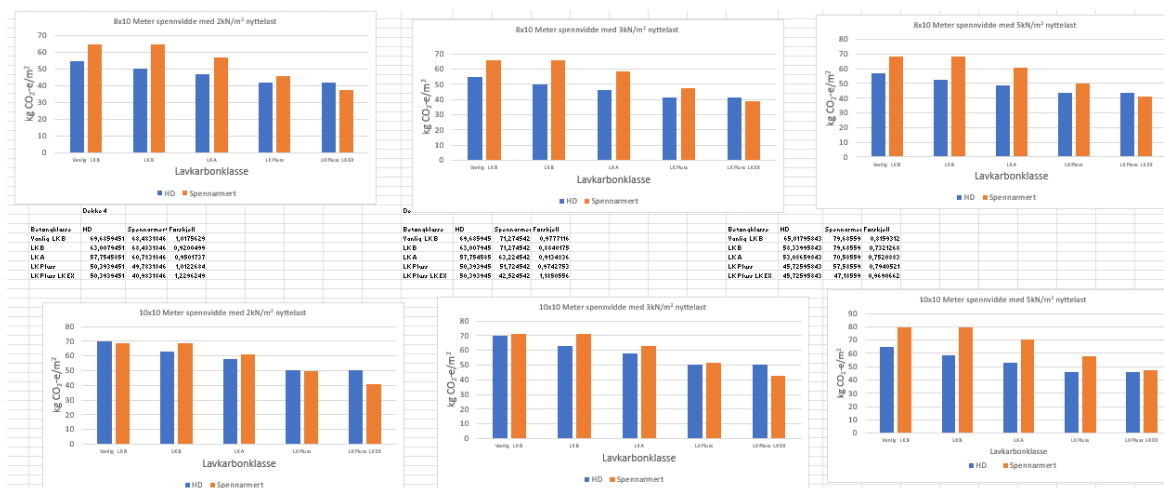
* Betongmengde er hentet direkte fra Spenncon

Figur 5.2: Beregningseksempel av hulldekker.

Parametere	Enhet	Kolonne1
Navn	HD 200	
Betongkvalitet	LK B	
Laster	kN/m2	5
Spennvidde	Meter	8
Dekketykkelse	mm	200
CO2-e fra betongen	Kg CO2-e/m3	255
RB-bjelke	400/900	20,22165
CO2-e Dekke	m2	52,4365874

Figur 5.3: Eksempel på beregning av hulldekkers klimagassutslipp.

I oppgaven er det beregnet klimagassutslipp for ni forskjellige flatdekker med forskjellige spennvidder og lasttilfeller. Etersom betongmengden er høyere i spennarmerte flatdekker i forhold til hulldekker, var det også aktuelt å undersøke om bruken av lavkarbonbetong hadde en effekt på forholdet mellom klimagassutslippet til spennarmerte flatdekker og hulldekker. Derfor ble alle flatdekkene beregnet for alle lavkarbonklassene.



Figur 5.4: Eksempel på sammenlikning av Hulldekker og spennarmerte flatdekker.

5.3 Andre miljøpåvirkninger

I møte med SINTEF [6] ble det påpekt viktigheten av å undersøke andre miljøpåvirkninger i større grad enn det som er vanlig i dag. Derfor ble det gjennomført et studie av flere relevante EPD-er i EPD Norges database for å vurdere om noen av de aktuelle produktene hadde betydelige utslipp av andre miljøpåvirkninger. Produktene som ble undersøkt var primært betong og hulldekker, i tillegg til stålet som ble benyttet til klimagassberegningene. Resultatene av undersøkelsen er gitt i vedlegg E.

Hensikten med studien var primært å undersøke om noen av produktene hadde et betydelig større utslipp av andre miljøpåvirkninger sammenliknet med hverandre. Hvorvidt mengden som de enkelte produktene slipper ut er skadelige ble ikke vurdert, ettersom det krever spesiell kompetanse på faget for å vurdere konsekvensene av slike utslipp. I studien kom det fram at det var liten forskjell mellom betong, hulldekker og armeringsstål i utslipp av andre miljøpåvirkninger. Da det ble tatt hensyn til hvor mye utslipp som kom fra produktet pr. m² dekke, var det ulikt fra miljøpåvirkning til miljøpåvirkning om det var betong- eller stålproduktene som sto for størst utslipp. Generelt sett var forskjellene mellom stål og betong liten, i skalaen 1-3 ganger størrelsen av hverandre. Stålet som ble benyttet til slakkarmering hadde generelt sett lavere utslipp av andre miljøpåvirkninger enn de andre produktene som ble undersøkt. Det største avviket ble funnet mellom de to hulldekkene til Spenncon [42], [43], hvor hulldekket i Lavkarbon Pluss hadde høyere utslipp av andre miljøpåvirkninger enn hulldekket i Lavkarbon A. Forskjellen varierte, men hulldekket i Lavkarbon Pluss hadde opptil 10 ganger så høyt utslipp av andre miljøpåvirkninger som hulldekket i Lavkarbon A. Hvorvidt noen av mengdene kan være skadelig er ikke tatt hensyn til.

6 Resultater

I dette kapittelet vil resultatene fra parameterstudien bli presentert. Hensikten er å sammenlikne klimagassutslippet til spennarmerte flatdekker og hulldekker med hensyn til parameterne spennvidde, lastintensitet og betongens karbonklasse. Virkningen av eventuell bruk av lavkarbonbetong vil også bli belyst. Oppgaven har også som formål å identifisere hvilke komponenter i et spennarmert flatdekke som står for majoriteten av klimagassutslippet, og hvordan et spennarmert flatdekke kan optimaliseres med tanke på klimagassutslipp. De spennarmerte flatdekkene har blitt dimensjonert i ADAPT-Builder med en hypotese om at betongmengden bør begrenses i størst mulig grad for å minske klimaavtrykket til dekkene. Derfor har de spennarmerte flatdekkene blitt dimensjonert med så lave dekketykkelser som anses for å være innenfor reglene satt i kapittel 2.4.1.

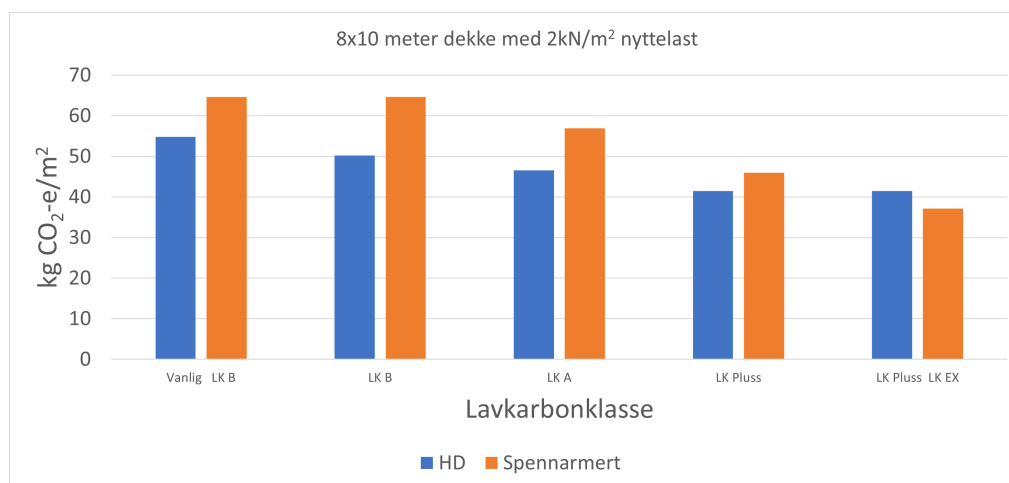
6.1 Sammenlikning av spennarmerte flatdekker og hulldekker

Flatdekkene blir sammenliknet med tanke på dimensjoner og lastsituasjon. I sammenligningen er det brukt betong i forskjellig lavkarbonklasser for å undersøke om bruk av lavkarbonbetong har en effekt på klimagassutslippet til spennarmerte flatdekker når de sammenliknes med hulldekker.

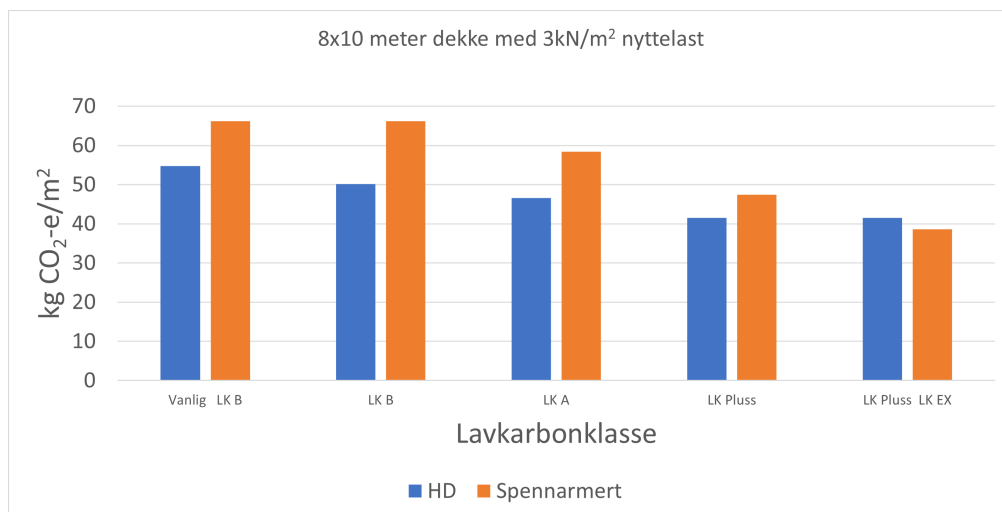
Armeringsmengden til de spennarmerte flatdekkene ligger i vedlegg B, og detaljer utregning av klimagassutslippet til flatdekkene i oppgaven ligger i vedlegg C. Den detaljerte utregningen viser at stålet i de spennarmerte flatdekkene står for ca. 14-38 % av det totale klimagassutslippet. Dette betyr at betongen er den avgjørende faktoren for klimagassutslippet til de spennarmerte flatdekkene, men at også stålets utslipp er av betydning for flere av flatdekkene. Grunnen til at noen av flatdekkene har så stort utslipp fra armeringen er på bakgrunn av forsøket på å optimalisere flatdekkene med tanke på betongmengde. Dette er også diskutert i kapittel 7.3. Etter anbefaling fra Smepluss ble det besluttet å sammenligne spennarmerte flatdekker i Lavkarbon B med hulldekker i vanlig betong. Dette skyldes at vanlig betong og Lavkarbon B har likt utslipp når det gjelder vanlige plasstøpte betongdekker. Etersom hulldekker ikke produseres i Lavkarbon Ekstrem [34] vil også hulldekkene i denne lavkarbonklassen ha de samme verdiene som Lavkarbon Pluss.

6.1.1 Kort spennvidde, 8x10 meter dekke

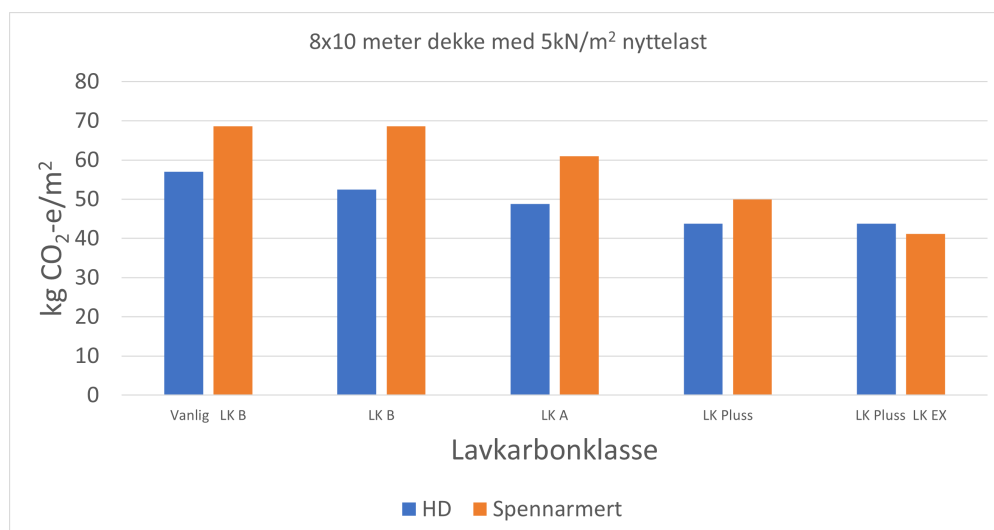
For hulldekkene ble det i kapittel 3.12.1 bestemt en dekketykkelse på 200mm ved 8x10 meter hulldekke. For de spennarmerte flatdekkene med dimensjoner på 8x10 meter ble det nødvendig med en dekketykkelse på 220mm. Resultatene for sammenlikning av spennarmerte flatdekker og hulldekker er beskrevet i figur 6.1 - 6.3.



Figur 6.1: Klimagassutslipp for flatdekke med dimensjoner på 8x10 meter og 2kN/m² nyttelast.



Figur 6.2: Klimagassutslipp for flatdekke med dimensjoner på 8x10 meter og 3kN/m² nyttelast.



Figur 6.3: Klimagassutslipp for flatdekke med dimensjoner på 8x10 meter og 5kN/m² nyttelast.

Resultatene for den minste dekkedimensjonen viser at hulldekkene har et lavere klimagassutslipp enn de spennarmerte flatdekkene, for alle dekker hvor det ikke benyttes Lavkarbon Ekstrem betong.

Forskjellene mellom de to løsningene varierer fra 10-32 % for dekkene som ikke benytter Lavkarbon Ekstrem. Forskjellene blir noe mindre når det benyttes betong med lavere karbonklasse, ca. 6 % reduksjon fra kategorien [Vanlig, LK B] til [LK A].

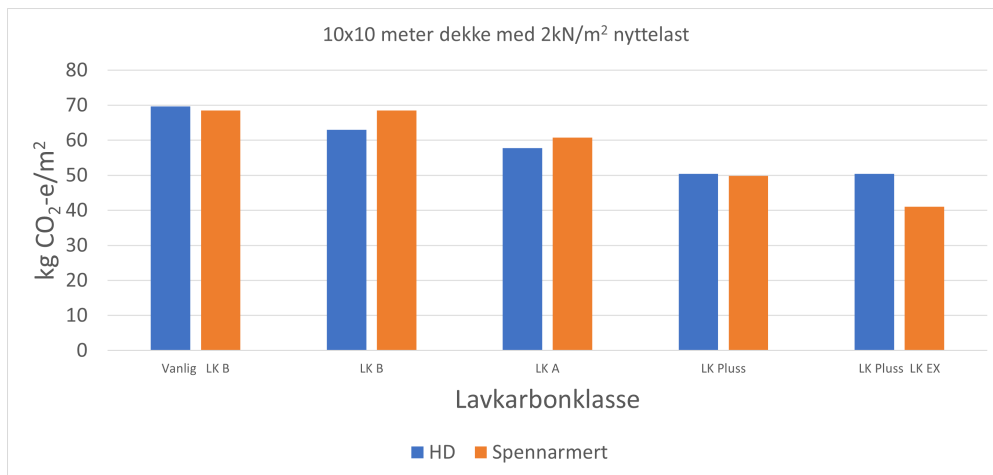
Forskjellene mellom de to dekkeløsningen var små ved bruk av Lavkarbon Pluss og Ekstrem, hvor de spennarmerte flatdekkene hadde et lavere utslipp enn hulldekkene når Lavkarbon Ekstrem betong ble benyttet.

Endring av nyttelast hadde ingen påvirkning på resultatene.

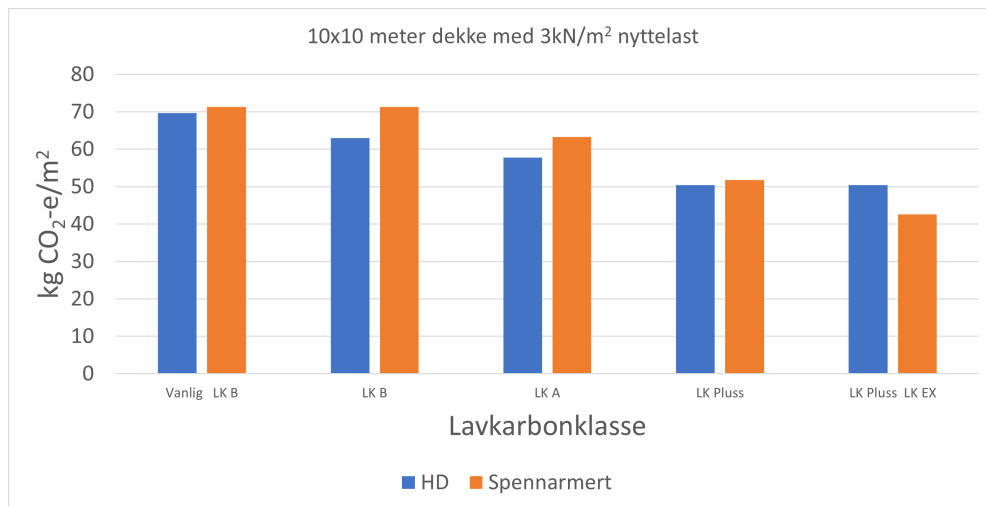
6.1.2 Middels spennvidde, 10x10 meter dekke

For hulldekkene ble det bestemt en dekketykkelse på 265mm ved dekkedimensjoner på 10x10 meter.

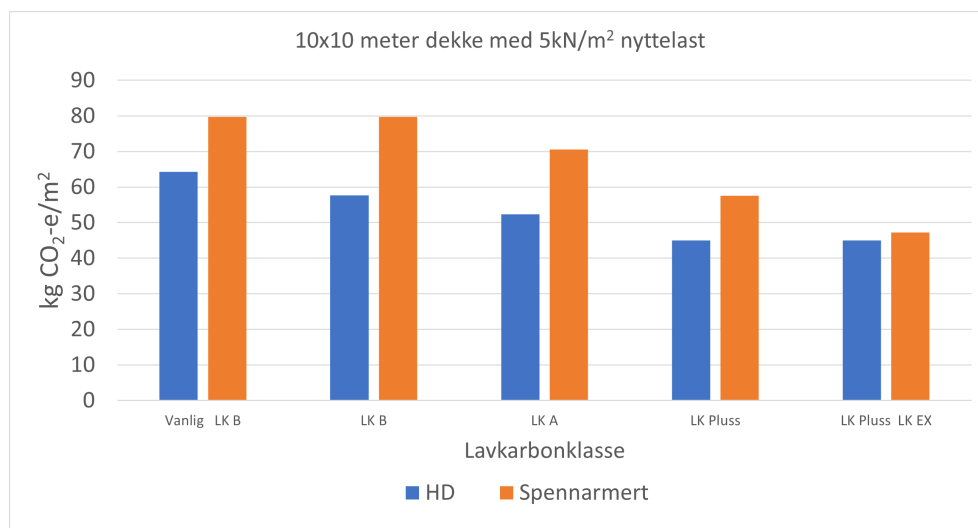
For de spennarmerte flatdekkene med denne dimensjonen ble det nødvendig med en dekketykkelse på 220, 230 og 260mm. Resultatene for sammenlikning av spennarmerte flatdekker og hulldekker er beskrevet i figur 6.4 - 6.6.



Figur 6.4: Klimagassutslipp for flatdekke med dimensjoner på 10x10 meter og 2kN/m² nyttelast.



Figur 6.5: Klimagassutslipp for flatdekke med dimensjoner på 10x10 meter og 3kN/m² nyttelast.



Figur 6.6: Klimagassutslipp for flatdekke med dimensjoner på 10x10 meter og 5kN/m² nyttelast.

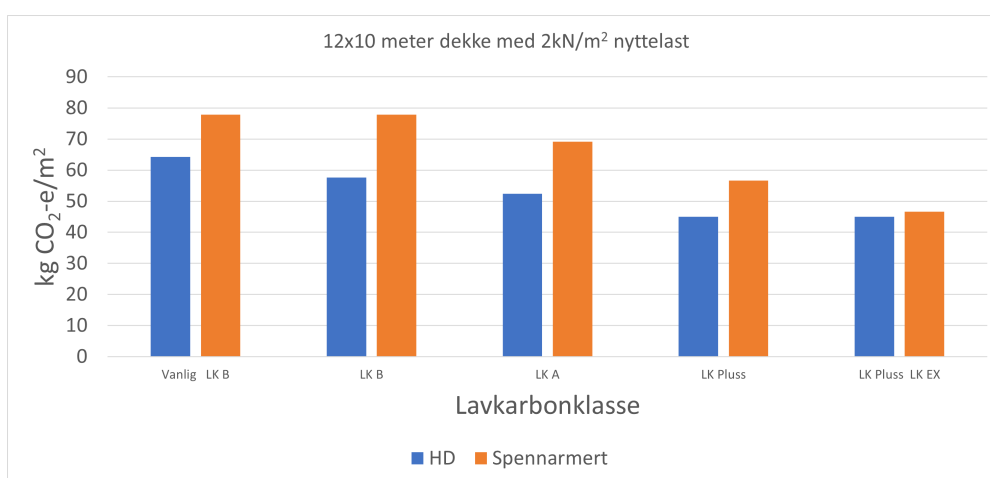
Ved dimensjoner på 10x10 meter viser resultatene at nyttelasten hadde en påvirkning. Når 2 og 3kN/m² nyttelast ble benyttet, var forskjellen mellom de to løsningene små ($\pm 10\%$). Dette betyr at karbonklasse var av liten betydning for sammenlikning av denne typen dekker.

Da nyttelasten ble økt til 5kN/m² ble forskjellen mellom de spennarmerte flatdekkene og hulldekkene større. Dette var fordi det ble nødvendig å øke dekketykkelsen til de spennarmerte flatdekkene fra 220/230mm til 260mm, slik at betongmengden økte betydelig.

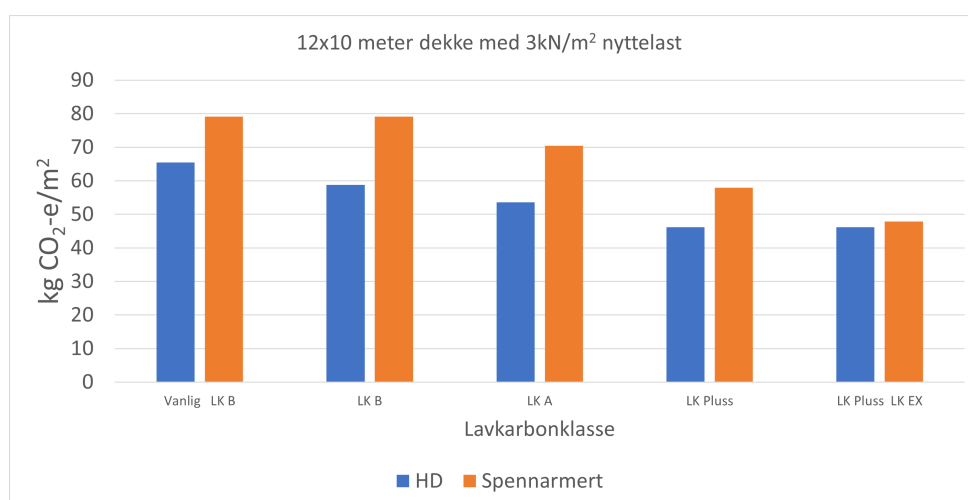
Med unntak av Lavkarbon Pluss mot Lavkarbon Ekstrem (LK Pluss, LK EX), var forskjellen mellom de to dekkeløsningene på 24-38 %. For denne kategorien var forskjellen på kun 5 %. Altså hadde bruk av lavkarbonbetong en effekt på resultatene.

6.1.3 Lang spennvidde, 12x10 meter dekke

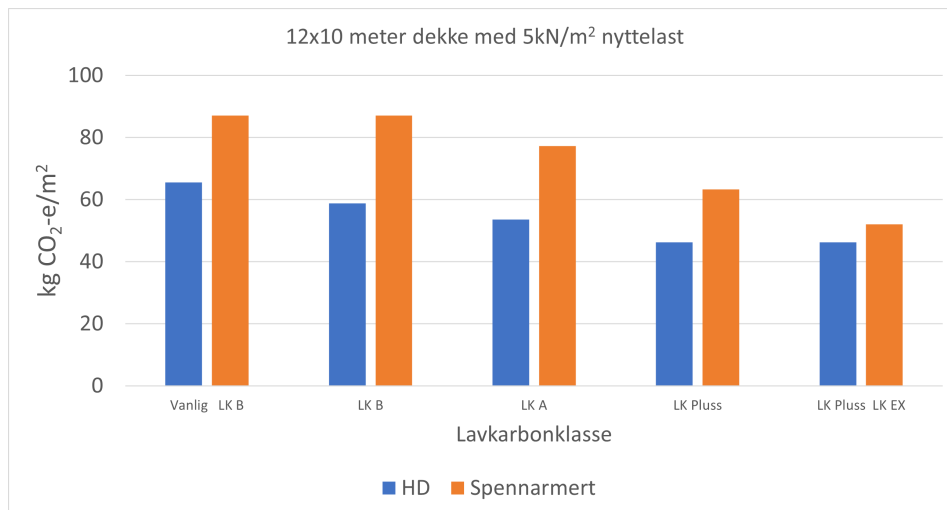
Ved dimensjoner på 12x10 meter ble hulldekke 265 valgt. For de spennarmerte flatdekkene, ble dekketykkelsen dimensjonert til 250-280mm. Resultatene for sammenlikning av spennarmerte flatdekker og hulldekker er beskrevet i figur 6.7 - 6.9.



Figur 6.7: Klimagassutslipp for flatdekke med dimensjoner på 10x12 meter og 2kN/m² nyttelast.



Figur 6.8: Klimagassutslipp for flatdekke med dimensjoner på 10x12 meter og 3kN/m² nyttelast.



Figur 6.9: Klimagassutslipp for flatdekke med dimensjoner på 10x12 meter og 5kN/m² nyttelast.

Resultatene av sammenlikning for 12x10 meter dekkedimensjoner viser de samme tendensene som i kapittel 6.1.2. Forskjellene mellom de to løsningene øker når nyttelasten går fra 2 og 3kN/m² til 5kN/m². Dette er også et direkte resultat av økt dekketykkelse for det spennarmerte flatdekket.

Selv om tendensene er de samme som for 10x10 meter, er forskjellene større ved 12 meter spennvidde i den lengste retningen. Ved nyttelast på 2 og 3kN/m² var forskjellene på ca. 20-35 %, mens forskjellene ved 5kN/m² nyttelast var på 33-48 %. Som for de øvrige dekkedimensjonene, var unntaket kategorien LK Pluss og LK EX, hvor forskjellene mellom de to løsningene var små.

6.2 Overordnede resultater

Som resultatene i kapittel 6.1.1 - 6.1.3 viser, er klimagassutslippene til spennarmerte flatdekker høyere i forhold til hulldekker når det brukes vanlig betong, samt Lavkarbon A, B og pluss. Det var kun ved sammenlikning mellom hulldekker i Lavkarbon Pluss og spennarmerte flatdekker i Lavkarbon Ekstrem at de spennarmerte flatdekkene hadde lavere klimagassutslipp enn hulldekkene. Forskjellene var likevel små i flere av kategoriene. Ved dimensjoner på 10x10 meter og små nyttelaster (2 og 3kN/m²) var forskjellen mellom de to løsningene liten. Med andre ord kan spennarmerte flatdekker konkurrere med hulldekker når den lengste spennvidden blir satt til 10 meter, og nyttelastene ikke blir for store. Forskjellene mellom de to løsningene vil derimot øke når dimensjonene økes/minkes, eller når lastene økes.

Resultatene tyder på at det er fordelaktig for spennarmerte flatdekker å benytte lavkarbonbetong når det sammenliknes med hulldekker, men at det bør benyttes Lavkarbon Pluss eller ekstrem dersom en ønsker at spennarmerte flatdekker skal kunne ha tilsvarende utslipp som hulldekker. Som følge av at hulldekkene hadde samme dekketykkelse for alle lastsituasjoner, samtidig som de spennarmerte flatdekkene fikk høyere betongmengde da nyttelasten ble økt til 5kN/m², gjorde økningen i nyttelast at forskjellene mellom de to løsningene økte.

Det er viktig å poengtere at de spennarmerte flatdekkene kun hadde tilnærmet likt utslipp som hulldekkene da de to løsningene benyttet betong med forskjellig lavkarbonklasse. Hulldekkene ble også dimensjonert med bjelker hvor utslippet varierte fra 10-20 kg CO₂-ekvivalenter, som utgjorde opptil en fjerdedel av klimagassutslippet fra hulldekkene. Det bør bemerkes at bjelkene ikke ble beregnet i de forskjellige lavkarbonklassene, der bruk av Lavkarbon A betong i bjelkene ville ha resultert i ca. 30 % lavere klimagassutslipp sammenlignet med den benyttede bjelken i beregningene.

7 Diskusjon

Resultatene fra oppgaven gir et tydelig bilde av potensialet ved klimagassoptimalisering av spennarmerte flatdekker, og hvordan spennarmerte flatdekker kan oppnå minst like lave klimagassutslipp som hulldekker. Beregningene viser at det er dekketykkelse og lavkarbonklasse som gir størst utslag på klimagassutslippet til de spennarmerte flatdekkene. I diskusjonskapittelet vil faktorer og usikkerhetsmomenter som mulig har påvirket resultatene bli drøftet. Til slutt presenteres forslag til videre arbeid med klimagassberegninger av spennarmerte flatdekker og hulldekker.

7.1 Hulldekker

Hulldekkene er optimalisert fra produsentene med tanke på å minimere materialbruken i størst mulig grad. Derfor er det blitt fokusert mindre i oppgaven på å optimalisere hulldekkene i forhold til de spennarmerte flatdekkene. Det er likevel blitt utført forenklinger i oppgaven som kan ha hatt påvirkning på hvor optimaliserte hulldekkene i oppgaven ble. For eksempel har hulldekkene blitt valgt ut ifra en forenklet modell fra betong-elementboken. Hvorvidt en annen prosedyre for dimensjonering av hulldekkene hadde påvirket resultatene av oppgaven er usikkert, men metoden som er benyttet i oppgaven anses som konservativ ettersom metoden fra betongelementboken er en generell metode.

Det var flere metoder for beregning av klimagassutslippet til hulldekkene som var aktuelle. Den første metoden som ble benyttet var å bruke verdier fra EPD-ene til hulldekkeprodusentene. Smeplass anbefalte ikke denne metoden ettersom produsentene har en tendens til å publisere EPD-er fra spesielle produkter som ikke nødvendigvis er relevante for alle prosjekter. Det samme gjaldt forøvrig bruk av EPD-er fra betongprodusentene. Derfor ble beregningsmetoden endret til å beregne betong- og stålmengdene hver for seg, slik at tilnærmet like utslipp for betong- og stålet ble benyttet for både spennarmerte flatdekker og hulldekker. Denne metoden gjorde at klimagassutslippet ble noe høyere enn ved bruk av EPD-er for begge dekkeløsningene. Spenncon oppga at deres vanlige betong og Lavkarbon A betong hadde utslippsverdier som var mye lavere enn grenseverdiene i NB 37, slik at bruk av samme utslippstall for betongen i hulldekkene og de spennarmerte flatdekkene ikke nødvendigvis er representativt for realistiske prosjekter. Spenncon benytter også forskjellige utslippstall for spennstålet i hulldekkene, som har stor variasjon og blir beskrevet i kapittel 7.4. Det er viktig å bemerke at ingen prosjekter har likt klimagassutslipp, slik at verdier som benyttes til en slik oppgave heller bør gjenspeile et gjennomsnitt av virkeligheten.

Klimagassutslippet til bjelkene som ble benyttet til å ta opp lastene i den lengste retningen til hulldekkene ble beregnet ved bruk av EPD, og ikke separering av betongen og stålet, slik som hulldekkene og de spennarmerte flatdekkene.

Dette anses som en forenklet metode, som ble valgt fordi det ikke var mye tverrsnittsdata for armerte bjelker. Det var også lite data på bjelker med lavkarbonbetong slik at alle bjelkene ble beregnet med vanlig betong. Selv om bruk av EPD-er hadde en gunstig effekt på klimagassutslippet til hulldekkene og de spennarmerte flatdekkene, anses metoden for beregning av utslippet til bjelkene som konservativt, ettersom det verken ble forsøkt å benytte lavkarbonbetong eller optimalisering av bjelkene. Bjelkene sto for opptil 25 % av klimagassutslippet til hulldekkene, slik at optimalisering av bjelkene, samt bruk av lavkarbonbetong, ville hatt en effekt på resultatene.

Tverrsnittsdataene til IB-bjelkene som ble benyttet var kun estimerer ettersom det var lite tilgjengelig data på dimensjonene til IB-bjelkene. Dette er viktig å påpeke ettersom en estimert betongmengde fra IB-bjelkene gjør at klimagassregnskapet til IB-bjelkene ikke blir helt nøyaktige.

Hulldekker har også andre fordeler med tanke på klimagassutslipp. Det er ikke blitt tatt hensyn til gjenbruk av materialene i oppgaven, men gjenbruk av materialer kan ha store fordeler for et klimagassregnskap. Ettersom hulldekkene produseres som prefabrikkerte elementer, kan de enkelt dekomponeres og deles opp for å gjenbrukes. Hulldekkene produseres dessuten i kontrollerte omgivelser, som gir god forutsigbarhet med tanke på fasthet og langtidsvirkninger. Gjenbruk av hulldekker er foreløpig ikke vanlig idag, men mulighetene er

tilstede og det er blitt utarbeidet en ny standard for gjenbruk av hulldekker. Med andre ord er det rimelig å anta at hulldekker kan komme fordelaktig ut i en analyse hvor en tar hensyn til flere faser av dekkenes livsløp.

Som nevnt i teoridelen av oppgaven er det utfordringer knyttet til støping av lavkarbonbetong. Derfor vil det også være enklere å produsere hulldekker i lavkarbonbetong ettersom de produseres i kontrollerte omgivelser. Dette er trolig også grunnen til at de fleste hulldekker blir produsert i Lavkarbon A eller B. På bakgrunn av dette kan det også argumenteres for at det er mer realistisk å sammenlikne hulldekker i en lavkarbonklasse, med spennarmerte flatdekker i en høyere karbonklasse. For eksempel kan det være mer hensiktsmessig å sammenlikne hulldekker i Lavkarbon A med spennarmerte flatdekker i Lavkarbon B. I oppgaven er det blitt sammenliknet motsatt. Dette er fordi det i møte med Spenncon kom fram at salget av hulldekker med lavkarbonbetong ikke var vesentlig, slik at det fortsatt er mest realistisk å benytte hulldekker med en høyere utslippsklasse til sammenlikning. Spenncon presiserte at de var mer opptatt av klimagassutslippet til hele konseptvalget fremfor karbonutslippet til betongen i hulldekkene.

7.2 Spennarmerte flatdekker

Resultatene fra klimagassberegningene viser at dekketykkelse, sammen med betongkvalitet, var de avgjørende faktorene for de spennarmerte flatdekkenes klimagassutslipp. Tykkelsen på dekkene ble forsøkt å være innenfor grensene som ble bestemt tidligere i oppgaven (1/42-1/45), men underveis i dimensjoneringsprosessen ble det klart at de fleste flatdekkene ble dimensjonert utenfor anbefalingen til dekketykkelsen. Det var kun ett flatdekke, 10x10m 5kN/m² som fikk en tverrsnittshøyde over anbefalingen. Dette var et resultat av at skjærkapasiteten til flatdekket ikke ble godkjent. En alternativ løsning her hadde vært å bruke kapitel mellom søylen og dekket. Da ville skjærpåkjenningen vært på et større areal slik at flatdekket kunne være innenfor anbefalt dekketykkelse. Det var kun to flatdekker som var innefor anbefalingen, 10x10m 3kN/m² og 12x10m 5kN/m². Flatdekket med dimensjoner 12x10m hadde en dekketykkelse på 20mm større enn 10x10m 5kN/m², som gjorde at skjærkapasiteten ble godkjent. De resterende flatdekkene hadde alle en dekketykkelse som var lavere enn anbefalingen. Flatdekkene hadde enten lav belastning og/eller små dimensjoner. Selv om tynne flatdekker krever mer bruk av spennarmering, var det et bevisst valg å dimensjonere flatdekker som var tynnere enn anbefalingen. Hensikten med valget var å redusere betongmengden i størst mulig grad.

Kvadratiske dekker med spennarmring er ikke vanlig å benytte i bransjen idag ettersom det er preakseptert i bransjen at hulldekker er den beste løsningen både med tanke på pris og miljø for slike geometrier. En annen geometri kan ved videre studier være aktuelt å undersøke.

7.3 Dimensjoneringen av de spennarmerte flatdekkene

Ved dimensjoneringen av spennarmerte flatdekker oppsto utfordringer knyttet til optimalisering av både bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand. Der økt optimalisering av et krav, resulterte i en svekkelse av andre krav, som utfordret oppnåelsen av en balansert løsning.

7.3.1 Bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstand var det tydelig at skjærkapasiteten ble dimensjonerende for dekketykkelsen. Tabell 4.5 viser at kravet til nødvendig tverrsnittshøyde økte spesielt da lasten på flatdekkene økte. Dette førte til at skjærspenningene ble for store til at det kun var nødvendig med skjærarmering i flatdekkene med en lavere tverrsnittshøyde enn 1/45. Sammenhengen kan bli sett i tabell 4.9 og tabell 4.10 der skjærarmeringen og/eller tverrsnittshøyden økte betraktelig med økt spennvidde. En alternativ løsning for å øke skjærkapasiteten og beholde tynne flatdekker, er å bruke kapitel slik at skjærkreftene blir tatt opp av et større areal, men det ble i denne oppgaven valgt å kun øke tverrsnittshøyden.

7.3.2 Bruksgrensetilstand

For å minimere klimagassutslippet er det viktig å maksimere utnyttelsen av materialene. En potensiell svakhet i analysen er derfor muligheten for at spennarmeringen ikke ble optimalisert på den mest effektive måten. Spesielt for flatdekkene med dimensjoner på 10x10m og 12x10m med en nyttelast på 5kN/m². Førstnevnte flatdekke var langt innenfor kravet på nedbøyning, og sistnevnte flatdekke hadde potensial for høyere strekkspenninger. Selv om det ble forsøkt flere ulike løsninger for senteravstand, mengde spennarmering og profilendring for spennkablene, var det ikke mulig å utnyttet materialene opp mot 100 % av bruksgrensekravene. Å oppnå høy utnyttelsesgrad ble også mer krevende da spennvidden og nyttelasten økte. Trygstad [18] setter begrensninger for spennarmerte flatdekker til en spennvidde på 7-12m med lasten 2-5kN/m². Det er derfor mulig at utfordringene med utnyttelsen er naturlig, ettersom flatdekkene er i ytterkanten av hva som er anbefalt av spennvidder og laster for spennarmerte flatdekker.

7.4 Valg av CO₂-e verdier

Ved klimagassberegninger er det alltid viktig å velge forutsetninger som gjør beregningene relevante for realistiske prosjekter. For utslippstallene til betongen ble både EPD-verdier og grenseverdiene fra NB 37 vurdert. For betongen i begge dekkeløsningene, anbefalte Smeplass [3] å benytte verdier som samsvarte eller var 5-10 kg CO₂-e lavere enn grenseverdiene i NB 37, samt benytte samme verdi for Lavkarbon B og vanlig betong. Begrunnelsen for dette var at vanlig betong som blir benyttet i bransjen idag stort sett har likt utslipp som Lavkarbon B, mens for de resterende lavkarbonklassene ble grenseverdiene fra NB 37 ansett som realistiske verdier for bransjen. Et eksempel på hvorfor EPD-verdier kan være unøyaktig er Lavkarbon Ekstrem fra Skedsmo Betong [44], som var 25 % lavere enn kravet til Lavkarbon Ekstrem i NB 37. Dette var ifølge Smeplass ikke fordi betong i Lavkarbon Ekstrem vanligvis hadde så lave utslippstall, men fordi EPD-en som ble publisert var fra et spesielt prosjekt som hadde spesielle mål for klimagassutslipp. Bruk av grenseverdiene i seg selv er heller ikke helt uproblematisk ettersom betongbransjen har utviklet seg siden NB 37 ble publisert i 2020. Likevel anses det som fornuftig å anta at bransjen legger seg på verdier som er i nærheten av grenseverdiene for Lavkarbon A og lavere ettersom det er økonomisk gunstig for disse lavkarbonklassene å være så nærme grenseverdiene som mulig. Grunnen til at bransjereferanse og Lavkarbon B anses for å ha tilnærmet likt utslipp, er fordi det ikke lenger er krevende å lage betong som tilfredsstiller kravene for Lavkarbon B.

Som tidligere nevnt er det en viss usikkerhet knyttet til klimagassutslippet fra betongen i hulldekkene. Spenncon, som ga beregningsgrunnlaget for hulldekkene i Lavkarbon A og B solgte flere hulldekker med samme lavkarbonklasse, slik at det var flere verdier som var aktuelle å benytte. Verdien for utslipp fra betongen i hulldekkene ble bestemt ut fra hvilket hulldekke de solgte mest av, som virket rimelig i forhold til oppgavens målsetning.

Det ble også avdekket store forskjeller i klimagassutslipp mellom de forskjellige stålprodusentene. En spansk produsent av spennstål som har vært vanlig å benytte i liknende masteroppgaver [45] hadde tre ganger så lavt klimagassutslipp som spennstålet som ble benyttet i denne oppgaven. For de spennarmerte flatdekkene gikk utslippet fra spennarmering opp fra rundt 6 % til 10-20 % av det totale klimagassutslippet til hulldekkene.

Ifølge veidekke [46] er det også mulig å redusere klimagassutslippet ved å benytte betong med lavere fasthetsklasse. Den initiale hypotesen for oppgaven var at fasthetsklasse ikke var av stor betydning ettersom det kunne føre til økt betongmengde. Smeplass [3] anbefalte å sammenlikne spennarmerte flatdekker i B35 med hulldekker i B45. Det ble utført beregninger med B35 betong, men resultatene fra beregningene ga ingen indikatorer på at klimagassutslippet til de spennarmerte flatdekkene i oppgaven ville få et lavere klimagassutslipp enn ved bruk av B45 betong. Derfor ble det avgjort at oppgaven skulle fullføres med B45 betong. En undersøkelse av betydningen til betongens fasthetsklasse for klimagassutslippet til spennarmerte flatdekker kan være relevant for videre arbeid.

7.5 Klimagassutslipp knyttet til transport til byggeplass, A4

Det ble valgt å ikke inkludere fase A4 *Transport til byggeplass* i beregningene. Grunnen til dette er at utslippverdiene for fase A4 varierer fra produsent til produsent, og er i stor grad avhengig av avstand til byggeplass. For hulldekkene var utslippet fra A4 ved en avstand på 100km fra fabrikk til byggeplass, på omtrent 10 % av utslippet fra fase A1-A3, som er den benyttede verdien i beregningene. For betong var utslippet fra transport noe lavere (6-8 %). Dermed anses det som gyldig for oppgaven å ekskludere fase A4, selv om den også kan være relevant for en slik type undersøkelse.

7.6 Søyler

I oppgaven ble det valgt kvadratiske søyler med sidekanter på 500mm. Dimensjonene ble valgt slik at søylene ikke var begrensende for kapasiteten til de spennarmerte flatdekkene. I klimagassregnskapet ble søylene ikke tatt med ettersom det er antatt at søylene vil ha tilnærmet likt utslipp for både spennarmerte flatdekker og hulldekker. Det er likevel viktig å huske at et bygg er kompleks og forenklinger aldri er uproblematisk når konseptvalg skal generaliseres.

7.7 Brann, lyd og praktiske hensyn på byggeplass

Som tidligere nevnt har flatdekkene i oppgaven blitt dimensjonert med et mål om å være så realistisk som mulig i forhold til virkelige prosjekter. Det er likevel flere praktiske hensyn som har blitt neglisjert. Ettersom tykkelsen på hulldekkene og de spennarmerte flatdekkene er relativt like, er det ikke antatt at noen av løsningene hadde behov for ytterligere tiltak for å tilfredsstille brann- og lydkrav i forhold til den andre. Det er viktig å presisere at tiltak for å tilfredsstille krav til brann og lyd kun er viktig for oppgaven dersom en av løsningene krever større utbedringer enn den andre.

Det har heller ikke blitt brukt tid på å vurdere andre praktiske hensyn som for eksempel utfordringer som hulldekkers modulbredde gir. Hulldekker benyttes i mindre grad i bygg med irregulær geometri, men dette er utfordringer som ikke er knyttet til klima.

7.8 Fremtidig arbeid

På grunn av begrensninger knyttet til tidsrammen og manglende kompetanse innenfor visse fagområder, har flere forslag til videre arbeid blitt utarbeidet. Følgende forslag er foreslått for videre undersøkelser:

- Dimensjonere spennarmerte flatdekker med lavere dekketykkelser enn det som er vanlig praksis
- Undersøke hvordan valg av fasthetsklasse kan optimalisere klimagassutslippet til flatdekker
- Gjøre dypere undersøkelser for å finne representative utslippstall for stål, betong og hulldekker
- Inkludere flere faser av materialenes livsløp i klimagassberegningene
- Undersøke konsekvensene av andre miljøpåvirkninger fra armerte betongkonstruksjoner
- Undersøke konsekvensene for klimagassutslipp ved bruk av søyler på et flatdekke
- Undersøke om krav til lyd, brann og liknende har en effekt på spennarmerte flatdekker og hulldekkers klimagassutslipp

8 Konklusjon

Denne oppgaven sammenlikner spennarmerte flatdekker med hulldekker med tanke på klimagassutslipp. Det er forutsatt rektangulære dekkeløsninger uten utsparringer, hvor dekkedimensjoner, lastsituasjon og betongens klimagassutslipp er benyttet som parametere i sammenlikningen.

Resultatene viser at det er forskjeller i klimagassutslipp mellom hulldekker og spennarmerte flatdekker. Det var kun utvalgte spennarmerte flatdekker som hadde lavere klimagassutslipp enn hulldekker.

Resultatene viser at forskjellene i klimagassutslipp mellom de to løsningene øker ved økt nyttelast. Ved bruk av lavkarbonbetong har spennarmerte flatdekker større klimagevinst enn hulldekker. Fordelene ved å bruke lavkarbonbetong var størst dersom Lavkarbon Pluss og Lavkarbon Ekstrem ble benyttet.

Ved små dekkedimensjoner, 8x10 meter og stor nyttelast, 5kN/m², var forskjellene størst. For disse dekkeløsningene hadde de spennarmerte flatdekkene omtrent 20-35 % høyere utslipp i forhold til hulldekkene. Forskjellene mellom de to løsningene var minst ved dekkedimensjoner på 10x10 meter. Forskjellene økte igjen ved dekkedimensjoner på 12x10 meter.

Det konkluderes med at spennarmerte flatdekker kan konkurrere med hulldekker når det benyttes dimensjoner på 10x10 meter, nyttelastene ikke overskrider 3kN/m² og at betong i den laveste tilgjengelige lavkarbonklassen benyttes for hver dekkeløsning.

Samlet sett viser oppgaven at potensialet for klimaoptimalisering av spennarmerte flatdekker er stort. Både betong- og armeringsmengde har betydning for klimagassutslippet til denne løsningen, og det er mange aspekter som kan undersøkes for å redusere klimagassutslippet til spennarmerte flatdekker.

Referanseliste

- [1] M. Rabani mfl. *Life cycle analysis of GHG emissions from the building retrofitting: The case of a Norwegian office building*. (Lest: 12.05.2023). 2021. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0360132321005606>.
- [2] Paolo Foraboschi og Mattia Mercanzin og Dario Trabucco. *Sustainable structural design of tall buildings based on embodied energy*. (Lest: 12.05.2023). 2013. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0378778813005653>.
- [3] Møte med Sverre Smeplass. April 2023.
- [4] Standard Norge. *NS-EN ISO 14040:2006, Miljøstyring Livsløpsvurdering Prinsipper og rammeverk*. 2006.
- [5] Jens Petter Toldnæs. *globale oppvarmingspotensialer*. (Lest: 23.12.2023). URL: <https://snl.no/globaloppvarmingspotensialer>.
- [6] Håvard Bergsdal. *Møte 13. mars 2022*.
- [7] Spenncon AS. *Spenncon hulldekke i kvalitet B45 M60. Lavkarbonklasse Pluss*. 2023.
- [8] EPD Norge. *Hva er en EPD?* (Lest: 23.01.2023). URL: <https://www.epd-norge.no/hva-er-en-epd/>.
- [9] Standard Norge. *NS-EN ISO 14025:2010, Miljømerker og deklarasjoner Miljødeklarasjoner type III Prinsipper og prosedyrer*. 2010.
- [10] EPD Norge. *Bruksanvisning for EPD - Byggevarer*. (Lest: 23.01.2023). URL: <https://www.epd-norge.no/getfile.php/136570-1470750719/Dokumenter/Bruksanvisninger%5C%20tolke%5C%20EPDer/Bruksanvisning%5C%20for%5C%20EPD%5C%20-%5C%20byggevarer.pdf>.
- [11] Betongsentrum. *Lavkarbonbetong*. (Lest: 23.01.2023). URL: <https://www.betongsentrum.no/lavkarbonbetong/>.
- [12] Standard Norge. *NS-EN 206:2013+A2:2021+NA:2022, Betong Spesifikasjon, egenskaper, framstilling og samsvar*. 2013.
- [13] Norsk Betongforening. *Publikasjon nr. 37 Lavkarbonbetong*. NB37. 2019.
- [14] Magne Maage. *TKT 4215 Concrete Technology 1*. NTNU, 2008.
- [15] Per Kristian Larsen. *Konstruksjonsteknikk - Laster og bæresystemer*. Tapir akademisk forlag, 2004.
- [16] Svein Ivar Sørensen. *Betongkonstruksjoner*. Fagbokforlaget, 2013.
- [17] CEN. Standard Norge. *NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2021 Eurokode 2 Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. 2021.
- [18] Steinar Trygstad. *Innledning.[Kursinnlegg] Praktisk prosjektering med spennarmering i bygg*. Norsk Betongforening og Rådgivende Ingeniørs Forening. (Lest: 24.02.2023). 2022.
- [19] Magdy Bakry. *EVALUATION OF POST-TENSIONED CONCRETE SLABS BEHAVIOR USING DIFFERENT TENDONS SCHEMES*. 2018.
- [20] Jan Arve Øverli. *Compendium Concrete structures 3*. 2013.
- [21] Spenneteknikk. *BBR VT CONA Single spennntausystem*. (Lest: 15.02.2023). 2023. URL: <https://www.spenneteknikk.no/wp-content/uploads/2018/05/BBR-VT-CONA-Single-spenntausystem-24022011.pdf>.
- [22] CEN. Standard Norge. *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-1: Allmenne laster Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger*. 2019.
- [23] Norges vassdrags- og energidirektorat. *Retningslinje for laster og dimensjonering*. (Lest: 24.01.2023). 2003. URL: https://publikasjoner.nve.no/retningslinjer/2003/retningslinjer2003_01.pdf.
- [24] Norsk Betongforening. *Publikasjon nr. 33 Flatdekker - Beregning og konstruktiv utforming*. NB33. 2004.
- [25] Betongelementforeningen. *Betongelementboka Bind A, BYGGING MED BETONGELEMENTER*. Betongelementforeningen, 2010, s. 103-108.
- [26] Spenncon AS. *Hulldekke*. (Lest 01.05.2023). 2023. URL: <https://spenncon.no/produkter/hulldekk/>.

- [27] Standard Norge. *CEN. NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. 2016.
- [28] Jan Arve Øverli. *Innledning.[Kursinnlegg] Praktisk prosjektering med spennarmering i bygg*. Norsk Betongforening og Rådgivende Ingeniørs Forening. (hentet: 24.02.2023). 2022.
- [29] Vegdirektoratet Trafikksikkerhet miljø- og teknologiavdelingen Bru. *Beregningsveiledning for etteropp- spente betongbruer*. (Lest: 14.02.2023). 2017.
- [30] Risa. *Welcome to ADAPT-Builder*. (Lest: 15.02.2023). 2023. URL: <https://risa.com/risahelp/adaptbuilder/index.html>.
- [31] Terje Kanstad. *Kontroller i bruks- og bruddgrensetilstand.[Kursinnlegg] Praktisk prosjektering med spennarmering i bygg*. Norsk Betongforening og Rådgivende Ingeniørs Forening. (Lest: 17.02.2023). 2022.
- [32] Terje Kanstad. *Innledning.[Kursinnlegg] Praktisk prosjektering med spennarmering i bygg*. Norsk Betongforening og Rådgivende Ingeniørs Forening. (Lest: 24.02.2023). 2022.
- [33] Betongelementforeningen. *Betongelementboka Bind C, Elementer og knutepunkter*. Betongelementforeningen, 2020, s. 19.
- [34] Møte med Steinar Røine. April 2023.
- [35] CCL Norway. *POST-TENSIONING SYSTEMS*. 2017.
- [36] Adapt Corporation. *Design process using ADAPT-BUILDER platform*. (Lest: 18.04.2023). 2004.
- [37] Spenncon AS. *Spenncon Bjelke*. (Lest 01.06.2023). 2021. URL: https://www.epd-norge.no/getfile.php/1318850-1624273231/EPDer/Byggevarer/Betongvarer/NEPD-2853-1548_Spenncon-Bjelke.pdf.
- [38] Contiga AS. *CONTIGA, Bjelker Lavkarbonklasse A*. (Lest 01.06.2023). 2021. URL: https://www.epd-norge.no/getfile.php/1321954-1640103202/EPDer/Byggevarer/Betongvarer/NEPD-3267-1908_CONTIGA--Bjelker-Lavkarbonklasse-A.pdf.
- [39] Element Nor AS. *Hulldekke B45M40*. (Lest 13.04.2023). 2020. URL: https://www.epd-norge.no/getfile.php/1312841-1584538169/EPDer/Byggevarer/Betongvarer/NEPD-2098-946_Hulldekke-B45M40%5C%281%5C%29.pdf.
- [40] E.A. Smith AS. *Steel rebar*. (Lest 27.04.2023). 2020. URL: https://www.epd-norge.no/getfile.php/1313430-1642584515/EPDer/Byggevarer/St%5C%C3%5C%A51konstruksjoner/NEPD-2193-988_Steel-rebar.pdf.
- [41] Hjulbro steel AB. *PC-strand Prestressed steel for reinforcement of concrete*. (Lest 27.04.2023). 2020.
- [42] Spenncon AS. *Spenncon Hulldekke Miljø*. (Lest 13.04.2023). 2021. URL: https://www.epd-norge.no/getfile.php/1318853-1624273968/EPDer/Byggevarer/Betongvarer/NEPD-2854-1547_Spenncon-Hulldekke.pdf.
- [43] Spenncon AS. *Spenncon hulldekke i kvalitet B45 M60. Lavkarbonklasse Pluss*. (Lest 13.04.2023). 2023. URL: https://www.epd-norge.no/getfile.php/1330901-1677501756/EPDer/Byggevarer/Betongvarer/NEPD-4228-3469_Spenncon-hulldekke-i-kvalitet-B45-M60-Lavkarbonklasse-Pluss.pdf.
- [44] Skedsmo Betong AS. *B35 M45 Lavkarbon Ekstrem, Konsistens 200. Dmax 20s*. (Lest 17.04.2023). 2020. URL: https://www.epd-norge.no/getfile.php/1313793-1591201039/EPDer/Byggevarer/Ferdig%5C%20betong/NEPD-2245-1026_B35-M45-CEM-III-B--Lavkarbon-Ekstrem.pdf.
- [45] Celsa Group. *Drawn Steel products for prestressed concrete PC Wire, 3-Wire/7-Wire Bare Strand and 7-Wire Sheathed Strand*. (Lest 07.06.2023). 2022.
- [46] Karl Christian Martinsen Nils Ivar Nilsen. *Erfaringer med betong klasse ńlavkarbon ekstremž*. (Lest 17.04.2023). 2023.

Vedlegg

A Kryp og svinn

Kryp

$$RH := 40$$

Antatt relativ luftfuktighet på 40%

$$b := 1000 \quad mm$$

beregner for pr meter dekke

$$h := 250 \quad mm$$

Dekketykkelse

$$u := 2 \cdot b = 2 \cdot 10^3 \quad mm$$

Delen av tverrsnittet som er utsatt for uttørkning

$$A_c := b \cdot h = 2.5 \cdot 10^5 \quad mm^2$$

Betongtverrsnitt

$$f_{ck} := 45 \quad MPa$$

Karakteristisk sylindrefasthet etter 28 dager

$$f_{cm} := 53 \quad MPa$$

Middelerverdi av karakteristisk sylindrestrekkfasthet

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 250 \quad mm$$

Effektiv tverrsnittstykkelse

$$\alpha_1 := \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.7} = [0.748]$$

EC2, B.8c

$$\alpha_2 := \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.2} = [0.92]$$

EC2, B.8c

$$\alpha_3 := \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.5} = [0.813]$$

EC2, B.8c

$$\beta_H := \left(1.5 \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \right) = [578.16]$$

EC2, B.8b

$$t_0 := 28$$

Betongens alder ved belastning. Antatt til 28 døgn

$$t := 18250$$

Betongens levetid antatt til 50 år (i døgn)

$$\beta. (f_{cm}) := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

$$\beta. (f_{cm}) = 2.308$$

EC2, B.4

$$\beta(t_0) := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.20}} \quad \beta(t_0) = 0.488 \quad \text{EC2, B.5}$$

$$\beta_c(t, t_0) := \left(\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} \quad \beta_c(t, t_0) = [0.991] \quad \text{EC2, B.7}$$

$$\phi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.576 \quad \text{EC2, B.3b}$$

$$\phi_0 := \phi_{RH} \cdot \beta \cdot (f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1.776 \quad \text{EC2, B.2}$$

$$\phi(t, t_0) := \phi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad \phi(t, t_0) = [1.76] \quad \text{Kryptallet etter EC2 tillegg B}$$

$$h := 230$$

$$\phi(t, t_0) := 1.781$$

$$h := 250$$

$$\phi(t, t_0) := 1.76$$

$$h := 260$$

$$\phi(t, t_0) := 1.75$$

$$h := 280$$

$$\phi(t, t_0) := 1.731$$

Svinn

$$RH_0 := 100$$

EC2 Tillegg B B.2(1)

$$f_{cm0} := 10$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 1.451$$

EC2, B.12

$$\alpha_{ds1} := 4$$

Antatt sementklasse N

$$\alpha_{ds2} := 0.12$$

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left((220 + 110 \alpha_{ds1}) \exp \left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 4.309 \cdot 10^{-4}$$

$$k_h := 0.8$$

Tabell 3.3 i EC2 (Interpolert)

$$t_s := 14$$

Betongens alder når
herdetiltakene avsluttes.
Antatt til 14 dager

$$\beta_{ds}(t, t_s) := \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3}} \quad \beta_{ds}(t, t_s) = 0.991$$

EC2 3.1.4(5)

$$\varepsilon_{cd}(t) := \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad \varepsilon_{cd}(t) = 3.417 \cdot 10^{-4}$$

Utvikling av
svinntøyning over
tid

$$\beta_{as}(t) := 1 - \exp(-0.2 \cdot t^{0.5}) \quad \beta_{as}(t) = 1$$

EC2 3.1.4(5)

$$\varepsilon_{ca}(\infty) := 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad \varepsilon_{ca}(\infty) = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{ca}(t) := \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad \varepsilon_{ca}(t) = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 4.292 \cdot 10^{-4}$$

Total svinntøyning av
EC2 3.1.4(5)

$$h := 230 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 4.296 \cdot 10^{-4}$$

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

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 4.292 \cdot 10^{-4}$$

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

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 4.291 \cdot 10^{-4}$$

$$h := 280 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 4.287 \cdot 10^{-4}$$

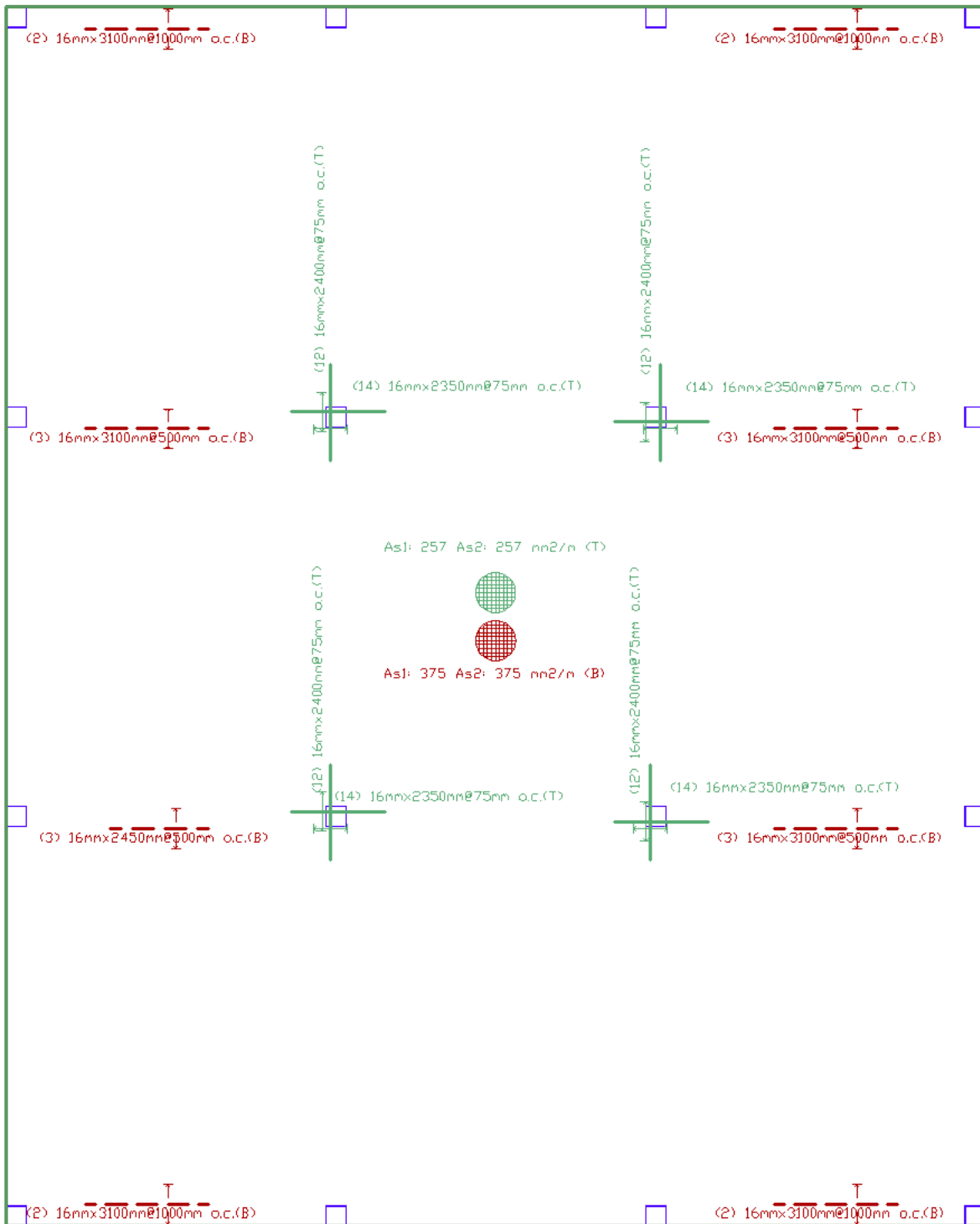
B Armeringsdata

B.1 Armeringsmengder

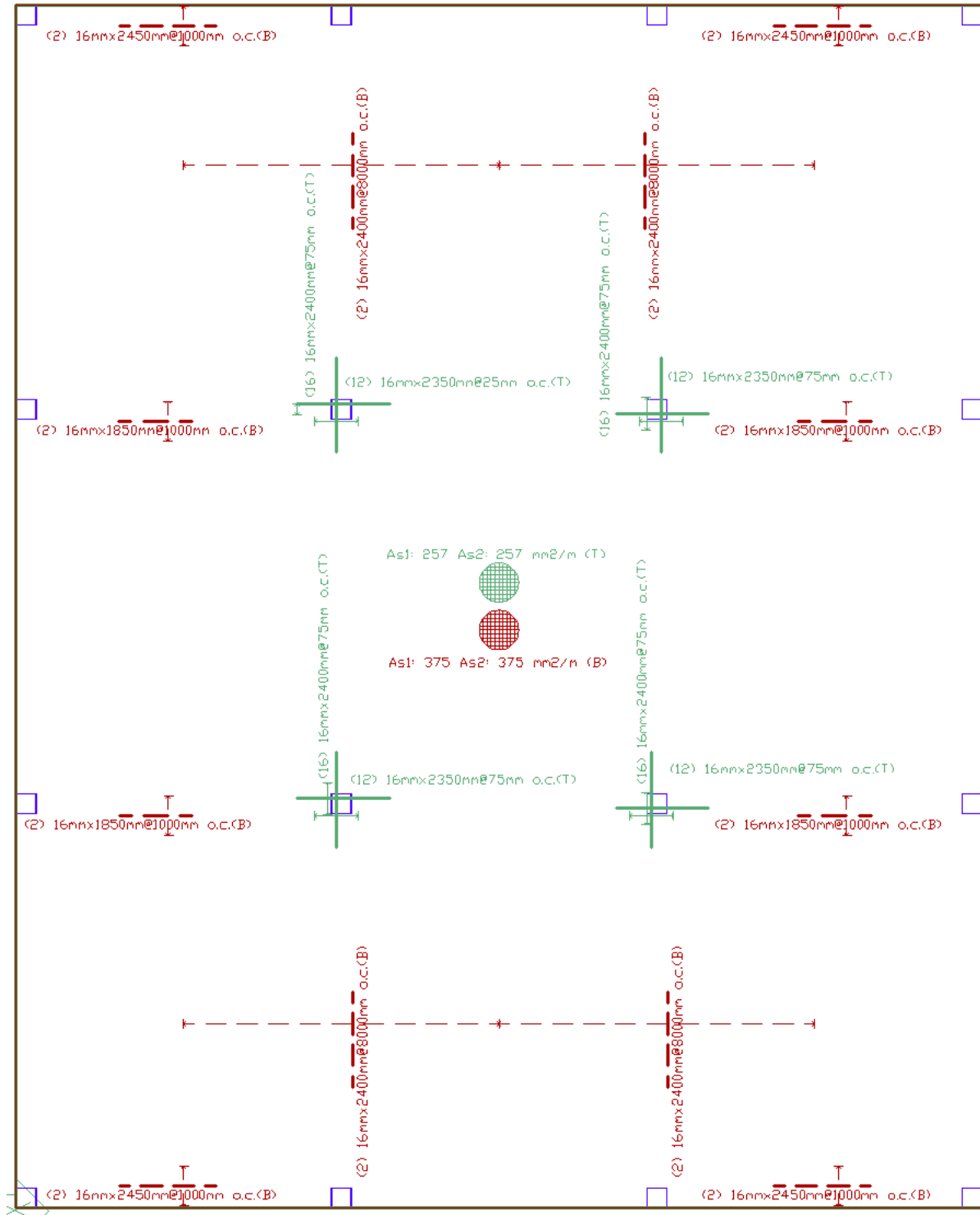
Armeringsmengder for alle spennarmerte flatdekker og alle lavkarbonklasser

Dimensjoner, Nyttelast (m×m,kN/m ²)	Spennarmering (kg)	Slakkarmering (kg)	Total armering (kg)
8×10m, 2kN/m ²	2473	7848	10311
8×10m, 3kN/m ²	3031	7869	10900
8×10m, 5kN/m ²	3804	8573	12377
10×10m, 2kN/m ²	4783	9864	14645
10×10m, 3kN/m ²	4783	10563	15346
10×10m, 5kN/m ²	4641	13165	17806
12×10m, 2kN/m ²	6543	13451	19994
12×10m, 3kN/m ²	7269	13141	20410
12×10m, 5kN/m ²	6842	16706	23548

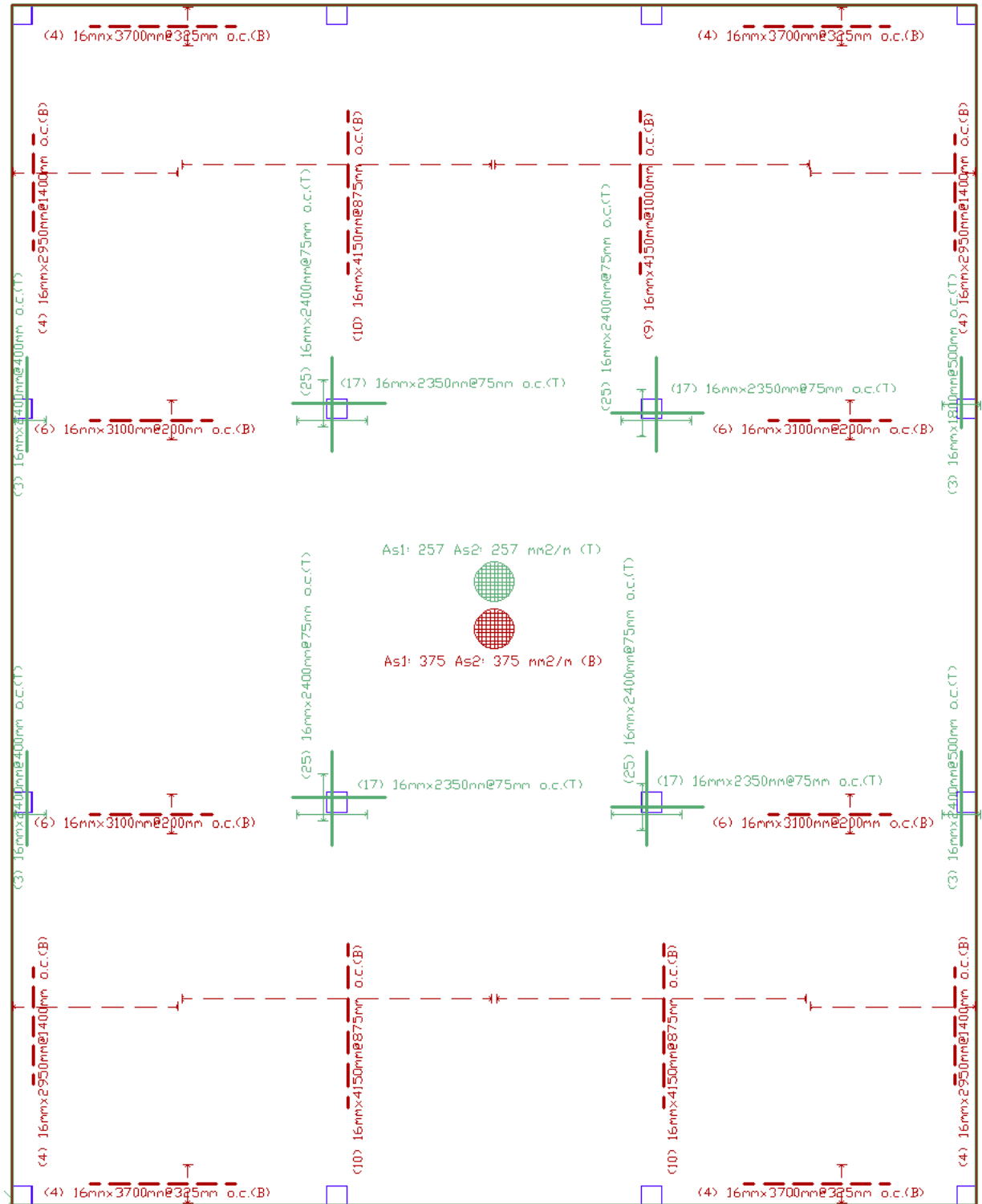
Armeringstegning for dekket 8x10 2kN/m², rød tekst (UK), grønn tekst (OK)



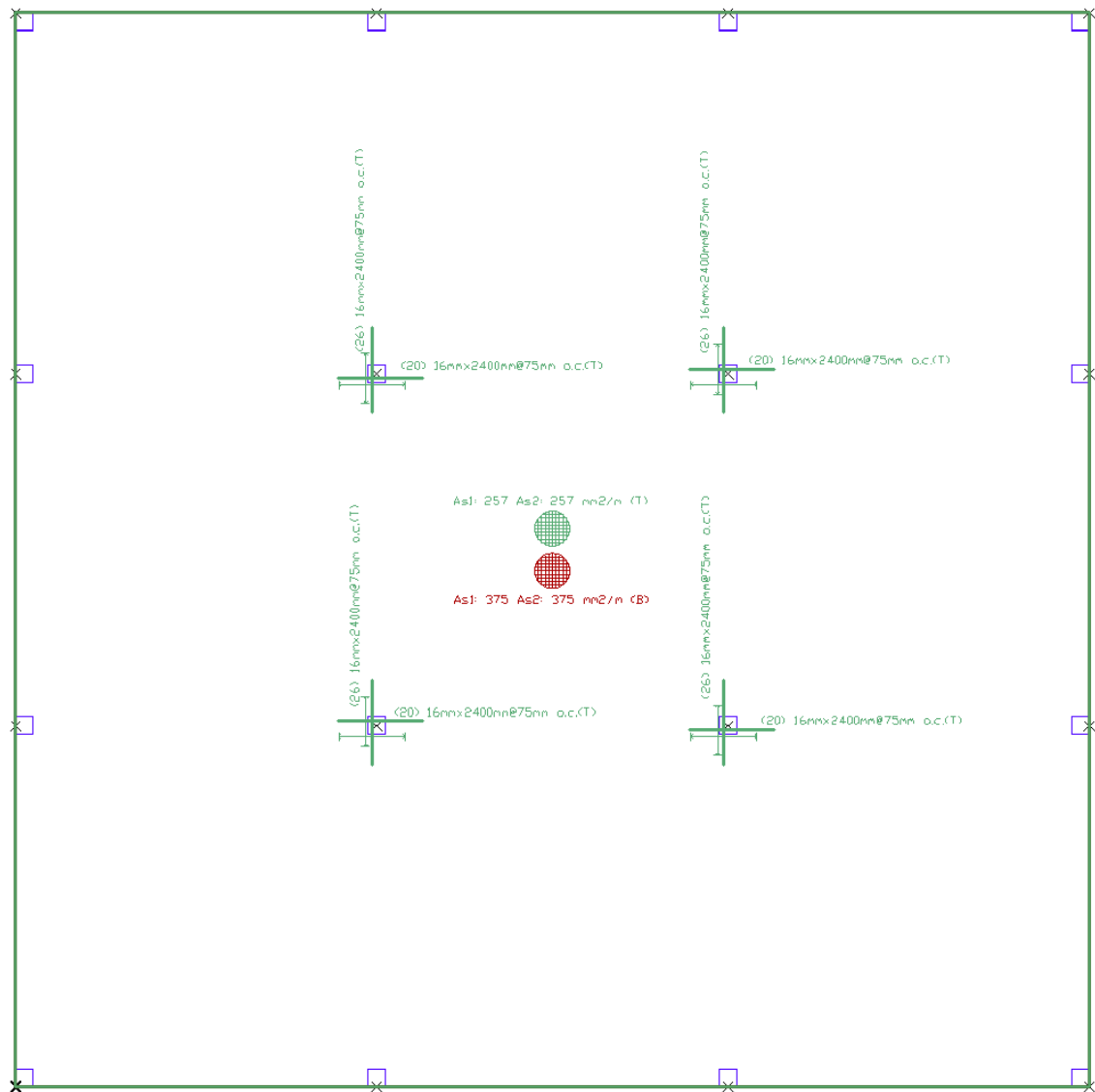
Armeringstegning for dekket 8x10 3kN/m², rød tekst (UK), grønn tekst (OK)



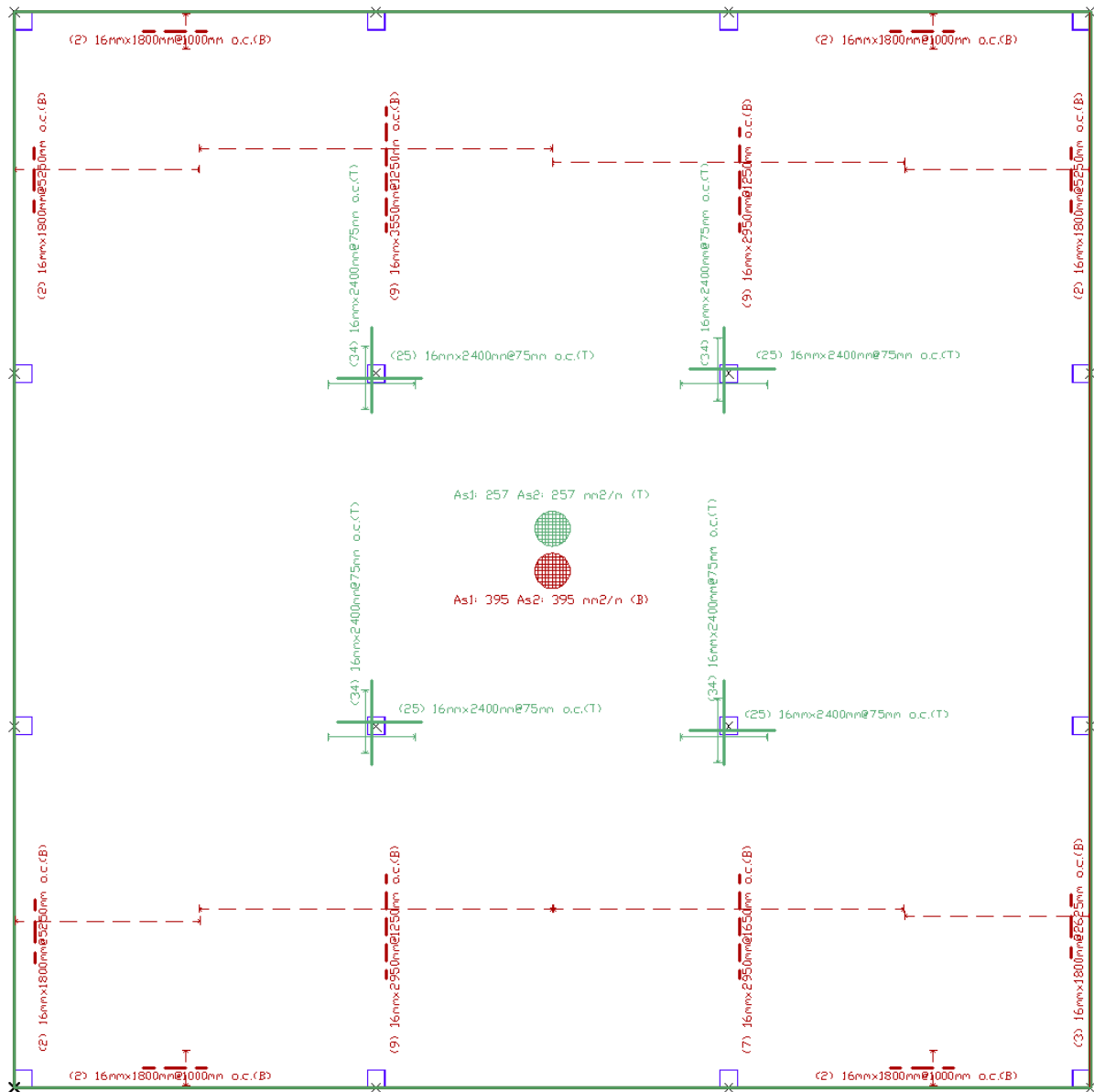
Armeringstegeting for dekket 8x10 5kN/m², rød tekst (UK), grønn tekst (OK)



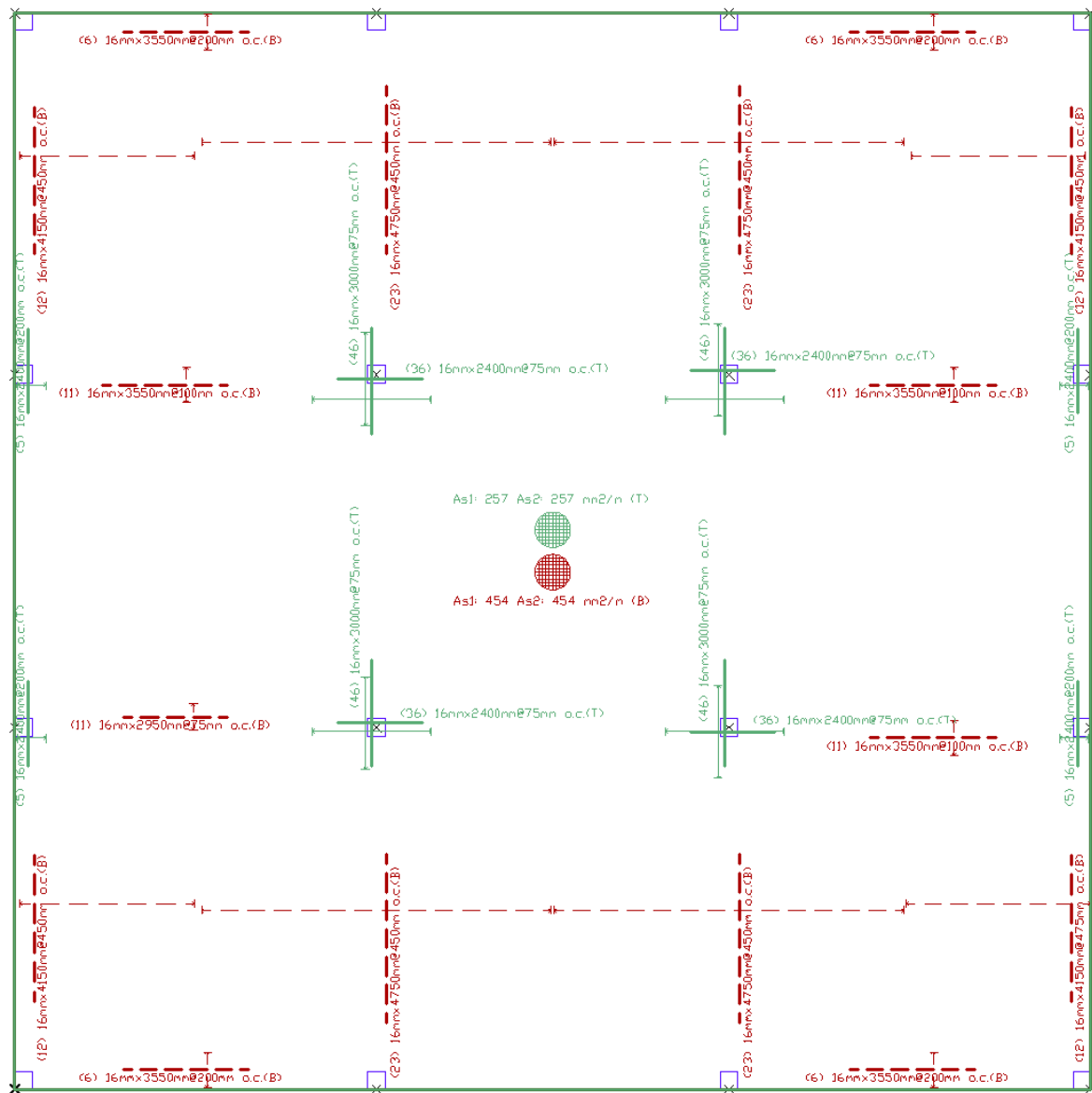
Armeringstegning for dekket 10x10 2kN/m², rød tekst (UK), grønn tekst (OK)



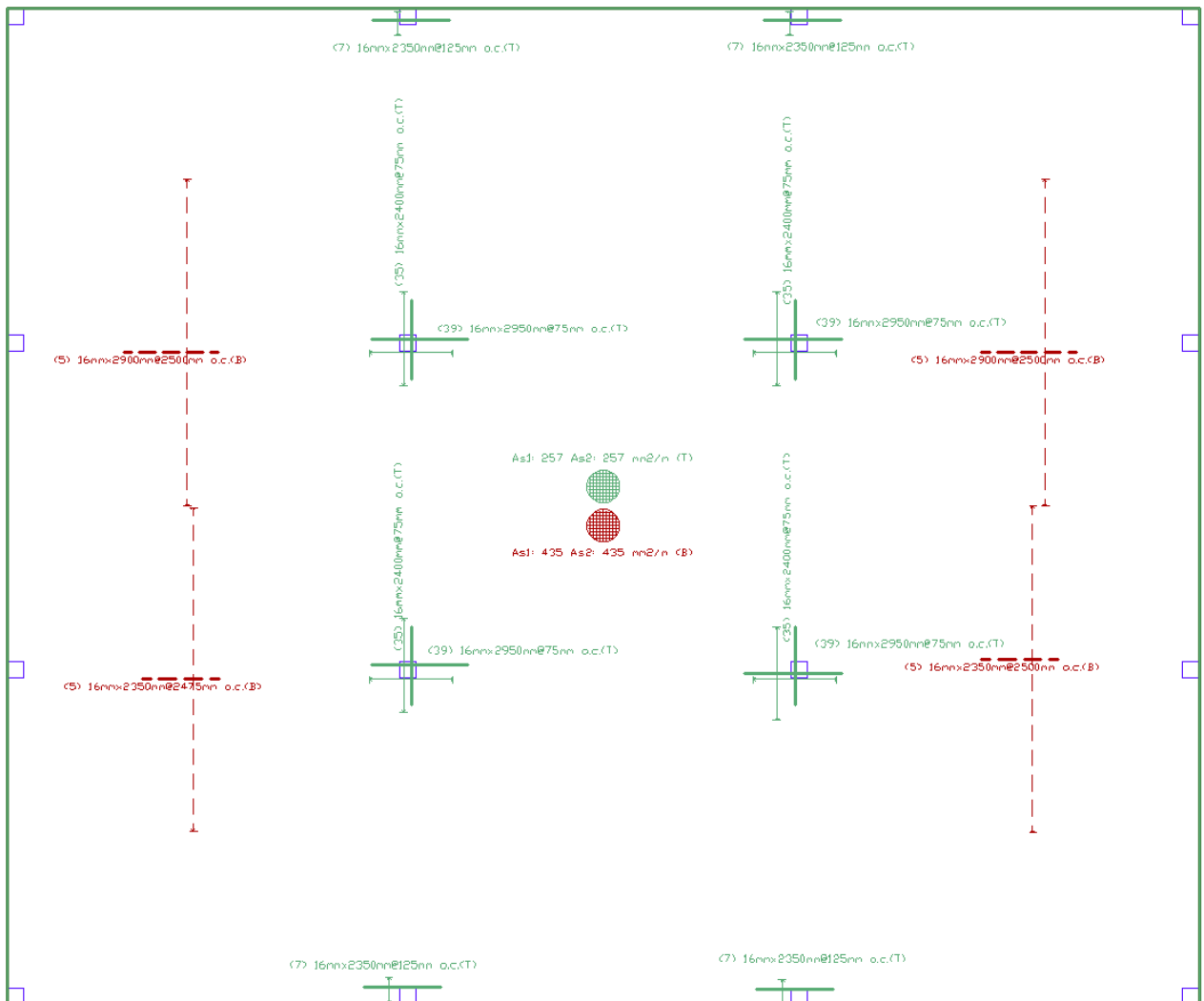
Armeringstegning for dekket 10x10 3kN/m², rød tekst (UK), grønn tekst (OK)



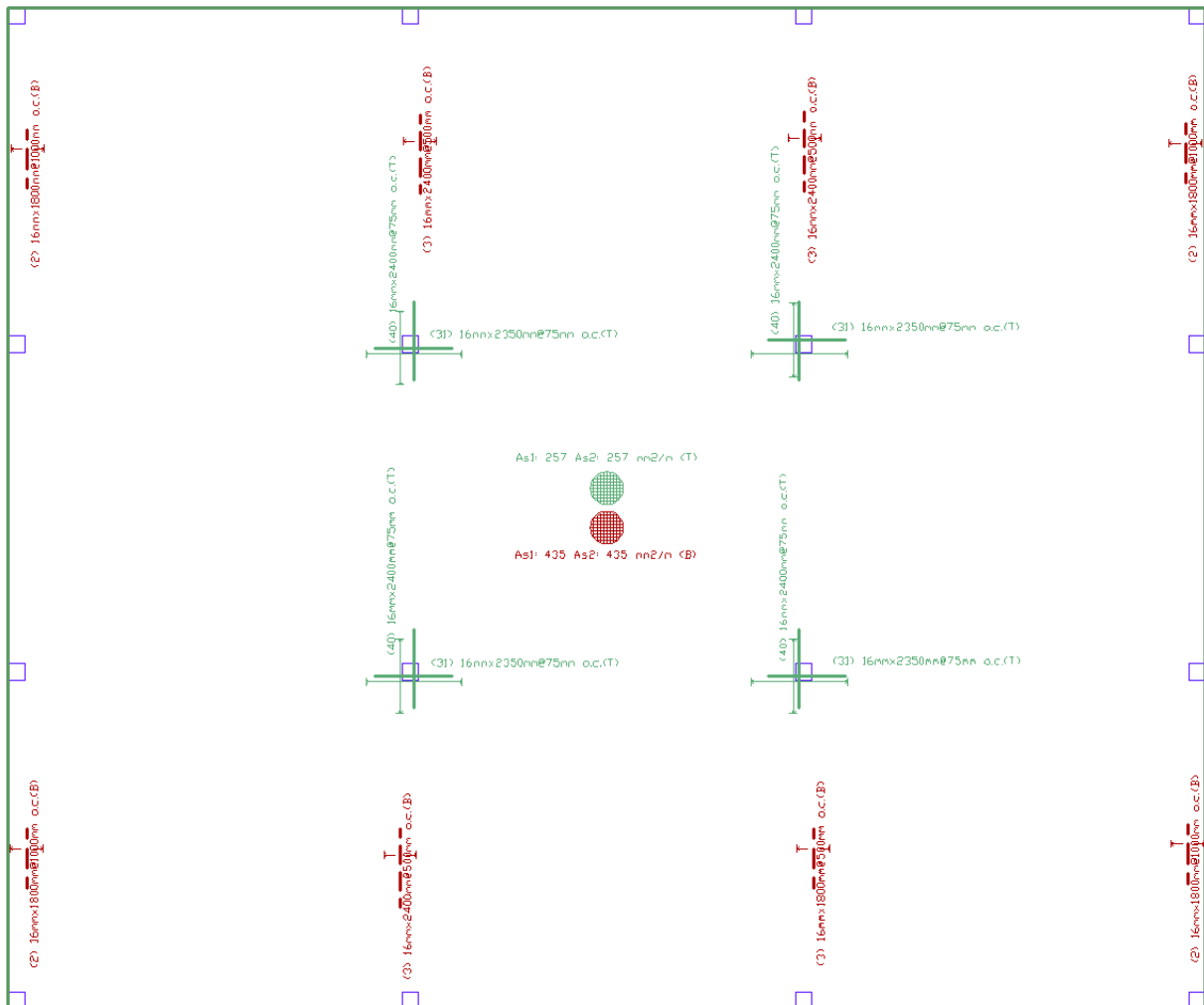
Armeringstegeting for dekket 10x10 5kN/m², rød tekst (UK), grønn tekst (OK)



Armeringstegning for dekket 12x10 2kN/m², rød tekst (UK), grønn tekst (OK)



Armeringstegning for dekket 12x10 3kN/m², rød tekst (UK), grønn tekst (OK)



C Klimagassberegninger

C.1 Hulldekker

Klimagassberegninger av hulldekkene

Spenn- vidde, Hulldekke (m)	Nytte- last (kN/m ²)	Tykkelse (m)	Betong- mengde* (% av totalt volum)	Betong- klasse	Utslipp Betong (CO ₂ -e pr m ³)	Utslipp pr m ² - betong (CO ₂ -e pr m ²)	Utslipp Armering (CO ₂ -e pr m ²)	Utslipp Totalt (CO ₂ -e pr m ²)
8	2,3,5	0,2	0,511	Vanlig	300	30,66	6,15	36,81
10	2,3,5	0,265	0,56		300	44,52	8,99	53,51
8	2,3,5	0,2	0,511	LK B	255	26,06	6,15	32,21
10	2,3,5	0,265	0,56		255	37,84	8,99	46,83
8	2,3,5	0,2	0,511	LK A	219,6	22,4	6,15	28,6
10	2,3,5	0,265	0,56		219,6	32,6	8,99	41,58
8	2,3,5	0,2	0,511	LK Pluss	170	17,37	6,15	23,53
10	2,3,5	0,265	0,56		170	25,23	8,99	34,22
8	2,3,5	0,2	0,511	LK Ex=	170	17,374	6,15	23,53
10	2,3,5	0,265	0,56	LK Pluss	170	25,23	8,99	34,22

* Betongmengde er hentet direkte fra Spenncon

** Beregnet fra et gjennomsnitt på 13kg armering pr tonn hulldekke [34]

D Lastkombinasjoner

Lastkombinasjoner for dekkene

Label	Analysis/Design option	Deflection Load Type	Age at Loading (days)	Observation day	Load Combination
ULS_1_1_09	STRENGTH				1.2 x Self + 1.2 x Dead + 1.5 x Patt + 0.9 x Hype
ULS_1_1_11	STRENGTH				1.2 x Self + 1.2 x Dead + 1.5 x Patt + 1.1 x Hype
ULS_1_2_09	STRENGTH				1.2 x Self + 1.2 x Dead + 1.5 x Patt + 0.9 x Hype
ULS_1_2_11	STRENGTH				1.2 x Self + 1.2 x Dead + 1.5 x Patt + 1.1 x Hype
ULS_1_3_09	STRENGTH				1.2 x Self + 1.2 x Dead + 1.5 x Patt + 0.9 x Hype
ULS_1_3_11	STRENGTH				1.2 x Self + 1.2 x Dead + 1.5 x Patt + 1.1 x Hype
ULS_1_4_09	STRENGTH				1.2 x Self + 1.2 x Dead + 1.5 x Patt + 0.9 x Hype
ULS_1_4_11	STRENGTH				1.2 x Self + 1.2 x Dead + 1.5 x Patt + 1.1 x Hype
ULS_1_5_09	STRENGTH				1.2 x Self + 1.2 x Dead + 1.5 x Patt + 0.9 x Hype
ULS_1_5_11	STRENGTH				1.2 x Self + 1.2 x Dead + 1.5 x Patt + 1.1 x Hype
ULS_1_6_09	STRENGTH				1.2 x Self + 1.2 x Dead + 1.5 x Patt + 0.9 x Hype
ULS_1_6_11	STRENGTH				1.2 x Self + 1.2 x Dead + 1.5 x Patt + 1.1 x Hype
ULS_2_1_09	STRENGTH				1.35 x Self + 1.35 x Dead + 1.05 x Patt + 0.9 x Hype
ULS_2_1_11	STRENGTH				1.35 x Self + 1.35 x Dead + 1.05 x Patt + 1.1 x Hype
ULS_2_2_09	STRENGTH				1.35 x Self + 1.35 x Dead + 1.05 x Patt + 0.9 x Hype
ULS_2_2_11	STRENGTH				1.35 x Self + 1.35 x Dead + 1.05 x Patt + 1.1 x Hype
ULS_2_3_09	STRENGTH				1.35 x Self + 1.35 x Dead + 1.05 x Patt + 0.9 x Hype
ULS_2_3_11	STRENGTH				1.35 x Self + 1.35 x Dead + 1.05 x Patt + 1.1 x Hype
ULS_2_4_09	STRENGTH				1.35 x Self + 1.35 x Dead + 1.05 x Patt + 0.9 x Hype
ULS_2_4_11	STRENGTH				1.35 x Self + 1.35 x Dead + 1.05 x Patt + 1.1 x Hype
ULS_2_5_09	STRENGTH				1.35 x Self + 1.35 x Dead + 1.05 x Patt + 0.9 x Hype
ULS_2_5_11	STRENGTH				1.35 x Self + 1.35 x Dead + 1.05 x Patt + 1.1 x Hype
ULS_2_6_09	STRENGTH				1.35 x Self + 1.35 x Dead + 1.05 x Patt + 0.9 x Hype
ULS_2_6_11	STRENGTH				1.35 x Self + 1.35 x Dead + 1.05 x Patt + 1.1 x Hype
SLS_	Service Quasi-Permanent				Self + Dead + 0.6 x Live + Pres
CRAC1	CRACKED DEFLECTION	Sustained	20		Self + Pres
CRAC2	CRACKED DEFLECTION	Sustained	40		Self + Dead + Pres
CRAC3	CRACKED DEFLECTION	Sustained	180		Self + Dead + 0.6 x Live + Pres
Long_Term	Long-Term Deflection	Auto		18250	0.118 x CRAC + 0.225 x CRAC + 2.584 x CRAC

E Andre miljøpåvirkninger

Studie av andre miljøpåvirkninger til diverse hulldekker, betong- og stålprodukter.

Miljøpåvirkning	Produkt	Enhet	Verdi i EPD	pr m ² dekke
ODP	Spenncon HD LK Pluss	kg CFC-11 eq	0,00000338	1,2529E-06
	SpennconHD LK A		0,00000241	8,9337E-07
	Betong LK B Velde		0,00000246	6,1397E-07
	Betong LK A Blanderiet		0,00000798	1,9955E-06
	Betong LK EX Skedsmo		0,00000850	2,1248E-06
	Slakkarmering, Norsk stål		0,00000001	7,0560E-08
	Spennarmering, Hjulsbro		0,00000014	8,1600E-07
	Spennarmering Tycsa		0,00000008	4,6260E-07
	POCP	Spenncon HD LK Pluss	kg C2H4 -eq	0,24530000
SpennconHD LK A			0,01440000	5,3424E-03
Betong LK B Velde			0,03160000	7,9000E-03
Betong LK A Blanderiet			0,03055400	7,6385E-03
Betong LK EX Skedsmo			0,01189900	2,9748E-03
Slakkarmering, Norsk stål			0,00142000	1,7040E-02
Spennarmering, Hjulsbro			0,00931000	5,5860E-02
Spennarmering Tycsa			0,00184000	1,1040E-02
AP		Spenncon HD LK Pluss	kg SO2 -eq	0,25490000
	SpennconHD LK A		0,12588000	4,6701E-02
	Betong LK B Velde		0,34900000	8,7250E-02
	Betong LK A Blanderiet		0,21350000	5,3375E-02
	Betong LK EX Skedsmo		0,28410000	7,1025E-02
	Slakkarmering, Norsk stål		0,00127000	1,5240E-02
	Spennarmering, Hjulsbro		0,00897000	5,3820E-02
	Spennarmering Tycsa		0,00263000	1,5780E-02
	EP	Spenncon HD LK Pluss	kg PO4 3-eq	0,85300000
SpennconHD LK A			0,05764000	2,1384E-02
Betong LK B Velde			0,44290000	1,1073E-01
Betong LK A Blanderiet			0,12167000	3,0418E-02
Betong LK EX Skedsmo			0,06321000	1,5803E-02
Slakkarmering, Norsk stål			0,00613700	7,3644E-02
Spennarmering, Hjulsbro			0,02411000	1,4466E-01
Spennarmering Tycsa			0,00724700	4,3482E-02
ADPM		Spenncon HD LK Pluss	kg Sb-eq	0,00080630
	SpennconHD LK A		0,00006153	2,2828E-05
	Betong LK B Velde		0,00022058	5,5145E-05
	Betong LK A Blanderiet		0,00016420	4,1050E-05
	Betong LK EX Skedsmo		0,00012551	3,1378E-05
	Slakkarmering, Norsk stål		0,00000038	4,5720E-06
	Spennarmering, Hjulsbro		0,00001760	1,0560E-04
	Spennarmering Tycsa		0,00000300	1,8000E-05
	ADPE	Spenncon HD LK Pluss	MJ	525,50000000
SpennconHD LK A			466,10000000	1,7292E+02
Betong LK B Velde			193,63000000	4,8408E+01
Betong LK A Blanderiet			992,90000000	2,4823E+02
Betong LK EX Skedsmo			653,70000000	1,6343E+02
Slakkarmering, Norsk stål			2,43000000	2,9160E+01
Spennarmering, Hjulsbro			22,30000000	1,3380E+02
Spennarmering Tycsa			7,50000000	4,5000E+01

