

Konsekvenser av irregulær ytre geometri for bæresystemets klimagassregnskap på Gullhaug Torg

Håkon Sælen

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: desember 2016

Hovedveileder: Sverre Smeplass, KT

Medveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



Institutt for konstruksjonsteknikk


Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi
NTNU- Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet

TILGJENGELIGHET

Åpen

MASTEROPPGAVE 2016

FAGOMRÅDE: Konstruksjonsteknikk	DATO:20.12.2016	ANTALL SIDER: 128
------------------------------------	-----------------	-------------------

TITTEL: Konsekvenser av irregulær ytre geometri for bæresystemets klimagassregnskap på Gullhaug Torg Consequences of irregular outer geometry on greenhouse gas accounting for the structural system on Gullhaug Torg	
UTFØRT AV: Håkon Sælen	

SAMMENDRAG: Oppgaven analyserer konsekvensene den irregulære ytre geometrien får for dimensjoneringen av bæresystemet og tilhørende klimagassutslipp på Gullhaug Torg, ved at originalbyggets sammenlignes et regulært referansebygg. Klimagassanalysene er basert på miljødata for materialene og inkluderer bæresystemene over bakkenivå. Utvalgte representative etasjer for byggene er dimensjonert, og gir estimater for totale mengder. Dimensjoneringen fokuserer på etterspente flatdekker, med bruk av programvaren ADAPT Floor Pro og håndberegninger med med ekvivalent rammemetode. Forenklet ytre geometri gir slankere bæresystem og omtrent 10% reduksjon i klimagassutslipp fra bæresystemet. Optimalisering av betongresept reduserer bæresystemets utslipp med omtrent 50% sammenlignet med bransjereferanse.
FAGLÆRER: Sverre Smeplass, Terje Kanstad
VEILEDER(E): Sverre Smeplass, Terje Kanstad
UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk

MASTEROPPGAVE 2016

for

Håkon Sælen

Konsekvenser av irregulær ytre geometri for bæresystemets klimagassregnskap på Gullhaug Torg

*Consequences of irregular outer geometry on greenhouse gas accounting for the structural
system on Gullhaug Torg*

Innledning:

Det planlegges oppføring av et nytt FutureBuilt bygg på Gullhaug Torg i Oslo, som skal være et forbilde-prosjekt hva gjelder miljø- og klimaambisjoner. Bygget er planlagt oppført med etterspente flatdekker som etasjeskillere. FutureBuilt prosjektene har ambisiøse klimamål, og har blant annet som mål å redusere byggets klimagassutslipp med 50% sammenlignet med dagens nivå. På Gullhaug Torg skal all ventilasjon, kjøling og oppvarming foregå uten tilført energi. FutureBuilt prosjektene skal ikke kun være bærekraftig miljøbygg for å vise hva som er mulig å bygge, de skal også ha høy arkitektonisk verdi, og skal være økonomisk lønnsomme.

Det er i tidligere masteroppgave ifra Margrete Ollendorff i 2012 sett på hvilken innvirkning dimensjonering og valg av bæresystem hadde for innebygget energi og klimagassutslipp for Powerhouse Brattørkaia. Videre er effekten som sekundær bæring får på klimagassutslipp og innebygget energi studert i egen prosjektoppgave fra høsten 2015. Det viste seg at den innebygde energien ifra de sekundære bæresystemene som krevdes utgjorde 13% av totalt innebygde energi, og 11% av klimagassutslipp, og det var med å bidra til at en løsning med hulldekker ikke var beste løsning. Det ble videre sett på hvordan en optimalisering av bæresystem og dekkeløsning kunne forbedre dette. Denne oppgaven vil bygge videre på disse to arbeidene.

Oppgave:

Det skal i denne oppgaven sees nærmere på hvilken betydning den utradisjonelle og spektakulære formen på de to byggene i Gullhaug Torg får for dimensjonering av prosjektets bæresystem og dekkeløsninger, og hvilke effekter dette får for prosjektets klimagassregnskap. Thilt Engineering dimensjonerer representative etasjer med etterspente flatdekker og søyler for originalbygget, mens oppgaven er å utforme et sammenlignbart referansebygg med samme bruksareal som Gullhaug Torg, og deretter dimensjonere bæresystem og dekkeløsning for representative etasjer. Hensikten med dimensjoneringen er å kunne hente ut realistiske materialvolumer for å lage og sammenligne klimagassregnskap for begge byggene. Klimagassberegningene skal utføres på bakgrunn av EPDer og miljødata ifra prosjektet, eller på bakgrunn av realistiske generelle miljødata der det ikke finnes prosjektspesifikke data. Det hører med i oppgaven å sette seg inn i beregningsmetoder for etterspente flatdekker og bruken av egnet beregningsprogram for å dimensjonere etterspente flatdekker.

Oppgavens oppbygning

Oppgaven er en sammensatt og tverrfaglig oppgave som kombinerer konstruksjonsteknikk, med miljøvurderinger. For at oppgaven skal være lesbar og ha en verdi også for de uten dyp innsikt i konstruksjonsteknikk er den skrevet slik at alt som omhandler konstruksjonsteknikk er samlet i del 2, som ikke skal være nødvendig å lese for å forstå oppgavens helhet. Det anbefales imidlertid å se på kapittel 4 der sammenligningsgrunnlaget for oppgaven presenteres.

Forord

Oppgaven er skrevet høsten 2016 ved institutt for Konstruksjonsteknikk på NTNU Trondheim. Oppgaven er skrevet i samarbeid med Skanska Teknikk, med tilknytning til prosjektet Gullhaug Torg i Oslo. Jeg vil rette en stor takk til hovedveileder og professor Il Sverre Smeplass for hans gode veiledning, at han involvert- og engasjert seg for oppgaven, og for at han har gitt meg muligheten til å skrive en spennende oppgave med tilknytning til Skanska. En like stor takk rettes til medveileder og professor Terje Kanstad for god veiledning og hjelp underveis i arbeidet med den konstruksjonstekniske delen av oppgaven.

Oppgaven har vært en forlengelse av prosjektoppgave om samme tematikken; miljøriktig prosjektering av konstruksjoner. Jeg er takknemlig for at jeg har fått skrive en så tverrfaglig oppgave som har handlet om å bruke opparbeidet kunnskap innen konstruksjonsteknikk til å redusere klimagassutslipp ifra bæresystemer. Det har vært en krevende oppgave på mange måter, men tverrfagligheten og den dagsaktuelle tematikken har gitt motivasjon. Jeg håper mitt arbeid kan bidra til mer kunnskap og økt interesse for miljøriktig prosjektering av betongkonstruksjoner. Det har derfor vært nødvendig å lære seg bruken av Adapt Floor Pro i forbindelse med denne oppgaven, som jeg ikke hadde noen kjennskap til fra før av. Det har vært tidkrevende prosess, der YouTube-videoer har vært løsningen for å lære seg programmet på egenhånd.

En stor takk rettes videre til Steinar Trygstad i Thilt Engineering for at han har bidratt med uvurderlig hjelp til oppgaven ved å dimensjonere originalbygget i denne oppgaven. Videre ønsker jeg å takke RIB i prosjektet Astrid Pihl og klimarådgiver Henning Fjeldheim i Skanska Teknikk, som har bidratt med nødvendig hjelp og tatt seg tid til å svare på spørsmål underveis. En takk rettes også til min bror Erik Sælen i Ouroboros AS/SINTEF Helgeland AS for gode diskusjoner og opplæring innen klima, miljø, bærekraft og sirkulær økonomi. En takk til Fredrik Hanserud som har skrevet prosjektoppgave samtidig om samme tematikk, og som har hentet inn relevante EPDer.

Sammendrag

Det planlegges oppføring av et nytt FutureBuilt bygg på Gullhaug Torg i Oslo som skal være et forbilde-prosjekt hva gjelder miljø- og klimaambisjoner, i tillegg til at det skal ha høy arkitektonisk verdi. Gullhaug Torg er tegnet som to sekskantede tårn med skrånende fasader på flere sider slik at etasjearealene øker nedover i bygget. Oppgaven analyserer konsekvensene den irregulære ytre geometrien får for dimensjoneringen av bæresystemet, og effektene dette gir på bæresystemets klimagassregnskap. Originalbygget sammenlignes med et referansebygg som er utformet for at fleksibilitet og funksjonalitet skal beholdes, med samme bruksareal og etasjeantall som i originalbygget. For at bruken av betong skal reduseres til et minimum er spennviddene i referansebygget optimalisert for å redusere dekketykkelsen.

Alle vesentlige deler av bæresystemet over bakkenivå er inkludert i klimagassregnskapet. Informasjon fra EPDer -miljødeklarasjoner for byggematerialene-, og estimerer der miljødeklarasjoner ikke har vært tilgjengelig, ligger til grunn for klimagassregnskapet. Alle klimagassutslipp som tilknyttes materialene helt ifra utvinning av råmaterialer og til ankomst på byggeplassen tas hensyn til etter gjeldene allokeringregler for EPDer. Tre betongresepter som i ulik grad nyttiggjør seg av erstatningsmaterialer for sementklinker, og dermed har ulike tilknyttede klimagassutslipp, er vurdert.

Original- og referansebygget er dimensjonert for de samme lastsituasjoner og med samme materialegenskaper, der formålet har vært å estimere realistiske materialmengder for sammenligning av klimagassregnskapene. Utvalgte representative etasjer for byggene er dimensjonert, inkludert dekker, søyler og vegger, og dette brukes til å estimere mengder for hele bygget. Det har vært fokus mot dimensjoneringen av etasjeskillere, fordi dette utgjør de største volumandelene i bygget og dermed de største prosentandelene på klimagassregnskapet. Den spesielle formen på originalbygget har ført til at det er planlagt å bruke etterspente flatdekker som etasjeskillere i prosjektet. Dette er en dekkeløsning der det brukes uinjiserte spennkabler i kombinasjon med enten fiberarmering eller tradisjonell slakkarmering, som tillater uregelmessig geometri og ikke-rektangulær søylegrid i kombinasjon med store spennvidder.

De etterspente dekkene i de representative etasjene er dimensjonert med bruk av programvaren ADAPT Floor Pro, en programvare for dimensjonering av slakk- og spennarmerte betongkonstruksjoner. Dekkene i originalbygget er dimensjonert av Thilt Engineering. For å verifisere korrekt bruk av ADAPT Floor Pro er en av de representative etasjene i referansebygget kontrollregnet med ekvivalent rammemetode, og med bruk av FAP2D for

statiske beregninger av rammene. De to beregningsmetodene baserer seg på noe ulike metodikk for beregning av krefter og momenter, og det er en viss differanse i de dimensjonerende momentene i dekket. Begge metoder baserer seg på EC2 for dimensjonering, og gir samsvarende kapasiteter for det samme dekket. Det er antatt at avstivingsystemet ikke vil endres betraktelig som følge av endret ytre geometri, og de samme mengder betong og armering i vegger ligger til grunn for begge klimagassregnskap. Veggarmoring er dimensjonert etter minimumsarmering i EC2, mens søyler er dimensjonert med M-N diagrammer. Mengden avrettingsmasse er antatt lik for begge bygg.

Forenklet ytre geometri legger til rette for mer optimale spennvidder som gir et slankere bæresystem, der dekketykkelsen kan reduseres fra 230mm til 200mm. Dette gir reduserte egenlaste, og nødvendig mengde spennarmering kan reduseres. Videre kan mengden fiberarmering reduseres fordi dette er proporsjonalt med betongvolum. Dette resulterer i at klimagassutslipp ifra bæresystemet kan reduseres med omtrent 10%, noe avhengig av type betongresept og valg av armering. Oppgaven bekrefter tidligere arbeid som viser at etterspente flatdekker er en gunstig bæresystemløsning i et miljøperspektiv, fordi det minimerer behov for sekundær bæring og materialbruk i kombinasjon med at det er enkelt å ta i bruk de mest miljøvennlige betongreseptene på markedet.

Klimagassutslipp ifra ulike materialer og deler av bæresystemet er analysert, og dekkene utgjør den desidert største andelen på omkring 70% av bæresystemets klimagassutslipp, mens vegger utgjør i overkant av 20% og søyler omtrent 7%. Betong utgjør den største materialandelen i klimagassregnskapene og bruk av en optimal betongresept gir utslippsreduksjoner fra bæresystemet på omtrent 50% sammenlignet med bruk av betong med utslipp tilsvarende bransjereferanse i Norsk Betongforenings publikasjon nr. 33. Bruk av slakkarmering reduserer klimagassutslippene med 3%-6% sammenlignet med bruk av fiberarmering. Ved å realisere alle tiltak som analysert i oppgaven kan en redusere klimagassutslipp fra bæresystemet med 57% ifra den minst miljøvennlige løsningen.

Abstract

It is planned a new FutureBuilt building on Gullhaug Torg in Oslo which is supposed to be a pilot project in terms of environmental and climate ambitions, as well as it should be high-quality architecture. Gullhaug Torg is designed as two hexagonal towers with sloping facades on several sides so that floor areas are smallest at the top and increase for each floor to the largest floor areas in the bottom. The thesis analyzes how the irregular outer geometry influences the design of the structural system, and its effects on the structural system's greenhouse gas accounting, by comparing the original building with a reference building. The reference building is designed so that the flexibility and functionality is to be retained, with the same gross internal area and floor number as in the original building. To minimize the use of concrete the spans are optimized in the reference building to reduce the slab thickness.

All essential parts of the structural system above ground level are included in the greenhouse gas accounting. The greenhouse gas accounting are based on information from EPDs - environmental product declarations for building materials- and includes estimates where environmental product declarations have not been available. All greenhouse gas emissions associated with materials from extraction of raw materials and to arrival at the building site is taken into account in accordance to the allocation provisions for EPDs. Three different concrete prescriptions that to varying degrees make use of replacement materials for cement clinker, and thus have different associated greenhouse gas emissions, are considered.

The original and the reference building is designed under the same load situations and with the same material properties, and the purpose of the structural analysis has been to estimate realistic amounts of material for the comparison of greenhouse gas accountings. Selected representative floors for the buildings are designed, including slabs, columns and walls, which are used to estimate the material amounts for the entire building. Design of the slab has been the main focus, because the slabs represents the largest volume fractions in the building and thus the largest percentage of the greenhouse gas accounting. The shape of the original building has resulted in planned use of post-tensioned flat slabs in the project. This is a solution which combines unbonded tendons with either fiber reinforcement or traditional mild reinforcement, and allows for irregular geometry of the slab and non-rectangular column grid in combination with large spans.

The post-tensioned flat slabs in the representative floors are designed with the use of the software ADAPT Floor Pro, a software specialized for design of mild reinforced and post

tensioned concrete structures. The post tensioned flat slabs in the original building has been designed by Thilt Engineering. To verify proper use of ADAPT Floor Pro in design of the reference building, one of the representative floors is control designed with hand calculation with the equivalent Frame Method, in combination with FAP2D for static calculations of the frames. The two calculation processes are based on slightly different methodology for calculating forces and moments, and there is a certain difference in the calculated design moments. Both methods are based on EC2 for dimensioning, and provide corresponding capacities. It is believed that bracing systems not will change significantly as a result of changed external geometry, and the same amounts of concrete and reinforcing in the walls are used for both greenhouse gas accounting. Wall reinforcement is dimensioned with minimum reinforcement from EC2, while columns are designed with M-N diagrams. The amount of screed is assumed equal for both buildings.

Simplified external geometry facilitates more optimal spans giving a leaner structural system, where the slab thickness can be reduced from 230mm to 200mm. This reduced the dead loads, and the necessary amount of tendons can be reduced. Further, the amount of fiber reinforcement decreases since this is proportional to the volume of concrete. As a result of this, the greenhouse gas emissions from the structural system can be reduced by approximately 10%, somewhat depending on the type of concrete mixture and the choice of reinforcement. The thesis confirms previous work demonstrating that post-tensioned flat slab is a convenient structural system in terms of greenhouse gas emissions, since it minimizes the need for secondary structural systems and minimizes the amounts of materials and in addition it facilitates for usage of the most environmentally friendly concrete mixtures available.

The greenhouse gas emissions on the basis of materials and different parts of the structural system is analyzed, and the slabs represents the largest share of about 70% of greenhouse gas emissions related to the structural system, while walls contribute in excess of 20% and columns about 7%. Concrete pose the greatest material share of greenhouse gas emissions and usage of the optimized concrete mixture reduces emissions from the structural system of approximately 50% compared with usage of concrete with emissions equivalent industry reference from the Norwegian Concrete Association Publication no. 33. Use of mild reinforcement reduces greenhouse gas emissions by 3% -6% compared to the use of fiber reinforcement. Realizations of all measures analyzed in the thesis can reduce greenhouse gas emissions from the structural system by 57% of the least environmentally friendly solution.

Innhold

Forord.....	i
Sammendrag.....	iii
Abstract.....	v
Innhold	vii
Figurer	xii
Tabeller	xiv
1 Bakgrunn for oppgaven	15
1.1 Hensikt.....	15
1.2 Gullhaug Torg prosjektet.....	15
1.2.1 Arkitektur og bæresystem	17
2 Bygg og miljø.....	18
2.1 Klimastatus i 2016	18
2.2 Byggebransjens rolle i «det grønne skiftet» og bærekraftige bygninger	19
2.3 Miljøriktig prosjektering av bæresystem	20
2.4 Livsløpsanalyse og EPDer	23
2.4.1 Definerings av målsetting og omfang.....	24
2.5 Materialenes miljødata	25
2.5.1 Betong.....	25
2.5.2 Bransjereferanse.....	27
2.5.3 Lavkarbon A	27
2.5.4 Ekstrem Lavkarbon.....	27
2.5.5 Avrettingsmasse.....	29
2.5.6 Slakkarmering	29
2.5.7 Spennarmering.....	29
2.5.8 Fiberarmering	30
3 Etterspente flatdekker	31
3.1 Generelt.....	31

3.2	Forutsetninger for dimensjonering av etterspente flatdekker	34
3.2.1	Spennkabelføring	34
3.2.2	Kabelprofil	34
3.2.3	Lastbalansering	35
3.2.4	Gjennomsnittlig forspenning	36
3.2.5	Spennvidder	36
3.3	Fordeler med etterspente dekker i et bærekraftig perspektiv	37
4	Referansebygg-modell	39
4.1	Kriterier for utforming av referansebygg	39
4.1.1	Avstivingsystem	40
4.1.2	Kjeller og fundament	42
4.1.3	Spennvidder	43
4.2	Planutforming referansebygg	45
4.3	Representative etasjer originalbygg	47
5	Dimensjoneringsgrunnlag	49
5.1	Generelt	49
5.2	Beregningsmetode	49
5.2.1	Beregningsmetodikk i håndberegninger	49
5.2.2	Beregningsmetodikk i ADAPT Floor Pro	50
5.3	Konstruksjonsmodell	52
5.3.1	Forbindelser og knutepunkter	52
5.3.2	Platmodell	53
5.4	Laster	54
5.4.1	Lastkombinasjoner	54
5.4.2	Ugunstig plassering av nyttelast	56
5.5	Spennkraft	56
5.5.1	Største spennkraft	56
5.5.2	Initiell forspenningskraft	56
5.5.3	Spenningsøkning i bruddgrensetilstand	57

5.5.4	Tap av spennkraft:	57
5.6	Armeringsregler.....	59
5.6.1	Overdekningskrav	59
5.6.2	Minimumsarmering	60
5.6.3	Armeringsregler for flatdekker	60
5.6.4	Armeringsavstand.....	60
5.7	Ekvivalente krefter	61
5.8	Bruddgrensetilstand.....	61
5.8.1	Dimensjonering for moment	61
5.8.2	Dimensjonering for skjærkraft.....	65
5.9	Brukgrensetilstand.....	69
5.9.1	Spenningsbegrensning.....	69
5.9.2	Rissviddebegrensning	70
5.9.3	Nedbøyningsbegrensning	71
5.10	Søyledimensjonering	72
5.10.1	Antagelser	72
5.10.2	Beregningsmetode for søyler i originalbygg og referansebygg.....	72
5.11	Dimensjonering av vegger	74
5.11.1	Veggdimensjoner ifra BIM-modell.....	74
5.11.2	Armering i vegger.....	74
6	Beregninger.....	76
6.1	Materialegenskaper	76
6.2	Laster	76
6.2.1	Lastkombinasjoner.....	77
6.3	Spennkraft.....	77
6.4	Slakkarmering.....	77
6.5	Ekvivalente krefter	78
6.6	Bruddgrensetilstand.....	79
6.6.1	Dimensjonering for moment	79

6.6.2	Dimensjonering mot skjærkrefter	90
6.7	Bruksgrensetilstand.....	92
6.7.1	Spenningsbegrensning.....	92
6.7.2	Risskontroll.....	94
6.7.3	Nedbøyningskontroll.....	94
6.8	Oppsummering Nordre Tårn	95
6.8.1	Bruddgrensetilstand.....	96
6.8.2	Bruksgrensetilstand	96
6.9	Oppsummering Nordre Blokk	98
6.9.1	Bruddgrensetilstand.....	99
6.9.2	Bruksgrensetilstand	100
6.10	Oppsummering originalbygg	102
6.11	Søyledimensjonering	102
6.12	Dimensjonering av vegger	105
7	- Klimagassregnskap.....	106
7.1	Metode.....	106
7.2	Beregnete mengder.....	107
7.2.1	Sammenligning av beregnede mengder i originalbygg og referansebygg	108
7.3	Klimagassregnskap	110
7.3.1	Gjennomgang av klimagassregnskapene.....	110
7.3.2	Sammenligning av klimagassregnskap.....	113
7.3.3	Sammenligning av betongresepter.....	113
7.3.4	Sammenligning av slakkarmert og fiberarmert løsning.....	114
7.3.5	Sammenligning av originalbygg og referansebygg	114
8	Diskusjon & konklusjon.....	116
8.1	Vurdering av gyldigheten til resultatene	116
8.1.1	Referansebygget og beregningsmodell for representative etasjer	116
8.1.2	Konstruksjonstekniske beregninger.....	116
8.1.3	LCA-metode og EPDer.....	118

8.2	Konklusjon	120
8.3	Konsekvenser av endret utforming på referansebygg.....	121
8.4	Muligheter for optimalisering av Gullhaug Torg.....	122
8.4.1	Konstruksjonsteknisk potensial	122
8.4.2	Potensial i materialene	123
8.5	Videre arbeid	123
	Bibliografi	125
	Vedleggsliste	129

Figurer

Figur 1-1 Gullhaug torg	15
Figur 3-1 Passive ankere, klare for støp.....	32
Figur 3-2 Støping av fiberarmert etterspent flatdekke på Nyhavna Trondheim.....	33
Figur 3-3 Normal spennkabelføring	34
Figur 3-4 Spennkabelprofil.....	35
Figur 3-5 Dimensjoneringsstabell for etterspente flatdekker	37
Figur 4-1 Referansebygg	40
Figur 4-2 Oppriss av bygg som viser utriggervegger i 6.etasje	42
Figur 4-3 Spennvidder originalbygg	44
Figur 4-4 Spennvidder Nordre blokk.....	44
Figur 4-5 Plantegninger Søndre Blokk.....	46
Figur 4-6 Plantegning Nordre Tårn	46
Figur 4-7 Plantegning Nordre blokk	46
Figur 4-8 Originalbygg.....	47
Figur 4-9 Plan 4 Kontorarealer i Søndre- og Nordre Blokk	48
Figur 4-10 Plan 7 Nordre Blokk – boligareal	48
Figur 4-11 Plan 16 Nordre tårn – boligareal	48
Figur 5-1 Søndre blokk	50
Figur 5-2 Rammemodell x-retning.....	53
Figur 5-3 Rammemodell y-retning.....	53
Figur 5-4 Bjelke med to infleksjonspunkter	61
Figur 5-5 Tvangsmomenter etter direkte metode.....	63
Figur 5-6 Skjærarmering i ADAPT.....	68
Figur 5-7 Betongspenninger.....	69
Figur 5-8 Nedbøyningsberegning.....	71
Figur 6-1 Kabelprofil x-retning	78
Figur 6-2 Ekvivalente krefter for platestripe i x-retning	78
Figur 6-3 Spennkabelprofil y-retning	79
Figur 6-4 Forspenningsmomentdiagram fra FAP2D for platestripe i x-retning.....	80
Figur 6-5 Forspenningsmomenter for platestripe i x-retning fra ADAPT	80
Figur 6-6 Forspenningsmomentdiagram fra FAP2D for platestripe i y-retning.....	81
Figur 6-7 Forspenningsmomentdiagram fra ADAPT for platestripe i y-retning	81
Figur 6-8 Primærmomentdiagram fra håndberegning i x-retning for Søndre Blokk.....	82
Figur 6-9 Tvangsmomenter fra håndberegninger for platestripe i x-retning.....	83

Figur 6-10 Tvangsmomentdiagram fra ADAPT for platestripe i x-retning.....	84
Figur 6-11 Tvangsmomenter i x-retning.	84
Figur 6-12 Tvangsmomentdiagram fra håndberegninger for platestripen i y-retning.....	85
Figur 6-13 Tvangsmomentdiagram fra ADAPT for platestripe i y-retning.....	86
Figur 6-14 Tvangsmomenter i y-retning	86
Figur 6-15 Momentdiagrammer x-retning.....	88
Figur 6-16 Momentdiagrammer y-retning.....	90
Figur 6-17 Gjennomlokningskontroll	92
Figur 6-18 Betongspenninger i Y-retning for Søndre Blokk ifra ADAPT.....	93
Figur 6-19 Nedbøyning ifra ADAPT for Søndre blokk	95
Figur 6-20 Betongspenninger i topp av dekket i y-retning	97
Figur 6-21 Nedbøyning Nordre Tårn.....	98
Figur 6-22 Spennkabelføring Nordre Blokk.....	99
Figur 6-23 Momentdiagram i mest kritiske snitt	100
Figur 6-24 Nedbøyninger i Nordre Blokk	101
Figur 6-25 Klimagassutslipp per søyle.....	104
Figur 7-1 Klimagassutslipp per bidragsyter.....	112
Figur 7-2 Delbidragsutvikling ved optimalisering av betongresept i referansebygg	112
Figur 7-3 Sammenligning av klimagassutslipp	113

Tabeller

Tabell 2-1 EPD-verdier	30
Tabell 5-1 Kritiske kontrollsnitt.....	66
Tabell 6-1 Karakteristiske laster for referansebygg.....	77
Tabell 6-2 Momenter i x-retning.....	88
Tabell 6-3 Momenter i y-retning.....	89
Tabell 6-4 Dimensjonerende skjærkrefter	90
Tabell 6-5 Skjærkraftkapasitet.....	91
Tabell 6-6 Betongspenninger Søndre Blokk.....	93
Tabell 6-7 Rissmomenter Søndre blokk	94
Tabell 6-8 Nedbøyninger Søndre blokk	94
Tabell 6-9 Søylekrefter	103
Tabell 6-10 Søyledimensjonering.....	104
Tabell 6-11 Minimumsarmering vegger.....	105
Tabell 7-1 Vektandeler i referansebygget.....	107
Tabell 7-2 Spennarmeringsbehov i referansebygg	109
Tabell 7-3 Klimagassregnskap Referansebygg	110
Tabell 7-4 Reduksjoner med referansebygg	115

Del 1- Innledning og bakgrunn

1 Bakgrunn for oppgaven

1.1 Hensikt

Oppgaven skrives for Skanska Teknisk, og skal bidra til Skanska sin satsning for å være en ledende grønn prosjektutvikler og entreprenør. Oppgaven tar utgangspunkt i prosjektet Gullhaug torg for å basere seg på en reell problemstilling, men oppgavens hensikt er å skape et bedre faktagrunnlag om sammenhengen mellom geometrien på bygg og klimagassutslipp fra bæresystemet for senere prosjekter. Arkitektløsning er allerede valgt og oppgaven har derfor begrenset verdi for dette prosjektet. Det skal i denne oppgaven ikke tas hensyn til innebygget energi i bygget, da det ikke er relevant for FutureBuilt prosjekter.

1.2 Gullhaug Torg prosjektet



Figur 1-1 Gullhaug torg

Prosjektet Gullhaug Torg skal bli et kombinasjonsbygg med næringsarealer, kontorarealer og boligarealer, og skal bestå av to bygg som er koblet sammen i de nederste etasjene. Den nordre delen er et høyhus på 16 etasjer, mens den søndre delen er på 6 etasjer. Bygget skal oppføres på Gullhaug Torg i hjertet av Nydalen. Begge bygg har næringsarealer i første etasje, og lavblokken har kontorarealer i resterende etasjer. Høyhuset har kontorarealer i 2.-5. etasje, og boligarealer ifra 6.-16. etasje.

Avantor er byggherre og har en visjon om å være ledende bydelsutvikler i Nydalen, hvor de allerede har flere prosjekter gående. Avantor ønsker som en langsiktig flergangs-byggherre å endre sin bygningsportefølje til å inneholde mer robuste, fleksible og miljøvennlige bygg. Og miljøambisjonene er store; Gullhaug torg skal bli Norges første naturlig ventilerte nullenergibygg. Prosjektet skal bli et forbildeprosjekt i FutureBuilt-programmet, hvilket stiller strenge miljøkrav til bygget. FutureBuilt-programmet er et initiativ som er drevet av flere ulike partnere, blant annet flere kommuner i Oslo-området, Kommunal- og moderniseringsdepartementet, Husbanken, Enova, Direktoratet for byggkvalitet, Grønn byggallianse og Norske arkitekters landsforbund. Programmet skal bidra til innovasjon innen byggesektoren, og prosjektene skal strekke seg langt forbi dagens standarder. Gjennom programmets ti år lange levetid skal det bygges 50 forbildeprosjekter, som har en visjon «om å vise at det er mulig å bygge klimanøytrale bygg og byområder med høy kvalitet» (FutureBuilt, 2016). Prosjektene som skal bygges må i praksis være nær-null, null eller plusshus, og det stilles krav til dokumentasjon av dette. Miljømålene som er satt for Gullhaug Torg innebærer blant annet det skal være 50% reduksjon av klimagassutslipp ifra materialer, transport og energi sammenlignet med referansebygg. Videre skal det tilrettelegges for klimavennlig transport til bygget i bruksfasen, med gode kollektivmuligheter, gode muligheter for fotgjengere og sykkel, samt gode sykkelparkeringsmuligheter. Det stilles også krav om null parkeringsplasser for biler i bygget. Det skal være bærekraftig materialbruk som innebærer at materialer skal velges med tanke på ombruk og gjenvinning, samt at klimagassutslipp ifra produksjon skal være lave og at levetiden skal være lang. Valg av robuste og fleksible løsninger skal føre til at klimagassutslipp samt kostnader ifra drift, vedlikehold om ombygging skal reduseres (Skanska & Snøhetta m/fler, 2015).

I tillegg til krav om klima og miljø for FutureBuilt prosjektene, så stilles det også krav om at det brukes innovative løsninger som skiller bygget ifra andre. (FutureBuilt, 2016).

Avantor som byggherre deltar i forskningsprosjektet «Naturlig klimatisering av kontorbygg» sammen med 12 andre deltakerbedrifter, deriblant Skanska. Bakgrunnen for dette forskningsprosjektet er erfaringer som tilsier at ventilasjon, oppvarming og kjølesystem stadig overdimensjoneres, og da spesielt for miljøbygg som har strenge krav til inneklime. Videre har

dagens ventilasjonssystemer vist seg å være lite fleksible ved endring av leietaker, krevende i drift, har kort levetid og ikke presterer som forventet. Hensikten med dette forskningsprosjektet er å utvikle systemer for naturlig ventilasjon som skal gi godt inn klima, høy arkitektonisk verdi, lavt energiforbruk og lave kostnader.

1.2.1 Arkitektur og bæresystem

Det stilles krav om høye arkitektoniske ambisjoner for FutureBuilt prosjekter, både for selve bygget og for uterom. Arkitekturen på Gullhaug Torg er spektakulær og er tegnet av Snøhetta. Designstrategier for bærekraftig områdeutvikling og bærekraftig arkitektur er lagt til grunn for prosjektet (Skanska & Snøhetta m/fler, 2015). Bygget vil bli viktig i områdeutviklingen og skal bli et landemerke i området. Begge byggene er utformet som sekskanter, og har skrånende fasader på flere sider, slik at etasjearealene øker nedover i bygget. I forbindelse med forprosjektet er det utviklet et forslag til bæresystem for bygget av RIB i prosjektet Astrid Pihl i Skanska Teknikk, med hjelp av Hans Dale i CORE Technology. Byggets irregulære form har gjort det uegnet for et bæresystem med hulldekker og stålbering. Det er istedenfor vurdert løsninger med BubbleDeck og etterspente flatdekker, fordi begge løsningene tillater store spenn og utkrager, og i kombinasjon med irregulær geometri og søyleplassering (Skanska & Snøhetta m/fler, 2015). Det er lagt inn skrånende søyler langs byggets fasader for å unngå store utkrager, eller utvekslingskonstruksjoner.

Et mål for Gullhaug torg er at det skal settes fokus på at tekniske systemer og arkitektur skal utfylle hverandre for å bidra til godt inn klima, effektiv drift og lav negativ miljøpåvirkning i løpet av levetiden. Denne oppgaven kan sees på som en utvidelse av dette målet, der bæresystemet studeres, slik at det i fremtiden kan settes fokus på at konstruksjonstekniske løsninger går hånd i hånd med både tekniske systemer og arkitektur for å minimere klimagassutslipp og miljøpåvirkning.

2 Bygg og miljø

2.1 Klimastatus i 2016

Akkurat som 2014 og 2015, så ser året 2016 ut til å bli det varmeste året noensinne på målt jorda, og de siste 16 år har alle vært på topp 17 lista over varmeste år registrert på jorda. I 2015 ble en annen barriere brutt da gjennomsnittstemperaturen på hav og landoverflaten trolig har steget med 1°C siden pre-industriell tid (United Nations, 2016). Det er etter hvert blitt en sterk konsensus blant klimaforskere verden over om at klimaendringer skyldes menneskelige utslipp av klimagasser. FNs klimapanel slår i sin femte og siste hovedrapport fast at den menneskelige innvirkningen på klimaet er tydelig. I desember 2015 ble imidlertid verdens første universelle og juridisk bindende klimaavtale noensinne vedtatt da 195 land godtok Paris-avtalen, og verden inngikk en pakt om å bekjempe klimaendringer. Et langsiktig bindende mål om å minimere global oppvarming til mindre enn 2°C over pre-industriell temperatur, med et mål om å redusere oppvarmingen ytterligere til 1,5°C (EU, 2015). Hvis klimaendringene overskrider 2°C over pre-industriell temperatur er de fleste av verdens forskere enige om at det vil få irreversible konsekvenser. Paris-avtalen viser at et globalt skifte ifra fossile til fornybare energikilder er uunngåelig, og sender ut klare indikasjoner om en kommende energirevolusjon. For å nå 2°C målet må det drastiske tiltak til, og hvis de kumulative menneskeskapte historiske utslippene holdes under 3200 gigatonn CO₂ ekvivalenter er det 66% sjans for å nå dette målet. Per dags dato er det allerede sluppet ut 1960 gigatonn CO₂, så hvis utslippene fortsetter på 2014 nivå vil dette taket være nådd allerede om mindre enn 30 år (Bjartnes, 2014).

Norge har forpliktet seg til å redusere sine utslipp med 30% av 1990-nivå innen 2020 gjennom de to klimaforlikene ifra 2008 og 2012 (Naturvernforbundet, 2015). I August 2016 fremla EU-kommisjonen en klimapakke som det er forventet at Norge vil forplikte seg til, og som legger opp til at Norge skal kutte sine utslipp i ikke-kvotepliktig sektor med 40% av 2005 nivå innen 2030. Ikke-kvotepliktig sektor betyr blant annet landbruk, avfall, transport, men ikke minst også byggesektoren (Regjeringen, 2016). Tiltak som gir umiddelbar effekt i form av reduserte utslipp er viktig i miljøvurderinger siden man er opptatt av kumulative utslipp. Kjappe utslippsreduksjoner vil føre til at man kan unngå eller redusere et toppunkt i akkumulerte utslipp, og her kan byggebransjen bidra.

2.2 Byggebransjens rolle i «det grønne skiftet» og bærekraftige bygninger

Det er kjent at bygg-, eiendoms-, og anleggssektoren alene står for omtrent 40% av verdens ressursforbruk, og 36% av menneskeskapte klimagassutslipp kan tilskrives sektoren (Bnl, 2016). Videre står sementproduksjon alene står for ca. 5% av de samlede menneskeskapte klimagassutslippene (Norsk Betongforening, 2015).

Reduksjon av klimagassutslipp og energiforbruk i byggebransjen er derfor en forutsetning for å nå de politiske målene, og derfor stilles det også krav ifra politisk hold til byggebransjen. Stortinget sluttet seg gjennom klimaforlikene til at energikravene til TEK10 skulle skjerpes til passivhusnivå i 2015 og til nesten nullenerginivå i 2020. I november 2015 fastsatte Kommunal og moderniseringsdepartementet nye krav til energieffektivitet til TEK10, og det er beregnet at nybygg vil bli 20-25% mer energieffektive enn med dagens krav, med forbud mot installasjon av fossil energi i nye bygg (Regjeringen, 2015). Flere kommersielle initiativer og statlige tiltak er også iverksatt for å skape en grønnere byggebransje som blant annet GrønnByggallianse, Norwegian Green Building Council, FutureBuilt, Powerhouse-alliansen og ZEB. Det er uten tvil et økende klima og miljøfokus i byggebransjen i dag.

Videre har Byggenæringens landsforening utarbeidet en egen miljø- og energipolitikk frem mot 2030, for å definere hva byggenæringen kan bidra med i det grønne skiftet. De ønsker å fokusere på sirkulær økonomi for å begrense og effektivisere energibruken, begrense og forebygge de skadelige konsekvensene ifra klimaendringer, og begrense global oppvarming ved at bygg og anlegg skal bli uavhengige av fossile energikilder og redusere transportbehov (Bnl, 2016). Dette krever videreutvikling av bærekraftige og innovative byggeløsninger.

Bærekraftbegrepet ble utviklet i «Brundtlandrapporten» på vegne av FN ifra 1987, og er som kjent en løsning som kombinerer aspektene miljø, økonomi og samfunn/sosiale forhold. En bærekraftig bygning vil dermed si en bygning som er økonomisk gunstig å bygge og å drifte, som minimerer sitt miljø-fotavtrykk og som bidrar positivt samfunnsmessig. I denne oppgaven er det imidlertid den miljømessige delen som er i fokus. Bærekraftige bygg er mer relevant enn noensinne, og stadig flere prosjekter ønsker miljøsertifisering. BREEAM-NOR er det ledende miljøsertifiseringsystemet i Norge, og skal måle miljøprestasjonen til et bygg og motivere til bærekraftig design og bygging gjennom hele byggeprosjektet (Norwegian Green Building Council, 2015). Bærekraftige bygg er et noe vagt begrep, men i tillegg til å minimere miljøfotavtrykk i byggefase og være miljøvennlige i driftsfasen, så må bærekraftige bygg være tilpasningsdyktige ovenfor å møte varierende krav til funksjonalitet i løpet av sin levetid. Tilpasningsdyktighet kan beskrives som en funksjon av fleksibilitet, generalitet og elastisitet.

Fleksibilitet vil si at det er mulig å endre planløsningen uten å endre bæresystemet. Generalitet vil si at bygget kan endre funksjon i løpet av sin levetid, som for eksempel i form av endrede nyttelaster uten at det krever store inngrep, og elastisitet innebærer at bygget kan utvides eller reduseres i areal (Byggemiljø, 2008).

Et annet viktig moment for bærekraftige bygg er å redusere energiforbruket i driftsfasen. Dette er gunstig både på grunn av miljøfokus, men også fordi dette skaper bygninger som er effektive og billige i drift. Etterhvert som energiforbruk i driftsfasen reduseres vil klimagassutslipp og energiforbruk tilknyttet bygningsmaterialene utgjøre stadig større prosentandel av de totale regnskapene for hele livsløpet (ZEB- Zero Emission buildings, 2015). Spesielt når en ser på nullutslippsbygg, så utgjør materialer en viktig andel av klimagassutslippene, og det blir derfor viktigere å sette fokus mot klimagassutslipp ifra produksjon og helt til avhending. (Holthe, 2014)

Begrepene innebygd energi og innebygde klimagassutslipp beskriver hvor mye energi og klimagassutslipp som er tilknyttet en konstruksjon og inkluderer alt ifra uttak av råvarer til bygningsmaterialer og helt til ferdigstilling av byggeprosessen (Ollendorff, 2012). Materialer som minimerer den innebygde energien og klimagassutslipp er derfor viktig. Når en ser på et byggs totale klimagassutslipp og energiforbruk ifra vugge til grav for bygget, så vil andelen som kommer ifra bæresystemet variere stort med type prosjekt og miljøfokus som er i prosjektet. Generelt sett for et vanlig prosjekt vil innebygget energi ifra byggematerialene utgjøre omtrent 10%-25% av totalt innebygget energi for prosjektet, mens for lav-energi bygninger kan det utgjøre så mye som 50%. (Paul Mc Alister Architects and Energy consultants, 2016). Erfaringstall ifra Skanska tilsier at for et typisk prosjekt i Norge med miljøambisjoner så utgjør materialbruk 50% av klimagassutslipp ifra hele livsløpet, mens det for Powerhouse prosjekter kan utgjøre så mye som 60% (Fjeldheim, 2016).

2.3 Miljøriktig prosjektering av bæresystem

Skanska har som entreprenør strategisk bevisst inntatt en ledende rolle innenfor grønne og bærekraftige prosjekter, og har vært involvert i flere av prosjektene som har fått utstedt de høyeste nivåene av BREEAM-NOR sertifikat i Norge. Mens energieffektivisering av bygg har kommet svært langt de senere år, har det ikke vært det samme fokuset på miljøriktig prosjektering av bærekonstruksjoner. Skanska erfarer til stadighet at konstruktører i miljøbyggprosjekter leverer konstruksjonstekniske løsninger som er langt ifra optimale sett i et miljøperspektiv. En bevisstgjøring for å få konstruktørene til å forstå deres rolle for prosjektets klimagassregnskap er derfor viktig for Skanska som entreprenør (Smeplass, 2016). Omfattende

litteratursøk i forbindelse med prosjektoppgave og masteroppgave har gitt lite treff på forskning som går i dybden på konstruksjonstekniske løsninger som er bærekraftige, bortsett ifra masteroppgave skrevet av Margrete Ollendorff våren 2012 (Ollendorff, 2012). Denne var blant grunnlaget for egen prosjektoppgave skrevet høsten 2015 (Sælen, 2015). Ollendorff sammenlignet klimagassutslipp ifra tre ulike dekkelsninger for et idealisert tilfelle av bæresystemet til Powerhouse Brattørkaia, der hun studerte et firkantet 2x2 spenns dekke, hvor hun så på utslipp ifra både dekke og søyler. Her ble løsninger for slakkarmert flatdekke, hulldekker og BubbleDeck sammenlignet, i tillegg studerte hun også effekten av ulike spennvidder på klimagassregnskapet. Hvilken konstruksjonsløsning som er den mest energieffektive og har minst klimagassutslipp avhenger av en rekke valg, både arkitektoniske og funksjonelle. Det ble funnet ut at for korte spennvidder, under 7m, vil flatdekker være mest gunstig. Hulldekkelsninger har et stort potensiale for lengre spenn om en greier å forbedre betongens miljøprofil. Elementbygg gjerne innhold av stålkomponenter i varierende grad i bæresystemet, og det ble konkludert med at i enkelte tilfeller kan valg av bjelker utført i stål doble bæresystemets innebygde energi, sammenlignet med bruk av betongbjelker.

I egen prosjektoppgave høsten 2015 ble bæresystemet som var prosjektert i forprosjektet på Powerhouse Brattørkaia studert, og det kom tydelig frem at det var store forbedringspotensialer for bæresystemet her. Det ble funnet ut at en løsning med etterspente flatdekker med bruk av optimal betongresept kunne redusere klimagassutslipp med 30%, og innebygget energi med 42%, sammenlignet med den prosjekterte løsningen med hulldekker og bruk av en standard betongresept. For begge disse studiene ble imidlertid ikke vegger og kjerner inkludert i bæresystemets klimagassregnskap, og hadde man tatt hensyn til dette ville de prosentvise forskjellene mellom løsningene blitt noe redusert. Studiet av Powerhouse Brattørkaia viser imidlertid at når spektakulær arkitektur lages først, og bæresystemet deretter må tilpasses så gir dette langt ifra optimale miljøløsninger som krever mye sekundær bæring hvis en ikke er bevisst problemstillingen i valg av bæresystem. For FutureBuilt prosjektene stilles det krav om arkitektoniske ambisjoner, hvilket kan tenkes å ha samme effekt. Et Powerhouse er et plusshus som skal produsere mer fornybar energi i sitt livsløp enn det hva det forbruker til materialer, produksjon, drift, rehabilitering og rivning (Powerhouse alliansen, 2015). Reduksjon og optimalisering av energiforbruk i alle prosesser er derfor essensielt for prosjektenes økonomi og gjennomførbarhet.

Som nevnt i kapittel 2.1 er tidsaspektet viktig i miljøvurderinger, og ved å redusere klimagassutslipp ifra bæresystemet realiserer en effekter som gir reduksjoner i klimagassutslipp med en gang. Reduserte utslipp ifra bærekraftige konstruksjoner er også billige i den grad at det kun handler om å velge en alternativ bæreløsning, og i mange tilfeller kan dette bety en

billigere, slankere, enklere, og mer kostnadseffektiv struktur. Som nevnt har et viktig fokus så langt i klimadebatten i byggsektoren handlet om utslippsreduksjoner gjennom energibesparende tiltak i driftsfasen av bygninger, og det er trolig her det største forbedringspotensialet ligger i fremtiden også. Dette kan gi store utslippsreduksjoner, men da må man se i et langt tidsperspektiv, og det går flere år inn i fremtiden før besparelsene kommer. På kort sikt kan det til og med gi økte utslipp det første året som følge av materialutskiftninger i eksisterende bygningsmasse (Fjeldheim, 2016). Det er imidlertid økt fokus på materialvalg i byggebransjen i dag, som bidrar til reduserte utslipp ifra byggebransjen. Økt materialfokus fører til at stadig flere EPDer blir tilgjengelig og bruk av det mer utbredt. Flere byggherrer krever også klimagassregnskap for prosjekter.

Det har imidlertid vært lite fokus på løsningsbaserte reduksjoner for bæresystemer. Det vil si en sammenligning av ulike bærekonstruksjonsløsninger for et prosjekt i en livsløpsanalyse, hvor en finner den løsningen som gir minst klimagassutslipp, slik det er gjort i masteroppgave til Ollendorff og i egen prosjektoppgave. Det mest miljøvennlige løsningen blir den løsningen som har den optimale kombinasjonen av minimalt forbruk og miljøvennlige bygningsmaterialer. Ved å kun se på livsløpet frem til byggestart, og dermed ikke ta hensyn til driftsfasen, kan et bæresystems klimagassutslipp ganske enkelt oppsummeres som:

$$\text{Bæresystemets klimagassutslipp} = \sum_{i=1}^n \text{Materialmengde}_i * \text{GWP}_i$$

der i=antall bygningsmaterialer

$\text{GWP}_i = \text{CO}_2$ ekvivalenter/mengdeenhet

Dette vil si at man kan redusere utslipp ifra bæresystemet ved å minimere mengder, og ved å velge miljøvennlige materialer. I dagens byggebransje ser en ofte at kun en av delene prioriteres, hvilket ikke fører til en optimal løsning. Ved å ha for ensidig fokus på valg av miljøvennlige materialer får man ikke med seg det første leddet i ligningen, og det er viktig å ta hensyn til valg av konstruksjonsutforminger, spennvidder og tverrsnittstykkelser hvis en er opptatt av prosjektets klimagassregnskap da det har stor betydning for det totale betongforbruket (Norsk Betongforening, 2015). Ved å kun fokusere på å redusere mengder mister man imidlertid det andre leddet av ligningen. For eksempel kan en hulldekkeløsning fremstilles som en miljøvennlig løsning på grunn av lave betongvolumer, men hvis dette kombineres i et bæresystem med søyler- og bjelker i stål, og en lite miljøvennlig betongresept vil dette allikevel være en dårlig miljøløsning.

Samtidig som det er ønskelig at bæresystemet skal dimensjoneres slankt og effektivt, er det imidlertid helt essensielt å se dette i sammenheng med energibruk i driftsfasen. Det hjelper lite å dimensjonere et optimalt bæresystem med tanke på energi og klimagassutslipp hvis dette totalt overskygges av utslipp i driftsfase. Å forstå sammenhengene mellom bæresystemløsning

og energibruk i driftsfase er derfor viktig, men er dessverre utenfor denne oppgavens omfang. Videre må en også ta hensyn til robustheten og fleksibiliteten til bæresystemet, men hva som er et fleksibelt bygg avhenger av en rekke faktorer handler på mange måter om å spå fremtidens behov i bygget. Dette tas ikke hensyn til i et klimagassregnskap, og dermed er det ikke nødvendigvis den løsningen som har de laveste tilknyttede klimagassutslippene som er mest fleksibel.

2.4 Livsløpsanalyse og EPDer

For å vurdere og sammenligne miljøpåvirkning ifra ulike prosesser og produkter trenger man en generell vurderingsmetode som gir et helhetsbilde av alle miljøpåvirkninger gjennom hele produktets livssyklus. Livsløpsanalyse (LCA) er en slik metodikk som skal danne et dokumentert grunnlag for å redusere miljøpåvirkninger, og som skal hjelpe for å unngå et for snevert fokusområde for miljøpåvirkninger. En LCA skal ta hensyn til alle miljøpåvirkninger ifra «vugge til grav», det vil si ifra råvareuttak til endelig avhending eller gjenvinning ved produktets slutt (Helge Brattebø, 2013). Som nevnt i kapittel 2.2 ønsker imidlertid Byggenæringens landsforening å sette fokus på sirkulær økonomi, som for byggenæringen vil si å designe bygg og materialer slik at de kan brukes videre også etter rivning. Dermed må en korrekt livsløpsanalyse vurdere miljøpåvirkningene ifra et produkt ifra «vugge til vugge» så langt det er sannsynlig at materialene kan brukes videre (Sælen E., 2016). Det er med andre ord mulig å justere hvor langt en velger å analysere et produkt, og for analyser av miljøpåvirkningen for byggematerialer og bæresystemer er det vanlig å avgrense analysen til «vugge til port», der en stopper analysen idet byggematerialet forlater fabrikkport, eller ankommer byggeplass. Disse analysene er vanlig å basere på miljødeklarasjoner kalt EPDer, Environmental Product Declaration, som beskriver miljøfotavtrykket til et byggemateriale, et ferdig byggeprodukt eller en tjeneste. En fullstendig LCA skal basere seg på vedtatte og standardiserte retningslinjer som er fastsatt internasjonalt gjennom ISO seriene (Helge Brattebø, 2013), og EPDer utgitt av EPD-Norge er basert på ISO-standarden 14025 miljømerker og deklarasjoner, miljømerking type III (The Norwegian EPD Foundation, 2015).

En LCA består av fire faser som skal utføres etter ISO 14040. Første fase er å definere målsetting og omfang av analysen, og et sentralt begrep her er funksjonell enhet. Funksjonell enhet beskriver hvordan resultater presenteres og skal være fundamentet for en rettfærdig og god sammenligning av ulike alternativ (Helge Brattebø, 2013). Første fase for denne LCA beskrives videre i neste delkapittel. Fase to i en LCA er en inventaranalyse (LCI), og fase tre er miljøpåvirkningsvurdering (LCIA). EPDene for de utvalgte byggematerialene, supplementert

med estimerer der tilstrekkelig informasjon har manglet, og beregningene for klimagassutslipp ifra hvert av byggene dekker disse to fasene. Fase fire er tolkning av resultater, og det er dette som utføres i kapittel 7 Klimagassregnskap.

2.4.1 Definerings av målsetting og omfang

I denne oppgaven skal det ikke utføres en komplett LCA, den følger imidlertid LCA-metodikken, men avviker der det er funksjonelt med bakgrunn i oppgavens hensikt. FutureBuilt prosjektene måles kun på klimagassutslipp og derfor er det kun effektkategorien GWP-Global Warming Potential, det tas hensyn til ifra EPDene. Fordi alle drivhusgasser har et ulikt oppvarmingspotensial, blir bidrag fra ulike drivhusgasser omregnet til en felles enhet ved bruk av karakteriseringsfaktor i EPDene, og GWP angis normalt med enheten CO₂-ekvivalenter (Helge Brattebø, 2013). I EPDene oppgis klimagassutslipp som CO₂/mengdeenhet som enten er kg eller m³. I denne oppgaven er den funksjonelle enhet klimagassutslipp ifra bygging av en kvadratmeter av byggets bæresystem, presentert som kg CO₂/m², og beregninger utført i LCI skal ende opp med dette.

EPDer er oppdelt i kategoriene A1-C4 som beskriver hvor i livsløpet utslipp kommer ifra, der A1 representerer fremstilling av råvarer og C4 representerer avfall til sluttbehandling. Denne oppgaven baserer seg på kategoriene A1-A4. A1-A3 kalles produktfase, der A2 er transport av råvarer og A3 er produksjon av byggevarer. A4-A5 kalles konstruksjon og installasjonsfase, der A4 er transport ifra fabrikk til byggeplass og A5 er konstruksjon og installasjon (The Norwegian EPD Foundation, 2015) (Norsk Betongforening, 2015). De færreste EPDer inkluderer A5, og Ollendorff fant i sin masteroppgave ut at bidrag ifra byggeprosessen, A5, utgjorde forholdsvis små andeler, og det var tilknyttet store usikkerheter til verdiene (Ollendorff, 2012). Det er derfor sett på A1-A4 videre i denne oppgaven. Arbeid med å tallfeste bedre verdier for utslipp i byggeprosessen gjennomføres blant annet i forbindelse med FutureBuilt prosjektene, og en kan forvente bedre verdier her i fremtiden (Ollendorff, 2012).

Cut-off kriterier vil si at for materialer som utgjør mindre enn en viss vektandel av alle materialer i prosjektet, vanligvis 1vekt%, kan antas å ikke ha betydelig innvirkning på resultater og kan derfor utelates. EPDene som ligger til grunn for oppgaven baserer seg på dette prinsippet (The Norwegian EPD Foundation, 2015). I inventaranalysen er det valgt å fokusere på de viktigste byggematerialene som kreves for å bygge en løsning med etterspente flatdekker, og det tas kun hensyn til betong og avrettingsmasse, spennarmering, slakkarmering og fiberarmering. Erfaring tilsier at dette utgjør >99vekt% av bæresystemet og er i tråd med gjeldende cut-off kriterier.

En sentral utfordring med LCA-metodikken er allokeringsprinsipper, som forenklet vil si hvordan man fordeler miljøbelastningen ifra produkter som er tilknyttet hverandre. Dette er for eksempel meget relevant for bruken av flygeaske i lavkarbonbetong, som er et restprodukt ifra kullkraftverk. Per dags dato knytter man alle klimagassutslipp til hovedproduktene, mens restprodukter regnes som energi- og karbonnøytrale. Disse allokeringsreglene er styrt av politiske beslutninger, og får stor betydning for miljøpåvirkningen til et produkt. Det blir ikke gått nærmere inn på dette i oppgaven, og den baserer seg på de gjeldende allokeringer som er gjort i EPDer som ligger til grunn. Disse baserer seg på allokeringsregler etter gjeldende reglement (The Norwegian EPD Foundation, 2015).

2.5 Materialenes miljødata

Miljødataene for alle bygningsmaterialer som er brukt er vist i Tabell 2-1 i slutten av dette kapitlet.

2.5.1 Betong

Betong er verdens mest brukte byggemateriale, men samtidig også en av verdens største bidragsyttere til menneskeskapt klimagassutslipp (Sintef, 2012). Det har de senere år vært stort fokus på tiltak for å redusere fotavtrykket ifra betong. Blant annet gjennom tiltak som energieffektivisering ved produksjon og transport av sement, utnyttelse av overskuddsvarme, økt CO₂ opptak i betong, samt forskning på CO₂ fangst, lagring og gjenbruk (Mathismoen, 2015). CO₂-fangst fra sementproduksjon testes for første gang i verden ved småskala test-senteret for CO₂-fangst ved Norcem sin fabrikk i Brevik. Et område som har fått mye fokus er utviklingen av miljøvennlig betong. Det eksisterer mange ulike navn og «miljøvennlige» produkter som miljøsement, miljøbetong, grønn betong og lavkarbonbetong og navn avhenger blant annet avhengig av leverandør, men i denne oppgaven omtales det som lavkarbonbetong. Den største andelen av utslipp ifra betong stammer ifra sement, og derfor brukes det alternative tilsetningsmaterialer for å erstatte sementklinker (Norsk Betongforening, 2015). Bruk av pozzolanere som flygeaske og silikastøv, og hydrauliske bindemidler som slagg kan erstatte en viss mengde av sementklinkeren, og fungere som bindemidler. Prosentandelen sementklinker som erstattes av disse alternative tilsetningsmaterialene beskriver gjerne miljøegenskapene til betongen. Bruk av lavkarbonbetonger fører imidlertid til en tregere fasthetsutvikling i betongen enn normalt, på grunn av bruken av tilsetningsstoffer som slagg og flygeaske, og det kan gi produksjonsutfordringer når det kreves korte produksjonssykluser. I Nederland brukes det

betong med høyt slagginnhold i diker, men disse er imidlertid meget varmfattige og trege og er derfor best egnet i massive konstruksjoner. Dette er imidlertid en av betongtypene som er kjent i bruk per dags dato som har lavest tilknyttede klimagassutslipp. Geopolymer-betong er en annen betongtype som markedsføres som en miljøvennlig betong, med stort potensiale for å redusere klimagassutslipp. En utfordring med denne betongen er imidlertid at den ligger utenfor materialstandarden NS-EN 206 sine regler for sammensetning av konstruksjonsbetong. Videre er denne betongen relativt dyr, og kan ha vanskelige bruksegenskaper, men geopolymer-betong kan imidlertid gi utslipp som er helt ned i 60-70 kg CO₂-ekv./m³ (Smeplass, 2016).

Betongens store fortrinn som miljøvennlig byggemateriale er imidlertid den gode varmelagringssevnen, som kommer av at betong kombinerer stor masse med høy varmekapasitet. Riktig bruk av betong kan bidra til å minimere energiforbruket i driftsfasen ved at overskuddsvarme lagres i betongens termiske masse på dagtid, og deretter avgis denne varmen på nattetid når temperaturen synker. På denne måten skapes det en stabil innnetemperatur. Alle materialer har denne effekten i en viss grad, men betong skiller seg ut ved at det har god varmekapasitet og moderat konduktivitet. Dette gjør til sammen at betongkonstruksjoners energireservoar samsvarer med en døgnsyklus. Til sammenligning har stål veldig god varmekapasitet, men også veldig god ledningsevne, og energireservoarene tømmes for raskt i forhold til en døgnsyklus. Tre derimot har også god varmekapasitet, men leder varme for dårlig hvilket gjør at energireservoarene tømmes for sakte i forhold til en døgnvariasjon. Det store volumet som betongkonstruksjoner gir er imidlertid det viktigste fortrinnet sammenlignet med andre konstruksjoner i tre og stål. God utnyttelse av den termiske massen til betong innebærer at det blir lettere å imøtekomme forskriftskrav til energiforbruk i bygninger, men det krever at betongen er direkte eksponert og ikke tildekkes inn mot rommet. Det vil si at isolasjon på legges på yttersiden av det indre betonglaget. (SINTEF Byggforsk, n.d.). Det tas ikke hensyn til termisk masse videre i beregningene av klimagassregnskap, men det er viktig å være klar over.

Ved produksjon av betong slippes det ut CO₂ ifra kalsineringen av sement, og dette er medregnet 100% i betong EPDer. I løpet av en betongkonstruksjons livsløp og demolering vil imidlertid betongen ta opp igjen en god del CO₂ (Norsk Betongforening, 2015). Nøyaktig hvor mye dette utgjør er vanskelig å tallfeste, og avhenger av en rekke ulike faktorer som for eksempel hvordan betongen eksponeres, men at det er betydelige mengder virker det å være konsensus om. En rapport utarbeidet på vegne av Norsk Betongforening konkluderer konservativt med at så mye som 15% av CO₂ utslipp ifra et års norsk sementindustri kan bindes opp av betongkonstruksjoner og betongprodukter bygget det samme året i løpet av en 200 års

periode (Norsk Betongforenings Miljøkomite, 2014). Dette tas imidlertid heller ikke hensyn til i dagens EPDer (Norsk Betongforening, 2015), og blir heller ikke tatt hensyn til i denne oppgaven. Det er tatt utgangspunkt i bruk av tre ulike betongresepter, med ulike tilknyttede utslippsverdier for å se på effektene dette gir.

2.5.2 Bransjereferanse

Her er det tatt utgangspunkt i bruk av B35MF45, uten noen spesielle krav til CO₂-utslipp. Verdiene her tar utgangspunkt i standard verdier for bransjereferanse for B35 M45/MF45 på 370 kg CO₂/m³, hentet ifra NB 37 Lavkarbonbetong (Norsk Betongforening, 2015). Klimagassutslippene i NB37 dekker livsløp ifra råvareuttak til betongprodusentens fabrikkport, altså A1-A3. For å få verdier for hele analyseområdet A1-A4 er det lagt til et transportbidrag, som er tilsvarende det som brukes i EPDene for de andre betongreseptene, og er på 1,36 kg CO₂/m³. Bransjereferansen er satt høyt i utarbeidelsen av publikasjonen nr. 37 for at den skal være oppnåelig over hele landet. Dette gjør at verdien blir for høy for sentrale strøk, blant annet på grunn av kortere transportavstander, og verdiene er høyere enn hva de fleste betongleverandører leverer i Oslo området per dags dato. En standard betongresept hvor bestiller ikke stiller noen krav til karboninnhold ligger i Oslo-området ofte rundt Lavkarbon C, mens betongen Norbetong normalt leverer er Lavkarbon B (Smeplass, 2016). Det er imidlertid i samråd med veileder Smeplass valgt å ta utgangspunkt i verdier for bransjereferanse, da dette er verdiene som er som til daglig brukes i klimagassregnskap, og blant annet er dette grunnlagsdata for klimagassregnskap.no som FutureBuilt prosjektene skal måles opp mot. Dette gjør imidlertid at utslippsreduksjonene en oppnår med bruk av ekstrem lavkarbonbetong fremstår som større enn hva som er realistisk.

2.5.3 Lavkarbon A

Data for lavkarbonbetong er basert på EPDen «B35 MF45 D22 ANL-FA + FA, 355050035, Viberbar betong, Stor Oslo», ifra Norbetong i Oslo, og finnes i vedlegg A.1. Denne EPDen er innhentet av Fredrik Hanserud i forbindelse med hans parallelle oppgave. EPDen baserer seg på A1-A4 og gjelder for Stor-Oslo området, og verdien som brukes er 195,06 kg CO₂/m³. Denne betongen tilfredsstiller Lavkarbonklasse A i henhold til NB37 (Norsk Betongforening, 2015).

2.5.4 Ekstrem Lavkarbon

Verdiene baserer seg på EPDen «B30 MF60 D22 CEM III/B, 305030150, Viberbar betong, Trøndelag» ifra Norbetong AS, som finnes i vedlegg A.2. Denne er innhentet og skalert om av Fredrik Hanserud, og estimatene er gjort på bakgrunn av råd ifra Sverre Smeplass. For å skalere

om utslippene ifra B30M60 til B35MF45 er endringene estimert tilsvarende forskjellen mellom B30 og B35 for Lavkarbon klasse A i NB 37, hvor det er 5% økning av utslipp. Det er naturlig at utslippene i Oslo er lavere enn i Trondheim, da det er noe kortere transportvei fra sementfabrikk her (Smepllass, 2016), og transportbidraget av råvarer er estimert som 10kg CO₂ ekvivalenter lavere i Oslo enn i Trondheim, hvilket er i den konservative enden av Sverre Smepllass sitt råd. Hanserud beskriver resultatene sine som estimer med en viss usikkerhet, men at estimatene er realistiske da det ikke er noen tvil om at det er mulig å fremstille betong med disse utslippsverdiene. Verdien som brukes er 149,537 kg CO₂/m³. Skanska har ikke tidligere erfaring med bruk av betong med så lave utslipp i Oslo-området og dataene er derfor basert på estimer og ikke reelle EPDer. Det er imidlertid gjort forsøk med bruk av ekstrem lavkarbonbetong ved prosjekter i Trondheim, og der har klimagassutslippene vært helt nede i omtrent 125kg CO₂/m² (Smepllass, 2016). Estimatene er derfor antatt å være i riktig størrelsesorden.

Bruken av ekstrem lavkarbonbetong gir per dags dato utfordrende produksjonsløsninger, da denne betongen er tyktflytende og er mindre støpbar enn vanlig betong. Fasthetsutvikling skjer langsomt ved lave temperaturer, og som nevnt tidligere er fasthetsutvikling også spesielt kritisk for lavkarbonbetong. Dette fører til at det er utfordringer til å bruke denne typen betong til alle betongkomponenter i bygget, og i miljøprosjektet Heimdal VGS i Trondheim hvor det ble brukt ekstrem lavkarbonbetong, ble dette kun brukt i fundamentet, der det er grove dimensjoner som er mindre følsomme for temperaturutvikling. For etterspente dekker er sen fasthetsutvikling kritisk for fremdrift i prosjektet fordi det fører til at det går lenger tid før dekkene oppnår tilfredsstillende kapasitet til at man kan spenne opp kablene. Dette vil si at man, avhengig av lufttemperaturen når det støpes, er nødt til å ha ekstra varmetiltak av betongen for å oppnå tilfredsstillende fasthet raskt nok. Under normale forutsetninger er klimagassutslipp knyttet til oppvarmingen minimale sammenlignet med besparelsene som kommer ifra bruken av ekstrem lavkarbonbetong for et vanlig prosjekt. (Smepllass, 2016). Til veggstøp er det på grunn av temperaturavhengigheten vanskelig å få isolert godt nok, og ikke å anbefale etter dagens metoder å bruke ekstrem lavkarbonbetong her. Videre i oppgaven er det imidlertid tatt utgangspunkt i at ekstrem lavkarbonbetong kan brukes i alle betongkomponenter. Bruken av ekstrem lavkarbonbetong er ung teknologi og det krever utviklingsarbeid før dette kan skje, men det er en realistisk utvikling. Skanska arbeider med å utvikle potensialet slik at løsningen blir tilgjengelig for fremtidige prosjekter. (Smepllass, 2016)

2.5.5 Avrettingsmasse

Verdiene for klimagassutslipp for betong til avrettingslaget kommer ifra Henning Fjeldheim i Skanska Teknikk. Verdiene er et estimat som er gjort i forbindelse med miljøprosjektet Heimdal VGS i Trondheim. Verdiene er basert på en gjennomgang Fjeldheim har gjort av EPDer for tilgjengelige produkter, og er satt som en maksimal grense for utslipp ifra avrettingsmasse for prosjektet. Estimatet er på 0,49kg CO₂/kg betong, og for omregning til kubikkmeter er det brukt en densitet på 2100kg/m³ etter råd fra Smeplass (Smeplass, 2016), og gir utslipp på 1029kg CO₂/m³. Estimatet gjelder for A1-A4, men basert på transport til Trondheim. Verdiene er ikke skalert om til å gjelde for Oslo, da EPD ikke er tilgjengelig og det er usikkert hvor store reduksjoner i verdiene som er realistisk. Verdiene for avrettingsmasse vil naturlig være høyere enn verdiene for ordinær betong på grunn av høyt sementinnhold, og sannsynlig bruk av en sement med høye tilknyttede utslipp. Estimatet for avrettingsmassen er basert på de beste tilgjengelige dataene per dags dato, men er konservativt og trolig for høyt (Smeplass, 2016).

2.5.6 Slakkarmering

Verdier for utslipp ifra slakkarmering er hentet ifra Celsa Stål sin EPD «Steel reinforcement products for concrete», hentet ifra EPD-Norge (The Norwegian EPD Foundation, 2015), og finnes i vedlegg A.3. Deklarert enhet er per kg armeringsjern ved ankomst byggeplass. Verdier for transportbidraget, A4, er inkludert i EPD, men skalert opp av Fredrik Hanserud på bakgrunn av lang transportdistanse ifra Mo i Rana og til Oslo. Typen transport som det er tatt utgangspunkt i EPDen er av typen Truck-trailer Euro 527t, med utslipp på 0,018l/tkm. Totalt ligger verdiene for slakkarmering på 0,416kg CO₂/kg inkludert korrekt transportavstand.

2.5.7 Spennarmering

Spennstål er antatt levert av FNsteel Hjulsbro AB som er Spenncon sin leverandør av spennstål, og verdier for utslipp er hentet ifra EPDen «PC strand, Prestressed steel for reinforcement of concrete» som vises i vedlegg A.4. Deklarert enhet er pr kg PC-strand ved fabrikkport, og for å inkludere transport bidraget, A4, er bidrag ifra transport estimert av Fredrik Hanserud. Transportlengde er beregnet ifra produksjonssted i Linköping til Oslo, og basert på at transport vil foregå på samme måte som for slakkarmeringen. Med transport inkludert er verdien som brukes 1,067 kg CO₂/kg. EPDen er laget for å gjelde for bruk i pre-fabrikkerte betongelementer, men er vurdert til å være gyldig også for etterspente flatdekker, da samme krav til spennstål stilles i EC2.

2.5.8 Fiberarmering

Det finnes per dags dato ikke EPDer for fiberarmeringen som brukes i fiberbetong, og Mapei som leverer armeringen har ikke vært i stand til å levere EPD. Verdiene som brukes for utslipp ifra fiberarmering er derfor et estimat, og er vurdert til å være tilsvarende utslippene ifra spennstål, da fiberarmeringen er lagd av en lignende type høyfast stål. Estimatet er de beste verdiene som har vært tilgjengelige, men det er knyttet betydelig usikkerhet til disse verdiene.

Tabell 2-1 EPD-verdier

Bygningsmateriale	A1-A4 [kg CO ₂ /m ³]
Bransjereferanse	371,36
Lavkarbonbetong	195,06
B35 ekstrem lavkarbonbetong	149,537
Avrettingsmassen	1029
	A1-A4 [kg CO ₂ /kg]
Slakkarmering	0,416
Spennarmering	1,067
Fiberarmering	1,067

Del 2- Dimensjonering

3 Etterspente flatdekker

3.1 Generelt

Flatdekker er plasstøpte dekker som støpes direkte oppå søyler, og som dermed ikke krever noen underliggende bjelker. Etterspente flatdekker er en variant av flatdekker som benytter seg av spennkabler for å motvirke kreftene på dekket, og dermed redusere nedbøyning og dekketykkelse. Etterspente flatdekker er tradisjonelt sett lite brukt i Norge, men har vært mye brukt i USA blant annet i parkeringsdekker og som etasjeskillere i større bygg siden 50-tallet (Spenneteknikk, 2011). Konvensjonelle flatdekker har vært noe mer utbredt i Norge, men det tyder på at det rettes økt fokus mot bruk av etterspente flatdekker. Utvikling av flatdekker som kombinerer spennarmering med fiberarmering gjør byggemetoden konkurransedyktig på både pris og tidsbruk (Trygstad, 2016, b). En av de store fordelene med flatdekker er at de ikke krever underliggende bjelker, og dermed reduserer byggehøyden. Siden dekkene støpes på plassen er det i tillegg enkelt å tilpasse flatdekker til spesiell geometri og arkitektur, og gjerne uten at det kreves sekundær bæring. En av hovedfordelene med etterspente flatdekker sammenlignet med konvensjonelle flatdekker er at de tillater større spennvidder, hvilket gir fleksible og funksjonelle bygg hvor antall søyler kan reduseres til et minimum.

I etterspente flatdekker brukes det normalt sett uinjiserte spennkabler, det vil si et system der et spenntau tredd i fettmasse ligger fritt inne i en plastikkhylse. Denne kombinasjonen minimerer friksjon inne i hylsen, og motvirker korrosjon av armeringen. Hylsene med spennkablene i legges ut i korrekt posisjon før støp, og når betongen har nådd tilstrekkelig fasthet, vanligvis 25MPa kan kablene spennes opp (Spenneteknikk, 2011). Spennkablene strekkes opp til en viss tillatt spenning med en jekk, før de låses i strekt posisjon og påfører dermed betongen trykkspenninger. Ved å legge kablene med eksentrisitet ifra tyngdepunktaksen til dekket, kan en motvirke de vertikale kreftene som virker på dekket, og en kan dermed manipulere og helt eller delvis motvirke nedbøyningene som vil oppstå.

Et spenntau består normalt sett av en sentertråd og 6 spenntråder som er spunnet rundt i spiral form (ADAPT solution, 2000-2016). Det festes et passivt anker i den ene enden av kabelen, og et aktivt anker som skal spennes opp i motsatt ende. Eventuelt kan det festes på aktive ankere i

begge ender, slik at tauet kan spennes opp fra begge sider, for å redusere friksjonstap i spennkabelen.



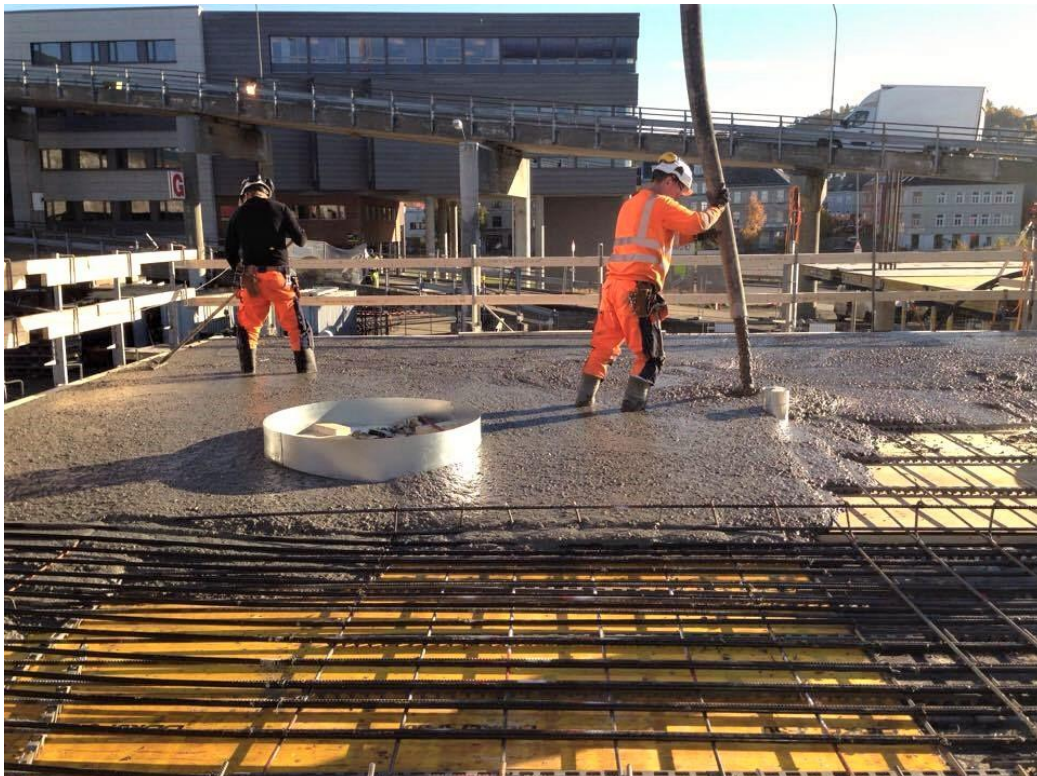
Figur 3-1 Passive ankere, klare for støp.

[Foto: Håkon Sælen]

Tradisjonelle etterspente dekker baserer seg på bruk av spennarmering i tillegg til at det brukes vanlig slakkarmering. Da det ikke er heft mellom spennarmering og betongen vil ikke spennarmeringen bidra til å forhindre rissutvikling i betongen. Derfor er det vanlig å legge inn et armeringsnett i bunn av dekket (Kanstad, 2016 a). Videre er det vanlig at det legges inn slakkarmering konsentrert over søyler etter vanlig metode for flatdekker ifra EC2 for å øke momentkapasitet over søyler. Fiberarmerte etteroppspente flatdekker er et forholdsvis nytt konsept i Norge, og baserer seg på at dekkene armeres med spennarmering som i et vanlig etterspent flatdekke, men støpes med betong som inneholder fiberarmering. Tradisjonell slakkarmering kan da reduseres eller fjernes i sin helhet. I fiberarmert betong armeres det med tynne, korte stålfibre som blandes inn i betongen på betongfabrikk og pumpes ut direkte i betongen. Fibrene varierer i diameter og lengde, men fiberlengden må være dobbelt så stor som maksimal tilslagsstørrelse for effektivt å kunne føre strekkspenninger forbi tilslag i betongen (Lunde, 2015).

Ulempene med fiberbetong er at det er vanskelig å kontrollere i fibermengde og orientering i etterkant. Videre kan fiberarmering gi en mer sprø konstruksjonstype enn ved bruk av tradisjonell stangarmering, som har høy duktilitet og gir tydelig forvarsel før den går til brudd. Første forsøk med spennarmering i kombinasjon med kun fiberarmering ble testet med et fullskala forsøk i Spjelkavik i 2013 (SINTEF Byggforsk, 2014). Testen gav gode resultater, og viste

en duktil oppførsel, og siden denne gang er flere prosjekter gjennomført med denne konstruksjonstypen. I Norge er Thilt Engineering og CCL Buildings blant pådrivere for denne teknologien, og mottok i starten av januar 2016 teknisk godkjenning ifra SINTEF for CCL Deck (SINTEF, 2016). Et fiberarmert etterspent flatdekke vil kunne oppnå samme kapasitet som ved bruk av tradisjonell slakkarmering, i tillegg vil skjærkapasiteten kunne forbedres på grunn av fiberarmeringens gode egenskaper til å fordele skjærkrefter. Det er vanlig å blande inn en fibermengde på omkring 30kg/m^3 , men mengden fiber tilpasses i detalj etter dimensjoneringsforutsetninger (Trygstad, 2016, a). COIN, Concrete Innovation Centre, forsker på bruken av fiberarmering i betong, og har mål om å utvikle betong med 15MPa strekkfasthet, og forsker blant annet på hvordan fiberorienteringen påvirker konstruksjonsegenskapene (Kanstad, 2014). Videre er dette en effektiv byggemetode da det er behov for å legge minimalt med slakkarmering, som gir store tidsbesparelser og dermed en effektiv og økonomisk byggeprosess (SINTEF Byggforsk, 2014).



Figur 3-2 Støping av fiberarmert etterspent flatdekke på Nyhavna Trondheim

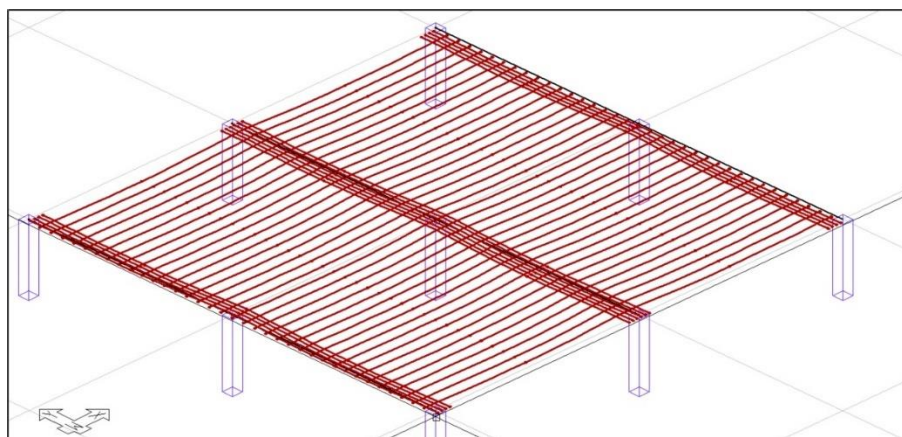
[Foto: Håkon Sælen]

3.2 Forutsetninger for dimensjonering av etterspente flatdekker

Det er ønskelig å dimensjonere spennarmerte konstruksjoner slik at de blir underarmert på samme måte som man gjør med slakkarmerte konstruksjoner. På den måten sikrer man en duktil oppførsel, og at spennstålet flyter og den dimensjonerende fastheten til stålet utnyttes ved brudd. Prosjektering av etterspente flatdekker skiller seg ifra prosjektering av slakkarmerte flatdekker ved at det er flere faktorer som styrer dimensjoneringen. Når geometri, laster, materialegenskaper og opplagerforbindelser er gitt, kan man ved dimensjonering av et slakkarmert dekke bruke formelverket for å regne ut den nødvendig armeringsmengden. For spennarmerte dekker er det imidlertid flere faktorer som spiller inn, og som kan gi flere mulige akseptable løsninger. En må i tillegg ta hensyn til spennkabelfordeling, ønsket kabelprofil, hvor stor lastandel som skal balanseres og eventuelt ønsket gjennomsnittlig forspenning i dekket. De tre første faktorene må være gitt før en kan bestemme mengden av nødvendig spennarmering.

3.2.1 Spennkabelføring

Den mest vanlige utførelsen er at alle spennkabler plasseres samlet i søylestriper i en retning og jevnt fordelt over hele bredden i motsatt retning, som vist i Figur 3-3 (Trygstad, 2015). Det gir imidlertid tilnærmet like egenskaper å plassere spennarmeringen med 75% i søylestripe og 25% i feltstripe i begge retninger, men dette krever fletting av spennarmeringen og er mer tidkrevende og en dyrere løsning (Guddingsmo, 2014).

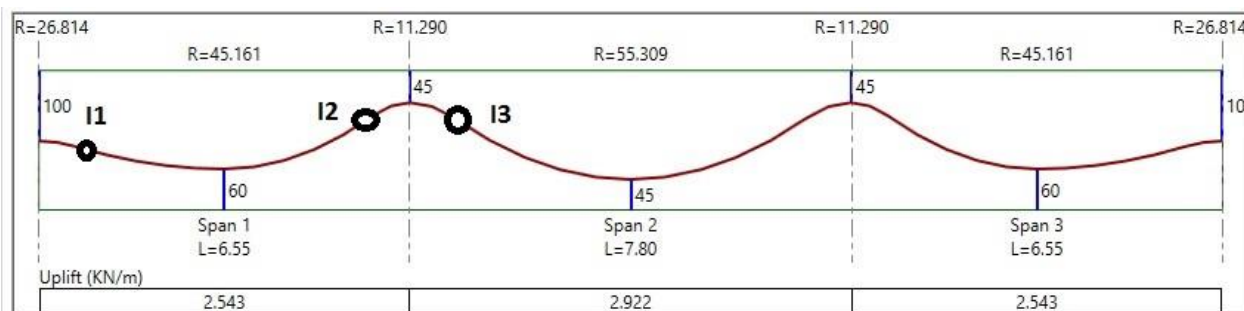


Figur 3-3 Normal spennkabelføring

3.2.2 Kabelprofil

Vertikal kabelprofil har betydning for hvor store ekvivalente krefter som skapes i konstruksjonen, og hvor mye last som balanseres. Det er vanlig å legge spennkabler med parabolisk profil som følger momentdiagrammet til bjelken eller dekket, og med

infleksjonspunkter i en tiendedel av spennlengden, som vist i Figur 3-4 (ADAPT solution, 2000-2016). I det siste har en imidlertid sett at det kan være økonomisk gunstig å legge kablene som rette kabler med knekk for å redusere tvangsmomentene. Forskjellene mellom disse designene er imidlertid prosentvis og ikke stor, og det er derfor dimensjonert med parabelform i denne oppgaven (Kanstad, 2016 b). For dimensjonerende felt er det ønskelig å legge spenntauet så nærme underkant av dekket som mulig, og så nærme overkant som mulig ved topp av profil over søyle. Dette maksimerer oppadrettet kraft og styrkebidrag fra hvert enkelt spenntau. Dette gjelder for kritiske spenn, mens for nabospenn som vil få mindre dimensjonerende krefter gjelder ikke dette. For å justere ekvivalent kraft i hvert spenn er det vanlig å justere bunnpunktet for profilen oppover, og holde høyeste punktene konstant. Dette for å ta hensyn til slakkarmoring som skal legges oppå (Aalami Bijan O., 2003).



Figur 3-4 Spennkabelprofil

Rette profiler gir i teorien ingen oppadrettet kraft, og det er derfor vanlig å føre kablene rett over vegger og opplegg, og de burde legges i sitt høyeste punkt for å motvirke negative momenter som oppstår her. Kabler langs ytre vegger legges rette, slik at de gir en spenning i dekket som tilsvarer forspenningen i resten av dekket. Ved endeopplegg på dekket er det vanlig å forankre spenntauet i tyngdepunktet til dekket, altså midt i dekket i dette tilfellet. Ved eksentrisk forankring vil det oppstå forankringskrefter og et eksentrisitetsmoment i tillegg til tvangsmomenter ifra forspenning (Sørensen, 2015).

3.2.3 Lastbalansering

Hvor stor del av lasten som skal balanseres i spennbetong avhenger av type konstruksjon, og hvilke krav som settes til konstruksjonen, og hva som gir et økonomisk design av dekket. Det er typisk at design av oppspente bjelker tar hensyn til en høyere lastbalansering enn hva design av et dekke gjør, fordi bjelker er kritisk for nedbøyninger i bruksgrensetilstand. For dekker sies det at hvis egenlasten er større enn nyttelasten bør 80-100% av egenlast balanseres, men hvis nyttelasten er større bør full egenlast og deler av nyttelast balanseres. (Guddingsmo, 2014), mens Thilt Engineering pleier å balansere 100% av egenlaster (Trygstad, 2016, a). ADAPT Solutions anbefaler imidlertid å balansere 60% til 80% av total dødvekt for å designe et

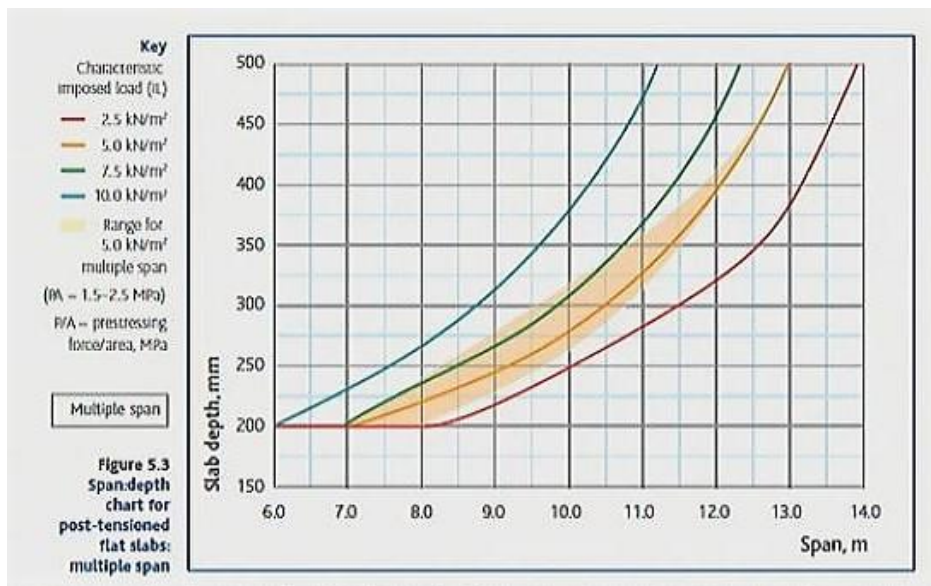
økonomisk gunstig dekke. For å designe et optimalt dekke er det lønnsomt å balansere en høyere lastandel i det kritiske spennet enn i nabospenn, fordi dette bidrar til å redusere designparameterne i det kritiske spennet (Aalami Bijan O., 2003). Det finnes altså ulike preferanser på hvor stor andel som burde balanseres, og etter råd fra veileder Terje Kanstad er det tatt utgangspunkt i å balansere 50% av alle laster som opptrer på dekket.

3.2.4 Gjennomsnittlig forspenning

Valgt spennkabelprofil, effektiv spennkraft og valgt lastbalansering angir hvor mange spennkabler man trenger per meter i fordelt retning og konsentrert over søyler i motsatt retning. Dette er igjen med på å avgjøre betongspenningene som oppstår i dekket. EC2 stiller ingen krav til minimum eller maksimum spenning som dekket skal spennes opp til, men stiller krav til tillatte betongspenninger i bruksgrensetilstand, og minimumsarmering for å unngå riss. I den amerikanske standarden ACI318 som ADAPT er bygget på gis det imidlertid krav til minimum forspenning for dekket, som burde være 0,85MPa. For flatdekker er det imidlertid ikke økonomisk gunstig å spenne opp dekket til en større spenning enn 2MPa (Aalami Bijan O., 2003). Disse verdiene er utgangspunktet for dimensjonering av Adapt-modellene.

3.2.5 Spennvidder

Som tidligere beskrevet er en av de store fordelene til etterspente flatdekker at de tillater store spennvidder, og det er det økonomisk gunstig med spennvidder mellom 7-11 meter ved normale nyttelaster på mellom 2-5kN/m². Videre er det vanlig å ta utgangspunkt i et forhold mellom spennlengde og høyde på dekket, l/h, på omtrent 42-45 (Trygstad, 2016). For valg av spennvidder og dekketykkelse er det tatt utgangspunkt i Figur 3-5 som viser sammenheng mellom nødvendig dekketykkelse og ønsket spennlengde for flerspenns-dekker med nyttelast mellom 2-5kN/m². Som en ser ved spennvidder på 10m*10m, kreves det ved normale tilfeller en dekketykkelse på mellom ca. 250mm og 280mm. Ved en reduksjon i spennvidder til 7*7m, kan dekketykkelsen reduseres til 200mm. Videre er det generelt anbefalt at ytre spennvidder er 0,8 ganger av de indre spennvidder for etterspente flatdekker, hvilket legger til rette for fornuftig lastbalansering og spennkabelføring (Spenneteknikk, 2011).



Figur 3-5 Dimensjoneringsstabell for etterspente flatdekker

[Figur: Skjermdump fra: (Trygstad, 2016, b)]

3.3 Fordeler med etterspente dekker i et bærekraftig perspektiv

I et miljøperspektiv er det tidligere sett på at etterspente flatdekker kommer ut som et meget gunstig alternativ per dags dato. Sammenlignet med slakkarmerte flatdekker er den viktigste forskjellen at dekketykkelsen kan reduseres, oppimot så mye som med 30%, og man sparer dermed store materialmengder. I tillegg fører bruken av spennarmering til at man kan redusere bruken av slakkarmering kraftig, og 1kg spennarmering tilsvarer 4kg slakkarmering (Spenneteknikk, 2011). Spennarmeringen gir imidlertid et ekstra bidrag til klimagassregnskapet på grunn av bruken av høyfast spennstål som har høye tilknyttede utslippsverdier, men store besparelser i betongforbruk er viktigere for det totale klimagassregnskapet.

Sammenlignet med en hulldekkeløsning hvor understøttende bjelker inkluderes vil imidlertid etterspente flatdekker gi større betongvolumer (Sælen, 2015). Den store fordelen til etterspente flatdekker her er at det er enkelt å ta i bruk den mest miljøvennlige betongen som finnes på markedet per dags dato. Som nevnt i 2.5.1 fører bruk av høyt innhold av flygeaske til senere fasthetsutvikling, og det blir dermed vanskeligere for elementprodusentene å bruke lavkarbonbetong fordi det gir lengre produksjonssyklus (Ollendorff, 2012). Basert på den samme betongresepten vil imidlertid en løsning basert på hulldekkesystemer komme bedre ut enn etterspente flatdekker. Alle dekketyper krever at det støpes et avrettingslag oppå, for en hulldekkeløsning er det typisk at det må støpes 30-40mm med avretting for å utjevne høydeforskjeller i dekkene, mens det for etterspente flatdekker ofte kan holde med 10mm

avretting (Smeplass, 2016). Som sett i kapittel 2.5 har avrettingsmassen svært høye tilknyttede klimagassutslipp, og dermed vil dette utgjøre en markant forskjell i favør av etterspente flatdekker. Et viktig kriterium for å bygge miljøriktig er å bygge fleksible bygg slik at det krever lite ombygging, og etterspente flatdekker tillater store spennvidder og gir fleksible bygg.

4 Referansebygg-modell

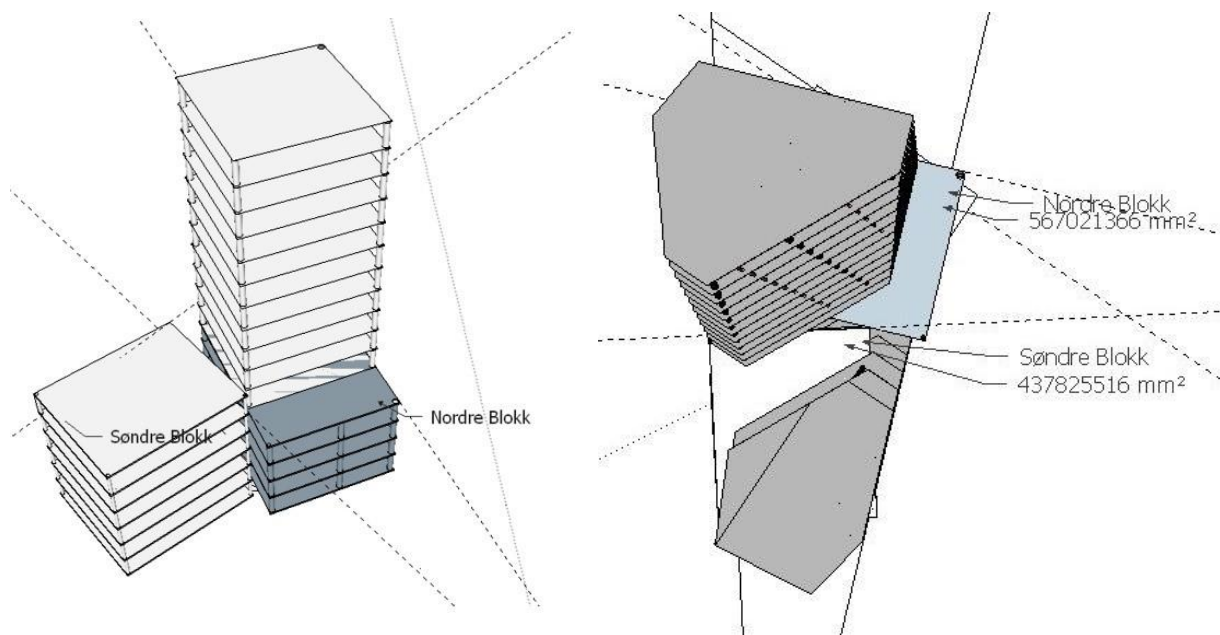
Å lage et referansebygg som forenkler byggets geometri, men samtidig gir et realistisk sammenligningsgrunnlag er en forutsetning for oppgavens verdi, og er et kritisk punkt i studiet. Før beregninger av dekkene kan utføres har det vært nødvendig å designe et referansebygg, finne representative etasjer og bestemme søyleoppsett i de ulike dekkene som skal modelleres.

4.1 Kriterier for utforming av referansebygg

For å opprettholde sammenligningsgrunnlaget er det valgt å ta utgangspunkt i at referansebygget skal bestå av to bygninger, et høyhus og en lavere del, se Figur 4-1. Referansebygget skal ha samme bruksareal og samme etasjeantall som originalbyggene på Gullhaug Torg. For at ikke sammenligningen skal bli hypotetisk er det forsøkt å lage et referansebygg som passer inn i landskapsplanen som er tegnet for området. Referansebygget er derfor designet slik at bygget ville passet innenfor de ytre grenser som originalbygget danner, se Figur 4-1 b). Det er imidlertid ikke hensikten å utforme et referansebygg som opprettholder den arkitektoniske verdien til originalbygget. Videre er det ikke tatt hensyn til naturlig ventilasjon i bygget, og hvilke krav det eventuelt måtte stille til arkitektur, utover at de to tårnene beholdes. Byggets funksjon med lokaler for forretningsarealer, kontorarealer og boligarealer er bevart, men det ikke gått videre i detalj for å bevare romløsninger. Det er derfor ikke gjort noe forsøk på å dimensjonere et perfekt konstruksjonsteknisk bygg med tanke på bærekraft, men derimot et bygg som beholder funksjonen til det allerede tegnede bygget.

Det er tatt utgangspunkt i at bruksarealet (BRA) for referansebygget skal være det samme som i originalbygget, men at bruttoarealet (BTA) kan endres. BRA i referansebygget skal være det samme for henholdsvis næringsarealer, kontorarealer, og boligarealer som det er i originalbygget. For å finne BRA og BTA for de ulike delene av originalbygget er det tatt utgangspunkt i informasjon ifra «Gullhaug Torg Sluttrapport skisseprosjekt 2015» (Skanska & Snøhetta m/fler, 2015) og BIM modell for bygget (Core Technology AS, 2015). For kontor og næringsarealene er BTA fordelt omtrent likt på Søndre og Nordre Blokk (Core Technology AS, 2015), og BTA ifra dekkene som forbinder Søndre- og Nordre blokk er videre i analysen fordelt likt mellom blokkene. Dette er brukt for å beregne BRA i henholdsvis Søndre- og Nordre Blokk, da det kun oppgitt BRA for Søndre- og Nordre Blokk samlet i rapport skisseprosjekt (Skanska & Snøhetta m/fler, 2015). For kontor og næringsarealer regnes alt areal bortsett ifra omsluttende yttervegger som BRA, og forholdet mellom BRA/BTA for kontoretasjene i originalbygget er på

omtrent 96%. Dette er videre brukt for å beregne BTA for Søndre- og Nordre blokk i referansebygget.



Figur 4-1 Referansebygg a) skråsnitt av referansebygg b) fotavtrykket til originalbygget og referansebygget

For boligetasjene i Nordre Tårn er det kun oppgitt BRA innenfor omsluttende vegger per leilighet separert, og for boligetasjene ligger forholdet mellom summert BRA for alle leiligheter i en etasje og BTA i etasjen mellom 67%-77% i originalbygget. Forholdet er høyest i de nedre etasjene, og synker etter hvert som etasjearealet minker oppover i bygget og større prosentandel av BTA går med til konstruksjonsareal og sekundærrom. Siden alle etasjene i det nye referansebygget skal ha samme størrelse, har det vært viktig å finne et representativt forhold mellom BRA/BTA for boligetasjene. Det er antatt et forhold mellom BRA og BTA for boligetasjene på 75% i referansebygget, hvilket samsvarer bra med BRA/BTA forholdet for en etasje i originalbygget med tilnærmet likt areal som etasjene i Nordre Tårn. Referansebygget vil imidlertid få 45% større takareal enn originalbygget, på grunn av de skrånende fasadene i originalbygget, hvilket utgjør ca. 3% av totalt overflateareal i bygget. Takarealer er ikke medregnet i BRA for byggene, men regnes inn i totalt BTA. Totalt sett blir BTA for begge byggene tilnærmet likt.

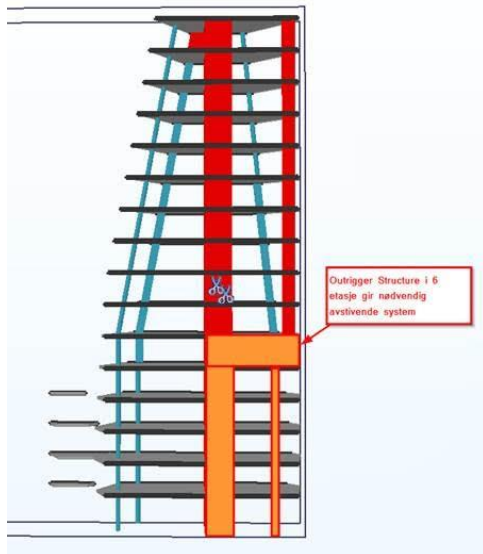
4.1.1 Avstivingsystem

Avstivingsystemet er ikke detaljdimensjonert, da dette ligger utenfor oppgavens hensikt, og det forutsetter bruk av egnet programvare og er krevende for høyhus. Videre er det antatt at

forskjellene i avstivingsystem som kreves for originalbygget og referansebygget er små, og kan neglisjeres i et klimagassregnskap. Grov dimensjonering av avstivingsystemet er imidlertid utført, for å forsikre om at valgt løsning er tilstrekkelig og at den ikke vil skape problemer for bygget. En må ta hensyn til at valget av avstivingsystemet ikke fører til store fastholdningskrefter ifra svinn i betong og temperaturendringer i konstruksjonen. (Larsen, 2014) Stive kjerner vil motvirke svinndeformasjoner, og ved feil plassering kan det føre til oppsprekking. Spesielt ved lengre bygg, med kjerner på begge sider kan oppsprekking skje imellom kjernene som følge av at det ikke er noen muligheter for svinndeformasjoner i lengderetning (Betongelementforeningen, 2012).

Referansebyggets avstivingsystemet tar utgangspunkt i avstivingsystemet som er dimensjonert for originalbygget, men er tilpasset referansebyggets geometri. Grunnlaget er avstivingsystemet som er tegnet inn BIM modellen fra skisseprosjektet (Core Technology AS, 2015). I Nordre blokk er det tegnet inn to kjerner som utgjør hoveddelen av avstivingsystemet til blokken, som kan sees på . For å avlaste kjernene i høyhus er det vanlig å legge inn «utriggervegger» på en høyde mellom 1/3 og 2/3 av byggets totale høyde (Skanska & Snøhetta m/fler, 2015). Dette er stive horisontale vegger som avstiver høyhuset og avlaster kjernen ved å aktivere de ytre søylene til å ta opp moment. (Hi Sun Choi, 2012). For høyhus med sentrale kjerner vil utriggervegger redusere deformasjoner i bygget, og dermed horisontale forskyvninger i de øvre etasjene.

For Søndre blokk har originalbygget en trappe/heiskjerne og en deformerbar skive, som vist på . Disse er beholdt, men plasseringen er justert i referansebygget og er vurdert til å være tilstrekkelig i samråd med veileder (Kanstad, 2016 b). For Nordre del av bygget er det tegnet inn to sjakter, som begge er beholdt i referansebygget. For Nordre Tårn er utriggerveggene beholdt med samme areal, men plassering er justert. For Nordre Blokk kan det vurderes å tegnes inn en deformerbar skive i ende, da denne skiven vil ha en avstivningseffekt for deformasjoner på nedre Nordre blokk. Denne er ikke en forutsetning, men vil øke stivheten og redusere deformasjoner.



Figur 4-2 Oppriss av bygg som viser utriggervegger i 6. etasje

4.1.2 Kjeller og fundament

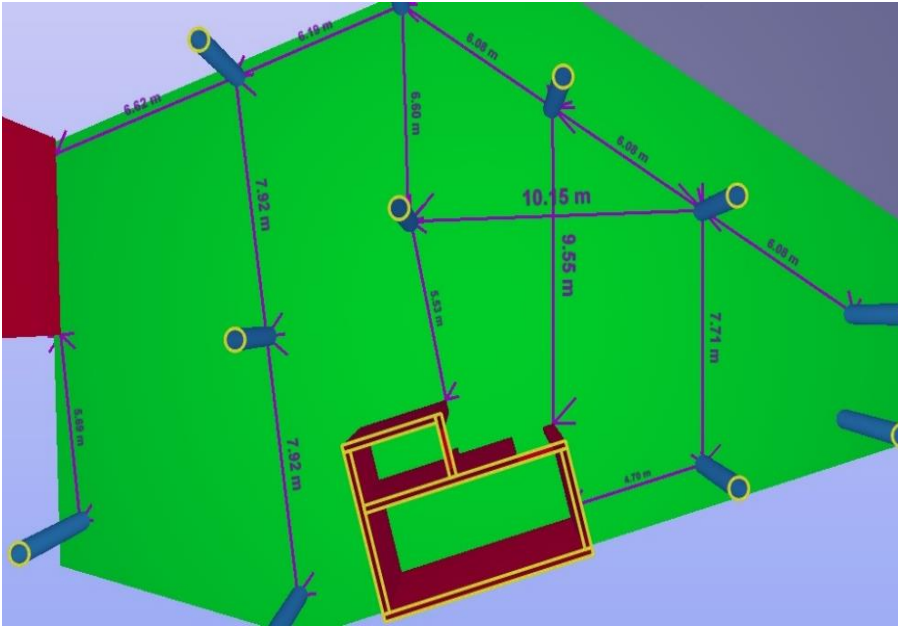
Grunnforholdene på tomten er krevende, på grunn av flere nedgravde konstruksjoner som det må tas hensyn til. Akerselva går i kulvert vest for bygget, og det er også flere kulverter for vann og avløpssystemet i nærheten til bygget, og det er omkringliggende bygninger som det må tas hensyn til ved utgraving og fundamentering. Det er mulig at en vridning av referansebyggets akser slik at byggets plassering er optimalt i forhold til underliggende konstruksjoner ville kunne forenklet fundamenteringsarbeidene, og redusert materialbruk her. Det er imidlertid ikke valgt å gå videre med dette, da det er utenfor oppgavens omfang, samt at et brukbart og troverdig resultat ville krevd en dyp analyse av grunnforhold på tomten, og ulike fundamenteringsmuligheter. Bygninger bestående av flere blokker med ulik høyde vil føre til ulik vekt og belastningen på grunnen. Dette kan gi ujevn fundamentsetning hvilket kan påføre store tvangskrefter i bygget, som kan føre til oppsprekking. (Larsen, 2014) Gullhaug torg er imidlertid foreslått fundamentert av RIB Astrid Pihl med stålkjernerpeleler til fast fjell, (Skanska & Snøhetta m/fler, 2015) og da kan en anta neglisjerbare fundamentsetninger og det samme fundamentet kan benyttes. Det er derfor antatt at utformingen av bygget med ulike høyder ikke vil medføre oppsprekkingsproblemer som følge av fundamentsetninger, også for referansebygget.

4.1.3 Spennvidder

For at referansebygget skal beholde sin funksjon og fleksibilitet er det forsøkt å beholde de samme størrelsene på åpne arealer som er i originalbygget, hvilket forenklet betyr at spennviddene må være like store. Spennviddene må imidlertid tilpasses etter hva som er en naturlig søyleplassering i forhold til ytre geometri, og det er forsøkt å optimalisere spennvidde for reduksjon av betong og spennarmering.

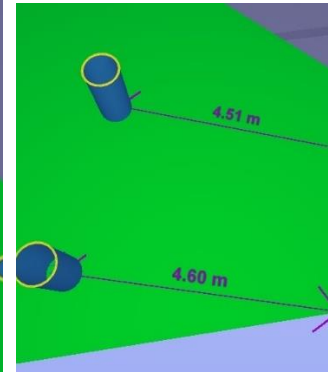
Gullhaug Torg har et komplekst bæresystem med uordnet søyleoppsett på grunn av den uregelmessige ytre geometrien. For at bygget skal beholde sin fleksibilitet er det derfor mer interessant å se på hvor store åpne arealer bæresystemet tillater enn spennvidder da de varierer mye. Utførelse av spennarmering er ikke bestemt, men det er antatt at det vil bli utført med en fordeling med 100% spennarmering over søyler i en retning og 100% i felt for alle dekker som diskutert i kapittel 3.2.1. Ut ifra søyleoppsettet er det ikke gitt hvordan kabler vil fordeles, og valg av hvordan spennarmeringen legges vil i stor grad avgjøre hvor store spennvidder bæresystemet vil få. Ut ifra disse antagelsene er det prøvd å fange opp avstander mellom konstruksjonselementer i bygget, som vist i til . For Søndre blokk er det valgt å studere 4.etasje, da etasje 1-4 er forholdsvis like, mens arealet reduseres ifra 5 etasje og oppover. De fleste spennvidder ligger på mellom 6-8 meter, og største spenn på omlag 10m. For Søndre blokk er det også en utkraging som en ser til høyre i , og er vist i detalj i . Størrelsen på denne utkragingen varierer noe mellom enkelte av etasjene, men for etasje 1,2 og 4 er den i størrelsesorden 4,5m. I referansebygget er det lagt opp søyler i alle hjørner og en slipper dermed å ta hensyn til denne utkragingen. For Nordre blokk er spennviddene vist i Figur 4-4 og vil det gi spennvidder på rundt 7m, og med maksimal spennvidde på 10m.

For å beholde fleksibiliteten til referansebygget er det prøvd å beholde samme størrelser på åpne arealer. Spennviddene skal ikke reduseres i særlig grad, men et mer ordnet søyleoppsett med jevn avstand mellom søyler tillater mindre spennvidder for å gi samme størrelse på åpne arealer. Det er tatt utgangspunkt i at det skal lages et enkelt og symmetrisk bæresystem, og det har vært retningsgivende for utformingen av bygget. I prosjektoppgave om Powerhouse Brattørkaia skrevet høsten 2015 (Sælen, 2015) ble det tatt utgangspunkt i spennvidder på 10x10m med ca. 250mm dekketykkelse, etter anbefaling ifra Steinar Trygstad i Thilt Engineering, som er normale og økonomiske spennvidder for etterspente flatdekker (Trygstad, 2015). Siden fokus i denne oppgaven er på klimagassutslipp, er det imidlertid tatt hensyn til tidligere arbeid innenfor tematikken som viser at korte spennvidder er gunstig for å redusere materialforbruk og klimagassutslipp for flatdekker. (Ollendorff, 2012) En sammenligning av spennvidder er utført på bakgrunn av Figur 3-5, og med bruk av spennvidder på 7m*7m og en

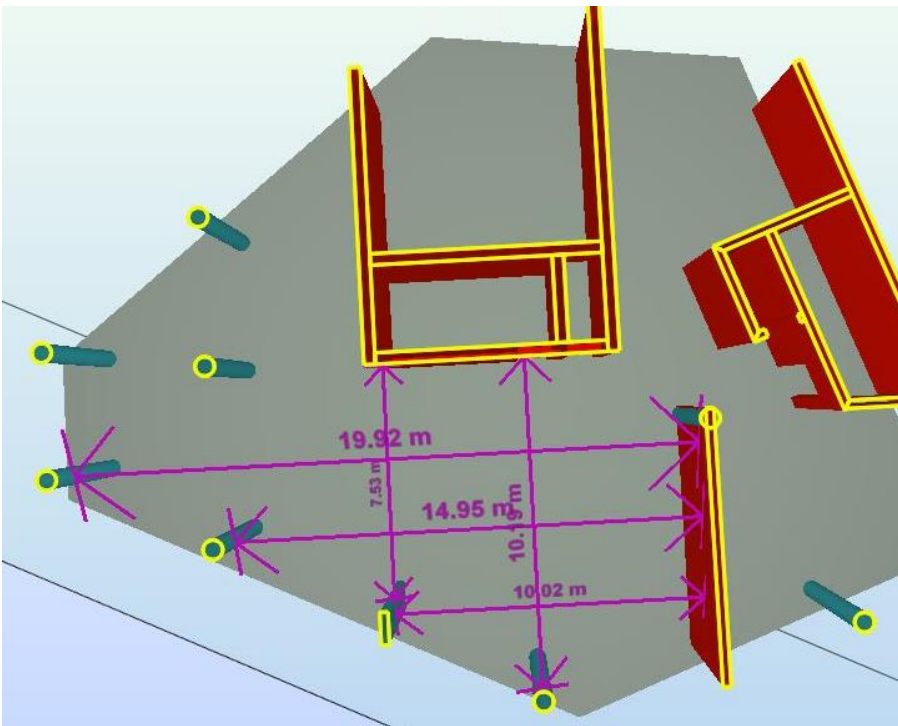


Figur 4-3 Spennvidder originalbygg

a) Søndre blokk



b) Utkraging i 4. etasje på Søndre blokk



Figur 4-4 Spennvidder Nordre blokk

dekketykkelse på 200mm, vil en kunne redusere dekketykkelsen med 20% sammenlignet med 10m*10m med dekketykkelse 250mm. En innledende analyse med gjeldende laster er gjort som viser at spennvidder på 7m*7m vil gi en reduksjon av betongvolumer ifra dekker på omtrent 25% sammenlignet med betongvolumer som er tegnet inn i BIM modell. Å velge spennvidder på 7m*7m gir flere søyler enn hva 10m*10m ville gjort, men i prinsippet vil dette gjøre at hver enkelt søyle bærer mindre last og kan dimensjoneres slankere. Større totalt søylevolum er imidlertid en naturlig følge av mindre spennvidder, men redusert volum ifra dekkene overskygger dette fullstendig (Smeplass, 2016). Det er derfor tatt utgangspunkt i spenn på 7m*7m videre i denne oppgaven, men justert for å tilpasses byggets geometri og innvendige sjakter.

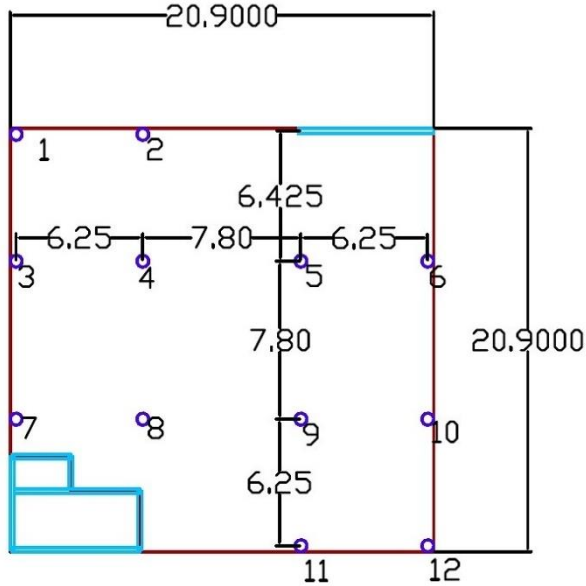
4.2 Planutforming referansebygg

For Søndre Blokk er de indre spennviddene er 7,8 m fra søylemidt til søylemidt, mens de ytre spennviddene er 0,8 ganger de indre spennvidder, altså 6,25m mellom søylemidt. Kjernen er plassert i hjørne og avstivende vegg i motsatt ende. Søyle 7 og 8 er plassert der for å beholde et enklest mulig bæresystem, og for å kunne legge rette spennkabler mellom opplegg. Disse to søylene kan muligens droppes da kjernen kan brukes som opplegg for spennkablene. Dette er imidlertid ikke vurdert nærmere da de ekstra søylene gir svært små utslag på klimagassregnskapet, men forenkler spennkabelføringen betraktelig. Med en alternativ løsning med spenn på 10m*10m, ville halvert antall søyler og ført til kun en indre søyle og gitt et svært fleksibelt bygg. For å redusere materialvolum ble dette ikke valgt.

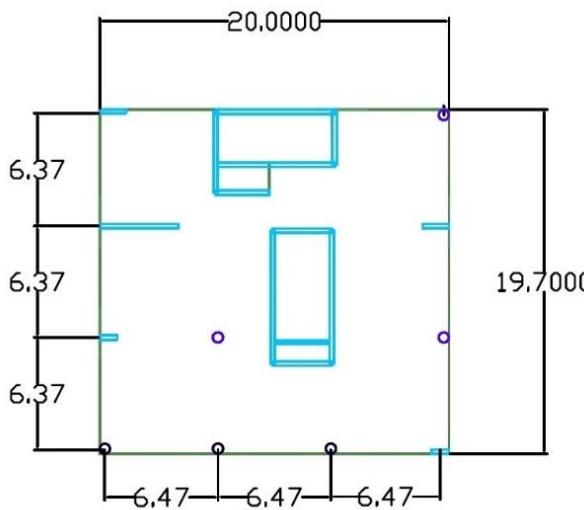
Nordre Tårn er utformet med sider på 20,0m og 19,7m. Et stort indre areal tas opp av kjernene i bygget, i tillegg sørger utriggerveggene for at det er mye veggareal som understøtter dekkene. Utriggetveggene har samme areal som i originalbygget, og er plassert i tilknytning til de samme kjernene, slik at de skal beholde sin avstivende effekt. Det er nødvendig med tre spenn i hver retning for få å kunne minimere dekketykkelsen, og dette gir små spenn. I kombinasjon med at like spenn vil gi enkel rettlinjert utførelse av konsentrerte spennkabler mellom søyler, kjerner og utriggervegger er det valgt å ha samme størrelse på alle spenn. Ut ifra en tidlig analyse av nedbøyninger i bruksgrensetilstand i ADAPT med like spennvidder i alle retninger, blir nedbøyningene størst i midtfelt til venstre, og det er derfor valgt å beholde løsning med like spennvidder.

Nordre Blokk er utformet som et rektangel med sider på 20,0m og 28,4m, og er identisk med Nordre Tårn bortsett ifra utriggerveggene er byttet ut med søyler og et ekstra spenn. Det er

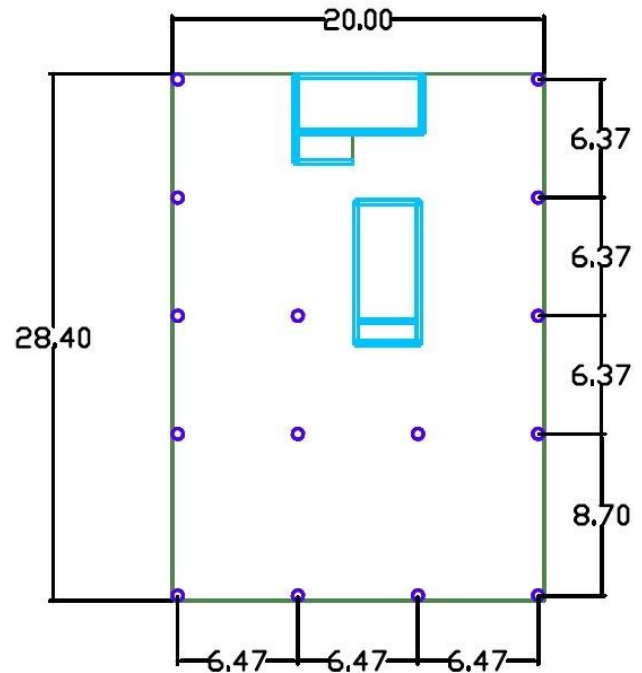
valgt å beholde samme søyleplassering i Nordre Blokk som i Nordre Tårn for å unngå utvekslingskonstruksjoner i dekket ved overgang mellom Nordre blokk og Nordre Tårn. Dette gir en utforming der største spenn er i ytterfelt, hvilket ikke er optimalt, dette er diskutert nærmere i kapittel 0 om optimaliseringsmuligheter.



Figur 4-5 Plantegninger Søndre Blokk

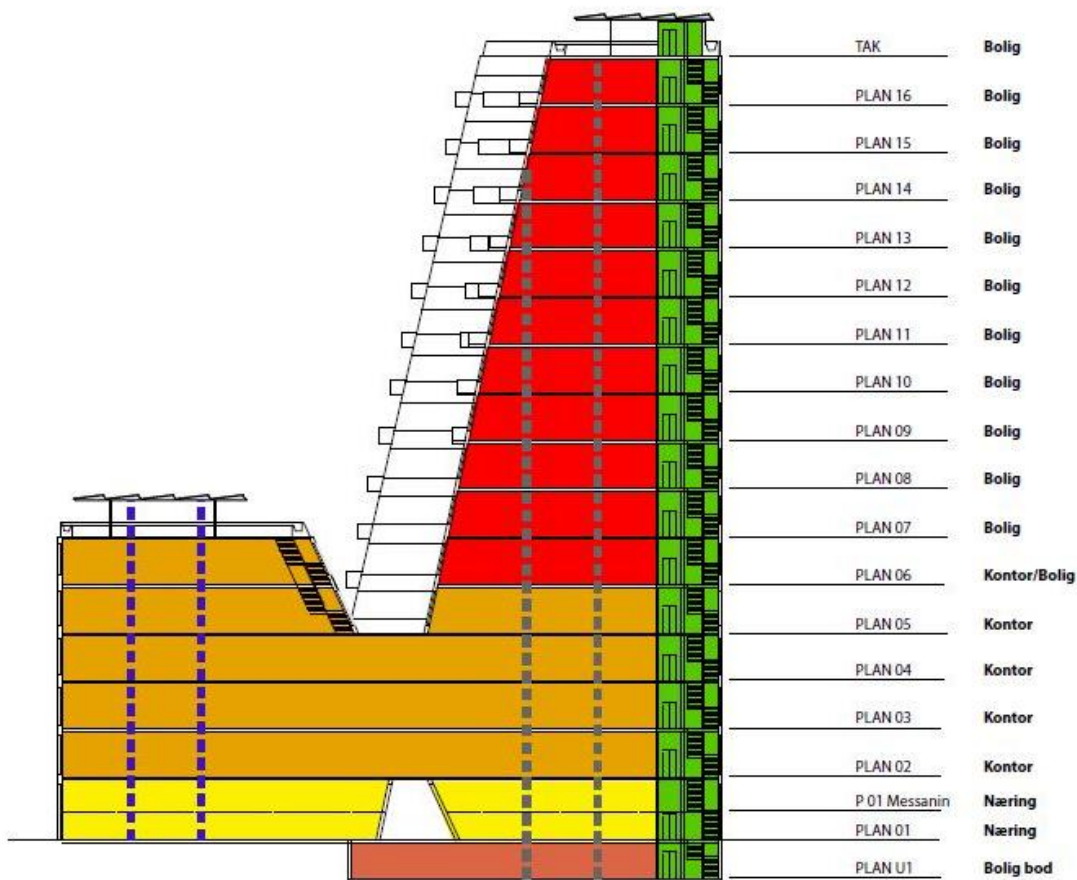


Figur 4-6 Plantegning Nordre Tårn



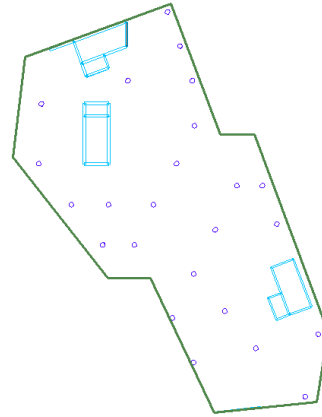
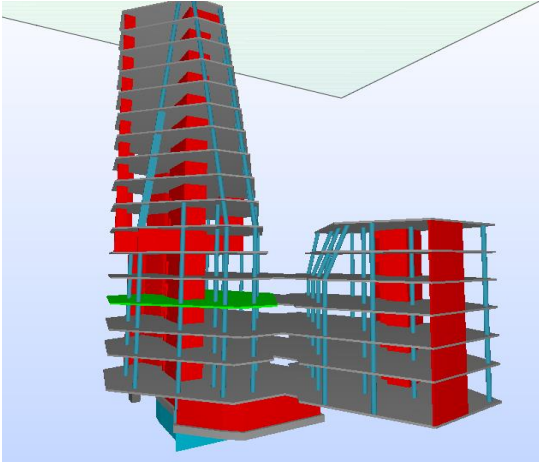
Figur 4-7 Plantegning Nordre blokk

4.3 Representative etasjer originalbygg

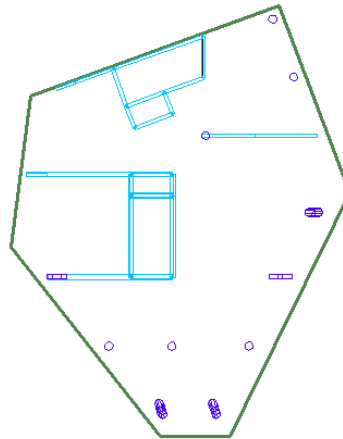
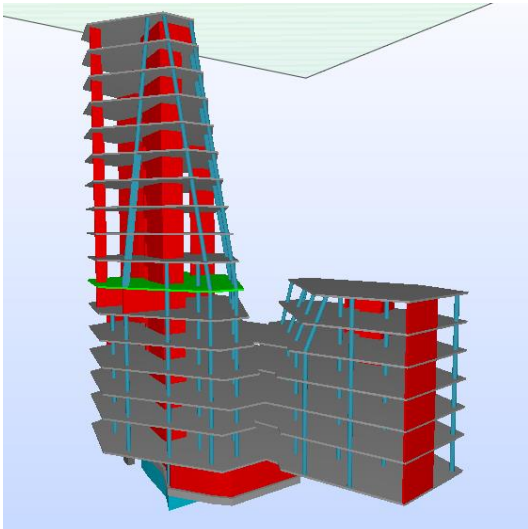


Figur 4-8 Originalbygg

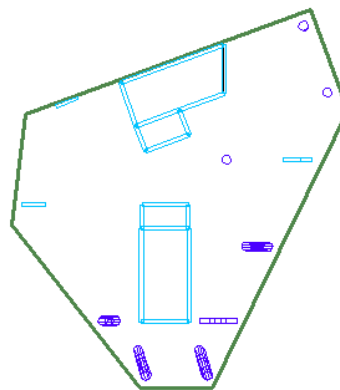
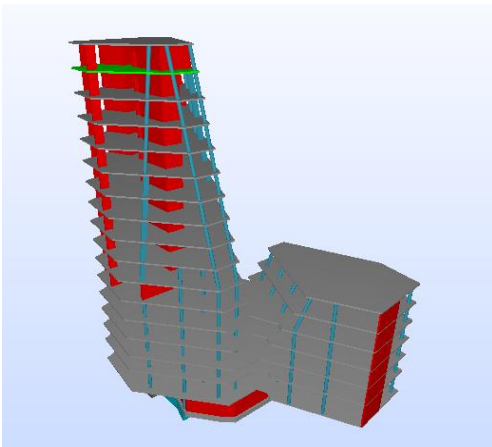
Thilt Engineering ved Steinar Trygstad har dimensjonert originalbygget for å hente ut realistiske materialvolumer. Det er tatt utgangspunkt i å beregne enkelte representative etasjer i originalbygget, og bruke disse som sammenligningsgrunnlag. De representative dekkene er beregnet og dimensjonert, på samme bakgrunn og forutsetninger som referansebygget er dimensjonert med. Nyttelastene er ulike for kontordelene, boligdelene, og næringsdelene, og det er derfor valgt å beregne en etasje i Søndre blokk, en i nordre for kontordel og to i nordre for boligdelen. For kontor arealene er hele dekket i 4. plan og søylene og veggene som støtter opp 4.plan beregnet, se Figur 4-9. For Nordre Tårn er plan 7 og plan 16 beregnet, og brukes sammen for å beskrive høyhuset på grunn av svært ulike etasjearealer. Fordi utriggerveggene støtter opp dekket i plan 7, er det valgt å ta utgangspunkt i vegger og søyler som støtter opp plan 8, da utriggerveggene gir et stort volum ifra vegger og dermed ikke gir representative mengder.



Figur 4-9 Plan 4 Kontorarealer i Søndre- og Nordre Blokk



Figur 4-10 Plan 7 Nordre Blokk – boligareal



Figur 4-11 Plan 16 Nordre tårn – boligareal

5 Dimensjoneringsgrunnlag

5.1 Generelt

Steinar Trygstad har dimensjonert dekker for originalbygget med bruk av ADAPT Floor Pro. For at mengder for referansebygget skal være sammenlignbare og troverdige, så er også de tre representative dekkene for referansebygget, som vist i kapittel 4.2 dimensjonert med den samme programvaren. For å verifisere av ADAPT Floor Pro brukes på riktig vis, blir Søndre blokk i tillegg kontrollregnet med kjente håndberegningmetoder. Videre i dette kapitlet henvises det derfor både til beregningsmetode i ADAPT og håndberegningmetoder, og i kapittel 6 Beregninger blir resultater for begge beregningsmetodene presentert og sammenlignet. Nordre Blokk og Nordre Tårn er kun beregnet med ADAPT Floor Pro. Det er ikke oppgavens hensikt å verifisere beregningsmetodikken i ADAPT, men å verifisere at bruken av programmet utføres riktig og at resultatene er troverdige, og derfor utføres det håndberegninger med kjente metoder i tillegg. Oppgaven skal sammenligne klimagassregnskapene til etterspente flatdekker med slakkarmering og med fiberarmering. Alle beregninger for løsninger med fiberarmering er imidlertid utført av Steinar Trygstad, og det blir ikke gått dypere inn på beregningsmetodikk ved bruk av fiberarmering i denne oppgaven.

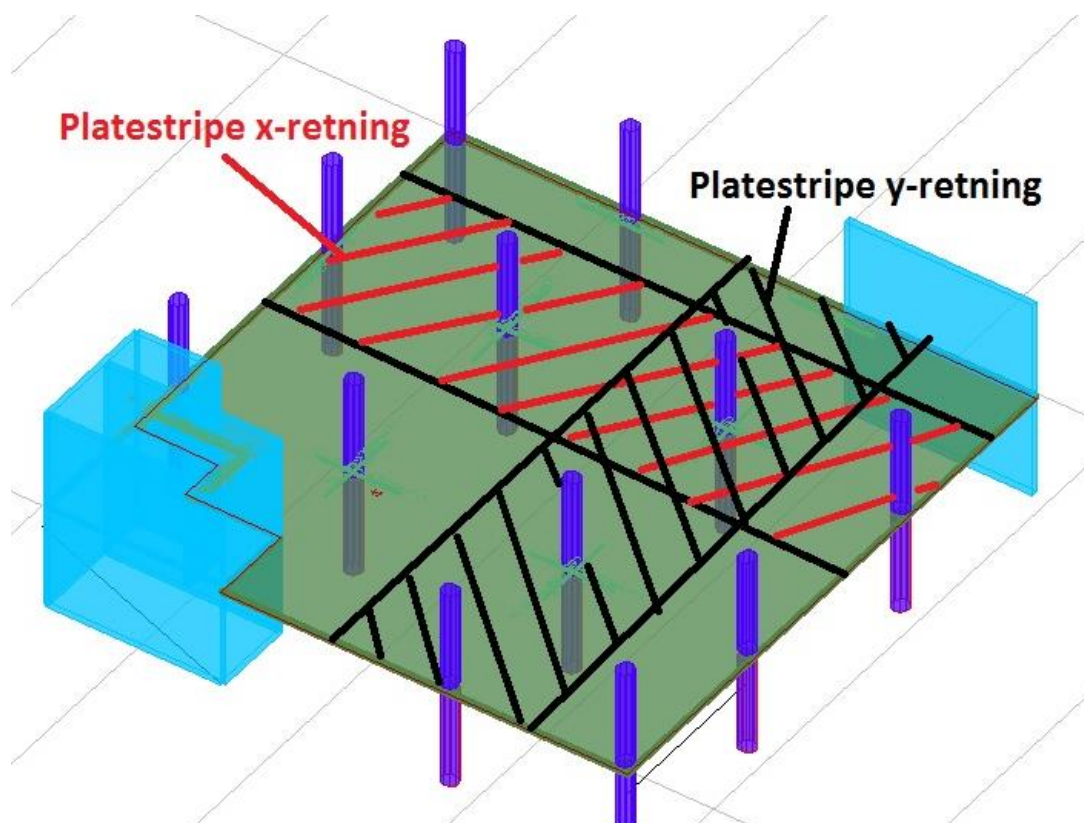
5.2 Beregningsmetode

EC2, I.1.1 anbefaler å beregne flatdekker med anerkjente beregningsmetoder som for eksempel bjelkeristmodell, bruddlinjemodell, en modell basert på elementmetoden, eller ekvivalent rammeanalyse. Ved uregelmessige søyleavstander der en ekvivalent rammemetode ikke kan brukes med rimelighet bør en annen metode basert på elastisitetsteori legges til grunn (Standard Norge, 2004).

5.2.1 Beregningsmetodikk i håndberegninger

Den ekvivalente rammemetoden er vanlig for flatdekker og baserer seg på at man deler konstruksjonen inn i rammer bestående av søyler og plateareal i både lengde og tverretning. Bredden til platestripene beregnes som halve spennvidden til hver side av søyler. Lastvirkninger beregnes med total last i begge retninger (Sørensen, 2015). For å bestemme maksimale felt og søylemomenter er en nødt til å ta hensyn til ugunstigste feltplassering av nyttelasten, og det forutsettes bruk av et rammeprogram for statisk beregning av rammer (Sørensen, 2015).

Håndberegningene baserer seg på beregninger med ekvivalente rammer, der statisk beregning av rammene er gjennomført med rammeprogrammet FAP2D. EC2, I.1.1(3) anbefaler at ved beregning av flatdekker med ekvivalent rammemetode bør platestripene videre deles inn i søyle- og feltstriper og bøyemomentene fordeles ulikt over disse stripene. Ved beregning av slakkarmerte flatdekker er det vanlig å bruke momentfordeling etter Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 33 (Sørensen, 2015), vanlig beregningsmetode for etteroppspente flatdekker tar imidlertid ikke hensyn til denne typen momentfordeling (Kanstad, 2016 a). Figur 5-1 viser ADAPT modellen for Søndre blokk, og de skraverte feltene viser platestripene som er kontrollberegnet med ekvivalent rammemetode i x- og y-retning.



Figur 5-1 Søndre blokk

5.2.2 Beregningsmetodikk i ADAPT Floor Pro

ADAPT Floor Pro er et beregningsprogram for betongbygninger, og er utviklet for å dimensjonere både slakk- og spennarmerte konstruksjoner. Programmet har tredimensjonal visning og benytter elementmetoden for sine beregninger. For å kunne sammenligne resultater med håndberegninger er det en forutsetning å kjenne til hvordan programmet er bygd opp og fungerer.

Beregningsgangen starter med å lage en fullstendig 3D-modell av strukturen, enten for hele bygget eller kun en etasje, som vist i Figur 5-1. I denne oppgaven er det kun regnet på enkeltetasjer, da det ikke gjennomføres globale analyser. En gir input til programmet på materialeegenskaper og modellen bør valideres under egenvekt, før design kriterier, laster og lastkombinasjoner spesifiseres. Design-kriterier innebærer blant annet å spesifisere hvilken bygningsstandard dimensjoneringen skal følge, men en har også mulighet til å justere dette eller bestemme egne kriterier som skal ligge til grunn. Deretter legges eventuell ønsket mengde slakkarmering inn, som for eksempel armeringsnett i bunn av dekket. Spennkabler legges deretter inn manuelt, men kan også beregnes nøyaktig i ADAPT PT, en annen programvare fra samme utviklere. Det er imidlertid ikke gjort i denne oppgaven. En gir inn ønsket lastandel som skal balanseres av spennkabler, og ADAPT Floor Pro beregner nødvendig mengde spennarmering og eksentrisiteter, men det krever imidlertid kunnskap og tilpasning for å produsere et bra design for hele dekket. Deretter bør modellen verifiseres igjen, og en kan nå kjøre en full FEM-analyse og få ut alle dimensjonerende krefter.

For å designe modellen hensiktsmessig må en lage «support-lines» og «design-sections» i modellen. Support-lines legges gjennom oppleggspunkter i søyler og vegger i både x- og y-retning, og programmet fordeler automatisk lastareal som skal bæres i begge retninger av hver support-line til design-sections. Fordeling av areal baserer seg på geometri, og fordeles med halve spennvidden til hver side. Parallellen til platestriper i rammemetoder er tydelig, men i motsetning til i den ekvivalente rammemetoden brukes ikke disse design-stripene til å beregne laster, men kun til design av dekket og til å fremstille informasjonen på fornuftig vis. Etter å ha laget «support-lines» og fått utformet fornuftige «design-sections», kan en designe alle «design-sections» ut fra de valgte design-kriterier. Etter dette kan en gå så mange runder en ønsker med å optimalisere designet. ADAPT beregner for eksempel nødvendig armeringsmengder ut fra alle lastkombinasjoner, og en kan også gjennomføre gjennomlokningskontroll og få ut nødvendig armeringsmengder for dette. Resultatene presenteres på flere ulike vis, blant annet som 3D-grafikk men også som 2D-diagrammer for hver design-sections.

Beregningsmetodikken for elementmetoden som brukes i ADAPT Floor Pro er ikke så sensitiv ovenfor densiteten og størrelsen på mesh-inndelingen som brukes. Generelt sett er det anbefalt å dele hvert spenn inn i hvert fall 6-8 deler, eller bruke en celle-størrelse på maksimum 1,2m i ADAPT Floor Pro. Dette er godt dokumentert gjennom tekniske notater ifra utgiverselskapet ADAPT Structural Concrete Software System, og teorien for beregningsmetoden og elementformuleringen som støtter opp dette virker troverdig. (Adapt, 2004). Det er imidlertid utført kontroller av dekkene hvor de først er beregnet med 1,2 m-1,5m

cellestørrelse, og deretter med bruk av finere mesh for å kontrollere at løsningene konvergerer. Det viser seg imidlertid at valg av cellestørrelse gir forholdsvis stort utslag på hvor mye last som oppgis som balansert, og for de endelige analysene er det brukt cellestørrelser på mellom 0,3m og 0,5m. Dette krever lite ekstra prosesseringstid ifra programmet, og vil gi noe mer korrekte beregningsresultater.

En har stor mulighet til å velge hva slags type elementer programmet skal bruke for å generere mesh, men som standard bruket programmet sparsommelig mesh, sammensatt av firkantete skallelementer for alle horisontale dekkelementer. Søylar og bjelker er sammensatt av rammelementer langs deres lengdeakse. Vegger representeres som vertikale skall elementer, på samme måte som de horisontale dekkene, og de har stivhet i planet og ut av planet beskrevet i sin elementformulering. Det ligger utenfor oppgavens hensikt å gå dypere inn i beregningsmetodikken til programmet, da resultatene uansett er kontrollert opp mot kjente håndberegningmetoder.

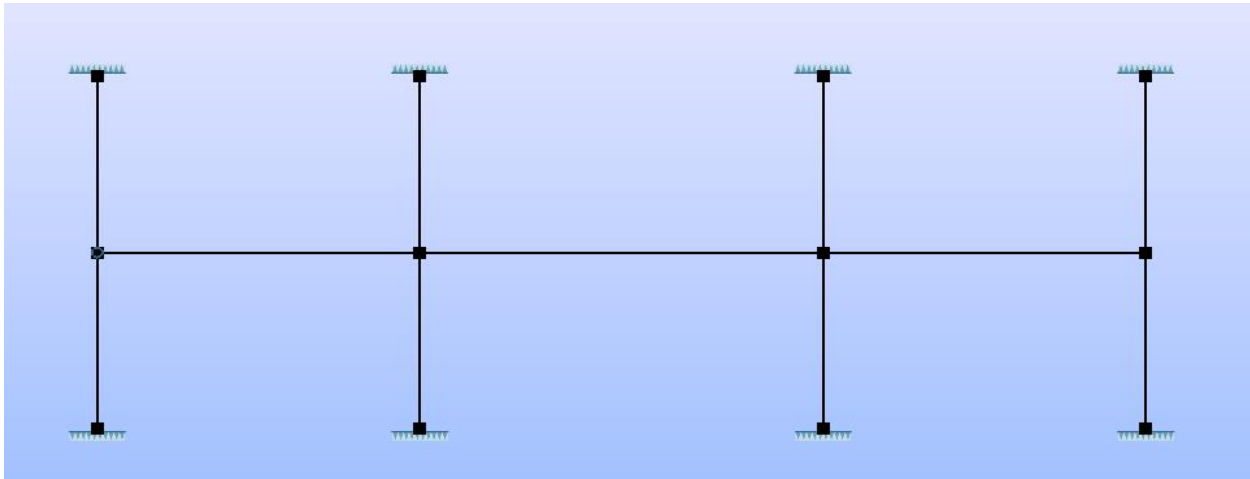
5.3 Konstruksjonsmodell

5.3.1 Forbindelser og knutepunkter

Flatdekker er plater som er lagt direkte oppå søylene, eventuelt med forsterkningsplater under, og det er vanlig å anse dette som en momentstiv forbindelse (Sørensen, 2015), og søyle dekke forbindelser er modellert som momentstive for håndberegninger og med ADAPT Floor Pro. Forbindelsene mellom vegger og dekke er det antatt at det utføres med glidesjikt mellom vegg og dekke for å motvirke fastholdning av dekket ifra temperatur, kryp og svinnendringer og ifra deformasjonslast ifra oppspenning av kabler. (Lunde, 2015) I prinsippet vil dette føre til en forbindelse som er en kombinasjon av leddlager og momentstiv. Det er imidlertid valgt å modellere vegg-dekker forbindelsene som fritt opplagt, med fri forskyvning og rotasjon om veggens kortside (Lunde, 2015) (Kanstad, 2016 b). Det er viktig at forbindelser som antas som fritt opplagte dimensjoneres for å sikre at forbindelsen tillater rotasjon, samtidig som det har tilfredsstillende kapasitet for å overføre aksial og skjørkrefter, samt unngå opprissing, (Aalami Bijan O., 2003). Det er imidlertid antatt at dette løses greit, og er ikke videre diskutert da dette ligger utenfor oppgavens omfang.

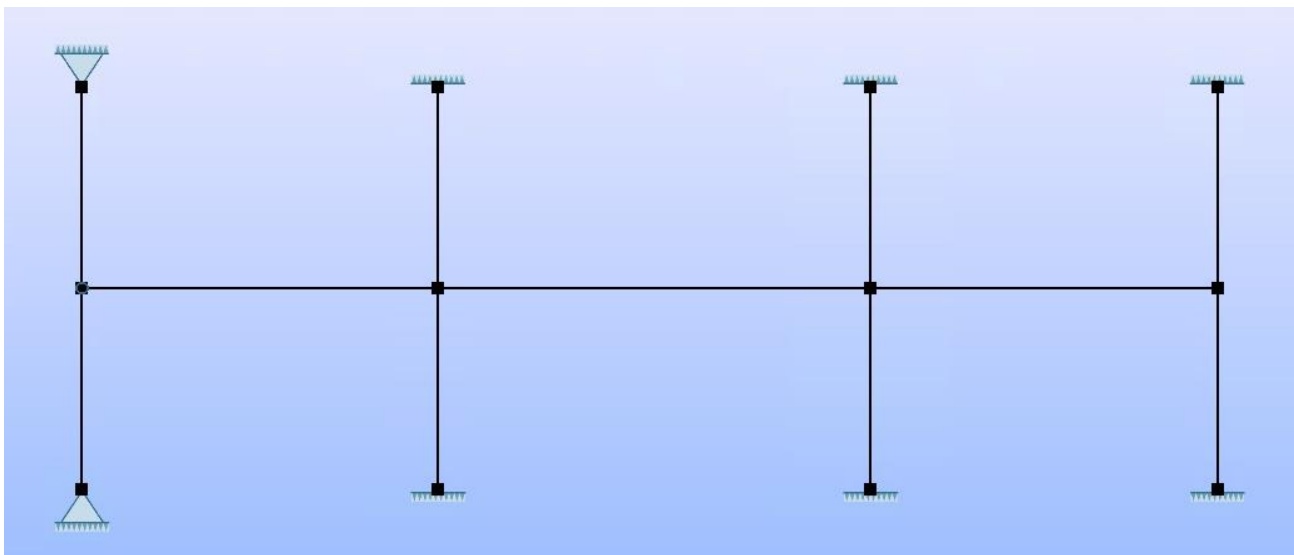
Figur 5-2 viser rammemodellen for platestripen i x-retning, der forbindelser mellom dekket og søylene er modellert som momentstivt. Figur 5-3 viser rammemodellen for platestripen i y-

retning, der forbindelser mellom søyler og dekke er modellert som momentstive, mens forbindelsene mellom vegg og dekket i enden av rammen modellert som leddlager.



Figur 5-2 Rammemodell x-retning

Knutepunktene mellom dekke og søyler er modellert som momentstive.



Figur 5-3 Rammemodell y-retning

Knutepunktet mellom dekke og søyler ved venstre endeopplegg er modellert som leddlager, mens knutepunkter mellom dekke og søyle for de tre høyre forbindelsene er modellert som momentstive.

5.3.2 Platemodell

Hvor mye last som bæres i hver retning av en plate bestemmer om platen burde beregnes som enveis- eller toveis plate. Lastbæring i hver retning avhenger av en rekke faktorer som blant annet geometrien til dekket, utførelse av slakk- og spennarmering, størrelse og form på laster og om dekket er i uopprikket eller opprikket tilstand (Aalami, 1993). At et dekke er en toveisplate betyr at lastene bæres i to retninger og at det dermed blir bøyemomenter i to retninger, i

tillegg til torsjonsmomenter. En enveisplate er en plate der bøyemomenter i en retning er betraktelig større enn i motsatt retning. Vanlig praksis er at hvis forholdet mellom spennvidder i x- og y-retning er større enn 3, så beregnes platen som enveisplate (Sørensen, 2015). For etterspente dekker avhenger valg av beregningsmetode også av hvordan trykkspenninger ifra spennkabler påføres dekket (Aalami, 1993). For eksempel burde etterspente flatdekker med konsentrerte kabler over søylestriper i begge retninger beregnes som toveisplate. Dekker med konsentrerte kabler i søylestriper i en retning og fordelte kabler i felt i motsatt retning kan beregnes som enveisdekke, som er støttet av «bjelker» med konsentrert spennarmering (Collins, 1991) (Kanstad, 2016 a). For flatdekker vil imidlertid ofte midtfelt bli de mest kritiske feltet, og i henhold til Aalami vil ikke kabelutformingene spille inn på hvordan man skal beregne midtfelt, fordi krefter ifra spennkabler vil føre til konstant spenning, og dermed oppførsel som ved en toveisplate. (Aalami, 1993). Om et etterspent dekke skal dimensjoneres som en en-veis eller to-veis plate avhenger dermed av mange variabler, men generelt sett så kan begge platemodeller gi akseptable design. For referansebygget er spennviddene like i alle retninger, og dekkene er beregnet som toveis dekke i ADAPT-modellen, men er beregnet som enveis dekke med den ekvivalente rammemetoden i håndberegninger.

5.4 Laster

Opptredende karakteristiske laster for bygget er oversendt ifra RIB i prosjektet Astrid Pihl. Disse lastene er grunnlag for utregningene i både originalbygget og referansebygget. Påførte egenlast og nyttelaster for både kontorarealer, boligarealer og forretningsarealer i 1.plan er oppgitt ifra RIB. Videre er også snølast på tak oppgitt, hvilket er brukt i søyledimensjonering. Egenlast for betongdekket er beregnet ut ifra dekketykkelsen og densiteten til betong i både håndberegninger og i ADAPT. Det er antatt at laster ifra avrettingslag er inkludert i påførte egenlast, og dette er ikke med i beregningene av egenlast.

5.4.1 Lastkombinasjoner

Bruddgrensetilstand:

I bruddgrensetilstanden dimensjoneres det for styrkekombinasjoner som kan gi brudd eller for store deformasjoner i konstruksjonen eller i konstruksjonsdeler. I henhold til ECO, 6.4.3.2 skal det i bruddgrensetilstand tas hensyn til den mest ugunstige lastkombinasjonen. Krefter ifra spennkabler i etterspente flatdekker fører til tvangsmomenter som må inkluderes i dimensjonering. Avhengig av om tvangsmomentene gir et tillegg eller en reduksjon til de dimensjonerende momentene i et snitt, så må en ta hensyn til gunstig eller ugunstig lastfaktor

for tvangsmomentene, gitt i EC2. EC0, 6.4.3.2 gir lastkombinasjoner for bruddgrensetilstand som:

Ligning 6.10 a)

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_i \gamma_{q,i} \psi_{0,1} Q_{k,i}$$

Ligning 6.10b)

$$\sum_j \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_i \gamma_{q,i} \psi_{0,1} Q_{k,i}$$

Oppspenningstilstand

I oppspenningstilstanden skal det kontrolleres at konstruksjonen ikke går til brudd ved oppspenning før egen og nyttelaster påføres, og er relevant for spennarmert betong, som vil få momenter på motsatt side i forhold til i andre dimensjonerende tilfeller i bruddgrensetilstand. Oppspenningstilstanden er antatt tilstrekkelig og ikke kontrollert etter råd fra veileder Kanstad (Kanstad, 2016 b).

Bruksgrensetilstand – Service limit state

I bruksgrensetilstanden skal det påvises at dimensjonerende verdier for lastvirkning ifra en relevant lastkombinasjon ikke overskrider et gitt brukbarhetskriterium. Brukbarhetskriterier er hentet ifra tillegg A til EC0 og EC2. For å ta hensyn til langtidsvirkninger og konstruksjoners utseende anbefaler EC0, 6.5.3(2)c) å ta hensyn til den kvasi-permanente lastkombinasjonen:

$$\sum_j G_{k,j} \text{ “+” } P \text{ “+” } \sum_i \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

5.4.1.1 Lastkombinasjoner i ADAPT

De samme lastkombinasjoner er brukt for beregningene i ADAPT, men med noen tilpasninger. ADAPT Floor Pro er utviklet med bakgrunn i amerikanske standarder, og i henhold til den amerikanske standarden ACI-318, 1995 trenger ikke tvangsmomenter å inkluderes med lastfaktor annet enn 1,0 for alle bruddgrensekombinasjoner når man regner med elastisitetsteori. Dette begrunnes blant annet med at oppspenningskreftene er kjent mye mer presist enn hva størrelsen på egen og nyttelast er (Aalami, 2010). Det er derfor ikke mulig å bruke både gunstig og ugunstig lastfaktor i en og samme lastkombinasjon i ADAPT Floor Pro. Ønsker en å ta hensyn til både gunstig og ugunstig lastfaktor for tvangsmomenter, så kan dette løses ved å lage flere lastkombinasjoner med ulike verdier lastfaktoren. Det er imidlertid ikke uvanlig å kun bruke lastfaktor 1,0 i Norge heller (Kanstad, 2016 b), og Steinar Trygstad dimensjonerer originalbygget på dette viset (Trygstad, 2016). Det er derfor valgt å bruke

tvangsmomenter uten lastfaktor videre i beregningene i ADAPT, mens håndberegningene utføres med gunstig og ugunstig lastfaktor.

I ADAPT skilles det mellom hvordan tvangsmomenter tas hensyn til i bruksgrensetilstand og i bruddgrensetilstand. I bruksgrensetilstand brukes loadcasen «prestressing» som tar hensyn til forskyvninger og spenninger i konstruksjonen ifra spennarmeringen. I bruddgrensetilstand brukes loadcasen «hyperstatic» som kun tar hensyn til tvangsmomenter fra oppspenning, og som ikke gir korrekte verdier for forskyvninger, og derfor ikke må brukes i bruksgrensetilstand.

5.4.2 Ugunstig plassering av nyttelast

For håndberegninger sees det på rammemodeller og ugunstig lastplassering tas hensyn til på normalt vis. I ADAPT legges det inn såkalte «skip patterns» for å ta hensyn til ugunstig lastplassering, hvilket gjør at man kan manipulere nyttelasten til å kun opptre i enkelte spenn, eller opptre med en reduksjonsfaktor i enkelte spenn. Det er sett på flere ugunstige plasseringer av nyttelast, og programmet analyserer hvert tilfelle for seg, i tillegg dannes en løsning som kombinerer alle de ulike tilfellene med ugunstig nyttelast. Dette tilfellet tas hensyn til i bruks og bruddgrensetilstand, og det dimensjoneres dermed for alle ugunstige plasseringer av nyttelast, hvilket er konservativt.

5.5 Spennkraft

5.5.1 Største spennkraft

EC2, 5.10.2(1)P setter begrensning for den største kraften som kan påføres en enkelt spennkabel i aktiv ende under oppspenning.

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

$$\text{der: } \sigma_{p,\max} = \min(k_1 * f_{pk}, k_2 * f_{p0,1k})$$

EC2 5.10.2(2) tillater imidlertid overspenning hvis den påførte jekkraften kan måles med en et maksimalt avvik på 5%, noe det er antatt videre. Maksimal spennkraft kan da økes til:

$$P_{\max} = A_p * k_3 * f_{p0,1k}$$

5.5.2 Initiell forspenningskraft

EC2, 5.10.3(2) angir imidlertid at den resulterende spennkraften, etter at de umiddelbare tap er trukket ifra, som påføres betongen umiddelbart etter oppspenning burde ikke overskride:

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

$$\text{der: } \sigma_{pm0}(x) = \min(k_7 * f_{pk}, k_8 * f_{p0,1k})$$

5.5.3 Spenningsøkning i bruddgrensetilstand

I henhold til EC2 5.10.8 er det i bruddgrensetilstand nødvendig å ta hensyn til deformasjon av hele konstruksjonen for konstruksjonsdeler med spennkabler uten heft. Forutsatt at spennkablene ligger på strekksiden både i felt og over støtte kan man etter EC2, NA.5.10.8(2) anta at spenningsøkningen ifra den effektive forspenningen blir:

$$\Delta\sigma_{p,ULS}=100\text{MPa}$$

Det er krevende å vite om ADAPT tar hensyn til økning av spenninger i spennarmeringen som følge av deformasjon av konstruksjonen. Det er imidlertid ingen mulighet for å legge inn dette kravet manuelt, og det er ikke funnet spennkraften økes ifra den inngitte oppspenningskraften.

5.5.4 Tap av spennkraft:

Ved oppspenning av spennarmeringen måles jekkraften av på jekken, men av ulike årsaker må denne kraften reduseres i beregningene, på grunn av tap som oppstår. EC2 skiller mellom umiddelbare tap og tidsavhengige tap. I henhold til EC2 5.10.3(3) bør de følgende umiddelbare tap tas hensyn til:

- Tap som skyldes betongens elastiske deformasjon
- Tap som skyldes kortidsvirkning av relaksjon
- Tap som skyldes friksjon
- Tap som skyldes låsetap i forankringen

For tidsavhengige tap anbefaler EC2 5.10.6 at man tar hensyn til tap som skyldes

- Kryp og svinn i betong
- Relaksjon av stål

Temperaturdifferanser kan også føre til spennkrafttap men dette er mer aktuelt for spennarmering med heft, og spesielt aktuelt for produksjon av føroppspente elementer. (Sørensen, 2015)

5.5.4.1 Umiddelbare tap

Låsetap i forankringen

Låsetap oppstår når spenntauet er ferdig oppspent med en hydraulisk jekk i aktiv ende og skal låses fast permanent. Det føres da kiler inn av jekken, og det vil oppstå et visst tap av spennkraft her. Spenneteknikk oppgir i sine brosjyrer et konstant låsetap på ca. 4mm ved bruk av hydraulisk jekk. (Spenneteknikk, 2011) Videre må låsetapet regnes om til krafttap, og dette gjør også låsetapet avhengig av lengden og profilen på spenntauet. For meget korte spenntau har

låsetapet betydning for utnyttbarheten til spennarmeringen, mens det for lengre tau kompenseres for ved å øke jekkraften. Tap av tøyningdifferanse oppstår enten før heftforbindelse er etablert, eller når det ikke er heftforbindelse mellom betong og spennarmering som i et etterspent flatdekke (Sørensen, 2015).

Friksjonstap

Mellom spennarmering og utsparingsrørene som det er tredd inn i vil det oppstå friksjonskrefter som motvirker en fri glidning av spennarmeringen i rørene. Enkle spenntau i plastrør med fettmasse som brukes i etteroppspente flatdekker vil ha en lav friksjonskoeffisient sammenlignet med spenntau i utsparingsrør av korrugert stålblikk. For spennarmering som legges med ulike eksentrisitet vil det oppstå normaltrykk ifra spennarmeringen mot utsparingsrøret på grunn av spennenshetens kurvatur, hvilket kalles kurvatureffekt. På grunn av at spennarmeringen støttes punktvis av armeringstoler eller annen armering på byggeplass, vil det aldri få en ideell kurvatur eller plassering, og det vil oppstå tilleggskrumninger som følge av dette, hvilket fører til friksjonskrefter som kalles lengdeeffekten (Sørensen, 2015).

Betongens elastiske deformasjon

På grunn av at endringer i korttidslaster i oppspenningsfasen gir det spenningsendringer i hver enkelt spennkabel. Dette kan for eksempel skyldes at spennarmeringen spennes opp suksessivt for etteroppspente konstruksjoner. Ved beregning av dette etter EC2 beregnes tapet som et midlere tap i hver spennkabel som tar hensyn til betongen deformasjon og rekkefølgen det spennes opp i.

5.5.4.2 Langtidstap

Tap som skyldes kryp og svinn

Last som virker på en betongkonstruksjon fører til at betongen trykkes sammen over lang tid og det oppstår kryptøyning i betongen. Dette kan tas hensyn til ved beregning av en langtids eller midlere E-modul som gir en reduksjon i betongens E-modul. Som følge av at betongen tørker ut over tid, vil betongen krympe, og konstruksjonen utsatt for svinntøyning som skjer uavhengig av lastnivå. Kryp og svinn i betongen fører til spenningsendring i spennarmeringen som resulterer i et spennkrafttap. (Sørensen, 2015)

Tap som skyldes relaksjon av stål

Når spennstålet utsettes for en konstant tøyning, som det gjøres i oppspente konstruksjoner, fører dette til et spenningsfall i stålet, som igjen gir tap av kraft i spennarmeringen. Hvor stort

spenningsfallet blir avhenger blant annet av typen stål som brukes, og det er vanlig å bruke tre ulike klasser for relaksjon i stålet (Sørensen, 2015).

5.5.4.3 Totalt spennkrafttap

For di alle typene av spennkrafttap er funksjoner av lengden på spenntauet og eller spenntauprofilen, så vil spennkrafttallet være forskjellig for de ulike kablene som brukes. Fordi det skal dimensjoneres tre ulike dekker, og hver av disse med mange ulike spennkabler, og ulik spennkabelføring er det ikke hensiktsmessig å beregne spennkrafttap for alle kabler. Grundige analyser av tap i hver eneste spennkabel er omfattende og krevende, på grunn av ulike lengder og profiler på mange kabler, og utføres det normalt sett ikke ved prosjektering av bygninger. Derimot tas det som regel heller utgangspunkt i at troverdige resultater kan bli oppnådd med noen forenkende antagelser. (ADAPT solution, 2000-2016)

I samråd med veileder er det derfor valgt å ikke beregne spennkrafttap, men ta utgangspunkt i et totalt spennkrafttap på 15% som er en vanlig antagelse (Kanstad, 2016 b). Ifølge Steinar Trygstad vil totalt spennkrafttap i flatdekker vil ofte ligge på rundt 15% av oppspenningskraften for flatdekker (Rø & Furnes, 2010). Videre er det antatt at spennkraften er konstant i hele spennkabelen. Som beskrevet i 5.5.4.1 vil imidlertid spennkablene være utsatt for friksjonstap, og spennkraften vil derfor bli mindre ved passiv ende enn ved aktiv ende, men konstant spennkraft er en vanlig antagelse (Kanstad, 2016 b). Da det ikke er beregnet langtidsandel av spennkrafttap, men kun et anslag på total spennkrafttap er dette brukt for å kontrollere spennkraft mot maksimal initiell forspenningskraft, dette gjelder imidlertid kun i oppspenningsfasen som ikke vurderes i denne oppgaven.

5.6 Armeringsregler

5.6.1 Overdekningskrav

Bygningen er antatt å være i eksponeringsklasse «XC1 tørt eller permanent vått», da alle dekker skal bygges inn tørt, med lav luftfuktighet. Nominell overdekning er bestemt etter er EC2, 4.4.1 for slakkarmering og spennarmering:

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta_{c,dev}$$

EC2, 4.4.1.2 (10) sier imidlertid at for spennarmering uten heft skal overdekningen bestemmes i henhold til den relevante europeiske tekniske godkjenningen. Da det i produktbladet for spenntau-systemet er beskrevet at betongoverdekning alltid må følge nasjonale bestemmelser er det ikke lagt videre vekt på dette. (Spenneteknikk, 2011)

5.6.2 Minimumsarmering

For plater gjelder reglene for minimums og maksimumsarmering gitt i EC2 9.2.1.1(1) og 9.2.1.1(3).

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d > 0,0013 b_t d$$

EC2 7.3.2 angir at i bruksgrensetilstand er det for forspente konstruksjoner ikke er krav til minimumsarmering for risskontroll der konstruksjonen er i trykk, eller der strekkspenningen er mindre enn $\sigma_{ct,p}$ ved bruk av karakteristiske verdier for forspenning og lastkombinasjon.

NA.7.3.2(4) anbefaler å sette verdien av $\sigma_{ct,p}$ lik $f_{ctk,0,05}$. Dette er imidlertid et bruksgrensekraft som gjelder i tillegg til reglene for minimumsarmerings gitt i EC2, 9.2.1.1.

5.6.3 Armeringsregler for flatdekker

EC2 9.4 angir spesielle regler for flatdekker, og angir at armering skal legges i overensstemmelse med konstruksjonsoppførsel ved normale bruksforhold, hvilket innebærer en konsentrasjon av armering over søyler. Punkt 9.4.1(2) angir at med mindre nøyaktige beregninger for bruksgrensetilstanden utføres så legges $0,5A_t$ innenfor en bredde lik summen av $0,125$ ganger spennvidden på hver side av søylen, der A_t er nødvendig armering for å ta opp hele momentet ifra platehalvdelen på begge sider av søylen. I håndberegningene er dette utført, mens det i ADAPT utføres nøyaktige beregninger for bruksgrensetilstand, og armeringsmengde beregnes på bakgrunn av dette.

5.6.4 Armeringsavstand

5.6.4.1 Kabelkanaler for etteroppspanning

EC2 8.10.1.3 angir relevante regler for utforming av kabelkanaler for etteroppspanning for at betongen skal kunne støpes uten at kabelkanaler skades, og for at betongen skal kunne motstå omlekningskreftene ifra spennarmeringen i områder med krummede kabler under og etter oppspanning.

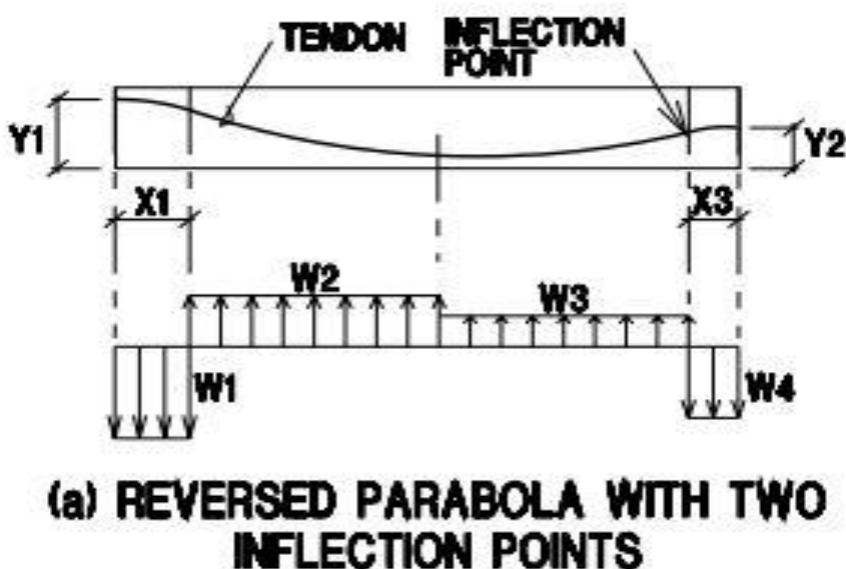
5.6.4.2 Senteravstand

EC2 9.3.1.1(3) angir største senteravstand mellom armeringstenger avhengig av om det er hovedarmering eller fordelingsarmering, der armering som er konstruktivt utnyttet regnes som hovedarmering. For områder med konsentrerte laster og største momenter, som gjelder for områder rundt søyler, så gjelder det at $s_{max,slabs}$ settes lik:

- $2h < 250\text{mm}$ for hovedarmering
- $3h < 400\text{mm}$ for fordelingsarmering

5.7 Ekvivalente krefter

Ekvivalente krefter er beregnet for spennarmering med to infleksjonspunkter, se Figur 5-4, og det er brukt karakteristiske laster i beregningene. Spennarmeringsprofilen er optimalisert i modellene i ADAPT for å balansere riktig andel av totallaster i mest kritiske spenn, det vil si midtfeltet, og deretter er eksentrisitetene i ytterfelt justert for å balansere riktig andel. Størrelsen på ekvivalente krefter beregnes med kjent spennkraft, eksentrisitet og ved bruk av formler for elementær bjelkestatikk for leddlagrede en-felts bjelker og momentstive utkragere.



Figur 5-4 Bjelke med to infleksjonspunkter

[Figur: (Aalami Bijan O., 2003)]

5.8 Bruddgrensetilstand

5.8.1 Dimensjonering for moment

5.8.1.1 Dimensjonerende moment

Håndberegninger:

De dimensjonerende momentene er beregnet ut ifra rammemodeller i FAP 2D, der dekkene er modellert som momentstivt opplagt i søylemidt.

ADAPT:

Dimensjonerende momenter finnes ut ifra påførte laster, og beregning av laster ifra gitte forutsetninger for egenvekt i programmet.

5.8.1.2 Primærmoment

Primærmomentet er definert som momentet som oppstår direkte ifra spennkraft multiplisert med eksentrisiteten til spennarmeringen. Bidraget ifra primærmomentet inkluderes ikke i dimensjonerende momenter fordi det tas hensyn til i momentkapasiteten til dekket.

$$M_0 = P \cdot e$$

5.8.1.3 Forspenningsmoment

Forspenningsmomenter er beregnet ut ifra ekvivalente krefter for rammemodellene med spennarmeringsprofilen slik det er designet i ADAPT.

5.8.1.4 Tvangsmoment på grunn av forspenning

For statisk ubestemte konstruksjoner oppstår det tvangskrefter i konstruksjonen som følge av spennarmeringen. De balanserte lastene ifra spennarmeringen vil forsøke å løfte bjelken, og hvis konstruksjonen kunne beveget seg fritt ville det ikke oppstått noen tvangskrefter. I et dekke vil imidlertid opplagene på søyler og vegger føre til at dekket ikke kan bevege seg fritt, og holdes på plass av oppleggene. Dette gir tvangskrefter som må tas hensyn til i dimensjoneringen fordi de kan være av betydelig størrelser (Aalami, 2010). Siden tvangsmomentene oppstår som følge av de konsentrerte tvangskreftene som oppstår i opplagene for å holde konstruksjonen på plass vil alltid tvangsmomentdiagrammet for rammemodeller være lineært mellom alle opplagene, selv om forspenning og primærmomentdiagrammene er parabler. Summen av tvangskreftene og momentene må alltid bli null, da disse kreftene vil være de eneste som er i dekket så lenge forskalingen står og egenvekten ikke bæres av dekket selv.

Håndberegninger:

For å beregne tvangsmomentene i håndberegningene er det brukt den indirekte metoden for tvangsmomenter, som beregner tvangsmomentene som primærmomenter minus forspenningsmomenter:

$$M_T = M_0 - M_1$$

ADAPT:

For beregning av tvangsmomenter baserer ADAPT Floor Pro seg på den direkte metoden for beregning av tvangskrefter. Denne metoden baserer seg på at man finner kreftene ifra oppspenning, som omgjøres til balanserte laster. Deretter finnes tvangskreftene som oppstår i oppleggene, som videre kan brukes for å beregne moment i etter hvert punkt. Dette vil kun bli riktig hvis alle komponenter av den balanserte lasten inkluderes (Aalami, 2010). ADAPT

beregner derfor ikke primærmomenter ifra spennkablene, da det ikke er nødvendig ved bruk av den direkte metoden for å beregne tvangsmomenter.

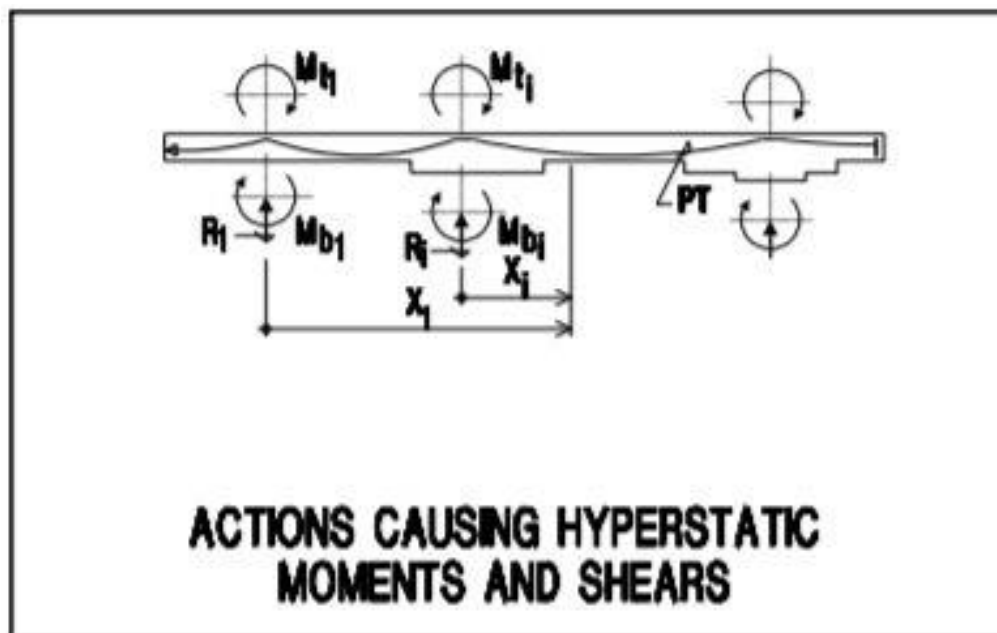
Momentene beregnes etter formelen:

$$M_{hyp} = \sum (M_{ti} + M_{bi}) + \sum (R_i * X_i) \quad (2.1.1-2)$$

der:

M_{ti} , M_{bi} and R_i er opplagerkrefter som følge av oppspenning.

X_i er avstanden til det betraktete snittet



Figur 5-5 Tvangsmomenter etter direkte metode

[Figur: (Aalami, 2010)]

Sammenligning av direkte og indirekte metoden for tvangsmomenter.

(Aalami, 2010) diskuterer og sammenligner bruken av de to metodene, og for en veisrammemodeller skal begge metodene gi samme resultater for tvangsmomenter, forutsatt at den balanserte lasten er beregnet helt korrekt, med mindre det er tilfellet kan man forvente omtrentlige verdier ifra begge metodene. Beregninger av tvangsmomenter i kontinuerlige konstruksjoner, som for eksempel dekker, medfører en spesiell utfordring fordi tvangskreftene som oppstår rundt opplagrene fordeler seg på to eller tre-dimensjonal måte som vanskelig lar seg relatere til posisjonen og kreftene i de individuelle spennkabler. Den indirekte metoden baserer seg på en en-til-en relasjon mellom forspenningsmomentet og primærmomentet ifra spennkablene for å beregne tvangskreftene og dette fører til at en ikke kan forvente korrekte tvangsmomenter med denne metoden for dekker. Den direkte metoden krever ikke nøyaktig eksentrisiteter og kraft i beregningene av de balanserte lastene når reaksjonskreftene ifra oppspenning er beregnet. Aalami går så langt som å si at den indirekte metoden ikke gjelder for

kontinuerlige konstruksjoner, og anbefaler bruken av den direkte metoden for denne type konstruksjoner. (Aalami, 2010) Den indirekte metoden er imidlertid brukt for håndberegningene, da dette er metoden som undervises ved NTNU og som er anbefalt av veileder Kanstad. (Kanstad, 2016 b). En kan derfor forvente seg noe ulike tvangsmomentdiagrammer ifra håndberegningene og ifra ADAPT, siden det er basert på ulike metodikk.

5.8.1.5 Momentkapasitet

Håndberegninger:

I y-retning ligger spennkablene konsentrert over søyler, og det er ikke å anbefale å regne med hele bredden for platestripen i dimensjonering på grunn av konsentrerte laster som oppstår ifra de konsentrerte kablene. Momentkapasiteten i y-retning beregnes derfor med halve stripebredden, mens dimensjonerende moment bestemmes med hele stripebredden. Dette er en konservativ beregningsmetode, og gir resultater til sikker side (Kanstad, 2016 a). I x-retning er kablene jevnt fordelt og hele platestripens bredde er brukt i beregningene. Trykkraften i betongen er beregnet etter likevekt mellom strekkraften i spenn- og slakkarmering som:

$$T_c = S_p + S_d$$

Trykksonehøyden beregnes etter forholdet:

$$\alpha = \frac{S_p + S_d}{0,8 * f_{cd} * b * d}$$

Det er antatt underarmert tverrsnitt, da det alltid vil være dette i etterspente dekker (Kanstad, 2016 a). Det er videre konservativt antatt at spennarmering og slakkarmering ligger i samme punkt, selv om slakkarmeringen egentlig ligger noe lenger ut i tverrsnittet. Dette gir verdier til sikker side, da den indre momentarmen reduseres. Der det er stor avstand imellom spennarmering og slakkarmering, som ved de ytre søylene, er total effektiv tverrsnittshøyde beregnet ut ifra forholdet mellom kraft i slakk og spennarmering og deres respektive effektive tverrsnittshøyder:

$$d_{\text{eff}} = \frac{d_{sp} * S_p + d_{sl} * S_{sl}}{S_p + S_{sl}}$$

Momentkapasitet er deretter beregnet etter formelen:

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

Momentkapasiteten ved søyler er beregnet over søylemidten, der de dimensjonerende momentene har sine største verdier. Ved overskredet moment ved søylemidt, er det dimensjonerende momenter beregnet ved søylekant, som er tillatt etter EC2, 5.3.2.2(3).

Momentkapasiteten ved søylekant er estimert som tilsvarende som ved søylemidt i håndberegningene. Forspenningsmomentene og dimensjonerende momenter ved søylekant er funnet i FAP-modell. Primærmomenter og momentkapasitet er antatt like som ved søylemidt, da det eneste som gir endring i disse verdiene er endringen i eksentrisitet for spennkablene på

de 300mm ifra søylemidt til søylekant, og denne endringen er neglisjerbar. Dette er imidlertid ikke helt konservativt, en forskjellene er vurdert til å være neglisjerbare.

ADAPT:

Det er valgt at ADAPT skal beregne momentkapasitet etter EC2. Modellen er beregnet som et to-veis dekke.

5.8.1.6 Kontroll av oppspenningstilstanden

I oppspenningsfasen vil det kun være krefter ifra spennarmeringen som virker på konstruksjonen, slik at spennarmeringen vil ligge i trykksonen, og det vil derfor være nødvendig å kontrollere dekket man dimensjonerer slik kapasiteten er tilstrekkelig i denne fasen. Kapasiteten beregnes med håndberegningmetoder ved å beregne noen punkter på kapasitetskurven og lage M-N diagram for tverrsnittet. En er imidlertid nødt til å beregne M-N diagrammet selv, på grunn av usymmetrisk armering (Sørensen, 2015). Det er valgt å anta at kapasiteten er tilfredsstillt i oppspenningsfasen og ikke utføre videre beregninger på dette, i samråd med veileder (Kanstad, 2016 b).

5.8.2 Dimensjonering for skjærkraft

Skjærkraftkapasiteten i et flatdekke er vanligvis mest kritisk rundt søylene der den lokale skjærkraften blir stor. Videre blir ofte kapasiteten spesielt kritisk ved kant eller hjørnesøyler, fordi det vil være stor momentoverføring fra dekke til søyle her på grunn av usymmetrisk last (Sørensen, 2015). Overskredet skjærkapasitet kan føre til gjennomlokningsbrudd hvor et kjegleformet legeme stemples ut av dekket. Skjærspenninger er en funksjon av tverrsnittarealet til dekket, og spenningene blir store ved liten dekketykkelse. Derfor kan skjærkapasitet bli kritisk for dekkene i referansebygget, på grunn av deres tynne dekker. I håndberegningene er skjærkapasitet kontrollert for en innersøyle som vil få de største opptredende skjærkreftene, men også for en kantsøyle og hjørnesøyle som er utsatt for usymmetrisk last og har de minste kontrollsnittene.

5.8.2.1 Dimensjonerende skjærkraft

Ved gjennomlokningskontroll etter EC2 skal dimensjonerende skjærkraft settes lik aksialkraft i den betraktede søylen (Sørensen, 2015). De dimensjonerende kreftene i håndberegninger er satt lik de største aksialkreftene som er funnet i søylene ved analyse av FAP-modellene i både x- og y-retning. I ADAPT Floor Pro benyttes verdier basert på lastareal og fordeling av momenter for skjærberegningene i gjennomlokningskontrollen, og ikke de deriverte av momentene fordi dette skal gi mer presise skjærverdier (Rø & Furnes, 2010). Det er ikke vektlagt å gå dypere i

beregningsmetoden til ADAPT for skjærberegningene, da skjærkreftene virker å være i samme størrelsesorden, og resultatene sammenlignes med kjente metoder i håndberegninger. Det vesentlige er å kontrollere at dekket har tilstrekkelig kapasitet, da skjærarmring utgjør videre minimale andeler av klimagassregnskapet.

5.8.2.2 Skjærkraftkapasitet:

Håndberegninger:

For å kontrollere skjærkapasiteten beregnes dimensjonerende skjærspenninger i kritiske kontrollsnitt i avstand $2d$ fra søylekant, og ved søylekant. Kontrollsnitt for sirkulære hjørne- og kantsøyler er ikke gitt i EC2, men halve- og kvarte kontrollsnittet til innersøylen er brukt for henholdsvis hjørne- og kantsøyle, og er vist i Tabell 5-1. Kontrollsnittene er sammenlignet med tilsvarende kontrollsnitt for rektangulæres søyler, og kontrollsnittene ved søylekant, u_0 , er trolig noe mer konservative enn for rektangulære søyler og vil gi svar til sikker side. Økte skjærkrefter på grunn av ubalansert moment i søylene tas hensyn til gjennom faktoren β i skjærkapasitetskontroll. Denne faktoren kan beregnes etter EC2 og er avhengig av avhengig av søyleplassering, søyledimensjon og størrelsen på momenter, men EC2 gjengir også tilnærmete β -verdier for spesielle søyleplasseringer som kan brukes som en forenkling (Sørensen, 2015). De gitte kravene for å bruke forenklingsverdiene er tilfredsstillt og disse verdiene brukes videre, og er gjengitt i Tabell 5-1 for de ulike søylene. Videre beregnes skjærspenninger etter EC2, 6.4.3(3):

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

v_{Ed} =Skjærspenning

β = faktor som tar hensyn til ubalansert moment om søyle.

V_{Ed} = skjærkraft

D =effektiv platetykkelse, som kan antas som:

$$d_{eff} = \frac{dx + dy}{2}$$

u_i =omkrets av kritisk kontrollsnitt der skjærspenninger kontrolleres.

Tabell 5-1 Kritiske kontrollsnitt

	U_1	U_0	β
Innersøyle	$u_{1.i.s} = \pi * (D + 4 * d_{eff})$	$U_{0.i.s} = \pi * D$	1,15
Kantsøyle	$u_{1.h.s} = \pi * (D + 4 * d_{eff}) / 2$	$U_{0.i.s} = \pi * D / 2$	1,4
Hjørnesøyle	$u_{1.k.s} = \pi * (D + 4 * d_{eff}) / 4$	$U_{0.i.s} = \pi * D / 4$	1,5

I henhold til EC2, 6.4.3(2) skal dimensjonerende skjærspenning kontrolleres på følgende måte:

- a) Største skjærspenning ifra konsentrerte laster ved søylens kant, eller kanten av lastflaten skal begrenses til:

$$V_{Ed} < V_{Rd,max}$$

- b) Skjærarmering er ikke nødvendig der:

$$V_{Ed} < V_{Rd,c}$$

Dette betyr at dimensjonerende skjærspenninger må kontrolleres mot dekkets skjærstrekkapasitet uten skjærarmering ved konsentrerte laster etter EC2, 6.4.4, og skal kontrolleres ved kontrollsnittene u_1 . Dersom dekkets skjærstrekkapasitet alene ikke er tilstrekkelig, betyr det at det er behov for skjærarmering. Skjærstrekkapasitet beregnes etter EC2, 6.4.4(1) som:

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

der parameterne er som gitt i EC2, se vedlegg B.7 for nærmere beskrivelse.

Gjennomlokningskapasiteten ved søylekant må kontrolleres for å unngå trykkbrudd i betongen, og beregnes etter EC2, 6.4.5(3) som angir at man må kontrollere skjærspenninger ved kontrollsnitt u_0 mot maksimal tillat skjærspenning, som er gitt som:

$$v_{Rd,max} = 0,4v * f_{cd} < 1,6v_{Rd,c}u_1 / (\beta * u_0)$$

Dersom skjærkapasiteten ikke er tilstrekkelig må en beregne nødvendig skjærarmering frem til et ytre snitt hvor skjærarmering ikke er nødvendig. Nødvendig vertikal skjærarmering per kontrollsnitt beregnes etter EC2, 6.4.5(1) som:

$$A_{sw} = (V_{Ed} - 0,75V_{Rd,c}) * s_r * u_1 / (1,5 * f_{ywd})$$

EC2, NA6.4.5(3) tillater imidlertid at man bruker skjærtrykkapasitet uten øvre begrensing som $v_{Rd,max} = 0,4v * f_{cd}$ hvis man i beregningene av nødvendig skjærarmering ser bort ifra betongbidraget (Sørensen, 2015). Dette er for eksempel aktuelt hvis det allerede er funnet ut at det er behov for skjærstrekkarmering. Nødvendig skjærarmering finnes da som

$$A_{sw} = V_{Ed} * s_r * u_1 / (1,5 * f_{ywd})$$

Omkretsen på det ytre kontrollsnitt hvor skjærarmering ikke er nødvendig beregnes som:

$$U_{out,eff} = \beta V_{Ed} / (v_{Rd,c} * d_{eff})$$

ADAPT:

Gjennomlokningskapasitet sjekkes for alle søyler ut ifra de opptredende lastene, gjennom en egen funksjon i ADAPT som heter «punching shear check». En gir input på hvor mye av minimumsarmeringen som skal brukes som skjærarmering, som konservativt er antatt lik null som i håndberegningene. Programmet oppgir deretter om kapasiteten er ok, om det må armeres mer, eller om kapasiteten til dekket ikke kan økes tilstrekkelig med armering og at

kapasiteten dermed må økes med kapitel, eller tykkere dekke. ADAPT gir deretter ut en rapport som tilsier hvor mye armering som kreves for hver søyle.

5.8.2.3 Utførelse og mengdeberegninger

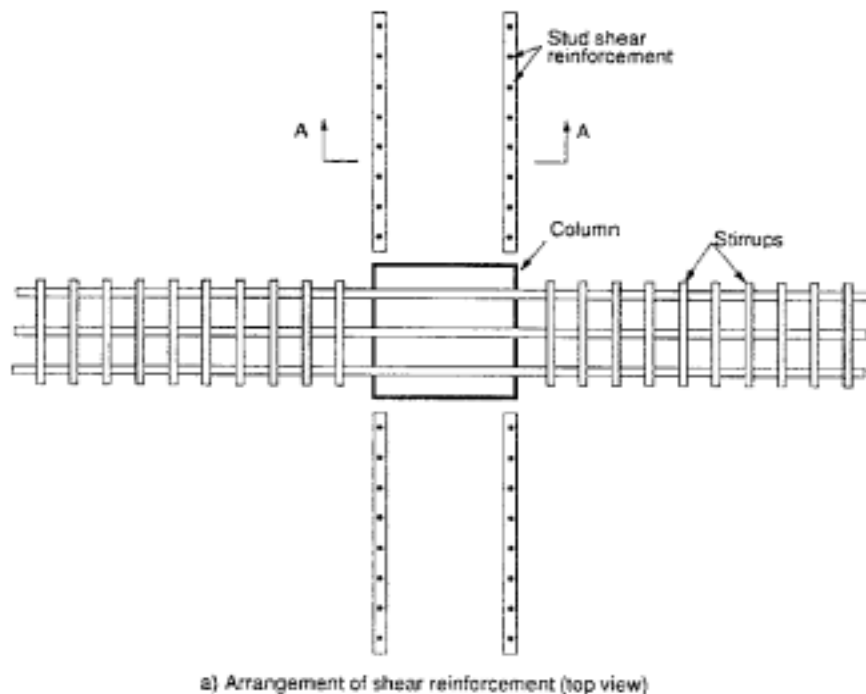
Håndberegninger:

Det er beregnet nødvendig skjærarmeringsareal for hjørnesøyle, kantsøyle og innersøyle og konservativt antatt at samme skjærarmeringsareal brukes for alle tilfeller av disse søylene. Armering er videre lagt i kvadratisk mønster, og det er antatt bruk av kroker eller lukkede bøyer for å beregne mengder.

ADAPT:

Mengder ifra ADAPT brukes videre i klimagassregnskap og mengder beregnet i håndberegning er kun for sammenligning. ADAPT beregner skjærarmering etter Figur 5-6, og en kan i designet velge mellom å bruke stirrups, eller et stud/rail system, der det første er valgt. (ACI Structural journal - technical paper, 1999). ADAPT gir kun ut antall stirrups, og diameter på armeringsjern, så for å beregne volum per stirrup er det antatt bruk av lukkede stirrups og at lengden av hver stirrup kan beregnes som:

$$L=2*søylediameter+ 2*(dekkehøyde-overdekning)$$



Figur 5-6 Skjærarmering i ADAPT

5.9 Bruksgrensetilstand

EC2 7.1(1) stiller krav til at det i bruksgrensetilstand skal kontrolleres for:

- Spennings begrensning
- Rissviddebegrensning
- Nedbøyningsbegrensning

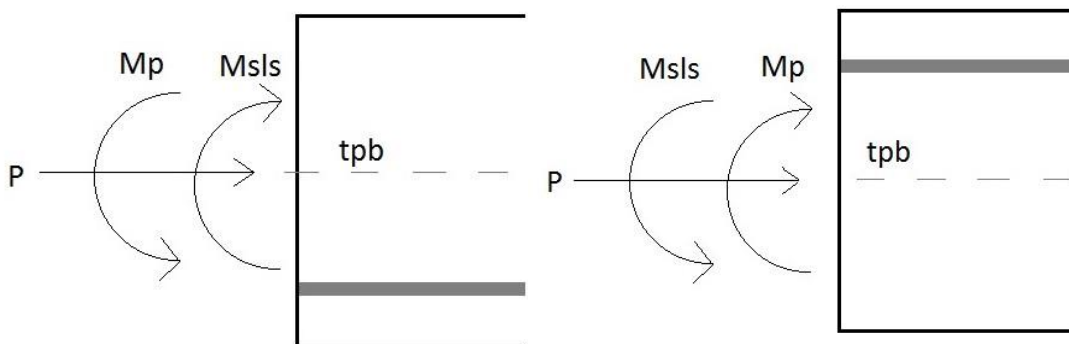
5.9.1 Spenningsbegrensning

Betongspenninger er kontrollert i feltmidt, og ved søyleopplegg. I henhold til EC2, 6.2.1(8) er det ikke nødvendig å kontrollere betongspenninger innenfor en avstand d fra kanten av opplegg. Spenninger kontrolleres i første omgang over søylemidt, som er konservativt, og deretter ved avstand d fra kanten hvis nødvendig. Det er ikke beregnet nøyaktig spenninger som følge av kryp, svinn og relaksjon, men beregningene er basert på 15% spennkrafttap i spennkabler. Det er ikke tatt hensyn til bruk av midlere E-modul da dette fører til små spenningsendringer, selv om det fører til store tøyningendringer. (Sørensen, 2015). Formel for beregning av betongspenninger er utledet fra Figur 5-7:

$$\sigma_c = \frac{P}{A_t} + \frac{MSLS}{I_t} * (y - yt) + \frac{Mp}{I_t} * (y - yt)$$

der;

y =	Avstand fra betongens tyngdepunktakse til punkt der spenning beregnes
y_t =	Avstanden mellom det armerte tverrsnittets tyngdepunktakse og betongens tyngdepunktakse
I_t =	Tregghetsmoment til transformert tverrsnitt
A_t =	Transformert tverrsnittsareal
P =	Spennkraft i bruksgrensetilstand
$MSLS$ =	Momenter i bruksgrensetilstand
M_p =	Momenter fra spennkabler



Figur 5-7 Betongspenninger a) I felt

b) Ved søyle

Trykkspenninger

EC2, 7.2 stiller krav til å begrense trykkspenninger i betongen for å motvirke at betongen risser ved splitting i lengderetning. Riss i lengderetning kan unngås hvis trykkspenninger begrenses til:

$$\sigma_c < k_1 f_{ck}$$

der NA. 7.2(2) gir at $k_1=0,6$

En kan se bort ifra krypets ikke-linearitet dersom trykkspenningene på permanent basis begrenses til:

$$\sigma_c < k_2 f_{ck}$$

der NA.7.2(3) gir at $k_3=0,45$

Strekkspenninger

EC2, 7.1(2) anbefaler å beregne spenninger ved å anta at betongen er uoprisset, gitt at ikke bøyestrekkspenninger overskrider:

$$\sigma_c < f_{ctm}$$

Dette forutsetter imidlertid at beregninger av minimumsarmering er basert på samme verdi. Dersom strekkspenningene i betongen overskrider strekkfastheten til betongen, må man ta hensyn til at betongen risser opp, og man må beregne betongspenninger i stadium II.

ADAPT

For å kontrollere betongspenninger i ADAPT gir man input på maksimal tillat trykk- og strekkspenning i betongen, og dette er tilsvarende krav som beregnet i håndberegningene. ADAPT kontrollerer hele dekket mot spenningskravene basert på lastkombinasjonen for bruksgrense, og viser hvor i dekket kravene eventuelt ikke er tilfredstilt.

5.9.2 Rissviddebegrensning

EC2 7.3 stiller krav til opprissing for å begrense at konstruksjonens egentlige funksjon eller bestandighet blir forringet, og at det ikke skal gi konstruksjonen uakseptabelt utseende. Videre gir EC2, 7.3.1(6) at for konstruksjonsdeler med spennkabler uten kontinuerlig samvirke, så gjelder krav for vanlig armerte betongkonstruksjoner, og en kan ikke regne med at spennkabler uten heft forhindrer rissdannelse. Rissviddekontroll kan utelates hvis strekkspenningene i betongen ikke overskrider strekkfastheten til betongen. For øvrig er rissmomentet funnet i vedlegg B.8 for å definere når betongen vil risse opp. Hvis strekkspenningene overskrider kravene må en kontrollere rissviddene, og sjekke at de beregningsmessige rissene er mindre en gitte krav i EC2. Dette kan en beregne ved hjelp av forenklet rissviddekontroll basert på

armeringspenning, eller ved å beregne rissviddene. Kravene til rissviddebegrensning gis i EC2 og er avhengig av eksponeringsklasse, og hvordan type armering som er i konstruksjonen.

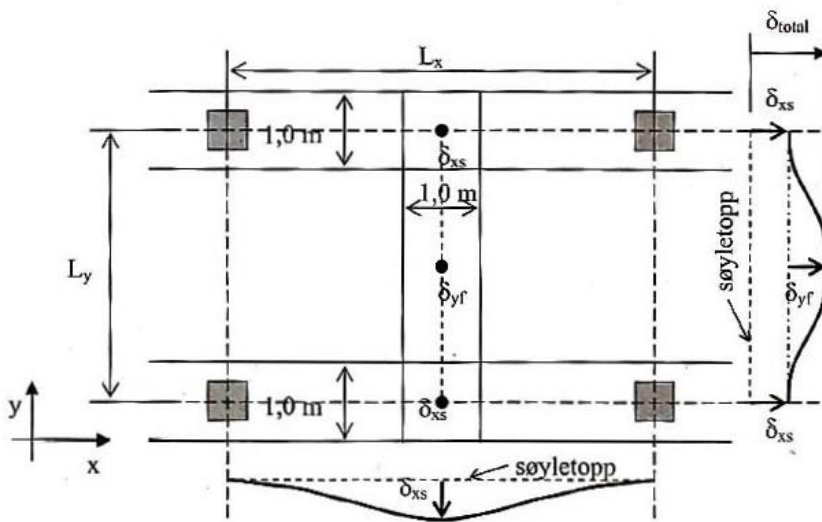
ADAPT:

ADAPT beregner eventuelle rissvidder, og kontrollerer alle riss i dekket mot grenseverdier som gis som input. Grenseverdier er hentet fra EC2, NA.7.3.1, tabell NA.7.1.N. Rissviddekontroll for strekkriser kan enkelt utføres på samme måte som i håndberegningene, ved å kontrollere at betongspenningene ikke overskrider strekkfastheten.

5.9.3 Nedbøyningsbegrensning

EC2 7.4 stiller krav til at nedbøyningene ikke skal være så store at de fører til at konstruksjonens funksjon eller utseende endres på en ugunstig måte. I henhold til EC2 skal man bruke langtidsandelene av nyttelasten for å beregne nedbøyninger, hvilket vil si at man skal bruke en kvasi-permanent lastkombinasjon. Siden en ikke skal ta hensyn til kortidsandelen av lastene, trenger en kun å se på et lasttilfelle med permanent nyttelast i alle felt (Sørensen, 2015). For nedbøyningsberegninger er det tatt utgangspunkt i at tverrsnittet forblir uopprisset for kvasi-permanent bruksgrensetilstand, og beregninger er utført med ADAPT og FAP. For beregninger ifra FAP så summeres nedbøyningene i x- og y-retning etter superposisjonsprinsippet, som vist i Figur 5-8. De utregnede verdiene sammenlignes med grenseverdiene som er gitt i EC2, 7.4.1.(4):

$$\delta_{tillat} = \frac{L}{250}$$



Figur 5-8 Nedbøyningsberegning

[Figur: (Sørensen, 2015)]

5.10 Søyledimensjonering

5.10.1 Antagelser

BIM-modellen har sirkulære søyler, og dette er brukt videre i oppgaven. Søylerne over 1.plan er noe høyere enn i resterende etasjer da det er en mesaninetasje i deler av bygget her. Det er ikke tatt videre hensyn til dette, og søylerne er dimensjonert for 3,53m etasjehøyde som gjelder i de andre etasjene.

5.10.2 Beregningsmetode for søyler i originalbygg og referansebygg

Søyler i 3.etasje i originalbygget er dimensjonert av Steinar Trygstad ved bruk av 3D-modellen ifra ADAPT Floor Pro, og dimensjonering med programvaren S-Concrete, version 11,2.3, basert påEC2. ADAPT Floor Pro er utviklet med tanke for at søyledesign skal foregå i S-Concrete, så programmene kommuniserer sammen. Søyledesign i S-concrete krever en fullstendig 3D-modell i ADAPT Floor Pro, slik at søylekrefter blir riktig og deretter kan data for hver enkelt søyle enkelt eksporteres til S-Concrete for dimensjonering. Trygstad presiserer at laster på søyler ikke er helt korrekte da det kun er vertikale laster som er tatt med, og ikke vindlaster eller laster ifra jordskjelvberegninger (Trygstad, 2016, a). Dette er imidlertid forutsetninger som er gjort generelt i oppgaven, og er likt for begge bygg.

Det er ikke valgt å bruke S-Concrete til søyledimensjonering i referansebygget. Det ble imidlertid gjort et forsøk på å utvikle en 3D-modell i ADAPT Floor Pro hvilket er tidkrevende å gjennomføre korrekt, og for å utføre FEM-analysene på 3D-modellen var det behov for mer prosessorkapasitet enn tilgjengelig på maskinen med ADAPT-lisens. Det ble ikke valgt å gå videre med dette, men heller benytte tradisjonelle beregningsmetoder for dimensjonering. Søylerne i referansebygget er beregnet med håndberegningmetoder etter EC2 og med bruk av dimensjonsløse M-N diagrammer for sirkulære søyler og laster hentet ifra ADAPT modell. For referansebygget er søylerne dimensjonert i 1.- og 3.etasje.

5.10.2.1 Laster

Mest belastede søyle i ADAPT modellene for Nordre tårn -og blokk er en innersøyle og denne er betraktet i bruddgrensetilstand for å finne dimensjonerende søylelaster. Lastene ifra Nordre tårn -og blokk er multiplisert med etasjeantallet hver av modellene representerer. EC2, 6.1(4) krever imidlertid at man må ta hensyn til geometriske avvik for trykkpåkjennte tverrsnitt. Det kreves at man bruker en minsteeksentrisitet for å beregne et minimumsmoment som det må dimensjoneres for dersom dette er større enn momenter ifra 1.ordens konstruksjonsanalyse. Minsteeksentrisitet og minsteeksentrisitetsmoment er gitt som:

$$e_0 = \max(D/30, 20\text{mm})$$

der D=diameter for sirkulære søyler

$$M_e = N_{Ed} * e_0$$

5.10.2.2 Slanke søyler

Slanke søyler kan gå til brudd på to ulike vis, enten ved materialbrudd der tverrsnittskapasiteten ikke er tilstrekkelig, eller som er stabilitetsbrudd der 2.ordens utbøyinger øker ubegrenset og fører til knekking. EC2 5.8.3.1(1) gir regler for når man kan se bort ifra andre ordens effekter, og beregne som kort søyle. For videre forklaring av formlene henvises det til vedlegg B.9 En kan beregne som søyle dersom:

$$\lambda < \lambda_{n,lim}$$

Søylene beregnes som uforskyvelige trykkstaver, siden de er momentstivt innfestet i dekket i begge ender. For uforskyvelige trykkstaver gir EC2 NA.5.8.3.1(1) grenseverdi for slankhet som:

$$\lambda_{n,lim} = 13 * (2 - r_m) * A_\varphi$$

der:

$r_m = 1$ Etter EC2 NA 5.8.3.1 (1) hvis eksentrisitetsmomentet er større enn største 1. ordens moment.

$A_\varphi = 1,0$ Ved vanlige forhold (Sørensen, 2015)

EC2 NA.5.8.3.1(1) gir videre at den normaliserte slankheten er gitt ved uttrykket:

$$\lambda_n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n_f}{1 + 2 k_a \cdot w}}$$

der:

$k_a = 1$ Etter EC2 NA. 5.8.3.1(1)

5.10.2.3 Beregningsmetode for korte søyler

Søyer påkjennes vanligvis av både aksialkraft og moment, og for innersøyer er det vanlig med toveis moment. Dette gjør at det er nødvendig å dimensjonere for et tilfelle med aksialkraft og moment om to akser. For å dimensjonere for kombinert aksialkraft og moment er det brukt dimensjonsløse M-N diagrammer for sirkulære søyler (Finnesand, 1989). Kilden er basert på dimensjonering etter den gamle standarden NS 3473, men er anbefalt av veileder (Kanstad, 2016 b). M-N diagrammene gjelder for enveis moment, og svarene er siden kontrollert etter EC2 for biaksiell tøyning. Lengde og tverrarming er beregnet etter krav i EC2, og diameter er valgt med bakgrunn i EC2 NA9.5.2(1) som angir at lengdearming ikke bør ha mindre diameter enn $\phi_{min} = 10\text{mm}$.

5.11 Dimensjonering av vegger

5.11.1 Veggdimensjoner ifra BIM-modell

Da det er antatt at avstivingsystemet i begge byggene vil være tilsvarende, er det bestemt at dette ikke skal dimensjoneres. Det er derfor tatt utgangspunkt i at avstivingsystemet ifra originalbygget også vil brukes i referansebygget, og det er kun justert slik at det passer inn i modellen til referansebygget. For Nordre tårn betyr det blant annet at utriggerveggene er noe endret og plasseringen justert. For betongmengder er det tatt utgangspunkt i vegger ifra BIM-modellen for begge bygg. Vegger er lagt inn med korrekte dimensjoner i ADAPT modellene for referansebygget, og det kan i prinsippet hentes ut volumer direkte herifra. BIM-modellen (Core Technology AS, 2015) gir imidlertid mer nøyaktige volumer, da blant annet volum av døråpninger er trukket ifra i kjernene, og totalt sett reduserer dette veggvolumene merkbart. Det er derfor brukt veggvolumer ifra BIM modellen også for referansebygget.

5.11.2 Armering i vegger

Det er tatt utgangspunkt i minimumsarmering for vegger for å beregne overslagsverdier for nødvendig armering for både originalbygg og referansebygg. Veggene er ikke dimensjonert i detalj, da dette ligger utenfor oppgavens hensikt og omfang, men et troverdig overslag for mengden armering i vegger er viktig for oppgavens helhet, og i samråd med veileder er det er vurdert at minimumsarmering for vegger gitt i EC2 9.6 kan brukes som overslag. (Kanstad, 2016 b). En aktuell årsak til brudd i vegger er skrårissutvikling og dermed skærstrekkbrudd i nærheten av opplegg, og for å unngå denne type stiller EC2 krav til vertikal og horisontal minimumsarmering i veggskiver (Sørensen, 2015). Armeringsregler gitt i EC2, 9.6 gjelder for vegger med et lengde-bredde forhold på 4 eller mer.

5.11.2.1 Vertikalarmoring

EC2 NA.9.6.2 gir minimumsarmering for vegger som $A_{s,vmin}=0,002A_c$, og når minimumsarmering er bestemmende legges halvparten av arealet på hver side av veggens etter 9.6.2(2). Da veggene bærer store laster, og spesielt i nedre del av nordre del, vil trolig ikke minimumsarmeringen være tilstrekkelig, og i samråd med veiledere er det anslått at et ok anslag kan være 2 ganger den vertikale minimumsarmeringen. Dette er imidlertid kvalifisert gjetning for å få et riktig materialvolum i beregningene, og for å produsere riktige mengder kreves full prosjektering av hele bygget, hvor det tas hensyn jordskjelvdimensjonering, som trolig vil være dimensjonerende for armeringsmengdene (Kanstad, 2016 b) (Smeplass, 2016).

5.11.2.2 Horisontalarmering

EC2 9.6.3 angir at det skal legges horisontalarmering parallelt med veggens flater på begge sider, og senteravstand bør ikke overskride 400mm. EC2 skiller mellom horisontalarmering i innervegger og i yttervegger, der kravene i yttervegger gir større armeringsmengder og skal blant annet ta hensyn til større temperaturforskjeller og fysiske påkjenninger fra utemiljø. Det skal legges fasade utenpå alle betongvegger så ingen vegger skal eksponeres direkte, og det er derfor antatt at alle vegger kan beregnes som innervegger. Det er også antatt at horisontalarmering plasseres i hele veggens høyde, da dette er vanlig praksis (Kanstad, 2016 b). Minimumsarmering for innervegger er gitt som:

$$A_{s,min} = \max(0,25 * A_{s,vmin}; 0,15 * A_c * f_{ctm} / f_{yk})$$

6 Beregninger

6.1 Materialelegenskaper

Følgende materialelegenskaper ligger til grunn for beregningene.

Betong B35

- $f_{ck}=35\text{MPa}$
- $f_{ctm}=3,2\text{MPa}$
- $E=34000\text{MPa}$
- $\gamma_s=1,5$
- $\alpha_{cc}=0,85$
- Vekt: 2400kg/m^3

Slakkarmering B500NC

- $f_{yk}=500\text{MPa}$
- $\gamma_s=1,15$
- $E_s=200000\text{Mpa}$

Spennstål

Materialdata er hentet ifra BBR VT CONA Single spenntausystem for plasstøpte etterspente betongkonstruksjoner (Spenneteknikk, 2011). Spennkablene leveres som spennkabler med 1 sentertråd og 6 utvendige tråder som vikles rundt

- $A_p=150\text{mm}^2$
- $f_{pk}=1860\text{MPa}$
- $f_{pk0.1}=1670\text{MPa}$
- $\gamma_s=1,15$
- $E_{ps}=19600\text{MPa}$

6.2 Laster

De oppgitte lastene ifra RIB Astrid Pihl er som vist i de to første kolonnene i Tabell 6-1, og verdiene for nyttelaster er i overensstemmelse med verdiene fra EC1, tabell 6.1. Siste kolonne er input til ADAPT og viser hvor stor andel av dødvekt som skal balanseres i programmet.

Tabell 6-1 Karakteristiske laster for referansebygg

Karakteristiske laster for originalbygg						
	Nyttelast [kN/m ²]	Påført egenlast innomhus [kN/m ²]	Egenlast dekke[kN/m ²]	Totalt [kN/m ²]:	50% balansert totallast [kN/m ²]:	% av total egenlast
Kontorarealer	3,0	1,3	4,7	9,0	4,5	75%
Boligarealer	2,0	1,3	4,7	8,0	4,0	67%

6.2.1 Lastkombinasjoner

Lastkombinasjoner det tas hensyn til i bruddgrensetilstand er maksimalt av:

$$\text{ULS1: } 1,35g + \gamma_p * P + 1,05q$$

$$\text{ULS2: } 1,2 * g + \gamma_p * P + 1,5q$$

der γ_p settes lik det ugunstigste av:

$$\gamma_p = 0,9$$

$$\gamma_p = 1,1$$

Gjeldende lastkombinasjon i bruksgrensetilstand er:

$$\text{SLS1: } g + P + 0,3q$$

For ytterligere beskrivelse henvises det til vedlegg B.1.

6.3 Spennkraft

For ytterligere beskrivelse av utregninger henvises det til vedlegg B.2.

Største spennkraft med 95% utnyttelse av jekkraft:

$$P_{\max} = A_p * \sigma_{p,\max} = 237,9 \text{ kN}$$

Spennkraft i bruksgrensetilstand:

$$F_{p0',\text{bruks}} = 0,85 * P_{\max} = 202 \text{ kN}$$

Spennkraft i bruddgrensetilstand:

$$F_{p0',\text{bruks}} = 0,85 * P_{\max} + \Delta\sigma_{p,\text{ULS}} = 217,3 \text{ kN}$$

6.4 Slakkarmering

Følgende verdier er beregnet for overdekning i dekkene:

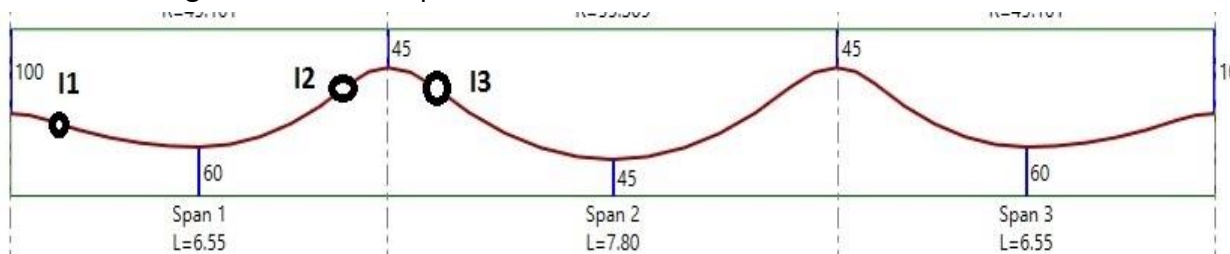
$$C_{\text{nom,sl}} = C_{\text{min,dur}} + \Delta C_{\text{c,dev}} = 15 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 25 \text{ mm}$$

$$C_{\text{nom,s}} = C_{\text{min,dur}} + \Delta C_{\text{c,dev}} = 25 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 35 \text{ mm}$$

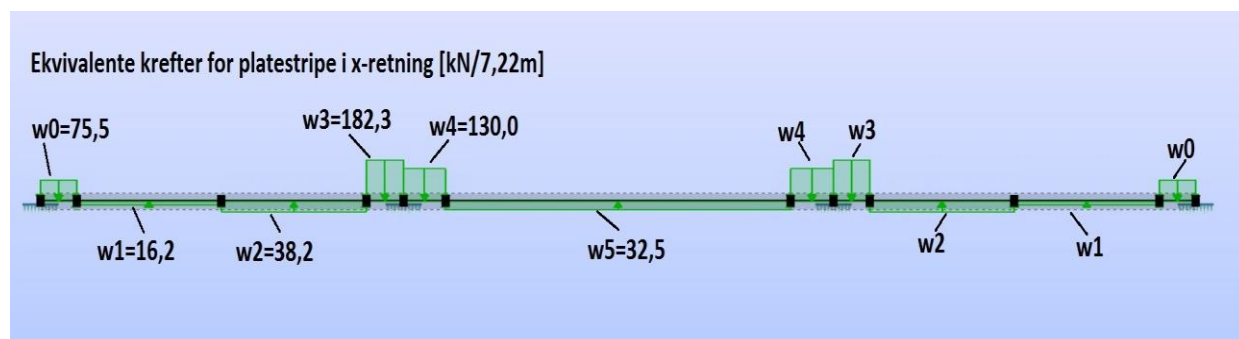
Det er valgt å legge inn en armeringsnett med $\varnothing 8s150$ i bunn av dekket. Dette er typisk for spennarmerte dekker (Kanstad, 2016 a), og gir armering som tilfredsstillende krav til minimumsarmering. Armeringsnett vil videre bidra til å minimere og fordele riss. Videre velges det i håndberegningene å legge inn minimumsarmering over søyler, som beregnes med full platebredde på hver side, men som legges inn konsentrert over søyler som vanlig prosedyre for flatdekker.

6.5 Ekvivalente krefter

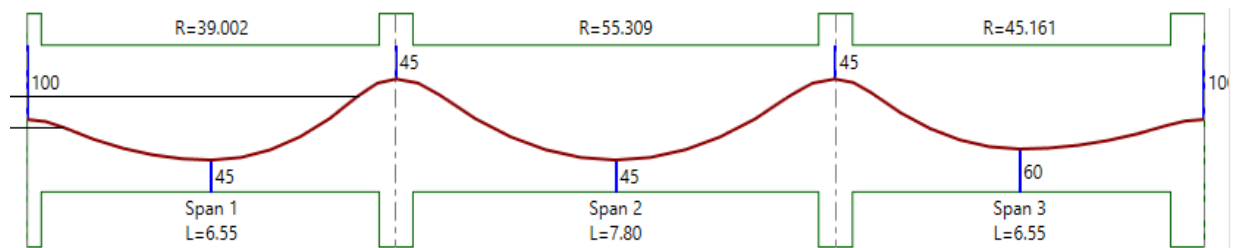
Beregninger av ekvivalente krefter kan sees i vedlegg B.5. Figur 6-1 viser kabelprofilen som håndberegningene tar utgangspunkt i for x-retning, og Figur 6-3 Figur 6-4 Forspenningmomentdiagram fra FAP2D for platestripe i x-retning viser det betraktede kabelprofilen i y-retning. Disse kabelprofilene er valgt i ADAPT Floor Pro for å optimalisere lastbalanseringen. Kabelprofilen i x-retning er symmetrisk om midtfeltet, og figuren viser at det er tre ulike infleksjonspunkter, I1, I2 og I3. For å representere dette kabelprofilen mest mulig korrekt er de ekvivalente kreftene beregnet som beskrevet i 5.8.1.3, og gir ekvivalente krefter for platestripen i x-retning som vist i Figur 6-2. Håndberegningene gir beregningsmessig behov for 1,23 spennkabler per meter i x-retning, mens ADAPT gir 1,20 så det gir bra samsvar. Med håndberegninger ble det beregningsmessig behov for 9 spennkabler i søyleretning, mens det i ADAPT ble beregnet behov for 7 spennkabler.



Figur 6-1 Kabelprofil x-retning



Figur 6-2 Ekvivalente krefter for platestripe i x-retning



Figur 6-3 Spennkabelprofil y-retning

6.6 Bruddgrensetilstand

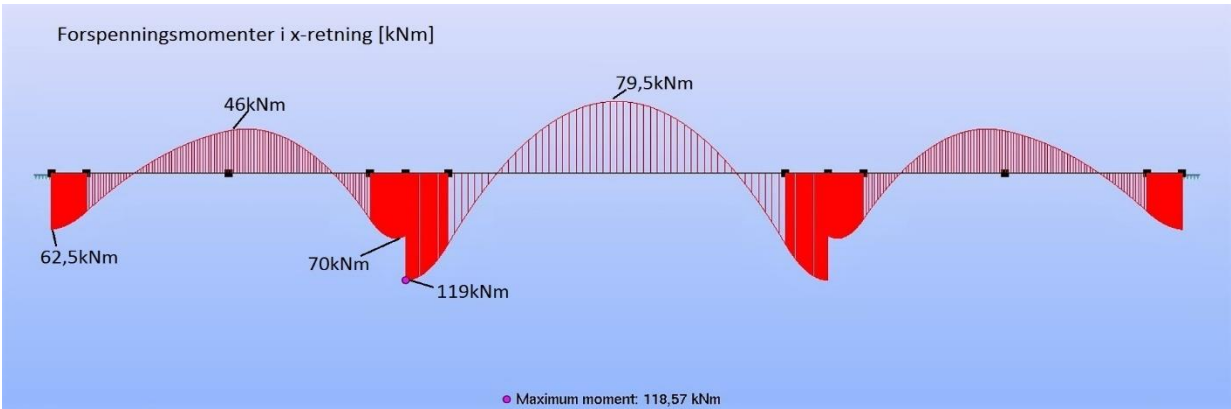
6.6.1 Dimensjonering for moment

Beregninger vises i vedlegg B.6.

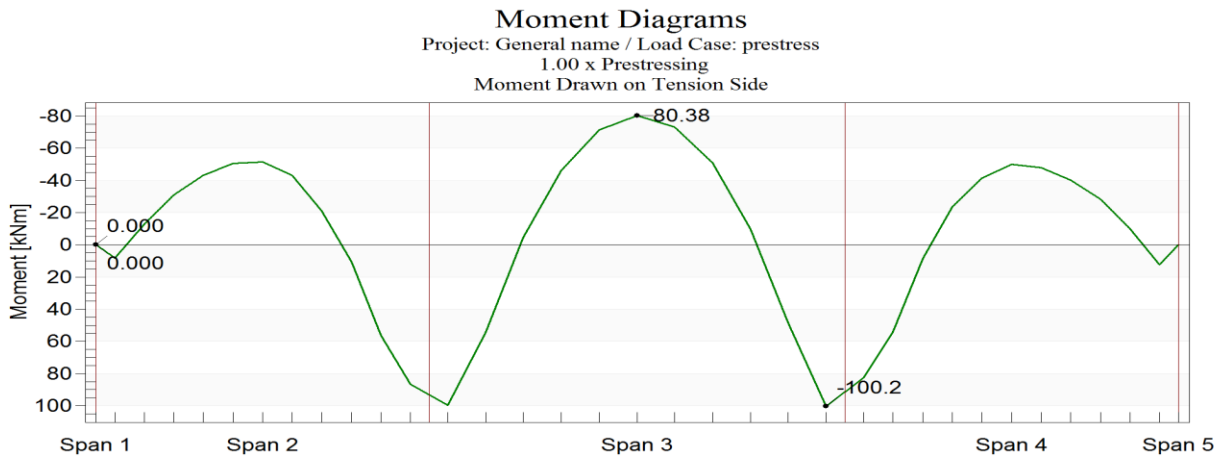
6.6.1.1 Forspenningsmomenter

Håndberegninger

Fordi dekkene modelleres med momentstive forbindelser mellom dekke og søyle, blir også forspenningsmomentene for platestripen modellert med momentstive forbindelser i opplagere. Figur 6-4 Figur 6-4 Forspenningsmomentdiagram fra FAP2D for platestripe i x-retning viser forspenningsmomentdiagram ifra FAP2D for platestripen i x-retning beregnet med håndberegninger. Figur 6-5 viser forspenningsmomentdiagram for tilsvarende platestripe beregnet med ADAPT Floor Pro. Som en ser er det samsvar mellom kurvene og størrelsene på momentdiagrammene. Størrelsen på forspenningsmomenter i felt er tilnærmet identisk for begge beregningsmetoder. Ved indre opplagre ser en at momentene er størst på siden mot indre felt for begge beregningsmetoder, men at det er noe avvik mellom størrelsene. Ved ytre opplegg avviker momentdiagrammene, og dette skyldes at i FAP er platestripen momentstivt innbundet langs hele sin bredde, mens i ADAPT-modellen er platestripen opplagt på søyler, og det tas hensyn til søylestivheten ved beregninger av forspenningsmomentene. Videre gir ADAPT alltid null moment ved frie dekkekanter, og dette forklarer avslutningen på momentdiagrammene.



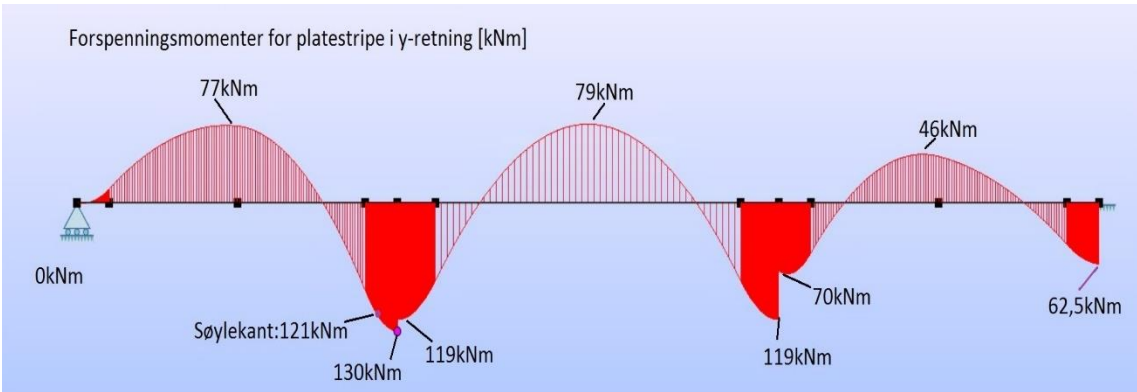
Figur 6-4 Forspenningsmomentdiagram fra FAP2D for platestripe i x-retning



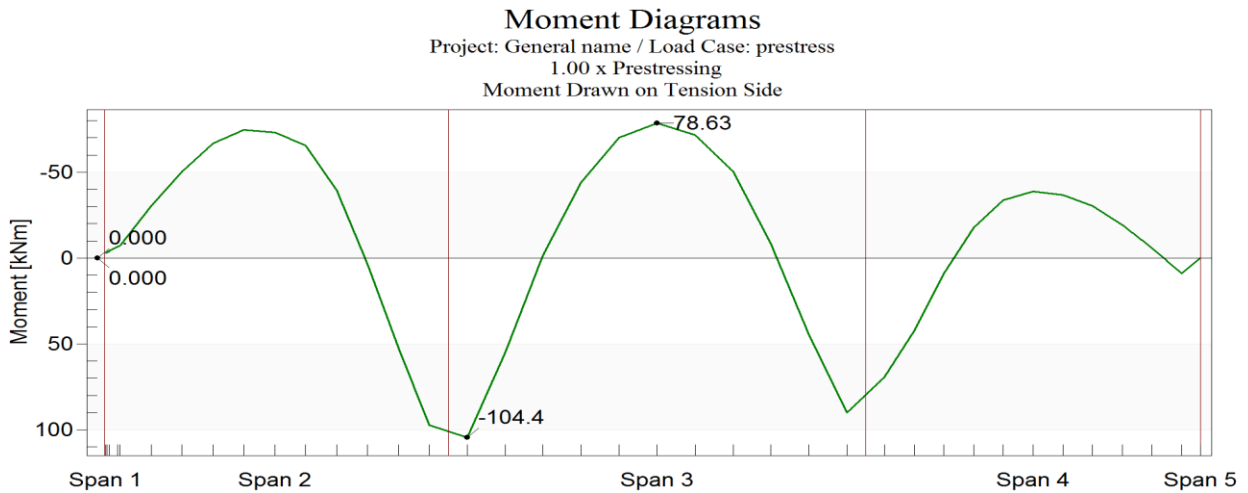
Figur 6-5 Forspenningsmomenter for platestripe i x-retning fra ADAPT

y-retning:

Spennkabelprofilen for y-retning vises i Figur 6-3, og skiller seg noe ifra x-retning ved at eksentrisiteten i venstre ytterfelt er større. Ved venstre endeopplegg er dekket støttet av en vegg, og er modellert som leddlagret på veggen. Det gir mindre stivhet i feltet, og det er lagt inn større eksentrisitet på spennkabelen i ADAPT modellen for å få jevn lastbalansering. Figurene viser at det er svært bra samsvar mellom de to forspenningsmomentdiagrammene, der både kurvatur og størrelser er like. Ved høyre opplegg gir håndberegningene betraktelig større momenter, på samme vis som i x-retning.



Figur 6-6 Forspenningsmomentdiagram fra FAP2D for platestripe i y-retning



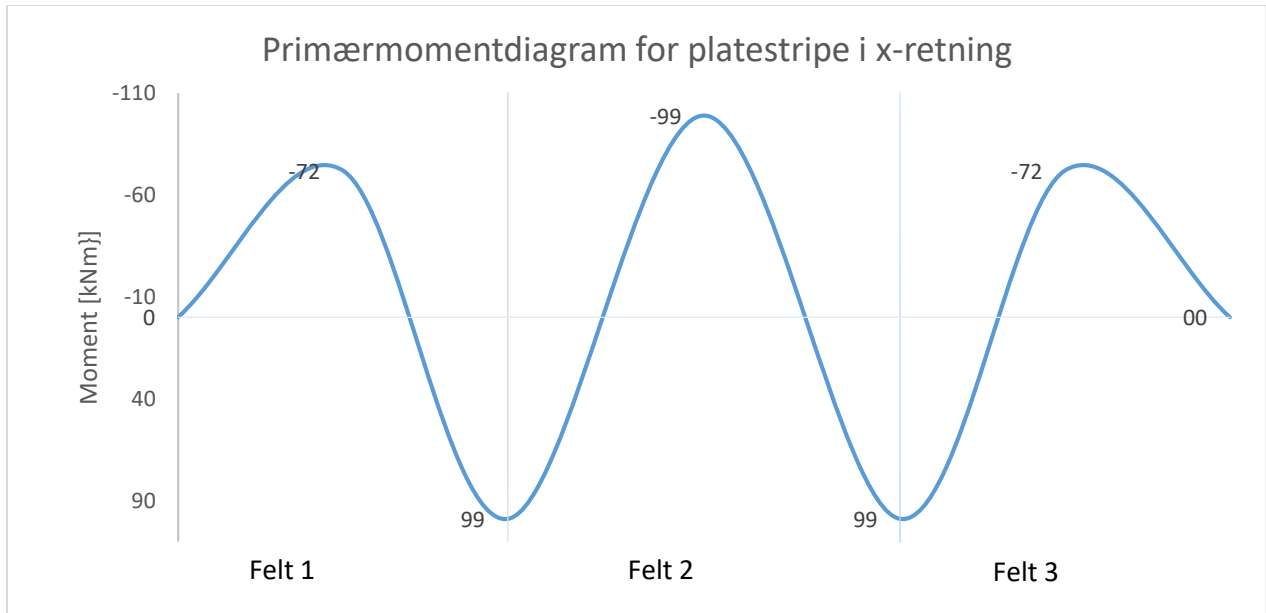
Figur 6-7 Forspenningsmomentdiagram fra ADAPT for platestripe i y-retning

6.6.1.2 Primærmomenter

Håndberegninger:

Primærmomenter er kun beregnet i håndberegningene og vises i x-retning i Figur 6-8.

Primærmomentdiagram i y-retning blir noe annerledes i venstre felt på grunn av større eksentrisitet, men er ellers likt.



Figur 6-8 Primærmomentdiagram fra håndberegning i x-retning for Søndre Blokk

Diagrammet er beregnet som punktdiagram i Excel (scatter-plot) basert på de utregnede verdiene for felt og søyler, og er derfor kun illustrativt mellom disse punktene.

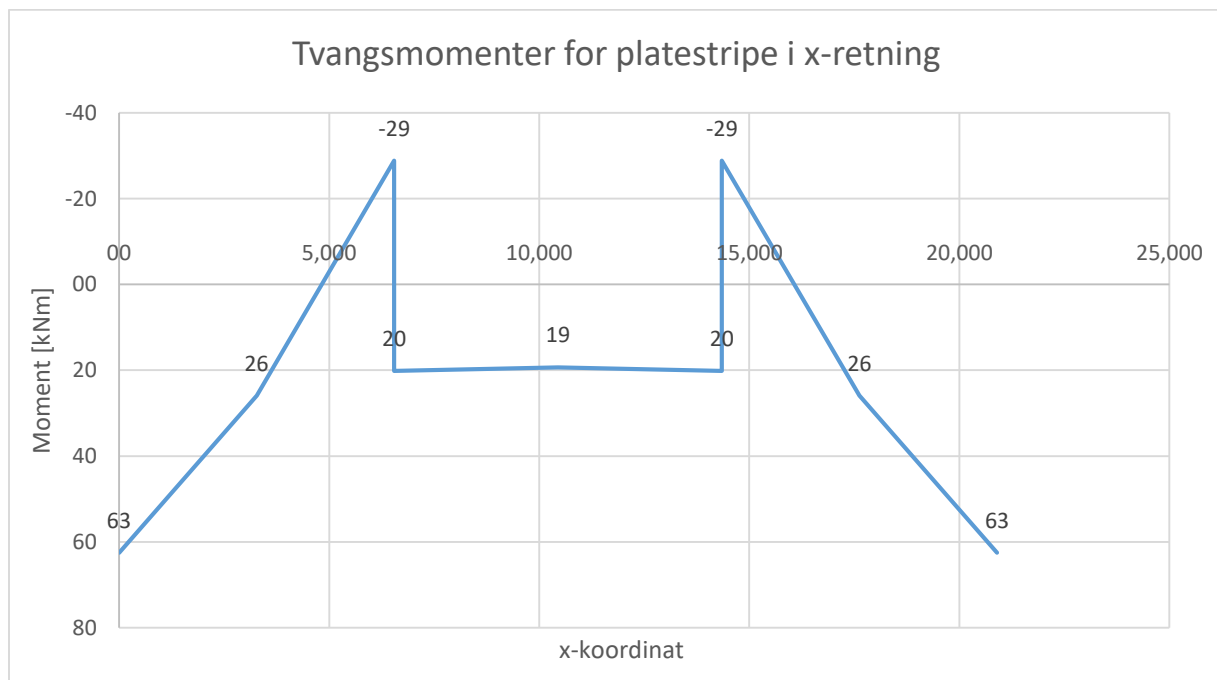
6.6.1.3 Tvangsmomenter

X-retning:

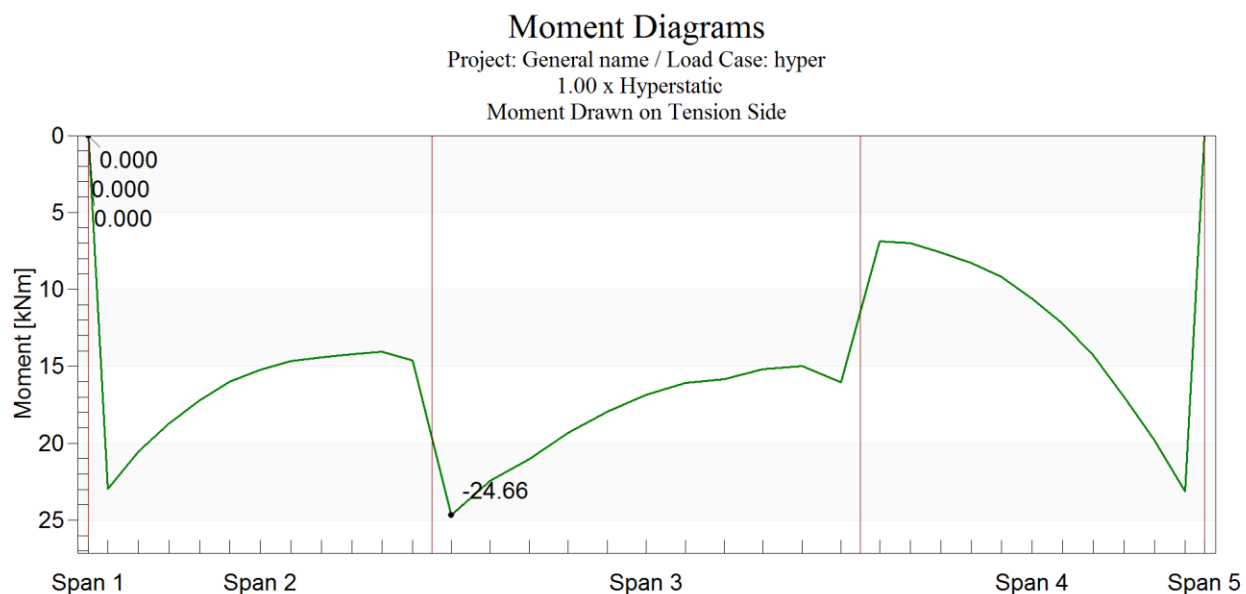
Figur 6-9 viser tvangsmomentdiagrammet for platestripen i x-retning beregnet med ekvivalent rammemetode i håndberegninger, mens Figur 6-10 viser tvangsmomentdiagrammet for den samme platestripen beregnet i ADAPT. Tvangsmomentdiagrammet vist i Figur 6-9 skulle egentlig vært lineært mellom oppleggene, og avvikene i de ytre feltene skyldes trolig avlesningsfeil av eksentrisiteter i spennkabler og avrundingsfeil i beregning av de ekvivalente kreftene. Som en ser er de to momentdiagrammene ulike, men formen og retningen til momentdiagrammet er lik i alle felt. Som diskutert i kapittel 5.8.1.4 baserer håndberegningene og beregningene i ADAPT seg på ulike metodikk, og da kan en ikke forvente like resultater for kontinuerlige konstruksjoner. ADAPT-modellen i Figur 6-11 viser tvangsmomenter i alle punkter for hele dekket i x-retning, og viser hvordan tvangsmomentene rundt søylene fordeler seg utover i dekket på en to-dimensjonal måte, som beskrevet i kapittel 5.8.1.4. Det skraverte feltet i Figur 6-11 viser platestripen som blir beregnet, og det er momentene i alle noder integrert over bredden av denne platestripen som vises i Figur 6-10. En ser tydelig at momentene varierer over bredden av platestripen, og at de er spesielt store rundt søyler. Dette forklarer hvorfor momentdiagrammet i Figur 6-10 ikke er lineært, men får en parabelformet kurvatur. Håndberegningene tar ikke hensyn til konsekvensene av denne todimensjonale kurvaturen til tvangsmomentene, og beregner momentene over hele bredden av platestripen som et snitt over søyler, som illustrert med rød strek i . Dette forklarer ulikhetene i momentdiagrammene.

Videre er tvangsmomentdiagrammet beregnet i ADAPT, Figur 6-10, skjevt og har mindre tvangsmomenter på høyre side. viser at veggene i øvre høyre hjørne reduserer tvangskreftene langt ut i dekket, og kan forklare denne skjevheten. For å forsterke sammenligningsgrunnlaget er det utført ytterligere kontroller av tvangsmomentdiagrammer ifra ADAPT som vist i vedlegg B.X.1.

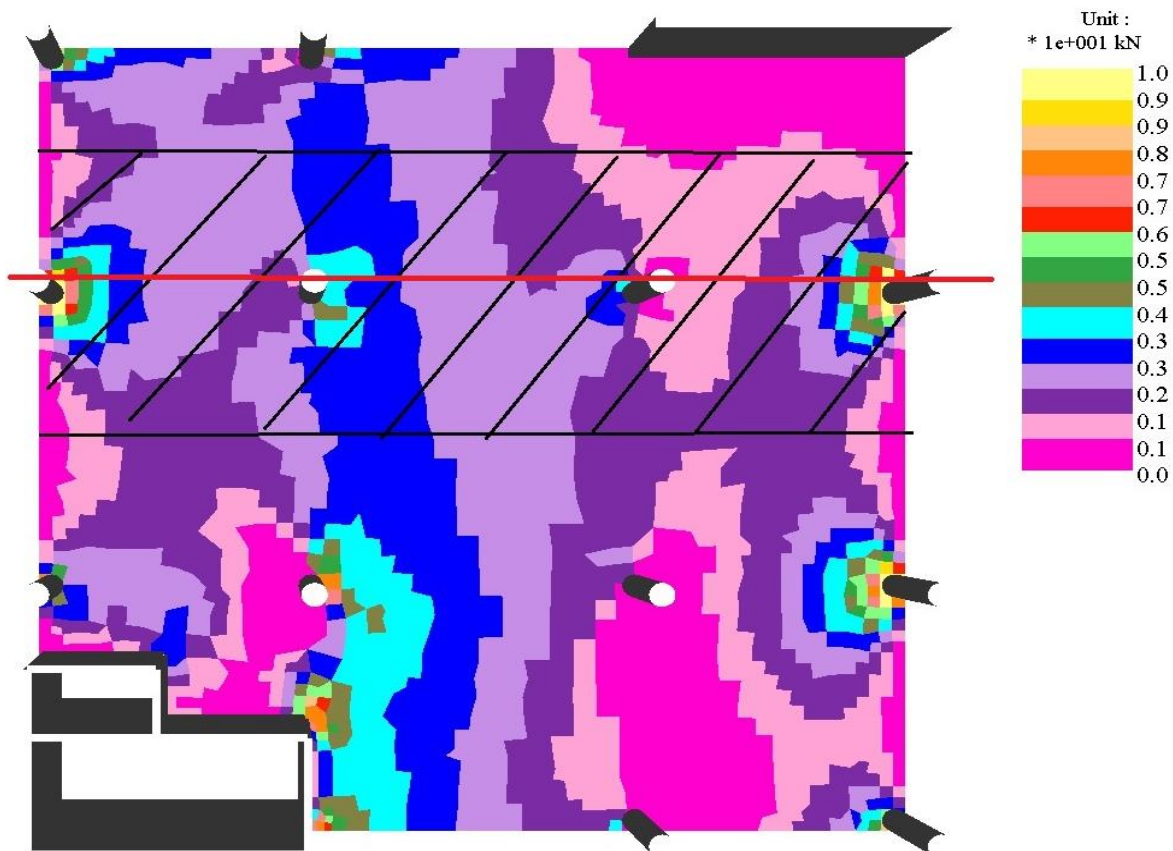
Hensikten med håndberegningene er å kontrollere at beregningene utføres på korrekt vis i ADAPT, og det er ikke å kontrollere beregningsmetodikken til ADAPT. Fordi det er tydelige likhetstrekk mellom tvangsmomentdiagrammene er resultatet godtatt som tilfredsstillende.



Figur 6-9 Tvangsmomenter fra håndberegninger for platestripe i x-retning



Figur 6-10 Tvangsmomentdiagram fra ADAPT for platestripe i x-retning

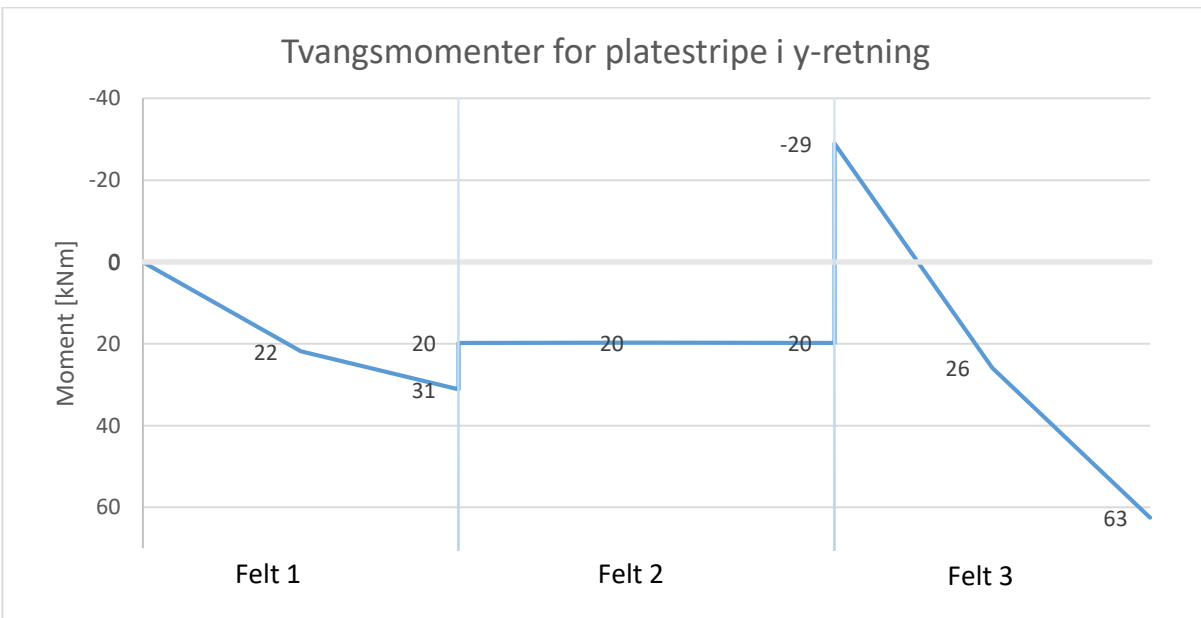


Figur 6-11 Tvangsmomenter i x-retning.

Figuren viser kun tvangsmomenter som gir strekk på undersiden, og viser 0,0 der det er tvangskrefter på oversiden.

Y-retning:

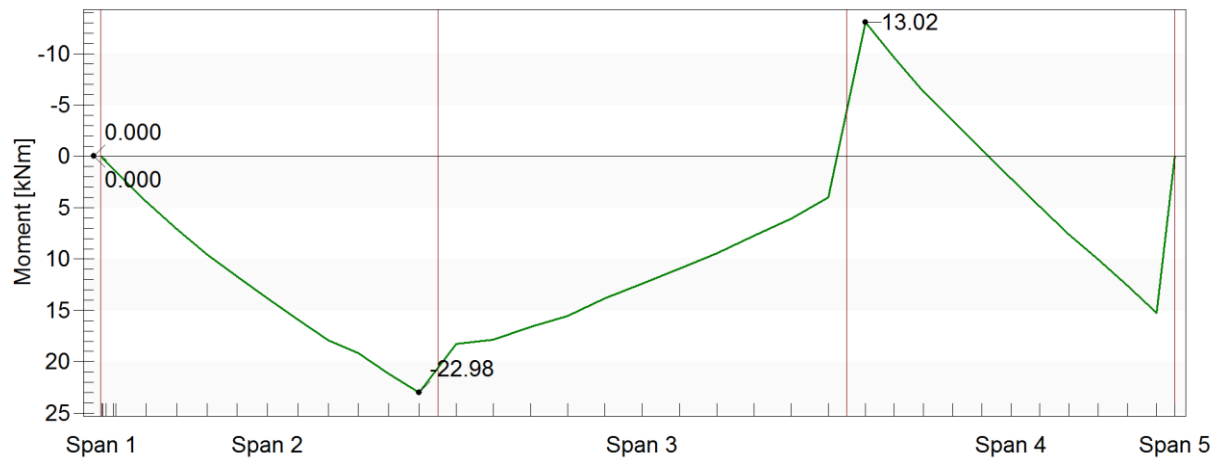
Figur 6-12 viser tvangsmomentdiagrammet fra håndberegninger for platestripen i y-retning, og Figur 6-13 viser tvangsmomentdiagrammet fra ADAPT modellen for den samme platestripen. Som en ser er det bra samsvar mellom kurvaturen til de to tvangsmomentdiagrammene, men det er avvik mellom størrelsene på tvangsmomentene. Den spesielle formen på momentdiagrammene skyldes at det er ulike opplagerbetingelser langs platestripen. Venstre endeopplegg er modellert som leddlager, og det er derfor null tvangsmomenter her. De resterende oppleggene er modellert som momentstive, og momentdiagrammet for høyre del av bjelken blir likt som for platestripen i x-retning. Avviket mellom diagrammene ved høyre opplegg skyldes at forspenningsmomentet her ble betraktelig større med håndberegningene enn hva de ble beregnet med ADAPT, som vist i Figur 6-6 og Figur 6-7. Figur 6-14 viser at tvangsmomentene fordelt på en todimensjonal måte rundt søyler. I felt 1 er imidlertid dekket delvis opplagt på en vegg, og dette ser en at gir en mer jevn fordeling av tvangsmomentene over platestripens bredde. Håndberegningene forutsetter igjen at hele platebredden er som et snitt over søyler, illustrert med gul strek. Dette forklarer hvorfor verdiene for felt 1 i og Figur 6-13 samsvarer bra, men er mer sprikende for felt 3. Momentdiagrammene er vurdert til å være såpass like i oppførsel at resultatene er troverdige, selv om det er store avvik i størrelse.



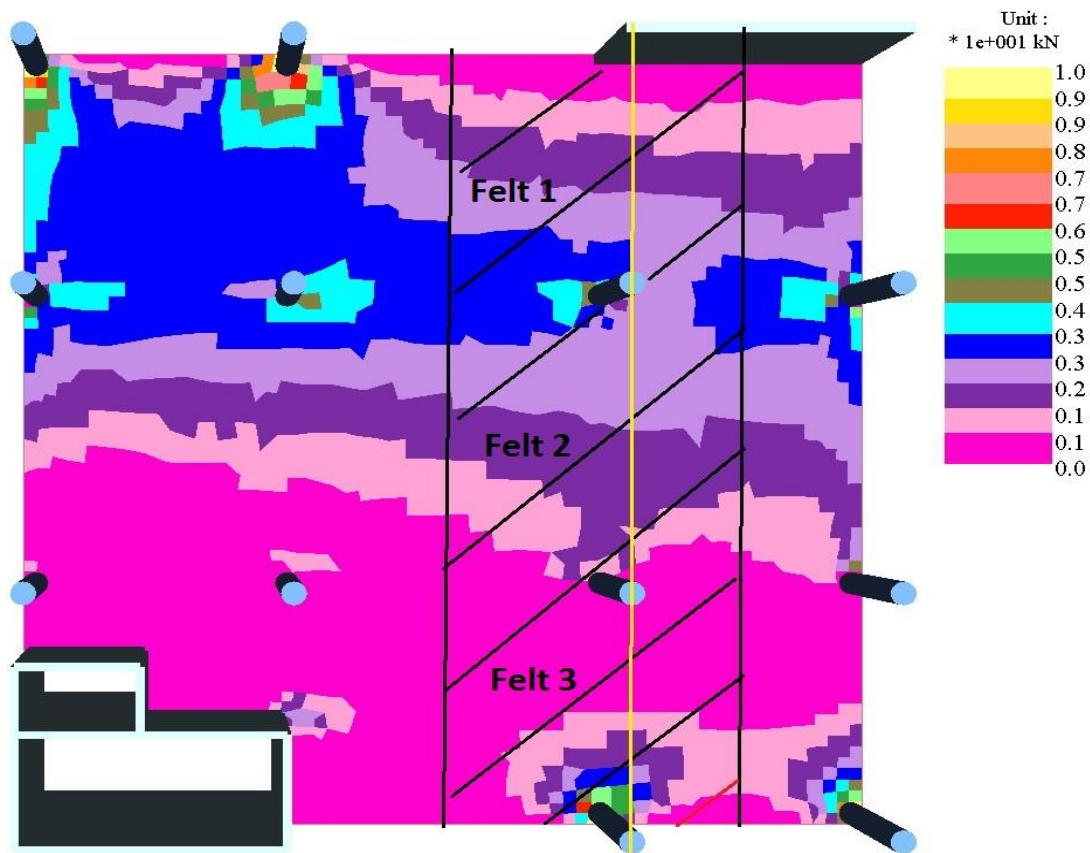
Figur 6-12 Tvangsmomentdiagram fra håndberegninger for platestripen i y-retning

Moment Diagrams

Project: General name / Load Case: hyper
1.00 x Hyperstatic
Moment Drawn on Tension Side



Figur 6-13 Tvangsmomentdiagram fra ADAPT for platestripe i y-retning



Figur 6-14 Tvangsmomenter i y-retning

Figuren viser kun tvangsmomenter som gir strekk på undersiden, og viser 0,0 der det er tvangskrefter på oversiden.

6.6.1.4 Momentkapasitet

X-retning

Tabell 6-2 viser forspenningsmomenter M_p , primærmomenter M_o , tvangsmomenter M_t , opptredende momenter M_x , og de totale momenter M_{Ed} ifra håndberegninger med ekvivalent rammemetode. I tillegg vises momentkapasitet etter håndberegninger og totale momenter og momentkapasitet beregnet i ADAPT. Verdiene er symmetriske om midtfeltet, og kun vist for venstre del av platestripen. De dimensjonerende momentene og momentkapasitet beregnet med ADAPT er i tillegg vist i Figur 6-15 Momentdiagrammer x-retning.

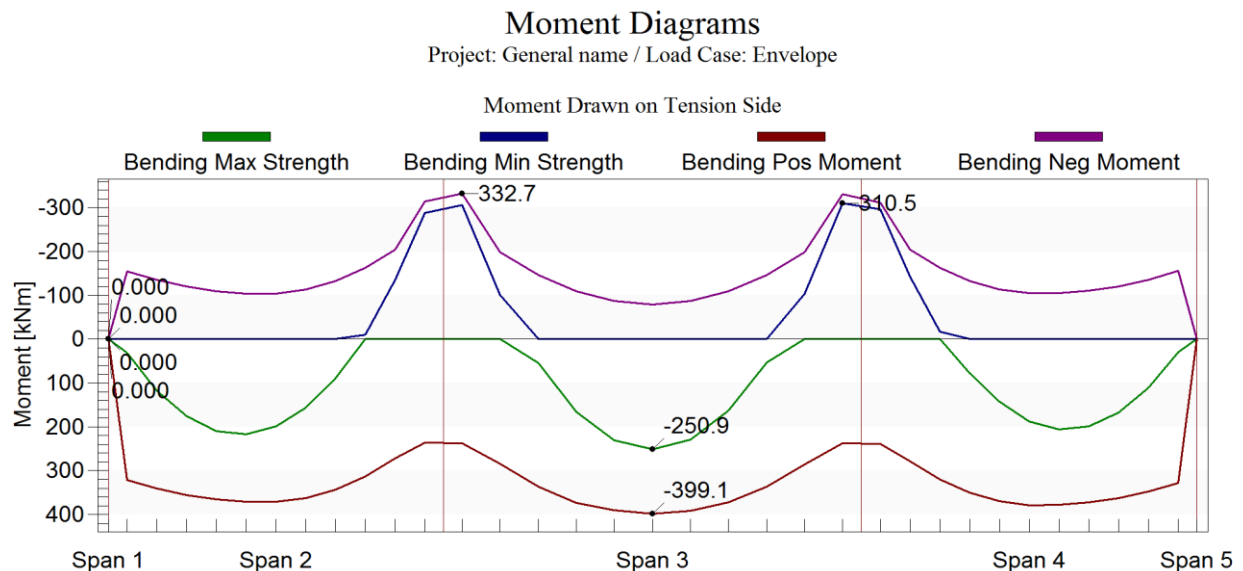
Dimensjonerende momenter beregnet med ekvivalent rammemetode og med ADAPT blir svært like for indre felt og ved søylekant for indre søyler. I ytre felt er det større avvik mellom beregningsmetodene og ADAPT gir mindre dimensjonerende momenter enn hva ekvivalent rammemetode gjør. Videre ser en at det er stor forskjell mellom de dimensjonerende momentene ved yttersøyle, og spesielt tydelig ses dette i Figur 6-15 der en ser at momentdiagrammet ifra ADAPT avsluttes med null moment over yttersøyle. Dette stemmer dårlig overens med kjent mekanikk for momentstive rammer.

ADAPT viser imidlertid kun momenter ved søylekanter i momentdiagrammet til en «design section», og dette ser en for eksempel ved innersøyer der det kun er trukket rette streker mellom verdiene ved søylekant. For yttersøyer oppgis verdier ved innerkant av søyler, før diagrammet returneres til null ved søylemidt. En kan imidlertid hente ut informasjon i ethvert punkt i ADAPT modellen, og ved å hente ut verdier for dimensjonerende momenter manuelt er verdiene i Tabell 6-2 funnet for yttersøyle, for å sammenligne med momentene ifra ekvivalent rammemetode. Det er gjort omfattende arbeid med å finne årsaken til at ADAPT rapporterer såpass mye mindre momenter ved yttersøyle enn hva som blir beregnet med den ekvivalente rammen i FAP2D, og for fylligere diskusjon henvises det til Vedlegg B.X.2. Etter å ha vært i kontakt med teknisk støtte hos ADAPT, og oversendt modellen for verifikasjon er det bekreftet at forbindelsene mellom dekke og søyler er modellert korrekt som momentstive forbindelser (Adapt Technical Support, 2016). Avvikene mellom momentene funnet i ADAPT og ved bruk av FAP2D kan skyldes mange ulike feilkilder, men noe skyldes trolig beregningsmetodikken, da ADAPT baserer seg på en noe annerledes beregningsmetodikk enn de fleste FEM-programmer (Adapt Technical Support, 2016). Beregningene som er gjort i ADAPT er antatt som troverdige, og som gode nok for å bestemme troverdige mengder for klimagassregnskap.

Videre ser en at designet i ADAPT er noe mer optimalisert, da utnyttelsesgraden jevnt over er noe høyere. For indre søyler skyldes dette blant annet at i håndberegningene er slakkarmering i overkant beregnet likt for alle søyler, mens slakkarmeringen er mer optimalisert i ADAPT, og legges ulikt over alle søyler etter de opptredende momentene. Mindre slakkarmering i overkant vil nødvendigvis vil gi lavere momentkapasitet over søyler i ADAPT. Slakkarmering i bunn er lik i begge beregninger, og gir forholdsvis like momentkapasiteter i felt.

Tabell 6-2 Momenter i x-retning

		Ytre søyle	Ytre felt	Indre søyle	Indre søylekant	Indre felt
Håndberegninger	M_p [kNm]	62,5	-46,0	119,0	112,8	-79,5
	M_0 [kNm]	0,0	-71,9	98,8	98,8	-98,8
	M_t [kNm]	62,5	25,9	20,2	14,0	19,3
	M_{Ed} (kNm)	218,0	145,0	420,0	332,1	223,5
	$M_{Ed,tot}$ (kNm)	161,8	173,5	401,9	319,5	244,8
	M_{Rd} (kNm)	314,9	386,5	390,8	390,8	431,2
	Utnyttelsesgrad	51%	45%	103%	82%	57%
ADAPT	$M_{Ed,tot,ADAPT}$	95	218	x	311,4	252,6
	$M_{Rd,ADAPT}$	160	380	x	335,5	407
	Utnyttelsesgrad	59%	57%	x	93%	62%



Figur 6-15 Momentdiagrammer x-retning

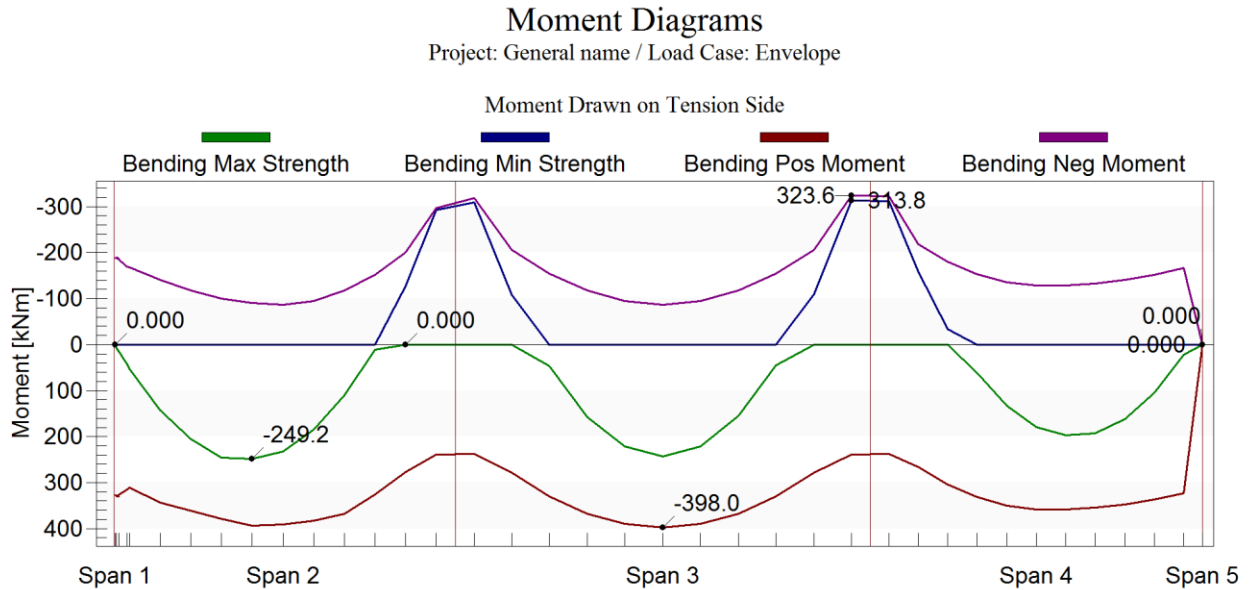
Grønn og blå strek viser dimensjonerende momenter. Rød og lilla strek viser momentkapasitet.

Y-retning

Tabell 6-3 viser momenter i y-retning med begge beregningsmetoder. En ser at det er bra samsvar mellom dimensjonerende momenter for ytre vegg, ytre felt, indre søyle ved søylekant mot indre felt og i indre felt. Det er noe større avvik ved indre søyle mot ytterfelt, og ved ytre søyle. Avvikene ved ytre søyle skyldes samme årsaker som diskutert for x-retning, og dimensjonerende momenter fra ADAPT ved ytre søyler er funnet på samme vis. Ved indre søyler, ved kant mot ytterfelt, ser en at dimensjonerende moment er større for håndberegningene enn hva som er funnet i ADAPT. Som diskutert i 6.6.1.3 for tvangsmomenter i y-retning, så en at tvangsmomentene ble mer enn dobbelt så store med ekvivalent rammemetode. Videre brukes ugunstig lastfaktor, da tvangsmomentene er på samme side som dimensjonerende moment. Totalt sett bidrar dette til avviket en ser mellom ekvivalent rammemetode og ADAPT her. Momentkapasitet ved søylekanter er beregnet på samme vis som i x-retning, og en ser igjen at ADAPT produserer mer optimaliserte løsninger over søyler, med bedre utnyttelse av momentkapasiteten.

Tabell 6-3 Momenter i y-retning

		Ytre vegg	Ytre felt	Indre søyle, midt	Indre søyle, kant mot indre felt	Indre felt	Indre søyle, mot ytterfelt	Ytre søyle
Håndberegninger	M_p	0	-77	130	119	-79	70	63
	M_0	0	-99	99	99	-99	99	0
	M_T	0	22	31	20	20	-29	63
	M_{Ed}	0	246	437	340	219	318	219
	$M_{Ed,tot}$	0	270	408	322	240	350	163
	M_{Rd}	0	342	378	378	342	378	272
	Utnyttelsesgrad	x	79%	108%	85%	70%	93%	60%
ADAPT	$M_{Ed,tot,ADAPT}$	0	249,2	x	313,8	249	312,8	105
	$M_{Rd,ADAPT}$	0	398	x	323,6	398	323,6	160
	Utnyttelsesgrad	x	63%	x	97%	63%	97%	66%



Figur 6-16 Momentdiagrammer y-retning

Grønn og blå strek viser dimensjonerende momenter. Rød og lilla strek viser momentkapasitet.

6.6.2 Dimensjonering mot skjærkrefter

6.6.2.1 Dimensjonerende skjærkrefter

Dimensjonerende skjærkrefter, tilsvarende aksialkraften i søylene, er vist i Tabell 6-4. Som en ser gir håndberegningene noe lavere verdier for kant og innersøyer enn hva som er funnet med ADAPT, mens det gir høyere verdier for hjørnesøyer enn ADAPT. Kraftene funnet for hjørnesøyer i håndberegningene ble kun estimert som halvparten av de i kantsøyle. Som beskrevet i 5.8.2.1 beregner imidlertid ADAPT kreftene som brukes for kontroll av gjennomlokningskapasitet noe annerledes enn hva det er gjort i håndberegningene, og skjærkraftdiagrammene fra ADAPT som er basert på deriverte av momenter for ULS2 tilsier blir forholdsvis like som beregnet i håndberegninger.

Tabell 6-4 Dimensjonerende skjærkrefter

	V_{Ed} Håndberegninger [kN]	V_{Ed} ADAPT [kN]
Innersøyle	648	722
Kantsøyle	238	263
Hjørnesøyle	119	100

6.6.2.2 Skjærkapasitet

Håndberegning.

Tabell 6-5 viser beregnet skjærkraftkapasitet med håndberegninger rundt innersøyler, kantsøyler og hjørnesøyler, for mer detaljerte utregninger se vedlegg B.7. Som en ser er ikke skjærstrekkapasiteten tilstrekkelig ved kontrollsnitt u_1 og håndberegningene gir beregningsmessig behov for skjærarmering ved alle søyler. Innersøyler har tilstrekkelig skjærtrykkapasitet ved kontrollsnitt u_0 med bruk av øvre begrensning, mens kant- og hjørnesøyler har kun tilstrekkelig skjærtrykkapasitet hvis ikke øvre begrensning brukes, slik at $v_{Rd,max}=4,1\text{MPa}$. Dette er antatt for kant- og hjørnesøyler siden det uansett er behov for skjærarmering, og er tillat etter EC2, når betongbidraget ikke utnyttes for beregning av nødvendig armering. For innersøyler er nødvendig armering beregnet med bruk av betongbidrag. Nødvendig armering per snitt vises i kolonnen lengst høyre.

Tabell 6-5 Skjærkraftkapasitet

	kontrollsnitt u_1			Kontrollsnitt u_0			Nødvendig skjærarm. /snitt [mm ²]
	V_{Ed} [MPa]	$V_{Rd,c}$ [MPa]	Utnyttelsesgrad	V_{Ed} [MPa]	$V_{Rd,max}$ [MPa]	Utnyttelsesgrad	
Innersøyle	1,17	0,92	126%	2,43	2,68	91%	514
Kantsøyle	1,05	0,92	114%	2,19	2,19	100%	567
Hjørnesøyle	1,12	0,92	122%	2,34	2,05	114%	304

ADAPT:

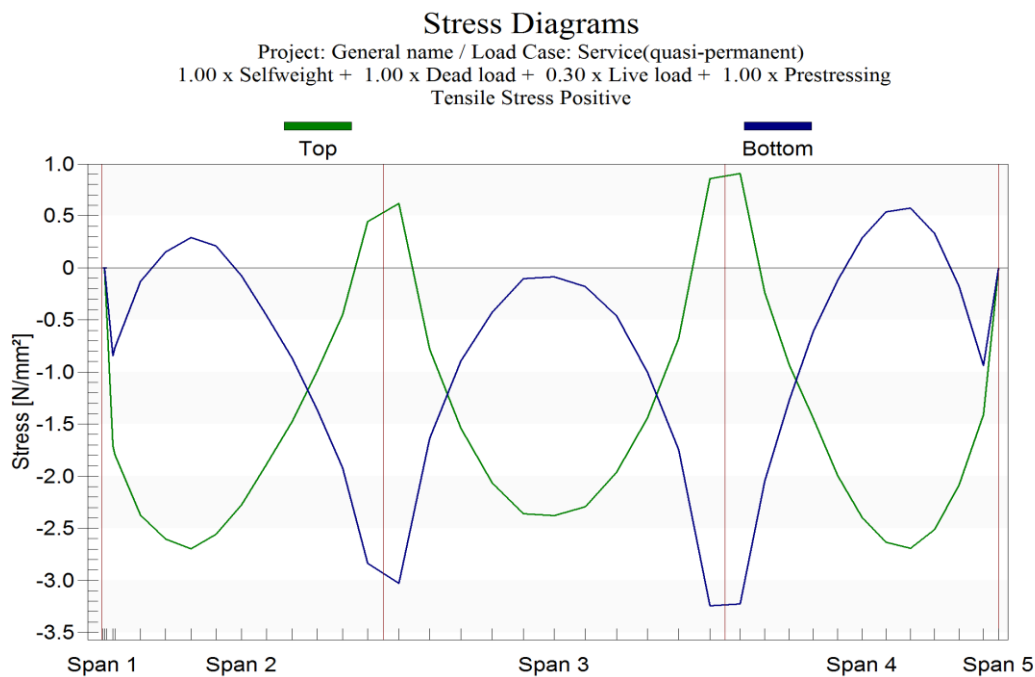
Utregninger i ADAPT gir at det er behov for skjærarmering rundt kantsøyler og innersøyler, mens det ikke er behov ved hjørnesøyler, se Figur 6-17 der søyler som krever armering er markert med rødt skrift. Beregningene i ADAPT gir at hjørnesøyler har tilfredsstillende kapasitet, i motsetning til i håndberegningene. Tabell 6-5 viste imidlertid hvordan aksialkreftene i hjørnesøylen ble 15% mindre beregnet med ADAPT enn i håndberegningene. Større krefter i kombinasjon med at det er brukt et konservativt kontrollsnitt u_0 for hjørnesøylene i håndberegningene, kan forklare at det kreves skjærarmering her kun i håndberegningene.

Tabell 6-6 viser beregnede betongspenninger i x- og y-retning slik det er beregnet i håndberegningene. De største betongspenningene oppstår i y-retning, hvilket skyldes at kablene ligger konsentrert her. De største strekkspenningene i betongen i topp av dekket over søyler. Strekkspenningene er større enn strekkfastheten over søyle i y-retning. Ved å beregne mindre konservativt ved søylekant er imidlertid spenninger innenfor krav og betongen vil da ikke risse, se vedlegg B.8.

Figur 6-18 viser spenningsfordeling i y-retning beregnet i ADAPT modell for henholdsvis over- og underkant. Betongspenningene i overkant følger kurven til momentdiagrammet, mens det er motsatt i underkant. Som en ser så er svarene ifra håndberegningene og ifra ADAPT i samme størrelsesorden. Det er derfor antatt uopprisset betong videre, i stadium I.

Tabell 6-6 Betongspenninger Søndre Blokk

	X-retning		Y-retning	
	Søylemidt	Felt	Søylekant/søylemidt	Felt
MSLS [kNm/7,2m]	-252,7	129,96	-200/-257	145.2
Spenning overkant [MPa]	1,959	-1,896	1,663 /4,018	-4,416
Spenning underkant [MPa]	-4,451	-0,584	x/-9,08	-0,601



Figur 6-18 Betongspenninger i Y-retning for Søndre Blokk ifra ADAPT

6.7.2 Risskontroll

Håndberegninger:

Siden strekkspenningene er mindre enn strekkfastheten til betong er det antatt at betongen ikke vil risse opp som følge av strekkspenninger. Det er imidlertid beregnet rissmoment som vil gi opprissing. På grunn av lik eksentrisitet vil momentet bli likt, men med motsatt fortegn over felt og i søyle. Større rissmoment i x-retning skyldes at det regnes med halve platestripen i y-retning for beregning av momentkapasitet.

Tabell 6-7 Rissmomenter Søndre blokk

Rissmoment [kNm/7,22m]			
X-retning		Y-retning	
Støtte	Felt	Støtte	Felt
-313	313	-235	235

ADAPT:

Rissmomentet vil ikke overskrides i håndberegningene, og heller ikke for strekkspenningene som finnes i ADAPT. Det er derfor ikke prioritert å bruke tid på å sette seg videre inn i rissberegninger i ADAPT.

6.7.3 Nedbøyningskontroll

Håndberegning

Nedbøyningene i felt blir beskjedne i forhold til de tillatte verdiene, hvilket også er forventet for et etterspent flatdekke.

Tabell 6-8 Nedbøyninger Søndre blokk

	X-retning	Y-retning
δ_{SLS}	2,93	3,13
$\delta_{forspenning}$	-1,72	-0,2
δ_{totalt}	1,21	2,93

$$\delta_{total} = 1,21\text{mm} + 2,93\text{mm} = 4,14\text{mm}$$

$$\delta_{tillatt} = \frac{7,8\text{m}}{250} = 31,2\text{mm}$$

$\delta_{tillatt} \gg \delta_{total}$, så nedbøyningskrav er tilfredsstillt med god margin.

ADAPT

Figur 6-19 viser nedbøyninger for hele dekket beregnet i ADAPT, og største nedbøyning opptrer i midtfelt slik det er beregnet i håndberegningene. Største nedbøyning er beregnet til å være

3,5mm, så altså noe mindre enn beregnet etter håndberegninger. For langtids nedbøyninger vil det forbli i urisset tilstand, og største nedbøyning vil beregningsmessig bli 10,55mm. Alle nedbøyninger er dermed godt innenfor maksimale krav.



Figur 6-19 Nedbøyning ifra ADAPT for Søndre blokk

6.8 Oppsummering Nordre Tårn

Spennkabelføringen i Nordre tårn utføres med fordelte kabler i x-retning og kabler over søylestripe i y-retning, og vises i Figur 6-22. I Nordre Tårn er det boliglast på $2,0\text{kN/m}^2$, og balansering på 50% av totale laster innebærer at omtrent 67% av totale egenlast skal balanseres, hvilket gir behov for færre spennkabler enn med kontorlast. Spennkabelføring og eksentrisiteter er tilpasset for å balansere riktig lastandel. Det er imidlertid valgt å balansere noe høyere lastandel enn dette over ytre søylestriper i y-retning for å øke momentkapasiteten. Mindre nyttelaster i kombinasjon med forholdsvis små spennvidder og to sjakter som bærer dekket gjør at det blir behov for lite spennarmering i Nordre Tårn.

6.8.1 Bruddgrensetilstand

6.8.1.1 Momentkapasitet

Det valgte designet gir tilfredsstillende momentkapasitet i alle felt. Alle spennvidder er tilnærmet like store i Nordre tårn, og de største feltmomentene oppstår i x-retning i ytterfelt, der det er enkeltspenn uten sideliggende felt, og dekket er modellert som fritt opplagt på vegger. Dette gir et maksimalt feltmoment på omtrent 220kNm, men valgt spennkabelutforming gir momentkapasitet på over 400 kNm og kapasiteten er ok.

Feltmomentene i y-retning blir mindre på grunn av flere sideliggende spenn, som balanserer hverandre. Til gjengjeld oppstår de største søylemomentene i y-retning, og maksimalt moment over søyler er omtrent 150kNm, og med kapasitet her på 170kNm er tilfredsstillende kapasitet oppnådd.

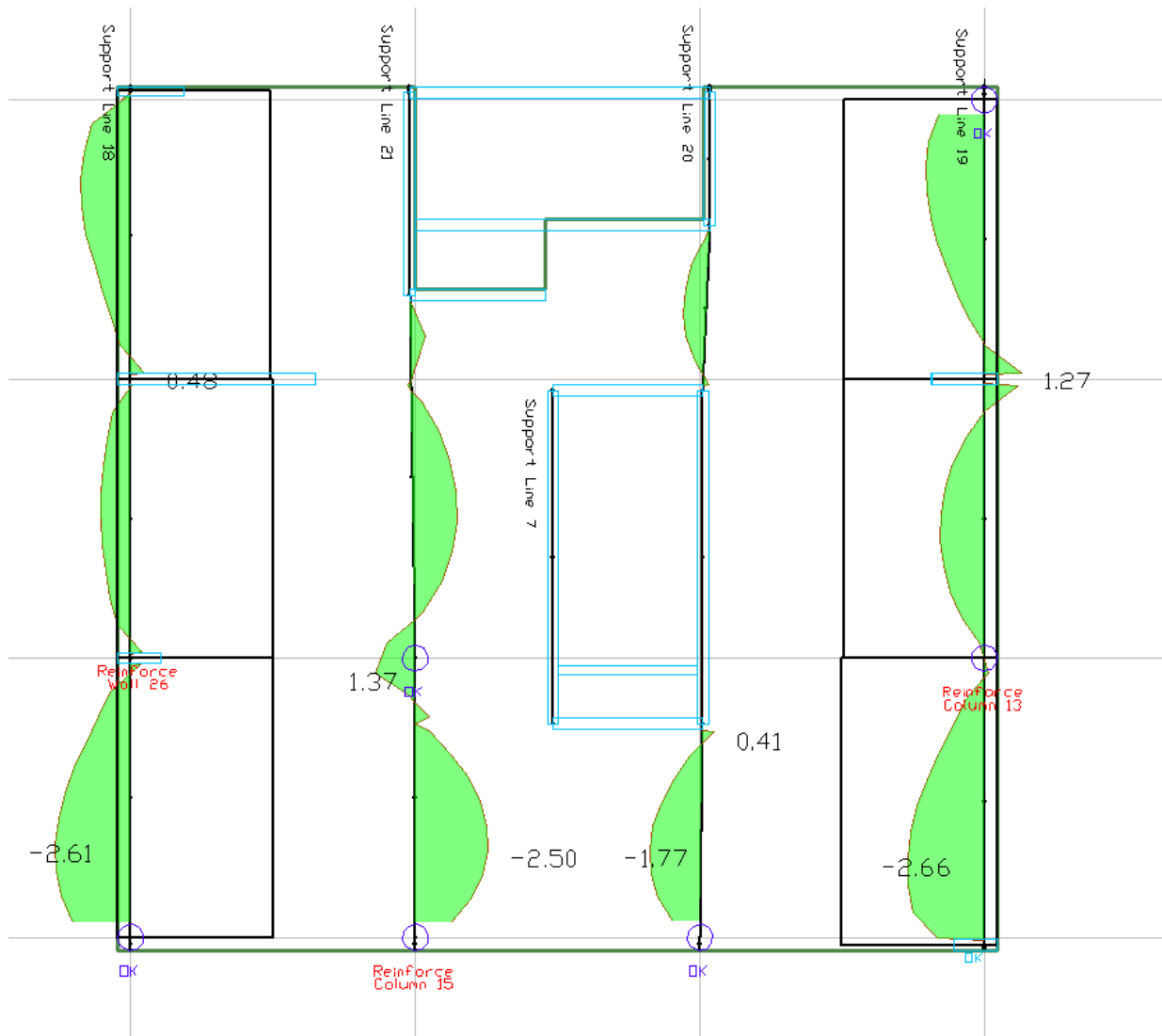
6.8.1.2 Skjærkapasitet

For Nordre Tårn må kun 2 kantsøyer og den ene av uttriggerveggene skjærarmeres for å oppnå tilfredsstillende skjærkapasitet, og kan sees på Figur 6-20.

6.8.2 Bruksgrensetilstand

6.8.2.1 Spenningsbegrensing

Den fordelte spennarmeringen i x-retning gjør at en har god kontroll på spenningene her, og i x-retning er dekket derfor stort sett i trykk på både under- og overside. De største strekkspenningene i dekket er på 1,4MPa og oppstår over søyler i y-retning, og kan sees på Figur 6-20. Største strekkspenning i bunn av dekket opptrer i nedre felt og er på 1,1MPa.



Figur 6-20 Betongspenninger i topp av dekket i y-retning

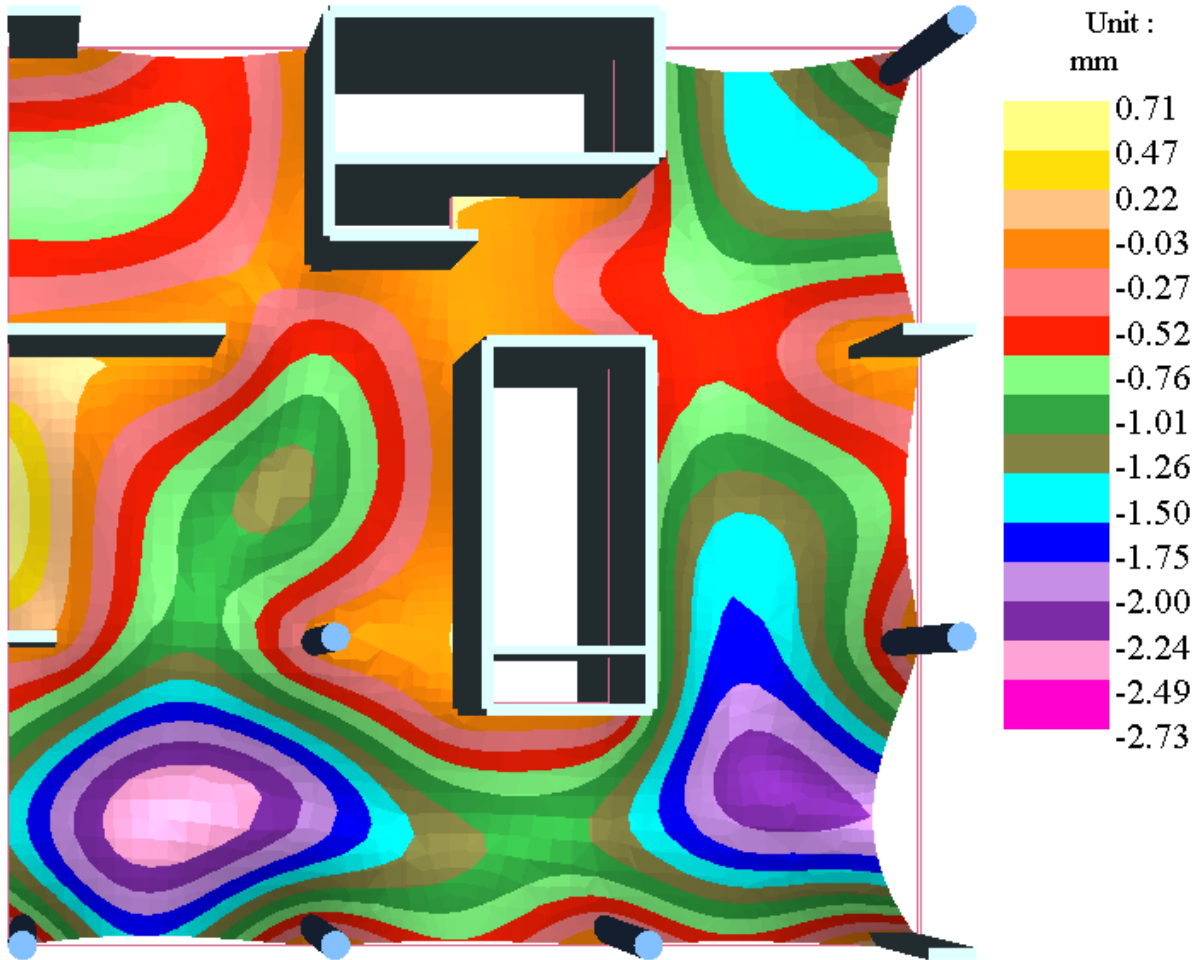
6.8.2.2 Risskontroll

Det er antatt at dekket ikke risser, da strekkspenningene er mindre enn strekkfastheten i alle punkter i dekket.

6.8.2.3 Nedbøyningskontroll

$$\delta_{\text{maks}} = \frac{6367 \text{ mm}}{250} = 25,5 \text{ mm}$$

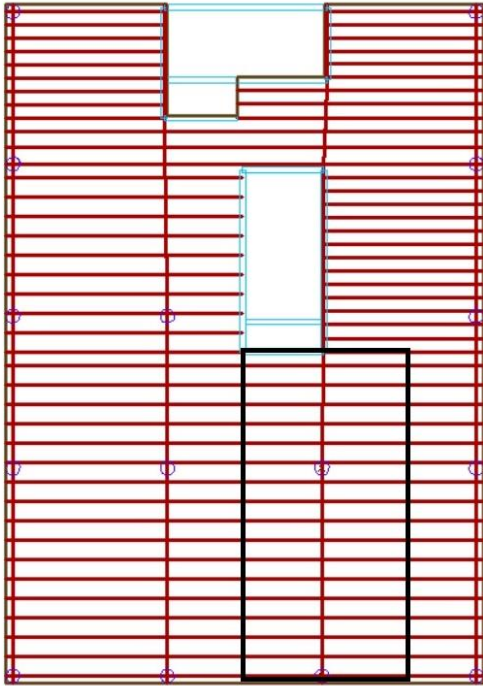
Nedbøyningsmønster for Nordre Tårn ses i Figur 6-21, og største nedbøyning i bruksgrensetilstand med kvasi-permanent lastkombinasjon er 2,7 mm. Langtids nedbøyning skjer urisset og blir på 8,2 mm, med et antatt kryptall på 2,0 med langtidslast. Dette er også godt innenfor for maksimale krav.



Figur 6-21 Nedbøyning Nordre Tårn

6.9 Oppsummering Nordre Blokk

I Nordre blokk er det kontorlaster og det er de samme lastandeler som for Søndre Blokk skal balanseres. Figur 6-22 viser valgt spennkabelføring i Nordre blokk, som er tilsvarende som i Nordre tårn. Det ekstra spennet som ikke er en del Nordre tårn blir dimensjonerende for Nordre blokk, og i etterkant kan en diskutere om det ville vært mer hensiktsmessig å legge fordelte kabler i y-retning for Nordre blokk. Videre er utformingen av Nordre blokk noe uheldig med største spenn som ytterfelt, og dette gir ikke et optimalt design. Den valgte løsningen gir imidlertid tilfredsstillende kapasiteter, og det er derfor valgt å beholde denne løsningen. Det er beregnet som to-veis plater i alle felt, det kunne imidlertid blitt dimensjonert som en-veis plate i x-retning for nedre felt, og en-veis plate i y-retning i øvre tre felt.



Figur 6-22 Spennkabelføring Nordre Blokk

6.9.1 Bruddgrensetilstand

6.9.1.1 Momentkapasitet

Utført dimensjonering gir tilfredsstillende momentkapasitet i alle felt. De desidert største feltmomenter opptrer i y-retning i nedre felt markert med svart firkant på Figur 6-22, og mest kritiske snitt vises i Figur 6-23. Som en ser er momentkapasiteten svært nær maksimal utnyttelsesgrad i både i felt og over søyler. Fordi det er samme spennkabelføring videre i hele y-retningen blir momentkapasiteten i resterende felt langt større enn beregningsmessig nødvendig, og spennkabelføringen blir kraftig overdimensjonert i andre felt, hvilket må kompenseres for med mindre eksentrisitet i disse feltene for å balansere riktig lastandel. Et alternativ kunne vært å ha flere kabler som kun er i nedre felt, for å øke momentkapasiteten her og ikke i andre felt.

6.9.2.2 Risskontroll

Det er antatt at dekket vil ikke risse, da strekkspenninger ikke overskrides i bruksgrensetilstand.

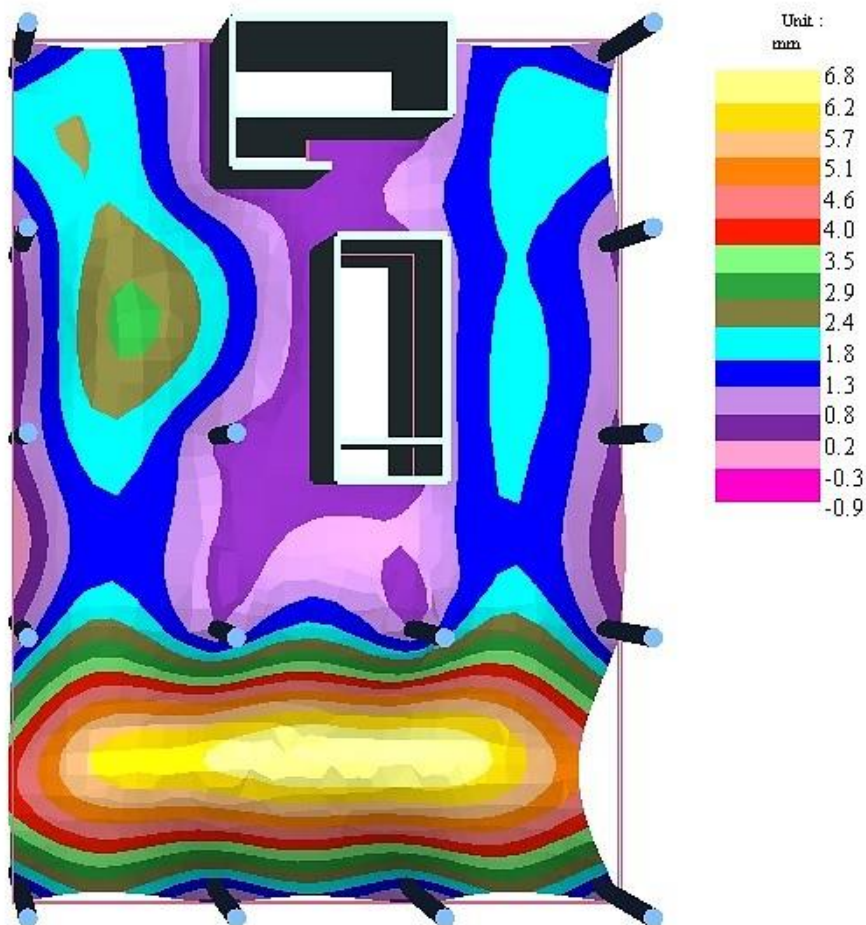
6.9.2.3 Nedbøyningskontroll

Nedbøyningskravet for største spenn i Nordre blokk er:

$$\delta_{\text{maks}} = \frac{8700\text{mm}}{250} = 34,8\text{mm}$$

Som en ser ifra Figur 6-24 er nedbøyingene i største felt godt innenfor maksimalkrav.

Nedbøyingene med kvasi-permanent last blir på 6,8mm, mens langtids nedbøying skjer urisset og blir på 20,3 mm, med samme antagelser som for de øvrige dekkene. Nedbøyingene i de andre feltene er betydelig mindre. En ser igjen at det er ugunstig at det største feltet er ytre felt, og at dette relativt gir større nedbøyinger enn i resten av dekket. Nedbøyingene er imidlertid innenfor kravene i hele dekket.



Figur 6-24 Nedbøyinger i Nordre Blokk

6.10 Oppsummering originalbygg

Beregningene for originalbygget er basert på spennsystem av type CCL fordi det er det systemet Thilt Engineering bruker på alt de prosjekterer. Spennsystemet CCL har noe annerledes låser enn spennsystemet BBR som er forutsatt i beregningene for referansebygget, men de bruker samme liner, og er tilsvarende (Trygstad, 2016, a). Dette er ikke antatt å påvirke resultatene. Alle dekkene vil være godt egnet for bruk med fiber og spennarmering i kombinasjon (Trygstad, 2016, a). Alle dekker er beregnet til å få tilfredsstillende kapasitet med 230mm dekketykkelse, basert på samme forutsetninger som referansebygget.

Plan 4

Areal dekke (utsparinger ikke trukket fra): 1070 m²
Slakkarmering: 7 kg/m²
Spennarmering, inklusive utstikk for oppspenning: 3380 m
Deformasjon etter lang tid: ca. 10 mm

Plan 7

Areal dekke (utsparinger ikke trukket fra): 512 m²
Slakkarmering: 6 kg/m²
Spennarmering, inklusive utstikk for oppspenning: 1763 m
Deformasjon etter lang tid: ca. 6 mm

Plan 16

Areal dekke (utsparinger ikke trukket fra): 320 m²
Slakkarmering: 6 kg/m²
Spennarmering, inklusive utstikk for oppspenning: 1130 m
Deformasjon etter lang tid: ca. 9 mm

6.11 Søyledimensjonering

Utførte beregninger for søyler i referansebygget er vist i vedlegg B.9 og basert på laster i Tabell 6-9. For originalbygget er dimensjonerende krefter i søyle over 3.plan 4418kN, og altså mindre enn hva som er funnet i referansebygget. Dette kan skyldes flere ulike faktorer, men modellen til originalbygget har ikke vært tilgjengelig, og det har dermed ikke vært mulighet til å analysere forskjellene i detalj. Byggene har forholdsvis ulikt søyleoppsett, og noe av differansen kan skyldes mindre areal i de øvre etasjene i originalbygget, og dermed blir det også mindre krefter på hver søyle. Spennviddene i de øvre etasjene er forholdsvis beskjedne, og det er trolig at sjaktene tar opp store deler av kreftene her. I 3D-modellen av originalbygget er også uttriggerveggene over 6. plan modellert. Hensikten til uttriggerveggene er at de skal avlaste

kjernene ved å utnytte søylene til å stive av bygget, men det er usikkert i hvilken grad dette faktisk tas hensyn til i ADAPT-modellen for originalbygget.

Tabell 6-9 Søylekrefter

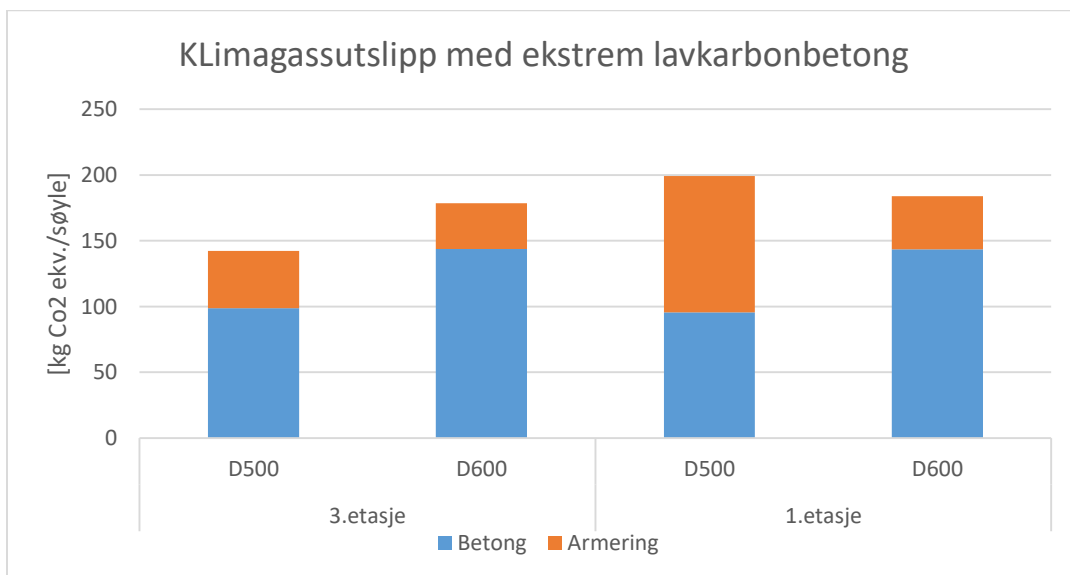
Laster	N [kN]	Antall etasjer:		Krefter [kN]	
		Plan 3	Plan 1	Plan 3	Plan 1
N_{tak}	221	1		221	
N_{bolig}	310	11		3414	
N_{kontor}	458	2	5	916	2290
$N_{\text{søyle}}$	17	14	17	238	289
N_{total}				4790	6215

Tabell 6-10 oppsummerer dimensjoneringen av søyler over 3.- og 1. plan. Kraftene og de beregnede minsteeksentrisitetsmomentene gir de dimensjonsløse parameterne n_f og m_f , og avlesning av M-N diagrammene med disse parameterne gir igjen w . En praktisk armeringsmengde er beregnet og kontrollert mot minimumsarmering, og dette gir et nytt og noe høyere armeringsforhold w , som ikke er gjengitt. Som en ser for søyler med diameter 600mm i 3.etasje er w lik null for den gitte kombinasjonen av aksialkraft og moment, og armering er bestemt ut ifra minimumsarmering. Aksialkraft- og momentkapasitet er beregnet med det nye armeringsforholdet. Som en ser for søyler i 1.plan får søyler med diameter 500 større aksialkraft- og momentkapasitet, og dette skyldes et lavt armeringsforhold w som gir lite armering i søylen. Som en ser har alle søyler en normalisert slankhet på under 13, og skal dermed beregnes som korte søyle. Utnyttelsesgraden for aksialkraft og biaksiell bøyning vises til slutt og alle søyler har tilstrekkelig kapasitet.

Valg av søylediameter er videre basert på en underveis-analyse av klimagassutslipp fra hver søyle, med bruk av ekstrem lavkarbonbetong. Som en ser av Figur 6-25 vil klimagassutslippene over 1. plan være høyest for søyler med diameter 500 på grunn av den store armeringsmengden som kreves. I de fire nederste etasjene i Nordre blokk er det 15 søyler per etasje, mens det i Nordre tårn kun er 6 søyler per etasje. Nederste etasje har i tillegg høyere etasjehøyde, og vil trolig kreve ytterligere armering, da søylene kan bli beregningsmessig slanke her. Det er derfor valgt å bruke diameter 600 videre da dette vil gi minst klimagassutslipp, og det er ønskelig å bruke en søyledimensjon. Et alternativ er å bruke søyler med diameter 600 i de nedre etasjene, og deretter søyler med diameter 500 lenger opp. Dette er ikke vurdert videre på dette stadiet, da effekten på det totale klimagassregnskapet er antatt å være megetneglisjerbare, men dette er diskutert fyldigere i kapittel 8.4.1 Muligheter for optimalisering av Gullhaug Torg.

Tabell 6-10 Søyledimensjonering

Oppsummering				
	Søyler over plan 3		Søyler over plan 1	
	D500	D600	D500	D600
Me	95,8	97,9	123,3	125,4
nf	1,23	0,87	1,58	1,12
mf	0,05	0,03	0,06	0,04
w	0,22	0	0,39	0,12
As	3941	2827	10060	3095
Normalisert slankhet	12,8	9,9	12,1	11,1
Aksialkraftkapasitet	5727	6830	8172	7034
Momentkapasitet	175	505	234	135
Utnyttelsesgrad				
Biaksial bøyning	37%	2%	7%	22%
Aksialkraft utnyttelsesgrad	84%	72%	75%	89%



Figur 6-25 Klimagassutslipp per søyle

6.12 Dimensjonering av vegger

Oppsummering av minimumsarmering i vegger med ulike tykkelser vises i Tabell 6-11. For beregninger henvises det til vedlegg B.10, der minimumsarmering er beregnet etter krav i EC2, og mengder beregnet etter metode i 5.11.2 vises i kapittel 7.2.

Tabell 6-11 Minimumsarmering vegger

Tykkelse [mm]	Vertikalarmering [mm^2/m]	Horisontalarmering [mm^2/m]
200	404	283
250	503	283
350	707	336

Del 3-Resultater

7 - Klimagassregnskap

7.1 Metode

Representative etasjer er valgt som forklart i kapittel 4 Referansebygg-modell, og de representative etasjene er dimensjoner etter metoder i kapittel 5, og presentert i kapittel 6. Med en representativ etasje menes det dekker med understøttende søyler og vegger. I dette kapitlet beregnes klimagassregnskap ved å benytte materialenes miljødata presentert i kapittel 2.5, og de beregnede mengdene. Det er beregnet både mengder og klimagassregnskap for begge bygningene, men også for hver av de representative etasjene og delblokkene for å kunne analysere forskjeller i resultatene. Klimagassutslippene finnes ved å beregne mengder og klimagassutslipp for hver representative etasje, og deretter vekte dette i forhold til hvor stort areal etasjen skal representere. Deretter summeres de vektete mengdene og klimagassutslippene for hver delblokk, og gir mengder og klimagassutslipp for begge bygningene. Disse verdiene divideres på bruttoareal i bygningene for å gi svar med den funksjonelle enheten kg CO₂/m². På grunn av store forskjeller i etasjeareal i tårnet i originalbygget finnes mengder og klimagassutslipp som et gjennomsnittet av plan 7 og plan 16, og gjennomsnittet multipliseres med det representative arealet. Beregningsgangen for klimagassutslipp presenteres nedenfor, og beregningsgangen for mengder er lik bortsett ifra at GWP ikke inkluderes.

Klimagassutslipp ifra bæresystemet per blokk:

$$GWP_{\text{blokk}} = \left(\sum_{i=1}^n (M_i * GWP_i) \right) * \frac{A_r}{A_e} \quad [\text{kg CO}_2]$$

der i=antall bygningsmaterialer

M_i=Mengde av et bygningsmateriale i en representativ etasje

GWP_i=CO₂ekvivalenter/ mengdeenhet for gjeldende bygningsmateriale.

A_r=totalt areal den representative etasjen skal representere

$$A_r = \sum_{j=1}^n A_j$$

der j= antall etasjer representert av representativ etasje

A_j = etasjeareal

A_e=areal for den representative etasje

Klimagassutslipp ifra tårnet i originalbygg

$$GWP_{tårn} = [(\sum_{i=1}^n (M_i * GWP_i))_{plan7} * \frac{1}{A_{plan7}} + (\sum_{i=1}^n (M_i * GWP_i))_{plan16} * \frac{1}{A_{plan16}}] * Ar/2$$

Klimagassutslipp for hvert av byggene:

$$GWP_{bygg}/m^2 = (\sum_{i=1}^n GWP_{blokk}) * \frac{1}{A_t} \quad [kg CO_2/m^2]$$

i=antall blokker

A_t=Totalt areal for hele bygget

7.2 Beregnede mengder

Tabell 7-1 viser beregnede mengder for hvert av byggene per kvadratmeter, og sammenligning av mengdene i begge byggene er en god kontroll av beregningene før klimagassregnskapet analyseres. Kolonnene vekt% angir hvor stor prosentandel hvert material utgjør av totalvekt for løsningsene med bruk av fiberarmering. Vektfordelingen er tilnærmet identisk for løsningsene med slakkarmering. Som en ser så utgjør betongen i dekkene den desidert største vektandelen for bæresystemet i begge bygningene, og sammen med betong i vegger og søyler så utgjør dette over 95 vekt%. Mengdene med avrettingsmassen er identisk for begge bygg da det er antatt samme tykkelse på avrettingslaget i begge bygg, og totalt bruttoareal er tilnærmet likt for begge bygg. Tilsvarende er mengdene av betong og armering i vegger identisk for begge bygningene, da vegger er antatt likt utført.

Tabell 7-1 Vektandeler i referansebygget

Bidragsyter	Referansebygg			Originalbygg		
	[kg/m ²]		Vekt%	[kg/m ²]		Vekt%
	Slakk	Fiber	Fiber	Slakk	Fiber	Fiber
Dekker -betong	480,0		60,7%	552,0		64,0%
Spennarmering	3,2		0,4%	4,8		0,6%
Slakkarmering	6,2			6,6		
Fiberarmering		6,0	0,8%		6,9	0,8%
Avretting	21,0		2,7%	21,0		2,4%
Søylebetong	58,4		7,4%	54,3		6,3%
Søylearmering	2,5		0,3%	3,9		0,5%
Veggbetong	216,2		27,3%	216,3		25,1%
Veggarmoring	3,6		0,5%	3,6		0,4%
Totalt	791	791	100%	863	863	100%

7.2.1 Sammenligning av beregnede mengder i originalbygg og referansebygg

Som en ser er betongmengden per kvadratmeter betydelig redusert i referansebygget, og dette skyldes reduksjonen i dekketverrsnitt her. En mer symmetrisk søyleplassering i referansebygget gir noe kortere maksimal spennvidde, men først og fremst mer jevne og optimale spennvidder. For Søndre blokk i referansebygget er spennviddene optimalisert med 0,8 ganger så store ytterspenn som innerspenn, hvilket er anbefalt for å optimalisere lastbalansering i etterspente flatdekker (Spenneteknikk, 2011). I den nordre delen ble ikke spennviddene optimalisert med dette forholdet av praktiske forhold på grunn av det store arealet kjernene utgjør her, som diskutert i kapittel 4.2. På tross av dette ble søyleplasseringen optimalisert ut fra de gitte forhold, og totalt sett er effekten dette gir at dekketykkelsen kan reduseres fra 230mm i originalbygget til 200mm i referansebygget.

Tabell 7-1 viser at nødvendig spennarmeringsmengde i referansebygget er signifikant mindre enn i originalbygget, og er redusert med omtrent 35%. Dette skyldes flere faktorer, men en viktig årsak er at redusert dekketykkelse gir redusert egenlast, som igjen fører til at mengden spennarmering som kreves for å balansere ønsket andel av egenlast blir redusert. Videre gir den symmetriske søyleplasseringen en enkel utførelse av spennkabler og mulighet for optimale kabelprofiler. Hvor store reduksjoner dette gir er vanskelig å tallfeste da det ikke er tilgang på modellen for originalbygget og dermed ikke er kjennskap til eksakt hvordan spennkabelføring er dimensjonert og utført. I originalbygget er det dog en del utkragerer hvilket vil føre til noe høyere behov for spennarmering. Det er også svært ujevn størrelse på spennviddene her, og dette gir et økt behov for spennarmering, da det er det største spennet som er dimensjonerende for spennkabelbruken i hele dekket. En ulempe med mindre dekketykkelse er imidlertid at eksentrisitetene til spennarmeringen må reduseres, og dette gir redusert lastbalansering med samme kabelføring. Dette vil føre til behov for mer spennarmering og veie opp noe for redusert behov ifra reduserte egenlaste.

Mengden slakkarmering er noe lavere i referansebygget og kan skyldes reduserte egenlaste og dermed mindre dimensjonerende momenter over søyler hvor det legges inn ekstra slakkarmering ekstra behov. Slakkarmering i bunn av dekket er likt for begge bygninger. I konstruksjonsberegningene ble det funnet ut at dekkene i referansebygget vil være utsatt for gjennomlokningsbrudd rundt de fleste søyler, som følge av den tynne dekketykkelsen, og det må derfor legges inn ekstra skjærarmering for å oppnå tilfredsstillende kapasitet rundt søyler. Det er ikke kjennskap til hvor mye skjærarmering som må legges inn i originalbygget, men i referansebygget utgjør skjærarmeringen svært små mengder. For dekkene som er mest utsatt for gjennomlokningsbrudd kreves det kun omtrent 0,5-0,6 kg/m² for å oppnå tilfredsstillende

skjærkapasitet. Økt behov for skjærarmering i referansebygget får dermed svært liten effekt på de totale mengdene. Fiberarmeringen er iblandet betongen og vil reduseres proporsjonalt med redusert tverrsnitt. Disse reduksjonene markerer hovedeffekten av enkel ytre geometri på bygget, og er bestemt med god nøyaktighet.

Søylene er dimensjonert med ulike beregningsmetoder for de to bygningene, og det har gitt noe ulike armeringsmengder. Noe av differansen mellom søylene tilskrives at beregningsmetoden med de representative etasjene er laget for å gjengi representativt areal av dekkene mest mulig korrekt. Søyleantall varierer med etasjene i originalbygget, og dette greier ikke beregningsmodellen å beskrive fullstendig. Dette kan sees på som sekundære effekter av endret utforming av bygget, som det knyttet noe mer usikkerhet til. Som beskrevet i kapittel 6.11 er søylene i referansebygget optimalisert for å minimere klimagassregnskap, og er valgt med et større tverrsnitt enn nødvendig, men det gir mindre bruk av armering og slår positivt ut på klimagassregnskap. Dette kan forklare at armeringsmengden er mindre i søylene for referansebygget. Disse forskjellene utgjør imidlertid en svært liten andel av totale mengder, effekten av dette er neglisjerbar.

Ved å analysere mengdene i de ulike delblokkene i referansebygget kan en se hvordan spennarmeringsmengden direkte påvirkes av at et spenn er ugunstig større enn de resterende. En ser at mengden spennkabler er høyest for Nordre Blokk, hvilket hovedsakelig skyldes det ene store spennet som ligger i ytterfelt i y-retning. Siden det er valgt å føre spennarmeringen konstant gjennom alle felt gir dette unødig mye spennkabler i andre felt, og eksentrisiteten må reduseres for å få jevn lastbalansering. I Nordre tårn og Søndre blokk er mengden spennkabler betydelig mye mindre, og dette skyldes i stor at søyleplassering er jevnere, som gir likere og noe mindre felt. Mindre forbruk av spennkabler i Nordre tårn sammenlignet med Søndre blokk, som har enda mer optimale forhold mellom spennvidder, skyldes mindre spenn i Nordre tårn. Dette viser hvordan lengden på spennvidder påvirker nødvendig mengde spennarmering og hvordan ugunstig arkitektur, i dette tilfellet min egen, fører til økte mengder.

Tabell 7-2 Spennarmeringsbehov i referansebygg

[kg spennkabel/m ²]	
Nordre blokk	4,0
Nordre tårn	2,6
Søndre blokk	3,0

7.3 Klimagassregnskap

7.3.1 Gjennomgang av klimagassregnskapene

Tabell 7-3 viser klimagassutslipp ifra alle bygningsmaterialer, for alle betongreseptene for referansebygget og for originalbygget som klimagassutslipp per kvadratmeter av bygget. De to nederste radene viser totale utslipp for løsningene med fiberarmering og med slakkarmering i de etterspente dekkene. De eneste forskjellene mellom løsningene med fiberarmering og slakkarmering er denne armeringen, da mengden spennarmering som kreves er lik for begge løsninger. Som en ser utgjør betongen i dekkene den desidert største andelen i alle regnskapene, uavhengig av betongresept. Videre ser en at vegger utgjør det nest største bidraget i alle regnskapene. Dette var også de to postene som utgjorde de største delene av vektandelene i bygget. Avrettingsmassen har imidlertid store tilknyttede klimagassutslipp, og for løsningene med gode betongresepter utgjør dette en stor del av klimagassregnskapet.

Tabell 7-3 Klimagassregnskap Referansebygg

Klimagassutslipp [kg CO ₂ ekv./m ²]						
Bidragsyter	Referansebygg			Originalbygg		
	Bransjereferanse	Lavkarbon	Ekstrem Lavkarbon	Bransjereferanse	Lavkarbon	Ekstrem Lavkarbon
Dekker -betong	74,3	39,0	29,9	85,4	44,9	34,4
Spennarmering	3,4	3,4	3,4	5,2	5,2	5,2
Slakkarmering	2,6	2,6	2,6	2,7	2,7	2,7
Fiberarmering	6,4	6,4	6,4	7,4	7,4	7,4
Avretting	10,3	10,3	10,3	10,3	10,3	10,3
Søylebetong	9,0	4,7	3,6	8,4	4,4	3,4
Søylearmering	1,04	1,04	1,04	1,63	1,63	1,63
Veggbetong	33,5	17,6	13,5	33,5	17,6	13,5
Veggarmring	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Totalt Slakkarmering	135,6	80,2	65,9	148,6	88,2	72,6
Totalt Fiberarmering	139,4	84,0	69,7	153,3	92,8	77,2

Figur 7-1 viser klimagassutslippene for to utvalgte løsningskombinasjoner med fiberarmering. Løsningen med bruk av etterspente flatdekker med fiberarmering og bruk av ekstrem lavkarbonbetong er antatt som en sannsynlig kombinasjon i prosjektet. Dette på grunn av de store besparelsene i tidsbruk fiberarmering gir sammenlignet med slakkarmering, og ekstrem lavkarbonbetong ligner trolig den betongresepten som faktisk vil bli brukt, skal prosjektet nå sine klimamål. Denne løsningen vises her for referansebygget, i tillegg til den dårligste løsningen

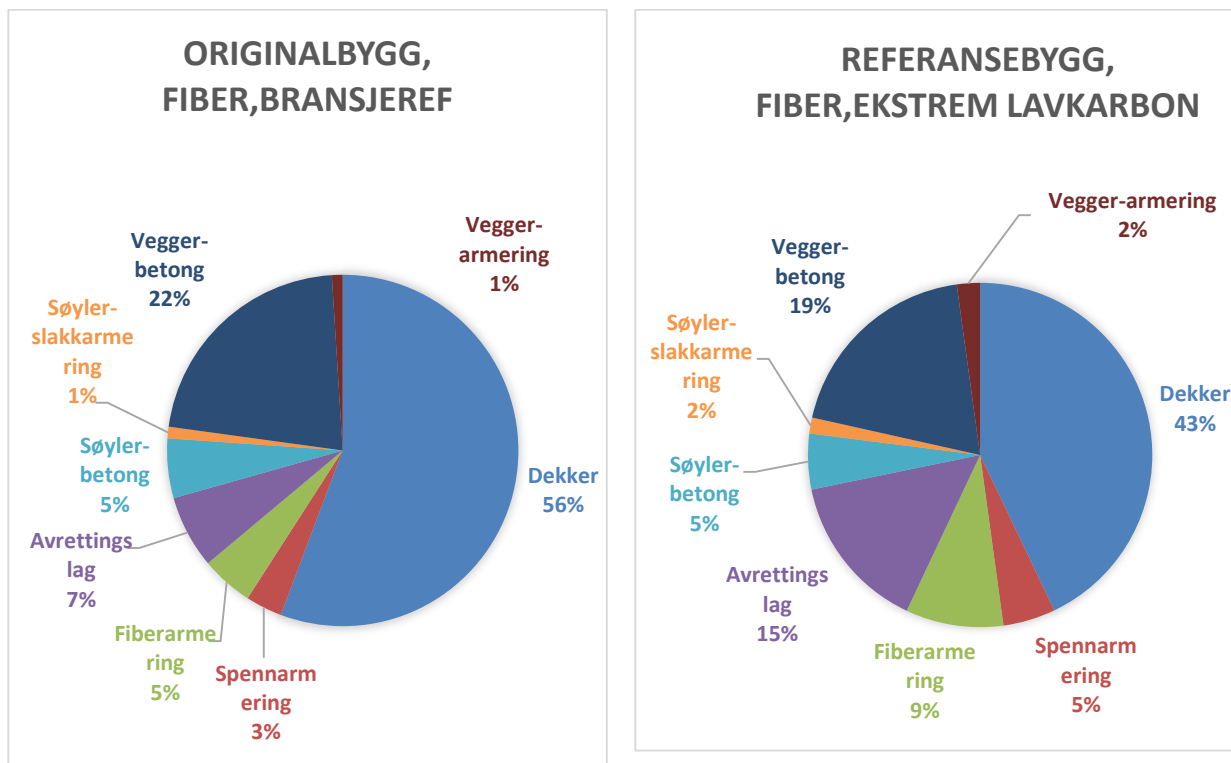
med bruk av fiberarmering og bransjereferansebetong i originalbygget. Løsningene med slakkarmering gir tilnærmet like kakediagrammer, bortsett ifra at slakkarmering utgjør litt mindre andeler enn fiberarmering.

De to diagrammene viser imidlertid tydelig effekten av bruk av lavkarbonbetong, ved at betong utgjør mindre prosentandel av totalt klimagassregnskap. De øvrige materialene som utgjør mindre andeler i Figur 7-1 a) blir viktigere når betongresepten optimaliseres i b).

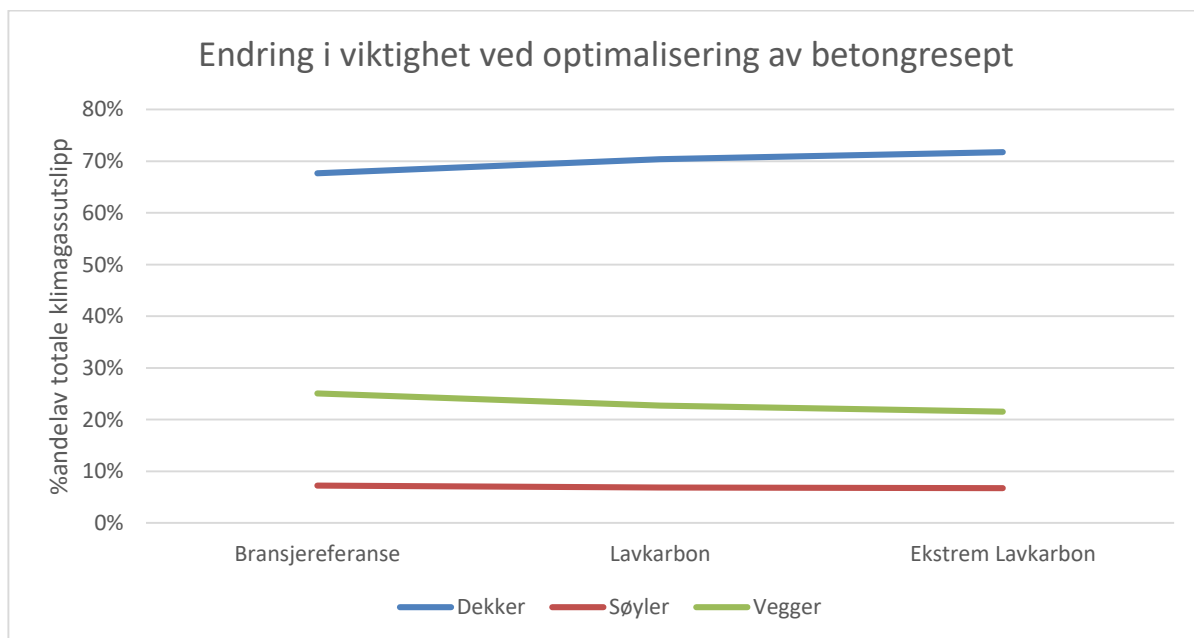
b) viser at avrettingslaget utgjør 15% av klimagassregnskapet, selv om det kun utgjør i underkant av 3 vekt% i referansebygget. Avrettingslaget har svært høye tilknyttede klimagassutslipp, og en optimalisering av EPDen for avretting vil dermed gi betydelige reduksjoner i klimagassutslipp, og spesielt der en bruker optimaliserte betongresepter. Spennarmering utgjør en forholdsvis beskjeden andel i begge klimagassregnskap på 3%-5%, men vektandelen det utgjør er enda mindre og omtrent 0,5%. Fiberarmering utgjør noe større vektandeler, og dermed større andeler i klimagassutslippene. Totalt utgjør spennarmering og fiberarmering, som begge baserer seg på den samme EPDen, ca. 14% av klimagassutslipp i referansebygget med fiberarmering og ekstrem lavkarbonbetong. Forbedringer i denne EPDen har derfor et potensiale til å redusere klimagassutslippene forholdsvis mye. Som en ser utgjør slakkarmering i søyler svært små andeler for begge løsninger, og får minimal betydning på klimagassutslippene selv for løsningen med ekstreme lavkarbonbetong.

Videre er det interessant å kategorisere bæresystemets klimagassregnskap inn i de tre delene det består av; dekker, søyler og vegger. Naturlig nok utgjør dekkene den desidert viktigste andelen av klimagassutslippene, siden det også er den desidert største vektandelen. Dekkene innebærer utslipp ifra betong i dekker, spennarmering, fiberarmering samt avrettingslag og utgjør 67%-74% av totale klimagassregnskap for alle løsninger. I denne oppgaven er det antatt at samme betongresept brukes i alle betongkomponenter. Det vil si at ved optimalisering av betongreseptene så utgjør de øvrige materialene i dekkene større prosentandeler av klimagassregnskapene. Dette kan en se i Figur 7-2 som viser hvordan dekkene totalt sett utgjør en større andel av klimagassregnskapene for når betongresepten optimaliseres, for fiberløsninger i referansebygget. Som en ser av samme figur så utgjør søylene, da medregnet betong og armering i søyler, en konstant verdi på omtrent 7% av totale klimagassutslipp, mens bidrag ifra betong og armering i vegger reduseres noe. En optimalisering av søyler vil redusere klimagassutslipp, og er vel og bra, men samlet sett for bygget vil det bety minimalt. Mindre spenn har gitt redusert dekketykkelse i denne oppgaven, men flere søyler og større totalt søylevolum. Når en ser hele bæresystemets klimagassutslipp under ett, så er de negative effektene av noen flere søyler minimal sammenlignet med de positive effektene redusert

dekketykkelse. Dette viser at det er optimalisering av dekker som er den viktigste måten for å redusere klimagassutslipp ifra bæresystemer, uavhengig av betongresept.



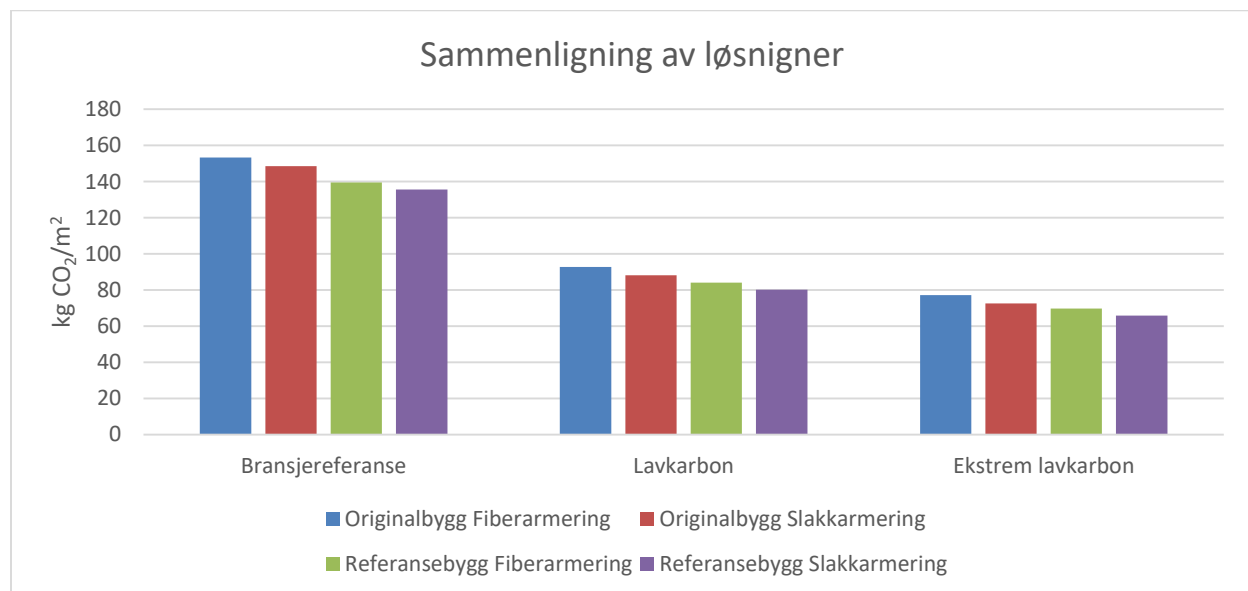
Figur 7-1 Klimagassutslipp per bidragsyter a) originalbygg b) referansebygg



Figur 7-2 Delbidragsutvikling ved optimalisering av betongresept i referansebygg

7.3.2 Sammenligning av klimagassregnskap

Figur 7-3 summerer opp resultatene i Tabell 7-3 og sammenligner alle de 12 kombinasjoner av løsningsene, med ulike betongresepter og løsninger med slakk og fiberarmering for både referansebygget og originalbygget. Stolpene i diagrammet er gruppert ut etter betongresept, da en tydelig ser at dette har størst betydning på resultatet. Videre ser en at det er en viss forskjell mellom utslippene ifra originalbygget og referansebygget, og noe forskjell mellom løsningene med fiberarmering og slakkarmering. Løsningen som kommer dårligst ut i analysen er å bygge originalbygget med fiberarmerte dekker med bruk av standard betongresept, og den beste løsningen med å bygge referansebygget med slakkarmering og en ekstrem lavkarbonbetongresept. Totalt blir endringene i klimagassutslipp ved å bruke beste løsning en reduksjon på hele 57% sammenlignet med dårligste løsning. Dette viser hvor viktig fokus på materialbruk, konstruksjonsløsninger og arkitektur er. De tre faktorene til mulige reduksjoner gjennomgås i de neste delkapitler.



Figur 7-3 Sammenligning av klimagassutslipp

7.3.3 Sammenligning av betongresepter

Ved å bruke ekstrem lavkarbonbetong istedenfor bransjereferanse realiserer man en reduksjon i klimagassutslipp på 50%-51% og dette er det tiltaket som gir desidert størst reduksjon. Dette er imidlertid en noe urealistisk sammenligning, da klimagassutslippene tilknyttet bransjereferanse er urealistisk høye som tidligere diskutert i kapittel 2.5.2 om betongens miljødata. Ekstrem lavkarbonbetong har utslipp som er ca. 40% lavere enn «normalbetongen» som leveres i Oslo i dag (Smeplass, 2016). Effekten som oppnås med å redusere utslippene ifra

en lavkarbonbetong til en ekstrem lavkarbonbetong er på 17%-18% for de ulike løsningene, og er fortsatt betydelig. Lavkarbonbetongen har imidlertid tilknyttede utslipp som ligger noe lavere enn hva enn vanlig betong levert i Oslo har, som gjerne er på nivå med lavkarbon klasse B eller C som presentert i Norsk Betongforenings publikasjon nr. 37 (Smeplass, 2016). De realistiske utslippsreduksjonene sammenlignet med en standard betong er derfor et sted mellom disse to ytterpunktene. En løsning med bruk av ekstrem lavkarbonbetong ansees imidlertid som mest realistiske om prosjektet skal kunne oppnå sine miljømål og vurderes videre i oppgaven.

7.3.4 Sammenligning av slakkarmert og fiberarmert løsning

Vekten av nødvendig fiber- og slakkarmering som trengs per kvadratmeter for de to byggene er forholdsvis lik. De tilknyttede miljødataene til fiberarmering og slakkarmering er det imidlertid stor forskjell på, og fiberarmering har 2,5 ganger så høye klimagassutslipp per kg som slakkarmering har. Verdiene for fiberarmering som ligger til grunn er det, som diskutert i kapittel 2.5.8, knyttet stor usikkerhet til. Dette får naturlig nok innvirkning på de totale klimagassregnskapene, og løsningene med slakkarmering kommer bedre ut. Forskjellene blir størst for originalbygget der betongmengdene, og dermed fiberarmeringsmengdene, er størst. Videre gir det størst prosentvis differanse mellom løsningene med bruk av ekstrem lavkarbonbetong. Siden utslippene ifra fiberarmeringen er konstant, men de totale utslippene er lavest her. For originalbygget med bruk av ekstrem lavkarbonbetong blir de totale utslippene 6% lavere ved bruk av slakkarmering istedenfor fiberarmering. Med bruk av bransjereferansebetong blir reduksjonene ved å bruke slakkarmering istedenfor fiberarmering ca. 3% for både originalbygget og referansebygget. Fordi grunnlaget er såpass usikkert er det imidlertid ikke sikkert disse reduksjonene er realistiske, og det anbefales ikke å vektlegge dette i for stor grad ved valg av løsning.

7.3.5 Sammenligning av originalbygg og referansebygg

Denne sammenligningen må sees i sammenheng med sammenligningen av mengder i de to bygningene. Klimagassregnskapene i originalbygget og referansebygget er beregnet med de samme bygningsmaterialer og miljødata, og alle forskjeller i denne sammenligningen kan derfor tilskrives mengdeendringer som følge av endret bæresystem. Differansen i klimagassutslipp mellom originalbygget og referansebygget er forholdsvis lik for alle løsningskombinasjonene, og er ikke så sensitiv ovenfor valg av betongresept eller armeringstype. Reduksjonene som kan oppnås med et mer optimalt bæresystem i referansebygget er i størrelsesorden 9%-10%, og vises i Tabell 7-4. Løsningen med bruk av etterspente flatdekker med fiberarmering og ekstrem

lavkarbonbetong er den kombinasjonen som gir størst utslag mellom originalbygget og referansebygget, med 9,7% reduksjon.

Tabell 7-4 Reduksjoner med referansebygg

	Bransjereferanse		Lavkarbon		Ekstrem Lavkarbon	
	kg CO ₂ ekv./m ² reduksjon	% reduksjon av originalbygg	kg CO ₂ ekv./m ² reduksjon	% reduksjon av originalbygg	kg CO ₂ ekv./m ² reduksjon	% reduksjon av originalbygg
Fiberarmering	13,8	9,0%	8,8	9,5%	7,5	9,7%
Slakkarmering	13,0	8,8%	8,0	9,1%	6,7	9,3%

Differansen mellom løsningene skyldes redusert dekketykkelse i referansebygget, og de direkte og indirekte effektene dette får for materialforbruk, som beskrevet i detalj i kapittel 7.2. Som en ser av Tabell 7-4 så blir de reelle reduksjonene størst ved bruk av bransjereferansebetong, mens de prosentvise reduksjonene blir størst ved bruk av ekstrem lavkarbonbetong. De reduserte mengdene er like for alle betongresepter, og dette gir naturlig nok størst reell reduksjon når betongreseptene har høyest tilknyttede klimagassutslipp, mens differansen utgjør større andel av de totale utslippene når betongresepten er optimalisert. Betongen i dekkene utgjør 60%-65% av mengdene i byggene, og reduksjoner i dekketykkelsen utgjør dermed mye på de totale klimagassregnskapene, uavhengig av valg av betongresept. For løsningene med bruk av fiberarmering og ekstrem lavkarbonbetong gir de reduserte betongvolumene alene en reduksjon på ca. 4,5kg CO₂ ekv./m², som tilsvarer 5,8% av totale klimagassutslipp for originalbygget med fiberarmering og ekstrem lavkarbonbetong.

Redusert spennkabelbruk i referansebygget slår positivt ut på klimagassregnskapet på grunn av de forholdsvis høye tilknyttede klimagassutslipp som spennarmering har, og for de samme løsningene gir dette en reduksjon på ca. 1,7kg CO₂ ekv./m², som tilsvarer 2,2% av klimagassutslippene til originalbygget. Mengden slakkarmering er noe lavere i referansebygget, og bidrar til reduserte klimagassutslipp. På samme måte gir redusert bruk av fiberarmering i referansebygget besparelse i klimagassutslipp, men klimagassutslippene tilknyttet fiberarmering er mye høyere enn for slakkarmering, og dette forklarer hvorfor differansen mellom byggene er størst for løsningene med fiberarmering. Redusert fiberarmering gir alene 1,0 kg CO₂ ekv./m² reduksjon ifra originalbygget til referansebygget, tilsvarende 1,2% reduksjon i klimagassutslipp for løsningen med ekstrem lavkarbonbetong. Økt total mengde betong i søyler i referansebygget gir økte klimagassutslipp sammenlignet med referansebygget, men mindre armering i søylene i referansebygget gir reduserte utslipp, og veier opp for dette. Totalt sett er differansen i klimagassutslipp mellom byggene på grunn av søyler liten, og gir 0,3kg CO₂ ekv./m² mindre i referansebygget.

8 Diskusjon & konklusjon

8.1 Vurdering av gyldigheten til resultatene

For å forbedre resultatene er det kontinuerlig gjort forbedringer i metodikk og beregningsmodeller underveis i arbeidet med oppgaven, samt at modeller og beregninger er nøye gjennomgått etter fullførte beregninger. Det er utført sensitivitetsanalyser der det har blitt identifisert potensielle feilkilder underveis for å kontrollere i hvilken grad endringer av disse faktorene påvirker totalresultatet.

8.1.1 Referansebygget og beregningsmodell for representative etasjer

Dimensjoner og mengder som er funnet i BIM-modellen, plantegninger og i arkitektbeskrivelser har ikke alltid stemt helt overens. Det er forsøkt å være konsekvent med hvilke verdier som er lagt til grunn for vurderinger og antagelser underveis, men hvis feil verdier er brukt vil dette være en feilkilde. Da det var for omfattende å dimensjonere hele bygget i denne oppgaven, er det brukt modeller med representative etasjer i begge byggene. Denne fremgangsmåten vil naturlig nok ikke gi helt korrekte mengder for bygget, og gir kun estimater. Etasjene er valgt etter nøye vurderinger av hvilke etasjer som er mest representative, og etter hvilket areal de representerer. Estimater er derfor antatt for å være troverdig. På grunn av originalbyggets skrånende fasader er takarealene betydelig mindre enn i referansebygget. Lite takareal er svært gunstig i denne modellen da takareal ikke er regnet som BRA, men kun som BTA og vil dermed øke de totale mengdene. Takarealet vil vel sannsynligvis kunne brukes slik at det får en positiv funksjon, men modellen tar ikke hensyn til dette.

8.1.2 Konstruksjonstekniske beregninger

Det er brukt mange ulike beregningsmetoder, programvarer og fremgangsmåter for å komme frem til resultatene i oppgaven. Eksport og import av resultater og beregninger mellom ulike programvarer forverrer beregningsprosessen, og gjør det krevende å rette opp i feil som oppdages underveis. Dekkene i originalbygget er dimensjonert i ADAPT Floor Pro av Steinar Trygstad i Thilt Engineering, og jeg har lite kjennskap til nøyaktig hvordan han har utført beregningene. Han er imidlertid blant Norges fremste eksperter på fagfeltet, og det er all grunn til å tro at det er korrekt. Dekkene i referansebygget har jeg selv dimensjonert i ADAPT Floor Pro for at resultatene skal være sammenlignbare, og er kontrollert med håndberegninger for Søndre blokk i referansebygget. Dekketykkelsen i referansebygget er redusert til 200mm fra

230mm i originalbygget. Dimensjoneringstabeller presentert av Steinar Trygstad, beregningene i ADAPT Floor Pro, og håndberegningene av Søndre blokk gir alle tilstrekkelig kapasitet med 200mm dekketykkelse. Videre har Steinar Trygstad sett på modellene og vurdert at de egner seg godt for bruk av fiberarmering med 200mm dekketykkelse, og det er dermed liten grunn til å tro at denne reduksjonen i dekketykkelse ikke er sannsynlig. De direkte og indirekte effektene av denne reduksjonen står imidlertid alene for majoriteten av differansen mellom de to bygningenes klimagassregnskap. Skulle det vise seg å ikke være gjennomførbart med 200 mm dekketykkelse av andre hensyn enn hva som er vurdert i denne oppgaven, eller hvis optimalisering av originalbygget viser at det er mulig å bygge med samme dekketykkelse vil resultatene endres totalt.

Søyler er dimensjonert med programvaren S-Concrete for originalbygget, men er dimensjonert med håndberegningmetoder for referansebygget. Det er ikke kjennskap til beregningsmetoden i S-Concrete, bortsett ifra at den er basert på EC2 og baserer seg på laster ifra en global analyse av en fullstendig 3D-modell av bygget i ADAPT Floor Pro. Håndberegningene baserer seg på laster funnet ved å lage en rammemodell av bygget i FAP-2D, og ble noe større. En så videre at armeringsmengden ble noe forskjellige med de to beregningsmetodene, og nødvendig søylearmering beregnet for referansebygget er en god del lavere enn for originalbygget. Søylearmering utgjør imidlertid svært små prosentandeler av klimagassregnskapene, og eventuelle feil i armeringsmengder vil få beskjeden innvirkning på resultatene. Dersom søylearmeringen i referansebygget settes lik som i originalbygget vil de prosentvise forskjellene mellom bygget reduseres med ca. 0,5%.

Betongmengdene i vegger er hentet ifra BIM-modellen og er antatt lik for begge bygg. ADAPT-modellene for referansebygget gir noe annerledes veggvolumer selv om vegger er tegnet inn med korrekte lengder og tykkelser, blant annet fordi vegger er lagt inn med åpning for dører i BIM-modellen, hvilket reduserer volumene. Det ble derfor antatt at verdiene ifra BIM-modellen vil være de mest korrekte veggvolumer for begge bygg. Veggarmoring er beregnet for hånd, og antatt likt for begge bygg. Det er imidlertid en viss usikkerhet knyttet til den vertikale veggarmoringen som er beregnet da korrekte mengder vil kreve en full globalanalyse av bygget, og det er antatt at det vil brukes 2 ganger minimumsarmeringen gitt i EC2. Det er utført en sensitivetsanalyse der vertikalarmeringen er økt til 6 ganger minimumsarmering i begge bygg, hvilket gir minimale forskjeller på resultatene og vil redusere de prosentvise forskjellene mellom byggene med 0,1%-0,3%.

Beregninger av fiberarmeringsmengder er utført av Steinar Trygstad for begge bygg, og er basert på ADAPT modellene. Nødvendige mengder slakkarmoring i overkant av dekker ved

søyler er beregnet med ADAPT Floor Pro, og er kontrollert med håndberegningene for Søndre blokk. Beregninger av mengder er utført i Excel, men forholdsvis omfattende beregningsark, modellene er gjennomgått utallige ganger for å kontrollere beregningene, og skal stemme bra. Alt i alt er resultatene vurdert til å være troverdige. Spesielt mengdene som utgjør de største postene i klimagassregnskapet er beregnet med stor grad av nøyaktighet, mens det er noe mer usikkerhet tilknyttet mindre poster som armering i søyler.

8.1.3 LCA-metode og EPDer

En viktig forskjell mellom denne oppgaven og de tidligere oppgavene på samme fagfelt er LCA-metoden og hva som er inkludert i bæresystemets klimagassregnskap. I masteroppgaven til Ollendorff (Ollendorff, 2012) ble dekker med underliggende bjelker og søyler inkludert i klimagassregnskapet. I egen prosjektoppgave (Sælen, 2015) ble det kun sett på dekker og underliggende bjelker, mens søyler ble antatt likt for begge løsninger og utelatt fra oppgaven da det utgjorde en liten andel av klimagassregnskapet i Ollendorff sin oppgave. I denne oppgaven er alle komponenter i bæresystemet over bakkenivå inkludert i klimagassregnskapet, selv om reduksjon av materialmengder hovedsakelig har fokusert på dekkene. Vegger utgjør 20%-25% av klimagassregnskapene og søyler omtrent 7%. Dette fører til at de prosentvise forskjellene mellom ulike løsninger blir mindre i denne oppgaven, da totale utslipp er større. En sensitivitetsanalyse er utført og viser at om en kun hadde tatt hensyn til materialer i dekkene ville de prosentvise forskjellene mellom originalbygget og referansebygget økt til omtrent 12%-13%.

Som beskrevet i kapittel 2.4 er det ikke utført en fullstendig LCA for byggene, og det er valgt å fokusere på de viktigste bærekomponentene i dekket, som er antatt å utgjøre mer enn 1vekt% av totalen. Tabell 7-1 Vektandeler i referansebygg forsterker denne antagelsen da en ser at f.eks. spennarmering utgjør mindre enn 1vekt%, og det er ingen utelatte komponenter i dekkene som vil utgjøre mer enn dette. Utelatte komponenter er for eksempel plastikkhylder med fettmasse rundt spennarmeringen, armeringstoler, samt mindre mengder armering som kreves for detaljer. Det er kun tatt hensyn til de beregningsmessig nødvendig mengdene i oppgaven, og ikke mengdene brukt på byggeplass som trolig vil være noe høyere. Videre er det satt en begrensning om at kun konstruksjoner over grunnen skal vurderes. Om en hadde tatt hensyn til konstruksjoner i grunnen i LCA-metodikken og antatt at disse vil være like for alle løsninger, så ville de prosentvise forskjellene mellom løsningene blitt redusert.

Det er ikke tatt hensyn til utslipp fra byggeperiode, så klimagassregnskapene vil ikke representere alle innebygde klimagassutslipp, men bidragene i byggefasen er antatt å være

forholdsvis like for begge bygg. Siden byggefasen ikke er inkludert er det heller ikke tatt hensyn til konsekvenser av oppvarmingstiltak som kreves ved bruk av lavkarbonbetong ved lave lufttemperaturer. Dette er imidlertid mye mindre enn besparelsene en får av å bruke ekstrem lavkarbonbetong (Smeplass, 2016).

Sammenlignet med klimagassregnskapet for Powerhouse Brattørkaia, så ser en at spennarmeringen utgjør en betraktelig mindre del av klimagassregnskapet nå. Inkludering av vegger og søyler i klimagassregnskap reduserer prosentandelen spennarmering utgjør noe. I tillegg er EPDen for spennarmering kraftig forbedret, og tilknyttede utslipp per kg spennstål er redusert med over 60%. Utslipp ifra avrettingslagene utgjør derimot en betraktelig større andel av klimagassregnskapene i denne oppgaven enn i de to foregående arbeidene. Dette skyldes at utslippene tilknyttet betongen som brukes i avrettingsmassen er økt ifra Ollendorff sitt estimat på 223 kg CO₂/m³ via 300 kg CO₂/m³ i egen prosjektoppgave og til 1029 kg CO₂/m³ i denne oppgaven. De tidligere verdiene som er brukt er trolig for lave, da de for eksempel er lavere enn verdiene for B35 bransjereferansebetong. Verdien som brukes nå er trolig for høy, men er basert på de per dags dato, mest korrekte tilgjengelige EPD-verdier fra et miljøprosjekt i Trondheim, og er trolig i mer riktig størrelsesorden enn de tidligere verdiene, som kun er estimer. Mengden avrettingsmasse er lik for begge bygg, og den forhøyede verdien for avrettingsmassen er igjen med på å redusere de prosentvise forskjellene mellom byggene. Sensitivitetsanalyse viser at bruk av estimatet på 300 kg CO₂/m³ ville de prosentvise forskjellene mellom byggene økt med ca. 1%. Gitt at estimatet er i riktig størrelsesorden så vil dermed feil i verdiene påvirke resultatet forholdsvis lite. Det er også usikkerhet tilknyttet klimagassutslippsverdiene til fiberarmeringen, og en sensitivitetsanalyse med 10% og 50% forbedring i disse verdiene viser at bruk av slakkarmering istedenfor fiberarmering vil gi en reduksjon på henholdsvis 2-5%, og 0,5-1,5% av totale klimagassutslipp. Estimater for klimagassutslipp ifra fiberarmering gir derfor en god indikasjon på hvilken løsning som er best i et klimagassutslippsperspektiv.

8.2 Konklusjon

Ved å forenkle arkitekturen og den geometriske utformingen av Gullhaug Torg kan bæresystemet og dekkeløsningene i bygget dimensjoneres slankere, og dette vil redusere bæresystemets klimagassutslipp med ca. 9%- 10%. Betong i dekkene står for den desidert største andelen av klimagassutslipp, og selv små reduksjoner i dekketykkelse gir store reduksjoner i klimagassutslipp. Det viser seg at en viktig arkitektonisk designparameter for å redusere utslipp ifra bæresystemet er symmetrisk søyleplassering som tilrettelegger for forholdsvis lik utforming og størrelse på spenn. Ved å unngå at ett spenn er mye større og dermed dimensjonerende kan en redusere tykkelsen på dekkene. Videre gir redusert dekketykkelse en gunstig sekundær effekt i form av redusert forbruk av fiberarmering i betongen ved valg av denne løsningen. I tillegg gir redusert dekketykkelse mindre egenlaster ifra dekkene, og dermed redusert behov for spennarmering for å balansere laster. En ulempe med tynne etterspente flatdekker er at de blir utsatt for gjennomlokningsbrudd rundt en stor andel av søylene for løsningene med slakkarmering, men dette kan man forhindre ved å legge inn skjærarmering rundt søyler. Mengdene skjærarmering som kreves for å oppnå tilfredsstillende kapasitet er små, og effektene på klimagassregnskapet er helt neglisjerbare. Dekkene i både originalbygget og referansebygget egner seg godt for bruk med fiberarmering istedenfor slakkarmering, og dette gir tilstrekkelig kapasitet i kombinasjon med spennarmering.

Tidligere forskning har vist at etterspente flatdekker i kombinasjon med betongsøyler gir små klimagassutslipp sammenlignet med andre bæresystemer. Etterspente flatdekker er i tillegg en dekkeløsning som tillater irregulær dekkegeometri og søyleplassering svært godt, og krever minimalt med sekundær bæring. Oppgaven bekrefter at etterspente flatdekker er en attraktiv dekkeløsning for å optimalisere bæresystemets klimagassregnskap, og reduksjonene i klimagassutslipp ifra originalbygget til referansebygget er derfor kun representativt for effekter av enklere arkitektonisk utforming hvis det velges etterspente flatdekker.

Optimalisering av betongresept gir beregningsmessige utslippsreduksjoner på omtrent 50% ved bruk av ekstrem lavkarbonbetong med utslipp på ca. $150\text{kgCO}_2/\text{m}^3$ istedenfor bransjereferanse med utslipp på i overkant av $370\text{kgCO}_2/\text{m}^3$. Dette er urealistisk store reduksjoner, da normal betong levert i Oslo har mindre utslipp enn bransjereferanse, og en mer realistisk reduksjon er i størrelsesorden 15%. Valg av slakkarmering reduserer klimagassutslippene med 3%-6% sammenlignet med fiberløsning, avhengig av betongresept, men det er usikkerhet tilknyttet disse tallene da EPD for fiberarmering ikke har vært tilgjengelig. Totalt sett ved å realisere alle tiltak som er funnet i oppgaven kan en redusere klimagassutslippene med 57% av den dårligste løsningen.

8.3 Konsekvenser av endret utforming på referansebygg

Som beskrevet i kapittel 1.2.1 om arkitektur og bæresystem for prosjektet, så ble en løsning med hulldekker og bæring i stål karakterisert som uegnet av RIB i prosjektet Astrid Pihl på grunn av byggets irregulære geometri. På grunn av den spesielle utformingen med ikke-rektangulær søylegrid, noen store spenn og utkragere ble istedenfor løsninger med etterspente flatdekker og BubbleDeck vurdert. Som en konsekvens av byggets endrede geometri i referansebygget gjelder ikke nødvendigvis dette resonnementet lenger, da alle faktorene for å velge etterspent flatdekke eller BubbleDeck presentert av RIB er luket vekk. Generelt sett vil en rektangulær utforming som i referansebygget tale i fordel for en hulldekkeløsning hos RIB. Det er imidlertid ikke sikkert det vil gjelde for Gullhaug Torg på grunn av høyden, da det ikke er kjennskap til mange rådgivere som prosjekterer høyhus som elementbygg (Smeplass, 2016). For nordre del hvor spennviddene ikke er større enn 6,7m, kan en løsning med slakkarmerte dekker være mulig.

Tidligere oppgaver om sammenligning av klimagassutslipp ifra dekkeløsninger (Ollendorff, 2012), (Sælen, 2015) har vist at etterspente flatdekker per dags dato er en av dekkeløsningene i betong med minst tilknyttede klimagassutslipp. Som diskutert i 8.1.3 så er de prosentvise forskjellene mellom dekkeløsninger i de tidligere oppgavene høyere enn i denne fordi ulike deler av bæresystemet er inkludert i analysene. Det er heller ikke gitt at etterspente dekker vil være mest gunstig i all fremtid. Hvis for eksempel betongresepten i hulldekker blir optimalisert i tilsvarende grad som for plaststøpt betong, så vil hulldekker kunne bli en bedre løsning på grunn av mindre volumer. Per dags dato ville trolig valg av en annen dekkeløsning enn etterspente flatdekker gitt høyere klimagassutslipp ifra bæresystemet, og den spesielle arkitekturen har dermed presset frem et «klimagassvennlig» bæresystem. Referansebygget vil imidlertid kreve minimalt med sekundær bæring for hulldekkeselementene, hvilket vil redusere de prosentvise forskjellene mellom dekkeløsninger som en så i analysen av Powerhouse Brattørkaia (Sælen, 2015). Den spesielle arkitekturen krever at det bygges med en optimal dekkeløsning som minimerer klimagassutslipp for å ha mulighet til å møte de krav om reduksjon av klimagassutslipp som stilles for et FutureBuilt prosjekt. En enklere geometri ville gitt lavere klimagassutslipp med det samme optimale bæresystemet, i tillegg kunne flere andre bæresystemer vært aktuelt. Det er derfor viktig å være klar over de begrensinger som settes når arkitekturen utelukker dekkeløsninger som krever rektangulære systemer.

8.4 Muligheter for optimalisering av Gullhaug Torg

8.4.1 Konstruksjonsteknisk potensial

Nøyaktig og presis dimensjonering hvor en unngår unødige konservative løsninger og tilhørende ekstra materialbruk er god klimapolitikk. En arkitektløsning og et bæresystem som tilrettelegger for optimal utnyttelse av byggets bruttoareal til bruksareal, slik at totalt bruttoareal kan reduseres vil minimere materialbruk. Jeg kjenner imidlertid ikke til i hvilken grad dette er optimalisert i prosjektet, men for miljøprosjekter som Gullhaug Torg med spesifikke krav til reduksjoner av klimagassutslipp vil unødige forbruk av materialer føre til at man må gjennomføre andre miljøtiltak, og alle tiltak som gir mindre materialbruk får dermed positiv økonomiske og miljømessige konsekvenser.

Som beskrevet i kapittel 4.1 så har ikke hensikten med oppgaven vært å utforme et perfekt bærekraftig bæresystem, men å utforme et bygg som er sammenlignbart med originalbygget og som har et enklere bæresystem. Det viser seg igjen i enkelte valg som ikke har vært ideelle, som for eksempel oppdelingen av den nordre delen i Nordre Blokk og Nordre Tårn, som gir et søyleoppsett i Nordre Blokk som ikke er optimalt, da største spennlengde blir i ytterfelt. Det kunne gitt bedre resultater å plassere tårnet midt på blokken, og dermed få to små ytterspenn på hver side av tårnet, eller eventuelt fordele arealet annerledes mellom blokkene.

I denne oppgaven er det antatt at byggets avstivningssystem vil bli likt i referansebygget som det er tegnet for originalbygget. Dette er gjort for å redusere omfanget av oppgaven, men det er ikke gitt at det ville blitt slik. Som en har sett så utgjør veggene omtrent 20%-25% av det totale klimagassregnskapet, og minimering av veggvolum vil slå positivt ut på klimagassregnskapet. En optimalisering av avstivningssystemet kan muligens redusere veggvolumer, dette er imidlertid ikke vurdert nærmere og det er ikke kjennskap til om dette er gjennomførbart eller praktisk. En optimalisering av søyler for å redusere søylevolum vil være mulig i begge bygg, da søylene er dimensjonert etter lastsituasjonen i 1. og 3. etasje i Nordre blokk der de største aksialkrefter oppstår, og antatt likt utført overalt. Søyledimensjoner oppover i etasjene i Nordre tårn, og i Søndre blokk kan derfor reduseres. Som en har sett ifra klimagassregnskapene så utgjør imidlertid utslipp ifra både armering og betong i søylene ikke mer enn 7% av totale utslipp, så potensialet for reduksjoner i klimagassregnskapene er noe begrenset. Gjenbruk av søyler fra et lagerbygg i Drammen er vurdert for prosjektet og dette vil, avhengig av hvordan utslipp allokeres, redusere klimagassutslippene fra søylene betraktelig.

Det ble vist i 7.3.1 at fiberarmering utgjør en betydelig andel av bæresystemets klimagassregnskap når betongresepten optimaliseres. For å redusere mengder kan en optimaliseringsmulighet være å støpe dekket med ulikt innhold av fiberarmering, eller bruke fiberarmering i kombinasjon med tradisjonell slakkarmering der det er spesielle behov, som for eksempel i kombinasjon med skjærarmering rundt søyler. Mengden fiber kan imidlertid ikke reduseres i særlig grad fra 30kg/m^3 , fordi man er avhengig av en viss mengde for å opprettholde de ønskede egenskapene til armeringen (Kanstad, 2016 b).

Det er i denne oppgaven valgt å se bort ifra alle konstruksjoner under grunnen for å avgrense oppgaven. Det er imidlertid omfattende arbeid som må gjøres i grunnen for å sikre bygningen, og grunnarbeider kan føre til en stor miljøbelastning. En optimalisering av konstruksjoner i grunn vil derfor kunne være med på å redusere prosjektets totale klimagassutslipp betraktelig. En slik optimalisering vil imidlertid kreve at byggets utforming er tilpasset grunnen, og ikke omvendt.

8.4.2 Potensial i materialene

Utvikling av en spesifikk EPD for avrettingsmasse og optimalisering av denne EPDen kan gi betydelige reduksjoner i klimagassutslipp for alle løsninger. For referansebygget med bruk av ekstrem lavkarbonbetong og fiberarmering utgjør avrettingslaget 5 ganger så stor andel på klimagassregnskapet som vekten tilsier, og potensialet er derfor betydelig. På samme måte vil utarbeidelse av en egen EPD for fiberarmering gi mer troverdige resultater for sammenligning av løsninger med slakkarmering og fiberarmering. Utvikling av spesifikk EPD og optimalisering av produksjon og råvarer hos fiberleverandør vil kunne redusere forskjellene mellom løsningene. Fiberarmerte dekker er i vinden og det burde være i leverandørens favør å utvikle en EPD for å gi bedre sammenligningsgrunnlag. Bruk av lavkarbonbetong i konstruksjoner i grunnen og geopolymerbetong i plasstøpte konstruksjoner som ikke er bærende kan redusere klimagassutslipp fra materialer ytterligere.

8.5 Videre arbeid

I denne oppgaven er optimale bæresystemer med tanke på klimagassutslipp sammenlignet og referansebygget gir mindre utslipp på grunn av at bygget kan dimensjoneres slankere. Det ville vært interessant å se hvordan andre og mindre optimale dekkeløsninger i referansebygget hadde prestert, sammenlignet med den samme optimale løsningen med etterspente flatdekker

i originalbygget. Ytterligere sammenligninger av klimagassutslipp ifra ulike bæresystemer og dekkeløsninger i flere prosjekter vil gi reelle sammenligningsverdier av klimagassutslipp på en mer generell basis. I egne oppgaver er det kun tatt hensyn til fasene A1-A3/A4 på bæresystemets klimagassregnskap og innebygget energi, og vurderingene slutter dermed før driftsfasen til bygget starter. En fullstendig livsløpsvurdering der det også tas hensyn til driftsfasen, og dermed nytte av den termiske massen og karbonatisering i betongen i bæresystemet, i tillegg til fleksibiliteten og levetiden til bæresystemet vil være relevant for å bedre kunne sammenligne optimale bærekonstruksjoner i betong med bærekonstruksjoner i tre. Dette vil gjøre det lettere å ta hensyn til klimagassutslipp ifra bæresystemet på et faktabasert grunnlag ved prosjektering, og kan bidra til å rette økt fokus mot klimagassregnskap av bæresystemer er å forenkle arbeidet som kreves av den prosjekterende for å lage klimagassregnskap. Hvis sirkulær økonomi skal være et satsingsområde for byggenæringen, som byggenæringens landsforening ønsker (Bnl, 2016), bør det rettes ytterligere fokus mot gjenbruk av elementer ifra bærende konstruksjoner, og hvordan dimensjonering for gjenbruk påvirker klimagassutslipp.

Betong utgjør den desidert største vektandelen i bæresystemet, og majoriteten av klimagassutslipp kan tilskrives betong, selv med en optimalisert betongresept. Ytterligere optimalisering av betongrecepter og forskning på alternative erstatningsmaterialer for sementklinker er derfor fortsatt en viktig måte for å redusere klimagassutslipp fra betongkonstruksjoner på. Også forskning på egenskapene til geopolymerbetong, for å muliggjøre bruk av denne betongtypen i bærende konstruksjoner kan bidra til å redusere klimagassutslipp fra betongkonstruksjoner.

Bibliografi

- Aalami Bijan O., & J. J. D., 2003. *Guidelines for design of post-tensioned floors*, s.l.: Concrete International.
- Aalami, B. O., 1993. *PTI Technical notes - One-Way and Two-Way Post-Tensioned Floor Systems*. [Online]
Available at: <http://www.post-tensioning.org/Uploads/Technote3.pdf>
[Accessed 10 09 2016].
- Aalami, B. O., 2010. *Hyperstatic (Secondary) Actions in Prestressing and Their Computation*. [Online]
Available at: <https://adaptsolutions.files.wordpress.com/2010/01/hyperstatic.pdf>
[Accessed 17 11 2016].
- ACI Structural journal - technical paper, 1999. *Design for Punching Shear Strength with ACI 318-95*, s.l.: ACI.
- ADAPT solution, 2000-2016. *Technical notes*. [Online]
Available at:
https://adaptsolutions.files.wordpress.com/2010/01/tendon_and_strand_definition_10.pdf
[Accessed 19 09 2016].
- Adapt Technical Support, 2016. *Mailkorrespondanse med Spencer Lee PE, CTO- Technical Director in Adapt Technical Support*. s.l.:s.n.
- Adapt, 2004. *Mesh density and accuracy of design values using ADAPT-Floor Pro*. [Online]
Available at: https://adaptsolutions.files.wordpress.com/2010/01/tn-184_fem_mesh_density_and_accuracy_of_design_values.pdf
[Accessed 15 09 2016].
- Betongelementforeningen, 2012. *Betongelementboken bind B - Avstivning og kraftoverføring*. s.l.:Betongelementforeningen.
- Bjartnes, A., 2014. *20C Status fra klimavitenskapen*, s.l.: Norsk Klimastiftelse.
- Bnl, 2016. *Grønt skifte - byggenæringens bidrag til løsning*, s.l.: Byggenæringens landsforening.
- Byggemiljø, M. f., 2008. *Veiledning til tilpasningsdyktighet*, s.l.: Byggemiljø - Byggenæringens miljøsekretariat.
- Collins, M. P. & M. D., 1991. *Prestressed Concrete Structures*. New Jersey: Prentice Hall.
- Core Technology AS, v. H. D., 2015. *BIM modell Gullhaug torg*, s.l.: s.n.
- EU, 2015. *ec.europa.eu/clima*. [Online]
Available at: http://ec.europa.eu/clima/policies/international/negotiations/paris/index_en.htm
[Accessed 12 09 2016].

Finnesand, B., 1989. *Tillegg til håndbok 40- Betongkonstruksjoner-beregning og dimensjonering av slakkarmerte betongkonstruksjoner etter NS 3473- Tabeller og diagrammer*. 1 ed. Oslo: Byggforsk.

Fjeldheim, H., 2016. *Rådgiver klima og materialer Skanska Teknikk* [Interview] (09 11 2016).

FutureBuilt, 2016. *futurebuilt.no*. [Online]
Available at: <http://www.futurebuilt.no/Om-oss>
[Accessed 09 09 2016].

Guddingsmo, T.-E., 2014. *Beregnings -og dimensjoneringsmetoder for etterspente flatdekker*, Trondheim: NTNU.

Helge Brattekjø, m. f., 2013. *Kompendium TVM4101 BM2 Vann- og miljøteknikk*. Trondheim: Institutt for vann-og miljøteknikk.

Hi Sun Choi, G. H. L. J. N. M., 2012. *Outrigger design for high-rise buildings - An output of the CTBUH Outrigger working group*. [Online]
Available at:
https://store.ctbuh.org/PDF_Previews/Books/2012_CTBUHOutriggerGuide_Preview.pdf
[Accessed 05 09 2016].

Holthe, K., 2014. *Grønn betong - En løsning for nullutslippsbygg?- ZEB konferansen 2014*, s.l.: s.n.

Kanstad, T., 2014. *Erfaringer fra Norge med (stål)fiberarmert betong*, s.l.: s.n.

Kanstad, T., 2016 a. *Betongkonstruksjoner 3 forelesning*. Trondheim: s.n.

Kanstad, T., 2016 b. *Veiledningsmøter*. Trondheim: s.n.

Larsen, P. K., 2014. *Konstruksjonsteknikk - Laster og bæresystemer*. 2. ed. Bergen: Fagbokforlaget vigmostad og Bjørke AS.

Lunde, S., 2015. *Etteroppspente fiberarmerte flatdekker - Evaluering av beregning -og dimensjoneringsmetoder*, Trondheim: NTNU.

Mathismoen, O., 2015. *aftenposten.no*. [Online]
Available at: <http://mm.aftenposten.no/kloden-var/klimaverstingen-som-vil-bli-best>
[Accessed 19 11 2015].

Naturvernforbundet, 2015. *Naturvernforbundet.no*. [Online]
Available at: http://naturvernforbundet.no/klima/norsk_klimapolitikk/norges-klimamal-article31620-131.html
[Accessed 10 10 2015].

Norsk Betongforening , 2015. *Publikasjon nr. 37 Lavkarbonbetong*, s.l.: Norsk Betongforening.

Norsk Betongforenings Miljøkomite, 2014. *Rapport nr. 4 Karbonopptak i betong*, Oslo: Norsk Betongforening.

Norwegian Green Building Council, 2015. *breeam-nor*. [Online]
Available at: <http://ngbc.no/breeam-nor/>
[Accessed 06 12 2016].

Ollendorff, M., 2012. *Powerhouse - Innebygget energi og klimagassregnskap for bæresystemene*, Trondheim: s.n.

Paul Mc Alister Architects and Energy consultants, 2016. *pmcarchitects.com*. [Online]
Available at: <http://www.pmcarchitects.com/blog/embodied-energy-of-materials/>
[Accessed 09 11 2016].

Powerhouse alliansen, 2015. *powerhouse.no*. [Online]
Available at: <http://www.powerhouse.no/om/>
[Accessed 19 11 2015].

Regjeringen, 2015. *regjeringen.no*. [Online]
Available at: <https://www.regjeringen.no/no/tema/plan-bygg-og-eiendom/plan--og-bygningsloven/bygg/innsikt/faktaark-om-nye-energikrav-til-nybygg/id2461620/>
[Accessed 20 11 2015].

Regjeringen, 2016. *EU foreslår klimamål for Norge*. [Online]
Available at: <https://www.regjeringen.no/no/aktuelt/eu-foreslar-klimamal-for-noreg/id2508044/>
[Accessed 28 08 2016].

Rø, J. V. & Furnes, G., 2010. *Masteroppgave. Beregning av etterspente flatdekker med FEM-analyser og forenklete metoder.*, Trondheim: NTNU.

Sælen E., E., 2016. *Rådgiver Sirkulær økonomi, Orobouros* [Interview] (09 10 2016).

Sælen, H., 2015. *Miljøprosjektering av dekkeløsninger og bæresystem for Powerhouse Brattørkaia*, Trondheim: NTNU.

SINTEF Byggforsk, 2014. *Betonginnovasjon i Norge; Resultater fra forskningsenteret COIN (2007-20014)*. [Online]
Available at: <https://www.sintef.no/globalassets/sintef-byggforsk/coin/annual-reports/coin-sluttrapport--2014.pdf>
[Accessed 13 09 2016].

SINTEF Byggforsk, n.d. *Termisk masse og klimatisering av bygninger*. [Online]
Available at: http://fabeko.no/assets/21-Termisk_masse.pdf
[Accessed 21 09 2016].

Sintef, 2012. <http://forskning.no/forurensning-bygningsmaterialer/2012/02/uutnyttet-ressurs-blir-miljobetong>. [Online]
[Accessed 18 11 2015].

SINTEF, 2016. *SINTEF Certification nr. 20462*, s.l.: SINTEF.

Skanska & Snøhetta m/fler, 2015. *Gullhaug Torg - sluttrapport skisseprosjekt 2015*, Oslo: Avantor.

Smeplass, S., 2016. *Møter og mailkorrespondanse med Sverre Smeplass*. s.l.:s.n.

Sørensen, S. I., 2015. *Betongkonstruksjoner –beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*, s.l.:Fagbokforlaget.

Spenneteknikk, 2011. *BBR VT CONA Single spenntausystem*. [Online]
Available at: <http://www.spennteknikk.no/brosjyrer/BBR-VT-CONA-Single-spenntausystem-24022011.pdf>
[Accessed 19 09 2016].

Standard Norge, 2004. *NS-EN 1192-1-1:2004+NA:2008, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. s.l.:s.n.

The Norwegian EPD Foundation, 2015. *epd-norge.no*. [Online]
Available at: <http://www.epd-norge.no/article.php?articleID=1520&categoryID=678>
[Accessed 13 09 2015].

Trygstad, S., 2015. *Fagansvarlig Thilt Engineering, Ph.D. i etterspente konstruksjoenr* [Interview] (16 10 2015).

Trygstad, S., 2016, a. *Møter og korrespondanse høsten 2016*. Oslo: s.n.

Trygstad, S., 2016, b. *Fremtidens løsninger på betonggulv og etasjeskillere*. [Online]
Available at: <http://bygg.tekna.no/betonggulv-og-etasjeskillere/>
[Accessed 10 10 2016].

Trygstad, S., 2016. *Etterspente fiberarmerte flatdekker*. s.l.: Tekna kurs.

United Nations, 2016. *www.un.org*. [Online]
Available at: <http://www.un.org/apps/news/story.asp?NewsID=55503#.WEkaBPkrLRY>
[Accessed 08 12 2016].

ZEB- Zero Emission buildings, 2015. *zeb.no*. [Online]
Available at: <http://www.zeb.no/index.php/news-and-events/208-skole-viser-vei-mot-lavkarbonsamfunnet>
[Accessed 09 10 2015].

Vedleggsliste

Vedleggsliste

Vedlegg A: EPDer

Vedlegg A.1: B35MF45 Lavkarbon A

Vedlegg A.2: B35MF45 Ekstrem Lavkarbon

Vedlegg A.3: Slakkarmering; Celsa Stål

Vedlegg A.4: Spennarmering og Fiberarmering;

Vedlegg B: Konstruksjonsberegninger

Vedlegg B.1: Lastkombinasjoner

Vedlegg B.2: Materialelegenskaper og forutsetninger

Vedlegg B.3: Spennkraft

Håndberegninger

Vedlegg B.4: Minimumsarmering

Vedlegg B.5: Ekvivalente krefter

Vedlegg B.6: Bruddgrensetilstand; Dimensjonering for moment

Vedlegg B.7: Bruddgrensetilstand; Dimensjonering for skjær

Vedlegg B.8: Bruksgrensetilstand

Vedlegg B.9: Søyledimensjonering

Vedlegg B.10: Veggdimensjonering

Adapt

Vedlegg B.11: Momentdiagrammer for x-retning Søndre Blokk

Tillegg

Vedlegg B.X.1: Kontroll av tvangsmomenter i Adapt

Vedlegg B.X.2: Forklaring av yttersøylemomenter i Adapt

Vedlegg A

Vedlegg A.1: B35MF45 Lavkarbon A: NorBetong AS

«B35 MF45 D22 ANL-FA + FA, 355050035, Vibrerbar betong, Stor Oslo»

Vedlegg A.2: B35MF45 Ekstrem Lavkarbon; NorBetong AS

«B30 MF60 D22 CEM III/B, 305030150, Vibrerbar betong, Trøndelag»

Vedlegg A.3: Slakkarmering; Celsa Steel Service AS

«Steel reinforcement products for concrete»

Vedlegg A.4: Spennarmering og Fiberarmering; FNsteel Hjulsbro AB

«PC strand, Prestressed steel for reinforcement of concrete»

ENVIRONMENTAL PRODUCT DECLARATION

in accordance with ISO 14025 ISO 21930 EN 15804

Eier av deklarasjonen:	NorBetong AS
Programoperatør:	The Norwegian EPD Foundation
Utgiver:	The Norwegian EPD Foundation
Deklarasjon nummer:	Prosjektspesifikk EPD med ref. til NEPD00283N
Publiserings nummer:	Ikke tildelt
ECO Platform registreringsnummer:	Ikke tildelt
Godkjent dato:	28.10.2016
Gyldig til:	26.11.2019

B35 M45 D22 ANL-FA + FA, 355050035, Vibrerbar betong, Stor-Oslo

NorBetong AS



www.epd-norge.no



Generell informasjon

Produkt:

B35 M45 D22 ANL-FA + FA, 355050035, Viberbar betong, Stor-Oslo

Programoperatør:

Næringslivets stiftelse for Miljødeklarasjoner
Pb. 5250 Majorstuen, 0303 Oslo
Phone: +47 23 08 80 00
e-post: post@epd-norge.no

Deklarasjon nummer:

Prosjektspesifikk EPD med ref. til NEPD00283N

ECO Platform registreringsnummer:**Deklarasjonen er basert på PCR:**

EN 15804:2012+A1:2013 tjener som kjerne-PCR
PCR for Precast Concrete Products, NPCR 20.2011.

Erklæringen om ansvar:

Eieren av deklarasjonen skal være ansvarlig for den underliggende informasjon og bevis. EPD Norge skal ikke være ansvarlig med hensyn til produsent informasjon, livsløpsvurdering data og bevis.

Deklarert enhet:

1 m3 B35 M45 D22 ANL-FA + FA, 355050035, Viberbar betong, Stor-Oslo

Deklarert enhet med opsjon:**Funksjonell enhet:****Verifikasjon:**

Uavhengig verifikasjon av data, annen miljøinformasjon og EPD er foretatt etter ISO 14025:2010, kapittel 8.1.3 og 8.1.4

Ekstern

Tredjeparts verifikator:

Sign



Seniorforsker Anne Rønning

(Uavhengig verifikator godkjent av EPD Norge)

Eier av deklarasjonen:

NorBetong AS
Kontaktperson: Britt Blom Marstrand
Telefon: + 47 22 87 83 00
e-post:
britt.blom.marstrander@norbetong.no

Produsent:

NorBetong AS

Produksjonssted:

Stor-Oslo

Kvalitet/Miljøsystem:

NorBetongs kvalitets- og miljøsystem er bygget opp iht. NS-EN 206. Det er dessuten supplert med miljømessige momenter iht. NS-EN ISO 14001 samt internkontrollforskriften

Org. no.:

934 468 740

Godkjent dato:

28.10.2016

Gyldig til:

26.11.2019

Årstall for studien:

2016

Sammenlignbarhet:

EPD av byggevarer er nødvendigvis ikke sammenlignbare hvis de ikke samsvarer med NS-EN 15804 og ses i en bygningskontekst.

Miljødeklarasjonen er utarbeidet av:

Deklarasjonen er utviklet ved bruk av EPDGen-Version 1.1
Godkjenning:
Bedriftsspesifikke data er

Samlet og registrert av: Thea Vik Nordeide

Kontrollert av: Britt Blom Marstrand

Godkjent:

Sign

(Daglig leder av EPD-Norge)

Produkt

Produktbeskrivelse:

Ferdigbetong produsert iht. NS-EN 206

Produktspesifikasjon:

Miljøindikatorene avviker fra NEPD00283N pga. endret betongsammensetning.

Materials	Percent
Cement	11,91
Aggregate	77,23
Water	6,73
Chemicals	0,16
SCM	3,97

Tekniske data:

B35 M45 D22 ANL-FA + FA CL 0,1. Viberbar betong med synk opp til 240mm

Markedsområde:

Stor-Oslo

Levetid:

Som for bygninger

LCA: Beregningsregler

Deklarert enhet:

1 m3 B35 M45 D22 ANL-FA + FA, 355050035, Viberbar betong, Stor-Oslo

Cut-off kriterier:

Alle viktige råmaterialer og all viktig energibruk er inkludert. Produksjonsprosessen for råmaterialene og energistrømmer som inngår med veldig små mengder (<1%) er ikke inkludert.

Allokering:

Allokering er gjort ihht bestemmelser i EN 15804
Inngående energi og vann, samt produksjon av avfall i egen produksjon er allokert likt mellom alle produktene gjennom masseallokering. Påvirkning for primærproduksjonen av resirkulerte materialer er allokert til hovedproduktet der materialet ble brukt. Resirkuleringsprosessen og transport av materialet er allokert til denne analysen.

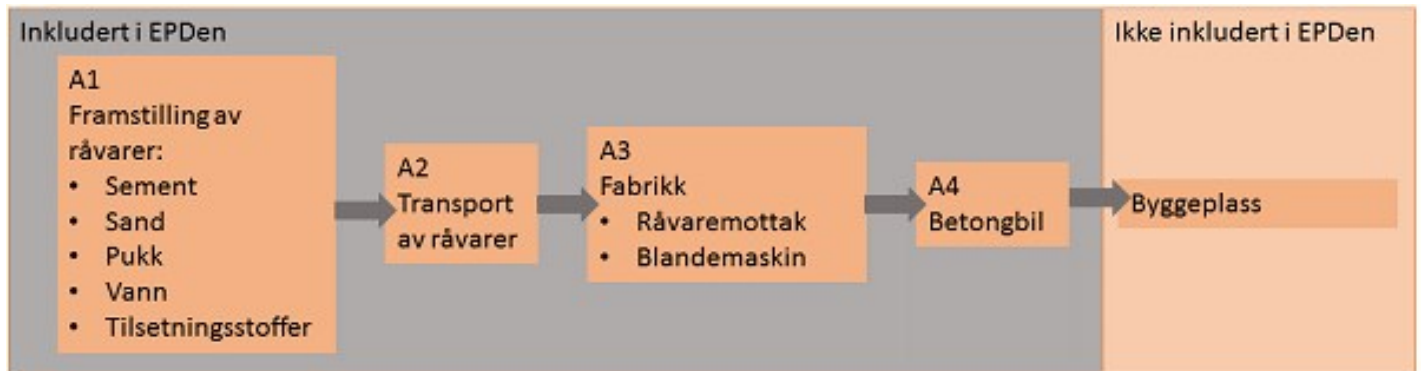
Datakvalitet:

Materials	Data quality	Source	Year
Aggregate	Database	Østfoldforskning	2012
Aggregate	Database	Modified EcoInvent	2012
Aggregate	Database	Modified EcoInvent	2012
Water	0	0	0
Chemicals	European average	Efca	0
Chemicals	European Average	Efca	0
SCM	Waste	0	0
SCM	EPD	TI, Denmark	2013
Cement	EPD	NEPD00024N	2013

Systemgrenser:

Alle prosesser fra råvareuttak til produktet ut fra fabrikkporten er inkludert i analysen.

Flytskjema:



Teknisk tilleggsinformasjon

LCA: Scenarier og annen teknisk informasjon

Følgende informasjonen beskriver scenariene for modulene i EPDen.

Transport fra produksjonssted til bruker (A4)

Type	Kapasitetsutnyttelse inkl retur %	Kjøretøytype	Distanse km	Brennstoff/Energi forbruk	Enhet	Verdi (l/t)
Bil	53 %	Concrete truck	7	0,020216	l/tkm	0,14
Jernbane	0 %		0	0	l/tkm	0
Båt	0 %		0	0	l/tkm	0
Annet	0 %		0	0	l/tkm	0

Byggefase A5

.	Enhet	Verdi
Hjelpematerialer	kg	0
Vannforbruk	m ³	0
Elektrisitetsforbruk	kWh	0
Andre energikilder	MJ	0
Materialtap	kg	0
Materialer fra avfallsbehandling	kg	0
Støv i luften	kg	0

Monterte produkter i bruk (B1)

.	Enhet	Verdi
Ingen påvirkning	0	0

Vedlikehold (B2)/Reparasjon (B3)

.	Enhet	Verdi
Vedlikeholdsfrekvens*	.	0
Hjelpematerialer	kg	0
Andre ressurser	kg	0
Vannforbruk	m ³	0
Elektrisitetsforbruk	kWh	0
Andre energikilder	MJ	0
Materialtap	kg	0

Utskifting (B4)/Renovering (B5)

.	Enhet	Verdi
Utskiftingsfrekvens*	stk	0
Elektrisitetsforbruk	kWh	0
Utskifting av slitte deler	0	0

* Tall eller referanselevetid

Drifts energi (B6) og vannbruk (B7)

.	Enhet	Verdi
Vannforbruk	m ³	0
Elektrisitetsforbruk	kWh	0
Andre energikilder	MJ	0
Utstyrets varmeeffekt	kW	0

Sluttfase (C1,C3,C4)

.	Enhet	Verdi
Farlig avfall	kg	0
Blandet avfall	kg	0
Gjenbruk	kg	0
Resirkulering	kg	0
Energigjenvinning	kg	0
Til deponi	kg	0

Transport avfallsbehandling (C2)

Type	Kapasitetsutnyttelse inkl retur %	Kjøretøytype	Distanse km	Brennstoff/Energi forbruk	Enhet	Verdi (l/t)
Bil	0 %		0	0	l/tkm	0
Jernbane	0 %		0	0	l/tkm	0
Båt	0 %		0	0	l/tkm	0
Annet	0 %		0	0	l/tkm	0

Gevinst og belastninger etter endt levetid (D)

LCA: Resultater

Systemgrenser (X=inkludert, MND=modul ikke deklartert, MNR=modul ikke relevant)

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

Miljøpåvirkning (Environmental impact)

Parameter	Unit	A1	A2	A3	A4	A5	B2	B6
GWP	kg CO ₂ -eq	1,85E+002	5,94E+000	2,76E+000	1,36E+000			
ODP	kg CFC11 -eq	2,95E-006	0,00E+000	4,90E-007	0,00E+000			
POCP	kg C ₂ H ₄ -eq	3,06E-002	2,97E-003	3,74E-004	2,42E-004			
AP	kg SO ₂ -eq	4,29E-001	2,44E-002	7,24E-003	4,80E-003			
EP	kg PO ₄ ³⁻ -eq	1,13E-001	2,55E-002	1,09E-003	9,98E-004			
ADPM	kg Sb -eq	1,83E-004	0,00E+000	2,94E-006	0,00E+000			
ADPE	MJ	1,03E+003	8,40E+001	3,80E+001	2,08E+001			

GWP Global warming potential; ODP Depletion potential of the stratospheric ozone layer; POCP Formation potential of tropospheric photochemical oxidants; AP Acidification potential of land and water; EP Eutrophication potential; ADPM Abiotic depletion potential for non fossil resources; ADPE Abiotic depletion potential for fossil resources

Ressursbruk (Resource use)

Parameter	Unit	A1	A2	A3	A4	A5	B2	B6
RPEE	MJ	2,09E+002	7,27E-001	1,65E+001	3,20E-001			
RPEM	MJ	1,53E+000	2,04E-001	1,41E-001	9,79E-002			
TRPE	MJ	2,11E+002	9,31E-001	1,67E+001	4,18E-001			
NRPEE	MJ	1,06E+003	8,50E+001	3,94E+001	2,12E+001			
NRPEM	MJ	1,23E+001	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000			
TNRPE	MJ	1,07E+003	8,50E+001	3,94E+001	2,12E+001			
SM	kg	1,40E+002	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000			
RSF	MJ	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000			
NRSF	MJ	3,59E+002	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000			
W	m ³	3,13E+002	2,93E-001	2,75E-001	1,89E-002			

RPEE Renewable primary energy resources used as energy carrier; RPEM Renewable primary energy resources used as raw materials; TPE Total use of renewable primary energy resources; NRPE Non renewable primary energy resources used as energy carrier; NRPM Non renewable primary energy resources used as materials; TRPE Total use of non renewable primary energy resources; SM Use of secondary materials; RSF Use of renewable secondary fuels; NRSF Use of non renewable secondary fuels; W Use of net fresh water

Livsløpets slutt - Avfall (End of life - Waste)

Parameter	Unit	A1	A2	A3	A4	A5	B2	B6
HW	kg	9,09E-004	2,80E-005	1,41E-005	1,60E-005			
NHW	kg	2,85E+001	3,76E+000	9,99E+000	2,10E+000			
RW	kg	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000			

HW Hazardous waste disposed; NHW Non hazardous waste disposed; RW Radioactive waste disposed

Livsløpets slutt - Utgangsfaktorer (End of life - Output flow)

Parameter	Unit	A1	A2	A3	A4	A5	B2	B6
CR	kg	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000			
MR	kg	0,00E+000	0,00E+000	6,95E+000	0,00E+000			
MER	kg	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000			
EEE	MJ	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000			
ETE	MJ	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000			

CR Components for reuse; MR Materials for recycling; MER Materials for energy recovery; EEE Exported electric energy; ETE Exported thermal energy

Norske tilleggskrav

Klimagassutslipp fra bruk av elektrisitet i produksjonsfasen

Følgende datasett fra databasen ecoinvent v3 (juni 2012) for norsk produksjonsmiks inkludert import, på lavspenning er benyttet; Energy/Electricity country mix/Low voltage/Market: Electricity, low voltage {NO} market for | Alloc Def, U. Produksjon av overføringsnett, i tillegg til direkte utslipp og tap ved overføring, er inkludert. Karakteriseringsfaktorer fra EN15804:2012+A1:2013 er benyttet. Dette gir et klimagassutslipp på: 25 g CO2 ekv/kWh

Farlige stoffer

Produktet inneholder ingen stoffer fra REACH Kandidatliste eller den norske prioritetslisten

Inneklima

Produktet har ingen påvirkning på inneklima.

Produktet tilfredsstiller kravene til lavt forurensende (M1) etter EN 15251:2007 appendix E

Bibliografi

NS-EN ISO 14025:2010 Miljømerker og deklarasjoner - Miljødeklarasjoner type III - Prinsipper og prosedyrer.

NS-EN ISO 14044:2006 Miljøstyring - Livsløpsvurderinger - Krav og retningslinjer

NS-EN 15804:2012+A1:2013 Bærekraftig byggverk - Miljødeklarasjoner - Grunnleggende produktkategoriregler for byggevarer

ISO 21930:2007 Sustainability in building construction - Environmental declaration of building products.

PCR for Precast Concrete Products, NPCR 20.2011, www.epd-norge.no

Vold M. og Edvardsen T. (2014); EPD-generator for betongindustrien, Bakgrunnsinformasjon for verifisering, OR 04.14 Østfoldforskning, Fredrikstad, Januar 2014.

Vold M. og Edvardsen T. (2014); EPD-generator for betongindustrien, Brukerveiledning, OR 05.14 Østfoldforskning, Fredrikstad, Januar 2014.

	Programoperatør og utgiver Næringslivets Stiftelse for Miljødeklarasjoner Pb. 5250 Majorstuen 0303 Oslo Norway	Telefon: +47 23 08 82 92 e-post: post@epd-norge.no web: www.epd-norge.no
	Eier av deklarasjon NorBetong AS Postboks 203 Lilleaker 0216 Oslo	Telefon: + 47 22 87 83 00 Fax: e-post: britt.blom.marstrander@norbetong.no web: www.norbetong.no
	Forfatter av livsløpsrapporten Østfoldforskning AS Stadion 4 1671 Kråkerøy	Telefon: +47 69 35 11 00 Fax: +47 69 34 24 94 e-post: post@ostfoldforskning.no web: www.ostfoldforskning.no

ENVIRONMENTAL PRODUCT DECLARATION

in accordance with ISO 14025 ISO 21930 EN 15804

Eier av deklarasjonen:	NorBetong AS
Programoperatør:	The Norwegian EPD Foundation
Utgiver:	The Norwegian EPD Foundation
Deklarasjon nummer:	Prosjektspesifikk EPD med ref. til NEPD00283N
Publiserings nummer:	Ikke tildelt
ECO Platform registreringsnummer:	Ikke tildelt
Godkjent dato:	
Gyldig til:	26.11.2019

**B30 M60 D22 CEM III/B, 305030150,
Vibrerbar betong, Trøndelag**

NorBetong AS



www.epd-norge.no



Generell informasjon

Produkt:

B30 M60 D22 CEM III/B, 305030150, Vibrerbar betong, Trøndelag

Programoperatør:

Næringslivets stiftelse for Miljødeklarasjoner
Pb. 5250 Majorstuen, 0303 Oslo
Phone: +47 23 08 80 00
e-post: post@epd-norge.no

Deklarasjon nummer:

Prosjektspesifikk EPD med ref. til NEPD00283N

ECO Platform registreringsnummer:

From EPD

Deklarasjonen er basert på PCR:

EN 15804:2012+A1:2013 tjener som kjerne-PCR
PCR for Precast Concrete Products, NPCR 20.2011.

Erklæringen om ansvar:

Eieren av deklarasjonen skal være ansvarlig for den underliggende informasjon og bevis. EPD Norge skal ikke være ansvarlig med hensyn til produsent informasjon, livsløpsvurdering data og bevis.

Deklarert enhet:

1 m3 B30 M60 D22 CEM III/B, 305030150, Vibrerbar betong, Trøndelag

Deklarert enhet med opsjon:

From EPD

Funksjonell enhet:

From EPD

Verifikasjon:

Uavhengig verifikasjon av data, annen miljøinformasjon og EPD er foretatt etter ISO 14025:2010, kapittel 8.1.3 og 8.1.4

Ekstern

Tredjeparts verifikator:

Sign

Seniorforsker Anne Rønning

Eier av deklarasjonen:

NorBetong AS
Kontaktperson: Tom I. Fredvik
Telefon: + 47 22 87 83 00
e-post: tom.fredvik@norbetong.no

Produsent:

NorBetong AS

Produksjonssted:

Trøndelag

Kvalitet/Miljøsystem:

NorBetongs kvalitets- og miljøsystem er bygget opp iht. NS-EN 206. Det er dessuten supplert med miljømessige momenter iht. NS-EN ISO 14001 samt internkontrollforskriften

Org. no.:

934 468 740

Godkjent dato:**Gyldig til:**

26.11.2019

Årstall for studien:

2016

Sammenlignbarhet:

EPD av byggevarer er nødvendigvis ikke sammenlignbare hvis de ikke samsvarer med NS-EN 15804 og ses i en bygningskontekst.

Miljødeklarasjonen er utarbeidet av:

Deklarasjonen er utviklet ved bruk av EPDGen-Version 1.1
Godkjenning:
Bedriftsspesifikke data er

Samlet og registrert av: Britt Blom Marstrander

Kontrollert av:

Godkjent:

Sign

Produkt

Produktbeskrivelse:

Ferdigbetong produsert iht. NS-EN 206

Produktspesifikasjon:

Miljøindikatorene avviker fra NEPD00283N pga. endret betongsammensetning.

Materials	Percent
Cement	14,41
Aggregate	78,18
Water	6,64
Chemicals	0,16
SCM	0,61

Tekniske data:

B30 M60 D22 CEM III/B CL 0,1. Vibrerbar betong med synk opp til 240mm

Markedsområde:

Trøndelag

Levetid:

Som for bygninger

LCA: Beregningsregler

Deklarert enhet:

1 m3 B30 M60 D22 CEM III/B, 305030150, Vibrerbar betong, Trøndelag

Cut-off kriterier:

Alle viktige råmaterialer og all viktig energibruk er inkludert. Produksjonsprosessen for råmaterialene og energistrømmer som inngår med veldig små mengder (<1%) er ikke inkludert.

Allokering:

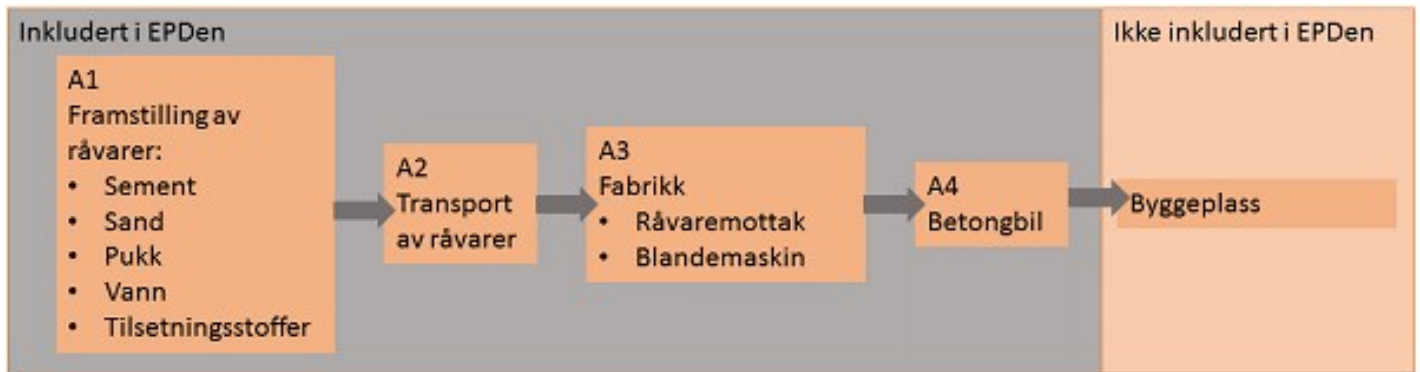
Allokering er gjort ihht bestemmelser i EN 15804
Inngående energi og vann, samt produksjon av avfall i egen produksjon er allokert likt mellom alle produktene gjennom masseallokering. Påvirkning for primærproduksjonen av resirkulerte materialer er allokert til hovedproduktet der materialet ble brukt. Resirkuleringsprosessen og transport av materialet er allokert til denne analysen.

Datakvalitet:

Materials	Data quality	Source	Year
Water	0	0	0
Aggregate	Database	Østfoldforskning	2012
Aggregate	Database	Modified EcoInvent	2012
Aggregate	Database	Modified EcoInvent	2012
Chemicals	European average	Efca	0
Cement	EPD	NEPD 297E	2014
SCM	Waste	0	0

Alle prosesser fra råvareuttak til produktet ut fra fabrikkporten er inkludert i analysen.

Flytskjema:



Teknisk tilleggsinformasjon

LCA: Scenarier og annen teknisk informasjon

Følgende informasjonen beskriver scenariene for modulene i EPDen.

Transport fra produksjonssted til bruker (A4)

Type	Kapasitetsutnyttelse inkl retur %	Kjøretøytype	Distanse km	Brennstoff/Energi forbruk	Enhet	Verdi (l/t)
Bil	0 %		0	0	l/tkm	0
Jernbane
Båt
Annet

Byggefase A5

.	Enhet	Verdi
Hjelpematerialer	kg	0
Vannforbruk	m ³	0
Elektrisitetsforbruk	kWh	0
Andre energikilder	MJ	0
Materialtap	kg	0
Materialer fra avfallsbehandling	kg	0
Støv i luften	kg	0

Monterte produkter i bruk (B1)

.	Enhet	Verdi
Ingen påvirkning	0	0

Vedlikehold (B2)/Reparasjon (B3)

.	Enhet	Verdi
Vedlikeholdsfrekvens*	.	0
Hjelpematerialer	kg	0
Andre ressurser	kg	0
Vannforbruk	m ³	0
Elektrisitetsforbruk	kWh	0
Andre energikilder	MJ	0
Materialtap	kg	0

Utskifting (B4)/Renovering (B5)

.	Enhet	Verdi
Utskiftingsfrekvens*	stk	0
Elektrisitetsforbruk	kWh	0
Utskifting av slitte deler	0	0

* Tall eller referanselevetid

Drifts energi (B6) og vannbruk (B7)

.	Enhet	Verdi
Vannforbruk	m ³	0
Elektrisitetsforbruk	kWh	0
Andre energikilder	MJ	0
Utstyrets varmeeffekt	kW	0

Slutfase (C1,C3,C4)

.	Enhet	Verdi
Farlig avfall	kg	0
Blandet avfall	kg	0
Gjenbruk	kg	0
Resirkulering	kg	0
Energigjenvinning	kg	0
Til deponi	kg	0

Transport avfallsbehandling (C2)

Type	Kapasitetsutnyttelse inkl retur %	Kjøretøytype	Distanse km	Brennstoff/Energi forbruk	Enhet	Verdi (l/t)
Bil	0 %	-	0	0	l/tkm	0
Jernbane
Båt
Annet

From EPD

Gevinst og belastninger etter endt levetid (D)

From EPD

LCA: Resultater

Systemgrenser (X=inkludert, MND=modul ikke deklarerert, MNR=modul ikke relevant)

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

Miljøpåvirkning (Environmental impact)

Parameter	Unit	A1	A2	A3	A4	A5	C1	C2
GWP	kg CO ₂ -eq	1,19E+002	2,95E+001	2,27E+000	1,17E+000			
ODP	kg CFC11 -eq	5,00E-006	0,00E+000	3,98E-007	0,00E+000			
POCP	kg C ₂ H ₄ -eq	3,50E-001	1,48E-001	6,11E-003	4,11E-003			
AP	kg SO ₂ -eq	2,13E-001	3,26E-002	1,04E-003	8,56E-004			
EP	kg PO ₄ ³⁻ -eq	1,51E-002	5,50E-003	3,13E-004	2,07E-004			
ADPM	kg Sb -eq	9,80E-005	0,00E+000	3,74E-006	0,00E+000			
ADPE	MJ	9,12E+002	4,53E+002	3,09E+001	1,78E+001			

GWP Globalt oppvarmingspotensial; **ODP** Potensial for nedbryting av stratosfærisk ozon; **POCP** Potensial for fotokjemisk oksidantdannning; **AP** Forsurningspotensial for kilder på land og vann; **EP** Overgjødslingspotensial; **ADPM** Abiotisk uttømmingspotensial for ikke-fossile ressurser; **ADPE** Abiotisk uttømmingspotensial for fossile ressurser

Ressursbruk (Resource use)

Parameter	Unit	A1	A2	A3	A4	A5	C1	C2
RPEE	MJ	3,85E+001	6,92E+000	2,24E+001	2,74E-001			
RPEM	MJ	1,75E+000	2,12E+000	1,75E-001	8,39E-002			
TRPE	MJ	4,03E+001	9,04E+000	2,26E+001	3,58E-001			
NRPEE	MJ	9,73E+002	4,63E+002	3,23E+001	1,82E+001			
NRPEM	MJ	1,93E+001	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000			
TNRPE	MJ	9,92E+002	4,63E+002	3,23E+001	1,82E+001			
SM	kg	2,68E+002	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000			
RSF	MJ	1,08E+002	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000			
NRSF	MJ	1,28E+002	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000			
W	m ³	7,48E+001	4,10E-001	2,62E-001	1,62E-002			

RPEE Fornybar primærenergi brukt som energibærer; **RPEM** Fornybar primærenergi brukt som råmateriale; **TRPE** Total bruk av fornybar primærenergi; **NRPEE** Ikke fornybar primærenergi brukt som energibærer; **NRPEM** Ikke fornybar primærenergi brukt som råmateriale; **TNRPE** Total bruk av ikke fornybar primærenergi; **SM** Bruk av sekundære materialer; **RSF** Bruk av fornybart sekundære brensel; **NRSF** Bruk av ikke fornybart sekundære brensel; **W** Netto bruk av ferskvann

Livsløpets slutt - Avfall (End of life - Waste)

Parameter	Unit	A1	A2	A3	A4	A5	C1	C2
HW	kg	1,41E-002	3,47E-004	1,23E-005	1,40E-005			
NHW	kg	1,79E+001	4,54E+001	2,74E-001	1,80E+000			
RW	kg	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000			

HW Avhendet farlig avfall; **NHW** Avhendet ikke-farlig avfall; **RW** Avhendet radioaktivt avfall

Livsløpets slutt - Utgangsfaktorer (End of life - Output flow)

Parameter	Unit	A1	A2	A3	A4	A5	C1	C2
CR	kg	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000			
MR	kg	3,54E-001	0,00E+000	1,48E+001	0,00E+000			
MER	kg	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000			
EEE	MJ	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000			
ETE	MJ	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000			

CR Komponenter for gjenbruk; **MR** Materialer for resikulering; **MER** Materialer for energigjenvinning; **EEE** Eksportert elektrisk energi; **ETE** Eksportert termisk energi

Norske tilleggskrav

Klimagassutslipp fra bruk av elektrisitet i produksjonsfasen

Følgende datasett fra databasen ecoinvent v3 (juni 2012) for norsk produksjonsmiks inkludert import, på lavspenning er benyttet; Energy/Electricity country mix/Low voltage/Market: Electricity, low voltage {NO} market for | Alloc Def, U. Produksjon av overføringsnett, i tillegg til direkte utslipp og tap ved overføring, er inkludert. Karakteriseringsfaktorer fra EN15804:2012+A1:2013 er benyttet. Dette gir et klimagassutslipp på: 25 g CO₂-ekv/kWh

Farlige stoffer

Produktet er ikke tilført stoffer fra REACH kandidatliste over stoffer av svært stor bekymring, stoffer på den norske Prioritetslisten og stoffer som fører til at produktet blir klassifisert som farlig avfall. Det kjemiske innholdet i produktet er i samsvar med den norske produktforskriften. Begge lister sjekket februar 2016

Inneklima

Produktet har ingen påvirkning på inneklima.

Produktet tilfredsstiller kravene til lavt forurensende (M1) etter EN 15251:2007 appendix E

Bibliografi

NS-EN ISO 14025:2010 Miljømerker og deklarasjoner - Miljødeklarasjoner type III - Prinsipper og prosedyrer.

NS-EN ISO 14044:2006 Miljøstyring - Livsløpsvurderinger - Krav og retningslinjer

NS-EN 15804:2012+A1:2013 Bærekraftig byggverk - Miljødeklarasjoner - Grunnleggende produktkategoriregler for byggevarer

ISO 21930:2007 Sustainability in building construction - Environmental declaration of building products.

PCR for Precast Concrete Products, NPCR 20.2011, www.epd-norge.no

Vold M. og Edvardsen T. (2014); EPD-generator for betongindustrien, Bakgrunnsinformasjon for verifisering, OR 04.14 Østfoldforskning, Fredrikstad, Januar 2014.

Vold M. og Edvardsen T. (2014); EPD-generator for betongindustrien, Brukerveiledning, OR 05.14 Østfoldforskning, Fredrikstad, Januar 2014.

	Programoperatør og utgiver Næringslivets Stiftelse for Miljødeklarasjoner Pb. 5250 Majorstuen 0303 Oslo Norway	Telefon: +47 23 08 82 92 e-post: post@epd-norge.no web: www.epd-norge.no
	Eier av deklarasjon NorBetong AS Postboks 203 Lilleaker 0216 Oslo	Telefon: + 47 22 87 83 00 Fax: e-post: tom.fredvik@norbetong.no web: www.norbetong.no
	Forfatter av livsløpsrapporten Østfoldforskning AS Stadion 4 1671 Kråkerøy	Telefon: +47 69 35 11 00 Fax: +47 69 34 24 94 e-post: post@ostfoldforskning.no web: www.ostfoldforskning.no

ENVIRONMENTAL PRODUCT DECLARATION

in accordance with ISO 14025, ISO 21930 and EN 15804

Owner of the declaration:	Celsa Steel Service AS
Program operator:	The Norwegian EPD Foundation
Publisher:	The Norwegian EPD Foundation
Declaration number:	NEPD-434-305-EN
ECO Platform reference number:	00000370
Issue date:	30.05.2016
Valid to:	30.05.2021

Steel reinforcement products for concrete

Celsa Steel Service AS



www.epd-norge.no



General information

Product:

Steel reinforcement products for concrete

Program operator:

The Norwegian EPD Foundation
Post Box 5250 Majorstuen, 0303 Oslo, Norway
Phone: (+47) 23 08 82 92
e-mail: post@epd-norge.no

Declaration number:

NEPD-434-305-EN

ECO Platform reference number:

00000370

This declaration is based on Product Category Rules:

CEN Standard EN 15804 serves as core PCR
PCR 2012:01 Construction products and Construction services, v.2.0, 2015-03-03

Statement of liability:

The owner of the declaration shall be liable for the underlying information and evidence. EPD Norway shall not be liable with respect to manufacturer information, life cycle assessment data and evidences.

Declared unit:

Per kg steel

Declared unit with option:

A1-3 + A4

Functional unit:**Verification:**

The CEN Norm EN 15804 serves as the core PCR.
Independent verification of the declaration and data, according to ISO14025:2010

internal external

Third party verifier:



Martin Erlandsson, PhD
Independent verifier approved by EPD Norway

Owner of the declaration:

Celsa Steel Service AS

Contact person: Ronny Sollie
Phone: +47 23 39 38 00
e-mail: ronny.sollie@celsa-steelservice.com
Contact person: Johan Söderqvist
Phone: +46 8 594 138 46
e-mail: johan.soderqvist@gcelsa.com

Manufacturer:

Celsa Steel Service AS
Vitaminveien 5b, Postboks 59, 0409 Oslo
Phone: +47 23 39 38 00
e-mail: ronny.sollie@celsa-steelservice.com

Place of production:

Norway

Management system:

ISO 14001, ISO 9001
Celsa Armeringsstål; EMAS, OHSAS 18001

Organisation no:

980 345 106

Issue date:

30.05.2016

Valid to:

30.05.2021

Year of study:

2015

Comparability:


EPD of construction products may not be comparable if they not comply with EN 15804 and seen in a building context.

The EPD has been worked out by:

Mats Almemark



Approved



Håkon Hauan
Managing Director of EPD-Norway

Product

Product description:

The EPD considers reinforcement steel made out of hot rolled products, transformed into cut and bend, mesh (Oslo), BAMTEC® (Oslo), to an extensive production of prefabricated reinforcement elements (special welded products).

Product specification:

Product content weight %

Materials	kg	%
Iron	0.98-0.99	98–99
Carbon	0.005-0.02	0,05–0,2
Manganese	0.03-0.07	0,3–0,7
Silicon	0.02	0,2

Technical data:

The product certified in accordance with Norwegian standards NS 3576 (1,3, and 4), and EN 10080:2005

Market:

Norway (EPD for Sweden, Finland and Denmark are available on request)

Reference service life, product:

Not relevant

Recycled content of steel:

>99 %

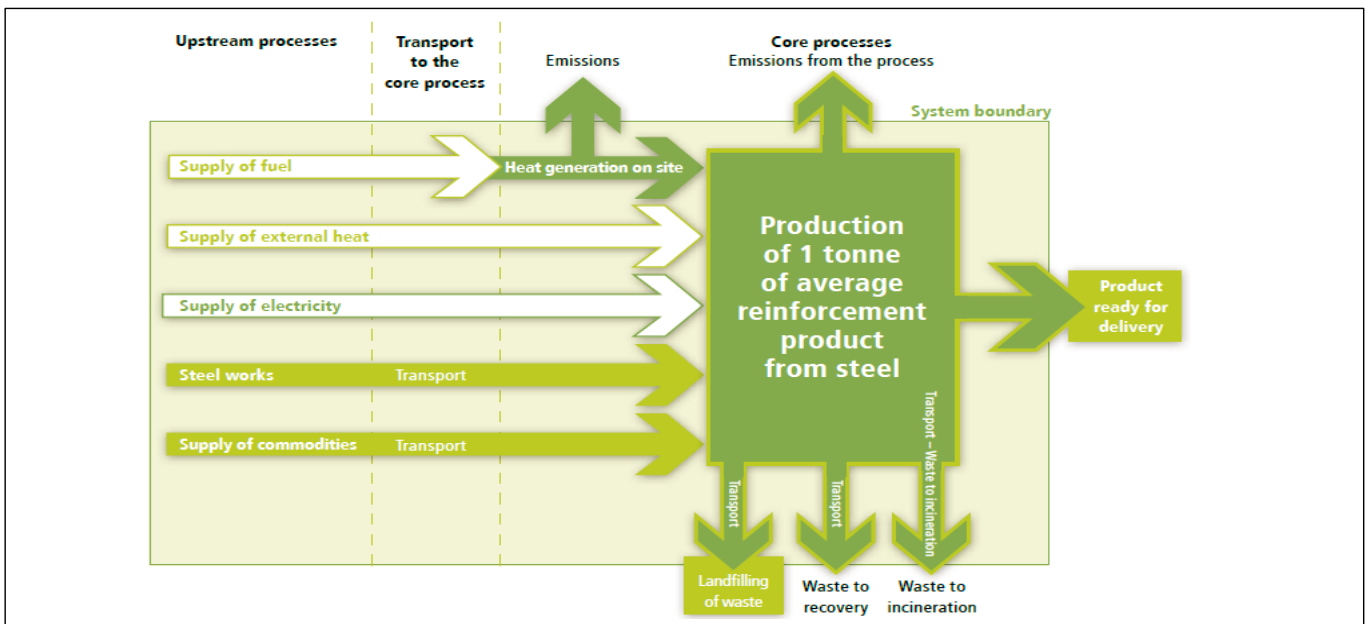
LCA: Calculation rules

Declared unit:

Per kg steel

System boundary:

The production of low-alloyed steel from scrap and additional alloying metals is done in an electric arc furnace (EAF) in Mo i Rana, Norway. Scrap is transported from Norway (approx. 80%) and imports (approx. 20-25%) from Sweden, Finland and Denmark to the steel works in Mo i Rana, Norway. After hot rolling the products are transported with vessels as coils or straight bars to the production sites in Norway where they are worked up to reinforcement products.



Data quality:

Site specific data on use of fuels and commodities provided have been used for the steel production in Norway. Site specific data from Celsa Steel Service is used for the core process. Site specific data from 2013. Electricity production data according to country averages have been used for electricity consumed. Specific data from the suppliers has been collected wherever possible. Otherwise generic data has been collected from commercial databases GaBi professional database (PE International) and Ecoinvent. By the selection of data the geographical location of each supplier has been considered to the extent possible.

Allocation:

The allocation is made in accordance with the provisions of EN 15804. Incoming energy and water and waste production in-house is allocated equally among all products through mass allocation. Effects of primary production of recycled materials allocated to the main product in which the material was used. The recycling process and transportation of the material is allocated to this analysis.

Cut-off criteria:

All major raw materials and all the essential energy is included. The production process for raw materials and energy flows that are included with very small amounts (<1%) are not included. This cut-off rule does not apply for hazardous materials and substances.

LCA: Scenarios and additional technical information

The following information describe the scenarios in the different modules of the EPD.

The scenario for transportation in A4 is based on relevant type of truck and utilization. Distance is set to 500 km. Celsa Steel Service has seven sites for production in Norway to minimize transportation distances.

Transport from production place to user (A4)

Type	Capacity utilisation (incl. return) %	Type of vehicle	Distance km	Fuel/Energy consumption	Value (l/t)
Truck	70	Truck-trailer Euro 5 27 t	500	0,018 l/tkm	-

Reference: Thinkstep ProfDB 2013

LCA: Results

1 kg of reinforcement steel products for concrete. The environmental performance is divided into the upstream process (A1), transportation to production sites (A2), fabrication at Celsa Steel Service (A3), and transportation to construction sites (A4).

System boundaries (X=included, MND= module not declared, MNR=module not relevant)

Product stage					Assembly stage	Use stage							End of life stage				Beyond the system boundaries
Raw materials	Transport	Manufacturing	Transport	Assembly	Use	Maintenance	Repair	Replacement	Refurbishment	Operational energy use	Operational water use	De-construction demolition	Transport	Waste processing	Disposal	Reuse-Recovery-Recycling-potential	
																	A1
X	X	X	X	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND

Environmental impact

Parameter	Unit	A1	A2	A3	A1- A3	A4*			
GWP	kg CO ₂ -eqv	3,30E-01	2,40E-02	5,90E-03	3,60E-01	2,90E-02			
ODP	kg CFC11-eqv	2,90E-09	9,50E-14	2,50E-16	2,90E-09	1,90E-13			
POCP	kg C ₂ H ₄ -eqv**	4,10E-05	2,10E-05	-7,80E-07	6,10E-05	-2,70E-05			
AP	kg SO ₂ -eqv	4,90E-04	2,10E-04	1,00E-05	7,10E-04	8,70E-05			
EP	kg PO ₄ ³⁻ -eqv	1,00E-04	5,00E-05	1,90E-06	1,60E-04	2,20E-05			
ADPM	kg Sb-eqv	1,40E-07	7,10E-10	2,60E-12	1,40E-07	1,30E-09			
ADPE	MJ	1,59E+00	3,24E-01	8,90E-05	1,91E+00	3,88E-01			

*Transport distance is 500 km, **Reported emissions of nitrogen monoxide with negative POCP from trucks, also including impact from NOx

GWP Global warming potential; ODP Depletion potential of the stratospheric ozone layer; POCP Formation potential of tropospheric photochemical oxidants; AP Acidification potential of land and water; EP Eutrophication potential; ADPM Abiotic depletion potential for non fossil resources; ADPE Abiotic depletion potential for fossil resources

Resource use

Parameter	Unit	A1	A2	A3	A1-A3	A4			
RPEE	MJ	3,66E+00	6,60E-04	3,00E-05	3,66E+00	2,20E-02			
RPEM	MJ	3,10E-03	-	-	3,10E-03	-			
TPE	MJ	3,66E+00	6,60E-04	3,00E-05	3,66E+00	2,20E-02			
NRPE	MJ	1,63E+00	3,25E-01	9,80E-05	1,95E+00	3,90E-01			
NRPM*	MJ	6,74E-02	-	-	6,74E-02	-			
TRPE	MJ	1,70E+00	3,25E-01	9,80E-05	2,02E+00	3,90E-01			
SM	kg	1,13E+00	-	-	1,13E+00	-			
RSF	MJ	2,60E-04	2,00E-06	2,10E-07	2,70E-04	3,10E-06			
NRSF	MJ	1,02E+00	2,10E-05	2,20E-06	1,02E+00	3,30E-05			
W	m ³	4,00E-02	2,00E-06	8,40E-08	4,00E-02	3,60E-06			

* Primary energy and primary energy resources used as raw materials

In A1 - Includes the energy combustion of 0.2 % w/w of carbon in the steel (32.7 MJ/kg C (graphite))

RPEE Renewable primary energy resources used as energy carrier; RPEM Renewable primary energy resources used as raw materials; TPE Total use of renewable primary energy resources; NRPE Non renewable primary energy resources used as energy carrier; NRPM Non renewable primary energy resources used as materials; TRPE Total use of non renewable primary energy resources; SM Use of secondary materials; RSF Use of renewable secondary fuels; NRSF Use of non renewable secondary fuels; W Use of net fresh water

End of life - Waste

Parameter	Unit	A1	A2	A3	A1- A3	A4			
HW	kg	1,10E-04	6,20E-09	5,90E-05	1,70E-04	1,90E-07			
NHW	kg	2,20E-01	7,30E-04	1,70E-03	2,22E-01	2,00E-03			
RW	kg	9,20E-06	3,90E-07	3,40E-09	9,20E-06	8,10E-07			

HW Hazardous waste disposed; NHW Non hazardous waste disposed; RW Radioactive waste disposed

End of life - Output flow*

Parameter	Unit								
CR	kg	-							
MR	kg	-							
MER	kg	-							
EEE	MJ	-							
ETE	MJ	-							

*Indicators not assessed

CR Components for reuse; MR Materials for recycling; MER Materials for energy recovery; EEE Exported electric energy; ETE Exported thermal energy

Reading example: 9,0 E-03 = 9,0*10⁻³ = 0,009

Additional Norwegian requirements

Greenhouse gas emission from the use of electricity in the manufacturing phase

National production mix from import, low voltage (production of transmission lines, in addition to direct emissions and losses in grid) of applied electricity for the manufacturing process (A3).

Data source	Amount	Unit
Econinvent	0,024	kg CO ₂ -eqv/kWh

Dangerous substances

- The product contains no substances given by the REACH Candidate list or the Norwegian priority list
- The product contains substances given by the REACH Candidate list or the Norwegian priority list that are less than 0,1 % by weight.
- The product contain dangerous substances, more then 0,1% by weight, given by the REACH Candidate List or the Norwegian Priority list, see table.
- The product contains no substances given by the REACH Candidate list or the Norwegian priority list. The product is classified as hazardous waste (Avfallsforkiften, Annex III), see table.

Indoor environment

No tests have been carried out on the product concerning indoor climate - Not relevant





Carbon footprint

Carbon footprint has not been worked out for the product.

Bibliography

NEPD-434-305-EN Steel reinforcement products for concrete, Celsa Steel Service AS

ISO 14025:2010	<i>Environmental labels and declarations - Type III environmental declarations - Principles and procedures</i>
ISO 14044:2006	<i>Environmental management - Life cycle assessment - Requirements and guidelines</i>
EN 15804:2012+A1:2013	<i>Sustainability of construction works - Environmental product declaration - Core rules for the product category of construction products</i>
ISO 21930:2007	<i>Sustainability in building construction - Environmental declaration of building products</i>
PCR 2012:01	Construction Products and Construction Services, version 2.0, 2015-03-03
LCA Report	LCA of Reinforcement Products from Celsa Steel Service in Sweden, Norway, Denmark, and Finland", IVL-Report U 5330, 2015.
The International EPD System S-P-00306	Celsa Steel Service AS; Steel Reinforcement Products for Concrete, EPD in accordance with ISO 14025 and EN 15804
Other references	Technical University of Denmark, <i>Environmental Design of Industrial Products (EDIP)</i> Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research (EMPA), <i>Ecoinvent 2.0</i> , Database Swiss Centre for Life Cycle Inventories, Dubendorf, Switzerland, www.ecoinvent.ch PE International (2014), <i>LCA Software GaBi 6.2</i> , Thinkstep, Life Cycle Engineering, Stuttgart, www.pe-international.com

 epd-norge.no The Norwegian EPD Foundation	Program operator The Norwegian EPD Foundation Post Box 5250 Majorstuen, 0303 Oslo Norway	Phone: +47 23 08 82 92 e-mail: post@epd-norge.no web: www.epd-norge.no
 epd-norge.no The Norwegian EPD Foundation	Publisher The Norwegian EPD Foundation Post Box 5250 Majorstuen, 0303 Oslo Norway	Phone: +47 23 08 82 92 e-mail: post@epd-norge.no web: www.epd-norge.no
	Owner of the declaration Celsa Steel Service AS Vitaminveien 5b Postboks 59 Grefsen 0409 Oslo	Phone: +47 23 39 38 00 e-mail: ronny.sollie@celsa-steelservice.com web: www.celsa-steelservice.no
	Author of the Life Cycle Assessment Mats Almemark ILV Swedish Environmental Research Inst.	Phone: +46 8 598 563 00 e-mail: mats.almemark@ivl.se web: www.ivl.se

ENVIRONMENTAL PRODUCT DECLARATION

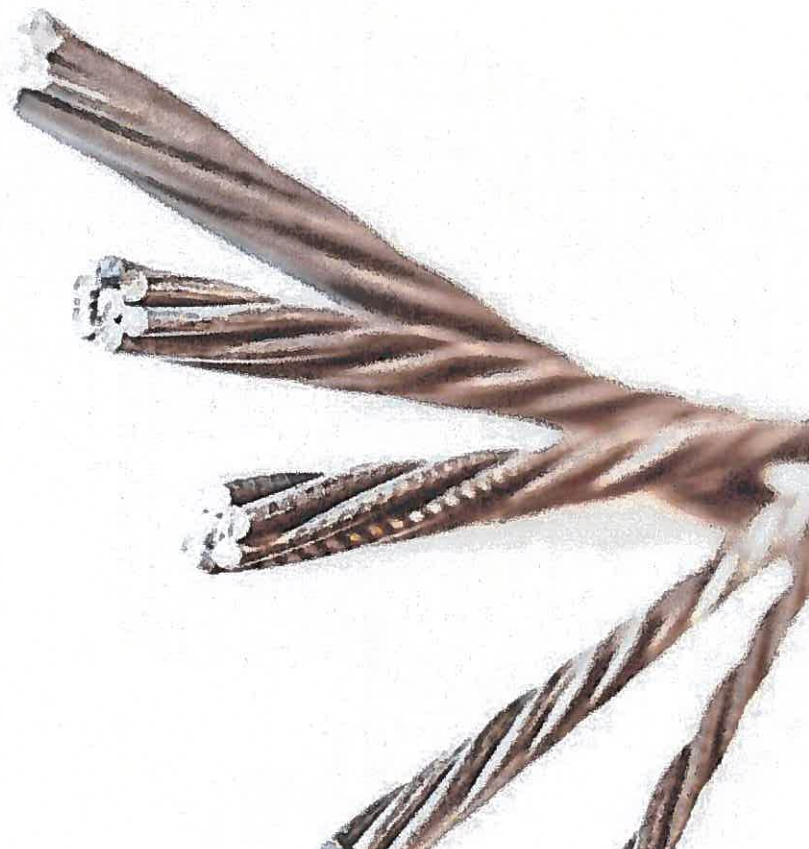


In accordance with ISO 14025 and EN 15805

Owner of the declaration	FNsteel Hjulsbro AB
Program operator	The International EPD® System
Issue date	2016-01-01
Valid to	2021-01-01

PC-strand, Prestressed steel for reinforcement of concrete

FNsteel Hjulsbro AB



<p>Program operator The International EPD® System, following the General Program Instructions and supporting the Construction products and CPC 54 construction services. Further information about the program operator and the document itself are available at: www.environdec.com EPD International AB Box 210 60 SE-100 31 Stockholm Sweden</p>	<p>Owner of the declaration FNsteel Hjulsbro AB Tallbergavägen 43, 589 41 Linköping, Sweden Tel: +46 (0)13-32 82 00 www.fnsteel.eu</p>
<p>This declaration is based on the PCR PCR 2012:01 Construction products and Construction services, version 2.0, 2015-03-03</p>	<p>Organization no 556259-6899</p>
<p>Product Prestressed steel for reinforcement of concrete, PC - strand</p>	<p>Place of production Linköping, Sweden</p>
<p>Declaration number S-P-00810</p>	<p>Manufacturer FNsteel Hjulsbro AB Tallbergavägen 43, 589 41 Linköping, Sweden Tel: +46 (0)13-32 82 00</p>
<p>Issue date 2016-01-01</p>	<p>Management system ISO 9001, ISO 14001</p>
<p>Valid to 2021-01-01</p>	<p>Year of study 2015</p>
<p>Functional unit -</p>	<p>Declared unit 1 kg PC- strand at the factory gate</p>
<p>The study was carried out in accordance with: SS-EN ISO 14025:2010. Environmental labels and declarations – Type III environmental declarations- Principles and procedures. EN 15804:2012+A1:2013, Sustainability of construction works- Environmental product declarations, in the International EPD® System</p>	<p>Comparability EPD of construction products may not be comparable if they do not comply with EN 15804:2012 + A1:2013. EPD within the same product category from different programs may not be comparable.</p>

Product description

The product studied are low alloyed steel wire rods that are drawn to smaller dimensions and twined into strands for use in prestressed concrete structures, also known as PC- strand. For transportation and storage the PC- strands are wined into coils.

FNsteel’s PC-Strand product range consist of 3- and 7- wire strands made from high-quality wire rod.

The typical product composition of PC- strand is described in the table below:

Element	%
Iron	98
Carbon	0,81
Silicon	0,22
Manganese	0,68
Phosphorus	0,01
Sulfur	0,01
Copper	0,1
Chromium	0,15
Nickel	0,05
Molybdenum	0,01
Aluminum	0,001
Nitrogen	0,004
Titanium	0,001
Vanadium	0,02
Tin	0,01

Application

The wire rod is used in structural applications. The PC-Strand product range is used primarily for prefabricated concrete elements, hollow core slabs, beams, TT-slabs or railway sleepers and in post tensioning constructions such as bridges or silos.

Delivery status

The dimensions of the declared product may vary according to the particular requirements of the construction project.

Technical information

All PC-Strands are available with either plain or indented surface. The standard tensile strength are 1860 MPa. The 3-wire strand wires are of uniform thickness. In our 7-strands, the core wire diameter is at least 3 % greater than that of the outer helical wires.

The standard geometric and mechanical properties of each coil are tested in our own laboratory in accordance with the EN ISO 15630-3 standard. FNsteel is also constantly monitored by the relevant standards authorities, ensuring that product standards are fully met.

The PC-Strands are delivered in precision-wound coils and have excellent pay-off properties. The standard coil weight for 3-wire strands is 1.4 or 2 tons, and 3, 4 and 5 tons for 7-wire strands coils. Bespoke coils can also be manufactured to customer specifications. The PC-Strands are also available with protective wrapping.

Environment and health during manufacturing

FNSteel works to local and national legislative requirements in this regard.

The company have also an implemented environmental (ISO 14001) and quality (ISO 9001) management system.

Packaging

Minimal packing is required for the store of the wire rod. For transportation and storage the PC- strands are wined into coils. The packaging for the PC- strand are:

- Wood studs
- Tin straps

The declared unit
1 kg of PC- strand at the factory gate.

System boundary
Cradle to gate (A1-A3)

Type of EPD: Cradle- to- gate i.e. the RSL are not specified.

The “product stage” accounts for the following modules:

A1) Raw material supply - Upstream production of raw materials, transport and energy.

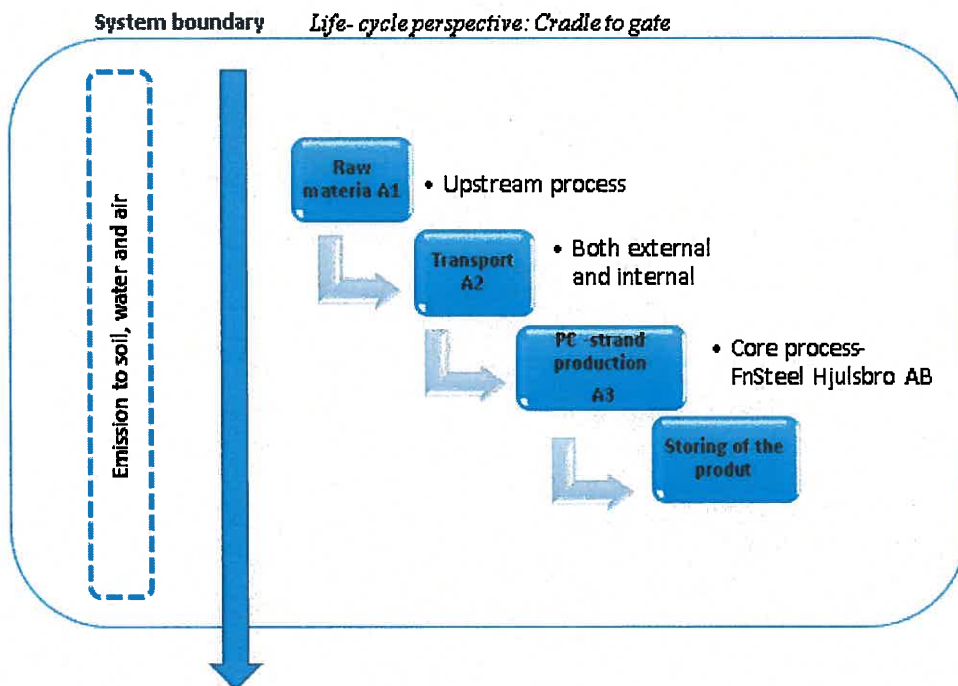
A2) Transport - All relevant upstream transport processes and in the core process (gate-to-gate).

A3) Manufacturing – Core production

Table 1. Description of the system boundary (X= included in LCA; MND= module not declared; INA= indicator not addressed)

Product stage			Construction process stage		Use stage							End of life stage				Resource recovery stage
Raw materials	Transport	Manufacturing	Transport	Construction installation	Use	Maintenance	Repair	Replacement	Refurbishment	Operational energy	Operational water use	De- Construction demolition	Transport	Waste processing	Disposal	Reuse- Recovery – Recycling – potential
A1	A2	A3	A4	A5	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	C1	C2	C3	C4	D
X	X	X	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND

The system boundaries are shown in the flowchart below:



Cut- off criteria

All major raw materials and the essential energy is included. The production process for raw materials and energy flows with very small amounts (< 1%) are not included. This cut- off rule does not apply for hazardous materials and substances.

Data quality

Data for use in module A3 is supplied by the manufacturer and consist of energy consumption and recorded amount of material for the PC- strand.

The data used in module A1 is supplied by suppliers of the wire rod and its' ingredients. The geographic region of the product sites included in the calculation is Sweden (A2-A3). A2 are representing both internal and external transport. Generic data used in the EDP are not

older than 10 years and site specific data are not older than 5 years. Explanatory material may be obtained via contacting FNsteel Hjulstro AB.

Methodology

This declaration is a cradle to gate developed within the International EPD System and based on the application of a Life Cycle Assessment (LCA) methodology. The LCA study was performed using SimaPro 8 software.

Allocation

Allocation between products or co- products have not been applied in A3 due to that are no co – products in the production of the PC- strand.

Co-product allocation in A3 is not valid.

LCA: Results**Results of the LCA – Environmental impact: declared unit and product**

The EN 15804 and the PCR (Rev. 2012:1 ver. 2) standard states that environmental impact assessment in the EPD should be carried out for the categories according to the table below.

Impact category	Unit
Global Warming Potential (GWP ₁₀₀)	kg CO ₂ - equivalents/kg
Acidification Potential of land and water(AP)	kg SO ₂ - equivalents/kg
Eutrophication Potential (EP)	kg PO ₄ ³⁻ - equivalents/kg
Depletion of the stratospheric ozone layer (ODP)	kg CFC-11 – equivalents/kg
Formation potential of tropospheric ozone Photochemical Oxidant Creation (POCP)	kg C ₂ H ₄ equivalents/kg
Abiotic depletion potential for non-fossil resources (ADPM elements)	kg Sb equivalent/kg
Abiotic depletion potential for fossil resources (ADPE fossil)	MJ net calorific value

Results of the environmental impact categories of 1 kg PC- Strand at the factory gate are shown in the table below:

Production stage (A1 – A3)		
Parameter	Unit	Upstream A1- A2 and Core A3
GWP	kg CO ₂ - Eq	1,042
ODP	kg CFC11 - Eq	2,43E-08
AP	kg SO ₂ - Eq	0,004
EP	kg (PO ₄) ³⁻ - Eq	0,0005
POCP	kg Ethene - Eq	0,00025
ADPM	kg Sb- Eq	4,92E-07
ADPE	MJ	11,98

Reading example: 4, 0 E -03 = 4,0 *10⁻³ = 0,004

Result of the LCA: Resource use: declared unit

The consumption of resources in the up- and downstream process are described in the tables below.

Resource use	Unit	A1-A3
Use of renewable primary energy excluding renewable primary energy resources used as raw materials (PERE)	MJ	1,36
Use of renewable primary energy resources used as raw materials (PERM)	MJ	0
Total use of renewable primary energy resources (primary energy and primary energy resources used as raw materials) (PERT)	MJ	1,36
Use of non-renewable primary energy excluding non-renewable primary energy resources used as raw materials (PENRE)	MJ	11,8
Use of non-renewable primary energy resources used as raw materials (PENRM)	MJ	0
Total use of non- renewable primary energy resources (primary energy and primary energy resources used as raw materials) (PENRT)	MJ	11,8
Use of secondary material (SM)	kg	1,2
Use of renewable secondary fuels (RSF)	MJ	INA
Use of non-renewable secondary fuels (NRSF)	MJ	INA

The consumption of resources with no energy component is described in the table below.

Resources without energy content. Water consumption from A1- A3 for 1 kg PC-strand at the factory gate.
FW= Use of net fresh water.

Resources with no energy component		
FW	0,000084	M3

Result of the LCA – Output flows and waste categories: declared unit

The waste generated during the upstream- and the core process is divided into hazardous and non-hazardous. See table below.

Hazardous waste and non- hazardous waste for 1 kg PC – Strand at the factory gate.

Production		
Parameter	Unit	A1-A3
HWD	kg	1,49E-04
NHWD	kg	0,0019
RWD	kg	3,95E-08
CRU	kg	0
MFR	kg	0,0006
MER	kg	0
EEE	kg	0
EET	kg	0
Caption	HWD= Hazardous waste disposed; NHWD = Non hazardous waste disposed; RWD = Radioactive Waste disposed; CRU = Components for re-use; MRF = Materials for recycling; MER = Materials for energy recovery; EEE= Exported electrical energy, EET = Exported thermal energy.	



Additional requirements

The electricity mix (SE) represents the average country or region specific electricity supply for final consumers, including electricity own consumption, transmission/distribution losses and electricity imports of neighboring countries. The energy sources behind the electricity grid in module A3 are show in the table below

Data	Amount	Unit
Electricity	0,0225 ¹	CO ₂ -eqv/MJ
District heating	0,0315 ²	CO ₂ -eqv/MJ

¹ Electricity
² Heat

CEN standard EN 15804 served as the core PCR ^{a)}	
PCR	PCR 2012:01 Construction products and Construction services, version 2.0, 2015-03-03.
PCR review was conducted by:	The Technical Committee of the International EPD [®] System. Chair: Massimo Marino. Contact via info@environdec.com
Independent verification of the declaration and data, according to ISO 14025	<input type="checkbox"/> EPD process certification (Internal) <input checked="" type="checkbox"/> EPD verification (External)
Third party verifier ^{b)} :	DNVGL , EPD verification
Accredited and approved by:	Martin Erlandsson
^{a)} Product category rules	
^{b)} Optional for business-to-business communication; mandatory for business- to consumer communication (see EN ISO 14025:2010,9.4).	

	Owner of the declaration FNsteel Hjulsbro AB Tallbergavägen 43, 589 41 Linköping, Sweden Tel: +46 (0)13-32 82 00 www.fnsteel.eu
	Commissioner of the Life Cycle Assessment Envima AB Gjuterigatan 1D, Linköping, Sweden Tel: + 46 (0)13376760 www.envima.se

References

Environmental Product Declaration Carbon Steel Reinforcing Bar (secondary production route- scrap) by Arcelor Mittal Hamburg GmbH.

The underlying LCA of the current EPD.

PCR 2012:01 Construction products and Construction services, version 2.0, 2015-03-03.

ISO 14025:2010 Environmental labels and declarations – Type III environmental declarations- Principles and procedures.

EN 15804:2012 + A1:2013 Sustainability of construction works – Environmental declaration- core rules for the product category construction products.

Certified Environmental Product Declaration EPD of Electricity from Vattenfall's Nordic Hydropower. S-P 00088 2015-02-15. Vattenfall Vattenkraft AB. UNCP Code 17, Group 171- Electrical energy.

Vedlegg B- Konstruksjonsberegninger

Vedlegg B.1 - Lastkombinasjoner

Bruddgrensetilstand:

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_i \gamma_{q,i} \psi_{0,1} Q_{k,i} \quad \text{EC0, ligning 6.10a)}$$

Lastfaktor for permanente laster bestemmes etter:

For ugunstige laster:

$$\gamma_{G,j} := 1.35$$

$$\gamma_{Q,1} := 1.5$$

$$\gamma_{Q,i} := 1.5$$

For gunstige laster:

$$\gamma_{G,j} := 1.0$$

$$\gamma_{Q,1} := 0$$

$$\gamma_{Q,i} := 0$$

EC0, Tabell NA.A1.2(B)

Lastfaktor for forspenning settes lik det mest ugunstige av:

$$\gamma_{P1} := 0.9$$

$$\gamma_{P2} := 1.1$$

EC2, NA.2.4.2.2

For boligarealer, kontorarealer og forretningarealer gjelder:

$$\psi_0 := 0.7$$

EC0, Tabell A1.1

Forenklet blir dette for ugunstige egen -og nyttelaster:

$$1.35 g + \gamma_{P1} \cdot P + 1.05 q$$

$$\sum_j \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_i \gamma_{q,i} \psi_{0,1} Q_{k,i} \quad \text{EC0, ligning 6.10b)}$$

Der:

$$\xi_j := 0.89$$

EC0, Tabell NA.A1.2(B)

For ugunstig lastsituasjon gir det:

$$\xi \gamma_G := 1.2$$

Forenklet blir dette for ugunstige egen -og nyttelast:

$$1.2 \cdot g + \gamma_P \cdot P + 1.5 \cdot q$$

Bruksgrensetilstand:

EC0 anbefaler å bruke den kvasi-permanente kombinasjonen for langtidsvirkninger og konstruksjoners utseende.

$$\sum_j G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } \sum_i \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{EC0, 6.5.3(2)}$$

For boligarealer og kontorarealer gjelder:

$$\psi_2 := 0.3$$

EC0, Tabell A1.1

For næringsarealer gjelder:

$$\psi_2 := 0.6$$

EC0, Tabell A1.1

Forenklet gir det for kontor og boligarealer:

$$g + P + 0.3 q$$

Vedlegg B.2 Materialegenskaper og antagelser

Slakkarmering

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s := 1.15$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{steel} := 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$c_{nom.sl} := 25 \text{ mm}$$

Karakteristisk fasthet

Materialkoeffisient slakk- og spennarmering

Dimensjonerende fasthet

Densitet armering

Overdekning slakkarmering

Spennarmering

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

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{pk0.1} := 1670 \text{ MPa}$$

$$E := 196 \text{ GPa}$$

$$\varnothing_{spenn} := 15.7 \text{ mm}$$

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

Tverrsnittsareal spennarmering

Karakteristisk strekkfasthet

Karakteristisk 0,1%strekkgrense

Elastisitetsmodul spennstau

Diameter spennarmering

Overdekning spennarmering

Betong

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

$$\gamma_c := 1.5$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$
$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 19.833 \text{ MPa}$$

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

Karakteristisk trykkfasthet

Materialkoeffisient betong

Dimensjonerende trykkfasthet

Strekkfasthet

Dekket:

$$h_{dekke} := 200 \text{ mm}$$

$$b_x := 7.22 \text{ m}$$

$$b_y := 7.22 \text{ m}$$

$$b_{y.eff} := \frac{b_y}{2} = 3.61 \text{ m}$$

Dekketykkelse

Platestripebredde i x-retning

Platestripebredde i y-retning

Effektiv platestripebredde i y-retning

Vedlegg B.3 Spennkraft

1.1 Største spennkraft

$$k_1 := 0.8$$

EC2, NA.5.10.2.1(1)P

$$k_2 := 0.9$$

$$k_3 := 0.95$$

EC2, NA.5.10.2.1(2):

$$\sigma_{p,max} := \min(k_1 \cdot f_{pk}, k_2 \cdot f_{pk0.1})$$

EC2 5.10.2.1(P)

$$\sigma_{p,max} = (1.488 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

Største oppspenningskraft

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

Tillat overspenning i jekkkraft gir største jekkkraft:

$$P_{max} := k_3 \cdot f_{pk0.1} \cdot A_p = 237.975 \text{ kN}$$

EC2, NA.5.10.2.1(2):

Den initielle forspenningskraften bør ikke overskride:

$$\sigma_{pm0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{pk0.1}) = (1.395 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

EC2, 5.10.3(2):

$$P_{m0}(x) := A_p \cdot \sigma_{pm0} = 209.25 \text{ kN}$$

Antar et totalt spennkrafttap på 15%

Virkning av forspenning i bruddgrensetilstand:

$$\Delta\sigma_{p,ULS} := 100 \text{ MPa}$$

EC2 5.10.8

Ved utnyttelse av 0.95% av jekkkraft

$$F_{p0'.bruks} := 0.85 \cdot P_{max} = 202.279 \text{ kN} < P_{m0}(x) \text{ OK!}$$

I bruksgrensetilstand

$$F_{p0'.brudd} := 0.85 \cdot P_{max} + \Delta\sigma_{p,ULS} \cdot A_p = 217.279 \text{ kN}$$

I bruddgrensetilstand

Vedlegg B.4 Minimumsarmering

Forutsetninger:

Betong B35

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

EC2 tabell 3.1

Armering:

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$c_{nom.sl} := 25 \text{ mm}$$

$$\phi := 12 \text{ mm}$$

Minimum overdekning

Valgt armeringsdiameter

Dekket:

$$b_t := 7220 \text{ mm}$$

$$h_{dekke} := 200 \text{ mm}$$

$$L_{maksimalt} := 7800 \text{ mm}$$

Stripebredde i både x og y-retning

Dekketykkelse

Største spennvidde i konstruksjon.

$$d_x := h_{dekke} - c_{nom.sl} - \frac{\phi}{2} = 169 \text{ mm}$$

$$d_y := h_{dekke} - c_{nom.sl} - \frac{\phi}{2} = 157 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde x-retning.

Effektiv tverrsnittshøyde y-retning.

Minimumsarmering

$$A_{s.min.x} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d_x = (2.03 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Minimumsarmering i x-retning.

$$A_{s.min.y} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d_y = (1.886 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Minimumsarmering i y-retning.

Fordeling av armering i overkant av dekket ved søyler:

$$A_{\phi 12} := \pi \cdot \frac{(12 \text{ mm})^2}{4} = 113.097 \text{ mm}^2$$

$$n_x := \frac{A_{s.min.x}}{A_{\phi 12}} = 17.952$$

Min. antall kabler i x-retning

$$A_{s.x} := 18 \cdot A_{\phi 12} = (2.036 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Beregnet armering i x-retning.

$$n_y := \frac{A_{s.min.y}}{A_{\phi 12}} = 16.678$$

Min. antall kabler i y-retning

$$A_{s.y} := 17 \cdot A_{\phi 12} = (1.923 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Beregnet armering i y-retning

$$l_{fordeling} := 0.125 \cdot 2 \cdot L_{maksimalt} = 1.95 \text{ m}$$

EC2 9.4.1(2) Fordelingsbredde for armering over søyler for bruksgrensetilstand.

$$s_x := \frac{l_{fordeling}}{n_x} = 108.62 \text{ mm}$$

Senteravstand i x-retning

Anser armering som hovedarmering da det konstruktivt utnyttes for skjærkapasitet.

$$s_{max.slabs} := \min(2 \cdot h_{dekke}, 250 \text{ mm}) = 250 \text{ mm}$$

$$s_x < s_{max.slabs}$$

$$s_x := 105 \text{ mm}$$

$$s_y := \frac{l_{fordeling}}{n_y} = 116.922 \text{ mm}$$

$$s_y < s_{max.slabs}$$

$$s_y := 105 \text{ mm}$$

18Ø12 s105 legges i begge retninger over søyler

OK!

Velger

Senteravstand i y-retning

OK!

Velger lik utføring i x og y-retning.

Vedlegg B.5 Ekvivalente krefter

Ekvivalente krefter x-retning

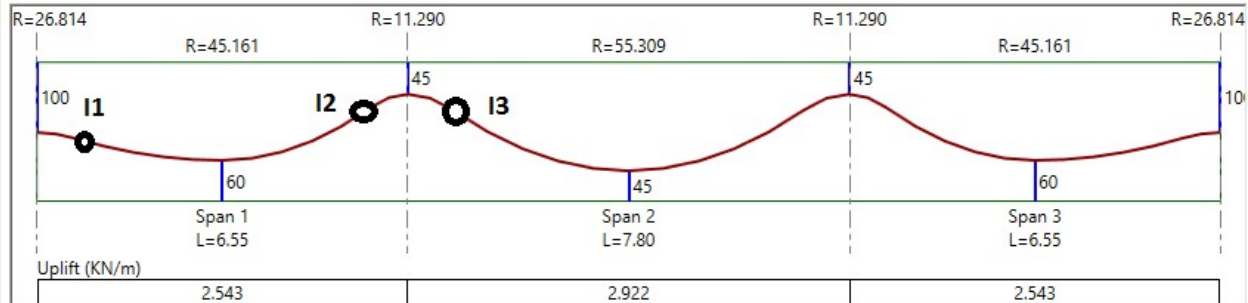
$$f_{se} := 0.85 \cdot k_3 \cdot f_{pk0.1} = (1.349 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$L_{x.ytre} := 6550 \text{ mm}$$

Ser på felt mellom midten av søylene.

$$L_{x.indre} := 7800 \text{ mm}$$

Avlesing av kabelprofilen ifra ADAPT gir eksentrisiteter og infleksjonspunkter som merket på figuren, og symmetrisk om midtfeltet. Infleksjonspunktene er 0,1L ifra søyleoppleggspunkt. Ulike spennvidder gir ulike parabler i spennkabelene i hvert felt.



Eksentrisiteter:

$$e_{y.s} := 0 \text{ mm}$$

$$e_{y.f} := -40 \text{ mm}$$

$$e_{i.s} := 55 \text{ mm}$$

$$e_{i.f} := -55 \text{ mm}$$

Infleksjonspunkter

$$x_1 := -9 \text{ mm}$$

$$x_2 := 33 \text{ mm}$$

$$x_3 := 34 \text{ mm}$$

$$x_3 := 33 \text{ mm}$$

Ytre søyler

Ytre felt

Indre søyler

Indre felt

Eksentrisitet ved infleksjonspunkt I1

Eksentrisitet ved infleksjonspunkt I2

Eksentrisitet ved infleksjonspunkt I3.

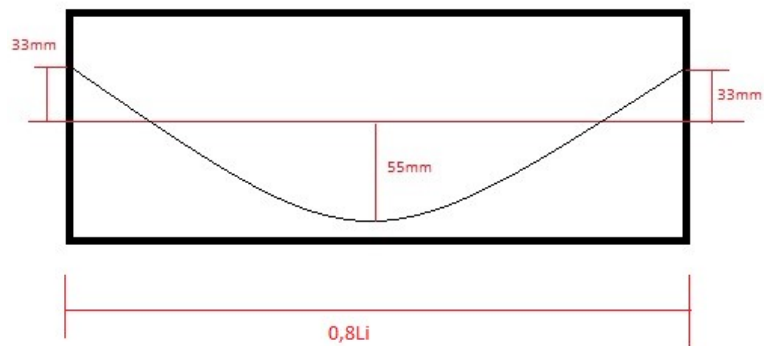
Forenkler ved å si det er samme eksentrisitet på begge sider.

Balanserer lasten i indre felt

$$q_{bal} := 4.5 \frac{kN}{m^2} \cdot b_x = 32.49 \frac{kN}{m}$$

Balanserer 50% av karakteristiske totalaster.

$$e_{m.i} := \frac{x_3}{2} - e_{i.f} + \frac{x_3}{2} = 88 \text{ mm}$$



Nødvendig spennkraft /m i midtre felt.

$$P_x := \frac{q_{bal} \cdot (0.8 \cdot L_{x.indre})^2}{8 \cdot e_{m.i}} = (1.797 \cdot 10^3) \frac{\text{m} \cdot \text{kN}}{\text{m}}$$

$$n_x := \frac{P_x}{F_{p0'.bruks}} = 8.884$$

Nødvendig antall kabler per platestripe

Ekvivalente krefter:

Til venstre for I1

$$e_{m.0} := x_1 = -0.009 \text{ m}$$

$$w_0 := \frac{2 \cdot P_x \cdot e_{m.0}}{(0.1 \cdot L_{x.ytre})^2} = -75.394 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Modelleres som fast innspent bjelke, eller som halvdel av fritt opplagt bjelke.

Mellom I1 og feltmidte, venstre del av ytre felt

$$e_{1.eff} := x_1 - e_{y.f} = 31 \text{ mm}$$

$$e_{m.1} := 0 + e_{1.eff} + 0 = 31 \text{ mm}$$

$$w_1 := \frac{8 \cdot P_x \cdot e_{m.1}}{(0.8 \cdot L_{x.ytre})^2} = 16.231 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Flytter spennkabelen opp så endene er i midtaksen.

Mellom feltmidte og I2, høyre del av ytre felt

$$e_{m.2} := \frac{x_2}{2} - e_{y.f} + \frac{x_2}{2} = 73 \text{ mm}$$

$$w_2 := \frac{8 \cdot P_x \cdot e_{m.2}}{(0.8 \cdot L_{x.ytre})^2} = 38.221 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Mellom I2 og midtstøtte

$$e_{3.eff} := e_{i.s} - x_2 = 22 \text{ mm}$$

$$e_{m.3} := 0 + e_{3.eff} + 0 = 22 \text{ mm}$$

$$w_3 := \frac{2 \cdot P_x \cdot e_{m.3}}{(0.1 \cdot L_{x.ytre})^2} = 184.296 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Flytter spennkabelen opp så ender er i midtaksen.

Høyre for midtstøtte, frem til I3

$$e_{4.eff} := e_{i.s} - x_2 = 22 \text{ mm}$$

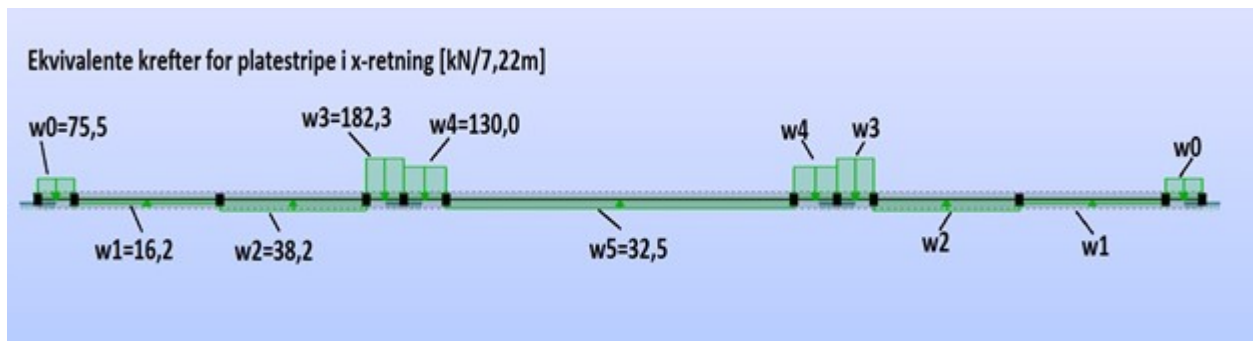
$$e_{m.4} := e_{4.eff} = 22 \text{ mm}$$

$$w_4 := \frac{2 \cdot P_x \cdot e_{m.4}}{(0.1 \cdot L_{x.indre})^2} = 129.96 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Indre felt, mellom I3 og tilsvarende I3 på motsatt side av felt.

$$w_5 := q_{bal} = 32.49 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

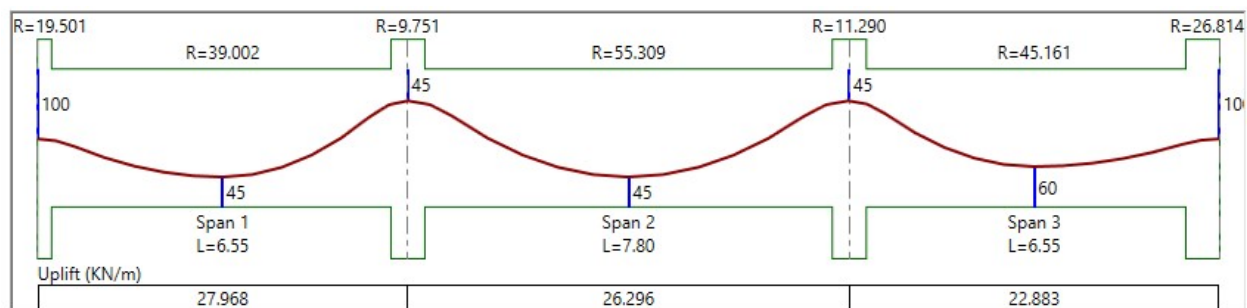
Dette gir de ekvivalente kreftene:



Ekvivalente krefter y-retning

$$L_{y.ytre} := 6550 \text{ mm}$$

$$L_{y.indre} := 7800 \text{ mm}$$



Eksentrisiteter:

$$e_{y.y.s} := 0 \text{ mm}$$

$$e_{y.y.f} := -55 \text{ mm}$$

$$e_{y.i.s} := 55 \text{ mm}$$

$$e_{y.i.f} := -55 \text{ mm}$$

$$e_{y.y.hf} := -40 \text{ mm}$$

$$x_2 := 33 \text{ mm}$$

Ytre søyler

Ytre venstre felt

Indre søyler

Indre felt

Ytre høyre felt

Eksentrisitet ved infleksjonspunkt.

$$q_{bal.y} := 4.5 \frac{kN}{m^2} \cdot b_y = 32.49 \frac{kN}{m}$$

Nødvendig last for å balansere 50% av karakteristiske totallaster.

$$e_{m.y.i} := \frac{x_2}{2} - e_{y.i.f} + \frac{x_2}{2} = 88 \text{ mm}$$

$$P_y := \frac{q_{bal.y} \cdot (0.8 L_{y.indre})^2}{8 \cdot e_{m.y.i}} = (1.797 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Nødvendig spennkraft i største felt.

$$n_y := \frac{P_y}{F_{p0'.bruks}} = 8.884$$

Nødvendig antall kabler i hele feltet for å balansere last i indre felt.

$$n_y := 9$$

Skal ha samlede kabler, så trenger 9 over hver søyle.

Fordeler kabler over halve bredden

De to høyre felt blir like som i x-retning

$$w_{0.y} := w_0 = -75.394 \frac{kN}{m}$$

$$w_{1.y} := w_1 = 16.231 \frac{kN}{m}$$

$$w_{2.y} := w_2 = 38.221 \frac{kN}{m}$$

$$w_{3.y} := w_3 = 184.296 \frac{kN}{m}$$

$$w_{4.y} := w_4 = 129.96 \frac{kN}{m}$$

$$w_{5.y} := w_5 = 32.49 \frac{kN}{m}$$

Venstre felt skiller seg noe ut, på grunn av fritt opplagt på vegg. Avlesning av spennkabelprofil i y-retning gir:

$$x_{6.y} := -12 \text{ mm}$$

$$x_{7.y} := 30 \text{ mm}$$

Fra venstre opplegg til I1

$$e_{m.6.y} := -x_{6.y} = 12 \text{ mm}$$

$$w_{6.y} := \frac{2 \cdot P_y \cdot e_{m.6.y}}{(0.1 \cdot L_{y.ytre})^2} = 100.525 \frac{kN}{m}$$

Mellom I1 og feltmidte

$$e_{7.y,eff} := e_{y,y,f} - x_{6,y} = -43 \text{ mm}$$

$$e_{m.7,y} := e_{7.y,eff} = -43 \text{ mm}$$

$$w_{6,y} := \frac{8 \cdot P_y \cdot e_{m.7,y}}{(0.8 \cdot L_{y,ytre})^2} = -22.513 \frac{1}{m} \cdot kN$$

Høyre del av ytre felt

$$e_{m.8,y} := \frac{x_{7,y}}{2} - e_{y,y,f} + \frac{x_{7,y}}{2} = 85 \text{ mm}$$

$$w_{8,y} := \frac{8 \cdot P_y \cdot e_{m.8,y}}{(0.8 \cdot L_{y,ytre})^2} = 44.503 \frac{1}{m} \cdot kN$$

Til venstre for midtstøtte, frem til infleksjonspunkt

$$e_{10.y,eff} := e_{y,i,s} - x_{7,y} = 0.025 \text{ m}$$

$$e_{m.10} := e_{10.y,eff} = 25 \text{ mm}$$

$$w_{8,y} := \frac{2 \cdot P_y \cdot e_{m.10}}{(0.1 \cdot L_{y,ytre})^2} = 209.427 \frac{kN}{m}$$

Vedlegg B.6 Bruddgrensetilstand; Dimensjonering for moment

X-retning

Momentkapasitet i indre felt

Spennarmering er lagt med 45 mm overdekning regnet ifra senter ADAPT modell. Bruker dette videre.

$$d := 200 \text{ mm} - 45 \text{ mm} = 155 \text{ mm}$$

Antar at spennarmering og slakkarmering ligger samme sted. Dette er konservativt.

$$s_p := F_{p0'.brudd} \cdot n_x = (1.93 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Krefter i spennarmering i bruddgrensetilstand.

$$n_x = 8.884$$

Antatt at det legges inn et slakkarmeringsnett. ø8s150

$$n_s := \frac{1000 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} \cdot \frac{1}{m} = 6.667 \frac{1}{m}$$

Antall ø8 per meter

$$A_s := \pi \cdot \frac{(8 \text{ mm})^2}{4} \cdot n_s \cdot b_x = (2.419 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

> Amin beregnet i vedlegg B.4

$$A_s = (2.419 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Slakkarmeringsareal hele bredden

$$s_d := f_{yd} \cdot A_s = (1.052 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Krefter i slakkarmering

$$s_p + s_d = (2.982 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Totale krefter i armering.

$$\alpha := \frac{s_p + s_d}{(0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_x \cdot d)} = 0.168$$

Antar underarmert tverrsnitt, hvilket det alltid vil være i flatdekker.

$$M_{Rd,f} := 0.8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot b_x \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

Momentkapasitet i betongtverrsnitt i felt.

$$M_{Rd,f} = 431.185 \text{ kN} \cdot m$$

Momentkapasitet i ytre felt

$$d_{x.y.f} := 200 \text{ mm} - 60 \text{ mm} = 140 \text{ mm}$$

$$\alpha_y := \frac{s_p + s_d}{(0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_x \cdot d_{x.y.f})} = 0.186$$

$$M_{Rd,f,y} := 0.8 \cdot \alpha_y \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_y) \cdot b_x \cdot d_{x.y.f}^2 \cdot f_{cd} = 386.452 \text{ kN} \cdot m$$

Momentkapasitet ved indre søyle

Antar at det legges inn minimumsarmering i overkant som beregnet i vedlegg B.4
minimumsarmering

$$\emptyset := 12 \text{ mm}$$

Valgt $\emptyset 12$

$$A_{\emptyset 12} := \pi \cdot \frac{(12 \text{ mm})^2}{4} = 113.097 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.s\oyle} := 18 \cdot A_{\emptyset 12} = (2.036 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$s_{d.s} := A_{s.s\oyle} \cdot f_{yd} = 885.11 \text{ kN}$$

$$d_x := h_{dekke} - c_{nom.sl} - \frac{\emptyset}{2} = 169 \text{ mm}$$

$$d_{spenn} := d - \emptyset_{spenn} = 0.139 \text{ m}$$

$$d_{eff} := \frac{(d_{spenn}) (s_p) + d_x \cdot (s_{d.s})}{s_p + s_{d.s}} = 148.637 \text{ mm}$$

$$s_p + s_{d.s} = (2.815 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\alpha_s := \frac{s_p + s_{d.s}}{(0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_x \cdot d_{eff})} = 0.165$$

$$M_{Rd.s} := 0.8 \cdot \alpha_s \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_s) \cdot b_x \cdot d_{eff}^2 \cdot f_{cd} = 390.791 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Nødvendig armering i x-retning over søyler beregnet i vedlegg B.4 minimumsarmeringvedlegg.

Effektiv tverrsnittshøyde for slakkarmering.

Legger spennarmering i x-retning under spennarmering i y-retning over søyler.

Effektiv tverrsnittshøyde med hensyn på slakk og spennarmering, pga stor avstand mellom slakk og spennarmering.

Momentkapasitet ved ytre søyle

$$d_x = 169 \text{ mm}$$

$$d_{spenn} := 200 \text{ mm} - 100 \text{ mm} = 100 \text{ mm}$$

$$d_{eff} := \frac{(d_{spenn}) (s_p) + d_x \cdot (s_{d.s})}{s_p + s_{d.s}} = 121.693 \text{ mm}$$

$$s_{d.s} + s_p = (2.815 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\alpha_s := \frac{s_{d.s} + s_p}{(0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_x \cdot d_{eff})} = 0.202$$

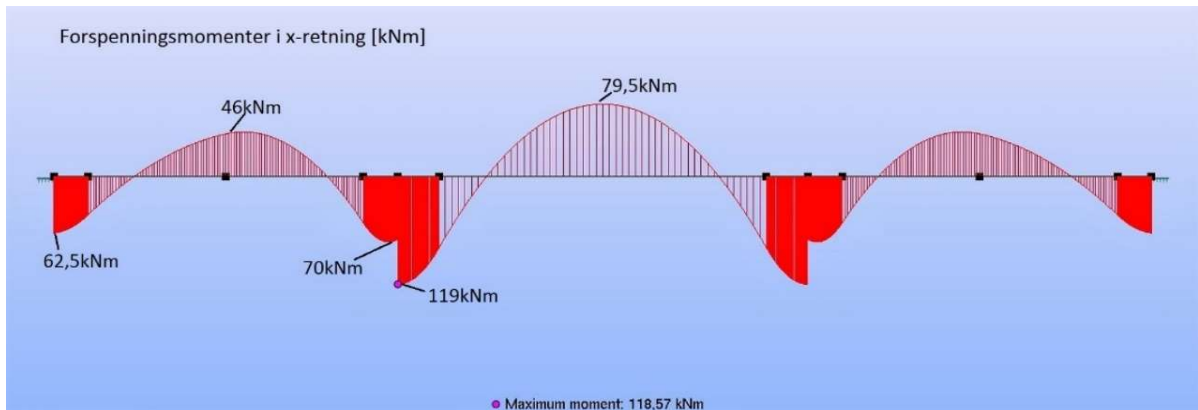
$$M_{Rd.s} := 0.8 \cdot \alpha_s \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_s) \cdot b_x \cdot d_{eff}^2 \cdot f_{cd} = 314.932 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Finner effektiv tverrsnittshøyde med hensyn på slakk og spennarmering, pga stor avstand mellom slakk og spennarmering.

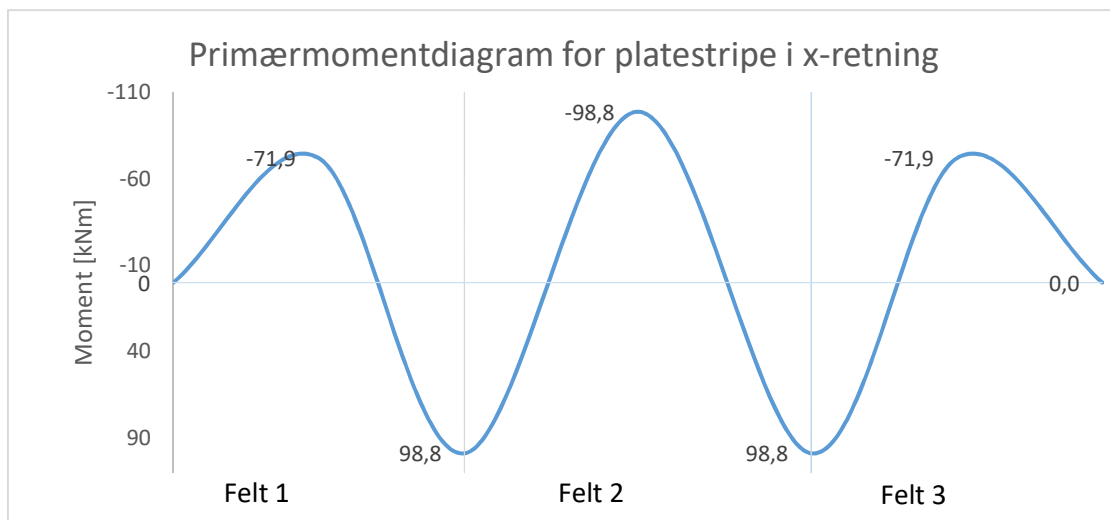
Opptredende momenter x-retning

		Ytre søyle	Ytre felt	Indre søyle	Indre søylekant	Indre felt
Håndberegninger	Mp [kNm]	62,5	-46,0	119,0	112,8	-79,5
	Mo [kNm]	0,0	-71,9	98,8	98,8	-98,8
	Mt [kNm]	62,5	25,9	20,2	14,0	19,3
	MEd (kNm)	218,0	145,0	420,0	332,1	223,5
	Med_tot (kNm)	161,8	173,5	401,9	319,5	244,8
	MRd(kNm)	314,9	386,5	390,8	390,8	431,2
	Utnyttelsesgrad	51%	45%	103%	82%	57%
	Adapt	Mtotalt_Adapt	95	218	x	311,4
MRd_Adapt		160	380	x	335,5	407
Utnyttelsesgrad		59%	57%	x	93%	62%

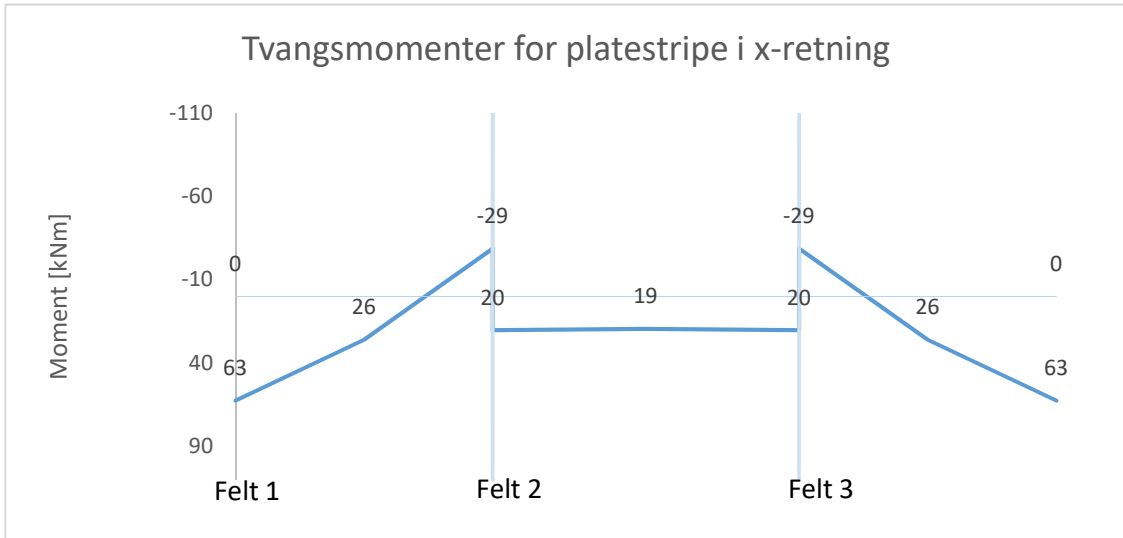
Mp



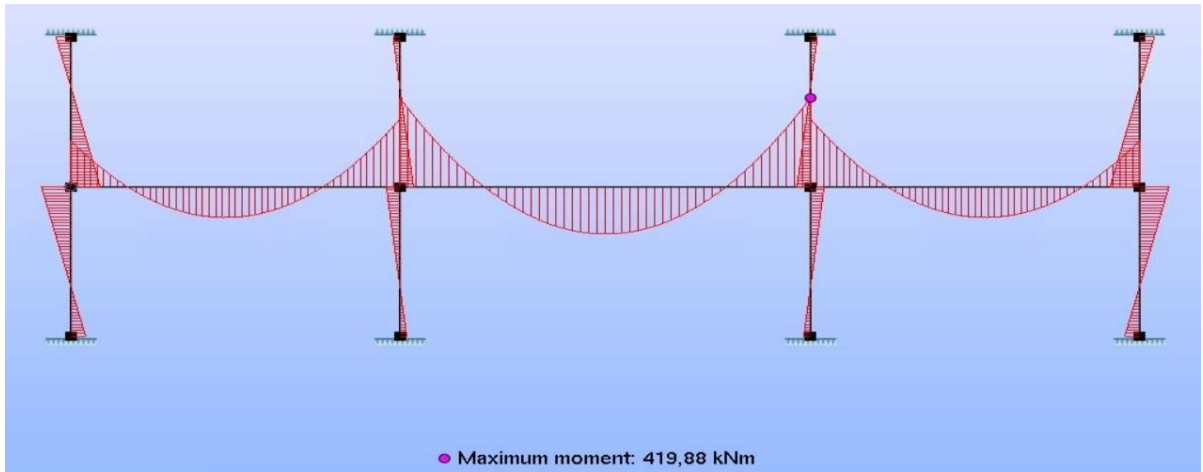
Mo



Mt



Med



Y-retning: Søylestripe

I y-retning ligger spennkablene konsentrert over søyler, og det er ikke å anbefale å regne med hele bredden for dimensjonering på grunn av konsentrerte laster som oppstår som følge av konsentrerte kabler.

$$b_y := 7.22 \text{ m}$$

Platestripens bredde

$$b_{y,eff} := \frac{b_y}{2} = 3.61 \text{ m}$$

Bruker halve bredden som effektiv tverrsnittsbredde.

Momentkapasitet i venstre og indre felt

Spennarmering er lagt med 45 mm overdekning regnet ifra senter ADAPT modell. Bruker dette videre.

$$d := 200 \text{ mm} - 45 \text{ mm} = 155 \text{ mm}$$

Antar at spennarmering og slakkarmering ligger samme sted. Konservativt siden slakkarmering ligger utenfor spennarmering.

$$s_p := F_{p0'.brudd} \cdot n_y = (1.956 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Krefter i spennarmering i bruddgrensetilstand for effektiv tverrsnittsbredde.

Antatt at det legges inn et slakkarmeringsnett. $\emptyset 8s150$

$$A_s := \pi \cdot \frac{(8 \text{ mm})^2}{4} \cdot n_s \cdot b_{y,eff}$$

Slakkarmeringsareal i effektiv tverrsnittsbredde.

$$A_s = (1.21 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$s_d := f_{yd} \cdot A_s = 525.966 \text{ kN}$$

Krefter i slakkarmering i effektiv tverrsnittsbredde.

$$s_p + s_d = (2.481 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Totale krefter i armering.

$$\alpha := \frac{s_p + s_d}{(0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{y,eff} \cdot d)} = 0.28$$

Antar underarmert tverrsnitt, hvilket det alltid vil være i flatdekker.

$$M_{Rd,f} := 0.8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot b_{y,eff} \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

Momentkapasitet i betongtverrsnitt i felt.

$$M_{Rd,f} = 341.627 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet i ytre høyre felt

$$d_{y,y,f} := 200 \text{ mm} - 60 \text{ mm} = 140 \text{ mm}$$

$$\alpha := \frac{s_p + s_d}{(0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{y,eff} \cdot d_{y,y,f})} = 0.309$$

$$M_{Rd,f,y} := 0.8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot b_{y,eff} \cdot d_{y,y,f}^2 \cdot f_{cd} = 304.405 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet ved indre søyle

Momentkapasitet ved indre søyle vil bli noe annerledes, da maksimalt moment opptrer i overkant og det ikke legges armeringsnett her.

$$A_{\phi 12} := \pi \cdot \frac{(12 \text{ mm})^2}{4} = 113.097 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.s\ddot{o}yle.y} := 17 \cdot A_{\phi 12} = (1.923 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Armering ifra minimumsarmering.

$$s_{d.s} := A_{s.s\ddot{o}yle.y} \cdot f_{yd} = 835.937 \text{ kN}$$

Krefter i slakkarmering.

$$s_p + s_{d.s} = (2.791 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\alpha_s := \frac{s_p + s_{d.s}}{(0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{y.eff} \cdot d)} = 0.314$$

$$M_{Rd.s} := 0.8 \cdot \alpha_s \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_s) \cdot b_{y.eff} \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 378.258 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet ved ytre søyle

$$d_y := d_x - \phi = 0.157 \text{ m}$$

$$d_{y.y.s} := 200 \text{ mm} - 100 \text{ mm} = 100 \text{ mm}$$

$$d_{eff} := \frac{(d_{y.y.s}) (s_p) + d_y \cdot (s_{d.s})}{s_p + s_{d.s}} = 117.069 \text{ mm}$$

Finner effektiv tverrsnittshøyde med hensyn på slakk og spennarmering, pga stor avstand mellom slakk og spennarmering.

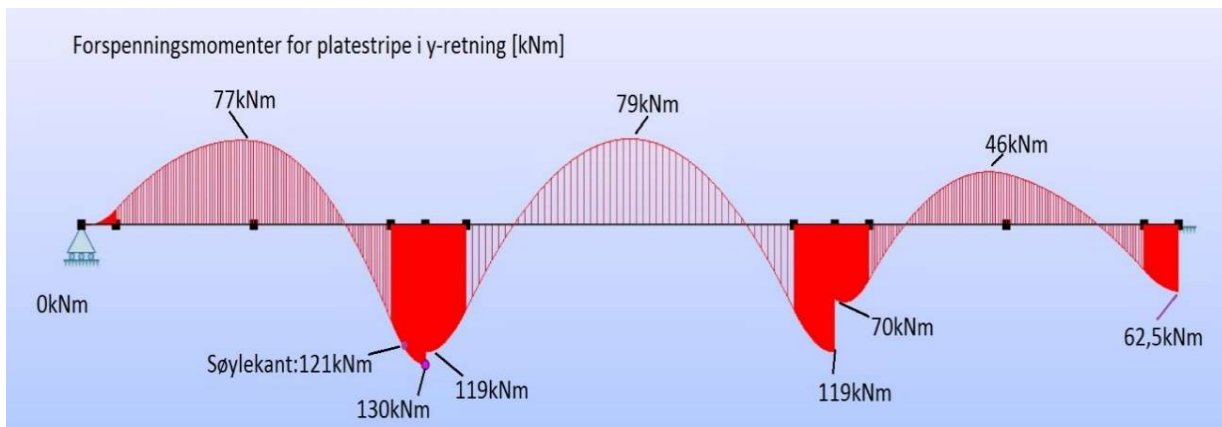
$$\alpha_s := \frac{s_p + s_{d.s}}{(0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{y.eff} \cdot d_{eff})} = 0.416$$

$$M_{Rd.s} := 0.8 \cdot \alpha_s \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_s) \cdot b_{y.eff} \cdot d_{eff}^2 \cdot f_{cd} = 272.377 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

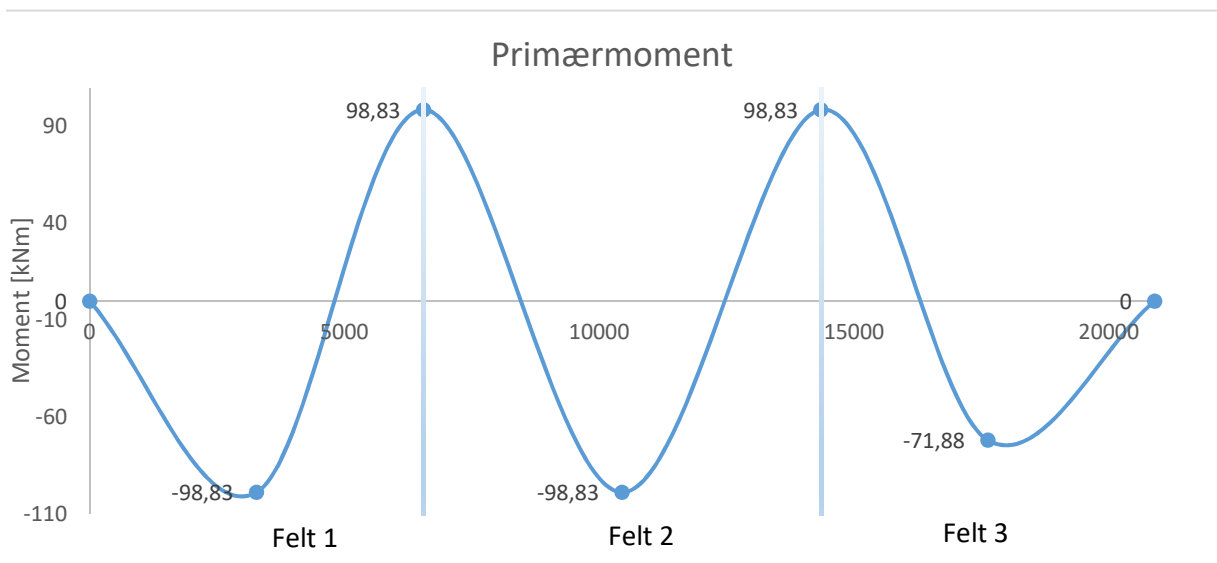
Opptredende momenter y-retning

		Ytre vegg	Ytre felt	Indre søyle, midt	Indre søyle, kant mot indre felt	Indre felt	Indre søyle, mot ytterfelt	Ytre søyle
Håndberegninger	MP	0	-77	130	119	-79	70	63
	Mo	0	-99	99	99	-99	99	0
	Mt	0	22	31	20	20	-29	63
	Med	0	246	437	340	219	318	219
	Med_tot	0	270	408	322	240	350	163
	MRd	0	342	378	378	342	378	272
	Utnyttelsesgrad	x	79%	108%	85%	70%	93%	60%
Adapt	Mtotalt_Adapt	0	249,2	x	313,8	249	312,8	105
	MRd_Adapt	0	398	x	323,6	398	323,6	160
	Utnyttelsesgrad	x	63%	x	97%	63%	97%	66%

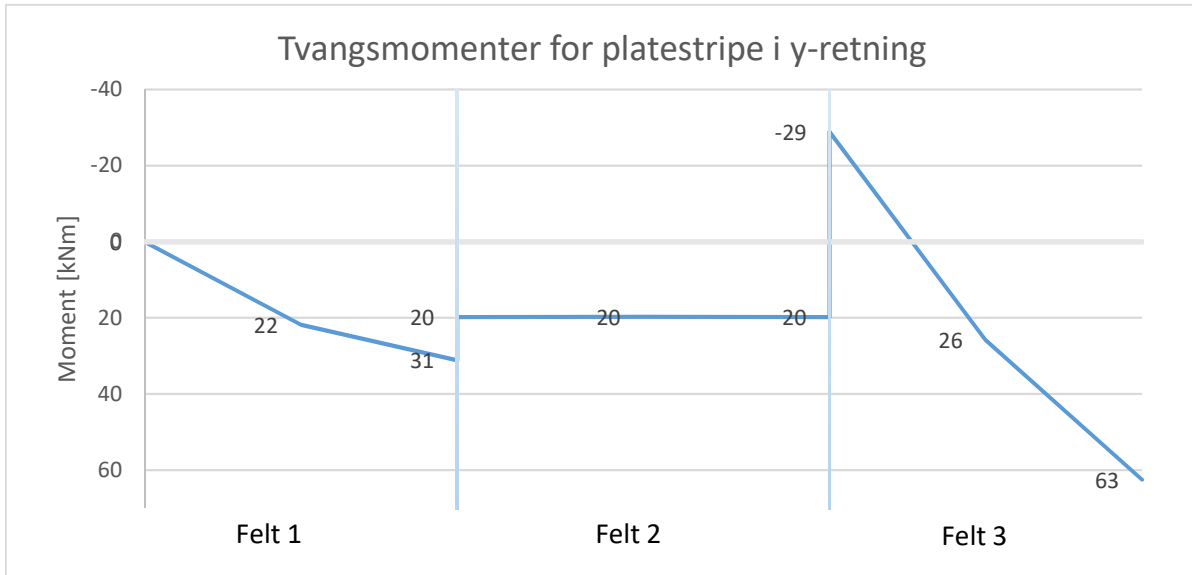
Mp:



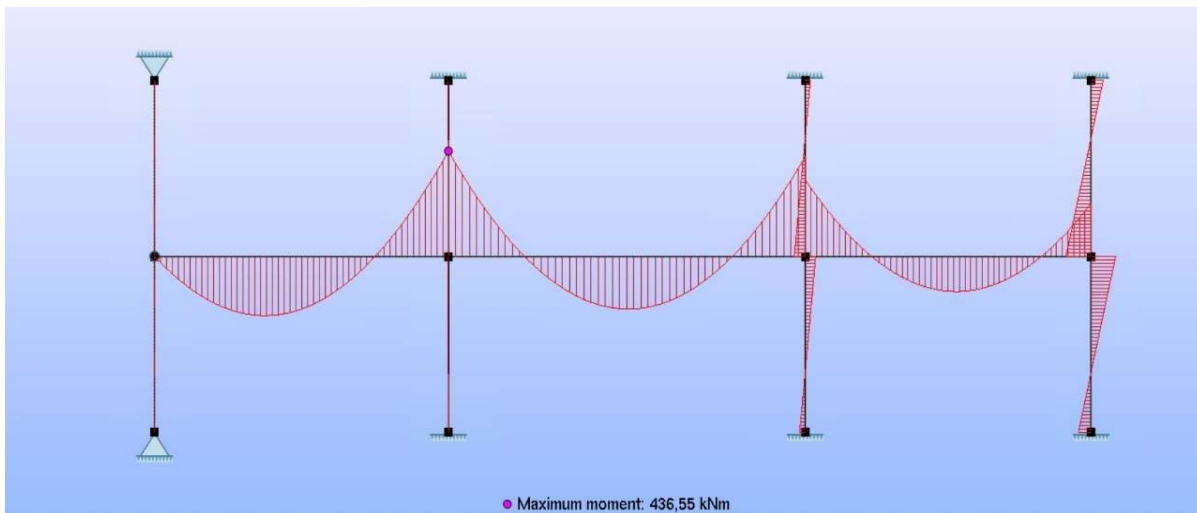
M0



Mt



Med:



Vedlegg B.7 Bruddgrensetilstand; Dimensjonering for skjær

Input data

$$D := 600 \text{ mm}$$

Søylediameter

$$d_{eff} := \frac{(d_x + d_y)}{2} = 163 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$\phi_{12} := 12 \text{ mm}$$

Overkantsarmeringsdiameter

$$A_{s.x} := 18 \cdot A_{\phi_{12}} = (2.036 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Beregnet i overkantsarmering i x-retning

$$A_{s.y} := 17 \cdot A_{\phi_{12}} = (1.923 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Beregnet i overkantsarmering i y-retning

Dimensjonerende skjærkrefter

Bruker de største aksialkrefter ifra analyse i x- og y-retning i FAP-modell:

$$V_{Ed.k.s} := 240 \text{ kN}$$

Kantsøyle

$$V_{Ed.h.s} := \frac{V_{Ed.k.s}}{2} = 120 \text{ kN}$$

Hjørnesøyle, får kun laster ifra halve platestripebredden.

$$V_{Ed.i.s} := 650 \text{ kN}$$

Innersøyle

Kontrollsnitt

Omkrets kontrollsnitt indre søyle:

$$u_{1.i.s} := \pi \cdot (D + 4 \cdot d_{eff}) = (3.933 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Kritisk kontrollsnitt i avstand 2d fra søylekant.

$$u_{0.i.s} := \pi \cdot D = (1.885 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Kontrollsnitt ved søylekant.

Omkrets kontrollsnitt kantsøyle:

$$u_{1.k.s} := \frac{u_{1.i.s}}{2} = (1.967 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Halv sirkel

$$u_{0.k.s} := \frac{u_{0.i.s}}{2} = 942.478 \text{ mm}$$

Omkrets kritisk kontrollsnitt ved hjørnesøyle:

$$u_{1.h.s} := \frac{u_{1.i.s}}{4} = 983.319 \text{ mm}$$

En kvart sirkel

$$u_{0.h.s} := \frac{u_{0.i.s}}{4} = 471.239 \text{ mm}$$

Anbefalt β -verdi ifra EC26.4.3(6):

$$\beta_{h.s} := 1.5$$

$$\beta_{k.s} := 1.4$$

$$\beta_{i.s} := 1.15$$

Hjørnesøyle

Kantsøyle

Indre søyle

Dimensjonerende skjærspenning ved kontrollsnitt u1:

$$v_{Ed.h.s} := \beta_{h.s} \cdot \frac{V_{Ed.h.s}}{u_{1.h.s} \cdot d_{eff}} = 1.123 \text{ MPa}$$

Hjørnesøyle

$$v_{Ed.k.s} := \beta_{k.s} \cdot \frac{V_{Ed.k.s}}{u_{1.k.s} \cdot d_{eff}} = 1.048 \text{ MPa}$$

Kantsøyle

$$v_{Ed.i.s} := \beta_{i.s} \cdot \frac{V_{Ed.i.s}}{u_{1.i.s} \cdot d_{eff}} = 1.166 \text{ MPa}$$

Indre søyle

Skjærstrekkkapasitet uten skjærarmering:

$$k_2 := 0.18 \text{ MPa}^{\frac{2}{3}}$$

EC2, NA.6.4.4(1) med aktuelle betongresepter som har 16mm -22mm tilslag

$$C_{Rd.c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12 \text{ MPa}^{\frac{2}{3}}$$

EC2 6.4.4

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_{eff}}}, 2.0 \right) = 2$$

$$b_p := D + 2 \cdot 3 \cdot d_{eff} = (1.578 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Platebredde lik søylebredde pluss 3d til hver side.

$$\rho_x := \frac{A_{s.x}}{b_p \cdot d_x} = 0.008$$

Tar kun hensyn til armering med heft.

$$\rho_y := \frac{A_{s.y}}{b_p \cdot d_y} = 0.008$$

$$\rho := \min \left(\sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}, 0.02 \right) = 0.008$$

Krefter ifra forspenning i bruddgrensetilstand:

$$N_{Ed.x} := F_{p0'.brudd} \cdot n_x = (1.93 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$N_{Ed.y} := F_{p0'.brudd} \cdot n_y = (1.956 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$A_{c.x} := b_x \cdot h_{dekk} = (1.444 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$A_{c.y.eff} := b_{y.eff} \cdot h_{dekk} = (7.22 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{c.x} := \frac{N_{Ed.x}}{A_{c.x}} = 1.337 \text{ MPa}$$

Normalspenning x-retning

$$\sigma_{c.y} := \frac{N_{Ed.y}}{A_{c.y.eff}} = 2.708 \text{ MPa}$$

Større normalspenning i y-retning pga. konsentrerte kabler.

$$\sigma_{cp} := \frac{(\sigma_{c.y} + \sigma_{c.x})}{2} = 2.023 \text{ MPa}$$

$$k_1 := 0.1$$

NA.6.4.4 med trykk i betong.

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \cdot 1 \text{ MPa}^{\frac{1}{2}} = 0.586 \text{ MPa}$$

EC2, NA.6.4.4(1)

$$v_{Rd.c.min} := v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} = 0.788 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd.c} := \max \left(C_{Rd.c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}, v_{Rd.c.min} \right) = 0.922 \text{ MPa}$$

$$\frac{v_{Ed.h.s}}{v_{Rd.c}} = 1.218$$

Hjørnesøyle

$$\frac{v_{Ed.k.s}}{v_{Rd.c}} = 1.137$$

Kantsøyle

$$\frac{v_{Ed.i.s}}{v_{Rd.c}} = 1.265$$

Innersøyle

Beregningsmessig behov for skjærarmoring ved alle søyler

Gjennomlokningskapasitet ved søylekant

Betongspenninger ved indre kontrollsnitt:

$$v_{Ed.0.h.s} := \frac{\beta_{h.s} \cdot V_{Ed.h.s}}{u_{0.h.s} \cdot d_{eff}} = 2.343 \text{ MPa}$$

Konsentret last ved hjørnesøyle, etter EC2 6.4.5(3)

$$v_{Ed.0.k.s} := \frac{\beta_{k.s} \cdot V_{Ed.k.s}}{u_{0.k.s} \cdot d_{eff}} = 2.187 \text{ MPa}$$

Konsentret last ved kantsøyle, etter EC2 6.4.5(3)

$$v_{Ed.0.i.s} := \frac{\beta_{i.s} \cdot V_{Ed.i.s}}{u_{0.i.s} \cdot d_{eff}} = 2.433 \text{ MPa}$$

Konsentret last ved innersøyle, etter EC2 6.4.5(3)

Maksimal skjærspenning:

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

Dimensjonerende betongfasthet EC2 6.5.2(2)

$$v_{Rd.max.h.s} := \min \left(0.4 \cdot v \cdot f_{cd}, 1.6 \cdot v_{Rd.c} \cdot \frac{u_{1.h.s}}{\beta_{h.s} \cdot u_{0.h.s}} \right) = 2.052 \text{ MPa}$$

EC2, NA.6.4.5(3) for hjørnesøyle

$$v_{Rd.max.k.s} := \min \left(0.4 \cdot v \cdot f_{cd}, 1.6 \cdot v_{Rd.c} \cdot \frac{u_{1.k.s}}{\beta_{k.s} \cdot u_{0.k.s}} \right) = 2.198 \text{ MPa}$$

Kantsøyle

$$v_{Rd.max.i.s} := \min \left(0.4 \cdot v \cdot f_{cd}, 1.6 \cdot v_{Rd.c} \cdot \frac{u_{1.i.s}}{\beta_{i.s} \cdot u_{0.i.s}} \right) = 2.676 \text{ MPa}$$

Innersøyle

Skjærkraftkapasitet uten øvre begrensning

$$v_{Rd.max} := 0.4 \cdot v \cdot f_{cd} = 4.094 \text{ MPa}$$

EC2 NA.6.4.5

$$\frac{v_{Ed.0.h.s}}{v_{Rd.max.h.s}} = 1.142 \quad \frac{v_{Ed.0.h.s}}{v_{Rd.max}} = 0.572$$

For lav gjennomlokningskapasiteten ved hjørnesøyle med øvre begrensning, men tilfredstillende kapasitet uten øvre begrensning. Krever at nødvendig skjærarmering beregnes uten betongbidrag.

$$\frac{v_{Ed.0.k.s}}{v_{Rd.max.k.s}} = 0.995$$

Runder opp og antar for lav gjennomlokningskapasiteten ved hjørnesøyle med øvre begrensning, men tilfredstillende kapasitet uten øvre begrensning. Krever at nødvendig skjærarmering beregnes uten betongbidrag.

$$\frac{v_{Ed.0.i.s}}{v_{Rd.max.i.s}} = 0.909$$

OK gjennomlokningskapasiteten ved innersøyle. Nødvendig skjærarmering kan beregnes med betongbidrag.

Kontrollsnitt hvor skjærarmering ikke er nødvendig:

$$u_{ut.h.s} := \frac{\beta_{h.s} \cdot V_{Ed.h.s}}{v_{Rd.c} \cdot d_{eff}} = (1.198 \cdot 10^3) \text{ mm} \quad \text{EC2 6.4.5(4)}$$

$$u_{ut.k.s} := \frac{\beta_{k.s} \cdot V_{Ed.k.s}}{v_{Rd.c} \cdot d_{eff}} = (2.236 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$u_{ut.i.s} := \frac{\beta_{i.s} \cdot V_{Ed.i.s}}{v_{Rd.c} \cdot d_{eff}} = (4.975 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Skjærarmeringen kan utelates ved følgende avstand ifra søylelivet:

$$u_{ut} = 2 \pi \cdot r$$

$$r = \frac{u_{ut}}{2 \pi}$$

$$r_2 = r - \frac{D}{2} \quad D = \text{søylediameter}$$

$$l_{ut} = r_2 - d_{eff}$$

Avstand fra søylekant til u-ut
Ytterste snitt plasseres i en avstand
ikke større enn d innenfor u-ut

$$l_{ut.h.s} := \frac{2 \cdot u_{ut.h.s}}{\pi} - \frac{D}{2} - d_{eff} = 299.724 \text{ mm}$$

Hjørnesøyle

$$l_{ut.k.s} := \frac{u_{ut.k.s}}{\pi} - \frac{D}{2} - d_{eff} = 248.876 \text{ mm}$$

Kantsøyle

$$l_{ut.i.s} := \frac{u_{ut.i.s}}{2 \pi} - \frac{D}{2} - d_{eff} = 328.856 \text{ mm}$$

Innersøyle

Nødvendig armering ved søylekant:

$$s_{r,max} := 0.75 \cdot d_{eff} = 122.25 \text{ mm} \quad \text{EC2 9.4.3(1)}$$

$$\text{Velger: } s_r := 120 \text{ mm}$$

$$f_{ywd.ef} := 250 \text{ MPa} + 0.25 \cdot d_{eff} \cdot \frac{\text{MPa}}{\text{mm}} = 290.75 \text{ MPa} \quad \text{EC2 6.4.5(1)}$$

$$A_{sw.h.s} := \frac{v_{Ed.h.s} \cdot s_r \cdot u_{1.h.s}}{1.5 f_{ywd.ef}} = 303.847 \text{ mm}^2$$

Nødvendig skjærarmering pr
kontrollsnitt etter EC2 6.4.5(1) uten
betongbidrag for hjørnesøyle.

$$A_{sw.k.s} := \frac{(v_{Ed.k.s}) \cdot s_r \cdot u_{1.k.s}}{1.5 f_{ywd.ef}} = 567.181 \text{ mm}^2$$

Nødvendig skjærarmering pr
kontrollsnitt etter EC2 6.4.5(1) med
betongbidrag for kantsøyle.

$$A_{sw.i.s} := \frac{(v_{Ed.i.s} - 0.75 v_{Rd.c}) \cdot s_r \cdot u_{1.i.s}}{1.5 f_{ywd.ef}} = 513.669 \text{ mm}^2$$

Nødvendig skjærarmering pr
kontrollsnitt etter EC2 6.4.5(1) med
betongbidrag for innersøyle.

Tangentielle senteravstander:

$$s_{t.max} := 1.5 \cdot d_{eff} = 244.5 \text{ mm}$$

Innenfor 2d kontrollsnitt, EC2 9.4.3(1)

$$\text{Velger: } s_t := 240 \text{ mm}$$

$$s_{t.max.2d} := 2 \cdot d_{eff} = 326 \text{ mm}$$

Utenfor 2d kontrollsnitt, EC2 9.4.3(1)

$$\text{Velger: } s_{t.2d} := 330 \text{ mm}$$

$$A_{sw.min} := 0.08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}} \cdot s_r \cdot s_t}{1.5 \cdot f_{yk}} \cdot \text{MPa}^{\frac{1}{2}} = 18.174 \text{ mm}^2$$

Minimumstverrsnitt av en vertikal armeringstang, etter EC2 9.4.3(2)

Velger $\emptyset 10$:

$$\emptyset := 10 \text{ mm} \quad A_{s\emptyset 10} := 78.5 \text{ mm}^2$$

Maksimal tangentiell senteravstand u_1 ved bruk av $\emptyset 10$.

$$s_{t.h.s} := A_{s\emptyset 10} \cdot \frac{u_{1.h.s}}{A_{sw.h.s}} = 254.044 \text{ mm}$$

$$s_{t.k.s} := A_{s\emptyset 10} \cdot \frac{u_{1.k.s}}{A_{sw.k.s}} = 272.19 \text{ mm}$$

$$s_{t.i.s} := A_{s\emptyset 10} \cdot \frac{u_{1.i.s}}{A_{sw.i.s}} = 601.091 \text{ mm}$$

Nødvendige mengder med skjærarmering

Antar at alle søyler vil ha tilsvarende laster, hvilket er noe konservativt, da laster i andre felt er noe mindre.

Antall søyler:

$$n_{hjørne} := 2$$

$$n_{kant} := 6$$

$$n_{inner} := 4$$

Beregner kun nødvendig armering i hvert snitt, med første rad med skjærarmering 60mm ut fra søylen.

$$\frac{60 \text{ mm}}{d_{eff}} = 0.368$$

Innenfor krav i EC2

Hjørnesøyler:

$$n := \left(\frac{l_{ut.h.s} - 60 \text{ mm}}{s_r} \right) = 1.998$$

$$m_{h.s} := 2$$

Det trengs to rader med skjærarmering

$$A_{sw.hjørner} := n_{hjørne} \cdot m_{h.s} \cdot A_{sw.h.s} = (1.215 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Kantsøyler:

$$n := \left(\frac{l_{ut.k.s} - 60 \text{ mm}}{s_r} \right) = 1.574$$

$$m_{k.s} := 2$$

$$A_{sw.kant} := n_{kant} \cdot m_{k.s} \cdot A_{sw.k.s} = (6.806 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Innersøyler:

$$n := \left(\frac{l_{ut.i.s} - 60 \text{ mm}}{s_r} \right) = 2.24$$

$$m_{i.s} := 3$$

$$A_{sw.inner} := n_{inner} \cdot m_{i.s} \cdot A_{sw.i.s} = (6.164 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Total skjærarmering:

$$A_{sw} := A_{sw.hjørner} + A_{sw.kant} + A_{sw.inner} = (1.419 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$l_{forankring} := \max(5 \cdot \emptyset, 50 \text{ mm}) = 50 \text{ mm} \quad \text{EC2 8.5(2)}$$

$$l_{sw} := 2 \cdot D + 2 \cdot h_{dekk} - 2 \cdot c_{nom.sl} + 2 \cdot l_{forankring}$$

Antar bruk av lukkede
bøyler-"stirrups" som Adapt bruker

$$l_{sw} = 1.65 \text{ m}$$

$$V_{sw} := A_{sw} \cdot l_{sw} = 0.023 \text{ m}^3$$

$$M_{sw} := V_{sw} \cdot \gamma_{steel} = 183.739 \text{ kg}$$

Antar bruk av kroker eller
lukekde bøyler.

$$M_{Adapt} := 225 \text{ kg}$$

Noe forskjell mellom mengdene, men håndberegningene er også kun beregnet med nødvendig armering per snitt og ikke tatt hensyn til om det er praktisk gjennomførbart. Beregningene viser at Adapt gir mengder som er i samme størrelsesorden, og forskjellene er totalt uvesentlige for klimagassregnskapet, da skjærarmeringen utgjør minimale mengder sammenlignet med resterende slakkarmering.

Vedlegg B.8 Bruksgrensetilstand

Spenningsbegrensning og rissmomenter

Kontroller:

Strekkspenninger:

$$\sigma_{s.maks} := f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa}$$

Maksimal strekkspenning

Trykkspenninger:

$$k_1 := 0.6$$

EC2, NA. 7.2(2)

$$k_2 := 0.45$$

$$\sigma_{t.maks} := -k_1 \cdot f_{ck} = -21 \text{ MPa}$$

Maksimal trykkspenning

$$\sigma_{ikke.lin} := -k_2 \cdot f_{ck} = -15.75 \text{ MPa}$$

Krypets ikke-linearitetsgrense

X-retning:

Opptredende krefter og momenter i bruksgrensetilstand ifra FAP-modeller:

$$M_{SLS.felt} := 129.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{SLS.søyle} := -252.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$n_x := 1.23 \cdot \frac{1}{m}$$

Antall kabler per meter
Antall kabler i platestripens
bredde.

$$n_X := n_x \cdot b_x = 8.881$$

$$A_c := h \cdot b_x = (1.444 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

Betongareal

$$A_{p.x} := A_p \cdot n_X = (1.332 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Spennarmeringsareal

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.765$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot (A_{p.x}) = (1.45 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

Transformert tverrsnitt

$$P_x := -F_{p0'.bruks} \cdot n_X = -1.796 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

Total spennkraft i bruksgrensetilstand,
inkludert tap. Negativt verdi er trykk.

$$\sigma_c = \frac{P_x}{A_t} - \frac{(P_x \cdot (e - y_t) + M_{SLS}) \cdot (y - y_t)}{I_t}$$

Betongspenning på vilkårlig
sted i konstruksjonen

Feltmidt

$$e := 55 \text{ mm}$$

Definert som positivt nedover

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p.x} \cdot e}{A_t} = 0.241 \text{ mm}$$

Avstand mellom armerte tverrsnittts tyngdepunktakse og betongens tyngdepunktakse

$$I_t := \frac{b_x \cdot h^3}{12} + b_x \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2$$

Tregghetsmoment til det transformerte tverrsnittet.

$$I_t = (4.816 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Betongspenning underkant dekke:

$$y := 100 \text{ mm}$$

$$\sigma_c := \frac{P_x}{A_t} + \frac{P_x \cdot (e - y_t) \cdot (y - y_t)}{I_t} + \frac{M_{SLS.felt} \cdot (y - y_t)}{I_t}$$

$$\sigma_c = -0.584 \text{ MPa}$$

Negative verdier betyr trykk

Underkant av dekket er i trykk i felt. Det vil si at det må kontrolleres mot trykkbrudd og ikke mot strekkbrudd.

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{t.maks}} = 0.028 \quad \text{OK!}$$

Rissmoment:

$$M_{riss} := \left(f_{ctm} - \frac{P_x}{A_t} - \frac{P_x \cdot (e - y_t) \cdot (y - y_t)}{I_t} \right) \cdot \frac{I_t}{y - y_t} = 312.625 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Rissmoment i felt for strekkriks.

Betongspenning overkant dekke:

$$y := -100 \text{ mm}$$

$$\sigma_c := \frac{P_x}{A_t} + \frac{P_x \cdot (e - y_t) \cdot (y - y_t)}{I_t} + M_{SLS.felt} \cdot \frac{(y - y_t)}{I_t} = -1.896 \text{ MPa} \quad \text{Trykk.}$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{t.maks}} = 0.09 \quad \text{OK!}$$

Søyle

$$e := -55 \text{ mm}$$

Definert som positivt nedover

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p.x} \cdot e}{A_t} = -0.241 \text{ mm}$$

Avstand mellom armerte tverrsnitts tyngdepunktakse og betongens tyngdepunktakse

$$I_t := \frac{b_x \cdot h^3}{12} + b_x \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2$$

Treghetsmoment til det transformerte tverrsnittet.

$$I_t = (4.816 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Betongspenning overkant dekke:

$$y := -100 \text{ mm}$$

$$\sigma_c := \frac{P_x}{A_t} + \frac{P_x \cdot (e - y_t) \cdot (y - y_t)}{I_t} + \frac{M_{SLS.søyle} \cdot (y - y_t)}{I_t} = 1.959 \text{ MPa} \quad \text{Strekk}$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{s.maks}} = 0.612$$

Rissmoment:

$$M_{riss} := \left(f_{ctm} - \frac{P_x}{A_t} - \frac{P_x \cdot (e - y_t) \cdot (y - y_t)}{I_t} \right) \cdot \frac{I_t}{y - y_t} = -312.625 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Rissmoment over søyler for strekkrikk

Betongspenning underkant dekke:

$$y := 100 \text{ mm}$$

$$\sigma_c := \frac{P_x}{A_t} + \frac{P_x \cdot (e - y_t) \cdot (y - y_t)}{I_t} + \frac{M_{SLS.søyle} \cdot (y - y_t)}{I_t} = -4.451 \text{ MPa} \quad \text{Negative verdier er trykk}$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{t.maks}} = 0.212 \quad \text{OK!}$$

Betongen vil ikke beregningsmessig risse i x-retning, og antagelsen om stadium 1 er derfor korrekt.

Y-retning:

Opptredende krefter og momenter i bruksgrensetilstand

$$M_{SLS.felt} := 129.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment ved feltmidt i ytre felt

$$M_{SLS.felt.maks} := 145.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Maksimalt moment i ytre felt

$$M_{SLS.søyle} := -257 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Maksimalt søylemoment

$$M_{SLS.søyle.red} := -200 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Maksimalt søylemoment, ved søylekant

$$b_{y.eff} := \frac{b_y}{2} = 3.61 \text{ m}$$

Effektiv tverrsnittsbredde, pga. av konsentrerte laster fra samlede spennkabler.

$$A_{c.y} := b_{y.eff} \cdot h = (7.22 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$n_y := 9$$

Antall kabler per stripebredde

$$A_{p.y} := A_p \cdot n_y = (1.35 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Totalt spennarmeringsareal

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.765$$

$$A_t := A_{c.y} + (\eta - 1) \cdot (A_{p.y}) = (7.284 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Transformert tverrsnitt

$$P_y := -F_{p0'.bruks} \cdot n_y = -1.821 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

Total spennkraft inkludert tap, negativt fortegn betyr trykk

Feltmidte

$$e := 55 \text{ mm}$$

Definert som positivt nedover

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p.y} \cdot e}{A_t} = 0.486 \text{ mm}$$

Avstand mellom armerte tverrsnitt tyngdepunktakse og betongens tyngdepunktakse

$$I_t := \frac{b_{y.eff} \cdot h^3}{12} + b_{y.eff} \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2$$

Tregghetsmoment til det transformerte tverrsnittet.

$$I_t = (2.409 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Betongspenning underkant dekke:

$$y := 100 \text{ mm}$$

$$\sigma_c := \frac{P_y}{A_t} + \frac{(P_y \cdot (e - y_t) + M_{SLS.felt.maks}) \cdot (y - y_t)}{I_t} = -0.601 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{t.maks}} = 0.029$$

OK!

Underkant av dekket er i trykk i felt.

Rissmoment:

$$M_{riss} := \left(f_{ctm} - \frac{P_y}{A_t} - \frac{P_y \cdot (e - y_t) \cdot (y - y_t)}{I_t} \right) \cdot \frac{I_t}{y - y_t} = 237.206 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Rissmoment i felt for strekkrikk.

Betongspenning overkant dekke:

$$y := -100 \text{ mm}$$

$$\sigma_c := \frac{P_y}{A_t} + \frac{P_y \cdot (e - y_t) \cdot (y - y_t)}{I_t} + M_{SLS.felt.maks} \cdot \frac{(y - y_t)}{I_t}$$

$$\sigma_c = -4.416 \text{ MPa}$$

Negative verdier betyr trykk

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{t.maks}} = 0.21 \quad \text{OK!}$$

Søyle

$$e := -55 \text{ mm}$$

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p,y} \cdot e}{A_t} = -0.486 \text{ mm}$$

$$I_t := \frac{b_{y,eff} \cdot h^3}{12} + b_{y,eff} \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2$$

$$I_t = (2.409 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Definert som positivt nedover
Avstand mellom armerte tverrsnittts tyngdepunktakse og betongens tyngdepunktakse

Tregghetsmoment til det transformerte tverrsnittet.

Betongspenning underkant dekke:

$$y := 100 \text{ mm}$$

$$\sigma_c := \frac{P_y}{A_t} + \frac{(P_y \cdot (e - y_t) + M_{SLS.søyle}) \cdot (y - y_t)}{I_t} = -9.08 \text{ MPa}$$

Trykk

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{t.maks}} = 0.432 \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ikke.lin}} = 0.576$$

Dette er største trykkspenning for dekket.
Spenningsene er mindre enn grenseverdier så man trenger ikke å ta hensyn til krepets ikke-linearitet.

Betongspenning overkant dekke:

$$y := -100 \text{ mm}$$

$$\sigma_c := \frac{P_y}{A_t} + \frac{(P_y \cdot (e - y_t) + M_{SLS.søyle}) \cdot (y - y_t)}{I_t} = 4.018 \text{ MPa}$$

Positive verdier betyr strekk.

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{s.maks}} = 1.256$$

Ved å beregne betongspenninger ved søylekant:

Tillat etter EC2,6.2.1(8)

$$\sigma_c := \frac{P_y}{A_t} + \frac{(P_y \cdot (e - y_t) + M_{SLS.søyle.red}) \cdot (y - y_t)}{I_t} = 1.663 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{s.maks}} = 0.52$$

Ved søylekant vil ikke betongen risse, og kapasiteten er ok.

Rissmoment:

$$M_{riss} := \left(f_{ctm} - \frac{P_y}{A_t} - \frac{P_y \cdot (e - y_t) \cdot (y - y_t)}{I_t} \right) \cdot \frac{I_t}{y - y_t} = -237.206 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Spenning- og risskontrollinput til Adapt

Spenningsbegrensing

$$k_3 := 0.8$$

Maksimal strekkspenning i slakkarmering

$$\sigma_{s.maks} := k_3 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

$$k_5 := 0.75$$

$$\sigma_{sp.maks} := k_5 \cdot f_{pk} = (1.395 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

Maksimal strekkspenning i spennarmering

$$f_{ctm} := 0.3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

B < 50 Strekkfasthet

Grenseverdier for wmax:

$$c_{min.dur} := 15 \text{ mm}$$

$$k_c := \min \left(\frac{c_{nom.sl}}{c_{min.dur}}, 1.3 \right) = 1.3$$

$$w_{max} := 0.3 \cdot k_c = 0.39$$

Tilnærmet permanent laskombinasjon

Nedbøyningsbegrensning

$$L_{x.maks} := 7.8 \text{ m}$$

$$L_{y.maks} := 7.8 \text{ m}$$

Største spennvidder i x-retning

Største spennvidder i y-retning

$$L_{maks} := \max(L_{x.maks}, L_{y.maks}) = 7.8 \text{ m}$$

$$\delta_{tillat} := \frac{L_{maks}}{250} = 31.2 \text{ mm}$$

Ser på nedbøyning i midtfelt som har største spenn.

EC2, 7.4 Største tillate nedbøyning

Finner nedbøyninger utifra analyser i FAP 2D:

x-retning:

$$\delta_{x.SLS} := 2.93 \text{ mm}$$

$$\delta_{x.forspenning} := -1.72 \text{ mm}$$

$$\delta_x := \delta_{x.SLS} + \delta_{x.forspenning} = 1.21 \text{ mm}$$

Nedbøyning ifra ugunstigste lastplassering.

Oppbøyning av midtspenn ifra balanserte laster.

y-retning:

$$\delta_{y.SLS} := 3.13 \text{ mm}$$

$$\delta_{y.forspenning} := -0.2 \text{ mm}$$

$$\delta_y := \delta_{y.SLS} + \delta_{y.forspenning} = 2.93 \text{ mm}$$

Total nedbøyning:

$$\delta := \delta_x + \delta_y = 4.14 \text{ mm}$$

$$\frac{\delta}{\delta_{tillat}} = 0.133$$

Ikke tatt hensyn til nedbøyning ifra svinn, og heller ikke "tension stiffening" som virker motsatt av svinn. Svaret er vurdert til å være tilfredstillende.

Vedlegg B.9 Søyledimensjonering

Laster	N [kN]	Antall etasjer:		Krefter [kN]	
		Plan 3	Plan 1	Plan 3	Plan 1
Ntak	221,16	1		221,16	
Nbolig	310,4	11		3414,4	
Nkontor	458	2	5	916	2290
Totalt				4552	5926

Krefter uten søylevekt

	Med,x= 40	kNm	Moment x-retning
	Med,y= 48	kNm	Moment y-retning
	Mf= 48	kNm	Største moment
	g= 9,81	m/s ²	
Armering:	ølengde= 25	mm	
	øbøyle= 10	mm	
	A _{ø25} = 491	mm ²	
	A _{ø10} = 78,5	mm ²	
	cnom= 25	mm	
	fyk= 500	MPa	
	fyd= 434,8	MPa	
Betong	fck= 35	MPa	
	fcd= 19,833	MPa	
	Yb= 2500	kg/m ³	Densitet armert betong
	ø= 2		Antatt kryptall
Søyle	L= 3530	mm	Søylelengde
	β= 0,5		Knekklendefaktor
	L0= 1765	mm	Knekklendefaktor

Avlesning av M-N diagram

$$D' = D - 2 \cdot (c_{nom} + \phi_{bøyle} + \phi_{lengde})$$

	3.etasje		1.etasje		
D [mm]	500	600	500	600	Søylediameter
D' [mm]	405,0	505,0	405,0	505,0	
D'/D	0,8	0,8	0,8	0,8	
Ac[mm ²]	196350	282743	196350	282743	Betongareal
L0/D	3,5	2,9	3,5	2,9	Knekkforhold

M [kg]	1733	2495	1733	2495	Søylevekt
N [kN]	238	343	238	343	Egenlast søyle
Ned [kN]	4790	4894	6164	6268	Dimensjonerende kraft
e0 [m]	0,02	0,02	0,02	0,02	Minste eksentrisitet
Meks [kNm]	96	98	123	125	Eksentrisitetsmoment

Dimensjonsløse parametere

$$m_f = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A} \quad n_f = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A} \quad w = \frac{A_s'}{f_{cd} \cdot A} \quad A_s' = \frac{w \cdot f_{cd} \cdot A}{f_{yd}} \quad A_s = 2 \cdot A_s'$$

Beregning	mf	0,05	0,03	0,06	0,04	
Beregning	nf	1,23	0,87	1,58	1,12	
Avlesning	w	0,22	0	0,39	0,12	Armeringsforhold
	As [mm ²]	3941	0	10060	3095	Nødvendig armering

Minimumsarmering

$$A_{s.min} = \max(A_{s.min.1}, A_{s.min.2})$$

$$A_{s.min.1} := \min\left(0.2 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}\right)$$

$$A_{s.min.2} = 0.01 A_c$$

$$A_{s.max} = 0.08 A_c$$

Minimumsarmering			
		D500	D600
Asmin1.1	[mm ²]	1791	2580
Asmin1.2	[mm ²]	5234	5234
Asmin1	[mm ²]	1791	2580
Asmin2	[mm ²]	1963	2827
Asmin	[mm ²]	1963	2827

	D500	D600	D500	D600	
Asmin [mm ²]	1963	2827	1963	2827	Minimumsarmering
Asmax [mm ²]	15708	22619	15708	22619	Maksimumsarmering
As>Asmin	ok	ikke ok	ok	ok	Armeringskrav ok?
As[mm ²]	3941	2827	10060	3095	Gjeldende armering

	n	8,03	5,76	20,49	6,31	# nødvendige lengdearmerings- enheter
	n	9,00	6,00	21,00	7,00	Runder opp
	As	4418	2945	10308	3436	Nytt armeringsareal
Beregning	w _{ny}	0,25	0,11	0,58	0,13	Nytt armeringsforhold

Avlesing	mf	0,09	0,15	0,12	0,04	Nytt momentforhold
Beregning	Mrd.x	175	505	234	135	Momentkapasitet fra dimensjonsløs parameter
Beregning	Mrd.y	175	505	234	135	Momentkapasitet fra dimensjonsløs parameter
Beregning	Nrd	5727	6830	8172	7034	Aksialkraftkapasitet fra dimensjonsløs parameter

Utnyttelsesgrad					
Biaksiell bøyning		37%	2%	7%	22%
Aksialkraft		84%	72%	75%	89%

Slankhet

$L_0 := \beta L$ Knekk lengde, fast innspent i begge ender.

$I_c := \pi \cdot \frac{D^4}{64}$ Treghetsradius for søyle.

$i := \sqrt[2]{\frac{I_c}{A_c}}$ Treghetsradius for urisset betongtverrsnitt.

$\lambda := \frac{L_0}{i}$ Geometrisk slankhet

$\lambda_n = \lambda \cdot \sqrt[2]{\frac{n_f}{1 + 2 k_a \cdot u}}$ Normalisert slankhet

$\lambda_{n.lim} := 13 \cdot (2 - r_m) \cdot A_\varphi = 13$

ka= 1 EC2 NA.5.8.3.1(1)

Slankhet				
lc	3067961576	6361725124	3067961576	6361725124
i	125,0	150,0	125,0	150,0
λ	14,1	11,8	14,1	11,8
λ_n	12,8	9,9	12,1	11,1
$\lambda_{n.lim}$	13,0	13,0	13,0	13,0
	kort søyle	kort søyle	kort søyle	kort søyle

Geometrisk slankhet
Normalisert slankhet
Slankhetsgrense
Kort/slank søyle

Tverrarmering

$s_{cl.max} = \min(15 \cdot \phi_{bøyle}, D, 400 \text{ mm})$ EC2 NA.9.5.3(3)

	D500	D600
smax [mm]	150	150
n	24	24
O [mm]	1272,3	1586,5

Største senteravstand
Antall bøyer
Omkrets bøyle

Oppsummering				
	Søyer over plan 3		Søyer over plan 1	
	D500	D600	D500	D600
Me	95,8	97,9	123,3	125,4
nf	1,23	0,87	1,58	1,12
mf	0,05	0,03	0,06	0,04
w	0,22	0	0,39	0,12
As	3941	2827	10060	3095
Normalisert slankhet	12,8	9,9	12,1	11,1
Utnyttelsesgrad				
Biaksiell bøyning	37%	2%	7%	22%
Aksialkraft	84%	72%	75%	89%

Vedlegg B.10 Minimumsarmering i vegger

Forutsetninger:

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

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$l := 3530 \text{ mm}$$

$$c_{nom} := 25 \text{ mm}$$

$$\phi := 12 \text{ mm}$$

$$A_{\phi 12} := \pi \cdot \frac{(12 \text{ mm})^2}{4} = 113.097 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.vmax} = 0.04 A_c$$

Vegghøyde

Valgt armering

Maksimumsarmering pr. meter

Minimumsarmering i vegger, t=250mm

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

$$\frac{l}{t} = 14.12 \quad \frac{l}{t} > 4$$

$$A_c := t \cdot 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}} = (2.5 \cdot 10^5) \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Tykkelse vegg

EC2 9.6 er gyldig for forhold større enn 4.

Betongareal pr. meter

Vertikalarmoring

$$A_{s.vmin} := 0.002 A_c = 500 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{mm}^2$$

$$s_{max} := \min(3 \cdot t, 400 \text{ mm}) = 400 \text{ mm}$$

EC2 NA.9.6.2

Minimumsarmering pr. meter

Maksimal senteravstand

$$s := \frac{A_{\phi 12} \cdot 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}}}{A_{s.vmin}} = 226.195 \text{ mm} \quad s < s_{max}$$

Senteravstand

$$s := 225 \text{ mm}$$

Velger

$$A_{s.v} := \frac{1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}}}{s} \cdot A_{\phi 12} = 502.655 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Nødvendig armering pr. meter

Horisontalarmering

$$s_{max} := 400 \text{ mm}$$

EC2 9.6.3(2)

$$A_{s,hmin,inner} := \max\left(0.25 \cdot A_{s,vmin}, 0.15 \cdot A_c \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}\right) = 240 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Minimumsarmering for innervegger

$$s_{inner} := \min\left(\frac{A_{\phi 12} \cdot 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}}}{A_{s,hmin,inner}}, 400 \text{ mm}\right) = 400 \text{ mm}$$

Senteravstand settes lik minste av: 1) avstand for å oppfylle minimumsarmeringskrav, 2) maksimal senteravstand

$$A_{s,h,inner} := \frac{1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}}}{s_{inner}} \cdot A_{\phi 12} = 282.743 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Nødvendig armering per meter innervegg.

Tverrarmering:

$$0.02 A_c = (5 \cdot 10^3) \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s,v} < 0.02 A_c$$

Tverrarmering er ikke nødvendig etter EC2 9.6.4(1)

$$\phi := 12 \text{ mm}$$

$$2 \cdot \phi = 24 \text{ mm}$$

$$c_{nom} > 2 \phi$$

Tverrarmering er ikke nødvendig etter EC2 9.6.4(2)

Dimensjonering utføres likt for andre veggtykkelser, t= 200mm og t=350mm og gir:

Vertikalarmering:

$$t=200\text{mm}: A_{s,v,t200} := 403.919 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Horisontalarmering:

$$A_{s,h,t200} := 282.742 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$t=350\text{mm}: A_{s,v,t350} := 706.858 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

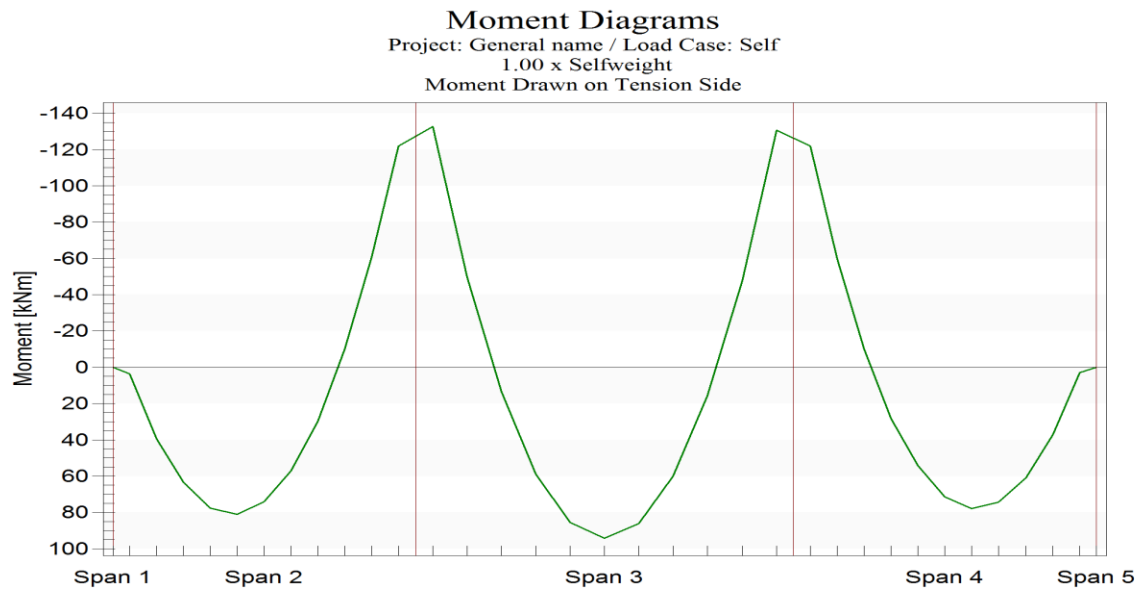
$$A_{s,h,t350} := 336 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Tverrarmering er ikke nødvendig for noen tykkelser.

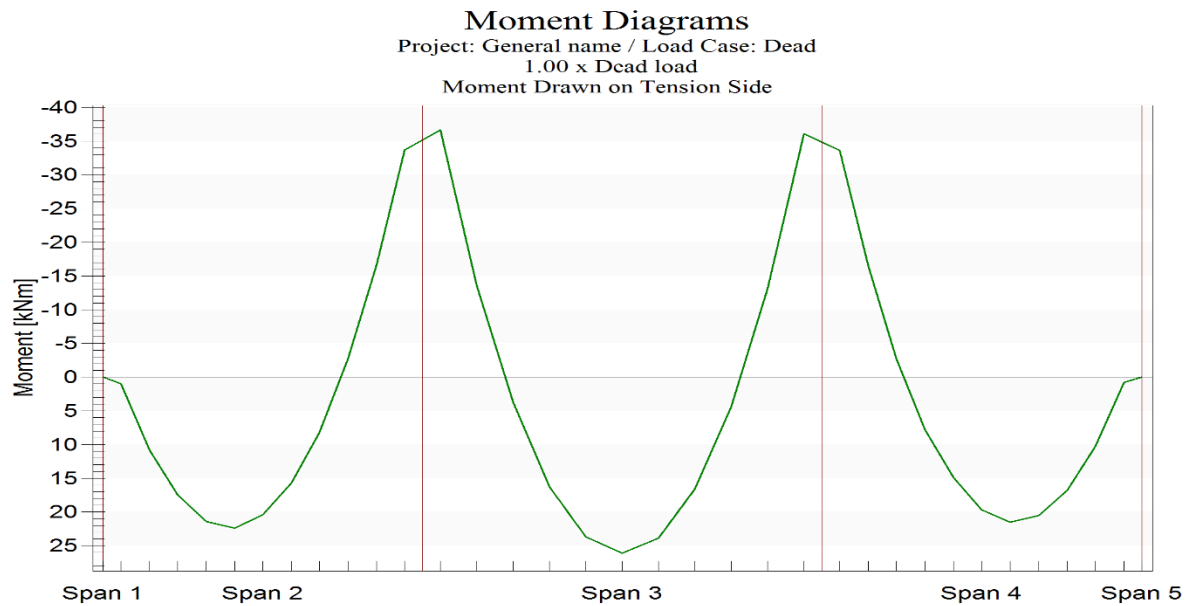
Vedlegg B.11: Momentdiagrammer fra ADAPT Floor Pro

Momentdiagrammer for betraktet platestripe i x-retning

Egenlast

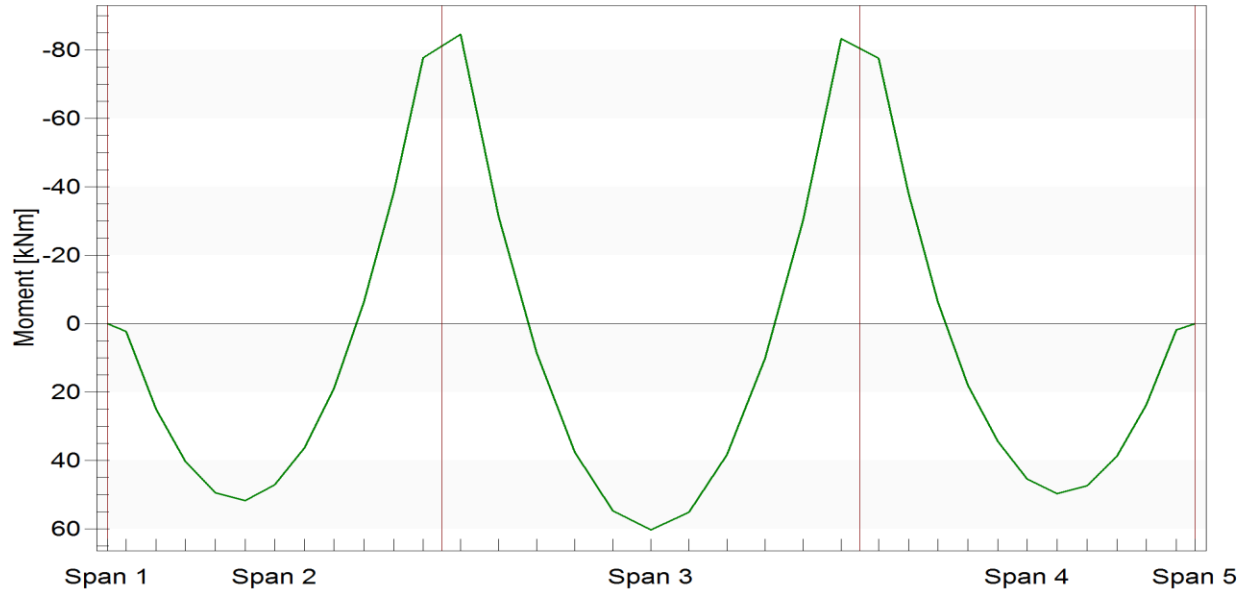


Påført egenlast



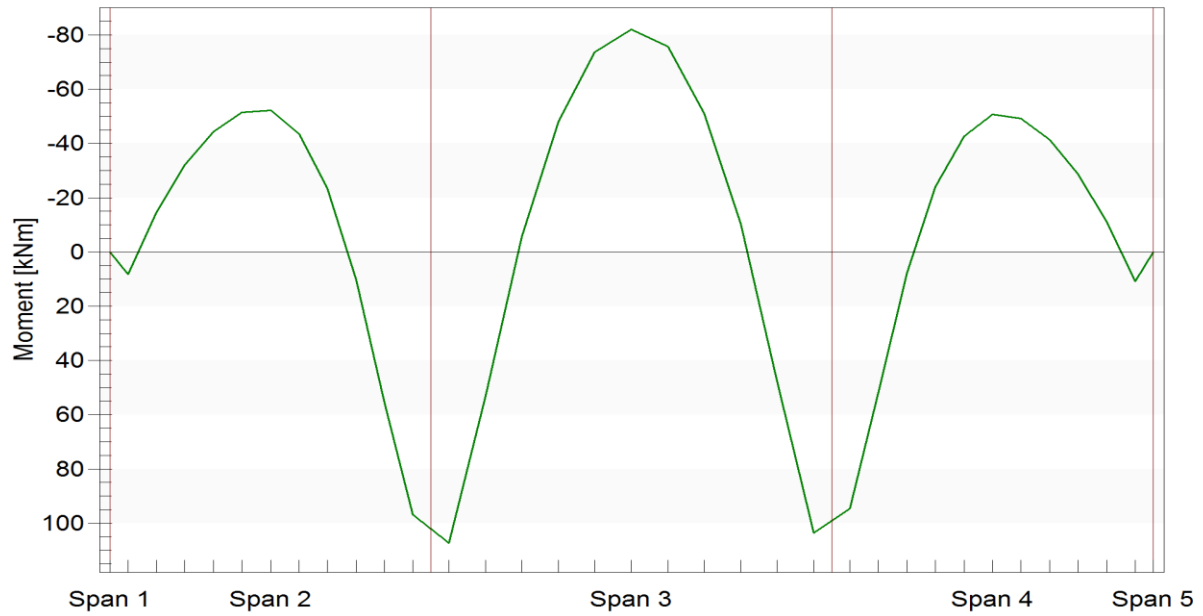
Nyttelast

Moment Diagrams
Project: General name / Load Case: live
1.00 x Live load
Moment Drawn on Tension Side



Forspenning

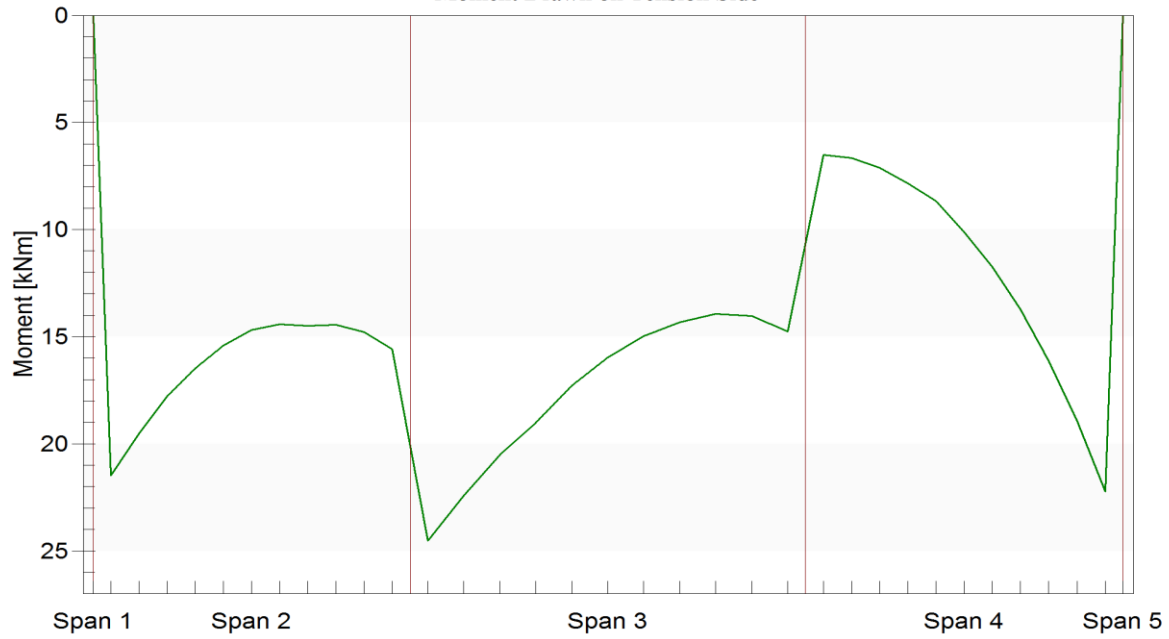
Moment Diagrams
Project: General name / Load Case: prestress
1.00 x Prestressing
Moment Drawn on Tension Side



Tvangsmomenter

Moment Diagrams

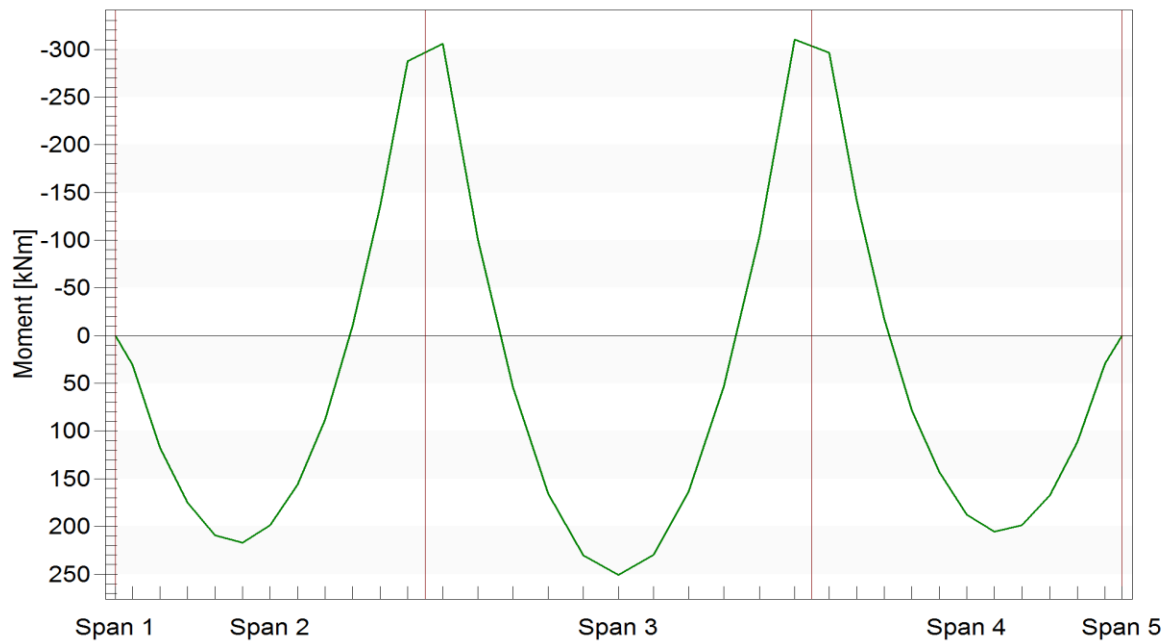
Project: General name / Load Case: hyper
1.00 x Hyperstatic
Moment Drawn on Tension Side



ULS2:

Moment Diagrams

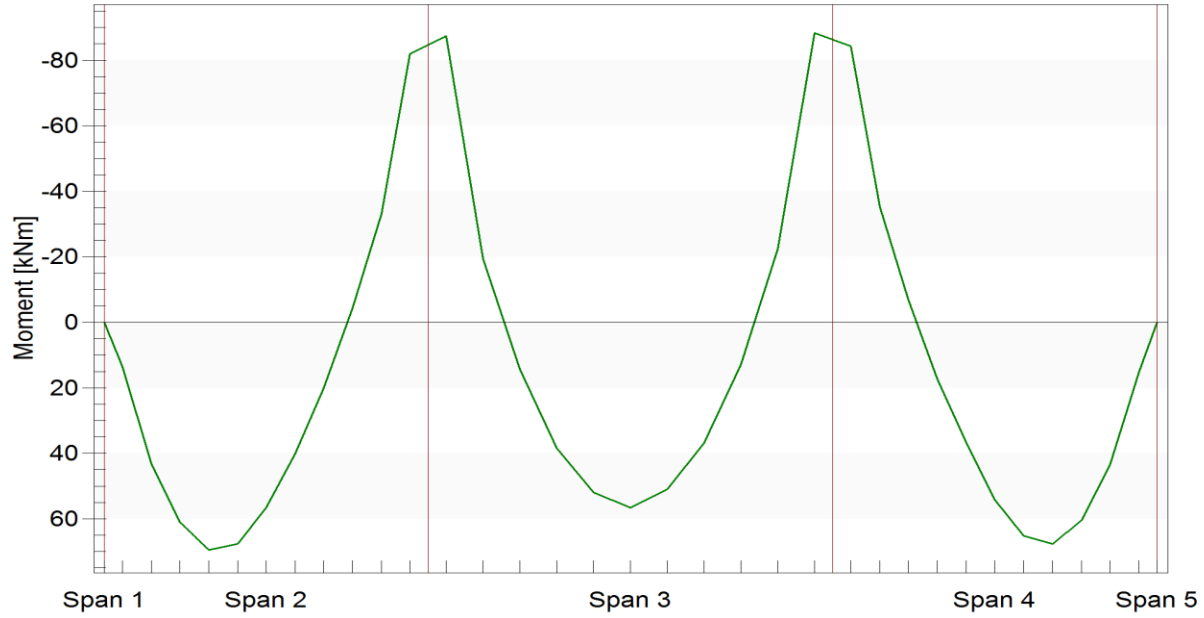
Project: General name / Load Case: ULS2
1.20 x Selfweight + 1.20 x Dead load + 1.50 x Live load + 1.00 x Hyperstatic
Moment Drawn on Tension Side



Bruksgrensetilstand

Moment Diagrams

Project: General name / Load Case: Service(quasi-permanent)
1.00 x Selfweight + 1.00 x Dead load + 0.30 x Live load + 1.00 x Prestressing
Moment Drawn on Tension Side

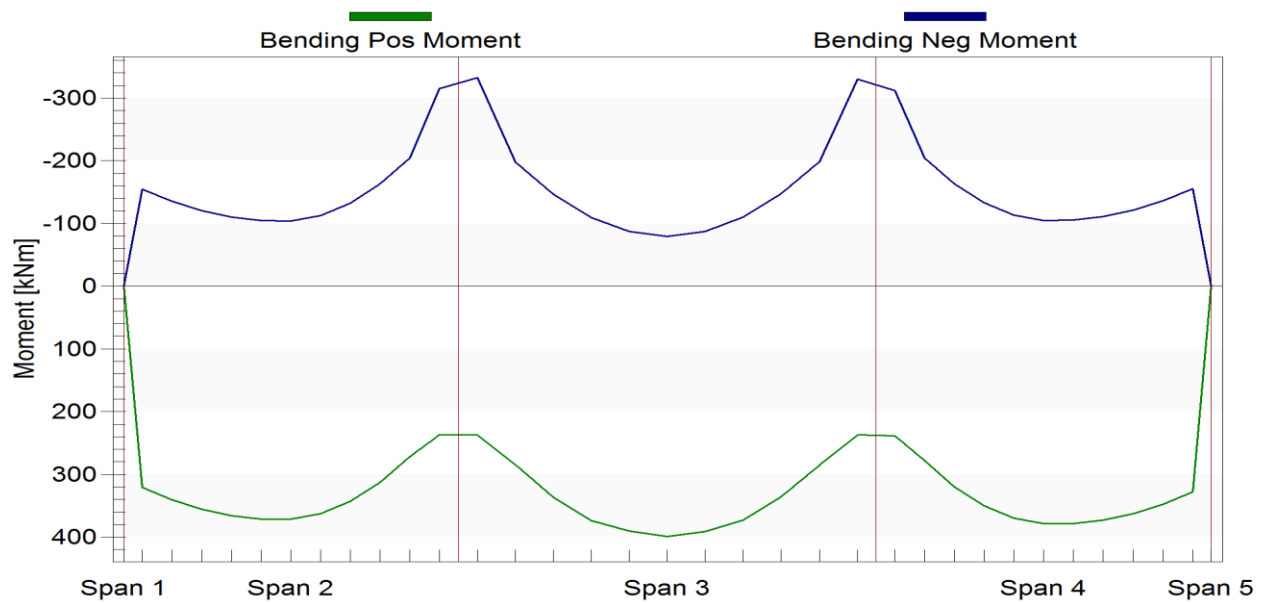


Momentkapasitet

Moment Diagrams

Project: General name / Load Case: Envelope

Moment Drawn on Tension Side



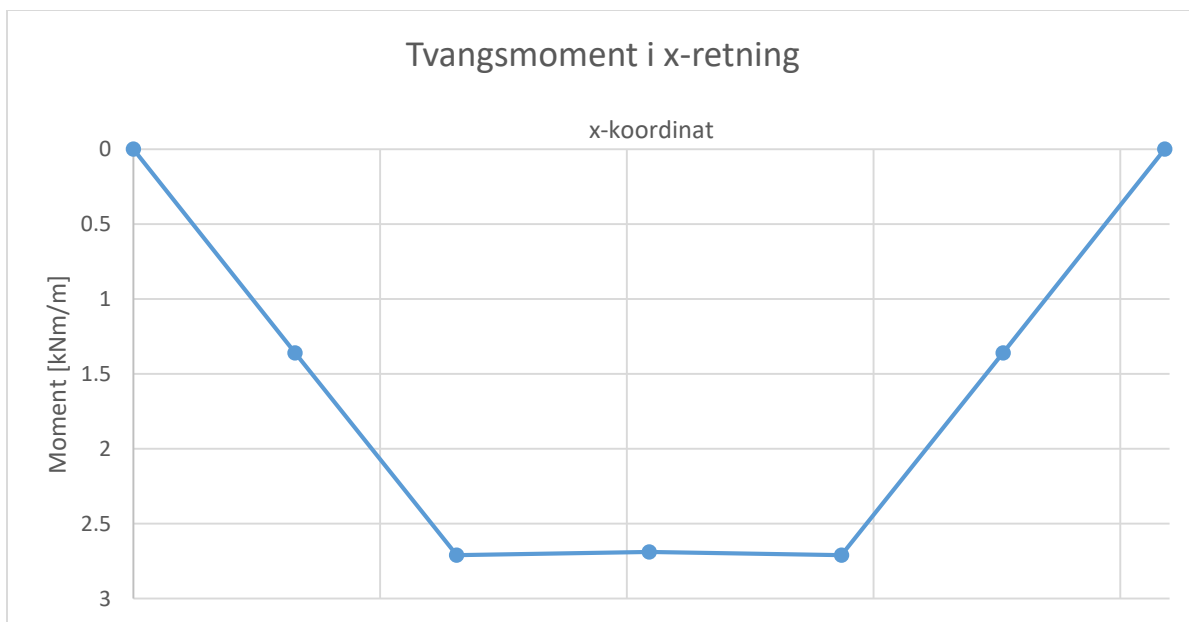
Vedlegg B.X.1- Kontroll av tvangsmomentdiagrammer

1 Tvangsmomenter beregnet som leddlagret bjelke

På grunn av store avvik mellom størrelsene på momentene med de to beregningsmetodene, er det kontrollert beregninger av tvangsmomenter for en idealisert 1m bred trefelts bjelke som er leddlagret i alle opplagere for å kontrollere at beregningene er utført korrekt i Adapt.

Spennarmeringen er med samme kabelprofil som i de øvrige beregningene, og med kraft tilsvarende 1,23 spennkabler per meter bredde. Dette er en enklere tilnærming, og gjør det lettere å sammenligne de to metodenes beregninger av tvangsmomenter. Fordi det ses på en mindre bredde vil forskjellene mellom den direkte og indirekte metoden reduseres, fordi det blir mindre 3D effekter. Dette utføres som en kontroll på utregningene av tvangsmoment og for å forsterke sammenligningsgrunnlaget for tvangsmomenter ifra Adapt.

Figur 1 viser tvangsmomenter for bjelken beregnet med beregnet som leddlagret på søylene med ekvivalent rammemetode i håndberegningene, og figur 2 viser tilsvarende beregninger med Adapt, og som en ser er formen på diagrammene identisk. Det er noe avvik i verdier, som kan skyldes noe ulik modellering, men også noe ulik beregningsmetodikk. Hovedpoenget er at formen på diagrammene er lik, og det er tydelig at bjelken er modellert riktig som leddlagret i Adapt.



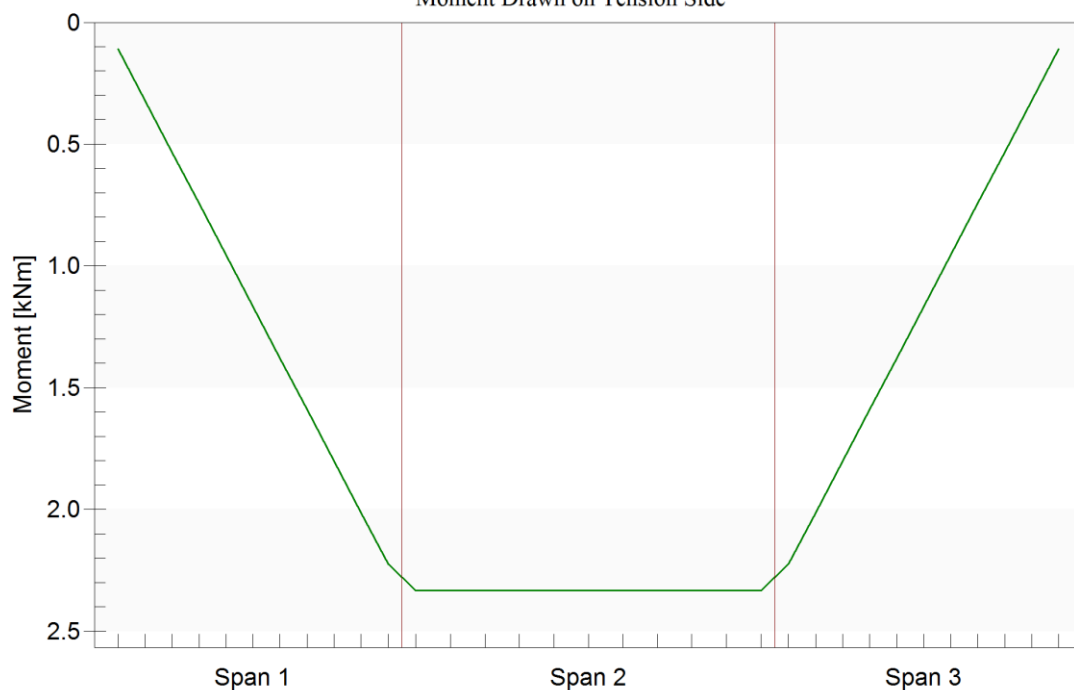
Figur 1 Tvangsmomenter for leddlagret idealisert bjelke med håndberegninger

Moment Diagrams

Project: General name / Load Case: Hyper

1.00 x Hyperstatic

Moment Drawn on Tension Side



Figur 2 Tvangsmomenter for fritt opplagt idealisert bjelke med Adapt

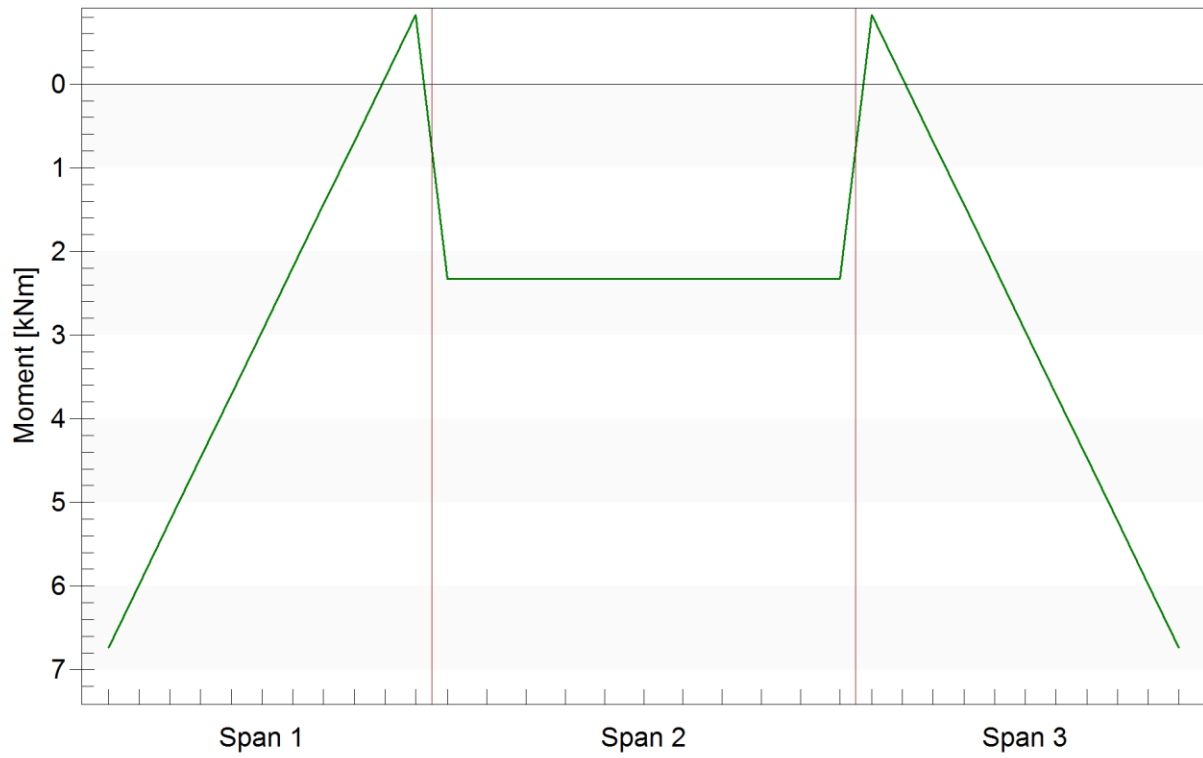
Videre er den samme trefelts bjelken beregnet som momentstivt forbundet med søyler, og kan sees i figur 3. Som en ser blir tvangsmomentdiagrammet identisk i formen til tvangsmomentdiagrammet for platestripen i x-retning med ekvivalent rammemetode. En ser at ved å legge inn momentstive forbindelser ved søylene endres retningen til tvangsmomentdiagrammet i ytterfelt, og en får et sprang ved midtsøylene. Tvangsmomentet i midtfeltet er nøyaktig like stort, men de endrede opplagerbetingelsene gjør at det også vil være fastholdningskrefter i endeoppleggene, og dermed moment ved endeoppleggene. Dette viser at modelleringen av dekket som momentstivt innfestet er riktig utført i Adapt. Videre viser det at hvordan effektene av økt bredde på platestripen og sideliggende felt er med på å gi tvangsmomentdiagrammene for Søndre blokk den parabelformede kurven.

Moment Diagrams

Project: General name / Load Case: Hyper

1.00 x Hyperstatic

Moment Drawn on Tension Side



Figur 3 Tvangsmomenter for idealisert leddlagret og momentstivt forbundet bjelke x-retning Søndre Blokk ifra ADAPT

Vedlegg B.X.2- Forklaring av yttersøylemomenter i Adapt

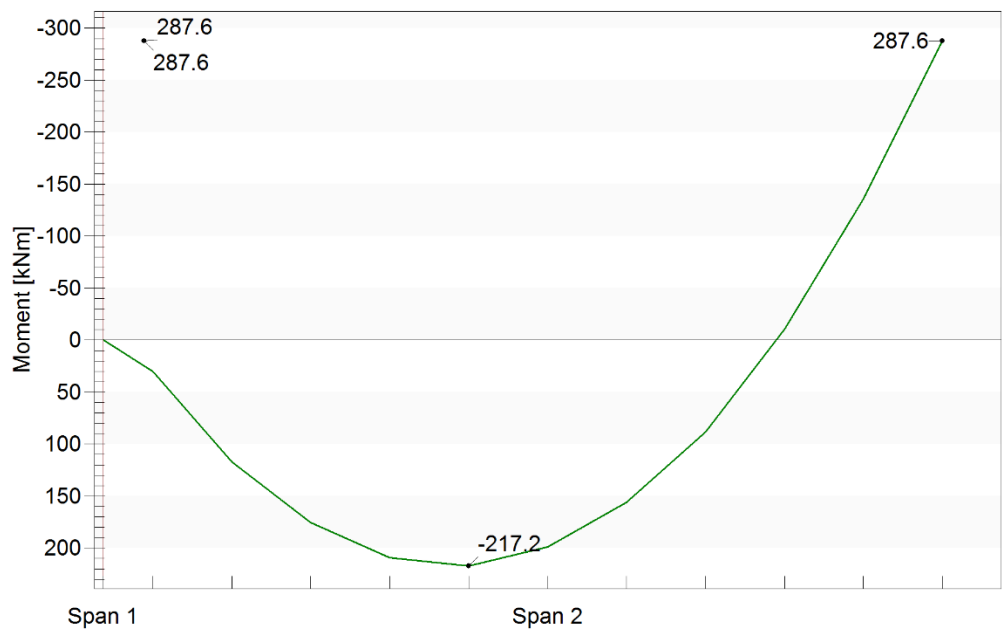
X-retning

Figur 1 viser momentdiagrammet for venstre felt av platestripen i x-retning ifra Adapt. Denne platestripen er modellert som en «design section» i Adapt, og når det vises krefter og momenter for en design section i Adapt, blir kreftene/momentene i alle noder over hele denne «design section» integrert opp. Beregninger av verdiene i momentdiagramkurven avsluttes imidlertid ved søylekant på venstre side, der momentverdien er ca. 20kNm, og deretter trekkes momentdiagrammet som en rett strek til null-linjen i søylemidt. Figur 2 viser momentdiagram for den samme platestripen i x-retning i Adapt. Momentdiagrammet er plottet som et punktdiagram i Excel på bakgrunn av verdier som manuelt er hentet ut fra modellen i Adapt. Dette gjøres ved å lage manuelle «design sections». En kan da hente ut verdiene i punkter manuelt, og det er funnet momentverdier for dekket over søyler. Dermed får en ut et momentdiagram som ligner mer på de momentdiagrammene en får når en beregnet platestripen med en rammemodell. I Figur 2 er momentdiagrammet avsluttet ved kant av dekket på venstre side, og ved søylemidt ved innersøyle på høyre side. Hensikten med dette er å vise at det blir momenter i overkant av dekket også når en beregner med Adapt, selv om momentdiagrammene i Figur 1 ikke viser det like tydelig.

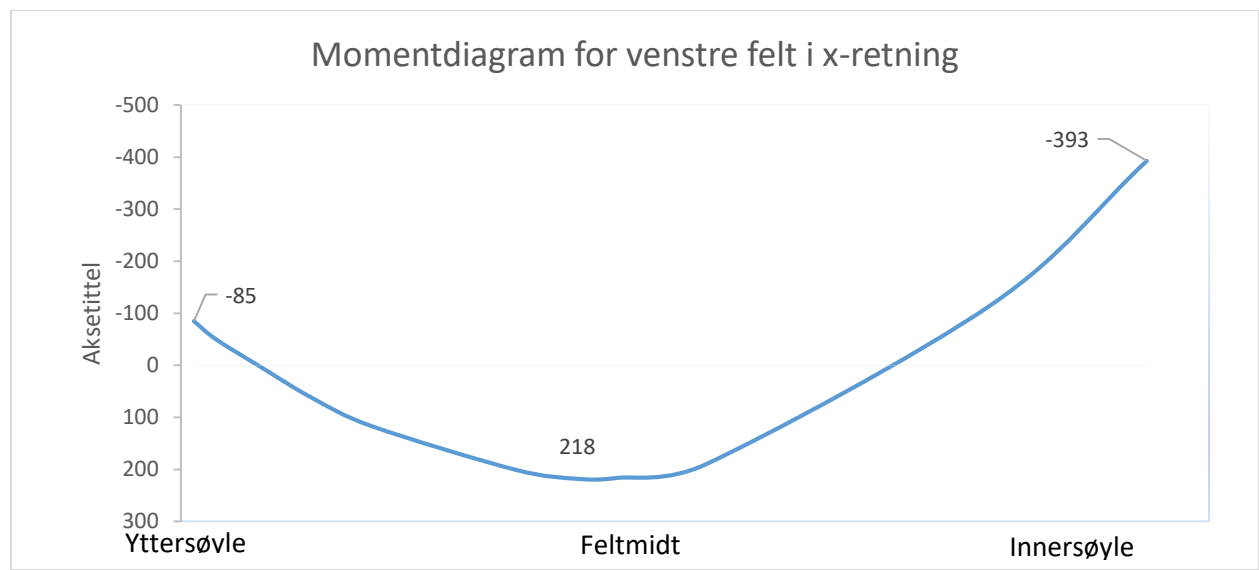
Videre viser Figur 3 momenter om y-aksen, altså momenter i x-retning, for ethvert punkt i dekket som kurvatur. Hver kurvaturstrek betyr en endring på x-antall kNm. Figuren er kun ment illustrativt og er uten verdier. Denne figuren viser imidlertid hvordan momentene over søylene varierer med platestripens bredde, som forventet. En ser at det er tett kurvatur og stor økning i moment rundt innersøyer. En ser den samme effekten, bare mindre tydelig også rundt yttersøyer. Dette viser at søylene og dekket er modellert som momentstivt. Det er også bekreftet ifra teknisk ansvarlig i teknisk støtte hos Adapt at dekket er modellert som momentstivt over søyer. Dekket er trolig ikke stivt nok til at det oppstår store momenter i hele platestripens bredde. Siden Adapt integrerer opp momenter i alle noder når det viser momentdiagrammer for «design sections», så blir de momentene for hele design section små, selv om det er store momenter over søylene. Det er ikke gått ytterligere inn på beregningsmetodikken som brukes i elementmetodebeskrivelsen til de to programmene for å sammenligne dette, da dette er et stykke utenfor oppgavens hensikt, men dette kan være en årsak til differansene.

Moment Diagrams

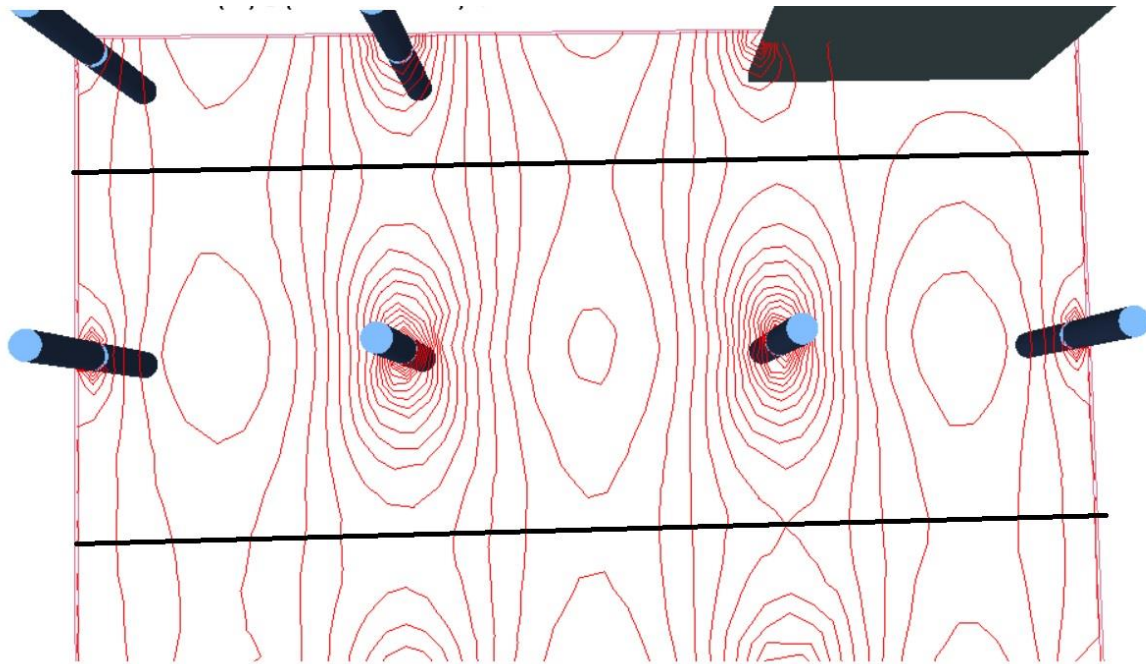
Project: General name / Load Case: ULS2
1.20 x Selfweight + 1.20 x Dead load + 1.50 x Live load + 1.00 x Hyperstatic
Moment Drawn on Tension Side



Figur 1 Momentdiagram (ULS2) for venstre felt av platestripen i x-retning fra Adapt



Figur 2 Momentdiagram (ULS2) for venstre felt av platestripen i x-retning med bruk av momentverdier hentet ut manuelt i Adapt.



Figur 3 Momentkurvatur for momenter i x-retning.

Y-retning

momentdiagram for y-retning er funnet på samme vis som for x-retning ved å manuelt hente ut verdier over søyler.

