



Høgskulen  
på Vestlandet

# BACHELOROPPGAVE

Dimensjonering av parkeringskjeller

Structural Design of Parking Garage

**Bjørnar Hognestad Fauske**

**Sindre Fosse**

**Runar André Hjelset**

Byggingeniør Bergen

Institutt for byggfag

Jan Bernt Husebø

22.05.19

Jeg bekrefter at arbeidet er selvstendig utarbeidet, og at referanser/kildehenvisninger til alle kilder som er brukt i arbeidet er oppgitt, jf. Forskrift om studium og eksamen ved Høgskulen på Vestlandet, § 10.

INSTITUTT FOR BYGGFAG

BACHELOROPPGAVE	STUDIERETING: BYGG
FORELØPIG TITTEL: Dimensjonering av parkeringskjeller	
GRUPPEDELTAGERE: Bjørnar Fauske Sindre Fosse Runar André Hjelset	
OPPGAVEN ER GITT I SAMARBEIDE MED:  BEDRIFT: BetonmastHæhre AS  ADRESSE: Fjøsangerveien 50, 5059 Bergen  TELEFON: +47 481 16 025  KONTAKTPERSON: Kenneth Nielsen	
KORTFATTET FORMULERING AV OPPGAVEN (PROBLEMDEFINISJON):  Dimensjonere parkeringsetasje under leilighetsblokk. Inkluderer blant annet dekke, bjelke og søyler. Se på forskjellige fremgangsmåter og sammenligne dem. Prefabrikkert (Hulldekke/Plattendekke) vs. stedstøpt. Sammenligne effektivitet, kvalitet og økonomi for de forskjellige metodene.	

## Forord

Denne oppgaven er skrevet av Bjørnar Hognestad Fauske, Sindre Fosse og Runar André Hjelset ved fakultet for ingeniør- og naturvitenskap (FIN) ved Høgskulen på Vestlandet, avdeling Bergen. Bacheloroppgaven utgjør 20 studiepoeng og er det avsluttende emnet for byggingeniørstudiet.


Høsten 2018 begynte vi å se oss om etter aktuelle firmaer som vi kunne skrive hovedoppgave for. Vi kom i kontakt med Betonmast Bergen, hvor vi fikk tildelt en oppgave der vi skulle undersøke og dimensjonere ulike løsninger for et dekke over en parkeringskjeller i et boligprosjekt. Betonmast hadde selv allerede prosjektert dette, men ønsket at vi skulle se på andre aktuelle løsninger.

Oppgaven går ut på å prosjektere og dimensjonere de ulike valgte dekkeløsningene med tilhørende søyler og bjelker.

Arbeidet har blitt gjennomført med individuell jobbing og med gruppearbeid på skolen. Utenom dette har det blitt gjennomført jevnlig veiledningsmøter med Jan Bernt Husebø og Betonmast når det har vært spørsmål knyttet til oppgaven.

Vi vil takke Betonmast Bergen v/Kenneth Nielsen og Silje Tofting og faglærer Jan Bernt Husebø for god veiledning gjennom oppgaven.

Bergen, den 22. mai 2019

  
Bjørnar Hognestad Fauske

  
Sindre Fosse

  
Runar André Hjelset

## Sammendrag

Temaet for denne oppgaven er dimensjonering og vurdering av ulike dekkeløsninger til et dekke over en parkeringskjeller. Vurderingen er basert på faktorer som effektivitet, kvalitet og økonomi. Valg av dekkeløsninger er ofte basert på tidligere erfaringer. Essensen med denne oppgaven er å vurdere ulike løsninger og belyse de ulike egenskapene til hvert enkelt dekke. Det er også sett på hvilke funksjonalitetskrav som settes til et parkeringsanlegg, samt hvordan bæresystemer og dekkeløsninger må samordnes med dette. Dekkene det er valgt å vurdere i denne oppgaven er hulldekke, plattendekke og BubbleDeck.

Ved prosjektering av bygg og de ulike elementene er det flere krav som skal ivaretas. Laster må beregnes på grunnlag av blant annet hvor bygget befinner seg, hvor høyt det er, hvilket terreng det er i området og hvordan det skal brukes. Disse faktorene vil påvirke hvilke materialvalg og hvilke løsninger som velges. I forbindelse med prosjektering av bygg må beregningene følge det som er gitt av krav og veiledning fra Norsk Standard. Standarden oppgir hvordan de ulike lastene skal beregnes og hvilke hensyn som må ivaretas.

I denne oppgaven har vi brukt det overnevnte som en fremgangsmåte til å dimensjonere de ulike dekkeløsningene med tilhørende bæresystemer.

For innhenting av priser er det blitt benyttet SmartKalk fra Holte AS i tillegg til forespørsler på e-post for BubbleDeck-løsningen. Beregning av krefter er gjennomført i Robot. Dimensjonering og andre beregninger er i hovedsak gjort i Mathcad og for hånd.

Med bakgrunn i de vektlagte kriteriene for egenskapene til dekker vil hulldekke være den mest gunstige løsningen til dette prosjektet. Dette er en løsning som er økonomisk, gir rask fremdrift i byggeprosessen og et godt bæresystem som ivaretar funksjonalitetskravene for parkeringsanlegget.

I rapporten er det tatt utgangspunkt i at leseren har kompetanse til å forstå bruken av ulike begreper og terminologier som er blitt benyttet.

## Summary

The theme of this task is the design and assessment of various cover solutions for a housing project above a parking basement. The assessment is based on factors such as efficiency, quality and economy. Selection of cover solutions is often based on previous experiences. The essence of this task is to evaluate different solutions and to highlight the different properties of each slab. It is also considered which functionality requirements are necessary for a parking facility, as well as how load-bearing systems and slab solutions must be concerted. The slabs chosen to be considered in this task are hollow slab, lattice girder slab and BubbleDeck.

There are several requirements that must be addressed when designing the buildings and various elements. Loads must be calculated based on, among other things, where the building is located, how high it is, the terrain of the location and how it is to be used. These factors will influence the selections of material and solutions. With the basis from the design of buildings, the calculations must follow what is given by the requirements and guidance from the Norwegian Standard. The standard states how the various loads are to be calculated and which considerations must be considered.

In this task we have used the above as a method for dimensioning the various slab solutions with associated load-bearing systems.

For the acquisition of prices, SmartKalk from Holte AS has been used in addition to requests for e-mail for the BubbleDeck solution. Calculation of forces is carried out in Robot. Design and other calculations are mainly done in Mathcad and by hand.

Based on the weighted criteria for the properties of slabs, the hollow slab will be the most favorable solution to this project. This is a solution that is economical, providing fast progress in the construction process and a good load-bearing system that meets the functionality requirements of the parking garage.

The report assumes that the reader has the competence to understand the use of different concepts and terminologies that have been used.

# Innholdsfortegnelse

Forord .....	II
Sammendrag .....	III
Summary .....	IV
Vedlegg .....	IX
Figurer .....	X
Tabeller.....	XII
1 Om oppgaven .....	1
1.1 Bakgrunn.....	1
1.2 Informasjon om prosjektet.....	1
1.3 Avgrensninger.....	2
1.4 Formål og hensikt .....	2
1.5 Problemstilling.....	3
2 Metode .....	4
2.1 Kvantitative metoder.....	4
2.2 Kvalitative metoder .....	4
2.3 Kombinerte metoder .....	4
2.4 Valgt metode .....	4
2.5 Kildekritikk .....	5
3 Generell teori.....	6
3.1 Parkering.....	6
3.2 Generelt om statisk system .....	12
3.3 Avstivningssystem .....	13
3.4 Betong.....	15

3.4.1	Kvalitet og egenskaper .....	15
3.4.2	Miljø.....	17
4	Dimensjoneringsgrunnlag.....	18
4.1	Antagelser basert på tegningsgrunnlag.....	18
4.2	Grunnlag for beregning av laster og kapasiteter.....	20
4.2.1	Grunnleggende krav .....	20
4.2.2	Pålitelighetsklasse .....	20
4.2.3	Karakteristiske egen- og nytteaster .....	21
4.2.4	Snølast .....	23
4.2.5	Vindlast.....	23
4.2.6	Lastkombinasjoner .....	24
4.3	Overdekning .....	27
4.4	Laster på dekket .....	27
4.4.1	Laster i bygg B2a.....	27
4.4.2	Laster i bygg B2b .....	29
5	Hulldekke som etasjeskiller .....	31
5.1	Tid .....	33
5.2	Kvalitet.....	34
5.2.1	Brannmotstand.....	34
5.2.2	Lydegenskaper.....	35
5.2.3	Miljø.....	35
5.2.4	Utførelse.....	36
5.3	Økonomi .....	37
5.4	Dimensjonering.....	38
5.4.1	Dekke.....	38

5.4.2	Bjelke .....	40
5.4.3	Søylar .....	42
6	Stedstøpt dekke med plattendekke som etasjeskiller .....	44
6.1	Tid .....	44
6.2	Kvalitet .....	47
6.3	Økonomi .....	50
6.4	Dimensjonering.....	50
7	BubbleDeck som etasjeskiller .....	57
7.1	Tid .....	58
7.2	Kvalitet .....	59
7.2.1	Kapasitet.....	59
7.2.2	Brannmotstand.....	59
7.2.3	Lydegenskaper.....	60
7.2.4	Spennvidde .....	61
7.2.5	Fleksibilitet .....	61
7.2.6	Miljø.....	61
7.2.7	Utførelse.....	61
7.3	Økonomi .....	62
7.4	Tid .....	63
7.5	Dimensjonering.....	64
7.6	Resultater.....	65
7.6.1	Armeringsbehov for flatdekkemodul (7.9x6m).....	65
7.6.2	Resultater fra beregning av BubbleDeck.....	66
8	Sammenligning av dekkeløsninger .....	67
8.1	Tid .....	67



8.2	Kvalitet .....	68
8.2.1	Brannmotstand.....	68
8.2.2	Lydegenskaper.....	68
8.2.3	Miljø.....	68
8.2.4	Utførelse.....	69
8.3	Økonomi .....	69
8.4	Dimensjonering.....	70
8.5	Evalueringsstabell for dekker .....	71
9	Konklusjon .....	72
10	Referanser .....	73

# Vedlegg

Vedlegg A – Beregning av kryptall

Vedlegg B – Beregning av snølast

Vedlegg C – Beregning av vindlaster

Vedlegg D – Beregning av laster gjennom boligblokkene

Vedlegg E – Beregning av hulldekke

Vedlegg F – Beregning av plattendekke

Vedlegg G – Beregning av flatdekkemodul 6.0x7.9m

Vedlegg H – Beregning av BubbleDeck

Vedlegg I – Møtoreferater

Vedlegg J – Timelister

## Figurer

Figur 1.1: Illustrasjon av byggene B2a og B2b i Lilletvedtvegen boligprosjekt.....	2
Figur 3.1: Inndeling av parkeringssoner i Bergen kommune. [5].....	6
Figur 3.2: Skråstilling av parkeringsplasser. [6].....	7
Figur 3.3: Vinkelrette parkeringsplasser. [6].....	8
Figur 3.4: Krav til dimensjoner på parkeringsplass gitt av Statens Vegvesen. [39] .....	9
Figur 3.5: Anbefalinger til plass ved forskjellige parkeringsvinkler fra Byggforsk. [6] .....	9
Figur 3.6: Krav for høy eller lav standard til parkeringsplasser gitt av Statens Vegvesen og Gjensidige NOR. [9] .....	10
Figur 3.7: Forlenget kjørebane. [6].....	11
Figur 3.8: Ekstra bredde for parkeringsplasser i hjørner. [6] .....	11
Figur 3.9: Parkeringsplass reservert til manøvrering. [6].....	11
Figur 3.10: Bæresystem til B2b sett fra front.....	12
Figur 3.11: Bæresystem til B2a sett fra front. ....	13
Figur 3.12: Prinsipp for hvordan krefter føres ned i fundament i et skivesystem. [13] .....	13
Figur 3.13: Beregning av krefter i en vertikal skive. [13] .....	14
Figur 4.1: Snitt fra bygg B2a fra tegninger i prosjektgrunnlaget.....	19
Figur 4.2: Snitt av bygg B2b fra prosjektgrunnlaget.....	19
Figur 4.3: Klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler. [19] .....	21
Figur 5.1: Visud på Haakonsvern. [22] .....	31
Figur 5.2: Hulldekkelement. [23].....	32
Figur 5.3: Tverrsnitt av valgt hulldekke HD265. [12].....	32
Figur 5.4: Hulldekkelement på lastebil. [24] .....	33
Figur 5.5: Brannmotstand for hulldekker. [25] .....	34
Figur 5.6: Hulldekkers lydtekniske egenskaper. [12] .....	35

Figur 5.7: Luftsirkulasjon i hulldekker. [12].....	36
Figur 5.8: Armeringsjern i fugerille over opplegg. [21].....	37
Figur 5.9: Snitt av dekke med spennvidder og nyttelast.....	38
Figur 5.10: Orienterende bruksgrenselast for hulldekker. [12].....	39
Figur 5.11: Standard DLB-bjelke med forklarende navnsetting på mål. [12].....	40
Figur 5.12: Laster fra bygg B2b på bjelke i Robot.....	40
Figur 5.13: Momentdiagram av bjelke.....	41
Figur 5.14: Skjærkraft av bjelke.....	41
Figur 5.15: Krefter på søyler.....	42
<i>Figur 6.1: Produksjon av plattendekke. [42].....</i>	<i>44</i>
Figur 6.2: Transport av plattendekkeelementer på lastebil. [44].....	45
Figur 6.3: Montering av plattendekke. [43].....	46
Figur 6.4: Brannmotstand [25] og lydegenskaper for massive betongdekker [48] 6.5: Brannmotstand [25] og lydegenskaper for massive betongdekker. [48].....	47
Figur 6.6: Isopor mellom gitterdragere. [45].....	49
Figur 7.1: Bruk av BubbleDeck i det Deichmanske bibliotek. [49].....	57
Figur 7.2: Oppbyggingen til BubbleDeck. [46].....	58
Figur 7.3: Armeringsdybder og brannmotstand for plater. [25].....	60
Figur 7.4: Krav til lydisolering. [30].....	60
Figur 7.5: Nedbøyning på midten for fritt opplagt bjelke. [40].....	65
Figur 7.6: Jevnt fordelt nyttelast på fritt opplagt bjelke. [40].....	65

## Tabeller

Tabell 3.1: Anbefalte bredder på parkeringsplasser ved ulike forhold.....	11
Tabell 4.1: Oversikt over antatte dimensjoner av konstruksjonsdeler i bygget.....	18
Tabell 4.2: Karakteristiske nyttelaster etter brukskategori. ....	22
Tabell 4.3: Partialfaktorer i bruddgrensetilstand.....	25
Tabell 4.4: Partialfaktorer i bruksgrensetilstand.....	26
Tabell 4.5: Reaksjonskrefter i takdekket for bygg B2a.....	28
Tabell 4.6: Reaksjonskrefter på dekket i 4.etasje for bygg B2a. ....	28
Tabell 4.7: Reaksjonskrefter på dekket i 3.etasje for bygg B2a. ....	28
Tabell 4.8: Reaksjonskrefter på dekket i 2.etasje for bygg B2a. ....	29
Tabell 4.9: Reaksjonskrefter på takdekket for bygg B2b. ....	29
Tabell 4.10: Reaksjonskrefter på dekket i 4.etasje for bygg B2b.....	30
Tabell 4.11: Reaksjonskrefter på dekket i 3.etasje for bygg B2b.....	30
Tabell 4.12: Reaksjonskrefter på dekket i 2.etasje for bygg B2b.....	30
Tabell 5.1: Prisoverslag for løsning med hulldekke.....	37
Tabell 6.1: Prisoverslag for løsning med plattendekker.....	50
Tabell 7.1: Prisoverslag for løsning med BubbleDeck. ....	63
Tabell 7.2: Armeringsbehov for flatdekkemodul 6.0x7.9m .....	65
Tabell 7.3: Armeringsbehov for BubbleDeck. ....	66
Tabell 7.4: Armeringsbehov for bæresystem til BubbleDeck. ....	66
Tabell 8.1: Priser for de forskjellige dekkeelementene med og uten tilhørende bæresystem hentet fra Holte AS og BubbleDeck.....	70
Tabell 8.2: Tekniske egenskaper og priser for de ulike dekketyperne.....	71

# 1 Om oppgaven

## 1.1 Bakgrunn

Det finnes mange forskjellige typer dekkeløsninger på markedet. I et byggeprosjekt er det viktig å velge den mest økonomiske løsningen som gir nødvendig bærekapasitet og de riktige egenskapene. Det finnes flere muligheter for en løsning. En kan være økonomisk, men sette visse begrensninger, og en annen kan være uten begrensninger, men koste deretter. Sentrale faktorer ved valg av dekkeløsning er:

- Økonomi
- Effektivitet
- Kapasitet
- Fleksibilitet
- Branntekniske egenskaper
- Lydegenskaper
- Muligheter for spenn
- Vekt
- Utførelse
- Miljø

Når man velger et bæresystem for et bygg blir dette vanligvis gjort på bakgrunn av tidligere erfaringer. For bygg som også har garasjeanlegg er det viktig at bæresystemet samordnes med garasjeanleggets krav til funksjonalitet. Dersom dette ikke blir gjort kan det føre til unødvendig arealbruk, ugunstige søyleplasseringer og begrenset funksjonalitet. Det finnes flere ulike dekkesystem på markedet, og i hovedsak kan disse deles opp i prefabrikkerte og stedstøpte løsninger.

I denne oppgaven skal vi sammenligne tre ulike dekkeløsninger og tilhørende bæresystem med søkelys på tid, kvalitet og økonomi.

## 1.2 Informasjon om prosjektet

Lillevedtvegen boligprosjekt er et prosjekt som består av 6 planlagte boligblokker ved Vallaheiane i Bergen. Disse blokkene er delt parvis i 3 seksjoner. I denne oppgaven tar vi for oss seksjon B2 som består av B2a og B2b med en felles parkeringskjeller. Til sammen er det planlagt 36 leiligheter i B2 hvorav 11 av disse er planlagt med livsløpsstandard. Størrelsen på leilighetene varierer fra 2-roms á 45.5m<sup>2</sup> opptil 4-roms á 107m<sup>2</sup>.

Betonmast Bergen er totalentreprenør i prosjektet. Prosjektet er i utgangspunktet ferdigprosjektet, men igangsettingstillatelse er ikke gitt fra Bergen kommune per dags dato.



Figur 1.1: Illustrasjon av byggene B2a og B2b i Lilletvedtvegen boligprosjekt.

### 1.3 Avgrensninger

Denne oppgaven vil ikke ta hensyn til dimensjonering av ulykkestilstand og jordskjelv etter henholdsvis *Eurokode 1 - Del 1-7: Allmenne laster. Ulykkeslaster* og *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning*. Videre er det valgt å se bort fra kontroll av opptredende krefter på vegger, fundament og andre konstruksjonselementer med unntak av dekket og tilhørende bæresystem over parkeringsetasjen. Ettersom at dette i hovedsak ikke er en ren dimensjoneringsoppgave er det i hovedsak lagt vekt på å sammenligne de ulike egenskapene hos de ulike dekkevariantene. Siden det er store avstandsforskjeller mellom nærmeste produsent av de ulike dekkene er transportkostnader ikke medregnet i prisoverslagene for å kunne gi en hypotetisk prissammenligning med søkelys på selv dekkeløsningen.

Oppgaven tar i størst grad utgangspunkt i å belyse de tekniske egenskapene til de ulike dekkeløsningene. Det er dermed blitt noe nedprioritert å utforme parkeringskjelleren best mulig med tanke på anbefalinger til dette gitt av SINTEF Byggforsk.

Det er kun dekke, bjelke og søyler i garasjen som er dimensjonert i denne oppgaven. For bjelker og søyler antas det på forhånd at de holder i bruksgrensetilstand.

### 1.4 Formål og hensikt

I samarbeid med Betonmast har vi blitt enige om å utarbeide en rapport som sammenligner aktuelle dekkealternativer for Lilletvedtvegen boligprosjekt. For Betonmast vil det være interessant å se om deres ferdigprosjekterte løsning er den mest gunstige eller om vi kan belyse noen nye faktorer eller løsninger som kan ha blitt oversett. Hensikten med denne oppgaven er å identifisere den best mulige dekkeløsningen av 3 ulike løsninger for dette boligprosjektet med hensyn på tid, kvalitet og økonomi.

Vi ønsker gjennom denne oppgaven å skaffe oss bedre oversikt over de ulike dekkeløsningene som finnes, og hvilke fordeler og ulemper som følger med hver enkelt av disse. I tillegg ønsker vi å tilegne oss ny kunnskap om prosjektering av et større boligbygg.

## 1.5 Problemstilling

Hovedtemaet i oppgaven er å finne den mest gunstige dekkeløsningen over en parkeringsetasje i en boligblokk av tre ulike løsninger basert på faktorene økonomi, kvalitet og tid. I tillegg til dette skal vi også dimensjonere søylene i parkeringsetasjen og finne en løsning som også ivaretar kravene til utforming av parkeringsanlegg.

### Hovedproblemstilling

Å identifisere den mest gunstige dekkeløsningen mellom parkeringskjeller og boligbygg med hensyn på tid, kvalitet og økonomi.

### Delproblemstilling

Hvilket bæresystem ivaretar best både bærekapasitet og funksjonalitetskrav?



## 2 Metode

*«En metode er en framgangsmåte, et middel til å løse problemer og komme fram til ny kunnskap. Et hvilket som helst middel som tjener dette formålet, hører med i arsenalet av metoder.» [1]*

Sitatet over er Vilhelm Auberts definisjon av metode oversatt og gjengitt av Ottar Hellevik. Å skape en oversikt over alle de forskjellige fremgangsmåtene som brukes for å besvare empiriske spørsmål er nærmest en umulig oppgave. Av den grunn er det forsøkt å definere noen hovedkategorier som de ulike metodene kan plasseres under. De vanligste typene metoder det skilles mellom er kvantitative og kvalitative metoder.

### 2.1 Kvantitative metoder

Kvantitative metoder baserer seg på å analysere et større antall enheter av en bestemt art. Formålet er eksempelvis å teste en hypotese gjennom et større antall forsøk. [2] Forskeren søker en systematisk fremgangsmåte for å skaffe opplysninger som er sammenlignbare og som senere kan tallfestes eller uttrykkes som tall i en analyse. [1]

### 2.2 Kvalitative metoder

Kvalitative metoder er mindre systematiske enn de kvantitative. De baserer seg på utføre en dypere analyse innen et smalt felt. Oftest er forsker i nær eller direkte kontakt med informasjonskilden. Forskeren søker informasjon gjennom blant annet intervjuer og uttrykker resultatet i tekstform. Slike metoder er nyttig for fagfelt eller tema der det foreligger lite forhåndskunnskap. [3]

### 2.3 Kombinerte metoder

Ikke alle metoder kan kategoriseres som enten kvantitativ eller kvalitativ. Kombinerte metoder er som navnet tilsier en kombinasjon av de to nevnte metodene. I enkelte tilfeller kan det være nyttig å kombinere de på ulike måter slik at de kan utfylle hverandre og totalt sett gi en bedre analyse. Kvantitative metoder kan eksempelvis gi en bedre oversikt over et felt, mens kvalitative metoder kan utfylle den med en bredere forståelse av sentrale deler i analysen. Ulempen med kombinerte metoder er at det raskt kan bli mye informasjon å ta hånd om og dermed gi større arbeidsmengde.

### 2.4 Valgt metode

Denne oppgaven vil være en kombinasjon av en litteraturstudie og en beregningsstudie om ulike dekkeløsninger. Det er derfor benyttet en kombinert metode for å besvare rapportens problemstillinger. På grunn av begrenset tilgjengelighet på informasjon og utfordringer med å få kontakt med produsenter vil mange av argumentene i rapportens diskusjoner være basert på erfaringer og anbefalinger fra oppdragsgiver og veileder, samt egne erfaringer og egen kunnskap.

Beregninger utføres hovedsakelig ved hjelp av PTC Mathcad Express Prime. Autodesk Robot Structural Analysis 2019 brukes til å beregne reaksjonskrefter i de forskjellige konstruksjonsdelene. Robot er å anse som et pålitelig program siden Autodesk er en seriøs aktør og programmet er anbefalt av instituttet. Resultatene kvalitetssikres ved at vi gjennomfører mange av beregningene flere ganger og sammenligner verdier, slik at eventuelle feil som gjøres i programmet kan lukes vekk.

Autodesk Revit 2019 blir benyttet sammen med Robot for å lage snitt og andre illustrasjoner, samt til nødvendige modelleringer.

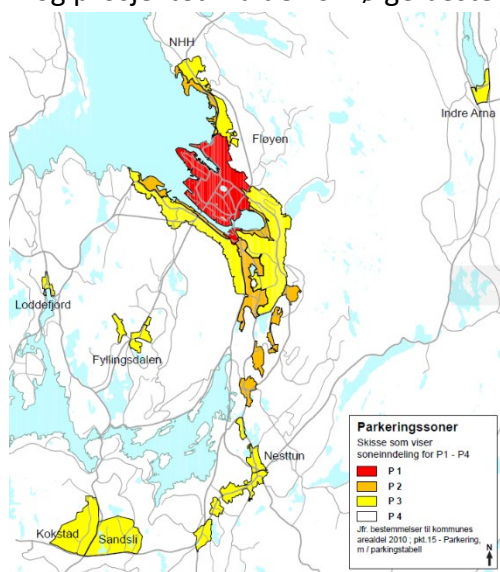
## 2.5 Kildekritikk

Ved innhenting av informasjon er det viktig å være kritisk til hvilke kilder som benyttes. Det bør alltid stilles kritiske spørsmål rundt troverdigheten til alle parter det hentes informasjon fra. For rapportens tema har det vært en utfordring å lete fram relevant litteratur da relevante produsenter og andre aktører er hemmelighetsfulle angående sin kunnskap. Likevel har gruppa forsøkt å være kritisk til den informasjonen som har blitt funnet og kvalitetssikret den så godt det har latt seg gjøre.

## 3 Generell teori

### 3.1 Parkering

Ulike dekkeløsninger gir ulike løsninger på hvordan parkeringskjelleren i bygget kan og bør utformes. Fleksible dekkeløsninger gir ofte større valgfrihet til hvordan parkeringsplassene kan utformes og annet areal kan benyttes. Andre løsninger kan gi mindre valgfrihet, binde opp areal og gi et mindre funksjonelt parkeringsanlegg. Antall parkeringsplasser og valgte løsninger må samsvare med krav gitt i gjeldende reguleringsplan og bestemmelser i den enkelte kommunen. [4] I Bergen er gjeldende krav knyttet til parkering gitt i bestemmelser og retningslinjer til kommuneplanens arealdel 2010. [5] Krav om antall parkeringsplasser varierer i kommunen, hvor det er delt opp i 4 ulike soner. Lilletvedt boligprosjekt ligger i sone 4 og prosjektet må derfor følge bestemmelsene knyttet til denne sonen.

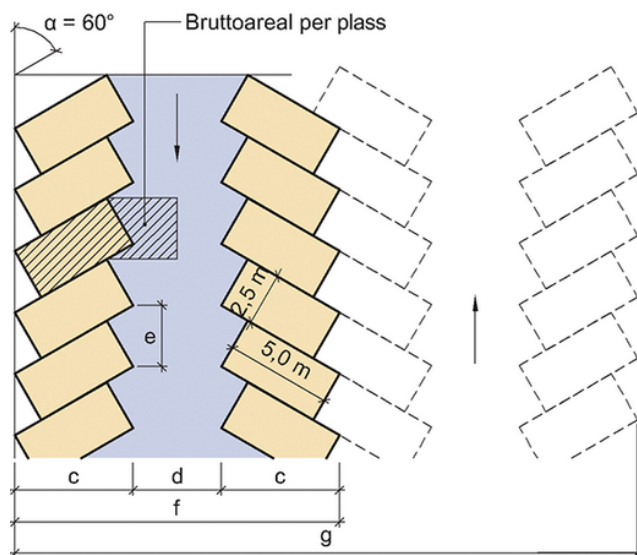


Figur 3.1: Inndeling av parkeringssoner i Bergen kommune. [5]

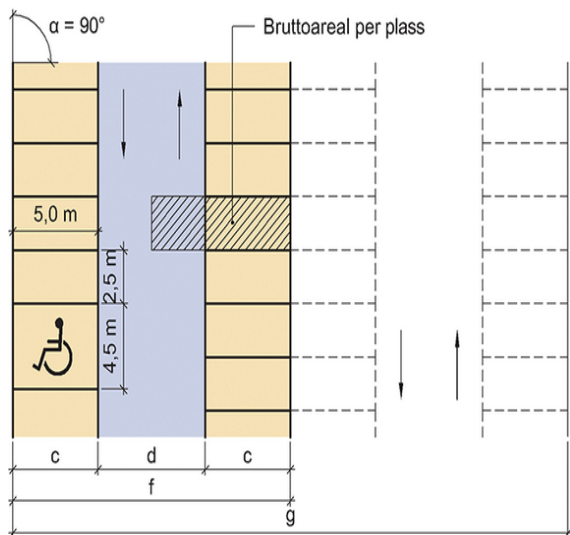
I P4 er det angitt krav om minimum 1.4 bilparkeringsplasser per  $100m^2$  BRA. Videre er det også angitt at det skal etableres minimum 1 parkeringsplass for bil pr. boligenhet i P4. Av totalt antall parkeringsplasser skal minst 5% av disse være utformet for bevegelsehemmede, og ha minst mulig avstand til hovedadkomst og heis. Ved å konservativt ta utgangspunkt i en snittstørrelse av leilighetene på  $65m^2$  og kun bruksarealet til boligene gir dette et krav til 33 bilparkeringsplasser. Ettersom det er krav til 1 parkeringsplass pr. boligenhet blir minimumskravet dermed 36 bilparkeringsplasser, hvor 2 av disse må være tilpasset bevegelsehemmede. Det er også angitt krav til 2 sykkelparkeringsplasser pr. boenhet. Dette gir et krav til 72 parkeringsplasser for sykkel. Fra prosjektgrunnlaget er det tatt utgangspunkt i å legge til rette for 45 bilparkeringsplasser.

For utformingen av parkeringsanlegg og parkeringsplasser er det TEK17 som stiller gjeldende krav og retningslinjer. Byggforskserien 312.130 Parkeringsplasser og garasjeanlegg tar utgangspunkt i TEK 17, gjeldende krav og normer for hvordan et parkeringsanlegg skal dimensjoneres, og er en god veileder til hvordan et parkeringsanlegg bør utformes. [6] Dimensjonerende størrelser for en parkeringsplass er 5.0x2.5m. Lengden på parkeringsplassen må være minimum 5.0m, og bredden bør være 2.5m. Krav til bredden varierer ut ifra om det er vegger på sidene eller søyler som begrenser bredden. Høyden i garasjen for personbiler bør ikke være mindre enn 2.3m, og i større garasjeanlegg bør etasjehøyden være minimum 2.5m. I prosjekttegningene til Lilletvedtvegen er det tatt utgangspunkt i en høyde på 2.3m fra topp av fundamentdekke til bunn av overliggende dekke. Høyden kan økes ved behov endres ved å eksempelvis grave fundamentet dypere.

Parkeringsplassene kan utformes på flere forskjellige måter. Plassene kan skråstilles, men parkeringsanlegget vil da være avhengig av å ha en innkjørsel og en utkjørsel ettersom kjøreretningen bindes i en retning. For en vinkelrett løsning vil man kunne ha kjøreretning begge retninger. Fordelen med å skråstille parkeringsplassene er først og fremst å få en større utnyttelse av arealet, hvor en skråstilling på 70°-80° gir den største utnyttelsen. I Lilletvedtvegen boligprosjekt kunne også dette ha blitt utført, men prosjektet ville da ha vært avhengig av å ha en innkjørsel i en ende og utkjørsel i den andre enden. En slik løsning vil være gunstig ved projektering av større parkeringsanlegg. Ved rundt 40 plasser i 2 rader krever også en skråstilling på 70° like mye areal som vinkelrette oppstillingsplasser, og i dette prosjektet vil en 90° oppstilling være det mest gunstige.



Figur 3.2: Skråstilling av parkeringsplasser. [6]



Figur 3.3: Vinkelrette parkeringsplasser. [6]

For en parkeringsvinkel på  $90^\circ$  som er valgt for dette gis det en anbefalt kjørebanebredde på 6.3m fra Byggforsk. Dette gir en total lengde fra start av første parkeringsrad til ende av parkeringsrad på motsatt side på 16.3m. I Lilletvedtvegen boligprosjekt er parkeringskjelleren dimensjonert for en kjørebanebredde på 6.0m og en bredde på parkeringsradene på 5.0m. Dette gir et aksemål på 16.0m.

Håndbok N100 Veg- og gateutforming fra Statens Vegvesen gir krav til mål på parkeringsplasser, og bredder ned til 2.3m kan aksepteres. Likevel vil det være mulig at dette ikke oppfyller kravene selv om man følger minstekravene gitt i Håndbok N100. Håndboken gir heller ikke endrede krav til bredde på parkeringsplasser ved søyler eller vegger på sidene av parkeringsplassen. I 2017 ble det avsagt en dom i Frostating lagmannsrett som har lagt enkelte føringer på hvordan parkeringsplasser skal dimensjoneres. [7] I denne saken hadde et leilighetskompleks i Ranheim parkeringsplasser med bredder fra 2.21-2.4m, hvor de bredeste parkeringsplassene tilfredstilte minstekravene gitt av Statens Vegvesen. Dette var likevel ikke akseptabelt ettersom ikke bredden ga parkeringsplassene tilstrekkelig funksjonalitet.

$\alpha$ [°]	b [m]	c [m]	d [m]	e [m]	f [m]	g [m]	Areal pr. plass når 10 plasser anlegges [m <sup>2</sup> ]	Areal pr. plass når 100 plasser anlegges [m <sup>2</sup> ]
45	2,30 <sup>1)</sup>	5,2	2,8	3,2	13,2	5,2	27,9	21,9
60	2,30 <sup>1)</sup>	5,5	4,0	2,7	15,0	3,2	24,7	20,4
90	2,30 <sup>1)</sup>	5,0	7,0	2,3	17,0	2,3	19,5	19,5
45	2,40	5,2	2,8	3,4	13,2	5,2	29,4	23,2
60	2,40	5,5	3,8	2,8	14,0	3,2	25,3	21,1
90	2,40	5,0	6,5	2,4	16,5	2,4	19,8	19,8
45	2,50	5,3	2,8	3,5	13,4	5,3	30,6	24,3
60	2,50	5,6	3,5	2,9	14,7	3,2	25,8	21,6
90	2,50	5,0	6,0	2,5	16,0	2,5	20,0	20,0

Figur 3.4: Krav til dimensjoner på parkeringsplass gitt av Statens Vegvesen. [39]

a °	c m	d m	e m	f m	Bruttoareal per plass <sup>1)</sup> m <sup>2</sup>
45	5,30	4,10	3,54	14,70	22,86
60	5,60	4,15	2,89	15,35	20,35
70	5,55	4,25	2,66	15,40	19,35
80	5,35	5,00	2,54	15,70	19,37
90	5,00	6,30	2,50	16,30	20,37

Figur 3.5: Anbefalinger til plass ved forskjellige parkeringsvinkler fra Byggforsk. [6]

I Oslo ble det avsagt en dom hvor bredden på parkeringsplassene tilfredsstilte anbefalingene gitt av Byggforsk på 2.5m. Dette ble ikke ansett som nok ettersom flere av parkeringsplassene var begrenset av vegger på sidene. Parkeringsplassene befant seg i en felles parkeringskjeller for eneboliger som ble solgt for 18-20 millioner kroner. [8] Kvaliteten på parkeringsplassene var ikke i samsvar med forventningene til målgruppen, og kravene til funksjon var dermed ikke oppfylt. Kravene til dimensjoner på parkeringsplasser vil da altså være avhengig av hvilken målgruppe parkeringsplassene er tiltenkt. Selv om ikke anbefalingene til Byggforsk innfris mangler nødvendigvis ikke parkeringsplassen nok funksjonalitet. Dette er avhengig av om målgruppen til parkeringsplassene er eldre, studenter og om det ofte er utskifting av kjøretøy i løpet av en dag.

Det finnes ingen direkte krav eller fasit for å kunne oppnå nok og tilfredsstillende funksjonalitet. For enkelhetens skyld og for å være på den sikre siden anbefales det å følge anbefalingene til Byggforsk. Anbefalingene gitt av Byggforsk tar også hensyn til økning i bredde på plassene ved eventuelle hindringer som søyler og vegger, hvor bredden bør økes.

For utenom anbefalinger til dimensjoner og krav har Statens Vegvesen og Gjensidige NOR utarbeidet en veileder til hva som tilsvarer høy eller lav standard på en parkeringsplass. I veiledningen tilsvarer valgt løsning i Lilletvedtvegen boligprosjekt en blanding mellom høy og lav standard. [9] Tegninger fra prosjektgrunnlaget innfrir alle minimumskrav og alle anbefalinger gitt av Byggforsk til plassbredde- og lengde med unntak av kjørebanebredden. Kjørebanebredden oppfylder minimumskravet på 5.6m, men oppfyller ikke kravet til høy standard.

P-vinkel ( $\alpha$ )	Parkeringslommer og kjøretraseer					
	Høy standard			Lav standard		
Plassbredde 2,30 m	K	B	A	K	B	A
45	4,25	5,15	14,55	4,25	5,15	14,55
60	4,25	5,50	15,25	4,25	5,50	15,25
70	4,50	5,50	15,50	4,35	5,50	15,35
80	5,70	5,35	16,40	5,30	5,35	16,00
90	7,05	5,00	17,05	6,55	5,00	16,55
Plassbredde 2,40 m	K	B	A	K	B	A
45	4,20	5,20	14,60	4,20	5,20	14,60
60	4,20	5,55	15,30	4,20	5,55	15,30
70	4,35	5,50	15,35	4,35	5,50	15,35
80	5,35	5,35	16,05	4,90	5,35	15,60
90	6,70	5,00	16,70	6,10	5,00	16,10
Plassbredde 2,50 m	K	B	A	K	B	A
45	4,10	5,30	14,70	4,10	5,30	14,70
60	4,15	5,60	15,35	4,15	5,60	15,35
70	4,25	5,55	15,40	4,25	5,55	15,35
80	5,00	5,35	15,70	4,50	5,35	15,20
90	6,30	5,00	16,30	5,60	5,00	15,60

Ved boligparkering representerer plassbredde lik 2,3 m høy standard. Ved generell besøkparkering tilsvarer 2,4 m høy standard, mens høy standard for kjøpesentre og kundeparkering krever 2,5 m plassbredde.

Figur 3.6: Krav for høy eller lav standard til parkeringsplasser gitt av Statens Vegvesen og Gjensidige NOR. [9]

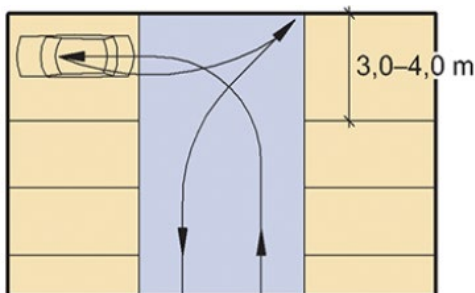
På bakgrunn av anbefalingene til Byggforsk kan følgende krav for parkeringsplasser for personbiler settes som:

Begrensninger	Bredde på parkeringsplass
Uten hindringer	2.5m
Vegg på en side	2.8m
Vegg på begge sider	3.0m

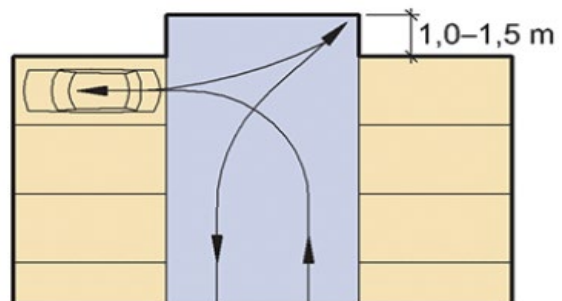
Tabell 3.1: Anbefalte bredder på parkeringsplasser ved ulike forhold.

Der hvor parkeringsplassene er begrenset av søyler anbefales et plasstillegg tilsvarende søylens bredde eller diameter. Søyler bør plasseres ved bilens bakhjul slik at det ikke hindrer muligheten til å åpne bildører. Det bør heller ikke plasseres søyler i manøvreringsfeltet som vanskeliggjør fremkommeligheten i parkeringsanlegget.

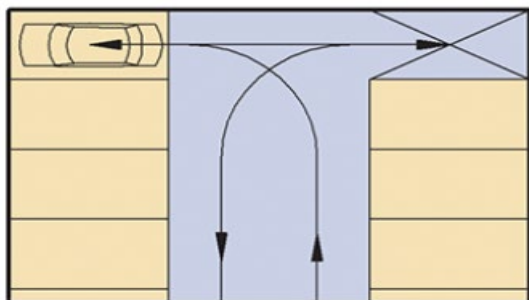
For parkeringsplasser som ligger i enden av parkeringsgarasjen er det nødvendig med ekstra rom for manøvrering. Byggforsk har utarbeidet anbefalinger til løsninger for disse tilfellene som vist på figurer nederst. I Lilletvedtvegen boligprosjekt vil en forlenging av kjørebane være utelukket. Ettersom parkeringsplassene er private og forbeholdt faste brukere er det lite sannsynlig at en plass reservert til manøvrering vil opptas eller benyttes til parkering. En fornuftig løsning vil da være å enten frigjøre en parkeringsplass til manøvrering, eller å ha ekstra bredde på de to innerste plassene i enden som vist på figurene.



Figur 3.8: Ekstra bredde for parkeringsplasser i hjørner. [6]



Figur 3.7: Forlengt kjørebane. [6]



Figur 3.9: Parkeringsplass reservert til manøvrering. [6]



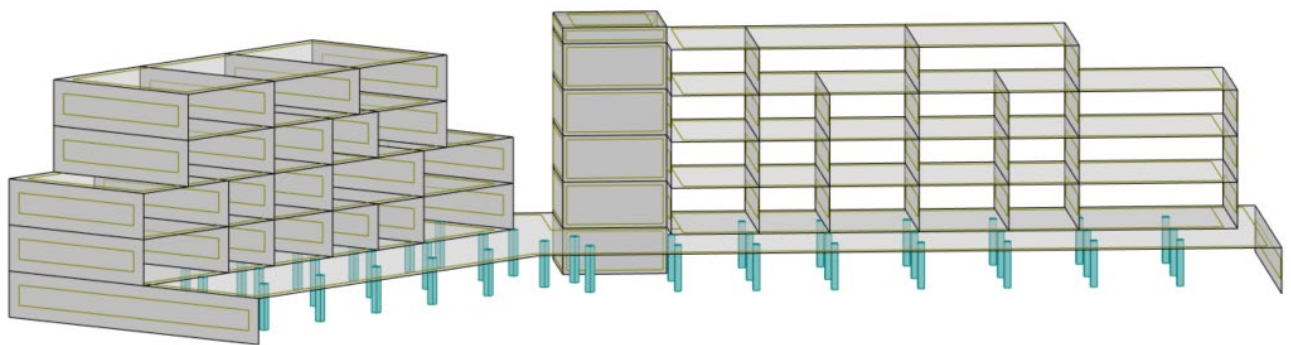
### 3.2 Generelt om statisk system

Bæresystemet består av avstivende elementer, horisontalt og vertikalt bærende deler. De horisontalt bærende delene som etasjeskillere overfører krefter ned til understøttelser. De vertikale bærende delene som søyler og vegger overfører krefter videre ned som trykkrefter til fundamentet. De avstivende elementene skal gi konstruksjonen sideveis stabilitet for å forhindre velting eller sideveis forskyvning. [10]

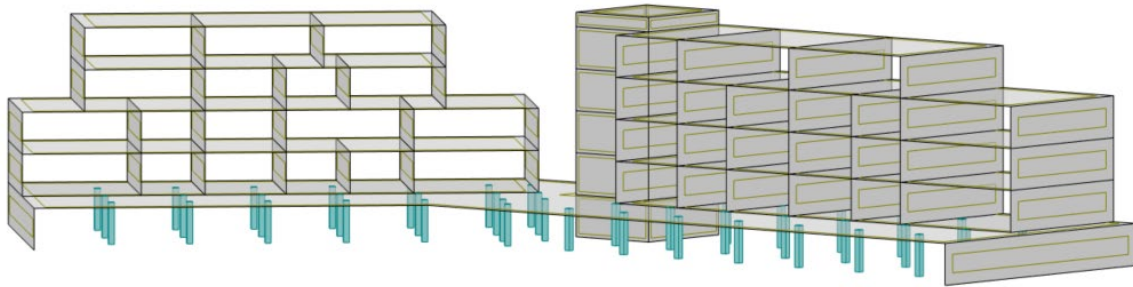
Konstruksjonen består av to separate bygg med en felles parkeringskjeller. Hvert bygg består av 4 etasjer med boenheter. Av egne erfaringer er det blitt antatt at ettersom garasjeanlegget ligger under bakkenivå bør ytterveggene være av betong og dermed en del av bæresystemet til konstruksjonen. For parkeringsanlegget vil løsningen til hvordan bæresystemet skal utformes være avhengig av hvilken dekkeløsning som blir valgt og hvilke krav som blir satt. For en flatdekkeløsning vil bæringen til overliggende dekke være avhengig av å ha flere søyler jevnt fordelt utover arealet i parkeringskjelleren. En bjelkeløsning vil en ikke behov for mer enn en rad med søyler under bjelke parallelt med veggene. For de resterende delene av bygget har valget for hvordan bæresystemet skal utformes blitt likt.

For alle bærende yttervegger og innervegger har vi valgt at disse skal utføres i betong. De fleste veggene ligger slik at kreftene føres direkte ned til vegger i underliggende etasjer, men enkelte steder gjør det ikke det. Dette gjelder i den øverste etasjen hvor noen av veggene ikke treffer direkte på vegger i underliggende etasjer. Ettersom dette er valgt slik kun i øverste etasje antas det at dette likevel ikke vil være problematisk med tanke på nedbøyning, siden de øverste veggene ikke vil føre like store laster ned på dekket som i de nederste etasjene. Tenkt hovedbæresystem til byggene med flatdekkeløsning over parkeringskjeller er vist i figurer under. For hulldekke- og plattendekkeløsning vil det istedenfor være bjelker langs lengden under bygg B2a og B2b med tilhørende søylerader.

Bruk av betong gir en rekke fordeler. Eksempelvis tåler betong mye varme og brenner ikke, kan ta store laster, har lang levetid, er energieffektivt, har effektiv lydbarriere og krever lite vedlikehold. [11]



Figur 3.10: Bæresystem til B2b sett fra front.



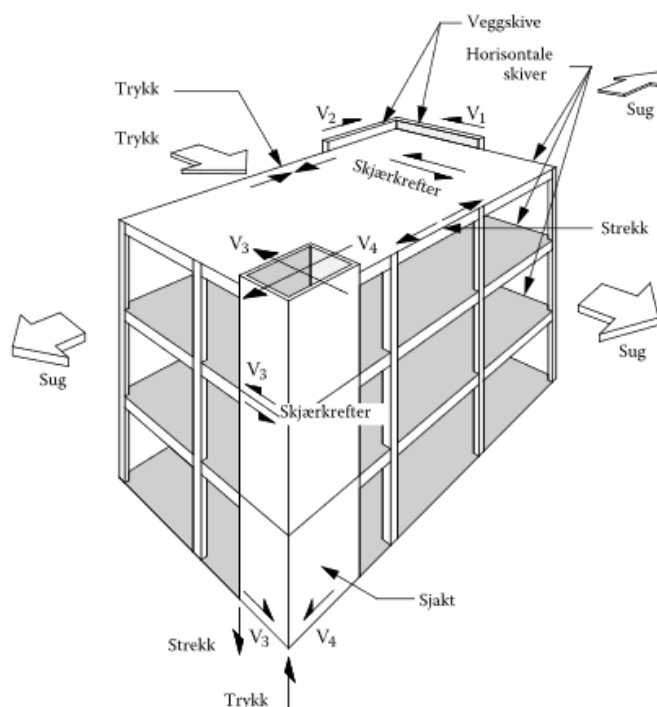
Figur 3.11: Bæresystem til B2a sett fra front.

### 3.3 Avstivningssystem

Avstivningssystemet skal bidra til å ta opp de horisontale kreftene og føre disse ned i grunnen. For å avstive/stabilisere et bygg må konstruksjonssystemet tilfredsstillere noen kriterier. For å stabilisere en konstruksjon bestående av prefabrikkerte betongelementer finnes det 3 hovedprinsipp [12] man kan velge mellom:

- Innspenning og utkraging
- Rammekonstruksjoner
- Skivevirkning

For Lilletvedt boligprosjekt vil konstruksjonene avstives med skiver. For bygg B2a vil bygget avstives med skivevegger, og for bygg B2b vil bygget avstives med heissjakt i tillegg til skivevegger.

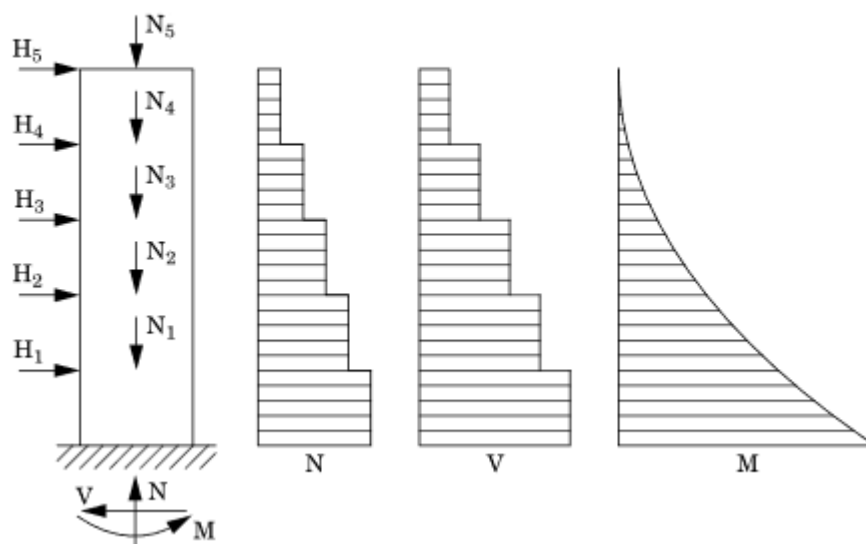


Figur 3.12: Prinsipp for hvordan krefter føres ned i fundament i et skivesystem. [13]

For et skivesystem vil horisontallastene fordeles i horisontale skiver som er opplagt på vertikale skiver og sjakter. En skive er et dekke eller en veggkonstruksjon som påføres krefter i sitt eget plan i motsetning til plater som har laster normalt på eget plan. Den mest brukte dekkeskiven i Norge i dag er hulldekke. [12]

Vindlastene i bygget vil overføres fra yttervegger og inn på dekkene. For å beregne horisontalskivene betraktes dekket som bjelker, de vertikale skivene som sjakter og søyler regnes som oppleggspunkt for bjelken. Normalt er ikke horisontale skiver påkjent av aksiallast og vil dermed neglisjeres. For tilfeller som involverer større jordtrykk bør dette undersøkes nærmere. [13]

De vertikale skivene vil vanligvis ha større aksiallast enn for horisontale skiver. I beregningen av disse må de dermed behandles som søyler. Vanligvis antas skivene som fast innspent i fundament som vist på figur. [13]



Figur 3.13: Beregning av krefter i en vertikal skive. [13]

## 3.4 Betong

Betong er et byggemateriale bestående av sand og stein, sement, vann, og eventuelt tilsetningsstoff og -materialer. Sand og stein går under fellesbetegnelsen betongtilsalg og utgjør ca. 60-70% av blandingsforholdet. Sement er et hydraulisk bindemiddel som holder bestanddelene sammen. Det vil si at det skapes en kjemisk reaksjon med vann, kalt hydratisering som etter hvert gir et fast produkt. Sementen utgjør ca. 10-12% av betongblandingen. Vann tilsvarer 15-20% av betongen og blandet med sement får vi det vi kaller sementpasta. Vektforholdet mellom vanninnhold og sementmengde har stor innvirkning på betongens endelige egenskaper. I noen situasjoner er det behov for å endre betongens egenskaper i fast og/eller herdet tilstand uten å endre vann-sement forholdet. Da kan vi tilsette tilsetningsstoff eller tilsetningsmaterialer under blanding. Mengden tilsetningsstoff som tilsettes avhenger av mengden sement i blandingen, men skal ikke overstige 5%. De vanligste tilsetningsstoffene i Norge er plastiserende/superplastiserende stoff og benyttes hovedsakelig for å oppnå ønsket konsistens på betong uten å øke vannmengden. Tilsetningsmaterialer tilsettes dersom det kun er ønskelig å forbedre visse egenskaper eller oppnå spesielle egenskaper i betongen.

I fersk tilstand er betong en bløt masse som gjør den lett å forme, men etter hvert som hydratiseringen pågår vil massen størkne. Utviklingen mellom fersk og herdet tilstand deles i to faser: størkningsfasen som varer frem til betongen oppnår sin første lille fasthet og den ikke lenger kan bearbeides, og herdefasen som er fasen frem til der betongen oppnår sin sluttfasthet. Etter omtrent 28 dagers herding vil betongen oppnå sin oppgitte trykkfasthet, og den sies å være i herdet tilstand.

Betong som byggemateriale har en historie som strekker seg flere tusen år tilbake i tid. I dag er det et av de mest brukte byggematerialene på verdensbasis. Det kan produseres nærmest hvor som helst siden råmaterialene er enkle å skaffe i de fleste områder i verden. Høy styrke, god bestandighet og brannmotstand er noen av fordelene med betong. I tillegg kan den formes i alle mulige former og dimensjoner. En stor konstruksjonsmessig ulempe med betong er at den har svært liten strekkapasitet. Derfor er det vanlig å legge inn stålstenger i betongen som vi kaller armering. Det gjør det mulig å utnytte trykkapasiteten i betongen sammen med strekkapasiteten til stål. [14]

### 3.4.1 Kvalitet og egenskaper

Betongens kvalitet varierer etter formål. Eurokode 2, heretter kalt EC2, klassifiserer ulike betongkvaliteter avhengig av betongens fasthet og bestandighet i henholdsvis fasthets- og bestandighetsklasser. I EC2 angis egenskapene til de forskjellige betongkvalitetene i tabeller.

Med fasthet i betong menes som regel trykkfasthet. Trykkfastheten er det maksimale trykket betongen kan utsettes for, uten å gå til brudd. Fasthetsklassene betegnes B etterfulgt av et tall tilsvarende trykkfastheten. De vanligste fasthetsklassene er B20-B45. Strekkfastheten i betong er veldig lav og derfor er det vanlig å legge inn armering der det oppstår store strekkspenninger. Armeringsstål har normalt strekkfasthet på 500 MPa, omtrent 200 ganger større enn betong. *Tabell 3.1* i *NS-EN 1992-1-1* gir verdier for fastheter og deformasjonsegenskaper for de ulike betongkvalitetene.

Før nødvendig bestandighetsklasse for en konstruksjon kan bestemmes må konstruksjonens eksponeringsklasse fastsettes. For å gjøre dette må miljøet konstruksjonen utsettes for være kjent, samt hvilken konsekvens miljøet vil ha for betongen. Valg av eksponeringsklasse skal sikre at betongen får de nødvendige egenskapene som kreves for å oppnå ønsket levetid. *Tabell 4.1* i *NS-EN 1992-1-1* viser en oversikt over de forskjellige eksponeringsklassene med beskrivelse av miljø og eksempler på tilfeller for hver klasse. Klassene betegnes etter konsekvens på følgende måte:

X – Ingen risiko for korrosjon eller angrep

XC – Korrosjon framkalt av karbonatisering

XD – Korrosjon framkalt av klorider som ikke stammer fra sjøvann

XS – Korrosjon framkalt av klorider fra sjøvann

XF – Fryse-/Tineangrep

XA – Kjemiske angrep

Bestandighet sier noe om betongens evne til å motstå ytre påkjenninger over tid. Den er en av de viktigste hensynene som må ivaretas på en konstruksjon etter *NS-EN 1990*. *NS-EN 1992-1-1 pkt. 4.1(1)* definerer hva en bestandig konstruksjon er:

«En bestandig konstruksjon skal oppfylle kravene til brukbarhet, styrke og stabilitet gjennom konstruksjonens dimensjonerende brukstid, uten at det oppstår vesentlig reduksjon av bruksverdi eller behov for omfattende uforutsett vedlikehold.» [15]

Bestandighetsklassene betegnes M eller MF etterfulgt av et tall tilsvarende betongens vanninnhold i prosent. Hvis bestandighetsklassen betegnes MF vil det si at den er frostsikker. Klassene går fra M90-M40, der bestandigheten er høyere, desto lavere tallet er. Eksponeringsklassen gir minstekrav for bestandighetsklasse i *tabell NA.4.4N* og *4.5N*.

Andre viktige egenskaper ved betong er stivhet og evne til å motstå brann og vanngjennomtrengning. Stivheten i betongen er avgjørende for betongkonstruksjoners deformasjoner. [14]

For Lilletvedtvegen boligprosjekt er det tatt utgangspunkt i at det brukes betong i fasthetsklasse B35. Dekket over parkeringsgarasjen vil være mest utsatt for korrosjon ved karbonatisering. Det antas å være utsatt for moderat fuktighet som plasserer dekket i eksponeringsklasse XC3. Videre gir det at bestandighetsklassen må være minst M60.

### **3.4.2 Miljø**

Betong fører med seg store CO<sub>2</sub>-utslipp. De største utslippene følger sementproduksjonen gjennom brenning av kalkstein blandet med eksempelvis kvarts og skifer. Kalkstein går gjennom en prosess kalt kalsinering der CO<sub>2</sub> brennes bort. Hovedsakelig på grunn av denne prosessen står sementindustrien anslagsvis for cirka 5% av hele CO<sub>2</sub>-utslippet i verden. En studie utført av kinesiske forskere anslår at ca. 43% av den frigitte mengden CO<sub>2</sub> vil igjen tas opp av betongen gjennom karbonatisering. [16]

De siste årene er det brukt store ressurser på å forske på og utvikle mer miljøvennlig betong. Lavkarbonbetong er en betegnelse på slik betong og defineres som «betong der det er gjort tiltak for å begrense klimagassutslippet». [17] Slik betong oppnås ved å benytte sement med lavt CO<sub>2</sub>-utslipp. Ulike tiltak som kan gjøres er å bytte ut sement med flygeaske og/eller silikastøv. Eventuelt kan det benyttes lite vannkrevende tilslag eller full steinstørrelse og -mengde. [18]

## 4 Dimensjoneringsgrunnlag

Når en konstruksjon skal dimensjoneres finnes det mange forutsetninger som må tas for de ulike dekke- og bjelkekonstruksjonene. Gjennom dette kapittelet introduseres og begrunnes de forutsetningene som er gjeldende for denne oppgaven. I tillegg vil viktige formler og verdier som benyttes videre i dimensjoneringene presenteres og forklares.

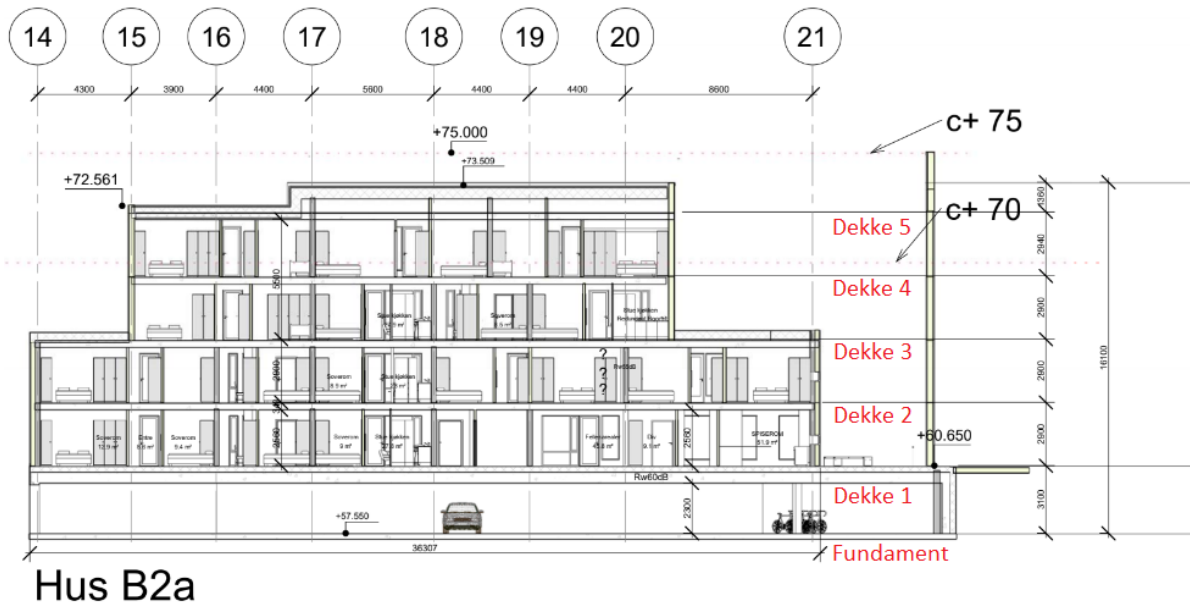
### 4.1 Antagelser basert på tegningsgrunnlag

Ettersom tegningsgrunnlaget for oppgaven kommer fra arkitekt og er av middels kvalitet har det vært behov for å gjøre en del antagelser. Dette omfatter dimensjoner på vegger, dekker og tak, plassering av innervegger og eventuelle mål som baserer seg på millimeterpresisjon eller som ikke stemmer overens på tvers av tegninger. Tabell 4.4 gir en oversikt over de antatte dimensjoner på ulike konstruksjonsdeler i bygget. Eventuelle avvik antas å være neglisjerbare for resultatene.

Konstruksjonsdel	Etasje	Tykkelse	Materialer
Tak	-	650 mm	Hulldেকে HD265 Taktekking 35 mm Polystyren 350 mm
Etasjeskiller	2. – 4. etasje	340 mm	Hulldেকে HD265 Påstøp Isolasjon Gulvbelegg
Yttervegg	1. – 4. etasje	200 mm	Betong Utvendig kledning Vindsperre Stendere Isolasjon
	Garasje	300 mm	Betong
Innervegg	1. – 4. etasje	200 mm	Betong

Tabell 4.1: Oversikt over antatte dimensjoner av konstruksjonsdeler i bygget.

## Snittegninger for bygg B2a og B2b



### Hus B2a

Figur 4.1: Snitt fra bygg B2a fra tegninger i prosjektgrunnlaget.



Figur 4.2: Snitt av bygg B2b fra prosjektgrunnlaget.



## 4.2 Grunnlag for beregning av laster og kapasiteter

### 4.2.1 Grunnleggende krav

NS-EN 1990 er den grunnleggende eurokoden for prosjektering av konstruksjoner. Eurokoden gir blant annet en del grunnleggende krav som er viktig å følge uansett konstruksjon. Disse tar hensyn til de fleste situasjoner som med ulik grad av forutsigbarhet kan oppstå i løpet av byggets levetid og derfor må tas i betraktning allerede i prosjekteringsfasen. De viktigste hensyn som må ivaretas omhandler:

- Økonomi
- Konstruksjonsmessig kapasitet
- Brukbarhet
- Bestandighet

### 4.2.2 Pålitelighetsklasse

Den grunnleggende standarden, NS-EN 1990, gir også krav til pålitelighet i en konstruksjon og er et viktig utgangspunkt for prosjekteringen. For å fastsette pålitelighetskravene for ulike konstruksjoner er det angitt en inndeling i pålitelighetsklasser avhengig av konsekvensene ved sammenbrudd eller funksjonssvikt i konstruksjonen. Konsekvensene omhandler både personskader og materielle skader. Eurokoden gir også rom for at komplekse prosjekter kan deles i pålitelighetsklasser konstruksjonsdel for konstruksjonsdel. Det nasjonale tillegget gir i *Tabell NA.A1(901) Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler* flere aktuelle valg av klasse for de forskjellige eksemplene der det normale valget er markert kun med et kryss. I denne oppgaven er det forenklet valgt å plassere bygget i samme pålitelighetsklasse. Lilletvedtvegen boligprosjekt vil etter *tabell NA.A1(901)* klassifiseres i pålitelighetsklasse 2.

Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	Pålitelighetsklasse <sup>2)</sup> (CC/RC)			
	1	2	3	4
Atomreaktorer, lager for radioaktivt avfall				x
Dammer			x	(x)
Marine konstruksjoner for petroleumsindustrien			x	(x)
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller <sup>1)</sup>		(x)	x	(x)
Veg- og jernbanebruer			x	
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler, osv.)		(x)	x	
Kai- og havneanlegg		x	(x)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer		x	(x)	
Industrianlegg		x	(x)	
Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg osv.	•	x	(x)	
Oppdrettsanlegg		x	(x)	
Landbruksbygg	(x)	x		
Feste av kledninger, taktekking og lignende komponenter	x	(x)		
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold <sup>1)</sup>	x	(x)		
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus osv.	x			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x			

<sup>1)</sup> Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk.  
<sup>2)</sup> Kryss uten parentes angir normalt valg av pålitelighetsklasse.

Figur 4.3: Klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler. [19]

#### 4.2.3 Karakteristiske egen- og nyttelaster

Laster på konstruksjoner omhandles av *Eurokode 1: NS-EN 1991*, heretter kalt EC1. Eurokoden er produsert for å sikre at valgte karakteristiske lastverdier er i samsvar med virkeligheten. Med en karakteristisk lastverdi menes verdien for en last i sin faktiske opptredende størrelse. Nødvendige karakteristiske laster bestemmes i samsvar med de ulike delene av EC1 og tilhørende nasjonale tillegg. *Del 1-1: NS-EN 1991-1-1*, er den mest generelle delen og omhandler *tettheter, egenvekter og nyttelaster i bygninger*. Karakteristiske nyttelaster er angitt etter ulike brukskategorier og er definert med eksempler i *kapittel 6*. De mest relevante brukskategoriene i denne oppgaven er gitt i *tabell 6.1 og tabell 6.7*:

- Kategori A – Rom i boligbygg
- Kategori C4 – Arealer med muligheter for fysiske aktiviteter
- Kategori F – Trafikk- og parkeringsarealer for lette kjøretøy ( $\leq 30$  kN brutto kjøretøytyngde og  $\leq 8$  seter ikke medregnet sjåførsetet)
- Kategori G – Trafikk- og parkeringsarealer for tunge kjøretøy ( $30$  kN < brutto kjøretøytyngde  $\leq 160$  kN på to aksler)

Garasjeanlegget som dimensjoneres i oppgaven ligger delvis under boligblokkene og delvis under utearealer. Derfor må det tas hensyn til ulike brukskategorier på ulike deler av dekket over garasjen.

Angående valg av brukskategori for trafikk- og parkeringsarealer har det blitt oppdaget en ny problemstilling som må vurderes. På grunn av den økte mengden av elektriske kjøretøy i Norge er kjøretøytyngheden som skiller kategori F og G kommet i et grenseland. Elektriske kjøretøy er i utgangspunktet tyngre enn vanlig fossile kjøretøy. Tyngheden som defineres i *tabell 6.7* og *tabell 6.8* i EC1 er brutto kjøretøytynghede og har et skille på over/under 30 kN. Siden det for tiden blir stadig mer normalt med store elektriske familiebilmer med en brutto kjøretøytynghede som overskrider 30 kN dersom den er fullt lastet, vil det kunne være nødvendig å ta hensyn til dette ved dimensjonering av parkeringsdekker. I denne oppgaven skal ikke et slikt dekke dimensjoneres, men det er en viktig problemstilling som er nødvendig å belyse.

### Karakteristiske lastverdier for relevante brukskategorier

Brukskategorier	Flatelast $q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Punktlast $Q_k$ [kN]
Kategori A – Rom i boligbygg	2.0	2.0
Kategori C4 – Arealer med mulighet for fysisk aktivitet	5.0	7.0
Kategori F – Trafikk- og parkeringsarealer for lette kjøretøy	2.5	20
Kategori G – Trafikk- og parkeringsarealer for tunge kjøretøy	5.0	90

Tabell 4.2: Karakteristiske nyttelaster etter brukskategori.

For å bestemme egenlastene i bygget er det tatt utgangspunkt i SINTEFs byggdetaljblad *471.031 – Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler*. Her gis det blant annet anbefalte verdier for egenlaster av sammensatte konstruksjonsdeler. Anbefalingene baserer seg på EC1. Under vises de karakteristiske egenlastene hentet fra byggdetaljblad *471.031*: [20]

Armert betong	$g_{k,bet} := 25 \frac{kN}{m^3}$
Tak	$g_{k,tak} := 4.0 \frac{kN}{m^2}$
Etasjeskiller	$g_{k,HD265} := 5.2 \frac{kN}{m^2}$
Yttervegg	$g_{k,yv} := 5.3 \frac{kN}{m^2}$

#### 4.2.4 Snølast

Del 1-3 av EC1 gir retningslinjer for å bestemme karakteristiske lastverdier for påvirkning fra snøfall på byggverket. Snølast klassifiseres i NS-EN 1991-1-3 pkt. 2(1)P som variable, bundne påvirkninger. Det skiller mellom ulike dimensjonerende situasjoner for snølast.

- Normale forhold – Områder der eksepsjonelle snøfall og snødriver sjelden oppstår
- Eksepsjonelle forhold – Områder de eksepsjonelle snøfall oppstår.

I denne rapporten er det kun tatt hensyn til snølast ved normale forhold.

Snølasten på en flate avhenger av flere ulike faktorer, eksempelvis byggestedets klima, form, varmegjennomgang, topografi, høyde over havet. For snølast på tak tas det utgangspunkt i NS-EN 1991-1-3 pkt. NA.4.1 og tabell NA.4.1(901) – Karakteristisk snølast på mark for kommuner. Verdien er oppgitt med en standardverdi  $s_{k,0}$  og verdier for å beregne en tilleggslast  $\Delta s_k$  dersom byggestedet er plassert over en gitt høydegrense  $H_g$ . Videre avhenger snølasten på tak av takets form gjennom formfaktor  $\mu_i$ , takets eksponering for vind gjennom en eksponeringskoeffisient  $C_e$ , og takets varmegjennomgang ved en termisk koeffisient  $C_t$ .

For Lilletvedtvegen boligprosjekt er den karakteristiske snølasten beregnet med etter formel (5.1) i EC1:

$$s_k := \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{k,0} = 1.6 \frac{kN}{m^2}$$

En detaljert beregning av den karakteristiske snølasten over finnes i vedlegg B.

#### 4.2.5 Vindlast

I Norge er det viktig å ta hensyn til laster påført av vind. Del 1-4 av EC1 omhandler slike laster. Vindlaster virker normalt på en overflate og kan opptre både som trykk og sug. Flater utsatt for laster fra vind deles opp i soner avhengig av vindens angrepsretning. Vindlasten på en flate avhenger av flere ulike faktorer som byggestedhøyden, kommune, topografi og takform. For beregning av lastpåvirkningen er det gitt detaljerte retningslinjer. I denne rapporten er det blytt benyttet forenklet metode for vindlastberegning etter nasjonalt tillegg.

Den forenklete metoden tar utgangspunkt i gjeldene kommunes referansevindhastighet,  $v_{b,0}$ , etter NS-EN 1991-1-4 tabell NA.4(901.1). Deretter brukes tabell NA.4.1 – Terrengruhetskategorier og tilhørende parametere for å plassere konstruksjonen i en terrengruhetskategori. For å fastsette grunnverdien for vindhastighetstrykket,  $q_{p0}(z)$ , brukes Figur V.1 ved hjelp av referansevindhastighet, terrengruhetskategori og byggets referansehøyde,  $z$ . Etter at grunnverdien er fastsatt må avstand til terreng med mindre ruhet vurderes. I enkelte tilfeller, der denne avstanden er under 10 km, må det tas hensyn til en overgangssonefaktor,  $k_3$ , gitt i tabell V.1. Denne faktoren multipliseres med hastighetstrykkets grunnverdi for å gi den generelle karakteristiske vindlasten.

Lillevedtvegen boligprosjekt ligger i Bergen kommune og området antas å være i terrengruhetskategori III. Videre antas det å være omtrent 2.5 km til terrengruhetskategori I. Dette gir følgende resultater

Referansevindhastighet		$v_{b,0} = 26 \frac{m}{s}$
Grunnverdi for hastighetstrykk		$q_{p,0} = 0.84 \frac{kN}{m^2}$
Overgangssonefaktor		$k_3 = 1.05$
Karakteristisk vindlast	$q_p := q_{p,0} \cdot k_3$	$q_p = 0.88 \frac{kN}{m^2}$

Til slutt brukes den karakteristiske vindlasten for å beregne de forskjellige sonelastene på tak og vegger. *NS-EN 1991-1-4 kapittel 7.2 – Formfaktorer for bygninger* gir retningslinjer for å fastsette størrelse på sonelasten og sonens dimensjoner.

Prosjektet omhandlet i denne rapporten benytter hovedsakelig *kap. 7.2.2 – Vertikale vegger på rektangulære bygninger* og *kap. 7.2.3 – Flate tak* for å bestemme sonelastene på bygget.

På grunn av byggets avstivningssystem beskrevet i kapittel 3.3 antas det at de horisontale vindlastene tas opp av heissjakt og skivevegger, og vil ikke bli videre omhandlet i denne rapporten. Ellers kan de vertikale vindlastene neglisjeres da de skaper sug, som vil gi en gunstig effekt på taket i forhold til de andre lastene.

Beregningene ovenfor er kun en oppsummering og de detaljerte beregningene finnes i vedlegg C.

#### 4.2.6 Lastkombinasjoner

Når en konstruksjon eller et byggverk skal prosjekteres skal det tas hensyn til forskjellige lastkombinasjoner og lasttilfeller avhengig av hvilke situasjoner det skal dimensjoneres for. Lastene som virker klassifiseres i *NS-EN 1990 pkt. 4.1.1(1)P* avhengig av deres variasjon over tid på følgende måte:

- G – *Permanente påvirkninger* som egenlaster, faste installasjoner og indirekte påvirkninger forårsaket av svinn og setninger
- Q – *Variable påvirkninger* som nyttelast på bjelker, dekker og tak, snølast og vindlaster
- A – *Ulykkespåvirkninger* som eksplosjoner og støt fra kjøretøy.

I oppgaven er det kun tatt hensyn til permanente laster (G) og variable laster (Q).

De dimensjonerende tilstandene inndeles hovedsakelig i to hovedkategorier:

- Bruddgrensetilstand – Ultimate Limit State (ULS)
- Bruksgrensetilstand – Serviceability Limit State (SLS)

Bruddgrensetilstander er tilstander som er av betydning for menneskers eller konstruksjonens sikkerhet. *NS-EN 1990 pkt. 6.4.1(1)* angir seks ulike bruddgrensetilstander som skal påvises dersom de er aktuelle for prosjektet. De vanligste tilstandene er:

- EQU – Tap av statisk likevekt for en konstruksjon eller en konstruksjonsdel.
- STR – Brudd eller store deformasjoner i en konstruksjon eller en konstruksjonsdel.
- GEO – Brudd eller store deformasjoner i grunnen.
- FAT – Utmattingsbrudd i en konstruksjon eller en konstruksjonsdel.

Det finnes ulike metoder for å påvise konstruksjonens kapasitet, brukbarhet og bestandighet for disse grensetilstandene. *NS-EN 1990* baserer seg hovedsakelig på påvisning gjennom partialfaktormetoden. Den går ut på at hver enkelt last multipliseres med partialfaktorer gitt i ulike tabeller i *Tillegg A.1 – Anvendelse for bygninger* og *NA.A.1*. Disse delene av eurokoden gir samtidig retningslinjer og verdier for å bestemme dimensjonerende lastverdier for de ulike tilstandene i bygninger etter partialfaktormetoden. I rapporten påvises kun bruddgrensetilstanden STR. *Tabell NA.A1.2(B) – Dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO) (Sett B)* gir to ulike lastkombinasjoner for bruddgrensetilstander der den som gir størst verdi blir dimensjonerende. Lastkombinasjonene er avhengig av størrelsen på de karakteristiske lastene, om virkningene av de permanente lastene er gunstige eller ugunstige, og hvilken variabel last som er den dominerende. Tabell 4.2 gir en oversikt over partialfaktorene som blir benyttet i denne rapporten. Disse er beregnet på bakgrunn av *tabell NA.A1.2(B)* og *tabell NA.A1.1 – Verdier for  $\Psi$ -faktorer for bygninger*.

Dimensjonerende situasjon	Permanente laster		Dominerende variabel last	Øvrige variable laster
	Gunstig	Ugunstig		
Ligning 6.10a	1.35	1.00	1.05	1.05
Ligning 6.10b	1.20	1.00	1.50	1.05

Tabell 4.3: Partialfaktorer i bruddgrensetilstand.

Bruksgrensetilstander er tilstander der brukbarhetskravene ikke ivaretas. Det vil si tilstander av betydning for menneskers komfort eller konstruksjonens funksjonsdyktighet ved normal bruk eller utseende. For slike tilstander skal det påvises at relevante brukbarhetskriterier blir overholdt. Kriteriene er normalt knyttet til deformasjoner og vibrasjoner i konstruksjonen. Når lastene i slike tilstander skal kombineres beregnes en representativ verdi avhengig av sannsynligheten for at de ulike lastene vil opptre samtidig. Her deles opp i tre tilfeller:

- Tilnærmet permanente
- Ofte forekommende
- Karakteristiske

De to første tilfellene uttrykker redusert sannsynlighet for at variable laster vil opptre permanent på konstruksjonen, mens et karakteristisk tilfelle er det mest ugunstige. I rapporten blir det benyttet verdier representativt for et «ofte forekommende» tilfelle. Oversikt over de benyttede partialfaktorene er i tabell 4.3. De er beregnet ved hjelp av *tabell A1.4 – Dimensjonerende verdier for laster for bruk i lastkombinasjoner* og *tabell NA.A1.1 – Verdier for  $\Psi$ -faktorer for bygninger*.

Kombinasjon	Permanente laster		Variable laster	
	Ugunstig	Gunstig	Dominerende last	Andre laster
Karakteristisk	1.00	1.00	1.00	0.70
Ofte forekommende	1.00	1.00	0.50	0.30
Tilnærmet permanent	1.00	1.00	0.30	0.30

Tabell 4.4: Partialfaktorer i bruksgrensetilstand.

### 4.3 Overdekning

Overdekning er den minste avstanden mellom betongoverflaten og overflaten av den innlagte armeringen. Den er et viktig tiltak for å gi betongen tilstrekkelig bestandighet. Minste overdekning for armeringsstål baseres på byggets dimensjonerende brukstid. Dimensjonerende brukstid er byggets forventede levetid, altså hvor lenge bygget skal holde sin styrke og utseende uten behov for omfattende vedlikeholdstiltak. EC2 skiller normalt mellom 50 og 100 års dimensjonerende brukstid. Overdekningen som skal angis på tegninger kalles nominell overdekning og er minste overdekning i tillegg til et avvik som må tas hensyn til ved prosjektering.

Fra kapittel 3.4.1 har vi at dekket i Lilletvedtvegen boligprosjekt tilhører eksponeringsklasse XC3. Ellers tas det utgangspunkt i 50 år dimensjonerende brukstid og *tabell NA.4.4N* gir sammen med *formel (4.1)* følgende nominell overdekning:

Minste overdekning:  $c_{min.dur} = 25 \text{ mm}$

Avvik:  $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$

Nominell overdekning:  $c_{nom} = 35 \text{ mm}$

### 4.4 Laster på dekket

Reaksjonskreftene fra lastene som føres gjennom boligblokkene er vist dekke for dekke i tabell 4.5-4.12. Alle dekker er antatt fritt opplagt. Reaksjonskreftene er beregnet i Robot og i vedlegg D er en beregningsrapport for dekket i 3. etasje i bygg B2b. Denne rapporten er vist som et eksempel på hvordan reaksjonskreftene er beregnet. Utrekningene for de andre dekkene er tilnærmet like.

Jevnt fordelt nyttelast benyttes i alle etasjer i B2. For takene i B2a og B2b benyttes ligning 6.10b. Ligning 6.10a benyttes for resterende dekker.

#### 3.3.2 Tilleggsbestemmelser for bygninger

**AC** (1) På tak, spesielt for Kategori H, er det ikke nødvendig å kombinere nyttelaster med snø- eller vindlaster. **AC**

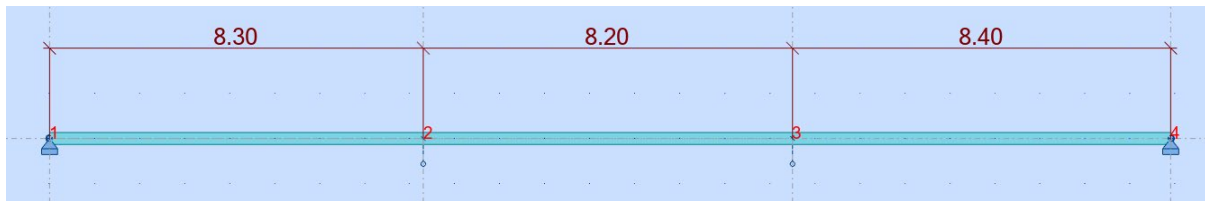
Antar at takene ikke benyttes til annet formål enn vedlikehold og reparasjon. Kombinerer derfor ikke nyttelast med andre laster på tak.

#### 4.4.1 Laster i bygg B2a

Tallene i tabellene indikerer punkter på bjelkene. Felt betegnes med bindestrek, eksempelvis 1-2.



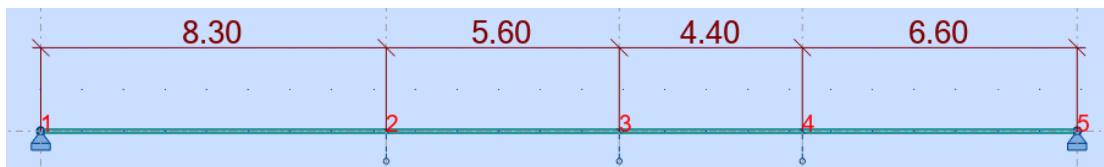
## Takdekke



	1	1-2	2	2-3	3	3-4	4
Maks skjærkraft [kN]	132		358.3		362.1		133.6
Maks moment [kNm]	0	219.9	268.7	61.1	274.8	225.4	0

Tabell 4.5: Reaksjonskrefter i takdekket for bygg B2a.

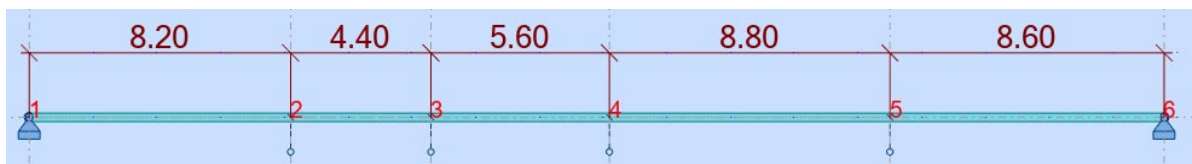
## Dekke 4. etasje



	1	1-2	2	2-3	3	3-4	4	4-5	5
Maks skjærkraft [kN]	313.2		869		371.1		640.4		258
Maks moment [kNm]	0	292.6	305.8	26.9	155.6	344.3	337.2	130.4	0

Tabell 4.6: Reaksjonskrefter på dekket i 4. etasje for bygg B2a.

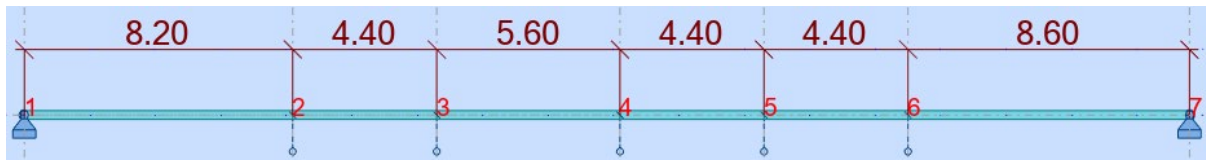
## Dekke 3. etasje



	1	1-2	2	2-3	3	3-4	4	4-5	5	5-6	6
Maks skjærkraft [kN]	276.8		774.1		822.1		1355.7		1155		161.2
Maks moment [kNm]	0	723.6	683.3	9	219.5	50	831	1153.9	1068.2	257.3	0

Tabell 4.7: Reaksjonskrefter på dekket i 3. etasje for bygg B2a.

## Dekke 2. etasje

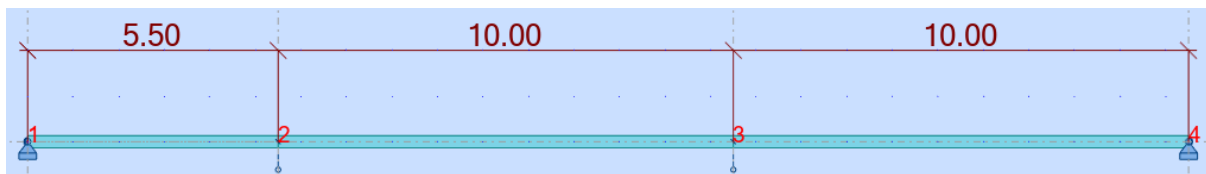


	1	1-2	2	2-3	3	3-4	4	4-5	5	5-6	6	6-7	7
Maks skjærkraft [kN]	545.7		1280		1093.5		1753		106.3		1696.4		114.7
Maks moment [kNm]	0	281.9	307.3	26.4	54.2	97.7	149	59.8	3	12.1	348.4	306	0

Tabell 4.8: Reaksjonskrefter på dekket i 2. etasje for bygg B2a.

## 4.4.2 Laster i bygg B2b

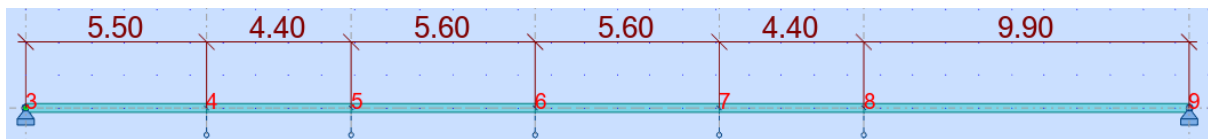
### Takdekke



	1	1-2	2	2-3	3	3-4	4
Maks skjærkraft [kN]	66.8		328.4		460.3		154.3
Maks moment [kNm]	0	56.4	231.5	166	437.1	301	0

Tabell 4.9: Reaksjonskrefter på takdekket for bygg B2b.

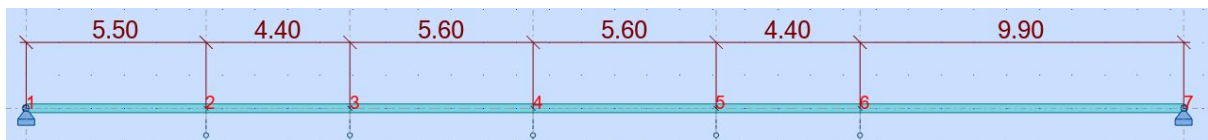
### Dekke 4. etasje



	3	3-4	4	4-5	5	5-6	6	6-7	7	7-8	8	8-9	9
Maks skjærkraft [kN]	283.4		713.4		222.4		883.7		120.1		768		203.1
Maks moment [kNm]	0	126	140.6	10.5	84.4	70.6	172.2	111.9	12.7	205	463.5	408.5	0

Tabell 4.10: Reaksjonskrefter på dekket i 4.etasje for bygg B2b.

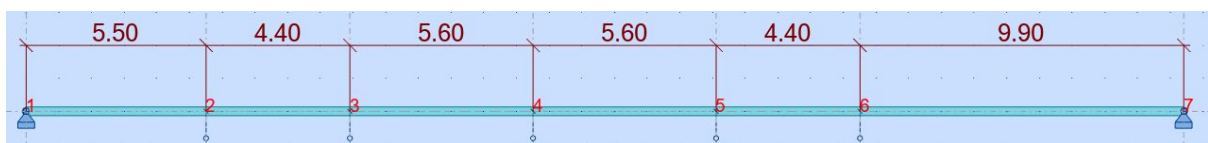
### Dekke 3. etasje



	1	1-2	2	2-3	3	3-4	4	4-5	5	5-6	6	6-7	7
Maks skjærkraft [kN]	500		1095		539.9		1303.5		336.2		1369.6		509.1
Maks moment [kNm]	0	125.9	140.6	10.5	84.4	70.7	172	111.5	13.2	206	460.6	405.8	0

Tabell 4.11: Reaksjonskrefter på dekket i 3.etasje for bygg B2b.

### Dekke 2. etasje



	1	1-2	2	2-3	3	3-4	4	4-5	5	5-6	6	6-7	7
Maks skjærkraft [kN]	716.6		1476.6		857.4		1723.3		552.3		1971.3		815.1
Maks moment [kNm]	0	125.9	140.6	10.5	84.4	70.7	172	111.3	13.2	206	460.6	405.8	0

Tabell 4.12: Reaksjonskrefter på dekket i 2.etasje for bygg B2b.

## 5 Hulldekke som etasjeskiller

Hulldekke er et forspent dekkeelement som egner seg bra til dekke og tak. Det kan bli brukt til alt fra dekker og tak i kontor- og forretningsbygg til boliger og parkeringshus. Forspente hulldekker har stor spennvidde med relativt liten byggehøyde. De gjennomgående kanalene gir hulldekket en vekt på 55-60% av kompakte betongdekker med samme tykkelse, mens stivheten blir ubetydelig redusert. For utkrageringer bør dekket overkantarmes, men generelt har dekket ingen armering i tillegg til spennarmeringen. Dersom hulldekke eksempelvis skal utkrages til balkong kan dette gi kuldebroproblemer og hulldekker vil være dårlig egnet til dette. [21] Kanalene i hulldekket er godt egnet til føring av EL- og VVS-installasjoner.

Noen prosjekt som har eller skal benytte er Visud på Haakonsvern (Norges mest energieffektive bygg) [22] og Voss Gymnas. Det finnes flere produsenter av hulldekker som for eksempel NOBI og Hulldekke.



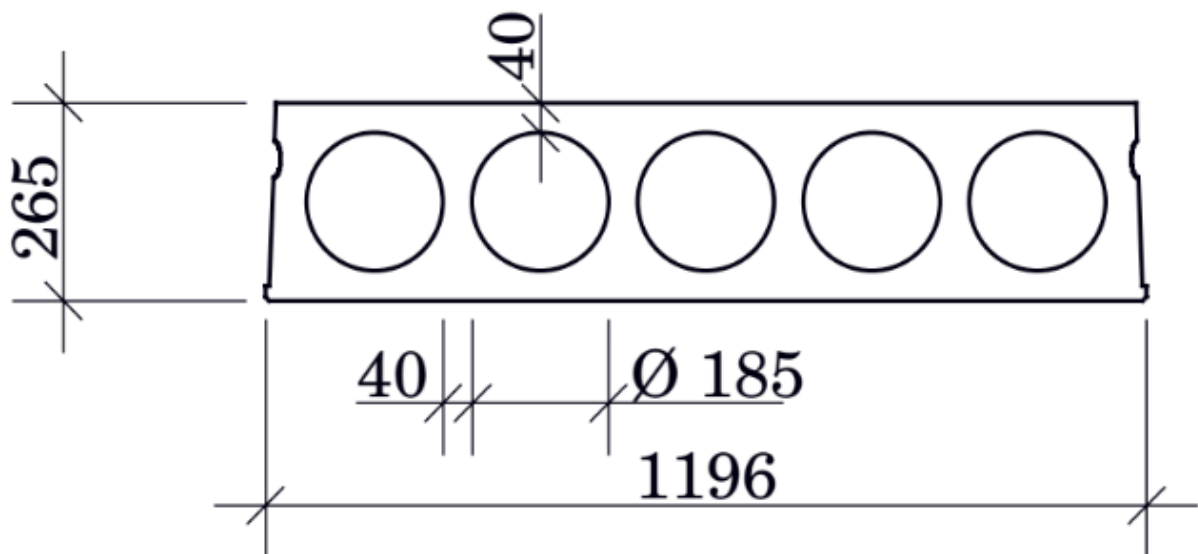
Figur 5.1: Visud på Haakonsvern. [22]

Hulldekkelementer blir prefabrikkert i fabrikk og plassert delvis på byggeplassen. Standard modulbredde er på 1200mm og høyder varierer fra 200 til 520 mm. Fasthetsklasse på betongen er B45 eller høyere. Spennviddene er som regel mellom 6 og 19 m avhengig av dekketykkelse. [12]

I starten av produksjonen av hulldekke blir spennkabler oppspent over en stor lengde. Deretter blir elementene støpt ved ekstrudering mot en stålform. Antall kanaler varierer med elementhøyden. Som regel er kanalformene oval eller sirkulær. Spennkablene blir forankret i endene. Etter betongen er herdet blir kablene kuttet og tatt ut av elementene. Det er denne overføringen av trykkspenning som gir hulldekke stor kapasitet uten armering. Undersiden på hulldekket er glatt, mens overside og sidekanter har mer ru overflate som gir god heft for fugestøping, avretting og påstøp. Til slutt blir elementene sagt til ønsket lengde og transportert til lager eller byggeplass.



Figur 5.2: Hulldekkelement. [23]



Figur 5.3: Tverrsnitt av valgt hulldekke HD265. [12]

## 5.1 Tid

Tidsfaktorene som hulldekker er avhengige av er stort sett det samme tidsfaktorene som andre prefabrikkerte dekkeløsninger. For at et byggeprosjekt skal være tidseffektivt er det viktig med godt samarbeid mellom produsent og byggherre. De viktigste faktorene som vil spille inn er produksjonstid, transporttid, montasjetid og kompletteringstid.

Ved produksjon av hulldekke er det gunstig å bestemme spesifikasjoner på dekket tidlig. Dette gjør at hulldekke-produsenten kan lage elementene i god tid før monteringsfasen. Mange produsenter har elementer liggende på lager, som igjen sparer tid ved at produsenten kan starte produksjonen før elementene skal monteres. Kanalene i hulldekke kan brukes til fremføring av EL- og VVS-installasjoner, noe som sparer utskjæring på byggeplass. Generelt blir utsparinger som kan bores i kanalene boret på byggeplass. Utsparinger som kutter ribber blir utført på fabrikk. I tillegg blir elementene produsert med glatt underside, mens oversiden og sidekanter har mer ru overflate. Dette gir god heft for fugestøping, avretting og påstøp.

For transporttiden er det som oftest avstanden mellom produsent og prosjekt som vil ha størst betydning. God planlegging er en forutsetning for å ha effektiv transport av elementer til byggeplassen. Med en oversiktlig montasjeplan kan elementene leveres i lik rekkefølge som montering. Det varierer fra byggeplass til byggeplass for hvordan tilkomsten er. Derfor er det også flere forskjellige måter å transportere elementer til byggeplass. Det mest vanlige transportmidlet er lastebil, men det er også mulig å frakte elementer med tog, båt og helikopter. Lastebil er den mest kostnadseffektive transportløsningen for byggeprosjekt med normal tilkomst. Her er det også variasjoner på lastmengder avhengig av dekketykkelse som kan fraktes.



Figur 5.4: Hulldekelement på lastebil. [24]

Monteringstiden til hulldekke omtrent den samme som for plattendekke. Denne prosessen er den mest tidskrevende. Det som gjør hulldekke svært tidssparende, er at det kreves lite utstøping i forhold til plattendekke. Alt av støping som må utføres på byggeplass er fugeutstøping og påstøp. Siden hulldekkeelementene er forspente i fabrikk, er det mindre behov for mellomstøtter enn for plattendekke. Dette vil spare tid på etterarbeidet.

Kompletteringstiden består blant annet av avretting, legging av gulvbelegg og ekstra lyd- og brannisolering. Det er vanlig at monteringsfasen overlapper kompletteringsfasen i et byggeprosjekt. I et fleretasjesbygg er det vanlig at etterarbeidet foregår 2-4 etasjer under monteringen av dekke. Hulldekke sparer tid ved at hver etasje blir montert raskt. Da kan etterarbeidet starte tidligere og byggeprosessen effektiviseres.

Vanligvis er det betongprodusentene som har ansvaret for prosjektering, produksjon, transport og montasje av hulldekker. Grunnen er at produsentene har utviklet standard løsninger for blant annet knutepunktforbindelser og monteringsarbeid. I tillegg har produsentene mye erfaring med bruken av løsningene.

## 5.2 Kvalitet

### 5.2.1 Brannmotstand

Brannmotstanden til hulldekke er avhengig av dekketykkelse og armeringsdybden til spenntauene. Brannkravet for bygget er på R60. Vi har valgt HD265 som har en ekvivalent dekketykkelse på 150mm. [25] Dette gir en brannmotstand på REI 180. På grunn av den nominelle overdekning på 35 mm vil prosjektets brannkrav akkurat tilfredsstilles og dekket har en brannmotstand på REI 60. Ved behov kan dekketykkelsen eller armeringsdybden økes og spenntau flyttes.

Brannmotstand	Minste dimensjoner	
	Ekvivalent dekketykkelse, $h_{ekv}$ mm	Armeringsdybde for spenntau, a mm
REI 30 A2-s1,d0 (A 30)	60	25
REI 60 A2-s1,d0 (A 60)	80	35
REI 90 A2-s1,d0 (A 90)	100	45
REI 120 A2-s1,d0 (A 120)	120	55
REI 180 A2-s1,d0 (A 180)	150	70
REI 240 A2-s1,d0 (A 240)	175	80

Figur 5.5: Brannmotstand for hulldekker. [25]

### 5.2.2 Lydegenskaper

Lydisoleringen fra et hulldekke er avhengig av flatevekt og stivhet. Siden det største spennet er på 11 meter og dekket har opplegg på bjelke, kan vi si at det har «liten flankeoverføring». Det vil si at den har lav lydoverføring fra tilstøtende konstruksjoner. I tabellen har vi valgt gulvtype 8. Den er avrettet og pålagt 20mm mineralull, 22 mm gulvspon og 14 mm parkett. En kan se på tabellen under at HD 265 tilfredsstillende klasse C for boliger. [12]

Hulldekketype	200	265	320	320 Bolig	400
Ekstra liten flankeoverføring:					
Gulv type 1	53/80	56/75	58/74	60/72	60/73
Gulv type 2	53/63	56/58	58/57	60/55	60/56
Gulv type 5	56/55	59/50	61/49	63/47	63/48
Gulv type 8	57/63	60/48	62/47	64/45	64/46
Liten til middels flankeoverføring:					
Gulv type 1	52/82	54/78	55/77	57/74	57/75
Gulv type 2	52/65	54/61	55/60	57/57	57/58
Gulv type 5	55/57	57/53	58/52	60/49	60/50
Gulv type 8	56/55	58/51	59/50	61/47	61/48
Stor flankeoverføring:					
Gulv type 1	50/84	52/80	53/79	55/76	55/77
Gulv type 2	50/67	52/63	53/62	56/59	55/60
Gulv type 5	53/59	55/55	56/54	58/51	58/52
Gulv type 8	54/57	56/53	57/52	59/49	59/50

	Tilfredsstillende ikke noen klasse for boliger i henhold til NS 8175.
	Tilfredsstillende klasse D for boliger.
	Tilfredsstillende klasse C for boliger.
	Tilfredsstillende klasse C for boliger, kan i noen tilfeller tilfredsstillende klasse B.

Figur 5.6: Hulldekkers lydtekniske egenskaper. [12]

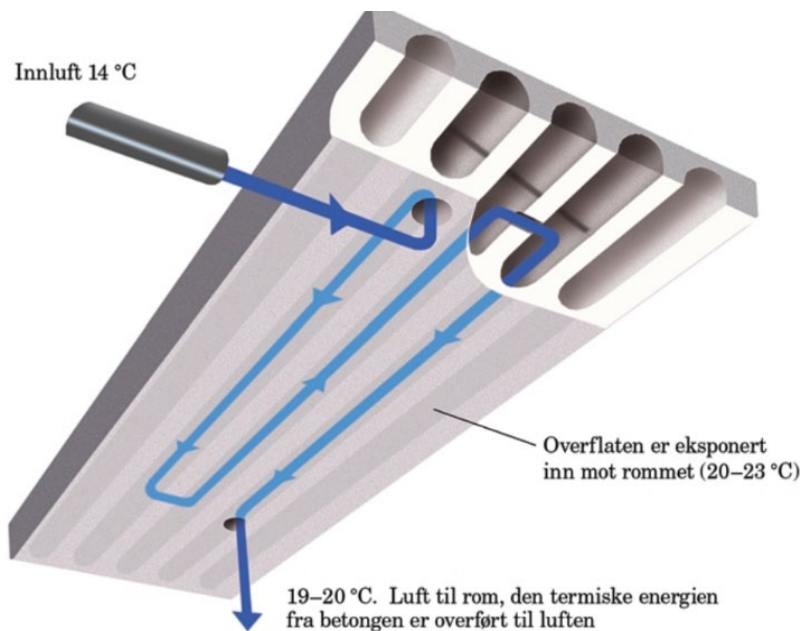
### 5.2.3 Miljø

Som tidligere nevnt har et hulldekke 55-60 % av vekten til et massivt betongdekke med samme tykkelse. Ifølge Spenncon gir hulldekke 40% mindre betong, 50% mindre armering og 35% mindre avfall enn for stedstøpt betong. [26] Betong er lite miljøvennlig å produsere, så en reduksjon av betongvolum er miljøvennlig. I tillegg har også hulldekke mindre armering i dekket enn plattendekke. Når dekkene blir lettere, blir kreftene på fundamentet til bygget mindre. Selv om det ikke tas til videre betraktning i rapporten, så er det verdt å nevne at grunnforholdene under bygget er ganske dårlige, og mindre krefter på fundamentet gunstig for dimensjoneringen.



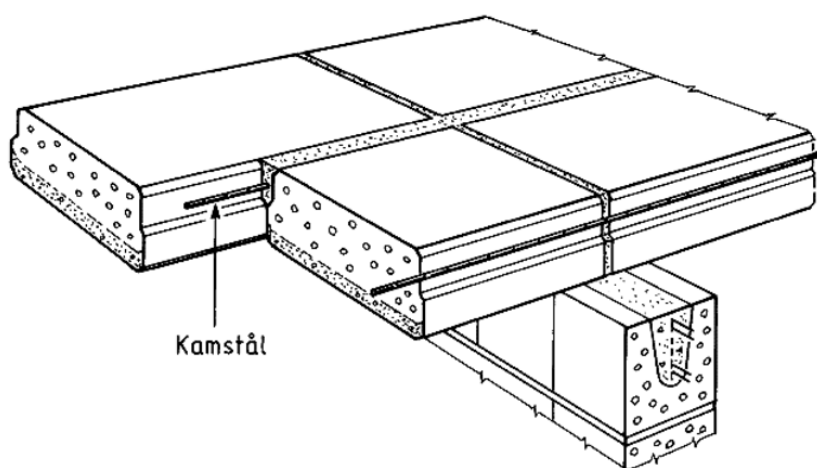
#### 5.2.4 Utførelse

Hulldekker bør monteres direkte fra bil uten mellomlagring. Dette vil kreve at det er gode kjøreforhold inn til byggeplassen. Mellomlagring vil kunne skade elementene dersom det er for stor belastning, men dersom dette ikke er til å unngå bør man kontakte fabrikken hvor hulldekkene blir produsert. [21] Hulldekker blir som oftest montert med heisekran. Hvert element blir lagt over opplegg og mellomstøtter. Utsparinger blir som oftest laget til i fabrikk, men kan også gjøres på byggeplass ved behov. Fremføring og av EL- og VVS-installasjoner gjøres enkelt med kanalene til elementene. Kanalene kan også erstatte fordelingskanaler for ventilasjon. Det krever sparkling av drenshull og tiltak for lufttetting ved opplegg som illustrert i figur 5.7. [12] I perioder med kulde kan det oppstå fare for frostsprenging i hulldekket dersom dreneringshullene er tette og det har samlet seg vann i dekket. Det er derfor viktig at dreneringshullene blir kontrollert og åpnet etter montering. Dersom det er gjort tiltak også, eksempelvis hvis det er støpt inn løfteankre eller tatt ut sideslisser er dette særdeles viktig å kontrollere. [27]



Figur 5.7: Luftsirkulasjon i hulldekker. [12]

Etter at dekkene er montert og lagt ut må fugene støpes. Varierende overhøyde må jevnes ut. Dette kan løses ved stimpling på undersiden, eller belaste oversiden. Fugene bør støpes så snart som mulig etter at dekkene er montert og før dekket belastes med nyttelast. Det er sjeldent nedbøyningsproblematikk for hulldekker, og for valgt nyttelast og spennvidde vil dette neppe være noe problem for Lilletvedtvegen boligprosjekt. Det kan likevel velges å legge inn  $\varnothing 8$  armeringsjern i fugene da dette øker motstanden mot nedbøying. Ved flere spenn bør det alltid legges inn 1m lange armeringsjern i fugerillen over bærevæggen eller annet opplegg. [21]



Figur 5.8: Armeringsjern i fugerille over opplegg. [21]

### 5.3 Økonomi

#### Bæresystemer

POST	DIMENSJON	MENGDE	ENH. PRIS	SUM PRIS
Forskaling av DLB-bjelke m/bord	800/550x1000	262,00 m <sup>2</sup>	1 343,63	352 031,06
Betong B35 i bjelker	800/550x1000	65,00 m <sup>3</sup>	1 967,90	127 913,50
Armering med B500C<20 tonn	Ø=12	39,00 kg	30,24	1 179,36
Armering med B500C<20 tonn	Ø=20	13 027,00 kg	30,24	393 936,48
Armering med B500C<20 tonn	Ø=25	4 944,00 kg	30,24	149 506,56
Forskaling av firkantet søyle m/bord	400x800	85,00 m <sup>2</sup>	1 343,63	114 208,55
Betong B35 i søyler	400x800	11,50 m <sup>3</sup>	1 967,91	22 630,96
Armering med B500C<20 tonn	Ø=16	345,00 kg	30,24	10 432,80
Armering med B500C<20 tonn	Ø=32	130,00 kg	30,24	3 931,20
<b>Sum bæresystemer</b>				<b>1 175 770,47</b>

#### Dekker

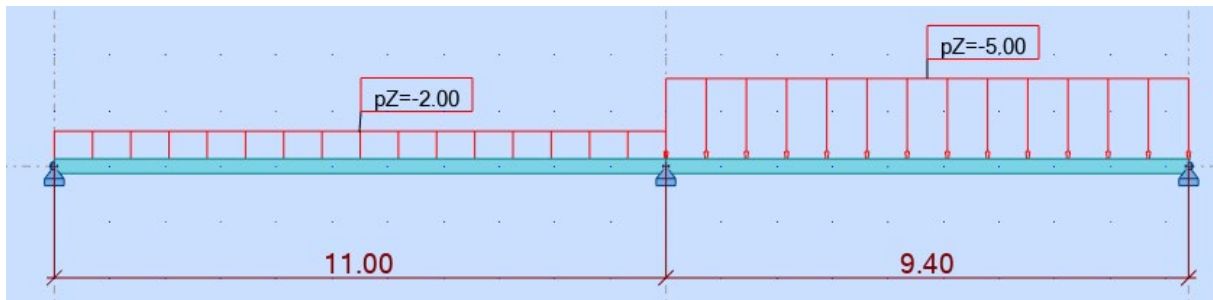
POST	DIMENSJON	MENGDE	ENH. PRIS	SUM PRIS
Hulldekke 265 REI90, 4,0 kN/m <sup>2</sup> L=11,0/L=9.4	265	1 729,00 m <sup>2</sup>	1 261,70	2 181 479,30
Forskaling av dekke	H=50	12,00 m <sup>2</sup>	967,52	11 610,24
Betong B35 i påstøp på gulv, t=50mm	T=50	90,00 m <sup>3</sup>	2 442,66	219 839,40
<b>Sum dekker</b>				<b>2 412 928,94</b>

Sum (eks. mva.):	3 588 699,41
Mva.:	897 174,85
<b>Sum (inkl. mva.):</b>	<b>4 485 874,26</b>

Tabell 5.1: Prisoverslag for løsning med hulldekke.

## 5.4 Dimensjonering

Vi har plassert en bjelke slik at spennviddene blir lik på hele dekket under begge byggene. Som en kan se på bildet under er det største spennet på  $l_{\text{dekke1}} = 11$  meter, men spennet på  $l_{\text{dekke2}} = 9,4$  meter har en større nyttebelast. Derfor må vi kontrollere begge. Bredden på hvert hulldekelement er  $l_b = 1.2$  meter.



Figur 5.9: Snitt av dekke med spennvidder og nyttebelast.

### Laster

$G_{k,HD265} = 5.2 \text{ kN/m}^2$     $q_{k.inne} = 2.0 \text{ kN/m}^2$     $q_{k.ute} = 5.0 \text{ kN/m}^2$    Egenvekt 50mm påstøp,  
gulvbord og parkett  $g_{k.påstøp} = 1.4 \text{ kN/m}^2$

### 5.4.1 Dekke

#### 5.4.1.1 Bruddgrense

#### 11 meter dekke

$$M_{\text{ed.inne}} = \frac{(G_{k,HD265} * 1.2 + q_{k.inne} * 1.5) * l_b * l_{\text{dekke1}}^2}{8} = 167.71 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{ed.inne}} = \frac{(G_{k,HD265} * 1.2 + q_{k.inne} * 1.5) * l_b * l_{\text{dekke1}}}{2} = 61 \text{ kN}$$

#### 9.4 meter dekke

$$M_{\text{ed.ute}} = \frac{(G_{k,HD265} * 1.2 + q_{k.ute} * 1.5) * l_b * l_{\text{dekke2}}^2}{8} = 182.11 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{ed.ute}} = \frac{(G_{k,HD265} * 1.2 + q_{k.ute} * 1.5) * l_b * l_{\text{dekke2}}}{2} = 77.49 \text{ kN}$$

Den største skjærkraften blir 77.49 kN og moment 182.11 kNm. (Se vedlegg) Ut ifra tabell fra Spenncon kan vi se at HD 265 har skjærkapasitet på 95 kN, og momentkapasitet på 225 kNm. Vi kan derfor si at hulldekket vi har valgt har tilstrekkelig med kapasitet i bruddgrense.

### 5.4.1.2 Bruksgrense

#### 11 meter dekke

Vi bruker forenklet beregningsmessig metode der vi legger sammen lastene og sammenligner det med en graf fra betongelementboken. [12]

$$0.75 * g_{k.p\ddot{a}st\ddot{o}p} + q_{k.inne} = 3.05 \text{ kN/m}^2$$

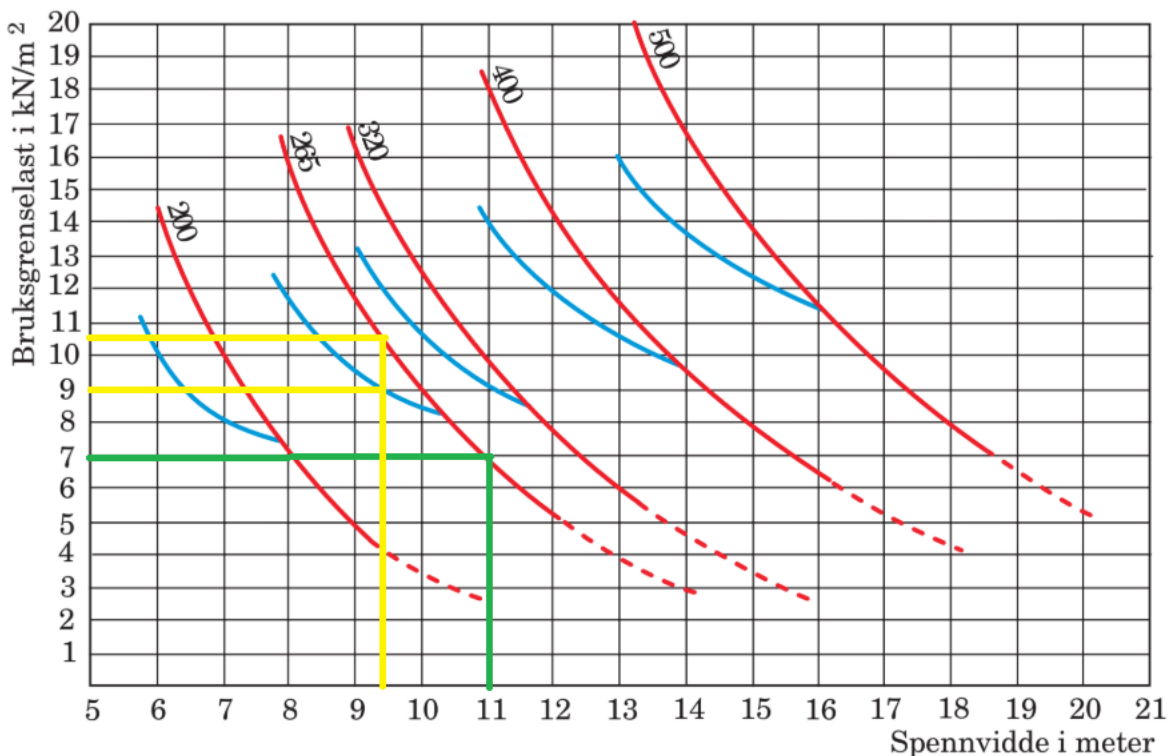
Ser vi på grafen (grønn linje) er brukslasten på 7 kN/m<sup>2</sup> som er større enn 3.05 kN/m<sup>2</sup>. Derfor kan HD265 benyttes.

#### 9.4 meter dekke

Vi gjør det samme her.

$$0.75 * g_{k.p\ddot{a}st\ddot{o}p} + q_{k.ute} = 6.05 \text{ kN/m}^2$$

På grafen (gul linje) ser vi at brukslasten er på 10.5 kN/m<sup>2</sup>. Ved skjærpåkjønning ville brukslasten vært på 9 kN/m<sup>2</sup>. Begge er større enn 6.05 kN/m<sup>2</sup>. Dermed kan HD265 benyttes.



Figur 5.10: Orienterende bruksgrenselast for hulldekker. [12]

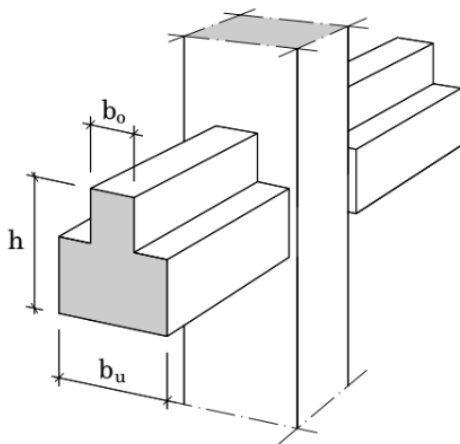
I betongelementboka står det at: «I de områder hvor kurvene er stiplede må deformasjonsforhold undersøkes spesielt.» Siden begge tilfellene er godt innenfor disse stiplede linjene kan vi anta nedbøyning og riss er ok.

## 5.4.2 Bjelke

For hulldekket har vi satt opp et søylesystem som gjør vi har to parkeringsplasser mellom hver søyle. Oppå søylene skal det være en bjelke som bærer hulldekket. Siden garasjen har en sving, vil det være to bjelker. En bjelke vil ligge under bygg B2a og en under B2b (se Revit-tegning). Bjelken som går under bygg B2b vil få størst påført moment og skjærkraft. Derfor dimensjonerer vi denne og bruker samme dimensjon på begge bjelkene.

Vi har valgt å bruke DLB-bjelke med følgende dimensjoner:

$$B_u = 800 \text{ mm} \quad B_o = 550 \text{ mm} \quad H = 1000 \text{ mm}$$



Figur 5.11: Standard DLB-bjelke med forklarende navnetting på mål. [12]

### 5.4.2.1 Laster

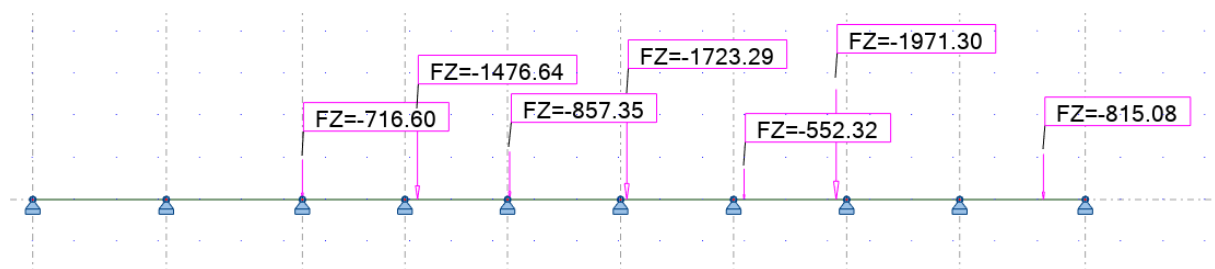
$$q_{k.inne} = 2.0 \text{ kN/m}^2 * 5.5 \text{ m} = 11 \text{ kN/m} \quad q_{k.ute} = 5.0 \text{ kN/m}^2 * 4.7 \text{ m} = 23.5 \text{ kN/m}$$

$$G_{k.HD265} = 5.2 \text{ kN/m}^2 * (5.5 + 4.7) \text{ m} = 53.04 \text{ kN/m}$$

$$\text{Egenvekt yttervegg: } G_{y.vegg} = 5.3 \text{ kN/m}^2 * 5.5 \text{ m} * 2.56 \text{ m} = 74.6 \text{ kN}$$

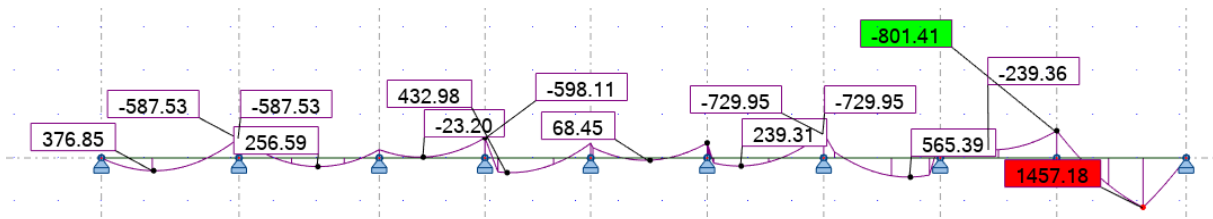
$$\text{Egenvekt innervegg: } G_{i.vegg} = 25 \text{ kN/m}^3 * 0.2 \text{ m} * 2.56 \text{ m} * 5.5 \text{ m} = 70.4 \text{ kN}$$

Egenvekten av veggene blir plassert på samme plasser som lastene fra bygget (se bilde under).



Figur 5.12: Laster fra bygg B2b på bjelke i Robot.

Med utregning i Robot blir momentdiagrammet (i bruddgrense) av bjelken seende slik ut:

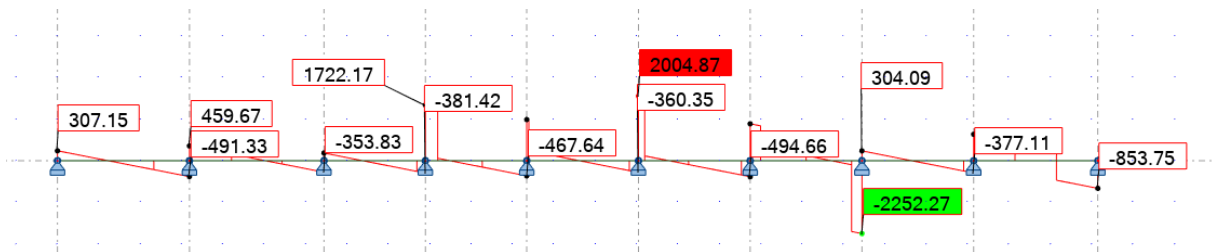


Figur 5.13: Momentdiagram av bjelke

Maks feltmoment i bruddgrense er  $M_{ed,f} = 1457.18$  kNm

Maks moment over støtte i bruddgrense er  $M_{ed,s} = 801.41$  kNm

Skjærkraftdiagrammet (i bruddgrense) blir seende slik ut:



Figur 5.14: Skjærkraft av bjelke.

Maks skjærkraft i bruddgrense:  $V_{ed} = 2252.27$  kN    Endeopplegg:  $V_{Ed,ende} = 853.75$  kN

#### 5.4.2.2 Bjelkekapasitet

##### Dimensjoner bjelke

Detaljerte beregninger for bjelke finnes i vedlegg E.

Høyde:  $H = 1000$  mm  
mm<sup>2</sup>

Bredde:  $B_o = 550$  mm

Tverrsnittsareal:  $A_c = 550 \cdot 10^3$

Lengdearmering:  $\phi_{25} := 25$  mm     $A_{\phi_{25}} := 491$  mm<sup>2</sup>

Bøylearmering:  $\phi_{20} := 20$  mm     $A_{\phi_{20}} := 314$  mm<sup>2</sup>

##### Armering for moment

Momentkapasitet:  $M_{Rd} = 2580.6$  kNm >  $M_{Ed,f}$  >  $M_{Ed,s}$  => Ingen behov for armering over støtte

Armering i felt:  $n_f = 8$      $A_{s,f,brukt} = 3928$  mm<sup>2</sup>

Armering over støtte:  $n_f = 5$      $A_{s,f,brukt} = 2455$  mm<sup>2</sup>

## Trykkbruddkapasitet

$$V_{Rd,max} = 2349.3 \text{ kN} > V_{Ed} \Rightarrow \text{ok!}$$

## Skjærarmoring for største skjærkraft

Antar  $\phi_{20}$ -bøyle og  $\theta=45^\circ$

$$S_{max} = 101.2 \text{ mm} \Rightarrow \text{Bruker } \phi_{20}c100, A_{sw} = 628 \text{ mm}^2$$

$$\text{Skjærkraftkapasitet: } V_{Rd,s} = 2279 \text{ kN} > V_{Ed} \Rightarrow \text{ok!}$$

## Endeforankring

$$\text{Forankringskraft: } \Delta F_{td} = 426.9 \text{ kN}$$

$$\text{Tillatt forankringskraft: } S_{Rd} = 384.1 \text{ kN}$$

$$\text{Må forankre for } 42.8 \text{ kN} \Rightarrow \text{Bruker } 3 \phi_{12}: 3 * 435 * 113 = 147.5 \text{ kN}$$

### 5.4.3 Søyler

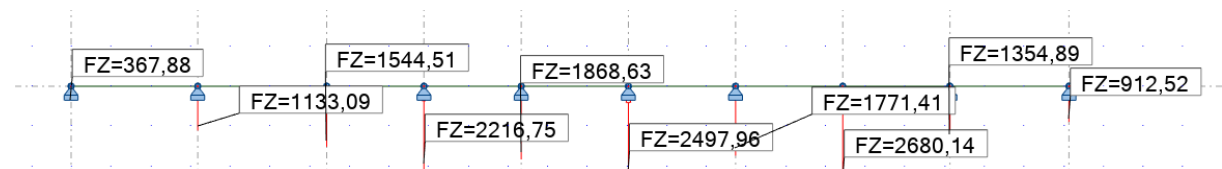
Vi dimensjonerer den søylen som får størst påkjenning og bruker samme dimensjoner på de resterende søylene. Den søylen som vil ha størst aksialkraft er under bjelken i bygg B2b. Detaljert beregning i Robot finnes i vedlegg E.

#### 5.4.3.1 Laster

Lastene blir de samme som på bjelken, men har egenlasten av bjelken i tillegg.

$$q_{g,bjelke} = 25 \text{ kN/m}^3 * 0.725 \text{ m}^2 = 18.3 \text{ kN/m}$$

Opplager-reaksjonene på bjelken blir aksialkreftene på søylene:



Figur 5.15: Krefter på søyler.

Maks aksialkraft blir da  $N_{Ed} = 2680.1 \text{ kN}$

### 5.4.3.2 Søylekapasitet

#### Dimensjoner søyle

$b = 400 \text{ mm}$     $h = 800 \text{ mm}$     $L_0 = 2.3 \text{ m}$                       Tverrsnittsareal:  $A_c = 320000 \text{ mm}^2$

Lengdearmring:      $\varphi_{32} := 32 \text{ mm}$                        $A_{\varphi 25} := 491 \text{ mm}^2$

Bøylearmering:      $\varphi_{16} := 16 \text{ mm}$                        $A_{\varphi 16} := 201 \text{ mm}^2$

#### Knekking

$A_{s,\min} = 3200 \text{ mm}^2$      =>     Bruker 6  $\varphi_{32}$ :  $A_s = 4824 \text{ mm}^2$

Knekk lengde:  $L_k = 3.2 \text{ m}$       $\lambda_n = 10.4$       $\lambda_{n,\lim} = 13$

Siden  $\lambda_n < \lambda_{n,\lim}$ , vil ikke søylen knekke.

**Maks senteravstand: 400 mm**

#### Kapasitet for svak akse

$b'/b = 0.7$  => Bruker 0.7 MN-diagram.     Minimum eksentrisitet:  $e_{\min} = 26.7 \text{ mm}$

$M_{Ed} = 71.5 \text{ kNm}$       $m_{\text{svak}} = 0.018$       $n = 0.3$

Ser på diagram at  $w = 0$  => minimumsarmeringen holder og søylen har nok kapasitet.



## 6 Stedstøpt dekke med plattendekke som etasjeskiller

Plattendekke er sammen med hulldekke en av de vanligste formene for prefabrikkerte betongelementer benyttet som etasjeskiller. Plattendekke går også under navnet forskalingsdekke på grunn av sin funksjon i byggefasen. De prefabrikkerte elementene består av en tynn betongplate med hovedarmering og gitterdragere. Gitterdragerne stikker opp fra betongplaten for å sørge for godt samvirke mellom elementene og den stedstøpte betongplaten. Hensikten med plattendekker er i første omgang å fungere som forskalingselementer for så å til slutt bli en del av den ferdig utstøpte etasjeskilleren. Elementene produseres med en bredde på 1.2 m eller 2.4 m og kan ha en maksimal lengde på 12 m. Betongplaten er normalt 40-70 mm tykke. Formen på dekkene tilpasses gjeldende prosjekt. I fabrikken markeres ytterkantene av dekket og eventuelle utsparinger ved hjelp av en lasermåler og før hovedarmeringen til den komplette etasjeskilleren legges inn i henhold til armeringstegninger. Til slutt støpes betongplaten og markeres slik at det enkelt kan identifiseres og plasseres riktig når det kommer ut til prosjektet. Formen er laget i stål og gir elementet en glatt og fin underside, mens oversiden gjøres ru for å sikre god heft mellom forskalingselementet og støp. Allerede dagen etter utstøping er dekket klart til å transporteres til prosjekt eller mellomlagring.



Figur 6.1: Produksjon av plattendekke. [42]

### 6.1 Tid

Plattendekker avhenger stort sett av de fire tidsfaktorene produksjon, transport, montasje og komplettering. Dette er de fire hovedoperasjonene som må til før en etasjeskiller med plattendekker er fullstendig. Eventuelt kan også fasenes innflytelse på den øvrige framdriften medregnes. Stedstøpte dekker med plattendekker anses som en tidsgunstig dekkeløsning blant annet fordi det er gode muligheter for å optimalisere tidsbruken gjennom god planlegging.

Produksjonstid omfatter tiden det tar å produsere forskalingselementene. Det vil si elementer inkludert gitterdragere og hovedarmering. Eventuelle tekniske føringer og andre utsparinger blir lagt inn under produksjonen av forskalingselementene. Dette skaper et behov for større prosjekteringsoppfølging og konsulentene innen tekniske fag bør prosjektere nødvendige føringer før elementene produseres. Elementene produseres på vibrasjonsbord som gjør undersidens overflate glatt og porefri. Av den grunn reduseres behovet for overflatebehandlinger i etterkant og mye tid kan spares. Normalt mottar produsent tegninger i god tid før elementene skal leveres på byggeplass. Det gjør at plattendekkene kan produsere parallelt med at grunnarbeider og andre forberedende arbeider utføres, og dermed ha nærmest ingen innvirkning den øvrige framdriften til prosjektet.

Angående transporttid så er det avstand mellom fabrikk og prosjekt som normalt vil ha størst innvirkning. Denne kan variere stort fra prosjekt til prosjekt, men vil sjelden være kritisk for den totale byggetiden forutsatt god framdriftsplanlegging i prosjekteringsfasen. Da vil nemlig elementene produseres og eventuelt mellomlagres før de leveres til prosjekt. Er det produsert en oversiktlig montasjeplan i forkant vil elementene kunne leveres i rekkefølge med planlagt framgang. Da vil også transporttiden være omtrent ubetydelig for framdriften på byggeplass. Systemblokk oppgir at de kan levere 10-11 elementer per lastebil, noe som tilsvarer drøyt 300 m<sup>2</sup> på det meste. [28]



Figur 6.2: Transport av plattendekkeelementer på lastebil. [44]

Montasjetid regnes som tiden fra elementene ankommer prosjektet og frem til dekket er støpt til fullstendig størrelse. Det vil si at montasjetiden omfatter utlegging av forskalingselementer, armering over støtte og svinn- og fordelingsarmering. I tillegg må ytterkantene av dekket forskales for full tykkelse. Denne prosessen er kritisk med hensyn på tid. For å montere plattendekke behøves det ofte kran og stillaser. Spesielt leie og drift av kran er forbundet med høye kostnader. Det er derfor viktig at elementene leveres presist og riktig i henhold til montasjeplan. Snekring av sideforskaling og utlegging av resterende armering er normalt en forholdsvis lite tidkrevende prosess. På større prosjekter kan denne prosessen delvis overlappes med utplasseringen av dekkeelementene.

Før utstøpingen av dekket legges alle installasjoner ut. Dette sparer betongarbeiderne for mye forskalings- og armeringsarbeid. For at forskalingsdekkene skal kunne bære påstøpen på en god måte, må det plasseres ut et visst antall mellomstøtter, kalt stemplinger. Disse er kun midlertidige, men står tett og må ofte stå opptil en måned etter utstøping. [29] Det kan føre til forsinkelser på kompletteringsarbeidene som skal gjøres i etterkant. Også selve utstøpingen bør planlegges godt i forkant for å optimalisere framdriften. Fersk betong bør ligge noen dager før den belastes og overflatebehandles. Derfor kan det være en idé å planlegge utstøping av dekkene på arbeidsukens siste dag for å kunne utnytte helge-/fridagene på en produktiv måte også.




Figur 6.3: Montering av plattendekke. [43]

Alt arbeid som utføres etter at dekket er støpt til sin fullstendige tykkelse er det som her regnes som kompletteringsarbeid. Sentrale operasjoner i denne fasen er eksempelvis, avretning, legging av gulvbelegg og tildekning av synlig fuger, og eventuelt ekstra lyd- og brannisolering. I prosjekteringsfasen kan det legges til rette for en systematisk overlapp av monteringsfasen og kompletteringsfasen for å spare mye tid. Kompletteringsarbeidene kan normalt påbegynnes forholdsvis raskt etter at dekket er ferdigstøpt. Da kan det foregå kompletteringsarbeid på et nivå, mens det støpes dekke på et høyere nivå. Enkelte operasjoner kan likevel være noe komplisert å utføre på grunn av mellomstøttene for dekket over. Siden undersiden av elementene normalt får en glatt og porefri overflate vil dette redusere overflatebehandlingen betraktelig og dermed gi økt framdrift.

Hovedsakelig er det montørene/forskalingsnekkerne som bestemmer fremdriften under råbyggfasen. Alle øvrige aktører må følge fremdriften til råbygget. Det er veldig prosjektavhengig hvor godt det legges til rette for en effektiv framdrift. Planlegging og tilrettelegging er viktig dersom flere fag skal arbeide parallelt med forskalingsnekkerne. På grunn av tette stemplinger under monteringen av dekkeelementene, kan det, som nevnt på forrige side, være krevende for andre fag å utføre sine oppgaver i etasjen under råbyggsmontørene. Derfor settes det ofte regler om at det skal være minst 2-4 etasjer mellom monteringsarbeidene og kompletteringsarbeidene.

## 6.2 Kvalitet

I boligprosjekter stilles det normalt strenge krav til kvalitet på utførelse, overflater, tekniske løsninger og estetikk. Kvalitetsmessig stiller plattendekkeløsninger oftest ganske sterkt. De kombinerer fordeler fra både prefabrikkerte og stedstøpte dekker til et fullstendig sluttresultat. Dekkets vekt, tykkelse og tilpasningsdyktighet er alle viktige parametere for valg av dekkeløsning med hensyn på kvalitet. Sett bort fra vekt er plattendekker veldig fordelaktig å bruke.

Brannmotstand	Dekke-tykkelse, d mm	Armeringsdybde, a (mm)			Massive betongplater Plasstøpt betong med densitet ca. 2 400 kg/m <sup>3</sup> Inkludert prefabrikkerte formplater i betong for utstøping på byggeplass	Tykkelse, (mm) / flatevekt (kg/m <sup>2</sup> )	Forventede lydisolasjonsverdier i ferdig bygning, feltmålte verdier, med flankeoverføring fra stor (første tall) til liten (andre tall), se <a href="#">pkt. 4.33</a>			
		Enveis plater	Toveisplater				L' <sub>n,w</sub>	C <sub>150-2500</sub>	R' <sub>w</sub>	C <sub>50-5000</sub>
			$l_p/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_p/l_x \leq 2$						
REI 30 A2-s1,d0 (A 30)	60	10 <sup>1)</sup>	10 <sup>1)</sup>	10 <sup>1)</sup>						
REI 60 A2-s1,d0 (A 60)	80	20	10 <sup>1)</sup>	15 <sup>1)</sup>						
REI 90 A2-s1,d0 (A 90)	100	30	15 <sup>1)</sup>	20						
REI 120 A2-s1,d0 (A 120)	120	40	20	25						
REI 180 A2-s1,d0 (A 180)	150	55	30	40	Med trinnyddende belegg og parkett eller laminatgulv på tynne dempesjikt	200	57-55		53-56	
REI 240 A2-s1,d0 (A 240)	175	65	40	50		250	53-50	Ca. 0	55-60	Ca. -3
						300	50-44		55-60	
						200	59-57		51-54	
						250	55-52	Ca. 0	53-58	Ca. -3
						300	52-46		53-58	

Figur 6.4: Brannmotstand [25] og lydegenskaper for massive betongdekker [48] 6.5: Brannmotstand [25] og lydegenskaper for massive betongdekker. [48]

Plattendekker bygges vanligvis opp av 250-300 mm betong. Det inkluderer 50-70 mm forskalingselement, avrettingsmasse, samt en tynn trinnlydsreducerende matte og parkett. Dekkene vil normalt tilfredsstille det som skulle stilles av krav til isolasjon for brannsikkerhet og lydgiennomgang. Lilletvedtvegen boligprosjekt skal overholde krav til brannklasse 2 og ha en brannmotstand tilsvarende R60 eller høyere. Det vil si at bygget har middels konsekvens ved brann og at bæreevnen skal være prosjektert for å tåle 60 minutter med brann. Som ferdig etasjeskiller vil plattendekker fungere som stedstøpte betongdekker. SINTEF oppgir i byggdetaljblad 520.321 – *Brannmotstand for etasjeskillere* at for å overholde kravet om R60, så er minste dekketykkelse 80 mm og minste overdekning 20 mm for enveisplater. [25] Med 300 mm tykt dekke og 35 mm overdekning har plattendekkeløsningen i denne rapporten brannklasse REI 90, og er dermed å betrakte som godkjent. Lydkrav i prosjektgrunnlaget er oppgitt til  $R_w = 55dB$  som oppgitt i minimumskrav i lydklassestandard. I tillegg må trinnlydnivået være under  $53dB$ . [30] Plattendekker er i seg selv ganske lydette og vil med en trinnlydsreducerende matte ha et trinnlydsnivå på 46 dB, mens luftlydisolasjonsnivået ligger på 53 dB. Da vil etasjeskilleren oppfylle lydkravene for prosjektet. I tillegg regnes plattendekker som knirkefrie og råtesikre. [29]

I prosjekter der det er reguleringer for maksimal gesimshøyde vil dekketykkelsen ha stor betydning for et bygg med mange etasjer. Dersom det da er mulig å redusere tykkelsen med et dekkesystem kontra et annet kan det være nok til at kravene tilfredsstilles. Siden plattendekker i utgangspunktet blir massive betongdekker i ferdig tilstand vil det være gunstig med tanke på byggehøyde. Tykkelsen kan også reduseres ytterligere ved å øke armeringsmengden eller ved å forspenne armeringen i dekket. Ulempen her er at det vil stilles større krav til nøyaktig prosjektering og god planlegging. Disse problemene regnes oftest som unntakstilfeller, men de kan oppstå og det er derfor lurt å være oppmerksom på hva gjeldende reguleringsplan for byggeområdet sier. For denne rapporten er ikke dette særlig relevant siden det bare sees på ett dekke.

System med plattendekker er normalt tunge bæresystem. Fordelen med slike dekker er at de gir en god lastfordeling gjennom dekket. Det finnes også muligheter for å redusere plattendekkets egenvekt ved å legge inn isopor mellom gitterdragerne. Et slikt tiltak vil gi større reduksjon i egenvekt og nedbøyning enn i kapasitet, men gir samtidig en noe annerledes lastfordeling. For Lilletvedtvegen kan dette være av betydning på grunn av lange spenn og stor nedbøyning, men det er valgt å ikke gå i dybden på dette i beregningene.



Figur 6.6: Isopor mellom gitterdragere. [45]

Stedstøpte dekker med plattendekke holder også høy byggeteknisk kvalitet. Forskalingselementene produseres, som tidligere nevnt, med glatt og porefri underside, mens oversiden lages ru for å sikre god heft mellom element og påstøp. Gitterdragerne gir også et viktig bidrag for å øke samvirket mellom element og støp. I tillegg brukes gitterdragerne som løftepunkter ved montering og de kan utgjøre en god del av armeringsbehovet i dekket.

Den sannsynligvis største fordelen med bruk av plattendekker er deres tilpasningsdyktighet. De har spesielt stor tilpasningsdyktighet for tekniske løsninger og utsparinger. Dersom det skulle forekomme endringer som fører til behov for nye eller endrede utsparinger medfører det sjelden store problemer, men endringene må godkjennes av RIB før de utføres. Med tanke på bæreevne kreves det normalt ikke store tiltak i slike situasjoner. For utfordrende arkitektur har plattendekkesystemer kun moderat tilpasningsdyktighet. De har mulighet til å formes forholdsvis fritt, men for kvalitet og framdrift er det en idé å kombinere forskalingselementer og tradisjonell forskaling som kappes og formes på byggeplass. Ved en slik løsning er det viktig å påse at armering og utstøpning sørger for at kombinasjonen gir et homogent sluttprodukt.

Den siste tiden har det blitt mer og mer vanlig å benytte våtromskabiner. Her er plattendekker særlig produktive å benytte. De gir deg mulighet til å senke kabinen ned i dekket slik at man unngår å bygge opp dekkene. Dette er en enkel prosess å gjennomføre siden det kun er nødvendig å forskale i overkant av forskalingselementene, og deretter plassere kabinen der den skal så snart dekket er ferdigstøpt. Hovedargumentet for å benytte våtromskabiner er lavere kostnader, men samtidig sørger det for raskere fremdrift og økt bestandighet mot fukt utenfor kabinen. Ulempen med slike kabiner er at det kun er overflater som kan endres på ved senere anledninger. Alle komponenter som er tilknyttet rør og ledninger kan i svært liten grad gjøres noe med. Dette kan være av betydning for brukskvaliteten og flere byggherrer/entreprenører velger av den grunn å fortsette med plassbygde bad. Dette har likevel liten innvirkning på utførelsen for plattendekkerne.

## 6.3 Økonomi

I tabell 6.1 vises et prisoverslag for stedstøpt løsning med plattendekker. Overslaget er beregnet i programmet SmartKalk fra Holte AS og deres prisdatabase er benyttet. Innenfor hver post tar beregnes det et tilleggssatser for eksempelvis lønn for utførelse, festemidler og annet nødvendig utstyr. Disse satsene er også satt av Holte AS.

### Bæresystemer

POST	DIMENSJON	MENGDE	ENH. PRIS	SUM PRIS
Forskaling av firkantet bjelke m/bord	800x1000	190,00 m <sup>2</sup>	1 343,63	255 289,70
Betong B35 i bjelker	800x1000	70,00 m <sup>3</sup>	1 967,90	137 753,00
Armering med B500C<20 tonn	Ø=16	3 488,00 kg	30,24	105 477,12
Armering med B500C<20 tonn	Ø=25	5 057,00 kg	30,24	152 923,68
Forskaling av firkantet søyle m/bord	400x800	85,00 m <sup>2</sup>	1 343,63	114 208,55
Betong B35 i søyler	400x800	11,50 m <sup>3</sup>	1 967,91	22 630,96
Armering med B500C<20 tonn	Ø=16	345,00 kg	30,24	10 432,80
Armering med B500C<20 tonn	Ø=32	1 306,00 kg	30,24	39 493,44
<b>Sum bæresystemer</b>				<b>838 209,25</b>

### Dekker

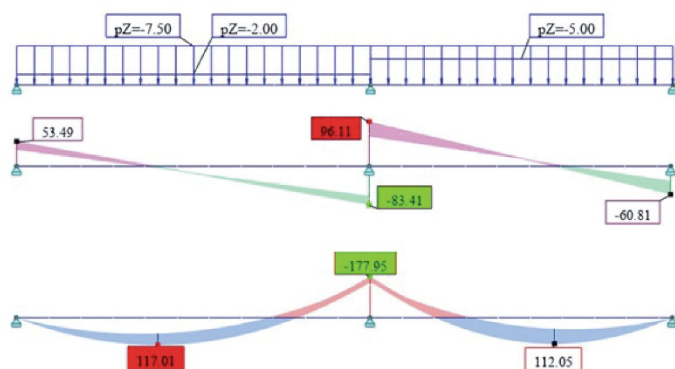
POST UTEN ELEMENT	DIMENSJON	MENGDE	ENH. PRIS	SUM PRIS
Plattendekker med understøttelse, t=70mm	T=70mm	1 729,00 m <sup>2</sup>	899,25	1 554 803,25
Forskaling av dekkeforkanter, 300mm, valgfr.	H=300	210,00 lm	349,14	73 319,40
Betong B35 i dekker	B35	398,00 m <sup>3</sup>	1 767,71	703 548,58
Armering med B500C<20 tonn	Ø=12	13 700,00 kg	30,24	414 288,00
Armering med B500C<20 tonn	Ø=16	16 850,00 kg	30,24	509 544,00
Armering med B500C>20 tonn	Ø=20	26 330,00 kg	27,12	714 069,60
<b>Sum dekker</b>				<b>3 969 572,83</b>
Sum (eks. mva.):				4 807 782,08
Mva.:				1 201 945,52
<b>Sum (inkl. mva.):</b>				<b>6 009 727,60</b>

Tabell 6.1: Prisoverslag for løsning med plattendekker.

## 6.4 Dimensjonering

Totalt ble de fullstendige beregningene gjort i Mathcad på for mange sider til å ta med i selve rapporten. Det er derfor laget en oppsummering som presenteres under. De inneholder de viktigste inndataene og resultatene for dimensjoneringen av dekke, bjelke og søyle, samt illustrasjoner. Disse kan være mangelfulle, men de fullstendige beregningene finnes i vedlegg F. Det er til sikker side kun tatt hensyn til de mest belastede konstruksjonsdelene.

## Sammendrag fra dimensjonering av dekke



Dekke:

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

Bjelke

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

$$b := 800 \text{ mm}$$

Søyle:

$$h := 800 \text{ mm}$$

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

Senteravstand mellom vegger/bjelke

$$L_1 := 11 \text{ m}$$

Lysåpning mellom vegger/bjelke

$$L_2 := 9.4 \text{ m}$$

$$L_{lys1} := 10.45 \text{ m}$$

$$L_{lys2} := 8.85 \text{ m}$$

Karakteristiske laster pr. meter platestripe:

Egenvekt

Begge felt

$$g_k := 7.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nyttelast innendørs

Felt 1

$$q_{k.inne} := 2.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nyttelast utendørs

Felt 2

$$q_{k.ute} := 5.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Dimensjonerende verdier hentet fra Robot

Dimensjonerende moment felt 1:

$$M_{Ed,1} := 117.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende moment felt 2:

$$M_{Ed,2} := 112.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende moment støtte:

$$M_{Ed,s} := 177.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende skjærkraft:

$$V_{Ed} := 96.11 \text{ kN}$$



### Armering for moment

Trykksoneens momentkapasitet:  $M_{Rd,c} := 360.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{Rd,c} > M_{Ed,s}$  => Ikke behov for trykkarmering

Nødvendig armeringsmengde:

Strekkarmering felt:  $A_{s,f} := 1108 \text{ mm}^2$

Strekkarmering støtte:  $A_{s,s} := 1739 \text{ mm}^2$

Svinn- og fordelingsarmering:  $A_{s,for} := 428 \text{ mm}^2$

Valgt armering:

Strekkarmering felt:  $\phi 20c170$   $A_{sL,f} := 1182 \text{ mm}^2$

Strekkarmering støtte:  $\phi 16c170$   $A_{sL,s} := 1847 \text{ mm}^2$

Svinn- og fordelingsarmering:  $\phi 12c250$   $A_{sF} := 452 \text{ mm}^2$

### Forskalingsdekke

Dimensjonerende moment i monteringsfasen  $M_{Ed,mont} := 129.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Nødvendig tykkelse forskalingsdekke  $t_{n\phi d} := 215.3 \text{ mm}$

Valgt tykkelse forskalingsdekke  $t_{fd} := 220 \text{ mm}$

### Kapasitet for skjær

Skjærstrekkapasitet uten skjærarmering  $V_{Rd,c} := 137.4 \text{ kN}$

$V_{Rd,c} > V_{Ed}$  => Ikke beregningsmessig behov for skjærarmering

### Nedbøyningskontroll av felt 1

Risset stivhet  $EI_1 := 1.216 \cdot 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$

Nedbøyning fra permanente laster

Nedbøyning fra egenvekt  $\delta_g := 55.6 \text{ mm}$

Nedbøyning fra langtidsdel av nyttelast  $\delta_{p,l} := 6.6 \text{ mm}$

Total nedbøyning fra permanente laster  $\delta_{perm} := 62.2 \text{ mm}$

Krav til maksimal nedbøyning  $\delta_{krav} := 44 \text{ mm}$

$\delta_{perm} > \delta_{krav} \Rightarrow$  Må forskalet med overhøyde

Total nedbøyning

Forskalet overhøyde  $\delta_{max.oh} := 44 \text{ mm}$

Nedbøyning fra korttidsdel av nyttelast  $\delta_{p,k} := 4.4 \text{ mm}$

Total nedbøyning med forskalet overhøyde  $\delta_{tot} := 22.6 \text{ mm}$

$\delta_{tot} > \delta_{krav} \Rightarrow$  OK!

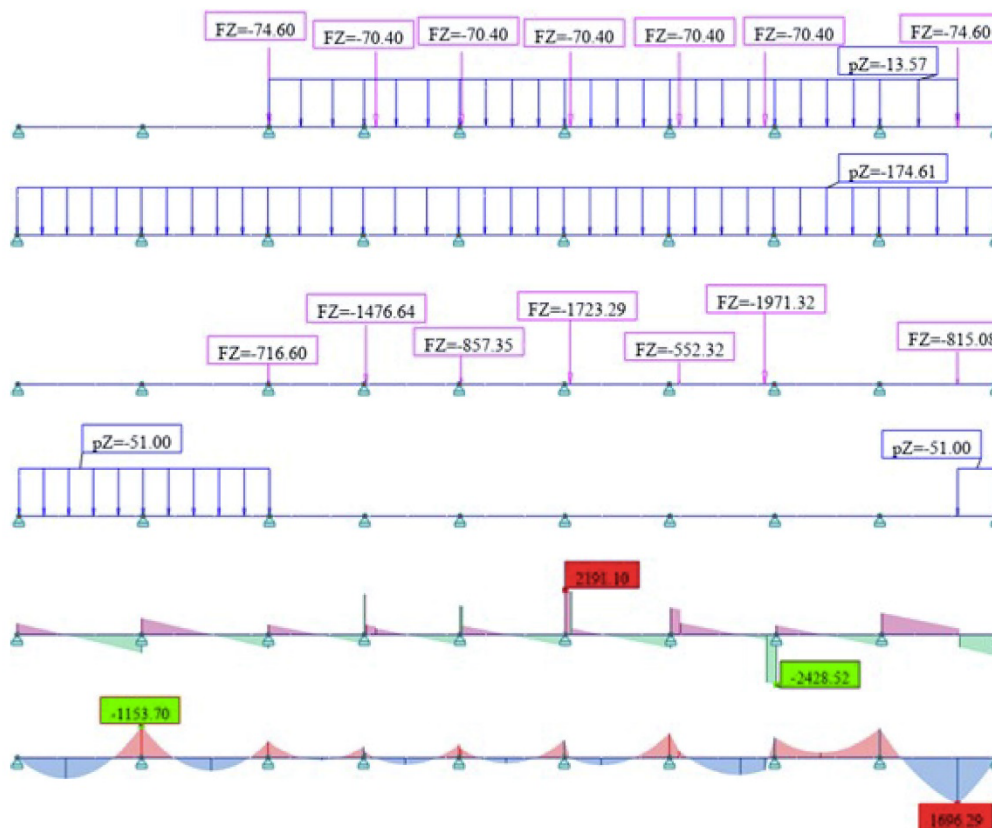
### Risviddekontroll av felt 1

Maksimal tillatt spenning i strekkarmering:  $\sigma_{s.tillatt} := 240 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Minimumsarmering for riss  $A_{s.riss} := 800 \text{ mm}^2$

$A_{sL,f} > A_{s,riss} \Rightarrow$  OK!

## Sammendrag fra dimensjonering av bjelke



Karakteristiske laster pr. meter platestripe:

Laster fra dekke:

$$q_{Ed} := 174.61 \frac{kN}{m}$$

Egenvekt av vegger i 1. etasje:

Yttervegg:

$$g_{k.ytter} := 74.60 \frac{kN}{m}$$

Innervegg:

$$g_{k.inner} := 70.40 \frac{kN}{m}$$

Nyttelast utendørs

$$q_{k.ute} := 51.00 \frac{kN}{m}$$

## Dimensjonerende verdier hentet fra Robot

Dimensjonerende moment felt:

$$M_{Ed.f} := 1698.79 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende moment støtte:

$$M_{Ed.s} := 1126.80 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende skjærkraft:

$$V_{Ed} := 2428.64 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft ved endeopplegg:

$$V_{Ed.ende} := 428.22 \text{ kN}$$

### Armering for moment

Trykksjonens momentkapasitet:  $M_{Rd,c} := 3826.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{Rd,c} > M_{Ed,s}$  => Ikke behov for trykkarmering

Nødvendig armeringsmengde:

Strekkarmering felt:  $A_{s,f} := 4228.4 \text{ mm}^2$

Strekkarmering støtte:  $A_{s,s} := 3314.2 \text{ mm}^2$

Valgt armering:

Strekkarmering felt: 9  $\phi 25$   $A_{s,f,brukt} := 4419 \text{ mm}^2$

Strekkarmering støtte: 7  $\phi 25$   $A_{s,s,brukt} := 3437 \text{ mm}^2$

### Armering for skjærkraft

Trykkbruddkapasitet ved  $\vartheta := 21.8^\circ$ :  $V_{Rd,max} := 2379.4 \text{ kN}$

$V_{Rd,max} > V_{Ed}$  => OK!

Skjærarmering for største skjærkraft

Antakelser:  $\phi 16$ -bøyer

$\vartheta := 21.8^\circ$

Største bøyleavstand:  $s_{max} := 151.7 \text{ mm}$

Valgt armering  $\phi 16c150$   $A_{sw} := 402 \text{ mm}^2$

Skjærkraftkapasitet  $V_{Rd,s} := 2455 \text{ kN}$

$V_{Rd,s} > V_{Ed}$  => OK!

### Endeforankring

Forankringskraft:  $\Delta F_{td} := 535.3 \text{ kN}$

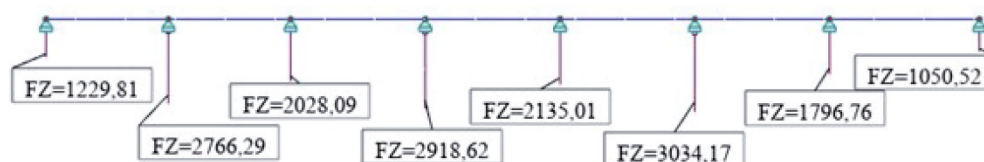
Antatt forankringslengde inklusiv byggeplassavvik:  $L_b := 350 \text{ mm}$

Dimensjonerende heftfasthet:  $f_{bd} := 2.81 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Tillatt forankringskraft:  $S_{Rd} := 664.2 \text{ kN}$

$S_{Rd} > \Delta F_{td}$  => OK!

## Sammendrag fra dimensjonering av søyle



Dimensjonerende aksiallast

$$N_{Ed} := 3034.17 \text{ kN}$$

### Forhåndsbetraktninger

Relativ aksialkraft

$$n := 0.96$$

Minste eksentrisitet

$$e_1 := 20 \text{ mm}$$

1. ordens momentvirkning

$$M_{Ed,1.ordens} := 60.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

### Forhåndsdimensjonering

Minimumsarmering

$$A_{s,min} := 1600 \text{ mm}^2$$

Valgt armering

6 stk.  $\phi_{32}$

$$A_s := 4824 \text{ mm}^2$$

Slanketskriterium

Normalisert slankhet

$$\lambda_{n,z} := 10.638$$

Grenseverdi for normalisert slankhet

$$\lambda_{n,lim} := 13$$

$$\lambda_{n,z} < \lambda_{n,lim} \Rightarrow \text{Slipper å ta hensyn til 2. ordens moment}$$

## 7 BubbleDeck som etasjeskiller

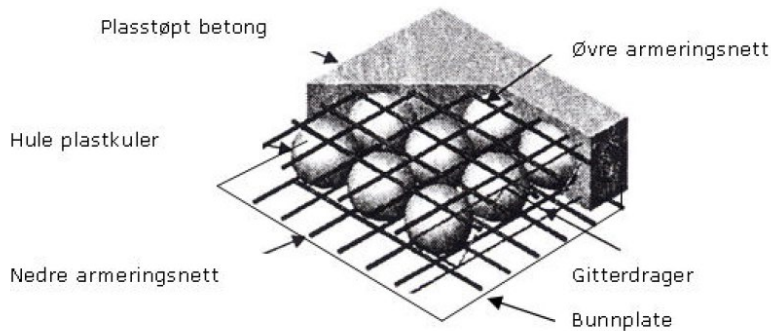
BubbleDeck er en spesiell type plattendecke hvor opptil 35% av betongvolumet er byttet ut med plastkuler. Dette gir et mer miljøvennlig og lettere alternativ til andre dekketyper ettersom plastkulene består av resirkulert plast, i tillegg til besparelsen av betongvolum i dekket. Plastkulene gir et lettere dekke som tillater lengre spenn uten noen særlig reduksjon av bæreevne og stivhet. Prinsippet med BubbleDeck er at betong fjernes der det ikke er behov for betongen. Der det vil være behov for økt moment- og skjærkapasitet kan plastkulene erstattes og byttes ut med massiv betong [31]. BubbleDeck utføres med hovedarmering i to retninger og brukes derfor som oftest som flatdekker. Per i dag så produseres BubbleDeck i samarbeid mellom BubbleDeck Norway og ulike aktører ved fire fabrikker i Norge. Fabrikkene ligger i henholdsvis Buskerud, Telemark, Rogaland og Kabelvåg i Nordland.



Figur 7.1: Bruk av BubbleDeck i det Deichmanske bibliotek. [49]


I likhet med tradisjonelle plattendecker består BubbleDeck av prefabrikkerte elementer fra fabrikk med armering, som støpes sammen til et dekke på byggeplassen. Elementene kan produseres i størrelser på opptil 30m<sup>2</sup>, men et typisk element er 2,4x9m og 7cm tykt. Av hensyn til produksjon og transport produseres det ikke elementer bredere enn 3m og/eller lengre enn 14m. Dekketykkelsen på dekkene som produseres er fra 230mm til 450mm, og mulige spennvidder er fra 5 til 16m.

I produksjonen av BubbleDeck blir først bunnettarmingen tilpasset elementformen som er bestilt. Deretter sveises det fast gitterdragere til bunnettet. Når dette er gjort fylles rommene mellom gitterdragerene med plastkuler før toppnettet sveises fast til gitterdragerene. Der det eventuelt skal være utsparinger blir det plassert isoporblokker. Til slutt før støping så blir hvert element merket med et unikt nummer. Løftkroker festes så til bunnettet før kurven blir løftet bort til en form som er forhåndsfylt med betong. Her herder betongen i ca. 16 timer. Etter 24-48 timer herding kan elementene transporteres til byggeplass.



Figur 7.2: Oppbyggingen til BubbleDeck. [46]

BubbleDeck har 5 forskjellige tilgjengelige elementtyper med ulike tykkelser. Disse er vist i tabell fra BubbleDeck under. Det minste dekket er 230mm tykt, og det tykkeste er 450mm. Det tykkeste dekket gir de lengste mulige spennviddene og utkragingene, men gir samtidig også et dekke som er dobbelt så tungt. Et massivt betongdekke på 300mm har omtrent samme egenvekt som et BD-450-element. Det tynneste dekket tilsvarer ca. et massivt betongdekke på 150mm.

					
Dekke type	Kule diameter	Volum pr. kule	Antall kuler pr.	c/c plastkule	Fradrag volum betong
	mm	m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>	mm	m <sup>3</sup>
230	180	0,003	25,0	200	0,076
280	225	0,006	16,0	250	0,095
340	270	0,010	11,1	300	0,115
400	315	0,016	8,2	350	0,134
450	360	0,024	6,3	400	0,153
Dekke type	Volum betong ferdig dekke	Egenvekt dekke	Utstøping på byggeplass	Spennvidder	Utcrager
	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	kg/m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	m	m
230	0,154	392	0,098	5 - 8	2,3
280	0,185	475	0,129	7 - 10	2,8
340	0,225	581	0,172	8 - 11	3,4
400	0,266	686	0,215	9 - 13	4,0
450	0,297	765	0,247	10 - 17	4,5

Figur 7.3: Oversikt over tilgjengelige elementtyper av BubbleDeck. [38]

## 7.1 Tid

Bruk av BubbleDeck så vel som andre prefabrikkerte elementer bidrar til å redusere byggetiden. Dekkene blir som plattendekker først lagt på plass før det støpes ferdig over armering og plastkulene. Tidsfaktorene er omtrent de samme som for plattendekker hvor det deles opp i operasjoner som skjer før og etter dekket monteres på byggeplass. Akkurat som for plattendekker legges det i monteringsfasen skjøtearmering for å binde elementene sammen ved støping, også legges det armeringsnett over søyler og der store punktlaster treffer dekket.

## 7.2 Kvalitet

Kvaliteten på BubbleDeck vurderes her på bakgrunn av ulike tekniske egenskaper, vanskelighetsgraden ved utførelse og fleksibiliteten til dekket sammenlignet med andre dekketyper. Vi vurderer kvaliteten til BubbleDeck ut ifra disse kriteriene:

- Bærekapasitet
- Muligheter for spenn
- Branntekniske egenskaper
- Lydegenskaper
- Fleksibilitet
- Miljø
- Utførelse/Montasje

### 7.2.1 Kapasitet

Bærekapasiteten til BubbleDeck vil avhenge av dimensjon og armeringsmengde tilpasset til hvert enkelt prosjekt. Momentkapasitet kan forenklet beregnes til  $M = 0,6d^2$ , hvor  $d$  er armeringsdiameteren. Dette er uavhengig av tykkelsen på det enkelte dekket.

Skjærkapasiteten til BubbleDeck kan forenklet settes til 60% av skjærkapasiteten til et tilsvarende dekke med massivt betongtverrsnitt. Skjærkapasiteten kan økes i kritiske områder med store punktlaster som ved søyler gjennom å bytte ut plastkulene med betong og kan da regnes som for et massivt tverrsnitt. [31] Dimensjoneringsveilederen til BubbleDeck gir fremgangsmåter for hvordan en skal bestemme dette mer nøyaktig, men denne er basert på den gamle betongstandard og er noe utdatert, men en kan se hovedprinsippene.

### 7.2.2 Brannmotstand

Under brann vil BubbleDeck fungere på lik måte som et dekke med massivt betongtverrsnitt. For BubbleDeck vil armeringsdybden være avgjørende for brannkapasiteten. Plastkulene vil forkulle ved ca. 300°, men dette vil ikke ha noe effekt på konstruksjonen [31]. For å tilfredsstille et brannkrav på R60 som gitt i prosjektgrunnlaget må dekket minimum ha en armeringsdybde på 10 eller 15 mm avhengig av forholdet mellom spennviddene i begge retninger. Dette kravet vil uansett bli overstyrt av andre krav til overdekning som heft og vil ikke være dimensjonerende for en toveisplate som BubbleDeck. [25]



Brannmotstand	Dekke- tykkelse,  d  mm	Armeringsdybde, a (mm)		
		Enveis plater	Toveisplater	
			$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$
REI 30 A2-s1,d0 (A 30)	60	10 <sup>1)</sup>	10 <sup>1)</sup>	10 <sup>1)</sup>
REI 60 A2-s1,d0 (A 60)	80	20	10 <sup>1)</sup>	15 <sup>1)</sup>
REI 90 A2-s1,d0 (A 90)	100	30	15 <sup>1)</sup>	20
REI 120 A2-s1,d0 (A 120)	120	40	20	25
REI 180 A2-s1,d0 (A 180)	150	55	30	40
REI 240 A2-s1,d0 (A 240)	175	65	40	50

Figur 7.3: Armeringsdybder og brannmotstand for plater. [25]

### 7.2.3 Lydegenskaper

For BubbleDeck vil det for de minste dekketykkelsene være nødvendig å gjøre tiltak for å tilfredsstille krav til lydisolering. For BD-340 oppgir BubbleDeck et lydreduksjonstall på 59 dB og et trinnlydnivå på 71 dB. Det vil altså være nødvendig med tiltak. For eksempel kan dekket bygges opp med en flytende gulvløsning for å tilfredsstille krav til lyd gitt i lydklassestandard (NS 8175 Lydforhold i bygninger, lydklassifisering av ulike bygningstyper). For nye bygg som Lilletvedtvegen boligprosjekt må minimum krav til klasse C tilfredsstilles. [31]

TABELL - KRAV TIL LUFTLYDISOLASJON OG TRINNLYDNIVA <span style="float: right;">^</span>				
Type bruksrom	R' <sub>w</sub> Lydreduksjonstall		L' <sub>w</sub> Trinnlydnivå	
	KL. C	KL. D	KL. C	KL. D
Mellom boenheter innbyrdes og mot fellesarealer, o.l.	55 dB	50 dB	53 dB	58 dB
Mellom boenhet og nærings- og servicevirksomhet, o.l.	60 dB	55 dB	48 dB	53 dB

Verdier for luftlydisolasjon R'<sub>w</sub> og trinnlydnivå L'<sub>n,w</sub> i klasse C i NS 8175 som ivaretar funksjonskravet i forskriften og klasse D som benyttes ved rehabiliterings-/utbedringsprosjekter.

Figur 7.4: Krav til lydisolering. [30].

#### **7.2.4 Spennvidde**

BubbleDeck gir muligheter for store spenn. I oversikten over tilgjengelige elementtyper er største spennvidde oppgitt til 17m for BD-450, og mulighet for utkraging opp til 4.5m. Vanligvis regnes det at utkragingene kan være opptil 10 ganger dekketykkelsen [32]. Det kan trolig også være mulighet for enda noe lengre spennvidde. Blant annet har BubbleDeck blitt benyttet i det nye Munchmuseet med spenn på 18m. Vanligvis produseres dekkene i slakkarmert betong, men det kan også brukes spennarmering som gir mulighet for større spennvidder. Årsaken til at BubbleDeck har muligheter for så lange spenn er den store vektbesparelsen i form av å bytte ut betong med plastkuler med luft. Økonomiske spennvidder oppgis til å være 5,0-7,0m, men for kaikonstruksjoner med dyrere søyler vil det være økonomisk med lengre spenn som 8,0-10,0m. [33]

#### **7.2.5 Fleksibilitet**

BubbleDeck blir i hovedsak brukt i flatdekkeløsninger, altså dekker uten underliggende bjelker som spenner i to retninger. Dette gir stor arkitektonisk frihet og fleksibilitet i utformingen av bygget ettersom det ikke finnes underliggende bjelker eller behov for bærende vegger siden kreftene føres direkte ned i søylene. Det er også mulig å bruke bjelker, men grunnet stor tykkelse sammenlignet med andre prefabrikkerte dekker er dette som regel ikke ønskelig siden etasjehøyden reduseres mye med en sãnn løsning. Fordelen med flatdekker er at disse bygger mindre i høyden enn et vanlig dekke med underliggende bjelker. Uten kryssende eller underliggende bjelker vil også dette gi lettere utforming av horisontale kanaler i dekket til føringer av EL og VVS.

#### **7.2.6 Miljø**

Bruk av BubbleDeck vil også være et mer miljøvennlig alternativ til tradisjonelle massive betongdekker og plattendekker. For et BD-340-dekke er det et behov for  $1135m^3$  betong kontra  $1700m^3$  for et massivt betongdekke med samme tykkelse. Dette gir en besparelse på oppimot 35% av betongvolumet. Plastkulene består også av resirkulert materiale, og ved rivning kan platen i dekket gjenvinnes. Lettere dekker som gir et lettere bygg gjør også at kreftene som virker ned i fundamentet blir mindre. Størrelsen på fundamentet kan da reduseres, og tilsvarende det nødvendige betongvolumet i fundamentet. Der det også er dårlige grunnforhold vil det også være ønskelig med lettere dekkeløsninger som BubbleDeck.

#### **7.2.7 Utførelse**

BubbleDeck-elementer monteres likt som plattendekker. Elementene løftes med heisekran og legges over opplegg og midlertidige støtter under dekket. Det legges armering over oppleggene og skjøtearmering for å binde sammen elementene før det så støpes. Etter støping er det viktig at betongen får herde før den belastes og det foregår arbeid på dekket. For å optimalisere fremdrift bør dekkene støpes når en vet at det ikke vil foregå arbeid på dekket eller at det vil være kritisk for byggeprosessen.

### 7.3 Økonomi

Den totale prislappen vil avhenge av flere ulike faktorer. For å forenkle dette mest mulig ser vi på to faktorer knyttet til totalpris: materialer og montering på byggeplass.

Produksjonen består i all hovedsak av oversending av tegninger mellom prosjektører og BubbleDeck. Først oversendes grunnlag fra prosjektinnehavere før BubbleDeck dimensjonerer og bestiller tilpassede armeringsnett til det enkelte prosjekt. Etter dette så deles prosjektet inn i elementer som produseres i fabrikk. Til slutt i produksjonen lages armerings- og montasjetegninger som sendes til byggeplass.

Kostnader knyttet til transport vil avhenge av distanse mellom fabrikk og byggeplass. Hver lastebil kan frakte 5-6 elementer, og det er nødvendig å stable de mindre elementene øverst for å kunne frakte mest mulig dekkelementer for hver tur. I monteringsfasen vil det være behov for kran til å løfte dekkene på plass, samt at det må legges armering over opplegg og skjøtearmering mellom elementene. For å holde kostnadene så lave som mulig ved montering er det viktig at kranen har så mange effektive timer som mulig og at det foreligger en montasjeplan som gir så høy effektivitet som mulig.

I tabell 7.1 vises et prisoverslag for en BubbleDeck-løsning til Lilletvedtvegen boligprosjekt. Overslaget er beregnet i programmet SmartKalk fra Holte AS og deres prisdatabase er benyttet. Innenfor hver post tar beregnes det et tilleggssatser for eksempelvis lønn for utførelse, festemidler og annet nødvendig utstyr. Disse satsene er også satt av Holte AS. Det er også blitt tatt kontakt med BubbleDeck for et prisestimat for BD-340. Dette er lagt ved i vedlegg.

## Bæresystemer

POST	DIMENSJON	MENGDE	ENH. PRIS	SUM PRIS
Forskaling av firkantet søyle m/bord	400x400	168,00 m <sup>2</sup>	1 343,63	225 729,84
Betong B35 i søyler	400x400	17,00 m <sup>3</sup>	1 967,91	33 454,47
Armering med B500C<20 tonn	Ø=16	1 182,00 kg	30,24	35 743,68
Armering med B500C<20 tonn	Ø=25	1 617,00 kg	30,24	48 898,08
<b>Sum bæresystemer</b>				<b>343 826,07</b>

## Dekker

POST	DIMENSJON	MENGDE	ENH. PRIS	SUM PRIS
Bubbledeck BD340	H=340	1 729,00 m <sup>2</sup>	935,00	1 616 615,00
Armering med B500C>20 tonn	Ø=25	34 580,00 kg	27,12	937 809,60
Betong B35 i dekker	B35	315,00 m <sup>3</sup>	1 767,71	556 828,65
Forskaling av dekkeforkanter, 300mm, valgfr.	H=300	210,00 lm	349,14	73 319,40
<b>Sum dekker</b>				<b>3 184 572,65</b>
Sum (eks. mva.):				3 528 398,72
Mva.:				882 099,68
<b>Sum (inkl. mva.):</b>				<b>4 410 498,40</b>

Tabell 7.1: Prisoverslag for løsning med BubbleDeck.

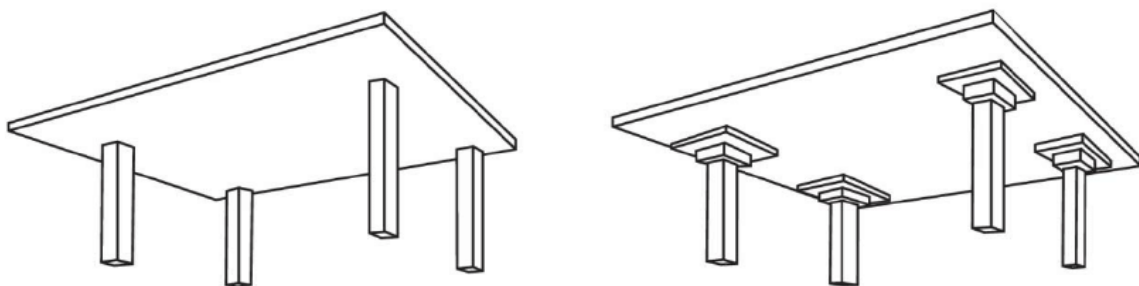
## 7.4 Tid

Bruk av BubbleDeck så vel som andre prefabrikkerte elementer bidrar til å redusere byggetiden. Dekkene blir som plattendekker først lagt på plass før det støpes ferdig over armering og plastkulene. Tidsfaktorene vil i stor grad være like som for plattendekker. Ettersom elementer produseres med bestemte spesifikasjoner til hvert enkelt prosjekt er det lurt for å sikre effektivitet at dette er bestilt på forhånd før prosjektet starter. Dermed kan det foregå arbeid også på byggeplass parallelt med at elementene produseres. Ved å lage en montasjeplan sikres det fremgang og effektivitet ved at elementene kommer når de skal og man vet med en gang hvor det skal legges.

Ettersom det bare er noen få fabrikker i Norge som produserer BubbleDeck vil ikke dette være like aktuelt til bruk overalt i landet. I motsetning til plattendekker kan det ikke stables like mange elementer på hver lastebil og det vil føre til at det blir nødvendig med flere transportreiser mellom fabrikk og byggeplass.

## 7.5 Dimensjonering

BubbleDeck beregnes som et toveis flatdekke. Et flatdekke er et dekke som er opplagt på søyler uten bjelker. Dekket har hovedarmering i to retninger og er momentstivt forbundet i topp av søylene. BubbleDeck dimensjoneres og utføres vanligvis som flatdekker, men en må ta hensyn til den spesielle tverrsnittsformen ved beregning av kapasiteter. BubbleDeck kan også utføres med underliggende bjelker, men ettersom dette bygger mye i høyden er det sjeldent ønskelig. I nærheten av søyler må en være ekstra observant og sjekke for gjennomlokking. I vedlegget er det lagt ved en forenklet håndberegning av et massivt flatdekke som viser hovedprinsippene. Resultatene fra denne beregningen er så sammenlignet med resultater fra Autodesk Robot med et tilsvarende dekke. Flatdekker beregnes stort sett ved hjelp av en plateutregning i programmer som Robot eller FEM Design i dag. Ved bruk av håndberegning finnes det flere ulike metoder å beregne flatdekket på. Vi har valgt å regne striper i x- og y-retning hvor vi betrakter stripene som fritt opplagte bjelker. Her ønskes det først og fremst å få et resultat med håndberegninger som kan sammenlignes med resultater vi får i Robot med tilsvarende dekkemodul.



Figur 7.7: Flatdekker uten og med kapitél og forsterkningsplater. [34]

Flatdekker beregnes stort sett i dimensjoneringsprogram i dag, men kan også beregnes for hånd ved å gjøre ulike betraktninger og bruke momentkoeffisienter gitt i tabeller. For flatdekker som beregnes for hånd finnes det flere ulike måter å beregne og dimensjonere dekket. For eksempel kan man betrakte flatdekket som rammer, kontinuerlige bjelker, eller med tilnærmede momentkoeffisienter. I vedlegget er lagt ved en beregning hvor dekket betraktes som kontinuerlige bjelker med konstant stivhet langs hele platen. For beregning av momentfordelingen er det blitt benyttet tabeller gitt av Norsk betongforenings publikasjon 33.

Ved dimensjonering og håndberegning av flatdekket vil det være konstant stivhet hvis ikke søylene forsterkes og/eller har kapitél. Dersom søylene forsterkes og/eller har kapitél kan momenter over støtte beregnes ut fra uendelig stort treghetsmoment over støtten i kapitélens lengde. Feltmomentene beregnes ut fra konstant stivhet i platens spennvidde. Når det er konstant stivhet kan momentene beregnes med vanlige momentkoeffisienter og statikktabeller for kontinuerlige bjelker. [33]

BubbleDeck har selv utformet en egen dimensjoneringsveileder som er basert på den gamle betongstandarden (NS 3473), men da denne er utdatert jobber BubbleDeck per dags dato med å lage en ny veileder basert på den nye betongstandarden (NS-EN 1992-1-1).

## 7.6 Resultater

### 7.6.1 Armeringsbehov for flatdekkemodul (7.9x6m)

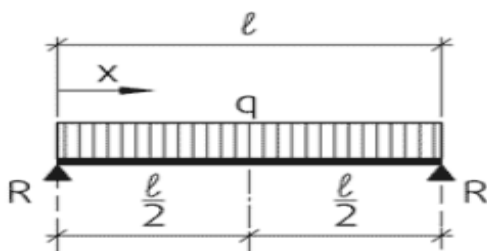
For flatdekker generelt og denne modulen er det lett å se at det vil bli en større konsentrasjon av armering over støtter. Det er også rom for å påføre enda mer last i bruddgrense ettersom bruksgrensekravene til armeringene er mye høyere enn kravet i bruddgrense. Ettersom nedbøyningene i en retning øker betraktelig ved økning av spennet som man kan se fra nedbøyningsformler for fritt opplagte bjelker, vil en måtte vurdere hva som er foretrukket av å legge inn flere søyler eller øke armeringen for å få lengre spenn. Det kan dermed antas at flatdekker vil være gunstig der det er større flatelaster, eksempelvis i et parkeringsanlegg hvor det er større nyttelaster i forhold til et leilighetskompleks, ettersom bruksgrensekravene ofte vil bli dimensjonerende for mindre nyttelaster. I tabellen under er det vist armeringsbehov i bruksgrense og bruddgrense for håndberegninger samt beregninger gjort i Robot.

Håndberegninger					Autodesk Robot	
	x-retning		y-retning		x-retning	y-retning
Plassering	Bruddgrense	Bruksgrense	Bruddgrense	Bruksgrense		
SSI	804mm <sup>2</sup>	1340mm <sup>2</sup>	565mm <sup>2</sup>	1340mm <sup>2</sup>	911mm <sup>2</sup>	1065mm <sup>2</sup>
SSY	565mm <sup>2</sup>	1340mm <sup>2</sup>	565mm <sup>2</sup>	1340mm <sup>2</sup>	452mm <sup>2</sup>	452mm <sup>2</sup>
SF	565mm <sup>2</sup>	804mm <sup>2</sup>	565mm <sup>2</sup>	804mm <sup>2</sup>	452mm <sup>2</sup>	452mm <sup>2</sup>
FS	565mm <sup>2</sup>	804mm <sup>2</sup>	565mm <sup>2</sup>	804mm <sup>2</sup>	452mm <sup>2</sup>	452mm <sup>2</sup>
FF	804mm <sup>2</sup>	804mm <sup>2</sup>	565mm <sup>2</sup>	804mm <sup>2</sup>	452mm <sup>2</sup>	452mm <sup>2</sup>

Tabell 7.2: Armeringsbehov for flatdekkemodul 6.0x7.9m

$$d_{\text{maks}} \text{ (på midten)} \dots\dots\dots = \frac{5ql^4}{384EI}$$

Figur 7.5: Nedbøyning på midten for fritt opplagt bjelke. [40]



Figur 7.6: Jevnt fordelt nyttelast på fritt opplagt bjelke. [40]

Robot har valgt en lavere minimumsarmering og er ikke så mye større enn armeringsbehovet som er beregnet for hånd. Når man sammenligner resultatene for armeringsbehovet ser man at bruksgrensekravene etter all sannsynlighet også har blitt dimensjonerende ved beregning av armering i Robot slik som i håndberegningene.

### 7.6.2 Resultater fra beregning av BubbleDeck

Dette resultatet gir en indikasjon på ca. hvilken armering som bør legges inn i dekket. BubbleDeck projeksjoner dekkene selv da det tas hensyn til plassering av armering i forhold til plastkulene. Detaljerte beregninger for dekket og søylene ligger i vedlegget.

#### Største lengdearmeringsbehov i felt og over støtte i dekke

	x-retning	y-retning
Nødvendig OK-armering	2244mm <sup>2</sup>	1815mm <sup>2</sup>
Valgt OK-armering	ø25c170 → $A_{sx.OK} = 2888\text{mm}^2$	ø25c220 → $A_{sy.OK} = 2231\text{mm}^2$
Nødvendig UK-armering	1402mm <sup>2</sup>	1695mm <sup>2</sup>
Valgt UK-armering	ø20c170 → $A_{sx.UK} = 1847\text{mm}^2$	ø25c220 → $A_{sy.UK} = 2231\text{mm}^2$
Bøylearmering	ø12c170 → $A_{s.bx} = 665\text{mm}^2$	ø12c220 → $A_{s.by} = 514\text{mm}^2$

Tabell 7.3: Armeringsbehov for BubbleDeck.

#### Armeringsbehov i søyler (per søyle)

	Minimumsarmering	Valgt armering
Lengdearmering	1600mm <sup>2</sup>	4ø25 → 1964mm <sup>2</sup>
Bøyer	$S_{max} = 240\text{mm}$	ø16c240 → 11 stk ø16 bøyer per søyle

Tabell 7.4: Armeringsbehov for bæresystem til BubbleDeck.

## 8 Sammenligning av dekkeløsninger

Alternativ til dekkeløsninger over parkeringskjeller:

- Hulldekke
- Plattendekke
- BubbleDeck

Hvilket bæresystem og hvilken dekkeløsning som vurderes til å være det best egnede avhenger av mange ulike faktorer, og hvilke av disse det legges størst vekt på. Ønskes det stor grad av fleksibilitet vil for eksempel en løsning uten underliggende bjelker som BubbleDeck foretrekkes. Dersom man ønsker en løsning som gir rask fremdrift i prosjektet og store spennvidder velges for eksempel hulldekke som krever mindre arbeid på byggeplass. Hvis en vil ha mulighet for store spennvidder i to retninger kan BubbleDeck vurderes. For et prosjekt som Lilletvedtvegen boligprosjekt som har parkeringskjeller er det viktig at løsningen ikke begrenser funksjonaliteten i garasjen. Det viktigste i dette prosjektet er at kravene og anbefalingene til utforming av parkeringskjellere ivaretas. Dette betyr at det vil være uønsket med en løsning der det vil være nødvendig med søyler som plasseres i manøvreringsfeltene i garasjen. Underliggende bjelker vil ikke være noe problem så lenge kravet til nødvendig høyde i parkeringsanlegget er oppfylt.

### 8.1 Tid

Alle tre dekktypene har flere fellestrekk i de ulike tidsfaktorene. Felles for alle er at de blir helt eller delvis produsert inne i fabrikk. Det kreves god planlegging for å ha en mest mulig effektiv byggeprosess. Frakttiden blir også omtrent lik for dekktypene. Det som vil utgjøre en forskjell på dette området er hvor hver dekktype blir produsert, og hvilken fraktmengde som kan fraktes.

I monteringsfasen vil tidsforskjellene til dekkeløsningene blir større. Hulldekke trenger bare fugestøping og litt påstøp, derimot vil plattendekke og BubbleDeck trenge utlegging av armering og større utstøping. Dette er tidskrevende prosesser som kan holde igjen noe av byggeprosessen. Siden hulldekket blir raskere ferdig montert, kan også etterarbeidet starte tidligere. Hver etasje kan bli ferdiginnstilt tidlig og kompletteringsfasen kan starte tidligere. Dekkeprodusentene kan ta på seg ulik mengde ansvar på de ulike fasene av byggeprosessen. Produsenten har ofte praktisk erfaring og gode løsninger, noe som vil resultere i en mer effektiv byggeprosess. Det er dette som er mest vanlig og vi antar at produsentene for de ulike dekkene overlates ansvaret for prosjektering, produksjon, transport og montasje.



## 8.2 Kvalitet

### 8.2.1 Brannmotstand

Betong er generelt motstandsdyktig mot brann, og dermed har dekkeløsningene særdeles like verdier for sin brannmotstand. De viktigste faktorene forbundet med brann er dekkets tykkelse og armeringsdybden. For å opprettholde prosjektkravet på R60 så er nødvendig dekketykkelse kun 80 mm for alle løsningene, mens det for minste overdekning er noen små forskjeller. Hulldekker anbefales en armeringsdybde på 35 mm, tilsvarende den nominelle overdekning som kreves for Lilletvedtvegen boligprosjekt. I motsetning har plattendekker og BubbleDeck mer å gå på angående armeringsdybde. Her anbefales henholdsvis 20 mm og 10 mm. De ulike dekkeløsningene med valgte dimensjoner har følgende brannmotstand:

- Hulldekker, HD265: REI60
- Plattendekker, 300 mm: REI90
- BubbleDeck, BD-340: REI180

Armeringsdybden er dimensjonerende for alle løsningene, og BubbleDeck-løsningen har klart størst brannmotstand, men er også en god del tykkere enn de andre dekkene.

### 8.2.2 Lydegenskaper

Angående lydegenskapene til dekkene er det større variasjon. Den naturlige lydisoleringen i betong øker med økt flatevekt inntil en økonomisk grenseverdi. [35] På grunn av redusert egenvekt av ulik grad i hulldekker og BubbleDeck vil disse i utgangspunktet være mindre lydisolerende. Plattendekker har derimot større flatevekt og vil derfor ha økt isolerende effekt. Likevel gjør lydkravene til boligprosjekt generelt og spesifikke krav for dette prosjektet at det må gjøres tiltak for alle de valgte dekkeløsningene.

### 8.2.3 Miljø

Dekkets vekt er en viktig faktor for valg av løsning. Fra et miljøvennlig perspektiv vil hulldekker være mest gunstig. Hulldekker og BubbleDeck sparer henholdsvis 55-60% og 35% av betongvolumet kontra et massivt dekke, mens plattendekker normalt er massive dekker i ferdig tilstand. Det hender at det legges inn isopor i plattendekkeløsninger for å redusere betongmengde og vekt, men dette gjelder de færreste tilfeller. Vekten påvirker i tillegg behov for fundamentering, og et lettest mulig dekke vil også her være fordelaktig. Spenncons tall viser at hulldekker benytter 50% mindre armering, 40% mindre betong og produserer 35% mindre avfall. Dette vil uten tvil være det mest miljøvennlige valget, selv om BubbleDeck reduserer en ikke tallfestet, men stor avfallsreduksjon med sine resirkulerbare plastkuler.

#### 8.2.4 Utførelse

I forbindelse med utførelse er det store likheter mellom plattendekker og BubbleDeck. I grove trekk heises elementene på plass med kran før resterende armering legges og dekket støpes til fullstendig tykkelse. Hulldekker plasseres også ut med heisekran, men de er ferdigarmert og i bortimot fulle dimensjoner. De krever kun en tynn støp og fuging før de er fullstendige. Dette gjør hulldekkene veldig gunstige med tanke på tid og raskere fremdrift. Utstøpingsprosessen vil uansett dekkeløsning kreve én dag eller to før påstøp kan belastes. Dette er spesielt viktig for plattendekker og BubbleDeck. Det kan derfor være lurt å planlegge utstøping på ukas siste arbeidsdag for at støpen skal kunne benytte helger og fridager produktivt til å styrkne.

Felles for alle løsningene er at de har behov for å stemples en viss tid etter montering. Her kommer nok en gang vekt inn som en betydelig faktor. Lavere vekt fører til behov for færre mellomstøtter. Disse støttene er ugunstig dersom tekniske fag planlegger oppstart av sine arbeider før stemplingene kan fjernes.

Fleksibilitet er viktig å tenke på i enkelte prosjekter. Her vil plattendekker være svært gunstig. Alle dekkealternativene har muligheter for å prosjekteres og produseres med utsparinger i fabrikk, men for plattendekker kan det gjøres betydelige endringer i forbindelse med hulltaking også etter det er levert på byggeplass. BubbleDeck er til en viss grad fleksible på samme måte, men vil normalt kreve noe mer arbeid å prosjektere og utføre. I alle tilfeller bør slike endringer kontrolleres med ansvarlig prosjekterende før de gjennomføres. Det er mulig å lage nye utsparinger på byggeplass også for hulldekker, men mulighetene er svært begrensede og stiller strenge krav til utførelse. Disse utsparingene utnytter som oftest kanalene som er i hulldekkene fra før ved å bore seg inn i dem. Da disse kanalene bør være helt tette, er det viktig at det gjøres tiltak for å opprettholde det

### 8.3 Økonomi

De ulike dekkeløsningene gir ulike krav i forhold til montering og prosjektering. Hulldekkeløsningen vil kreve mindre forskalingsarbeid enn plattendekke og BubbleDeck da dette ikke krever noe annet enn påstøp og fugestøp på byggeplass. For plattendekke og BubbleDeck vil dekkene måtte støpes på byggeplass, og det må legges skjøtearmering mellom elementer og armering over opplegg.

BubbleDeck-løsningen uten underliggende bjelker vil gi behov for et større antall søyler enn for de to andre løsningene samtidig som armeringen i dekket må økes. Antall elementer som kan fraktes per lastebil varierer avhengig av tykkelsen på dekkene. Da det tynneste dekket her vil være plattendekke vil dette gi minst kostnader knyttet til transport av elementene dersom avstanden mellom fabrikkene og byggeplassen hadde vært like.

### Priser for dekke- og bæresystem hentet fra Holte AS (eks. mva.):

	Kvadratmeterpris for dekke ekskl. armering (kr/m <sup>2</sup> )	Kvadratmeterpris for dekke inkl. armering, forskaling og påstøp (kr/m <sup>2</sup> )	Pris bæresystem (kr/m <sup>2</sup> dekke)	Totalpris for bæresystem og dekke (kr/m <sup>2</sup> dekke)
Hulldekke	1262	1396	680	2076
Plattendekke	899	2296	485	2781
BubbleDeck	935	1842	199	2023

Tabell 8.1: Priser for de forskjellige dekkeelementene med og uten tilhørende bæresystem hentet fra Holte AS og BubbleDeck.

## 8.4 Dimensjonering

Prosjekteringen og dimensjoneringen av dekkene vil være noe ulikt. BubbleDeck utføres vanligvis som flatdekker, og denne dekketyper har ikke underliggende bjelker. BubbleDeck vil være avhengig av at det som betegnes som feltstriper og søylestriper tar de nødvendige lastene som videre føres ned i søyler og fundament. Plattendekke- og hulldekke-løsningen vil i dette prosjektet ha behov for en stor bjelke grunnet større spenn og krefter. I disse to løsningene vil det også være færre søyler som vil føre ned krefter fra dekket, og disse må dermed ha større dimensjoner og mer armering.

Dimensjoneringen av hulldekker utføres med tabeller på grunnlag av spennvidde og ønsket bruksgrenselast knyttet til bruksformål. Deformasjonsforhold bør undersøkes under visse forhold dersom kapasiteten er noe knapp. For valgte hulldekker til Lilletvedtvegen ligger dekkene for valgt bruksgrenselast og spennvidder over stiplede linjer og det vil dermed være problemer med hverken riss og/eller deformasjon.

For plattendekker og BubbleDeck vil dimensjoneringsdelen kreve noen flere elementer i beregningene. Da disse dekkene opptrer som samlede dekkeelementer må en beregne dekkekapasitet og sjekke dette opp mot opptredende krefter. Det må beregnes nødvendig armering i overkant og underkant samt fordelingsarmering. For BubbleDeck beregnes hovedarmering i begge retninger både i overkant og underkant på grunnlag av opptredende krefter i begge spennretninger. Felles for plattendekker og BubbleDeck er at det er nødvendig å dimensjonere dekkene for bruksgrensekrav samt krav i bruddgrense.

## 8.5 Evalueringstabell for dekker

Faktor	Hulldekke (HD265)	Plattendekke (300 mm)	BubbleDeck (BD-340)
Vekt	++	-	+
Lyd	Tiltak nødvendig	Tiltak nødvendig	Tiltak nødvendig
Brannmotstand	REI 60	REI 90	REI 180
Miljø og forurensning	++	+	++
Montasjetid og utførelse	++	+	+
Fleksibilitet for utsparinger til VVS og diverse tekniske føringer	OK	+	+
Fleksibilitet for ekstra lokale laster	-	+	+
Mulighet for utkrageringer	-	+	++
Totalpris per $m^2$ dekke inkl. bæresystem (kr)	2076	2781	2023

Tabell 8.2: Tekniske egenskaper og priser for de ulike dekketyperne.

## 9 Konklusjon

Hensikten med oppgaven har vært å belyse de ulike dekkealternativenes tekniske egenskaper, sammenligne disse basert på tid, økonomi og kvalitet, samt presentere løsninger for tilhørende bæresystem for hvert enkelt dekke. I tillegg har det blitt vurdert hvilket bæresystem som i størst grad ivaretar krav til utforming og funksjonalitet i parkeringsanlegg.

Tidsmessig vil hulldekke være det beste valget. Det krever minst for- og etterarbeid, og gir med det økt framdrift i prosjektet. Plattendekke og BubbleDeck behøver en del ekstra tid forbundet med forskaling- og armeringsarbeid, noe som vil være negativt for framdriften sammenlignet med hulldekke.

Angående lydegenskaper drar plattendekker fordel av sin tunge vekt, men ikke nok til å unngå lydreduserende tiltak. Sett bort fra lydegenskapene til dekkeløsningen, så er de fleste kvalitetsmessige fortrinnene forbundet med lett flatevekt. Blant annet er det fordelaktig for fundamentering at dekke veier så lite som mulig. Altså vil hulldekke være mest gunstig. Med en betraktelig redusert betong- og avfallsmengde sammenlignet med massive dekker vil hulldekker også være den mest miljøvennlige løsningen. Derimot er BubbleDeck er klart best når det kommer til brannmotstand. Her kan plattendekker og hulldekker neste ikke måles opp mot BubbleDeck.

Plattendekker og BubbleDeck har større tilpasningsdyktighet enn hulldekke. Dette gjelder hovedsakelig for tekniske føringer, utsparinger og eventuelle endringer underveis i byggefasen. Likevel kan dette greit unngås dersom det planlegges godt i prosjekteringsfasen.

Økonomisk sett stiller hulldekke og BubbleDeck forholdsvis likt. BubbleDeck-løsningen er i seg selv noe billigere, men er i større grad utsatt for forsinkelser på grunn av det ekstra tilleggsarbeidet som kreves kontra hulldekkeløsningen.

Erfaringer som har blitt gjort underveis i oppgaven er at det bør legges stor vekt på funksjonalitetskrav tidlig i prosjekteringen, og at dekker og bæresystem bør utformes etter dette. Da funksjonalitetskravene til parkeringsanlegg ble gjennomgått noe sent i oppgaven er ikke noen av de prosjekterte løsningene helt gunstige med tanke på søyleplasseringer.

Dekkealternativet som tilfredsstillende de fleste og de mest vektlagte kriteriene er i denne rapporten er hulldekke. Det konkluderes derfor at det vil være den mest egnede dekkeløsningen over parkeringskjelleren til Lilletvedtvegen boligprosjekt. Denne løsningen koster omtrent det samme som BubbleDeck-løsningen, og har de nødvendige tekniske egenskapene for prosjektet. Hulldekkeløsningen vil kreve en stor underliggende bjelke, men dette vil ikke være noe problem for funksjonaliteten ettersom anbefalinger til etasjehøyde parkeringsgarasjer blir overholdt.

## Referanser

- [1] O. Hellevik, *Forskningsmetode i sosiologi og statsvitenskap*, Oslo: Universitetsforlaget, 2002.
- [2] S. Dahlum, «Kvantitativ analyse,» *Store Norske Leksikon*, 13. Juni 2018. [Internett]. Available: [https://snl.no/kvantitativ\\_analyse](https://snl.no/kvantitativ_analyse). [Funnet 7 Mai 2019].
- [3] G. Andersen, «Valg av forskningsmetode,» *Nasjonal Digital Læringsarena*, 1. Januar 2019. [Internett]. Available: <https://ndla.no/subjects/subject:19/topic:1:195989/topic:1:195829/resource:1:56937>. [Funnet 7. Mai 2019].
- [4] Direktoratet for byggkvalitet, «TEK 17, kapittel 5, grad av utnytting, 5-7§ Parkeringsareal,» [Internett]. Available: <https://dibk.no/byggereglene/byggteknisk-forskrift-tek17/5/5-7/>. [Funnet 11 Mai 2019].
- [5] Bergen kommune, «Kommuneplanens arealdel 2010,» [Internett]. Available: <https://www.bergen.kommune.no/omkommunen/arealplaner/9268/9270>. [Funnet 11 Mai 2019].
- [6] Sintef Byggforsk, «Byggforskserien 312.130 - Parkeringsplasser og garasjeanlegg,» , [Internett]. Available: [https://www.byggforsk.no/dokument/61/parkeringsplasser\\_og\\_garasjeanlegg](https://www.byggforsk.no/dokument/61/parkeringsplasser_og_garasjeanlegg). [Funnet 11 Mai 2019].
- [7] Privatmegleren, «Parkeringsplasser - hva er egentlig stort nok?,» [Internett]. Available: <https://privatmegleren.no/nybygg/parkeringsplasser-hva-er-egentlig-stort-nok>. [Funnet 11 Mai 2019].
- [8] R. Ramsdal, «Krav til parkeringsplasser,» *Teknisk Ukeblad*, [Internett]. Available: <https://www.tu.no/artikler/disse-p-plassene-pa-beste-vestkant-er-30-cm-for-smal-domt-til-a-betale-2-1-millioner-i-erstatning/457641> .
- [9] Statens Vegvesen og Gjensidige NOR, «Utforming og drift av parkeringsanlegg,» 2002. [Internett]. Available: [https://www.bergen.kommune.no/bk/multimedia/archive/00134/VEILEDNING\\_20021201\\_134260a.pdf](https://www.bergen.kommune.no/bk/multimedia/archive/00134/VEILEDNING_20021201_134260a.pdf). [Funnet 11 Mai 2019].
- [10] J. V. Thue, «Store Norske Leksikon,» [Internett]. Available: <https://snl.no/hus>. [Funnet 15 Mai 2019].
- [11] A. T. Haugen, «Systemblokk,» [Internett]. Available: [https://www.systemblokk.no/tips\\_og\\_raad/bygg-i-betong/](https://www.systemblokk.no/tips_og_raad/bygg-i-betong/). [Funnet 14 Mai 2019].

- [12] Betongelementboken, «Bind A - Bygging med betongelementer,» [Internett]. Available: [http://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookA.asp?isSearch=0&lilD=312&DocumentId=BindA/Del\\_1/A3/3\\_1\\_2\\_Rammer.pdf&BookId=A](http://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookA.asp?isSearch=0&lilD=312&DocumentId=BindA/Del_1/A3/3_1_2_Rammer.pdf&BookId=A). [Funnet 15 Mai 2019].
- [13] Betongelementboken, «Bind B - Avstivning og kraftoverføring,» [Internett]. Available: [http://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookB.asp?isSearch=0&lilD=1241&DocumentId=BindB/Del\\_2/B12/12\\_4\\_1.pdf&BookId=B](http://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookB.asp?isSearch=0&lilD=1241&DocumentId=BindB/Del_2/B12/12_4_1.pdf&BookId=B). [Funnet 15 Mai 2019].
- [14] R. M. Alvær, Betongteknologi, 09: 25, 2013.
- [15] Norsk Standard, «Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger,» Norsk Standard, Bruxelles, 2004.
- [16] L. Bjørnstad, «Kan vi bruke betong med god klimasamvittighet?,» Forskning.no, 8. Desember 2016. [Internett]. Available: <https://forskning.no/bygningsmaterialer-klima/kan-vi-bruke-betong-med-god-klimasamvittighet/379248>. [Funnet 10. Mai 2019].
- [17] Hokksund Betong, «Lavkarbonbetong,» Hokksund Betong, 17. November 2016. [Internett]. Available: <https://hokksundbetong.no/lavkarbonbetong/>. [Funnet 10. Mai 2019].
- [18] K. Aarstad, «572.205 Betong. Typer, egenskaper og bruksområder,» SINTEF Byggforsk, 2016.
- [19] Norsk Standard, «Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner,» Norsk Standard, Bruxelles, 2002.
- [20] M. K. Silseth, «Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler,» SINTEF Byggforsk, 2013.
- [21] J. C. Krohn., «522.881 Dekker av betong- og lettbetongelementer,» SINTEF Byggforsk, Februar 1996. [Internett]. Available: [https://www.byggforsk.no/dokument/346/522881\\_dekker\\_av\\_betong\\_og\\_lettbetongelementer#i13](https://www.byggforsk.no/dokument/346/522881_dekker_av_betong_og_lettbetongelementer#i13). [Funnet 3. April 2019].

- [22] NOBI, «Søyler, bjelker, trapper og hulldekker til Norges mest energieffektive kontorbygg,» NOBI, 14. April 2016. [Internett]. Available: <https://www.nobi.no/portfolio-items/soyler-bjelker-trapper-hulldekker-norges-energieffektive-kontorbygg/>. [Funnet 13. Februar 2019].
- [23] Alma, «Hulldekke dwg,» Normavolt, 30. Juni 2016. [Internett]. Available: <http://normavolt.ru/hulldekke-dwg/>. [Funnet 10 April 2019].
- [24] Trond, «Husbygging i Sykkylven,» Bonesmo, 6. Mai 2008. [Internett]. Available: <http://bonesmo.blogspot.com/2008/05/hulldekke.html>. [Funnet 23. April 2019].
- [25] J. C. Krohn, «520.321 - Brannmotstand for etasjeskillere,» SINTEF Byggforsk, [Internett]. Available: [https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/1538/brannmotstand\\_for\\_etasjeskillere](https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/1538/brannmotstand_for_etasjeskillere). [Funnet 2019 Mai 14].
- [26] Spenncon, «Etasjeskiller,» Consolis Spenncon, [Internett]. Available: <https://spenncon.no/produkter/etasjeskiller/>. [Funnet 9 April 2019].
- [27] NOBI, «Hulldekke - Montasje,» [Internett]. Available: <https://www.nobi.no/bygg/hulldekke/montasje/>. [Funnet 22 Mai 2019].
- [28] Systemblokk, «Plattendekke, det solide valg...,» [Internett]. Available: <http://static.websys.no/files/sites/www.systemblokk.no/contentfiles/201106/Web--sider-Plattendekke.pdf>. [Funnet 5 Mai 2019].
- [29] Åkra Sementstøperi AS, «Plattendekke - Den enkle måten å støpe dekker på!,» [Internett]. Available: <https://www.aakrasement.no/elementer/plattendekke>. [Funnet 5. Mai 2019].
- [30] «Forskrifter lydisolering,» Glava, [Internett]. Available: <https://www.glava.no/bygg/dokumentasjon-montering/forskrifter/forskrifter-lydisolering/>. [Funnet 11 Mai 2019].
- [31] BubbleDeck, «Tekniske data,» [Internett]. Available: <http://bubbledeck.no/projects>. [Funnet 14 Mai 2019].
- [32] H. Rosendahl, «mur+betong,» mur+betong, [Internett]. Available: <https://murbetong.no/wp-content/uploads/2016/03/1502-bubbeldeck.pdf>. [Funnet 14 Mai 2019].
- [33] A. Hofsøy, Forelesningsnotat for fag 325 64 i betong, vår 1991, Institutt for betongkonstruksjoner, Norges Tekniske Høgskole - Universitet i Trondheim.



- [34] ResearchGate, [Internett]. Available: [https://www.researchgate.net/profile/Wassim\\_Naguib/publication/228433660/figure/fig1/AS:301952928894976@1449002596478/Types-of-two-way-slabs-a-flat-plate-b-flat-slab.png](https://www.researchgate.net/profile/Wassim_Naguib/publication/228433660/figure/fig1/AS:301952928894976@1449002596478/Types-of-two-way-slabs-a-flat-plate-b-flat-slab.png). [Funnet 20 Mai 2019].
- [35] Betongelementforeningen, Betongelementboken - Bind E - Isolasjon, Asker: Betongelementforeningen, 2008.
- [36] «,» [Internett]. Available: <https://knowledge.autodesk.com/support/robot-structural-analysis-products/learn-explore/caas/CloudHelp/cloudhelp/2015/ENU/Robot/files/GUID-E4E8BE33-DCD2-4343-824C-447A1AB5ECA0-htm.html>. [Funnet 11 Mai 2019].
- [37] Norsk betongforenings publikasjon 33.
- [38] [Internett]. Available: <http://bubbledeck.no/projects>. [Funnet 11 Mai 2019].
- [39] Statens Vegvesen, «Håndbok N100 Veg- og gateutforming».
- [40] Sintef Byggforsk, «421.051 - Statikkformler for bjelker,» [Internett]. Available: [https://www.byggforsk.no/dokument/183/statikkformler\\_for\\_bjelker](https://www.byggforsk.no/dokument/183/statikkformler_for_bjelker). [Funnet 15 Mai 2019].
- [41] Norsk Stål, «Kamstål NS 3576-3 B500NC,» [Internett]. Available: <https://produktkatalog.norskstaal.no/produkt/kamstal-ns-3576-3-b500nc/>. [Funnet 17 Mai 2019].
- [42] Åkra Sementstøperi AS, [Internett]. Available: <https://www.aakrasement.no/client/picture/00/01/00016a.jpg>. [Funnet 20 Mai 2019].
- [43] Åkra Sementstøperi AS, [Internett]. Available: <https://www.aakrasement.no/client/picture/00/01/000171.jpg>. [Funnet 20 Mai 2019].
- [44] Ryfoss Betong AS, [Internett]. Available: [http://www.ryfossbetong.no/media/1186/img\\_0239.jpg?upscale=false&width=1600](http://www.ryfossbetong.no/media/1186/img_0239.jpg?upscale=false&width=1600). [Funnet 20 Mai 2019].
- [45] Nordimpianti - Concrete Experience, «,» [Internett]. Available: [https://www.nordimpianti.com/libreria\\_immagini/nuove\\_gallerie/ce\\_fs\\_8\\_0508151252\\_6.jpg](https://www.nordimpianti.com/libreria_immagini/nuove_gallerie/ce_fs_8_0508151252_6.jpg). [Funnet 20 Mai 2019].

- [46] BubbleDeck, «Dimensjoneringsveileder BubbleDeck,» [Internett]. Available: <http://bubbledeck.no/testing>. [Funnet 20 Mai 2019].
- [47] S. I. Sørensen, Betongkonstruksjoner, Trondheim: Fagbokforlaget, 2013.
- [48] S. Hveem, «522.514 - Lydisolerende, tunge etasjeskillere. Konstruksjonseksempler,» SINTEF Byggforsk, 2015.
- [49] BubbleDeck, «Referanser,» [Internett]. Available: <https://static1.squarespace.com/static/5817b39d2e69cfd82f68c7a6/5820d6dd893f0263975bf5d/598c39417131a5948c9e1851/1502362097960/DSC00165.JPG?format=1000w>. [Funnet 22 Mai 2019].

## Vedlegg A – Beregning av kryptall

### Kryptall

Dekke:	Tykkelse	$t := 300 \text{ mm}$
	Bredde	$b := 1000 \text{ mm}$
	Tverrsnittsareal	$A_c := t \cdot b = (300 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$
Omkrets eksponert for uttørring		$u := 2 \cdot b = 2 \text{ m}$
Effektiv tverrsnittstykkelse		$h_0 := \frac{2 A_c}{u} = 300 \text{ mm}$
Sementtype		N - Høyfast sement
	Egenlast	Nyttelast
Belastningstidspunkt	$t_0 := 5 \text{ døgn}$	$t_0 := 50 \text{ døgn}$
Fig. 3.1 a)	$\varphi_g := 2.8$	$\varphi_p := 1.9$

# Vedlegg B – Beregning av snølast

## NS-EN 1991-1-3 - SNØLAST

### 5.3 - Formfaktorer for tak

Fig. 5.2	Takvinkel	$\alpha := 0^\circ$
Tab 5.2	Flatt tak, $0^\circ < \alpha < 30^\circ$	$\mu_1 := 0.8$
5.3.6 (1)	Ras fra høyere liggende tak, $\alpha < 15^\circ$ :	$\mu_s := 0$

### NA.4.1 - Karakteristiske snølast på mark

Hordaland -> Bergen

Tab. NA.4.1(901)	$s_{k,0} := 2.0 \frac{kN}{m^2}$	$H_g := 250 \text{ m}$	$\Delta s_k := 0.5 \frac{kN}{m^2}$
------------------	---------------------------------	------------------------	------------------------------------

Byggehøyde	$H \leq H_g$	$H := 61 \text{ m}$
------------	--------------	---------------------

NA.4.1(1) For steder der høyden  $H \leq H_g$  settes normalt

$s_{k,mark} := s_{k,0} = 2.0 \frac{kN}{m^2}$	$s_{k,mark} = 2.0 \frac{kN}{m^2}$
--	-----------------------------------

### 5.2 - Karakteristisk snølast på tak

Tab. 5.1	Normal topografi	$C_e := 1.0$
5.2 (8)	Termisk koeffisient	$C_t := 1.0$
(5.1)	$s_{k,tak} := \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{k,mark}$	$s_{k,tak} = 1.6 \frac{kN}{m^2}$

# Vedlegg C – Beregning av vindlast

## NS-EN 1991-1-4 - VINDLAST

### NA.4 - Karakteristiske verdier

Benytter forenklet metode etter

Referansevindhastighet,

Tab. NA.4 (901.1) Bergen:  $v_{b,0} := 26 \frac{m}{s}$

Bygget ligger i en mellomting av område med spredte små bygninger (Terrengkategori II) og område med sammenhengende småhusbebyggelse (Terrengkategori III). Velger til sikker side å plassere bygget i terrengkategori III.

Grunnverdi for hastighetstrykk,

Referansehøyde:  $z := 13 \text{ m}$

Fig. V.1 c) Terrengkategori III:  $q_{p,0} := 0.84 \frac{kN}{m^2}$

Antar at det er 2.5 km til kystnær, opprørt sjø (terrengkategori I) og må derfor ta hensyn til overgangssone.

Overgangssone,

Avstand til terrengkategori I:  $x_B := 2.5 \text{ km}$

Antall soner:  $n := 3 - 1 = 2$

Overgangssonefaktor:  $k_3 := 1.05$

Karakteristisk vindlast,

Tab. V.1 a)  $q_p := q_{p,0} \cdot k_3 = 0.88 \frac{kN}{m^2}$

**Bygg B2a: 3. og 4. etasje**

Formfaktorer på vegger:

Fig. 7.5	$b := 24.9 \text{ m}$	$h := 7.2 \text{ m}$	$d := 11.5 \text{ m}$
	$e := \min(b, 2 h) = 14.4 \text{ m}$		$\frac{h}{d} = 0.63$
Tab. 7.1	$c_A := -1.2$		$c_A = -1.2$
	$c_B := -0.8$		$c_B = -0.8$
	$c_C := -0.5$		$c_C = -0.5$
	$c_D := 0.7 + \frac{0.8 - 0.7}{1 - 0.25} \left( \frac{h}{d} - 0.25 \right) = 0.75$		$c_D = 0.75$
	$c_E := - \left( 0.3 + \frac{0.5 - 0.3}{1 - 0.25} \left( \frac{h}{d} - 0.25 \right) \right)$		$c_E = -0.4$

Formfaktorer på flatt tak (Skarp takavslutning):

Tab. 7.2/Fig. 7.6	$c_F := -1.8$	$c_F = -1.8$
	$c_G := -1.2$	$c_G = -1.2$
	$c_H := -0.7$	$c_H = -0.7$
	$c_I := 0.2$	$c_I = 0.2$

Sonelaster på vegger:

$e \geq d$  -> Ingen sone C

$q_A := c_A \cdot q_p$	$q_A = -1.058 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
$q_B := c_B \cdot q_p$	$q_B = -0.706 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
$q_D := c_D \cdot q_p$	$q_D = 0.662 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
$q_E := c_E \cdot q_p$	$q_E = -0.353 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Sonelaster på tak

$$q_F := c_F \cdot q_p \qquad q_F = -1.588 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_G := c_G \cdot q_p \qquad q_G = -1.058 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_H := c_H \cdot q_p \qquad q_H = -0.617 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_I := c_I \cdot q_p \qquad q_I = 0.176 \frac{kN}{m^2}$$

Fig. 7.5

Lengde på soner:

$$l_A := \frac{e}{5} \qquad l_A = 2.88 \text{ m}$$

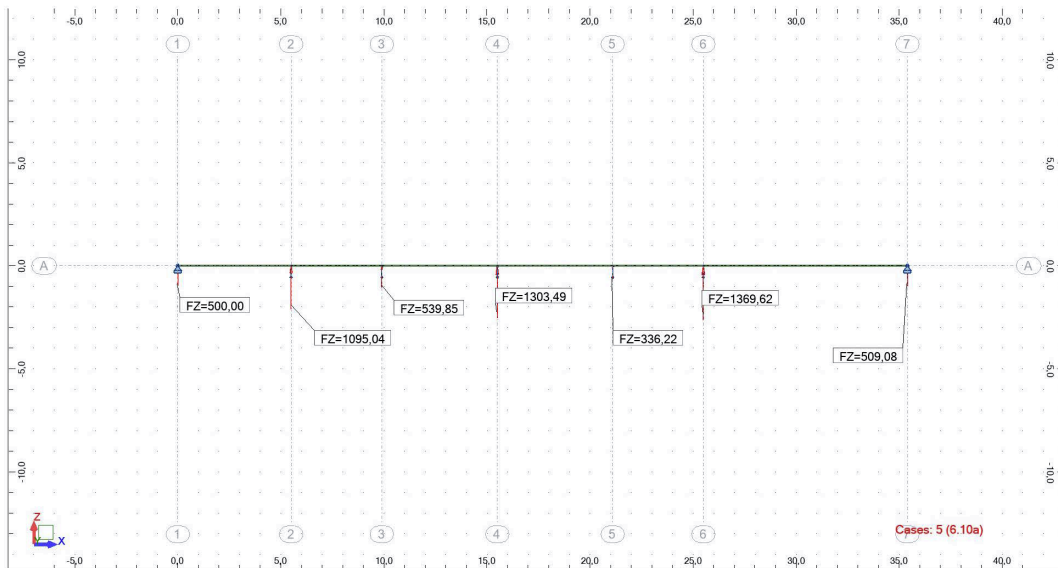
$$l_B := d - \frac{e}{5} \qquad l_B = 8.62 \text{ m}$$

# Vedlegg D – Beregningsrapport for dekke 8

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019  
 Author:  
 Address:

File: Dekke 8 (3. etasje).rtd  
 Project: Dekke 8 (3. etasje)

## View - Reaction forces(kN); Cases: 5 (6.10a)



## Loads - Cases

Case	Label	Case name
1	LL1	Nyttelast
2	LL2	Egenvekt hulldekke
3	LL21	Egenvekt vegger
4	LL211	Last fra etasje over
5		6.10a
6		6.10b

Case	Nature	Analysis type
1	Category A	Static - Linear
2	Structural	Static - Linear
3	Structural	Static - Linear
4	Structural	Static - Linear
5	Structural	Linear Combination
6	Structural	Linear Combination

## Loads - Values

Case	Load type	List
1	uniform load	1to6
2	uniform load	1to6
3	nodal force	1 7



	Case	Load type	List
	3	nodal force	2to6
	4	nodal force	1
	4	nodal force	2
	4	nodal force	3
	4	nodal force	4
	4	nodal force	5
	4	nodal force	6
	4	nodal force	7

Load values	
	PZ=-11,00(kN/m)
	PZ=-28,60(kN/m)
	FZ=-77,20(kN)
	FZ=-70,40(kN)
	FZ=-283,40(kN)
	FZ=-713,40(kN)
	FZ=-222,40(kN)
	FZ=-883,70(kN)
	FZ=-120,10(kN)
	FZ=-767,90(kN)
	FZ=-203,10(kN)

#### Combinations

- Cases: 5 6

Combinations	Name	Analysis type	Combination	Case nature
5 (C)	6.10a	Linear Combinatio	ULS	Structural
6 (C)	6.10b	Linear Combinatio	ULS	Structural

Combinations	Definition
5 (C)	$(2+3)*1.35+4*1.00+1*1.05$
6 (C)	$(2+3)*1.20+1*1.50+4*1.00$

#### Reactions - Values

in the coordinate system: global - Cases: 1to6

Node/Case	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)
1/ 1	0,0	0,0	24,65	0,0
1/ 2	0,0	0,0	64,08	0,0
1/ 3	0,0	0,0	77,20	0,0
1/ 4	0,0	0,0	283,40	0,0
1/ 5 (C)	0,0	0,0	500,00	0,0

Node/Case	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)
1/ 6 (C)	0,0	0,0	489,90	0,0
2/ 1	0,0	0,0	62,85	0,0
2/ 2	0,0	0,0	163,41	0,0
2/ 3	0,0	0,0	70,40	0,0
2/ 4	0,0	0,0	713,40	0,0
2/ 5 (C)	0,0	0,0	1095,04	0,0
2/ 6 (C)	0,0	0,0	1088,25	0,0
3/ 1	0,0	0,0	48,77	0,0
3/ 2	0,0	0,0	126,81	0,0
3/ 3	0,0	0,0	70,40	0,0
3/ 4	0,0	0,0	222,40	0,0
3/ 5 (C)	0,0	0,0	539,85	0,0
3/ 6 (C)	0,0	0,0	532,21	0,0
4/ 1	0,0	0,0	71,22	0,0
4/ 2	0,0	0,0	185,16	0,0
4/ 3	0,0	0,0	70,40	0,0
4/ 4	0,0	0,0	883,70	0,0
4/ 5 (C)	0,0	0,0	1303,49	0,0
4/ 6 (C)	0,0	0,0	1297,20	0,0
5/ 1	0,0	0,0	26,55	0,0
5/ 2	0,0	0,0	69,04	0,0
5/ 3	0,0	0,0	70,40	0,0
5/ 4	0,0	0,0	120,10	0,0
5/ 5 (C)	0,0	0,0	336,22	0,0
5/ 6 (C)	0,0	0,0	327,26	0,0
6/ 1	0,0	0,0	111,11	0,0
6/ 2	0,0	0,0	288,89	0,0
6/ 3	0,0	0,0	70,40	0,0
6/ 4	0,0	0,0	767,90	0,0
6/ 5 (C)	0,0	0,0	1369,62	0,0
6/ 6 (C)	0,0	0,0	1365,72	0,0
7/ 1	0,0	0,0	44,25	0,0
7/ 2	0,0	0,0	115,04	0,0
7/ 3	0,0	0,0	77,20	0,0
7/ 4	0,0	0,0	203,10	0,0
7/ 5 (C)	0,0	0,0	509,08	0,0
7/ 6 (C)	0,0	0,0	500,16	0,0
<b>Case 1</b>	<b>Nyttelast</b>			
Sum of val.	0,0	0,0	389,40	0,0
Sum of reac.	0,0	0,0	389,40	0,0
Sum of forc.	0,0	0,0	-389,40	0,0
Check val.	0,0	0,0	0,00	0,0
Precision	4,04928e-17	2,23444e-32		
<b>Case 2</b>	<b>Egenvekt hulldekke</b>			

Node/Case	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)
Sum of val.	0,0	0,0	1012,44	0,0
Sum of reac.	0,0	0,0	1012,44	0,0
Sum of forc.	0,0	0,0	-1012,44	0,0
Check val.	0,0	0,0	-0,00	0,0
Precision	1,24593e-16	4,32151e-32		
<b>Case 3</b>	<b>Egenvekt vegger</b>			
Sum of val.	0,0	0,0	506,40	0,0
Sum of reac.	0,0	0,0	506,40	0,0
Sum of forc.	0,0	0,0	-506,40	0,0
Check val.	0,0	0,0	0,0	0,0
Precision	0,0	0,0		
<b>Case 4</b>	<b>Last fra etasje over</b>			
Sum of val.	0,0	0,0	3194,00	0,0
Sum of reac.	0,0	0,0	3194,00	0,0
Sum of forc.	0,0	0,0	-3194,00	0,0
Check val.	0,0	0,0	0,0	0,0
Precision	0,0	0,0		
<b>Case 5 (C)</b>	<b>6.10a</b>			
Sum of val.	0,0	0,0	5653,30	0,0
Sum of reac.	0,0	0,0	5653,30	0,0
Sum of forc.	0,0	0,0	-5653,30	0,0
Check val.	0,0	0,0	0,0	0,0
Precision	2,10719e-16	8,18019e-32		
<b>Case 6 (C)</b>	<b>6.10b</b>			
Sum of val.	0,0	0,0	5600,71	0,0
Sum of reac.	0,0	0,0	5600,71	0,0
Sum of forc.	0,0	0,0	-5600,71	0,0
Check val.	0,0	0,0	0,0	0,0
Precision	2,10251e-16	8,53746e-32		

Node/Case	MY (kNm)	MZ (kNm)
1/ 1	0,00	0,0
1/ 2	-0,00	0,0
1/ 3	0,0	0,0
1/ 4	0,0	0,0
1/ 5 (C)	-0,00	0,0
1/ 6 (C)	-0,00	0,0
2/ 1	0,0	0,0
2/ 2	0,0	0,0
2/ 3	0,0	0,0
2/ 4	0,0	0,0

Node/Case	MY (kNm)	MZ (kNm)
2/ 5 (C)	0,0	0,0
2/ 6 (C)	0,0	0,0
3/ 1	0,00	0,0
3/ 2	0,00	0,0
3/ 3	0,0	0,0
3/ 4	0,0	0,0
3/ 5 (C)	0,00	0,0
3/ 6 (C)	0,00	0,0
4/ 1	0,00	0,0
4/ 2	-0,00	0,0
4/ 3	0,0	0,0
4/ 4	0,0	0,0
4/ 5 (C)	-0,00	0,0
4/ 6 (C)	0,00	0,0
5/ 1	-0,00	0,0
5/ 2	0,0	0,0
5/ 3	0,0	0,0
5/ 4	0,0	0,0
5/ 5 (C)	-0,00	0,0
5/ 6 (C)	-0,00	0,0
6/ 1	0,0	0,0
6/ 2	0,00	0,0
6/ 3	0,0	0,0
6/ 4	0,0	0,0
6/ 5 (C)	0,00	0,0
6/ 6 (C)	0,00	0,0
7/ 1	0,0	0,0
7/ 2	-0,00	0,0
7/ 3	0,0	0,0
7/ 4	0,0	0,0
7/ 5 (C)	-0,00	0,0
7/ 6 (C)	-0,00	0,0
<b>Case 1</b>	<b>Nyttelast</b>	
Sum of val.	0,00	0,0
Sum of reac.	-6892,38	0,0
Sum of forc.	6892,38	0,0
Check val.	0,0	0,0
Precision		
<b>Case 2</b>	<b>Egenvekt hulldekke</b>	
Sum of val.	-0,00	0,0
Sum of reac.	-17920,19	0,0
Sum of forc.	17920,19	0,0
Check val.	0,00	0,0
Precision		

Node/Case	MY (kNm)	MZ (kNm)
<b>Case 3</b>	<b>Egenvekt vegger</b>	
Sum of val.	0,0	0,0
Sum of reac.	-8188,88	0,0
Sum of forc.	8188,88	0,0
Check val.	0,0	0,0
Precision		
<b>Case 4</b>	<b>Last fra etasje over</b>	
Sum of val.	0,0	0,0
Sum of reac.	-49128,11	0,0
Sum of forc.	49128,11	0,0
Check val.	0,0	0,0
Precision		
<b>Case 5 (C)</b>	<b>6.10a</b>	
Sum of val.	-0,00	0,0
Sum of reac.	-91612,35	0,0
Sum of forc.	91612,35	0,0
Check val.	0,0	0,0
Precision		
<b>Case 6 (C)</b>	<b>6.10b</b>	
Sum of val.	-0,00	0,0
Sum of reac.	-90797,56	0,0
Sum of forc.	90797,56	0,0
Check val.	0,0	0,0
Precision		

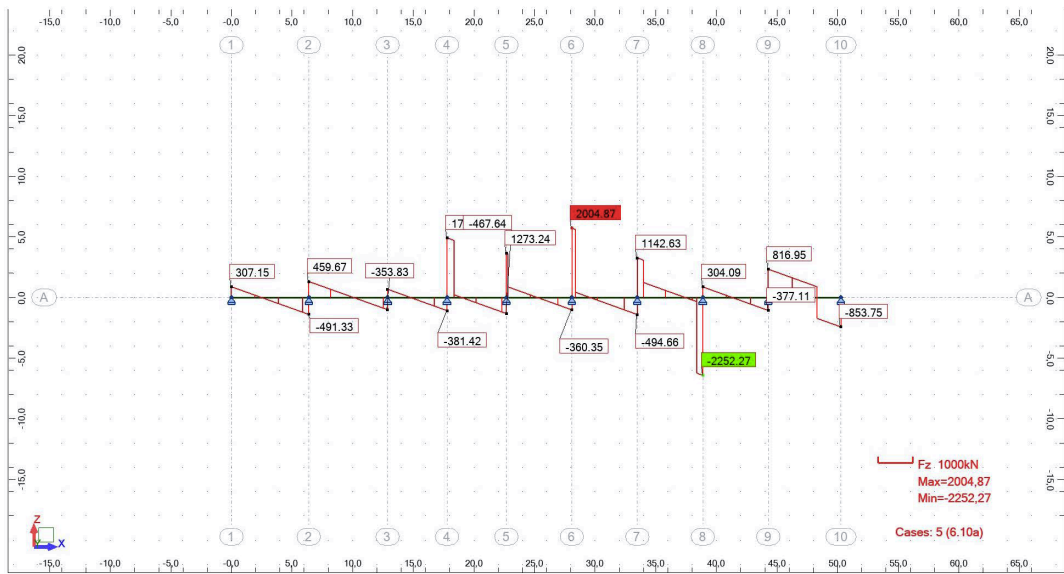
# Vedlegg E – Dimensjonering av hulldekke

## E.1 – Beregningsrapport for bjelke fra Robot

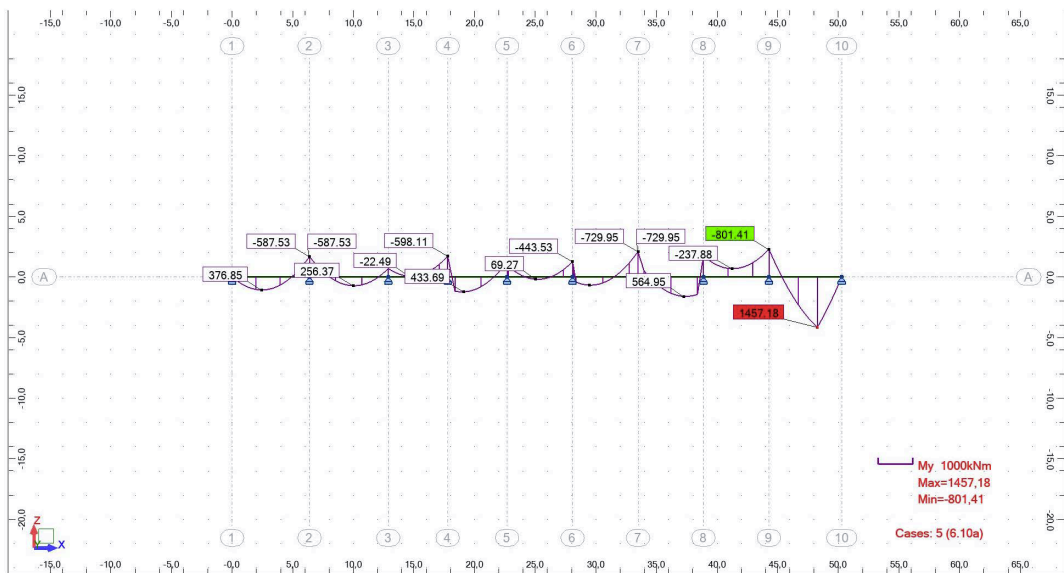
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019  
 Author:  
 Address:

File: **Bjelke.rtd**  
 Project: Bjelke

**View - FZ; Cases: 5 (6.10a) 1**



**View - MY; Cases: 5 (6.10a)**



**Loads - Cases**

Case	Label	Case name
1	LL1	Nyttelast inne

Case	Label	Case name
2	LL2	Nyttelast ute
3	LL21	Egenvekt dekke
4	LL211	Last fra innervegger
5		6.10a
6		6.10b
7		Bruksgrense
8	DL6	Egenvekt vegger

Case	Nature	Analysis type
1	Category A	Static - Linear
2	Category A	Static - Linear
3	Structural	Static - Linear
4	Structural	Static - Linear
5	Structural	Linear Combination
6	Structural	Linear Combination
7	Structural	Linear Combination
8	Structural	Static - Linear

#### Loads - Values

	Case	Load type	List
	1	uniform load	9to13
	1	trapezoidal load (2p)	
	1	trapezoidal load (2p)	14
	1	uniform load	8
	2	uniform load	9to13
	2	trapezoidal load (2p)	14
	2	trapezoidal load (2p)	
	2	trapezoidal load (2p)	14
	2	trapezoidal load (2p)	
	2	uniform load	6 7
	2	uniform load	8
	3	uniform load	6to14
	4	nodal force	
	4	bar force	
	4	bar force	
	4	bar force	
	4	bar force	
	4	bar force	
	4	bar force	
	4	bar force	12
	4	bar force	11
	4	bar force	10

	Case	Load type	List
	4	bar force	9
	4	bar force	
	4	bar force	14
	4	nodal force	9
	4	bar force	12
	8	nodal force	
	8	bar force	
	8	bar force	12
	8	bar force	11
	8	bar force	10
	8	bar force	9
	8	bar force	
	8	bar force	14
	8	trapezoidal load (2p)	14
	8	uniform load	9to13
	8	trapezoidal load (2p)	
	8	uniform load	8
	8	nodal force	9
	8	bar force	12

Load values	
PZ=-11,00(kN/m)	
PZ2=-11,00(kN/m) PZ1=-11,00(kN/m) X2=4,90(m) X1=2,00(m) global	
PZ2=-11,00(kN/m) PZ1=-11,00(kN/m) X2=4,00(m) X1=0,0(m) global n	
PZ=-11,00(kN/m)	
PZ=-23,50(kN/m)	
PZ2=-23,50(kN/m) PZ1=-23,50(kN/m) X2=4,00(m) X1=0,0(m) global n	
PZ2=-23,50(kN/m) PZ1=-23,50(kN/m) X2=4,90(m) X1=2,00(m) global	
PZ2=-51,00(kN/m) PZ1=-51,00(kN/m) X2=6,00(m) X1=4,00(m) global	
PZ2=-51,00(kN/m) PZ1=-51,00(kN/m) X2=2,00(m) X1=0,0(m) global n	
PZ=-51,00(kN/m)	
PZ=-23,50(kN/m)	
PZ=-53,04(kN/m)	
FZ=-815,08(kN)	
FZ=-1971,32(kN) X=-3,90(m)	
FZ=-552,32(kN) X=-8,30(m)	
FZ=-1723,29(kN) X=-13,90(m)	
FZ=-857,35(kN) X=-19,50(m)	
FZ=-1476,60(kN) X=-23,90(m)	
FZ=-716,60(kN) X=-29,40(m)	
FZ=-1971,30(kN) X=1,50(m)	
FZ=-552,32(kN) X=0,50(m)	
FZ=-1723,29(kN) X=0,30(m)	
FZ=-857,35(kN) X=0,10(m)	
FZ=-1476,64(kN) X=0,60(m)	



Load values	
FZ=-716,60(kN)	X=2,00(m)
FZ=-815,08(kN)	X=4,00(m)
FZ=-716,60(kN)	
FZ=-1971,30(kN)	X=4,90(m)
FZ=-74,60(kN)	
FZ=-70,40(kN)	X=1,50(m)
FZ=-70,40(kN)	X=0,50(m)
FZ=-70,40(kN)	X=0,30(m)
FZ=-70,40(kN)	X=0,10(m)
FZ=-70,40(kN)	X=0,60(m)
FZ=-74,60(kN)	X=2,00(m)
FZ=-74,60(kN)	X=4,00(m)
PZ2=-13,57(kN/m)	PZ1=-13,57(kN/m) X2=4,00(m) X1=0,0(m) global n
PZ=-13,57(kN/m)	
PZ2=-13,57(kN/m)	PZ1=-13,57(kN/m) X2=4,90(m) X1=2,00(m) global
PZ=-13,57(kN/m)	
FZ=-74,60(kN)	
FZ=-70,40(kN)	X=4,90(m)

### Combinations

- Cases: 5to7

Combinations	Name	Analysis type	Combination	Case nature
5 (C)	6.10a	Linear Combinatio	ULS	Structural
6 (C)	6.10b	Linear Combinatio	ULS	Structural
7 (C)	Bruksgrænse	Linear Combinatio	ULS	Structural

Combinations	Definition
5 (C)	$4*1.00+(1+2)*1.05+(3+8)*1.35$
6 (C)	$(3+8)*1.20+2*1.50+1*1.05+4*1.00$
7 (C)	$(1+2+3+4+8)*1.00$

### Forces - Envelope

- Cases: 1to8

Bar/Node/Case	FX (kN)	FZ (kN)	MY (kNm)
6/ 7/ 1	0,0>>	0,38	0,0
6/ 7/ 1	0,0<<	0,38	0,0
6/ 7/ 6 (C)	0,0	343,88>>	0,0
6/ 8/ 6 (C)	0,0	-550,26<<	-658,36
6/ 8/ 1	0,0	0,38	2,41>>
6/ 8/ 6 (C)	0,0	-550,26	-658,36<<
7/ 8/ 1	0,0>>	-1,84	2,41
7/ 8/ 1	0,0<<	-1,84	2,41

Bar/Node/Case	FX (kN)	FZ (kN)	MY (kNm)
7/ 8/ 6 (C)	0,0	515,07>>	-658,36
7/ 9/ 6 (C)	0,0	-395,89<<	-271,03
7/ 9/ 4	0,0	15,70	81,51>>
7/ 8/ 6 (C)	0,0	515,07	-658,36<<
8/ 9/ 1	0,0>>	23,86	-9,57
8/ 9/ 1	0,0<<	23,86	-9,57
8/ 9/ 6 (C)	0,0	245,41>>	-271,03
8/ 10/ 5 (C)	0,0	-381,42<<	-598,11
8/ 9/ 4	0,0	-88,47	81,51>>
8/ 10/ 5 (C)	0,0	-381,42	-598,11<<
9/ 10/ 1	0,0>>	27,16	-24,71
9/ 10/ 1	0,0<<	27,16	-24,71
9/ 10/ 5 (C)	0,0	1722,17>>	-598,11
9/ 11/ 6 (C)	0,0	-469,80<<	-433,90
9/ 11/ 1	0,0	-26,74	-23,66>>
9/ 10/ 5 (C)	0,0	1722,17	-598,11<<
10/ 11/ 1	0,0>>	29,00	-23,66
10/ 11/ 1	0,0<<	29,00	-23,66
10/ 11/ 5 (C)	0,0	1273,24>>	-432,14
10/ 12/ 6 (C)	0,0	-361,48<<	-443,95
10/ 11/ 1	0,0	29,00	-23,66>>
10/ 12/ 6 (C)	0,0	-361,48	-443,95<<
11/ 12/ 1	0,0>>	29,78	-27,43
11/ 12/ 1	0,0<<	29,78	-27,43
11/ 12/ 5 (C)	0,0	2004,87>>	-443,53
11/ 13/ 6 (C)	0,0	-495,24<<	-728,15
11/ 13/ 1	0,0	-29,62	-27,01>>
11/ 13/ 5 (C)	0,0	-494,66	-729,95<<
12/ 13/ 1	0,0>>	30,09	-27,01
12/ 13/ 1	0,0<<	30,09	-27,01
12/ 13/ 5 (C)	0,0	1142,63>>	-729,95
12/ 14/ 5 (C)	0,0	-2252,27<<	-604,25
12/ 14/ 1	0,0	-29,31	-24,92>>
12/ 13/ 5 (C)	0,0	1142,63	-729,95<<
13/ 14/ 1	0,0>>	28,08	-24,92
13/ 14/ 1	0,0<<	28,08	-24,92
13/ 14/ 6 (C)	0,0	304,35>>	-602,02
13/ 15/ 6 (C)	0,0	-380,00<<	-806,26
13/ 14/ 1	0,0	28,08	-24,92>>
13/ 15/ 6 (C)	0,0	-380,00	-806,26<<
14/ 15/ 1	0,0>>	34,95	-33,67
14/ 15/ 1	0,0<<	34,95	-33,67
14/ 15/ 6 (C)	0,0	820,58>>	-806,26
14/ 16/ 6 (C)	0,0	-871,25<<	0,00
14/ 16/ 4	0,0	-492,62	0,00>>
14/ 15/ 6 (C)	0,0	820,58	-806,26<<

## E.2 – Dimensjonering av DLB-bjelke

### Dimensjonering av bjelke etter EC2, NS-EN 1992-1-1

#### Prosjekteringsgrunnlag

Karakteristiske verdier for materialfasthet:

Tab. 3.1	B35	Trykkfasthet	$f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$
		Strekfasthet	$f_{ctk,0.05} := 2.2 \frac{N}{mm^2}$
			$f_{ctm} := 3.2 \frac{N}{mm^2}$
	B500NC		$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$

Materialfaktorer:

Tab. 2.1N	Betong	$\gamma_c := 1.5$
	Stål	$\gamma_s := 1.15$

Koeffisienter for virkning av langtidslast:

NA.3.1.6 (1)	Trykkfasthet	$\alpha_{cc} := 0.85$
NA.3.1.6 (2)	Strekfasthet	$\alpha_{ct} := 0.85$

Dimensjonerende verdier for materialfasthet:

(3.15)	B35	Trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 19.8 \frac{N}{mm^2}$
(3.16)		Strekfasthet	$f_{ctd} := \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 1.25 \frac{N}{mm^2}$
3.2.7	B500NC		$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \frac{N}{mm^2}$

Overdekning

Tab. 4.1, 4.4N	XC3, Dim. brukstid 50 år	$c_{min,dur} := 25 \text{ mm}$
NA.4.4.1.3 (1)P	Tillatt avvik	$\Delta c_{dev} := 10 \text{ mm}$
(4.1)	Nominell overdekning	$c_{nom} := c_{min,dur} + \Delta c_{dev} = 35 \text{ mm}$

Dimensjoner:

Dekke:	Tykkelse	$h := 1000 \text{ mm}$
	Bredde	$b := 550 \text{ mm}$
	Tverrsnittsareal	$A_c := h \cdot b = (550 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$
Antatt armering:	Lengdearmering (1 lag)	$\phi_{25} := 25 \text{ mm}$ $A_{\phi_{25}} := 491 \text{ mm}^2$
	Bøylearmering	$\phi_{20} := 20 \text{ mm}$ $A_{\phi_{20}} := 314 \text{ mm}^2$

### Bruddgrenselaster

Dimensjonerende moment	Støtte	$M_{Ed,s} := 801.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$
	Felt	$M_{Ed,f} := 1457.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Dimensjonerende skjærkraft	Maks	$V_{Ed} := 2252.27 \text{ kN}$
	Endeopplegg	$V_{Ed,ende} := 853.75 \text{ kN}$

### Armering for moment

Effektiv høyde  $d := h - c_{nom} - \phi_{25} - \frac{\phi_{25}}{2} = 927.5 \text{ mm}$

Momentkapasitet

$$M_{Rd} := 0.275 f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 2580.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} > M_{Ed,f} > M_{Ed,s} \quad \Rightarrow \text{Ikke behov for trykkarmering}$$

Armering i felt

$$z := \max \left( \left( 1 - 0.17 \frac{M_{Ed,f}}{M_{Rd}} \right) d, 0.95 d \right) = 881.1 \text{ mm}$$

$$A_{s,f} := \frac{M_{Ed,f}}{f_{yd} \cdot z} = 3803.7 \text{ mm}^2$$

$$n_f := \frac{A_{s,f}}{A_{\phi_{25}}} = 7.747 \quad \Rightarrow \quad n_f := 8$$

$$A_{s,f,brukt} := n_f \cdot A_{\phi_{25}} = 3928 \text{ mm}^2$$

Armering over støtte

$$z := 0.835 \quad d = 774.5 \text{ mm}$$

$$A_{s,s} := \frac{M_{Ed,s}}{f_{yd} \cdot z} = 2380 \text{ mm}^2$$

$$n_f := \frac{A_{s,s}}{A_{\phi 25}} = 4.847 \quad \Rightarrow \quad n_f := 5$$

$$A_{s,f,brukt} := n_f \cdot A_{\phi 25} = 2455 \text{ mm}^2$$

### Trykkbruddkapasitet

Prøver for  $\vartheta := 45^\circ$

NA.6.2.3 (3)

Ingen forspenning eller aksialtrykk  $\alpha_{cw} := 1.0$

$$(6.6N) \quad v_1 := 0.6 \left( 1 - \frac{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}}{250} \right) = 0.516$$

$$z := 0.9 \quad d = 834.75 \text{ mm}$$

$$(6.9) \quad V_{Rd,max} := \frac{\alpha_{cw} \cdot b \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot(\vartheta) + \tan(\vartheta)} = 2349.3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} > V_{Ed} \quad \Rightarrow \quad \text{OK!}$$

### Skjærarmring for største skjærkraft

Antar fortsatt  $\phi_{20}$ -bøyle og  $\vartheta := 45^\circ$

$$A_{sw} := 2 \cdot A_{\phi 20} = 628 \text{ mm}^2$$

Største bøyleavstand

$$(6.8) \quad s_1 := \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot(\vartheta)}{V_{Ed}} = 101 \text{ mm}$$

$$(9.5N) \quad \rho_{w,min} := \frac{0.1 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}}}{\frac{f_{yk}}{\text{MPa}}} = 1.183 \cdot 10^{-3}$$

$$(9.4) \quad s_{max,2} := \frac{A_{sw}}{\rho_{w,min} \cdot b} = 965.012 \text{ mm}$$

$$(9.6N) \quad s_{max.3} := 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot(\vartheta)) = 1391 \text{ mm}$$

$$s_{max} := \min(s_1, s_{max.2}, s_{max.3}) = 101.197 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{Bruker } \phi 20c100, \quad A_{sw} = 628 \text{ mm}^2 \quad s := 100 \text{ mm}$$

Skjærkraftkapasitet

$$(6.8) \quad V_{Rd.s} := \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot(\vartheta) = 2279 \text{ kN}$$

### Endeforankring

Velger  $\vartheta_{ende} := 45^\circ$  ved endeopplegg

$$(6.8) \quad V_{Rd.s.ende} := V_{Rd.s} = 2279.2 \text{ kN}$$

Forankringskraft

$$(6.18) \quad \Delta F_{td} := 0.5 \cdot V_{Ed.ende} \cdot \cot(\vartheta_{ende}) = 426.9 \text{ kN}$$

Antatt forankringslengde

$$\text{Byggeplassavvik} \quad \Delta L_{dev} := 15 \text{ mm}$$

$$L_b := \frac{b}{2} - c_{nom} - \Delta L_{dev} = 225 \text{ mm}$$

Dimensjonerende  
heftfasthet

$$\text{Fig. 8.2} \quad \text{"Gode" utstøpingsforhold} \quad \eta_1 := 1.0$$

$$\phi \leq 32 \text{ mm} \quad \eta_2 := 1.0$$

$$(8.2) \quad f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2.81 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tillatt forankringskraft

$$S_{Rd} := 4 \cdot \frac{f_{bd} \cdot L_b}{\phi_{25}} \cdot A_{s,f} = 384.1 \text{ kN}$$

Må forankre for

$$S_{Abhd} := \Delta F_{td} - S_{Rd} = 42.78 \text{ kN}$$

Prøver 3  $\phi 12$ ,  $A_{\phi 12} := 113 \text{ mm}^2$

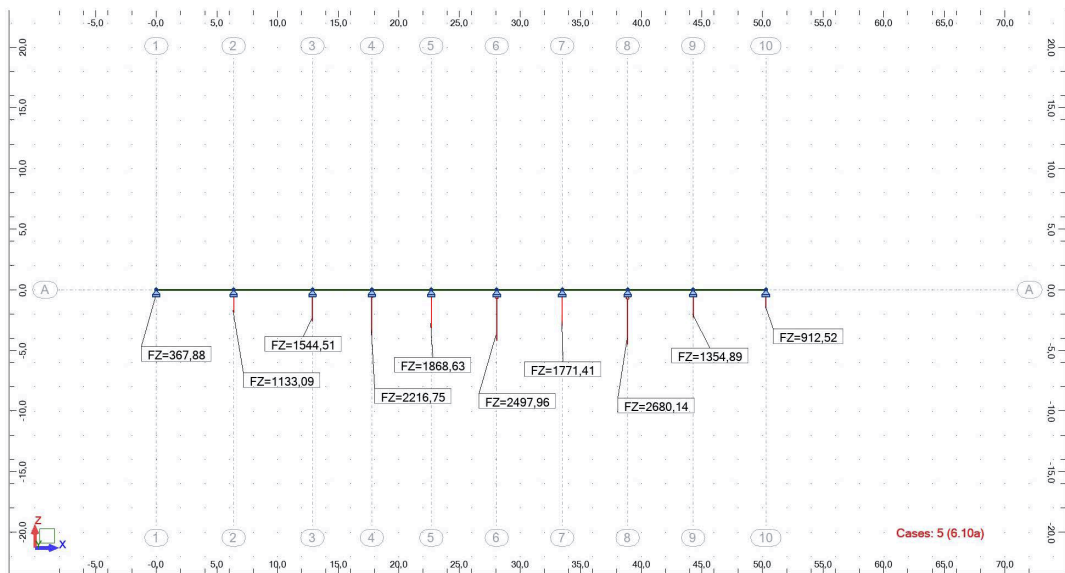
$$F_{sd} := 3 \cdot A_{\phi 12} \cdot f_{yd} = 147.4 \text{ kN} \quad F_{sd} > S_{Abhd} \quad \Rightarrow \text{OK!}$$

## E.3 – Beregningsrapport for søyle fra Robot

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019  
 Author:  
 Address:

File: **Bjelke med egenvekt.rtd**  
 Project: Bjelke med egenvekt

### View - Reaction forces(kN); Cases: 5 (6.10a)



### Loads - Cases

Case	Label	Case name
1	LL1	Nyttelast inne
2	LL2	Nyttelast ute
3	LL21	Egenvekt dekke
4	LL211	Last fra innervegger
5		6.10a
6		6.10b
7		Bruksgrense
8	DL6	Egenvekt vegger
9	DL7	Egenvekt bjelke

Case	Nature	Analysis type
1	Category A	Static - Linear
2	Category A	Static - Linear
3	Structural	Static - Linear
4	Structural	Static - Linear
5	Structural	Linear Combination
6	Structural	Linear Combination
7	Structural	Linear Combination
8	Structural	Static - Linear
9	Structural	Static - Linear

**Loads - Values**

	<b>Case</b>	<b>Load type</b>	<b>List</b>
	1	uniform load	9to13
	1	trapezoidal load (2p)	
	1	trapezoidal load (2p)	14
	1	uniform load	8
	2	uniform load	9to13
	2	trapezoidal load (2p)	14
	2	trapezoidal load (2p)	
	2	trapezoidal load (2p)	14
	2	trapezoidal load (2p)	
	2	uniform load	6 7
	2	uniform load	8
	3	uniform load	6to14
	4	nodal force	
	4	bar force	
	4	bar force	
	4	bar force	
	4	bar force	
	4	bar force	
	4	bar force	
	4	bar force	12
	4	bar force	11
	4	bar force	10
	4	bar force	9
	4	bar force	
	4	bar force	14
	4	nodal force	9
	4	bar force	12
	8	nodal force	
	8	bar force	
	8	bar force	12
	8	bar force	11
	8	bar force	10
	8	bar force	9
	8	bar force	
	8	bar force	14
	8	trapezoidal load (2p)	14
	8	uniform load	9to13
	8	trapezoidal load (2p)	
	8	uniform load	8
	8	nodal force	9
	8	bar force	12
	9	uniform load	6to14



Load values	
PZ=-11,00(kN/m)	
PZ2=-11,00(kN/m) PZ1=-11,00(kN/m) X2=4,90(m) X1=2,00(m) global	
PZ2=-11,00(kN/m) PZ1=-11,00(kN/m) X2=4,00(m) X1=0,0(m) global n	
PZ=-11,00(kN/m)	
PZ=-23,50(kN/m)	
PZ2=-23,50(kN/m) PZ1=-23,50(kN/m) X2=4,00(m) X1=0,0(m) global n	
PZ2=-23,50(kN/m) PZ1=-23,50(kN/m) X2=4,90(m) X1=2,00(m) global	
PZ2=-51,00(kN/m) PZ1=-51,00(kN/m) X2=6,00(m) X1=4,00(m) global	
PZ2=-51,00(kN/m) PZ1=-51,00(kN/m) X2=2,00(m) X1=0,0(m) global n	
PZ=-51,00(kN/m)	
PZ=-23,50(kN/m)	
PZ=-53,04(kN/m)	
FZ=-815,08(kN)	
FZ=-1971,32(kN) X=-3,90(m)	
FZ=-552,32(kN) X=-8,30(m)	
FZ=-1723,29(kN) X=-13,90(m)	
FZ=-857,35(kN) X=-19,50(m)	
FZ=-1476,60(kN) X=-23,90(m)	
FZ=-716,60(kN) X=-29,40(m)	
FZ=-1971,30(kN) X=1,50(m)	
FZ=-552,32(kN) X=0,50(m)	
FZ=-1723,29(kN) X=0,30(m)	
FZ=-857,35(kN) X=0,10(m)	
FZ=-1476,64(kN) X=0,60(m)	
FZ=-716,60(kN) X=2,00(m)	
FZ=-815,08(kN) X=4,00(m)	
FZ=-716,60(kN)	
FZ=-1971,30(kN) X=4,90(m)	
FZ=-74,60(kN)	
FZ=-70,40(kN) X=1,50(m)	
FZ=-70,40(kN) X=0,50(m)	
FZ=-70,40(kN) X=0,30(m)	
FZ=-70,40(kN) X=0,10(m)	
FZ=-70,40(kN) X=0,60(m)	
FZ=-74,60(kN) X=2,00(m)	
FZ=-74,60(kN) X=4,00(m)	
PZ2=-13,57(kN/m) PZ1=-13,57(kN/m) X2=4,00(m) X1=0,0(m) global n	
PZ=-13,57(kN/m)	
PZ2=-13,57(kN/m) PZ1=-13,57(kN/m) X2=4,90(m) X1=2,00(m) global	
PZ=-13,57(kN/m)	
FZ=-74,60(kN)	
FZ=-70,40(kN) X=4,90(m)	
PZ=-18,13(kN/m)	

**Combinations**

- Cases: 5to7

Combinations	Name	Analysis type	Combination	Case nature
5 (C)	6.10a	Linear Combinatio	ULS	Structural
6 (C)	6.10b	Linear Combinatio	ULS	Structural
7 (C)	Bruksgrense	Linear Combinatio	ULS	Structural

Combinations	Definition
5 (C)	$4*1.00+(1+2)*1.05+(3+8+9)*1.35$
6 (C)	$(3+8+9)*1.20+2*1.50+1*1.05+4*1.00$
7 (C)	$(1+2+3+4+8+9)*1.00$

**Reactions - Values**

in the coordinate system: global - Cases: 1to9

Node/Case	FX (kN)	FZ (kN)	MY (kNm)
7/ 1	0,0	0,38	0,0
7/ 2	0,0	125,60	0,0
7/ 3	0,0	131,61	0,0
7/ 4	0,0	-3,22	0,0
7/ 5 (C)	0,0	367,88	0,0
7/ 6 (C)	0,0	397,86	0,0
7/ 7 (C)	0,0	299,66	0,0
7/ 8	0,0	0,32	0,0
7/ 9	0,0	44,99	0,0
8/ 1	0,0	-2,22	0,0
8/ 2	0,0	384,98	-0,00
8/ 3	0,0	394,60	-0,00
8/ 4	0,0	18,93	-0,00
8/ 5 (C)	0,0	1133,09	-0,00
8/ 6 (C)	0,0	1227,19	-0,00
8/ 7 (C)	0,0	929,29	-0,00
8/ 8	0,0	-1,88	0,00
8/ 9	0,0	134,88	-0,00
9/ 1	0,0	25,70	0,0
9/ 2	0,0	220,51	-0,00
9/ 3	0,0	296,16	0,0
9/ 4	0,0	612,42	-0,00
9/ 5 (C)	0,0	1544,51	-0,00
9/ 6 (C)	0,0	1568,90	-0,00
9/ 7 (C)	0,0	1357,57	-0,00
9/ 8	0,0	101,55	0,00
9/ 9	0,0	101,23	-0,00
10/ 1	0,0	57,20	0,0
10/ 2	0,0	92,79	-0,00

Node/Case	FX (kN)	FZ (kN)	MY (kNm)
10/ 3	0,0	245,23	-0,00
10/ 4	0,0	1428,93	0,00
10/ 5 (C)	0,0	2216,75	-0,00
10/ 6 (C)	0,0	2188,47	-0,00
10/ 7 (C)	0,0	2045,83	-0,00
10/ 8	0,0	137,85	-0,00
10/ 9	0,0	83,83	-0,00
11/ 1	0,0	55,74	0,00
11/ 2	0,0	126,83	0,00
11/ 3	0,0	276,82	0,00
11/ 4	0,0	978,13	-0,00
11/ 5 (C)	0,0	1868,63	-0,00
11/ 6 (C)	0,0	1848,05	-0,00
11/ 7 (C)	0,0	1678,33	-0,00
11/ 8	0,0	146,19	0,00
11/ 9	0,0	94,62	-0,00
12/ 1	0,0	60,18	0,00
12/ 2	0,0	126,15	0,00
12/ 3	0,0	287,65	0,00
12/ 4	0,0	1596,98	0,00
12/ 5 (C)	0,0	2497,96	0,00
12/ 6 (C)	0,0	2476,36	0,00
12/ 7 (C)	0,0	2305,78	0,00
12/ 8	0,0	136,49	0,00
12/ 9	0,0	98,33	0,00
13/ 1	0,0	59,71	0,00
13/ 2	0,0	130,21	-0,00
13/ 3	0,0	290,65	-0,00
13/ 4	0,0	835,58	-0,00
13/ 5 (C)	0,0	1771,41	-0,00
13/ 6 (C)	0,0	1748,18	-0,00
13/ 7 (C)	0,0	1570,99	-0,00
13/ 8	0,0	155,49	-0,00
13/ 9	0,0	99,35	-0,00
14/ 1	0,0	57,39	-0,00
14/ 2	0,0	114,43	-0,00
14/ 3	0,0	268,23	-0,00
14/ 4	0,0	1833,36	-0,00
14/ 5 (C)	0,0	2680,14	-0,00
14/ 6 (C)	0,0	2657,59	-0,00
14/ 7 (C)	0,0	2498,78	-0,00
14/ 8	0,0	133,70	-0,00
14/ 9	0,0	91,69	0,00
15/ 1	0,0	66,27	0,00
15/ 2	0,0	169,47	0,00
15/ 3	0,0	348,54	-0,00

Node/Case	FX (kN)	FZ (kN)	MY (kNm)
15/ 4	0,0	318,85	0,00
15/ 5 (C)	0,0	1354,89	0,00
15/ 6 (C)	0,0	1343,54	0,00
15/ 7 (C)	0,0	1138,67	0,00
15/ 8	0,0	116,42	-0,00
15/ 9	0,0	119,14	0,0
16/ 1	0,0	9,05	0,00
16/ 2	0,0	99,83	0,00
16/ 3	0,0	127,36	0,0
16/ 4	0,0	492,62	-0,00
16/ 5 (C)	0,0	912,52	-0,00
16/ 6 (C)	0,0	923,49	-0,00
16/ 7 (C)	0,0	827,85	-0,00
16/ 8	0,0	55,45	0,00
16/ 9	0,0	43,53	0,00
<b>Case 1</b>	<b>Nyttelast inne</b>		
Sum of val.	0,0	389,40	0,00
Sum of reac.	0,0	389,40	-11907,85
Sum of forc.	0,0	-389,40	11907,85
Check val.	0,0	-0,00	0,00
Precision	6,86247e-15	1,43004e-30	
<b>Case 2</b>	<b>Nyttelast ute</b>		
Sum of val.	0,0	1590,78	-0,00
Sum of reac.	0,0	1590,78	-34696,37
Sum of forc.	0,0	-1590,78	34696,37
Check val.	0,0	-0,00	0,00
Precision	1,31825e-15	8,56880e-32	
<b>Case 3</b>	<b>Egenvekt dekke</b>		
Sum of val.	0,0	2666,85	-0,00
Sum of reac.	0,0	2666,85	-67044,64
Sum of forc.	0,0	-2666,85	67044,64
Check val.	0,0	-0,00	0,00
Precision	8,89712e-16	1,97593e-31	
<b>Case 4</b>	<b>Last fra innervegger</b>		
Sum of val.	0,0	8112,58	-0,00
Sum of reac.	0,0	8112,58	-238586,24
Sum of forc.	0,0	-8112,58	238586,24
Check val.	0,0	0,00	-0,00
Precision	2,57259e-15	2,49649e-31	
<b>Case 5 (C)</b>	<b>6.10a</b>		
Sum of val.	0,0	16347,78	-0,00

Node/Case	FX (kN)	FZ (kN)	MY (kNm)
<b>Sum of reac.</b>	0,0	16347,78	-448445,98
<b>Sum of forc.</b>	0,0	-16347,78	448445,98
<b>Check val.</b>	0,0	0,0	-0,00
<b>Precision</b>	2,25574e-14	2,97650e-30	
<b>Case 6 (C)</b>	<b>6.10b</b>		
<b>Sum of val.</b>	0,0	16379,63	-0,00
<b>Sum of reac.</b>	0,0	16379,63	-446178,75
<b>Sum of forc.</b>	0,0	-16379,63	446178,75
<b>Check val.</b>	0,0	0,00	-0,00
<b>Precision</b>	2,18845e-14	2,88891e-30	
<b>Case 7 (C)</b>	<b>Bruksgrense</b>		
<b>Sum of val.</b>	0,0	14652,77	-0,00
<b>Sum of reac.</b>	0,0	14652,77	-404394,39
<b>Sum of forc.</b>	0,0	-14652,77	404394,39
<b>Check val.</b>	0,0	0,00	-0,00
<b>Precision</b>	1,91941e-14	2,60637e-30	
<b>Case 8</b>	<b>Egenvekt vegger</b>		
<b>Sum of val.</b>	0,0	981,58	-0,00
<b>Sum of reac.</b>	0,0	981,58	-29242,26
<b>Sum of forc.</b>	0,0	-981,58	29242,26
<b>Check val.</b>	0,0	-0,00	-0,00
<b>Precision</b>	3,56093e-15	5,62640e-32	
<b>Case 9</b>	<b>Egenvekt bjelke</b>		
<b>Sum of val.</b>	0,0	911,58	-0,00
<b>Sum of reac.</b>	0,0	911,58	-22917,03
<b>Sum of forc.</b>	0,0	-911,58	22917,03
<b>Check val.</b>	0,0	0,00	-0,00
<b>Precision</b>	3,99013e-15	5,87133e-31	

## E.4 – Dimensjonering av søyler

### Dimensjonering av søyle etter EC2, NS-EN 1992-1-1

#### Prosjekteringsgrunnlag

Karakteriske verdier for materialfasthet:

Tab. 3.1	B35	Trykkfasthet	$f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$
	B500NC	Trykkfasthet	$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$

Materialfaktorer:

Tab 2.1N	Betong	$\gamma_c := 1.5$
	Stål	$\gamma_s := 1.15$

Koeffisienter for virkning av langtidslast:

NA.3.1.6 (1)	Trykkfasthet	$\alpha_{cc} := 0.85$
--------------	--------------	-----------------------

Dimensjonerende verdier for materialfasthet:

(3.15)	B35	Trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 19.8 \frac{N}{mm^2}$
3.2.7	B500NC		$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjoner:

Rektangulært søyletverrsnitt	$b := 400 \text{ mm}$	$h := 800 \text{ mm}$
------------------------------	-----------------------	-----------------------

$$A_c := b \cdot h = (3.2 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Lengde søyle	$L_0 := 2.3 \text{ m}$
--------------	------------------------

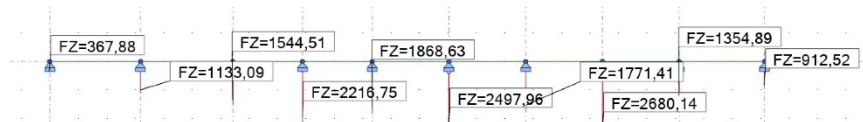
Antatt armering:	Hovedarmering	$\phi_{32} := 32 \text{ mm}$	$A_{\phi 32} := 804 \text{ mm}^2$
------------------	---------------	------------------------------	-----------------------------------

	Bøylearmering	$\phi_{16} := 16 \text{ mm}$	$A_{\phi 16} := 201 \text{ mm}^2$
--	---------------	------------------------------	-----------------------------------

Overdekning:	$c_{nom} := 35 \text{ mm}$
--------------	----------------------------

## Bruddgrenselast

Vi bruker Robot-utregninga for å finne laster i bruddgrense:



Største dimensjonerende aksialkraft:  $N_{Ed} := 2680.1 \text{ kN}$

## Maks senteravstand

$$s_{cl,max} := \min(20 \phi_{32}, b, 400 \text{ mm}) = 400 \text{ mm}$$

## Minimumsarmering

$$A_{s,min1} := 0.2 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 2919.5 \text{ mm}^2 \quad A_{s,min2} := 0.5 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = 3082.1 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min3} := 0.01 \cdot A_c = 3200 \text{ mm}^2 \quad A_{s,min} := A_{s,min3}$$

Prøver med 6  $\phi_{32}$ :  $A_s := 6 \cdot 804 \text{ mm}^2 = 4824 \text{ mm}^2$   $i := \frac{b}{\sqrt{12}} = 115.5 \text{ mm}$

Kneklengde:  $L_k := 1.0 \cdot L_0 = 2.3 \text{ m}$   $\lambda := \frac{L_0}{i} = 19.9$

NA.5.8.3.1  $n := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.4$   $k_a := 1$   $\omega := \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.3$

$$\lambda_n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot k_a \cdot \omega}} = 10 \quad \lambda_{n,lim} := 13$$

Siden  $\lambda_n \leq \lambda_{n,lim}$  vil ikke søylen knekke.

## Sjekker kapasitet for svak akse:

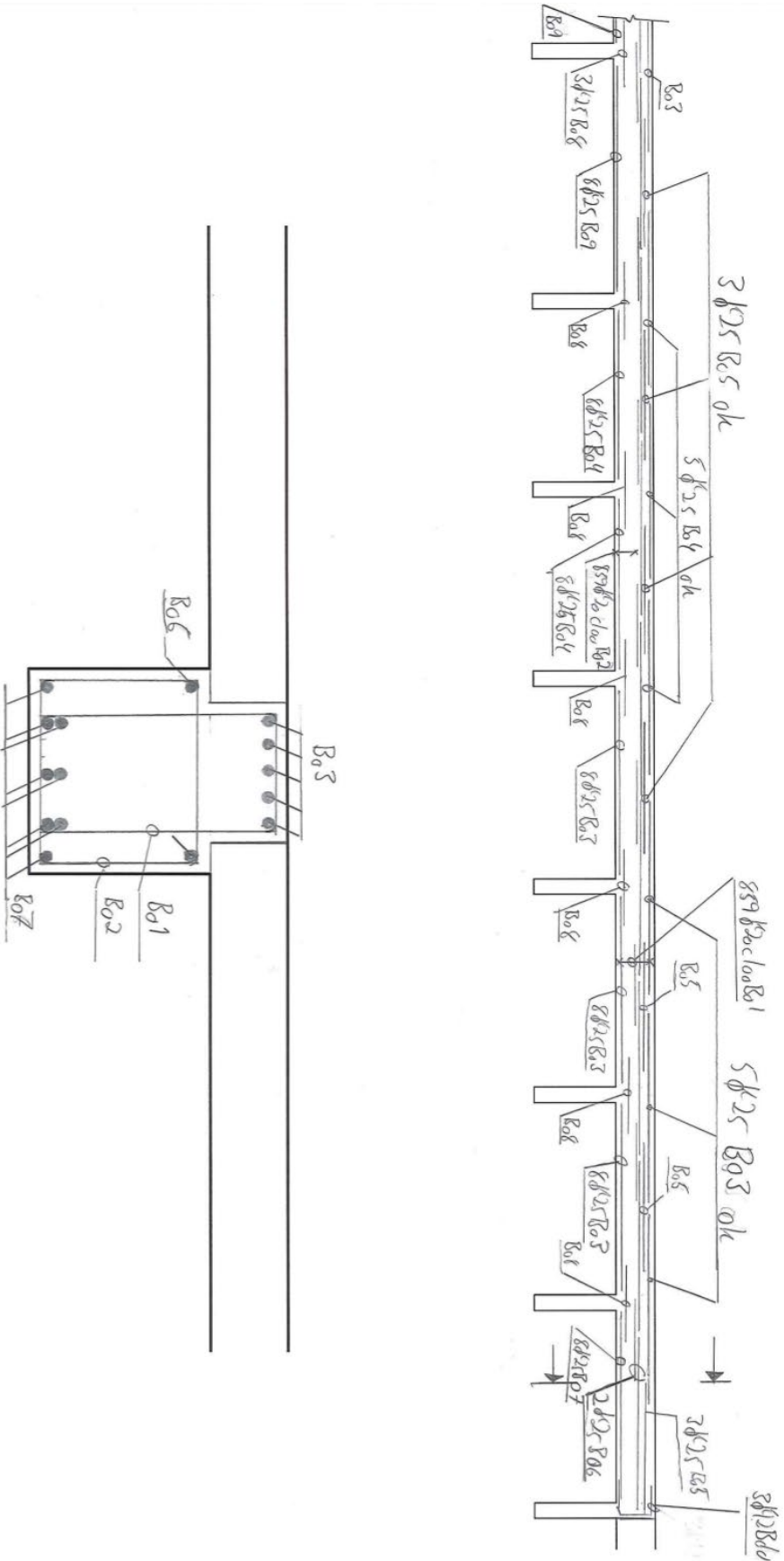
$$b' := b - 2 \cdot 35 \text{ mm} - 2 \cdot 16 \text{ mm} - 32 \text{ mm} = 266 \text{ mm} \quad \frac{b'}{b} = 0.7 \quad \text{Bruker 0.7-diagram}$$

Minimum eksentresitet:  $e_{min} := \max\left(\frac{h}{30}, 20 \text{ mm}\right) = 26.7 \text{ mm}$


$$M_{Ed} := N_{Ed} \cdot e_{min} = 71.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad m_{svak} := \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot b} = 0.0282 \quad n = 0.4$$

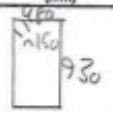
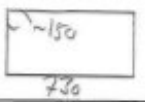
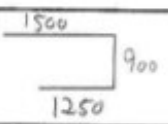
Ser på diagram at  $w=0$  -> Minimumsarmeringen holder Søylen har nok kapasitet.

E.5 – Armeringstegninger og bøyelister

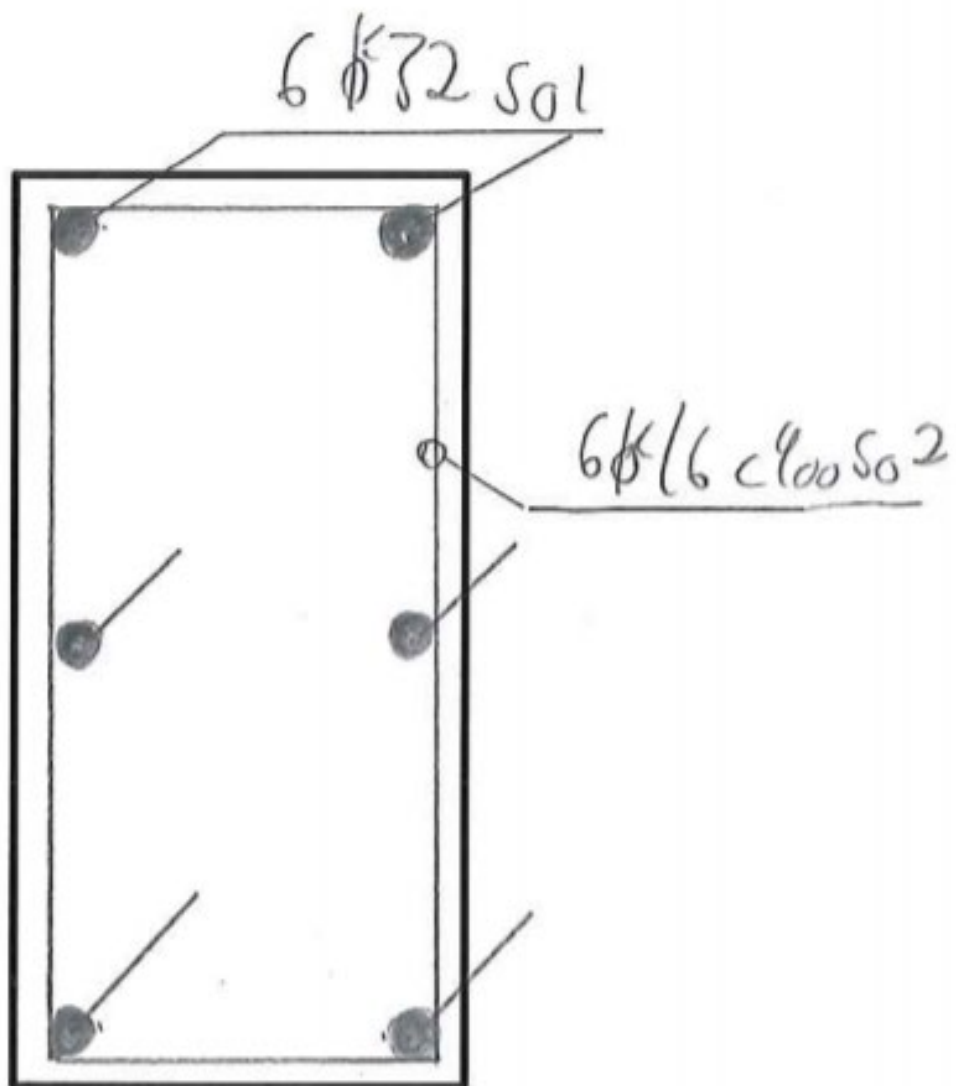





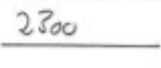
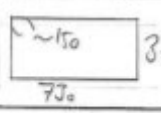
<b>Bøyeliste</b>		Prosjekt nr.	Utarbeidet av	Utarbeidet dato
Konstruktør		Prosjekt		Kontrollert dato
Bjelke		Lille tvedtvegen		
Dokument nr.		Tegning nr.		Revisjon
Sikkerhets		Skisse-mål i mm, ytterkant		Bøyeliste nr.
B500NC				1

Posnr.	Diam. (mm)	Antall	Lengde (mm)	Skisse (mm)	Sum Lengde (m)	Dord (mm)	Merknad	Rev. Dato		
B01	20	859	7120		2680		6620 Vekt: kg			
B02	20	859	3020		2594		6407 Vekt: kg			
B03	25	91	5000	<u>5000</u>	455		1752 Vekt: kg			
B04	25	39	4500	<u>4500</u>	176		678 Vekt: kg			
B05	25	42	3500	<u>3500</u>	147		566 Vekt: kg			
B06	25	30	8000	<u>8000</u>	240		924 Vekt: kg			
B07	25	16	5600	<u>5600</u>	90		347 Vekt: kg			
B08	25	39	2000	<u>2000</u>	78		300 Vekt: kg			
B09	25	16	6100	<u>6100</u>	98		377 Vekt: kg			
B10	12	12	3650		44		39 Vekt: kg			
Sum lengde (m)				#8	#10	44 #12	#16	5274 #20	1284 #25	#32
Sum vekt (kg)						39		13027	4944	

Jan 19, Juni 2000 02: 28:04



<b>Bøyeliste</b>		Prosjekt nr.	Utarbeidet av	Utarbeidet dato
Konstruktør  Søyle		Prosjekt		Kontrollert dato
		Tegning nr.		Revisjon
		Skisse-mål i mm, ytterkant		Bøyeliste nr.
Dokument nr.	Stålkvalitet B500NC			2

Posnr.	Diam. (mm)	Antall	Lengde (mm)	Skisse (mm)	Sum Lengde (m)	Dord. (mm)	Merknad	Rev. Dato
S01	32	90	2300		207		1306 Vekt: kg	
S02	16	90	2420		218		345 Vekt: kg	
							Vekt: kg	
							Vekt: kg	
							Vekt: kg	
							Vekt: kg	
							Vekt: kg	
							Vekt: kg	
							Vekt: kg	
							Vekt: kg	
Sum lengde (m)					218			206
Sum vekt (kg)					345			130

April 16, Juni 2008 12: 08:28

# Vedlegg F – Dimensjonering av plattendekke

## F.1 – Dimensjonering av dekke

### Dimensjonering av dekke etter EC2, NS-EN 1992-1-1

#### Prosjekteringsgrunnlag

Karakteristiske verdier for materialfasthet:

Tab. 3.1	B35	Trykkfasthet	$f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$
		Strekkfasthet	$f_{ctk,0.05} := 2.2 \frac{N}{mm^2}$
			$f_{ctm} := 3.2 \frac{N}{mm^2}$
	B500NC		$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$

Materialfaktorer:

Tab. 2.1N	Betong	$\gamma_c := 1.5$
	Stål	$\gamma_s := 1.15$

Koeffisienter for virkning av langtidslast:

NA.3.1.6 (1)	Trykkfasthet	$\alpha_{cc} := 0.85$
NA.3.1.6 (2)	Strekkfasthet	$\alpha_{ct} := 0.85$

Dimensjonerende verdier for materialfasthet:

(3.15)	B35	Trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 19.8 \frac{N}{mm^2}$
(3.16)		Strekkfasthet	$f_{ctd} := \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 1.25 \frac{N}{mm^2}$
3.2.7	B500NC		$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \frac{N}{mm^2}$

Overdekning

Tab. 4.1, 4.4N	XC3, Dim. brukstid 50 år	$c_{min,dur} := 25 \text{ mm}$
NA.4.4.1.3 (1)P	Tillatt avvik	$\Delta c_{dev} := 10 \text{ mm}$
(4.1)	Nominell overdekning	$c_{nom} := c_{min,dur} + \Delta c_{dev} = 35 \text{ mm}$

Dimensjoner:

Dekke:	Tykkelse	$t := 300 \text{ mm}$
	Bredde (1 m platestripe)	$b := 1000 \text{ mm}$
	Tverrsnittsareal	$A_c := t \cdot b = 300000 \text{ mm}^2$
Antatt armering:	Lengdearmering	$\phi_{16} := 16 \text{ mm}$
		$A_{\phi 16} := 201 \text{ mm}^2$
	Fordelingsarmering	$\phi_{12} := 12 \text{ mm}$
		$A_{\phi 12} := 113 \text{ mm}^2$
Senteravstand mellom opplager		$L_1 := 11 \text{ m}$
		$L_2 := 9.4 \text{ m}$
Lysåpning mellom opplager		$L_{lys1} := 10.45 \text{ m}$
		$L_{lys2} := 8.85 \text{ m}$

## Bruddgrenselaster etter NS-EN 1990

Karakteristiske laster:

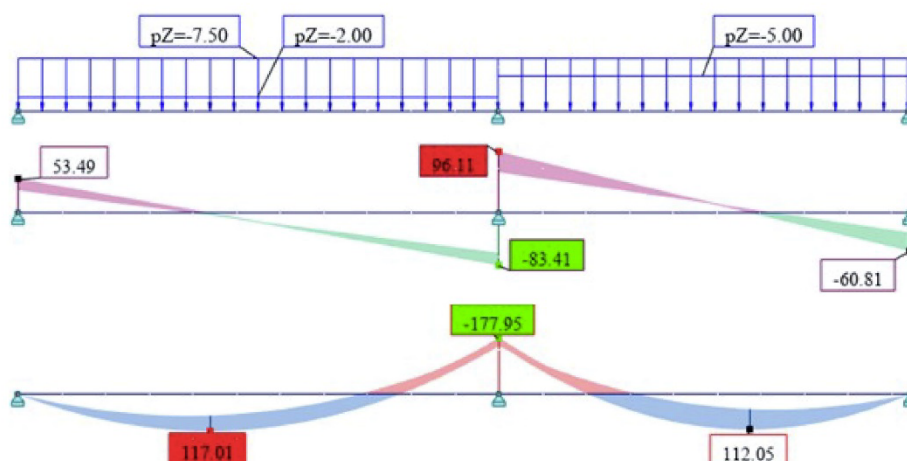
$$\text{Egenvekt av dekke pr. meter: } g_k := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot t \cdot b = 7.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Nyttelast på innendørs del av dekket pr. meter: } q_{k,\text{inne}} := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot b = 2.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Nyttelast på utendørs del av dekket pr. meter: } q_{k,\text{ute}} := 5.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot b = 5.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Laster fra ovenliggende deler av bygget antas å gå rett ned i opplagrene og vil dermed ikke påvirke dekket

Under er karakteristiske laster illustrert sammen med maksimale momenter og skjærkrefter i bruddgrense.



Dimensjonerende momenter beregnet i Robot

Støtte	$M_{Ed,s} := 177.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Felt 1	$M_{Ed,1} := 117.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Felt 2	$M_{Ed,2} := 112.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Største opptredende skjærkraft beregnet i Robot

Ved opplegg B	$V_{Ed} := 96.11 \text{ kN}$
---------------	------------------------------

### Armering for moment

Effektiv tverrsnittshøyde  $d := t - c_{nom} - \frac{\phi_{16}}{2} = 257 \text{ mm}$

Trykksoneens momentkapasitet  $M_{Rd,c} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 360.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$M_{Rd,c} > M_{Ed,s} \Rightarrow \text{Ikke behov for trykkarmering}$$

Nødvendig armering i felt:

Antar normalarmert tverrsnitt  $c := 0.17$

Indre momentarm:  $z_1 := \left( 1 - c \cdot \frac{M_{Ed,1}}{M_{Rd,c}} \right) d = 242.8 \text{ mm}$

$$A_{s,f} := \frac{M_{Ed,1}}{f_{yd} \cdot z_1} = 1108 \text{ mm}^2$$

Antall stenger nødvendig:  $n_f := \frac{A_{s,f}}{A_{\phi 16}} = 5.514$

$$s_f := \frac{b}{n_f} = 181 \text{ mm}$$

Nødvendig armering over støtte

Indre momentarm:  $z_2 := \left( 1 - c \cdot \frac{M_{Ed,s}}{M_{Rd,c}} \right) d = 235.4 \text{ mm}$

$$A_{s,s} := \frac{M_{Ed,s}}{f_{yd} \cdot z_2} = 1739 \text{ mm}^2$$

Bruker  $\phi_{20}$  i stedet over støtte  $\phi_{20} := 20 \text{ mm}$   $A_{\phi 20} := 314 \text{ mm}^2$

$$n_s := \frac{A_{s,s}}{A_{\phi 20}} = 5.537$$

$$s_s := \frac{b}{n_s} = 181 \text{ mm}$$

Minste og største armeringsareal etter pkt. 9.2.1.1

$$(9.1N) \quad A_{s,min} := \max \left( 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b \cdot d, 0.0013 b \cdot d \right) = 428 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} := 0.04 A_c = 12000 \text{ mm}^2$$

Største senteravstand etter pkt. 9.3.1.1

Hovedarmering,

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

Fordelingsarmering,

$$s_{max.slabs} := \min(3 t, 400 \text{ mm}) = 400 \text{ mm}$$

Fordelingsarmering

9.3.1.1 (2) Minst 20% av hovedarmering i énveis plater

$$A_{s,for} := 0.2 A_{s,f} = 222 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,for} < A_{s,min} \Rightarrow \text{Benytter minimumsarmering}$$

Legger inn armering

Hovedarmering støtte	$\phi 20c170,$	$A_{sl,s} := 1847 \text{ mm}^2$
----------------------	----------------	---------------------------------

Hovedarmering felt	$\phi 16c170,$	$A_{sl,f} := 1182 \text{ mm}^2$
--------------------	----------------	---------------------------------

Svinn-/fordelingsarmering	$\phi 12c250,$	$A_{sF} := 452 \text{ mm}^2$
---------------------------	----------------	------------------------------

### Forskalingsdekke

Må finne minste nødvendige høyde for forskalingsdekke som skal benyttes

Karakteristiske laster i monteringsfasen

Egenvekt av dekke pr. meter:	$g_k := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot t \cdot b = 7.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
------------------------------	--

Nyttelast på innendørs del av dekket pr. meter:	$q_{k,mont} := 1.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot b = 1.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
---	--

Lastfaktorer etter ligning 6.10a

Tab. NA.A1.2 (B)	Permanente laster	$\gamma_{Gj} := 1.2$
------------------	-------------------	----------------------

	Dominerende variabel last	$\gamma_{Q1} := 1.5$
--	---------------------------	----------------------

Dimensjonerende bruddgrenselast i monteringsfasen

$$Q_{Ed,mont} := \gamma_{Gj} \cdot g_k + \gamma_{Q1} \cdot q_{k,mont} = 10.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende moment i monteringsfasen

$$M_{Ed,mont} := \frac{Q_{Ed,mont} \cdot (L_{lys2}^3 + L_{lys1}^3)}{8 \cdot (L_{lys1} + L_{lys2})} = 124.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



Nødvendig effektiv høyde

$$d_0 := \sqrt{\frac{M_{Ed, \text{mont}}}{0.275 \cdot f_{cd} \cdot b}} = 151 \text{ mm}$$

Nødvendig tykkelse på forskalingsdekke

$$t_{fd} := d_0 + \frac{\phi_{20}}{2} + \phi_{16} + c_{nom} = 212.232 \text{ mm}$$

Valgt tykkelse av forskalingsdekke

Total tykkelse  $t := 220 \text{ mm}$

Betongplate  $t_{plate} := 70 \text{ mm}$

Total tykkelse vil si avstand fra bunn av betongplaten til toppen av gitterdrageren

### Skjærkraftkapasitet

Skjærstrekkkapasitet uten skjærarmoring

NA.6.2.2 (1)

$$k_2 := 0.15$$

$$C_{Rd,c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.1$$

$$k := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ (mm)}}{d}}, 2.0\right) = 1.882$$

$$\rho_L := \min\left(\frac{A_{sL,f}}{b \cdot d}, 0.02\right) = 0.005$$

$$(6.2.a) \quad V_{Rd,1} := \left( C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left( 100 \rho_L \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \frac{(b \cdot d)}{\text{mm}^2} \right) \text{ N} = 122.1 \text{ kN}$$

$$v_{min} := \left( 0.035 k^{\frac{3}{2}} \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{2}} \right) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0.535 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

(6.2.b)

$$V_{Rd,2} := v_{min} \cdot b \cdot d = 137.4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} := \max(V_{Rd,1}, V_{Rd,2}) = 137.4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} > V_{Ed} \quad \Rightarrow \quad \text{Ikke beregningsmessig behov for skjærarmoring}$$

### Midlere E-modul for felt 1

Tab. 3.1	B35	$E_{cm} := 34000 \frac{N}{mm^2}$
----------	-----	----------------------------------

Nedbøyning kontrolleres for tilstand "ofte forekommende"

Kryptall

Omkrets eksponert for uttørking	$u := 2 \quad b = 2 \quad m$
Effektiv tverrsnittstykkelse	$h_0 := \frac{2 A_c}{u} = 300 \quad mm$
Sementtype	N - Høyfast sement

	Egenlast	Nyttelast
Belastningstidspunkt	$t_0 := 5 \text{ d\o{g}n}$	$t_0 := 50 \text{ d\o{g}n}$
Fig. 3.1 a)	$\varphi_g := 2.8$	$\varphi_p := 1.9$

Egenlast

$$q_1 := g_k = 7.5 \frac{kN}{m}$$
$$E_1 := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_g} = 8947 \frac{N}{mm^2}$$

Langtidsandel av nyttelast ("tilnærmet permanent")

Tab. NA.A1(904)	$\psi_2 := 0.3$
	$q_2 := q_{k.inne} \cdot \psi_2 = 0.6 \frac{kN}{m}$
	$E_2 := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_p} = 11724 \frac{N}{mm^2}$

Korttidsandel av nyttelast ("ofte forekommende")

Tab. NA.A1(904)	$\psi_1 := 0.5$
	$q_3 := q_{k.inne} \cdot (\psi_1 - \psi_2) = 0.4 \frac{kN}{m}$
	$E_3 := E_{cm} = 34000 \frac{N}{mm^2}$

Midlere E-modul

$$\Sigma q_{inne} := q_1 + q_2 + q_3 = 8.5 \frac{kN}{m}$$

$$E_{middel} := \frac{\Sigma q_{inne}}{\frac{q_1}{E_1} + \frac{q_2}{E_2} + \frac{q_3}{E_3}} = 9432 \frac{N}{mm^2}$$

Risset stivhet i felt 1

$$E_c := E_{middel} = 9432 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2}$$

$$r_1 := \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{A_{sL.s}}{b \cdot d} = 0.152$$

$$\alpha := \sqrt{r_1^2 + 2} r_1 - r_1 = 0.42$$

Ekvivalent treghetsmodul

$$I_c := \frac{1}{2} \alpha^2 \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) b \cdot d^3 = (1.289 \cdot 10^9) mm^4$$

Risset stivhet

$$EI_1 := E_c \cdot I_c = (1.216 \cdot 10^{13}) N \cdot mm^2$$

Nedbøyning i felt 1

"Dobbeltarmerer" for å unngå nedbøyning pga. svinn

Nedbøyning pga. egenvekt

$$M_{B.g} := 99.34 kN \cdot m$$

$$M_{0.g} := \frac{q_1 \cdot L_1^2}{8} = 113.438 kN \cdot m$$

$$\kappa := \left| \frac{M_{B.g}}{M_{0.g}} \right| = 0.876 \quad \Rightarrow \quad \kappa := 0.9, \quad \eta_f := 20.3$$

$$\delta_g := \frac{M_{0.g} \cdot L_1^2}{EI_1 \cdot \eta_f} = 55.6 mm$$

Nedbøyning pga. langtidsdel av nyttelast

$$M_{Ed,l} := 4.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{0,l} := \frac{q_2 \cdot L_1^2}{8} = 9.075 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\kappa := \left| \frac{M_{Ed,l}}{M_{0,l}} \right| = 0.539 \quad \Rightarrow \quad \kappa := 0.5, \quad \eta_f := 13.7$$

$$\delta_{p,l} := \frac{M_{0,l} \cdot L_1^2}{E I_1 \cdot \eta_f} = 6.6 \text{ mm}$$

Total nedbøyning fra permanente laster

$$\delta_{perm} := \delta_g + \delta_{p,l} = 62.2 \text{ mm}$$

$$\delta_{krav} := \frac{L_1}{250} = 44 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{ Ikke OK!}$$

Velger å forsikre med maksimal overhøyde etter pkt. 7.4.1 (4)

$$\delta_{max,oh} := \frac{L_1}{250} = 44 \text{ mm}$$

Nedbøyning pga. korttidsdel av nyttelast

$$M_{Ed,k} := 3.26 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{0,k} := \frac{q_3 \cdot L_1^2}{8} = 6.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\kappa := \left| \frac{M_{Ed,k}}{M_{0,k}} \right| = 0.539 \quad \Rightarrow \quad \kappa := 0.5, \quad \eta_f := 13.7$$

$$\delta_{p,k} := \frac{M_{0,k} \cdot L_1^2}{E I_1 \cdot \eta_f} = 4.4 \text{ mm}$$

Total nedbøyning

$$\delta_{tot} := \delta_g + \delta_{p,l} + \delta_{p,k} - \delta_{max,oh} = 22.6 \text{ mm}$$

$$\delta_{tot} < \delta_{krav} \quad \Rightarrow \text{ OK!}$$

## Midlere E-modul for felt 2

Langtidsandel av nyttelast ("tilnærmet permanent")

$$q_2 := q_{k,ute} \cdot \psi_2 = 1.5 \frac{kN}{m}$$

Korttidsandel av nyttelast ("ofte forekommende")

$$q_3 := q_{k,ute} \cdot (\psi_1 - \psi_2) = 1.0 \frac{kN}{m}$$

Midlere E-modul

$$\Sigma q_{ute} := q_1 + q_2 + q_3 = 10.0 \frac{kN}{m}$$

$$E_{middel} := \frac{\Sigma q_{ute}}{\frac{q_1}{E_1} + \frac{q_2}{E_2} + \frac{q_3}{E_3}} = 10044 \frac{N}{mm^2}$$

## Risset stivhet i felt 2

$$E_c := E_{middel} = 10044 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2}$$

$$r_1 := \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{A_{sL,s}}{b \cdot d} = 0.143$$

$$\alpha := \sqrt{r_1^2 + 2} \cdot r_1 - r_1 = 0.411$$

Ekvivalent treghetsmodul

$$I_c := \frac{1}{2} \alpha^2 \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) b \cdot d^3 = (1.236 \cdot 10^9) mm^4$$

Risset stivhet

$$EI_2 := E_c \cdot I_c = (1.241 \cdot 10^{13}) N \cdot mm^2$$

## Nedbøyning i felt 2

Nedbøyning pga. egenvekt

$$M_{B,g} := 99.34 kN \cdot m$$

$$M_{0,g} := \frac{q_1 \cdot L_2^2}{8} = 82.838 kN \cdot m$$

$$\kappa := \left| \frac{M_{B,g}}{M_{0,g}} \right| = 1.199 \quad \Rightarrow \quad \kappa := 1.2, \quad \eta_f := 31.2$$

$$\delta_g := \frac{M_{0,g} \cdot L_1^2}{EI_2 \cdot \eta_f} = 25.9 mm$$

Nedbøyning pga. langtidsdel av nyttelast

$$M_{Ed,l} := 12.97 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{0,l} := \frac{q_2 \cdot L_2^2}{8} = 16.568 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\kappa := \left| \frac{M_{Ed,l}}{M_{0,l}} \right| = 0.783 \quad \Rightarrow \quad \kappa := 0.8, \quad \eta_f := 18.2$$

$$\delta_{p,l} := \frac{M_{0,l} \cdot L_2^2}{EI_2 \cdot \eta_f} = 6.5 \text{ mm}$$

Total nedbøyning fra permanente laster

$$\delta_{perm} := \delta_g + \delta_{p,l} = 32.4 \text{ mm}$$

$$\delta_{krav} := \frac{L_2}{250} = 37.6 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{OK!}$$

Nedbøyning pga. korttidsdel av nyttelast

$$M_{Ed,k} := 8.65 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{0,k} := \frac{q_3 \cdot L_2^2}{8} = 11.045 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

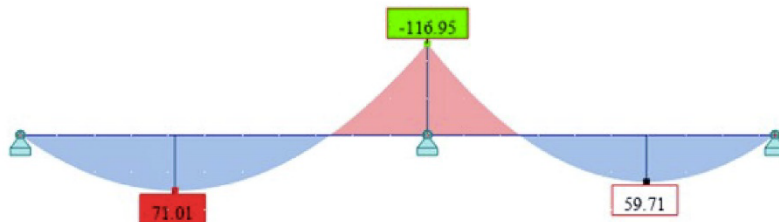
$$\kappa := \left| \frac{M_{Ed,k}}{M_{0,k}} \right| = 0.783 \quad \Rightarrow \quad \kappa := 0.8, \quad \eta_f := 18.2$$

$$\delta_{p,k} := \frac{M_{0,k} \cdot L_1^2}{EI_1 \cdot \eta_f} = 6 \text{ mm}$$

Total nedbøyning

$$\delta_{tot} := \delta_g + \delta_{p,l} + \delta_{p,k} = 38.4 \text{ mm}$$

### Rissviddekontroll av felt 1 ved hjelp av minimumsarmering



#### Minimumsarmering

Tab. 7.2N

$$w_k := 0.3, \quad \phi_{16} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{s,tillatt} := 240 \frac{N}{mm^2}$$

$$N_{Ed} := 0 \text{ kN}$$

$$\sigma_c := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0 \frac{N}{mm^2} \quad f(N_{Ed}) := 1 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$k_c := 0.4 \left( 1 - \frac{\sigma_c}{f(N_{Ed})} \right) = 0.4$$

$$k := 1.0 \quad \text{for } t \leq 300 \text{ mm}$$

$$f_{ct,eff} := f_{ctm} = 3.2 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_{ct} := b \cdot \frac{t}{2} = 110000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,riss} := \frac{(k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct})}{\sigma_{s,tillatt}} = 586.667 \text{ mm}^2$$

$$A_{sL,f} > A_{s,riss} \quad \Rightarrow \quad \text{OK!}$$

## F.2 – Dimensjonering av bjelke

### Dimensjonering av bjelke etter EC2, NS-EN 1992-1-1

#### Prosjekteringsgrunnlag

Karakteristiske verdier for materialfasthet:

Tab. 3.1	B35	Trykkfasthet	$f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$
		Strekfasthet	$f_{ctk,0.05} := 2.2 \frac{N}{mm^2}$
			$f_{ctm} := 3.2 \frac{N}{mm^2}$
	B500NC		$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$

Materialfaktorer:

Tab. 2.1N	Betong	$\gamma_c := 1.5$
	Stål	$\gamma_s := 1.15$

Koeffisienter for virkning av langtidslast:

NA.3.1.6 (1)	Trykkfasthet	$\alpha_{cc} := 0.85$
NA.3.1.6 (2)	Strekfasthet	$\alpha_{ct} := 0.85$

Dimensjonerende verdier for materialfasthet:

(3.15)	B35	Trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 19.8 \frac{N}{mm^2}$
(3.16)		Strekfasthet	$f_{ctd} := \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 1.25 \frac{N}{mm^2}$
3.2.7	B500NC		$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \frac{N}{mm^2}$

Overdekning

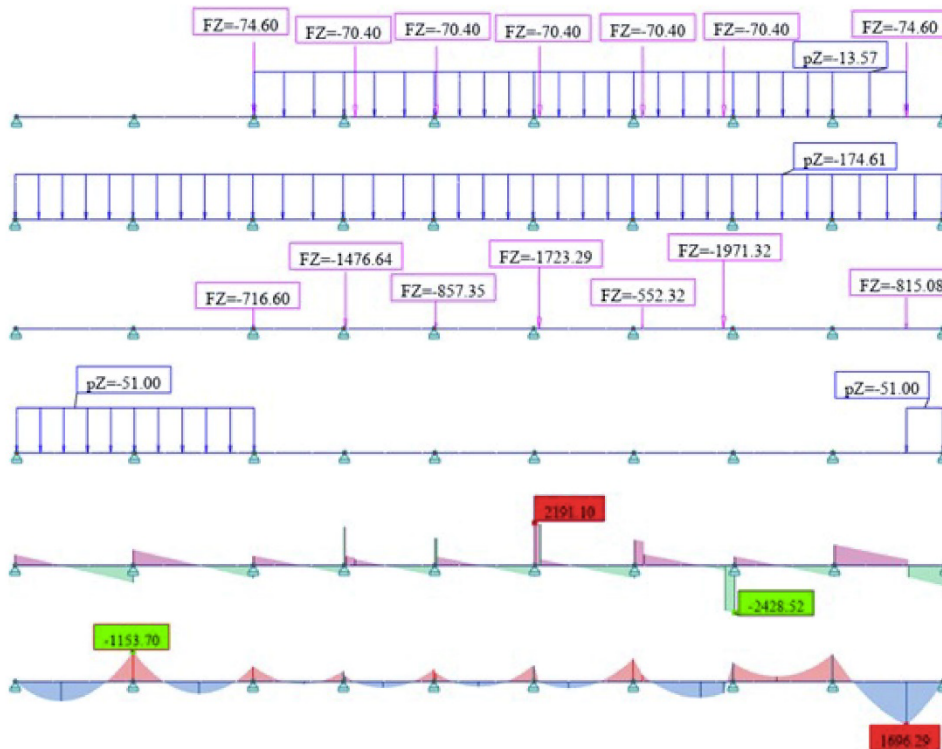
Tab. 4.1, 4.4N	XC3, Dim. brukstid 50 år	$c_{min,dur} := 25 \text{ mm}$
NA.4.4.1.3 (1)P	Tillatt avvik	$\Delta c_{dev} := 10 \text{ mm}$
(4.1)	Nominell overdekning	$c_{nom} := c_{min,dur} + \Delta c_{dev} = 35 \text{ mm}$



Dimensjoner:

Bjelke:	Tykkelse	$h := 1000 \text{ mm}$
	Bredde	$b := 800 \text{ mm}$
	Tverrsnittsareal	$A_c := h \cdot b = (800 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$
Antatt armering:	Lengdearmering (1 lag)	$\phi_{25} := 25 \text{ mm} \quad A_{\phi_{25}} := 491 \text{ mm}^2$
	Bøylearmering	$\phi_{16} := 16 \text{ mm} \quad A_{\phi_{16}} := 201 \text{ mm}^2$

### Bruddgrenselaster



Laster fra dekke		$q_{Ed} := 174.61 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Dimensjonerende moment	Støtte	$M_{Ed,s} := 1153.70 \text{ kN} \cdot \text{m}$
	Felt	$M_{Ed,f} := 1696.29 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Dimensjonerende skjærkraft	Maks	$V_{Ed} := 2428.52 \text{ kN}$
	Endeopplegg	$V_{Ed,ende} := 1071.36 \text{ kN}$

### Armering for moment

Effektiv høyde  $d := h - c_{nom} - \phi_{16} - \frac{\phi_{25}}{2} = 936.5 \text{ mm}$

Momentkapasitet  $M_{Rd} := 0.275 f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 3826.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Flens  $t := 300 \text{ mm} > 0.33 d \Rightarrow$  Tykk flens

Kan beregnes som rektangulært tverrsnitt med bredde lik  $b_{eff}$

Effektiv flensbredde

Fig. 5.2  $l_1 := 11 \text{ m}$

$$l_0 := 0.85 l_1 = 9.35 \text{ m}$$

$$b_1 := \frac{11 \text{ m}}{2} = 5.5 \text{ m}$$

$$b_2 := \frac{9.4 \text{ m}}{2} = 4.7 \text{ m}$$

(5.7a)  $b_{eff,1} := \min(0.2 b_1 + 0.1 l_0, 0.2 l_0) = 1.87 \text{ m}$

$$b_{eff,2} := \min(0.2 b_2 + 0.1 l_0, 0.2 l_0) = 1.87 \text{ m}$$

$$b_{eff} := b_{eff,1} + b_{eff,2} + b = 4540 \text{ mm}$$

Momentkapasitet

$$M_{Rd} := 0.275 f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2 = 21717 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} > M_{Ed,s} > M_{Ed,f} \Rightarrow \text{Ikke behov for trykkarmering}$$

Armering i felt

$$z := \max\left(\left(1 - 0.17 \frac{M_{Ed,f}}{M_{Rd}}\right) d, 0.95 d\right) = 924.1 \text{ mm}$$

$$A_{s,f} := \frac{M_{Ed,f}}{f_{yd} \cdot z} = 4222.1 \text{ mm}^2$$

$$n_f := \frac{A_{s,f}}{A_{\phi 25}} = 8.599 \Rightarrow n_f := 9$$

$$A_{s,f,brukt} := n_f \cdot A_{\phi 25} = 4419 \text{ mm}^2$$

Armering over støtte

$$z := 0.835 \quad d = 782 \text{ mm}$$

$$A_{s,s} := \frac{M_{Ed,s}}{f_{yd} \cdot z} = 3393.3 \text{ mm}^2$$

$$n_s := \frac{A_{s,s}}{A_{\phi 25}} = 6.911 \quad \Rightarrow \quad n_s := 7$$

$$A_{s,s,brukt} := n_s \cdot A_{\phi 25} = 3437 \text{ mm}^2$$

### Trykkbruddkapasitet

Prøver for  $\vartheta := 21.8^\circ$

NA.6.2.3 (3) Ingen forspenning eller aksialtrykk  $\alpha_{cw} := 1.0$

$$(6.6N) \quad v_1 := 0.6 \left( 1 - \frac{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}}{250} \right) = 0.516$$

$$z := 0.9 \quad d = 842.85 \text{ mm}$$

$$(6.9) \quad V_{Rd,max} := \frac{\alpha_{cw} \cdot b \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot(\vartheta) + \tan(\vartheta)} = 2379.4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} > V_{Ed} \quad \Rightarrow \quad \text{OK!}$$

### Skjærarmering for største skjærkraft

Antar fortsatt  $\phi_{16}$ -bøyle og  $\vartheta := 21.8^\circ$

$$A_{sw} := 2 A_{\phi 16} = 402 \text{ mm}^2$$

Største bøyleavstand

$$(6.8) \quad s_1 := \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot(\vartheta)}{V_{Ed}} = 152 \text{ mm}$$

$$(9.5N) \quad \rho_{w,min} := \frac{0.1 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}}}{\frac{f_{yk}}{\text{MPa}}} = 1.183 \cdot 10^{-3}$$

$$(9.4) \quad s_{max,2} := \frac{A_{sw}}{\rho_{w,min} \cdot b} = 424.69 \text{ mm}$$

$$(9.6N) \quad s_{max.3} := 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot(\vartheta)) = 2458 \text{ mm}$$

$$s_{max} := \min(s_1, s_{max.2}, s_{max.3}) = 151.662 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{Bruker } \phi 16c150, \quad A_{sw} = 402 \text{ mm}^2 \quad s := 150 \text{ mm}$$

Skjærkraftkapasitet

$$(6.8) \quad V_{Rd.s} := \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot(\vartheta) = 2455 \text{ kN}$$

### Endeforankring

Velger  $\vartheta_{ende} := 45^\circ$  ved endeopplegg

$$(6.8) \quad V_{Rd.s.ende} := V_{Rd.s} \cdot \frac{\cot(\vartheta_{ende})}{\cot(\vartheta)} = 982 \text{ kN}$$

Forankringskraft

$$(6.18) \quad \Delta F_{td} := 0.5 \cdot V_{Ed.ende} \cdot \cot(\vartheta_{ende}) = 535.7 \text{ kN}$$

Antatt forankringslengde

$$\text{Byggeplassavvik} \quad \Delta L_{dev} := 15 \text{ mm}$$

$$L_b := \frac{b}{2} - c_{nom} - \Delta L_{dev} = 350 \text{ mm}$$

Dimensjonerende heftfasthet

$$\text{Fig. 8.2} \quad \text{"Gode" utstøpingsforhold} \quad \eta_1 := 1.0$$

$$\phi \leq 32 \text{ mm} \quad \eta_2 := 1.0$$

$$(8.2) \quad f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2.81 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tillatt forankringskraft

$$S_{Rd} := 4 \cdot \frac{f_{bd} \cdot L_b}{\phi_{25}} \cdot A_{s,f} = 663.203 \text{ kN}$$

$$S_{Rd} > \Delta F_{td} \quad \Rightarrow \text{OK!}$$

## F.3 – Dimensjonering av søyle

### Dimensjonering av søyle etter EC2, NS-EN 1992-1-1

#### Prosjekteringsgrunnlag

Karakteristiske verdier for materialfasthet:

Tab. 3.1	B35	Trykkfasthet	$f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$
		Strekkfasthet	$f_{ctk,0.05} := 2.2 \frac{N}{mm^2}$
			$f_{ctm} := 3.2 \frac{N}{mm^2}$
	B500NC		$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$

Materialfaktorer:

Tab. 2.1N	Betong	$\gamma_c := 1.5$
	Stål	$\gamma_s := 1.15$

Koeffisienter for virkning av langtidslast:

NA.3.1.6 (1)	Trykkfasthet	$\alpha_{cc} := 0.85$
NA.3.1.6 (2)	Strekkfasthet	$\alpha_{ct} := 0.85$

Dimensjonerende verdier for materialfasthet:

(3.15)	B35	Trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 19.8 \frac{N}{mm^2}$
3.2.7	B500NC		$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \frac{N}{mm^2}$

Overdekning

Tab. 4.1, 4.4N	XC3, Dim. brukstid 50 år	$c_{min,dur} := 25 \text{ mm}$
NA.4.4.1.3 (1)P	Tillatt avvik	$\Delta c_{dev} := 10 \text{ mm}$
(4.1)	Nominell overdekning	$c_{nom} := c_{min,dur} + \Delta c_{dev} = 35 \text{ mm}$

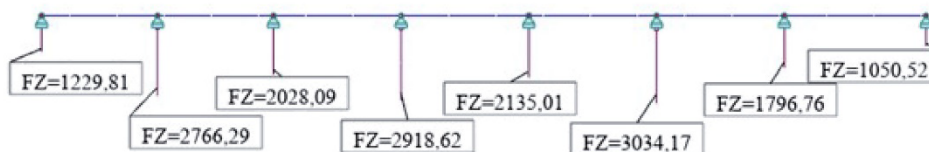
Dimensjoner:

Søyle:	Tykkelse	$h := 800 \text{ mm}$	
	Bredde	$b := 400 \text{ mm}$	
	Tverrsnittsareal	$A_c := h \cdot b = 320000 \text{ mm}^2$	
	Lengde	$L := 2.3 \text{ m}$	
	Kneklengde	$L_0 := L = 2.3 \text{ m}$	
Antatt armering:	Lengdearmering (1 lag)	$\phi_{32} := 32 \text{ mm}$	$A_{\phi_{32}} := 804 \text{ mm}^2$
	Bøylearmering	$\phi_{16} := 16 \text{ mm}$	$A_{\phi_{16}} := 201 \text{ mm}^2$

Avstand mellom trykk- og strekkarmering:

$$h' := h - 2 c_{nom} - 2 \phi_{16} - 2 \frac{\phi_{32}}{2} \quad h' = 666 \text{ mm}$$

### Bruddgrenselaster



Dimensjonerende aksiallast

$$N_{Ed} := 3034.17 \text{ kN}$$

### Forhånds betraktninger

Dimensjonerende trykkspenning  $\sigma_c := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 9.48 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

(5.13N) Relativ aksialkraft  $n := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.48$

Minste eksentrisitet

6.1(4)  $e_0 := \max\left(\frac{h}{30}, 20 \text{ mm}\right) = 26.7 \text{ mm}$

(5.2)  $e_1 := \max\left(e_0, \frac{L_0}{400}\right) = 26.7 \text{ mm}$

### 1. ordens momentvirkning

$$M_{Ed,1.ordens} := N_{Ed} \cdot e_1 = 80.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### Forhåndsdimensjonering

Sjekker mn-diagram uten stabilitetsproblem

$$\frac{h'}{h} = 0.8$$

$$m := \frac{M_{Ed,1.ordens}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot h} = 0.02 \quad \Rightarrow \quad w := 0$$

$$n = 0.48$$

NA.9.5.2

Minimumsarmering

$$(9.12N) \quad A_{s,min1} := \min \left( 0.2 A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \right) = 2919 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min2} := 0.01 A_c = 3200 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} := \max (A_{s,min1}, A_{s,min2}) = 3200 \text{ mm}^2$$

Prøver 6  $\phi_{32}$

$$A_s := 6 A_{\phi32} = 4824 \text{ mm}^2$$

NA.5.8.3.1

Har vi slank søyle med minimumsarmering?

$$(5.14) \quad \lambda_z := \frac{L_0}{0.29 b} = 19.828$$

$$\omega := \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.33$$

$$k_a := 1.0$$

$$\lambda_{n,z} := \lambda_z \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 k_a \cdot \omega}} = 10.638$$

$$\lambda_{n,lim} := 13$$

$$\lambda_{n,z} < \lambda_{n,lim} \quad \Rightarrow \quad \text{Slipper å ta hensyn til 2. ordens moment}$$

### Største bøyleavstand

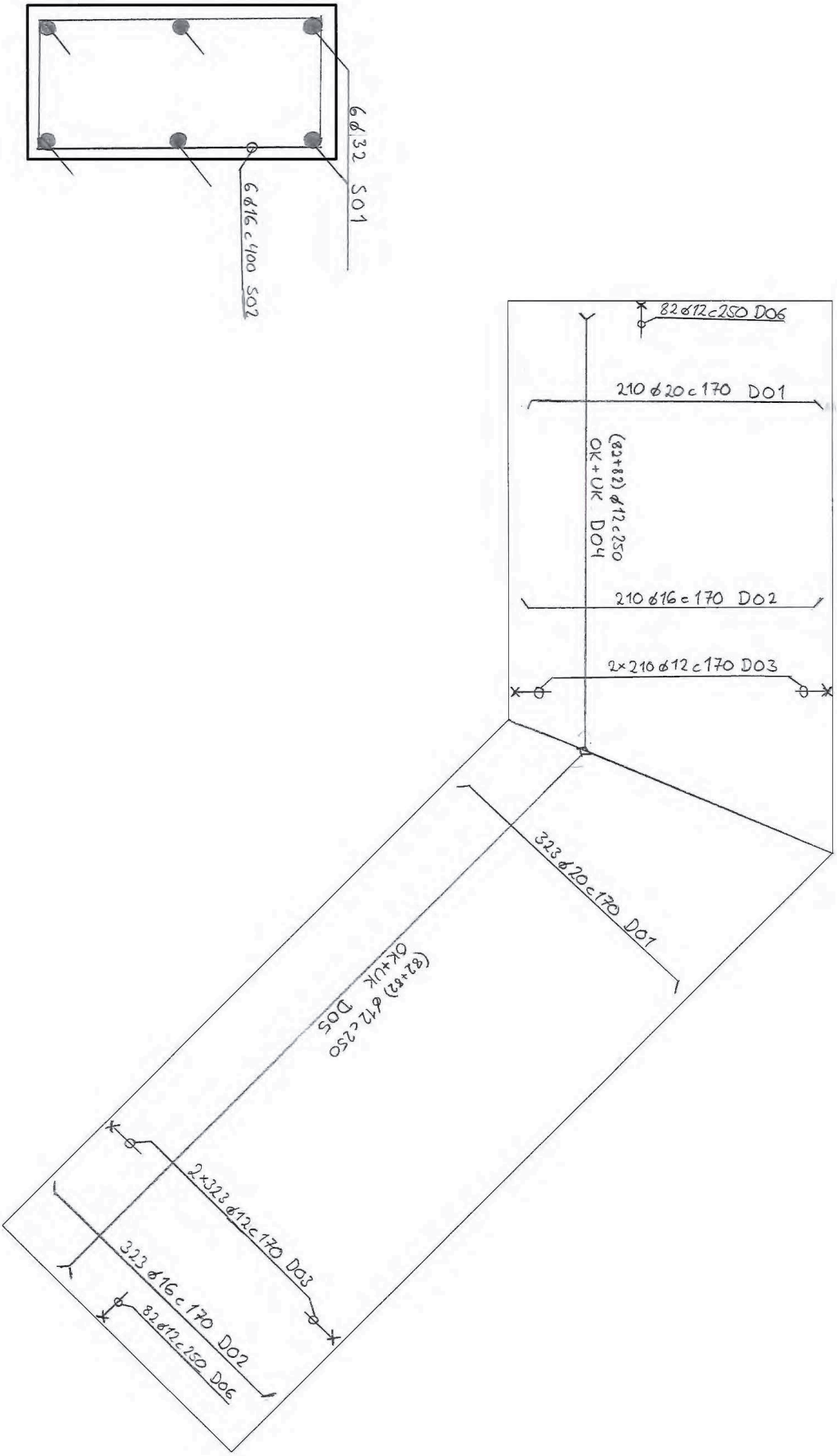
$$s_{cl.tmax} := \min(20 \phi_{32}, b, 400 \text{ mm}) = 400 \text{ mm}$$

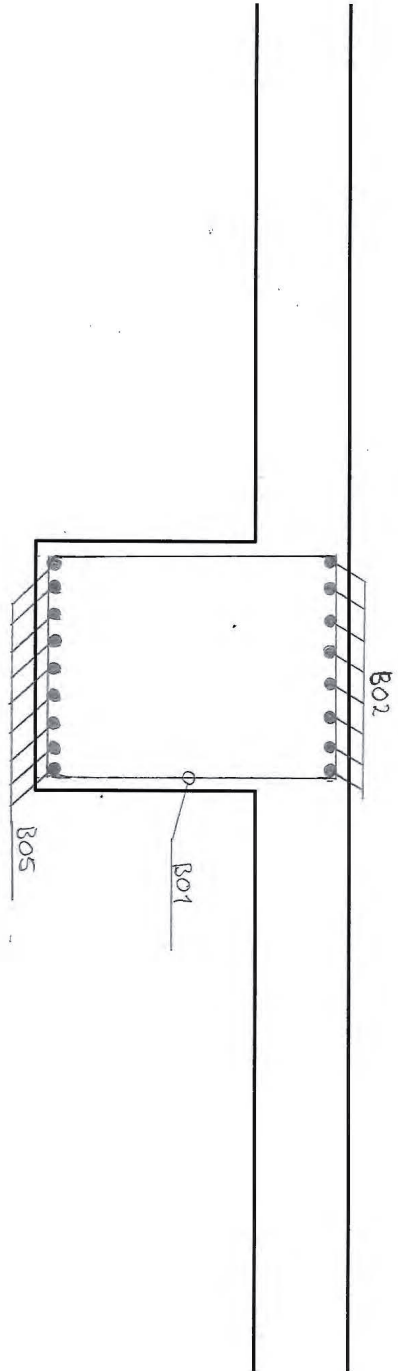
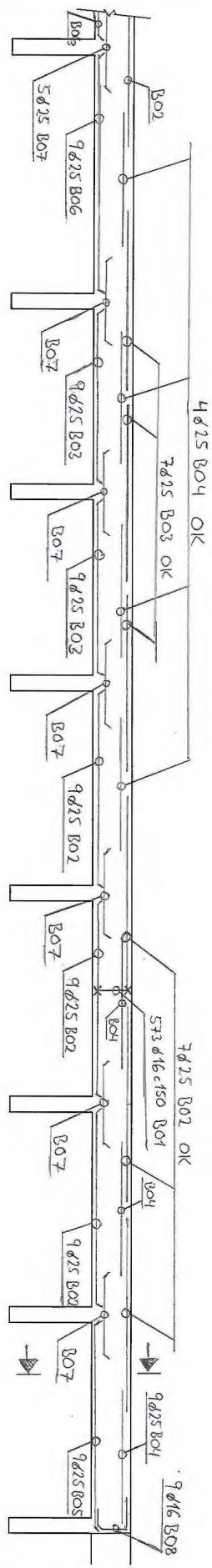
$$n := \frac{L}{s_{cl.tmax}} = 5.75 \quad \Rightarrow \quad n := 6$$

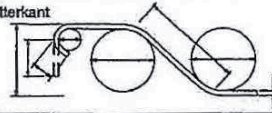
$$\Rightarrow \text{Bruker } \phi 16c400, \quad A_{sw} := 402 \text{ mm}^2 \quad s := 150 \text{ mm}$$


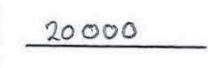
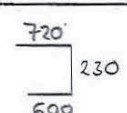
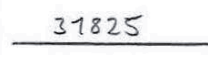
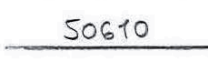
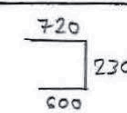
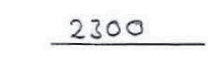
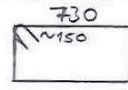


F.4 – Armeringstegninger og bøyelister




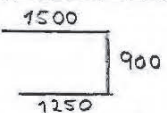


<b>Bøveliste</b>		Prosjekt nr	Utarbeidet av	Utarbeidet dato
Konstruktør		Prosjekt		Kontrollert dato
Dekke og søyle		Lillevedtvegen		Revisjon
		Tegning nr.		Bøveliste nr.
Dokument nr.	Stålkvalitet			1
	B500NC			

Posnr.	Diam. (mm)	Antall	Lengde (mm)	Skisse (mm)	Sum Lengde (m)	Dord (mm)	Merknad	Rev. Dato	
D01	20	533	20000		10660		26330 Vekt: kg		
D02	16	533	20000		10660		16843 Vekt: kg		
D03	12	1066	1550		1653		1468 Vekt: kg		
D04	12	164	31825		5219		4635 Vekt: kg		
D05	12	164	50610		8300		7370 Vekt: kg		
D06	12	164	1550		255		227 Vekt: kg		
							Vekt: kg		
							Vekt: kg		
S01	32	90	2300		207		1306 Vekt: kg		
S02	16	90	2420		218		345 Vekt: kg		
Sum lengde (m)					15427 <sup>ø8</sup>	10878 <sup>ø10</sup>	10660 <sup>ø20</sup>	207 <sup>ø25</sup>	207 <sup>ø32</sup>
Sum vekt (kg)					13700	17188	26330		1306

Juni 16. Juni 2009 kl.: 09.05

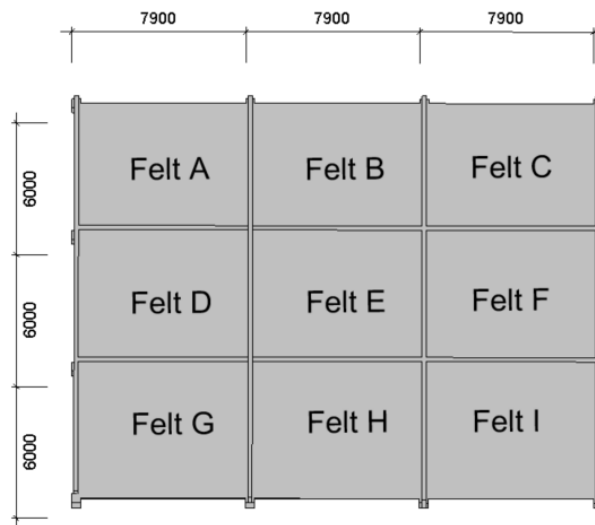
<b>Bøyeliste</b>		Prosjekt nr	Utarbeidet av	Utarbeidet dato
Konstruktør  Bjelke		Prosjekt Lillevedtvegen		Kontrollert dato
		Tegning nr.		Revisjon
		Skisse-mål i mm, ytterkant		Bøyeliste nr. 2
Dokument nr.	Stålkvalitet B500NC			

Posnr.	Diam. (mm)	Antall	Lengde (mm)	Skisse (mm)	Sum Lengde (m)	Dord. (mm)	Merknad	Rev. Dato		
B01	16	573	3620		2075		3279 Vekt: kg			
B02	25	112	5000	<u>5000</u>	560		2156 Vekt: kg			
B03	25	48	4500	<u>4500</u>	216		832 Vekt: kg			
B04	25	56	3500	<u>3500</u>	196		755 Vekt: kg			
B05	25	18	5600	<u>5600</u>	101		389 Vekt: kg			
B06	25	18	6100	<u>6100</u>	110		424 Vekt: kg			
B07	25	65	2000	<u>2000</u>	130		501 Vekt: kg			
B08	16	36	3650		132		209 Vekt: kg			
							Vekt: kg			
							Vekt: kg			
Sum lengde (m)				ø8	ø10	ø12	ø16	ø20	ø25	ø32
Sum vekt (kg)							2207		1313	
							3488		5057	

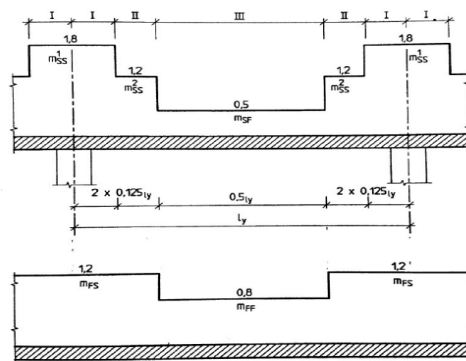
Jun 15, Juni 2008 kl: 09:06

## Vedlegg G – Beregning av flatdekkemodul 6.0 x 7.9 m

I denne beregningen har vi valgt å se på et flatdekkesystem på 6.0x7.9m med til sammen 9 felt. For fordelingen til støttemomenter og feltmomenter tas det utgangspunkt i koeffisienter gitt av Norsk betongforenings publikasjon 33 [36]. Videre tas det utgangspunkt i at nyttelasten er jevnt fordelt i alle felt. Ettersom vi ikke har fått tak i tabeller med koeffisienter for bestemmelse av lokal momentintensitet fra Norsk betongforenings publikasjon 33, har vi forenklet valgt å se på en meter bred fritt opplagt bjelke som spenner over 3 felt ved beregning av momenter.



Figur G.1: Plansnitt av flatdekkemodul.



Figur G.2: Koeffisienter for momentfordeling over støtte og i felt

### Forklaringer til figur

$m_{SS}$  – Moment over støtte i søylestripen, deler her opp i en indre søylestripe ( $m_{SS} * 1.8$ ) som her kalles  $m_{SSi}$ , og en ytre søylestripe ( $m_{SS} * 1.2$ )  $m_{SSy}$ .

$m_{SF}$  – Moment over støtte i feltstripen

$m_{FF}$  – Moment i felt i feltstripen

$m_{FS}$  – Moment i felt i søylestripe

## Grunnlag

Armering: B500NC

Betongkvalitet: B35

## Spennvidder

$$l_x = 7.9 \text{ m}, l_y = 6 \text{ m}$$

## Platetykkelse

$$t = 280 \text{ mm}$$

## Effektive tverrsnittshøyder

$$d_x = 280 - 35 - \frac{16}{2} = 237 \text{ mm}$$

$$d_y = 280 - 35 - 16 - \frac{16}{2} = 221 \text{ mm}$$

$$d = d_{eff} = \frac{d_y + d_x}{2} = \frac{237 + 221}{2} = 229 \text{ mm}$$

## Søyledimensjoner

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

## Karakteristiske laster på dekke

$$\text{Nyttelast bolig: } q_k = 2.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Karakteristisk last egenvekt: } g_k = 4.9/\text{m}^2$$

## Dimensjonerende laster

$$6.10a: 1.35 * g_k + 1.05 * q_k = 1.35 * 4.9 + 1.05 * 2 = 8.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$6.10b: 1.2 * g_k + 1.5 * q_k = 1.2 * 4.9 + 1.5 * 2 = 8.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{Ed} = 8.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### Bruksgrenselast

$$q = g_k + 0.4 * p$$

$$q = g_k + 0.4 * q_k = 4.9 + 0.4 * 2 = 5.7 \frac{kN}{m^2}$$

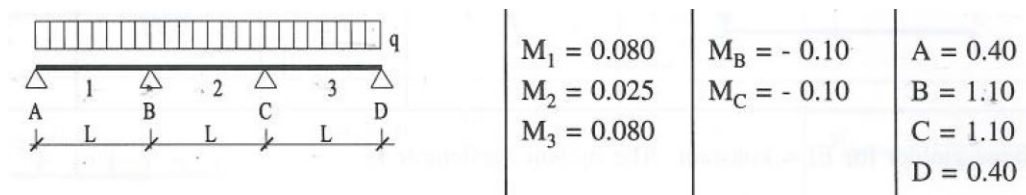
### Bruddgrenselast i x-retning

$$q_{Edx} = q_{Ed} * l_y = 8.9 * 6 = 53.4 \frac{kN}{m}$$

### Bruddgrenselast i y-retning

$$q_{Edy} = q_{Ed} * l_x = 5.7 * 7.9 = 45 \frac{kN}{m}$$

### Dimensjonerende momenter



Figur G.3: Statikkformler for bjelker fra Tapir.

### Dimensjonerende momenter i x-retning

$$M_{støtte.x} = q_{Edx} L_x^2 * 0.080 = 53.4 * 7.9^2 * 0.080 = 266.6 kNm$$

$$M_{felt.x} = q_{Edx} L_x^2 * 0.10 = 53.4 * 7.9^2 * 0.10 = 333.3 kNm$$

### Dimensjonerende momenter i y-retning

$$M_{støtte.y} = q_{Edy} L_y^2 * 0.080 = 45 * 6^2 * 0.080 = 129.6 kNm$$

$$M_{felt.y} = q_{Edy} L_y^2 * 0.10 = 45 * 6^2 * 0.10 = 162 kNm$$

### Momentfordeling over støtte og i felt

#### Momentfordeling i x-retning

#### Momentintensitet fordelt over bredden i søylestripen

$$m_{xs} = \frac{M_{støtte.x}}{l_y} = \frac{266.6}{6} = 44.4 \frac{kNm}{m}$$

$$m_{xSSI} = m_{xs} * 1.8 = 44.4 * 1.8 = 79.9 kNm$$

$$m_{xSSy} = m_{xs} * 1.2 = 44.4 * 1.2 = 53.3 \text{ kNm}$$

$$m_{xSF} = m_{xs} * 0.5 = 44.4 * 0.5 = 22.2 \text{ kNm}$$

### Momentintensitet fordelt over bredden i feltstripen

$$m_{xf} = \frac{M_{felt.x}}{l_y} = \frac{333.3}{6} = 55.6 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$m_{xFS} = m_{xf} * 1.2 = 55.6 * 1.2 = 66.7 \text{ kNm}$$

$$m_{xFF} = m_{xf} * 0.5 = 55.6 * 0.5 = 27.8 \text{ kNm}$$

### Momentfordeling i y-retning

#### Momentintensitet fordelt over bredden i søylestripen

$$m_{ys} = \frac{M_{støtte.y}}{l_x} = \frac{129.6}{8.2} = 16.4 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$m_{ySSi} = m_{ys} * 1.8 = 16.4 * 1.8 = 29.5 \text{ kNm}$$

$$m_{ySSy} = m_{ys} * 1.2 = 16.4 * 1.2 = 19.7 \text{ kNm}$$

$$m_{ySF} = m_{ys} * 0.5 = 16.4 * 0.5 = 8.2 \text{ kNm}$$

#### Momentintensitet fordelt over bredden i feltstripen

$$m_{xf} = \frac{M_{felt.y}}{l_x} = \frac{162}{7.9} = 20.5 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$m_{yFS} = m_{xf} * 1.2 = 20.5 * 1.2 = 24.6 \text{ kNm}$$

$$m_{yFF} = m_{xf} * 0.8 = 20.5 * 0.8 = 16.4 \text{ kNm}$$

### Momenter

Sted i dekket	x-retning	y-retning
SSI	79.9 kNm	29.5 kNm
SSY	53.3 kNm	19.7 kNm
SF	22.2 kNm	8.2 kNm
FS	66.7 kNm	24.6 kNm
FF	27.8 kNm	16.4 kNm



## Forklaringer til hvor moment opptrer

### Over støtte

SSI – Moment over støtte i indre søylestripen

SSY – Moment over støtte i ytre søylestripen

SF – Moment over støtte i feltstripen

### I felt

FF - Moment i felt i feltstripen

FS – Moment i felt i søylestripen

## Momentkapasitet

$$d = d_{eff} = \frac{d_y + d_x}{2} = \frac{237 + 221}{2} = 229 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = 0.275 * f_{cd} * b * d^2 = 285.5 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

## Minimumsarmering dekke

$$[\text{NA.9.2.1.1}]: A_{s,min} = 0.26 \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) b_t d \geq 0.0013 b_t d$$

$$A_{s,min} = 0.26 * \left( \frac{3.2}{500} \right) * 1000 * 229 \geq 0.0013 * 1000 * 229$$

$$A_{s,min} = 381 \geq 298$$

$$A_{s,min} = 381 \text{ mm}^2 \rightarrow \emptyset 12 \text{ c} 200 \rightarrow A_s = 565 \text{ mm}^2$$

## Nødvendig armering

Søylestripe i x-retning (OK armering):

### Indre søylestripe

$$z = \left( 1 - 0.17 * \frac{m_{xSSi}}{M_{Rd}} \right) * d = \left( 1 - 0.17 * \frac{79.9}{285.5} \right) * 229 = 218 \text{ mm}$$

$$A_{s,xSSi} = \frac{m_{xSSi}}{z * f_{yd}} = \frac{79.9 * 10^6}{218 * 434.8} = 843 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Velger  $\emptyset 16 \text{ c} 250 \rightarrow A_{s,xSSi} = 804 \text{ mm}^2$

$$n = \frac{843}{804} = 1.0485 < 1.049999 \rightarrow \text{OK!}$$

### Ytre søylestripe

$$z = \left(1 - 0.17 * \frac{m_{xSSy}}{M_{Rd}}\right) * d = \left(1 - 0.17 * \frac{53.3}{285.5}\right) * 229 = 221 \text{ mm}$$

$$A_{s,xSSy} = \frac{m_{xSSy}}{z * f_{yd}} = \frac{53.3 * 10^6}{233 * 434.8} = 554 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Velger } \emptyset 12c200 \rightarrow A_{s,xSSy} = 565 \text{mm}^2$$

### Feltstripe

$$z = \left(1 - 0.17 * \frac{m_{xSF}}{M_{Rd}}\right) * d = \left(1 - 0.17 * \frac{22.2}{285.5}\right) * 229 = 226 \text{ mm}$$

$$A_{s,xSF} = \frac{m_{xSF}}{z * f_{yd}} = \frac{22.2 * 10^6}{226 * 434.8} = 226 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} < A_{s,min} = 499 \text{mm}^2$$

$$\text{Velger } \emptyset 12c200 \rightarrow A_{s,xSF} = 565 \text{mm}^2$$

Innerfelt i x-retning (UK armering):

### Feltstripe

$$z = \left(1 - 0.17 * \frac{m_{xFF}}{M_{Rd}}\right) * d = \left(1 - 0.17 * \frac{27.8}{285.5}\right) * 229 = 225 \text{mm}$$

$$A_{s,xFF} = \frac{m_{xFF}}{z * f_{yd}} = \frac{27.8 * 10^6}{225 * 434.8} = 284 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} < A_{s,min} = 499 \text{mm}^2$$

$$\text{Velger } \emptyset 12c200 \rightarrow A_{s,xFF} = 565 \text{mm}^2$$

### Søylestripe

$$z = \left(1 - 0.17 * \frac{m_{xFS}}{M_{Rd}}\right) * d = \left(1 - 0.17 * \frac{66.7}{285.5}\right) * 229 = 219 \text{mm}$$

$$A_{s,xFS} = \frac{m_{xFS}}{z * f_{yd}} = \frac{66.7 * 10^6}{219 * 434.8} = 700 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Velger } \emptyset 16c250 \rightarrow A_{s,xFS} = 804 \text{mm}^2$$

Søylestripe i y-retning (OK armering):

**Indre søylestripe**

$$z = \left(1 - 0.17 * \frac{m_{ySSi}}{M_{Rd}}\right) * d = \left(1 - 0.17 * \frac{29.5}{285.5}\right) * 229 = 225\text{mm}$$

$$A_{s.ySSi} = \frac{m_{ySSi}}{z * f_{yd}} = \frac{29.5 * 10^6}{225 * 434.8} = 301 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Velger  $\emptyset 12\text{c}200 \rightarrow A_{s.ySSi} = 565\text{mm}^2$

**Ytre søylestripe**

$$z = \left(1 - 0.17 * \frac{m_{ySSy}}{M_{Rd}}\right) * d = \left(1 - 0.17 * \frac{19.7}{285.5}\right) * 229 = 226\text{mm}$$

$$A_{s.SSy} = \frac{m_{ySSy}}{z * f_{yd}} = \frac{19.7 * 10^6}{226 * 434.8} = 200 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} < A_{s,min} = 499\text{mm}^2$$

Velger  $\emptyset 12\text{c}200 \rightarrow A_{s.SSy} = 565\text{mm}^2$

**Feltstripe**

$$z = \left(1 - 0.17 * \frac{m_{ySF}}{M_{Rd}}\right) * d = \left(1 - 0.17 * \frac{8.2}{285.5}\right) * 229 = 228\text{mm}$$

$$A_{s.ySF} = \frac{m_{ySF}}{z * f_{yd}} = \frac{8.2 * 10^6}{228 * 434.8} = 82 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} < A_{s,min} = 499\text{mm}^2$$

Velger  $\emptyset 12\text{c}200 \rightarrow A_{s.ySF} = 565\text{mm}^2$

Innerfelt i y-retning (UK armering):

**Feltstripe**

$$z = \left(1 - 0.17 * \frac{m_{yFF}}{M_{Rd}}\right) * d = \left(1 - 0.17 * \frac{16.4}{285.5}\right) * 229 = 231\text{mm}$$

$$A_{s.yFF} = \frac{m_{yFF}}{z * f_{yd}} = \frac{16.4 * 10^6}{231 * 434.8} = 153 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} < A_{s,min} = 499\text{mm}^2$$

Velger  $\emptyset 12\text{c}200 \rightarrow A_{s.yFF} = 565\text{mm}^2$

### Søylestripe

$$z = \left(1 - 0.17 * \frac{m_{yFS}}{M_{Rd}}\right) * d = \left(1 - 0.17 * \frac{24.6}{226}\right) * 229 = 226\text{mm}$$

$$A_{s,yFS} = \frac{m_{yFS}}{z * f_{yd}} = \frac{24.6 * 10^6}{226 * 434.8} = 250 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} < A_{s,min} = 499\text{mm}^2$$

Velger  $\emptyset 12c200 \rightarrow A_{s,yFS} = 565\text{mm}^2$

### Oppsummering armeringsbehov ved håndberegning

Plassering	Armering y-retning	Armering x-retning:
SSI	$\emptyset 12c200 \rightarrow A_{s,ySSI} = 565\text{mm}^2$	$\emptyset 16c250 \rightarrow A_{s,xSSI} = 804\text{mm}^2$
SSY	$\emptyset 12c200 \rightarrow A_{s,SSY} = 565\text{mm}^2$	$\emptyset 12c200 \rightarrow A_{s,xSSY} = 565\text{mm}^2$
SF	$\emptyset 12c200 \rightarrow A_{s,ySF} = 565\text{mm}^2$	$\emptyset 12c200 \rightarrow A_{s,xSF} = 565\text{mm}^2$
FF	$\emptyset 12c200 \rightarrow A_{s,yFF} = 565\text{mm}^2$	$\emptyset 12c200 \rightarrow A_{s,xFF} = 565\text{mm}^2$
FS	$\emptyset 12c200 \rightarrow A_{s,yFS} = 565\text{mm}^2$	$\emptyset 16c250 \rightarrow A_{s,xFS} = 804\text{mm}^2$

### Forklaringer til plassering

#### OK-armering

SSI – Armering over støtte i indre søylestripen

SSY – Armering over støtte i ytre søylestripen

SF – Armering over støtte i feltstripen

#### UK-armering

FF – Armering i felt i feltstripen

FS – Armering i felt i søylestripen

### Dimensjonerende skjærkraft beregnet i ISY-design, opptrer i y-retning

$$V_{Ed} = 0.4qL - qL = 0.4 * q_{Edx} * l_x - q_{Edx} * l_x = 0.4 * 53.4 * 7.9 - 53.4 * 7.9$$

$$V_{Ed} = 253.1\text{kN}$$

### Opptredende skjærspenning

$$(6.38) V_{Ed} = \beta * \frac{V_{Ed}}{u_i * d}, \text{ der}$$

$d$  er middelveidien for platens effektive tykkelse,  $d = 229\text{mm}$

$u_i$  er lengden av det aktuelle kontrollsnittets omkrets,  $u_i = 4 * \pi * d_{eff} + 2(b + h) = 4 * \pi * 229 + 2(400 + 400) = 4478\text{mm}$

NA.6.4.3:  $\beta = 1.5$  for hjørnesøyler.

$$V_{Ed} = \beta * \frac{V_{Ed}}{u_i * d} = 1.5 * \frac{332.7 * 10^3}{4478 * 229} = 0.49 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

### Skjærkapasitet

$$(6.47) V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 p_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \geq v_{min}$$

$$\text{NA.6.4.4.1: } C_{Rd,c} k = \frac{k_2}{\gamma_c} = \frac{0.15}{1.5} = 0.1$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{229}} = 1.93 \leq 2.0 = 1.93$$

$$p_{lx} = \frac{A_{slx}}{b * d} = \frac{804}{1000 * 229} = 0.0035$$

$$p_{ly} = \frac{A_{sly}}{b * d} = \frac{565}{1000 * 229} = 0.0025$$

$$p_l = \sqrt{p_{lx} * p_{ly}} \leq 0.02 = \sqrt{0.0035 * 0.0025} = 0.003$$

$\sigma_{cp} = 0$  (ingen aksialkrefter i dekket)

$$\text{(N.A 6.3N)} v_{min} = 0.035 * k^{\frac{3}{2}} * \sqrt{f_{ck}} = 0.035 * 1.94^{\frac{3}{2}} * \sqrt{35} = 0.56 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 p_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} = 0.1 * 1.94 * (100 * 0.042 * 35)^{\frac{1}{3}} = 1.02 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Rd,c} = 1.02 \frac{N}{\text{mm}^2} < V_{Ed} = 0.49 \frac{N}{\text{mm}^2} \rightarrow \text{OK!}$$

### Trykkbruddkontroll (ved kant av søyle)

$$V_{Ed} = \beta * \frac{V_{Ed}}{u_0 * d} = 1.5 * \frac{253.1 * 10^3}{1600 * 229} = 1.04 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$u_0 = 2(b + h) = 2(400 + 400) = 1600\text{mm}$$

$$(6.6N) v = 0.6 * \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] = 0.6 * \left[1 - \frac{35}{250}\right] = 0.516 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\text{NA.6.4.5.(3)} V_{Rd,max} = 0.4 * v * f_{cd} = 0.4 * 0.516 * 19.8 = 4.09 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Rd,max} = 4.09 \frac{N}{mm^2} > V_{Ed} = 1.04 \frac{N}{mm^2} \rightarrow OK!$$

## Bruksgrensekontroller

### Rissviddeberegning

#### 7.3.3 Risseviddebegrensning uten direkte beregning

Velger å beregne for største moment i felt.

$$(Tab. 7.1N) w_{max} = 0.3$$

$$M_{xFS} = 66.7 kNm$$

$$z = 0.95d = 0.95 * 229 = 218 mm$$

$$A_{s,xFS} = 804 mm^2$$

$$\text{Armeringsspenning: } \sigma_s = \frac{M}{z * A_s} = \frac{66.7}{218 * 804} = 380 \frac{N}{mm^2} \rightarrow \text{Gjør en mer nøyaktig beregning.}$$

#### 7.3.2 Risskontroll ved hjelp av minimumsarmering

(Tab. 7.2N)

$$w_{max} = 0.3$$

$$\emptyset 16 \rightarrow \sigma_{s,tillatt} = 240 \frac{N}{mm^2}$$

$$(7.1) A_{s,min} \sigma_s = k_c k f_{ct,eff}$$

$$A_{s,min} = \frac{k_c k f_{ct,eff} A_{ct}}{\sigma_{s,tillatt}}$$

$$(7.2) k_c = 0.4 \left( 1 - \frac{\sigma_c}{k_1 * \frac{h}{h} * f_{ct,eff}} \right) = 0.4 (1 - f(N_{Ed})) = 0.4 \text{ for } N_{Ed} = 0$$

$$(7.4) \sigma_c = \frac{N_{Ed}}{b * h} = \frac{0}{400 * 400} = 0$$

$$k = 1.0 \text{ for } h \leq 300 \rightarrow k = 1.0$$

$$A_{ct} = b * h_{strekksone} = b * \frac{h}{2} = 1000 * \frac{280}{2} = 140\,000 mm^2$$

$$A_{s,min} = \frac{k_c k f_{ct,eff} A_{ct}}{\sigma_{s,tillatt}} = \frac{0.4 * 1.0 * 3.2 * 140\,000}{240} = 746 mm^2$$

$$A_{s,brukt} = 2416 mm^2 > A_{s,nødvendig} = 746 mm^2$$

→ OK for riss.

## Nedbøyning

7.4.1(4) Maksimal nedbøyning for tilnærmet permanente laster settes lik  $\frac{L}{250}$ .

I henhold til Norsk betongforenings publikasjon 33 kan tilnærmet nedbøyning beregnes ved å summere nedbøyning i søylestripe i x-retning med nedbøyning i feltstripe i y-retning [2].

$$\delta_{tot} = \delta_{sx} + \delta_{fy}$$

Beregner nedbøyning av flatdekket i x-retning i innerfelt i utedelen av dekket.

Bruker konservativt minste bruddlaster som er beregnet ved feltvis plassering.

Spennvidder:  $l_x = 7.9m$ ,  $l_y = 6$

Momenter i bruddgrensetilstand skaleres til bruksgrensetilstand med faktoren:  $n = \frac{q}{q_{Ed}}$

## Bruddgrenselast

$$q_{Ed} = 8.9 \frac{kN}{m^2}$$

## Brukgrenselast:

$$q = g_k + 0.4 * q_k = 4.9 + 0.4 * 2 = 5.7 \frac{kN}{m^2}$$

## Faktor for skalering av momenter

$$n_x = \frac{q}{q_{Edy}} = \frac{5.7}{8.9} = 0.64$$

### Nedbøyningsberegning for innerfelt:

$$m_{xSSi} = 80.5 \text{ kNm}$$

$$m_{xFS} = m_{xf} * 1.2 = 55.6 * 1.2 = 66.7 \text{ kNm}$$

→ Momenter i søylestripe i x-retning skaleres til bruksgrensemomenter med  $n$

$$\text{Støttemomenter: } m_{xs} = m_{xSSi} * n = 80.5 * 0.64 = 51.5 \text{ kNm}$$

$$\text{Feltmoment: } m_{xf} = m_{xFS} * n = 66.7 * 0.64 = 42.7 \text{ kNm}$$

$$m_{ySSi} = 29.5 \text{ kNm}$$

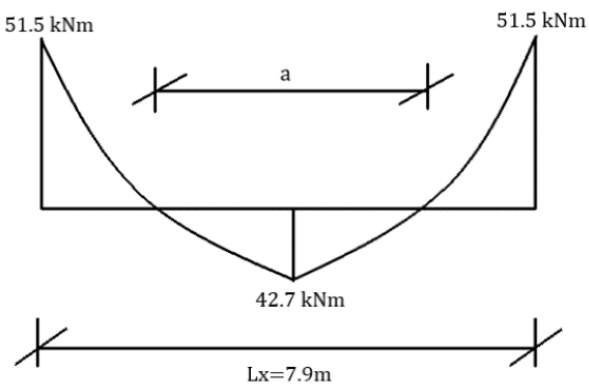
$$m_{yFS} = 24.6 \text{ kNm}$$

→ Momenter i søylestripe i y-retning skaleres til bruksgrensemomenter med  $n$

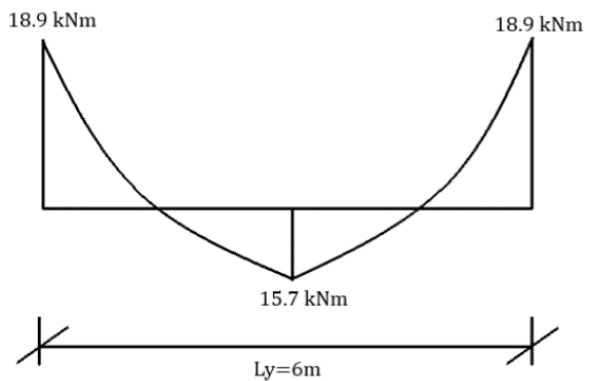
$$\text{Støttemomenter: } m_{ys} = m_{ySSi} * n = 29.5 * 0.64 = 18.9 \text{ kNm}$$

$$\text{Feltmoment: } m_{yf} = m_{yFS} * n = 24.6 * 0.64 = 15.7 \text{ kNm}$$

Momenter i innerfelt i søylestripe i x-retning



Momenter i innerfelt i feltstripe i y-retning



**Nedbøyning  $\delta_{sx}$  i innerfelt i søylestripe i x-retning:**

$$\text{Lengde med underkantstrekk: } a = \frac{1.2qa^2}{8} = 42.7 \rightarrow a = \sqrt{\frac{42.7 * 8}{1.2 * 5.7}} = 7.067\text{m}$$

$$\beta_u = \frac{a}{L_x} = \frac{7.067}{7.9} = 0.896$$



### Bøystivhet ved søyle

Antar kryptall  $\varphi = 2.2 \rightarrow$  Langtids  $E$  – modul  $E_{c,lang} = 10\,000 \frac{N}{mm^2}$

$$r_{1sx} = \frac{E_s}{E_{c,lang}} * \frac{A_{s,xSSI}}{b * d} = \frac{200\,000}{10\,000} * \frac{804}{10^3 * 223} = 0.072$$

$$\alpha_{sx} = \sqrt{r_{1sx}^2 + 2r_{1sx}} - r_{1sx}$$

$$\alpha_{sx} = \sqrt{0.072^2 + 2 * 0.072} - 0.072 = 0.314$$

$$I_{csx} = \frac{1}{2} * \alpha_{sx}^2 * \left(1 - \frac{\alpha_{sx}}{3}\right) * 10^3 * d^3$$

$$I_{csx} = \frac{1}{2} * 0.314^2 * \left(1 - \frac{0.314}{3}\right) * 10^3 * 223^3 = 4.89 * 10^8 mm^4$$

$$EI_{sx} = E_{c,lang} * I_{csx} = 10\,000 * 4.89 * 10^8 = 4.89 * 10^{12} Nmm^2$$

### Bøystivhet i felt

$$r_{1fx} = \frac{E_s}{E_{c,lang}} * \frac{A_{s,xFS}}{b * d} = \frac{200\,000}{10\,000} * \frac{804}{10^3 * 223} = 0.050$$

$$\alpha_{fx} = \sqrt{r_{1fx}^2 + 2r_{1fx}} - r_{1fx}$$

$$\alpha_{fx} = \sqrt{0.050^2 + 2 * 0.050} - 0.050 = 0.314$$

$$I_{cfx} = \frac{1}{2} * \alpha_{fx}^2 * \left(1 - \frac{\alpha_{fx}}{3}\right) * 10^3 * d^3$$

$$I_{cfx} = \frac{1}{2} * 0.314^2 * \left(1 - \frac{0.314}{3}\right) * 10^3 * 223^3 = 4.89 * 10^8 mm^4$$

$$EI_{fx} = E_{c,lang} * I_{cfx} = 10\,000 * 4.89 * 10^8 = 4.89 * 10^{12} Nmm^2$$

### Midlere bøystivhet

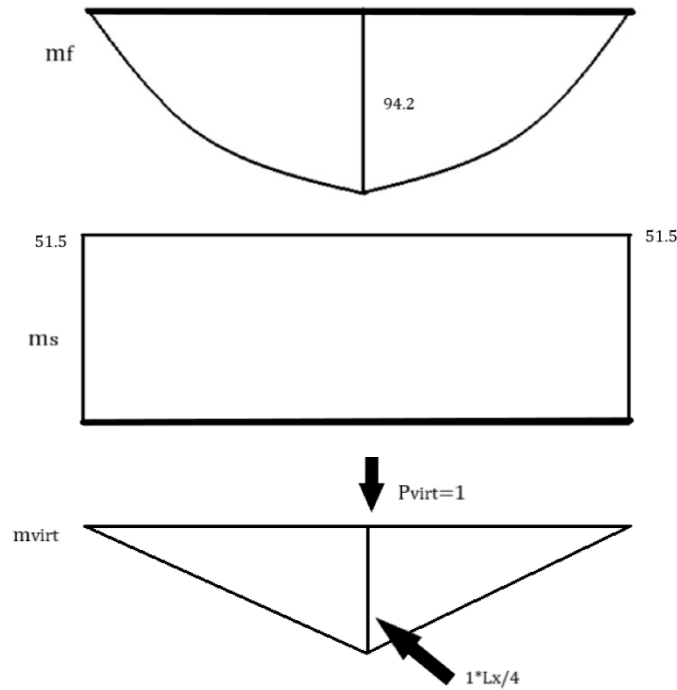
$$EI_{xm} = \beta_u * EI_{fx} + (1 - \beta_u)EI_{sx}$$

$$EI_{xm} = 0.896 * 4.89 * 10^{12} + (1 - 0.896) * 4.89 * 10^{12}$$

$$EI_{xm} = 4.89 * 10^{12} \frac{N}{mm^2}$$

Bøystivheten i felt og ved søyle blir lik ettersom det er likt armert i OK og UK.

Deler opp momentdiagram i figur 12 og beregner nedbøyning i søylestripe i x-retning med enhetslastmetoden og hurtigintegrasjonsfaktorer:



$$\delta_{sx} = \left( \frac{5}{12} m_f * \frac{L_x}{4} * L_x + \frac{1}{2} * m_s * \frac{L_x}{4} * L_x \right) * \frac{1}{EI_{xm}}$$

$$\delta_{sx} = \left( \frac{5}{12} * 94.2 * 10^6 * \frac{7.9^2 * 10^6}{4} + \frac{1}{2} * (-51.5) * 10^6 * \frac{7.9^2 * 10^6}{4} \right) * \left( \frac{1}{4.89 * 10^{12}} \right)$$

$$\delta_{sx} = 43mm$$

### Nedbøyning $\delta_{fy}$ i innerfelt i feltstripe i y-retning

Ettersom det er minimumsarmering i OK og UK blir bøyestivheten konstant.

$$r_{1fy} = \frac{E_s}{E_{c,lang}} * \frac{A_{s,min}}{b * d} = \frac{200\ 000}{10\ 000} * \frac{565}{10^3 * 223} = 0.050$$

$$\alpha_{fy} = \sqrt{r_{1fy}^2 + 2r_{1fy}} - r_{1fy}$$

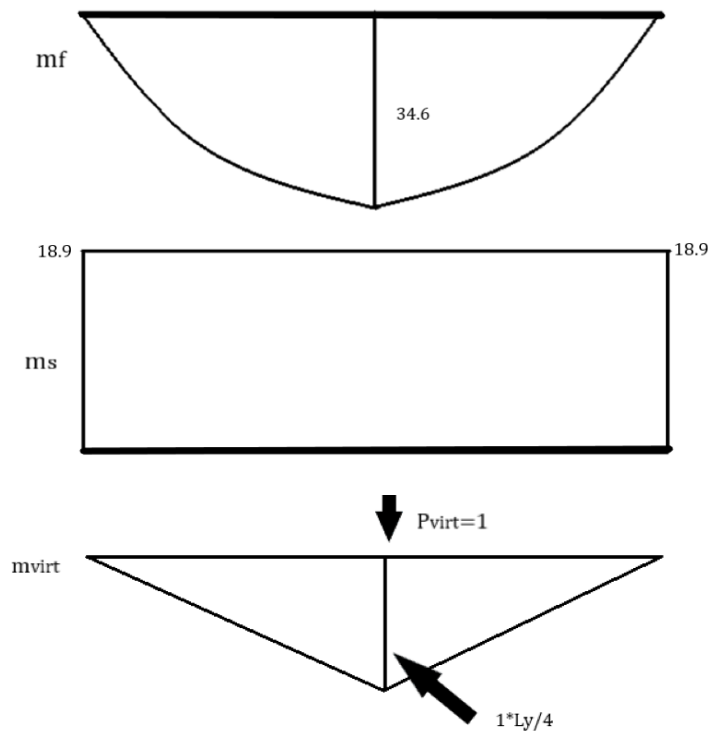
$$\alpha_{fy} = \sqrt{0.050^2 + 2 * 0.050} - 0.050 = 0.270$$

$$I_{cfy} = \frac{1}{2} * \alpha_{fy}^2 * \left( 1 - \frac{\alpha_{fy}}{3} \right) * 10^3 * d^3$$

$$I_{cfy} = \frac{1}{2} * 0.270^2 * \left( 1 - \frac{0.270}{3} \right) * 10^3 * 224^3 = 3.73 * 10^8 mm^4$$

$$EI_{fy} = E_{c,lang} * I_{cfx} = 10\ 000 * 3.73 * 10^8 = 3.73 * 10^{12} Nmm^2$$

Deler opp momentdiagram i figur 13 og beregner nedbøyning i feltstripe i y-retning med enhetslastmetoden og hurtigintegrasjonsfaktorer:



$$\delta_{fy} = \left( \frac{5}{12} m_f * \frac{L_y}{4} * L_y + \frac{1}{2} * m_s * \frac{L_y}{4} * L_y \right) * \frac{1}{EI_{fy}}$$

$$\delta_{fy} = \left( \frac{5}{12} * 34.6 * 10^6 * \frac{6^2 * 10^6}{4} + \frac{1}{2} * (-18.9) * 10^6 * \frac{6^2 * 10^6}{4} \right) * \left( \frac{1}{3.73 * 10^{12}} \right)$$

$$\delta_{fy} = 12mm$$

### Total nedbøyning

$$\delta_{tot} = \delta_{sx} + \delta_{fy} = 43 + 12 = 55mm$$

### Tillatt nedbøyning

$$\frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24mm$$

$$\delta_{tot} > \frac{L}{250} \rightarrow \text{ikke OK!} \rightarrow \text{Må øke armeringen}$$

→ Prøver  $\emptyset 16c150$  i OK og UK i x – retning, og  $\emptyset 16c250$  i OK og UK i y – retning.

$$A_{s,x} = 1340mm^2$$

$$A_{s,y} = 804mm^2$$

### Nedbøyning $\delta_{sx}$ i innerfelt i søylestripe i x-retning med ny innlagt armering

Bøyestivhet ved søyle og i felt:

$$\text{Antar kryptall } \varphi = 2.2 \rightarrow \text{Langtids } E\text{-modul } E_{c,lang} = 10\,000 \frac{N}{mm^2}$$

$$r_{1x} = \frac{E_s}{E_{c,lang}} * \frac{A_{s,x}}{b * d} = \frac{200\,000}{10\,000} * \frac{1340}{10^3 * 223} = 0.120$$

$$\alpha_x = \sqrt{r_{1sx}^2 + 2r_{1sx} - r_{1sx}}$$

$$\alpha_x = \sqrt{0.120^2 + 2 * 0.120} - 0.120 = 0.384$$

$$I_x = \frac{1}{2} * \alpha_{sx}^2 * \left(1 - \frac{\alpha_{sx}}{3}\right) * 10^3 * d^3$$

$$I_x = \frac{1}{2} * 0.384^2 * \left(1 - \frac{0.384}{3}\right) * 10^3 * 223^3 = 7.12 * 10^8 mm^4$$

$$EI_x = E_{c,lang} * I_{csx} = 10\,000 * 7.89 * 10^8 = 7.89 * 10^{12} Nmm^2$$

### Nedbøyning $\delta_{sy}$ i innerfelt i søylestripe i y-retning med ny innlagt armering

Bøyestivhet ved søyle og i felt:

$$\text{Antar kryptall } \varphi = 2.2 \rightarrow \text{Langtids } E\text{-modul } E_{c,lang} = 10\,000 \frac{N}{mm^2}$$

$$r_{1y} = \frac{E_s}{E_{c,lang}} * \frac{A_{s,y}}{b * d} = \frac{200\,000}{10\,000} * \frac{804}{10^3 * 223} = 0.072$$

$$\alpha_y = \sqrt{r_{1sy}^2 + 2r_{1sy} - r_{1sy}}$$

$$\alpha_y = \sqrt{0.072^2 + 2 * 0.072} - 0.072 = 0.314$$

$$I_y = \frac{1}{2} * \alpha_{sy}^2 * \left(1 - \frac{\alpha_{sy}}{3}\right) * 10^3 * d^3$$

$$I_y = \frac{1}{2} * 0.314^2 * \left(1 - \frac{0.314}{3}\right) * 10^3 * 223^3 = 4.89 * 10^8 mm^4$$

$$EI_y = E_{c,lang} * I_y = 10\,000 * 4.89 * 10^8 = 4.89 * 10^{12} Nmm^2$$

$$\delta_{fy} = \left( \frac{5}{12} m_f * \frac{L_y}{4} * L_y + \frac{1}{2} * m_s * \frac{L_y}{4} * L_y \right) * \frac{1}{EI_y}$$

$$\delta_{fy} = \left( \frac{5}{12} * 34.6 * 10^6 * \frac{6^2 * 10^6}{4} + \frac{1}{2} * (-18.9) * 10^6 * \frac{6^2 * 10^6}{4} \right) * \left( \frac{1}{4.89 * 10^{12}} \right)$$

$$\delta_{fy} = 9mm$$

$$\delta_{sx} = \left( \frac{5}{12} m_f * \frac{L_x}{4} * L_x + \frac{1}{2} * m_s * \frac{L_x}{4} * L_x \right) * \frac{1}{EI_x}$$

$$\delta_{sx} = \left( \frac{5}{12} * 94.2 * 10^6 * \frac{7.9^2 * 10^6}{4} + \frac{1}{2} * (-51.5) * 10^6 * \frac{7.9^2 * 10^6}{4} \right) * \left( \frac{1}{7.89 * 10^{12}} \right)$$

$$\delta_{sx} = 26mm$$

### Total nedbøyning med ny innlagt armering

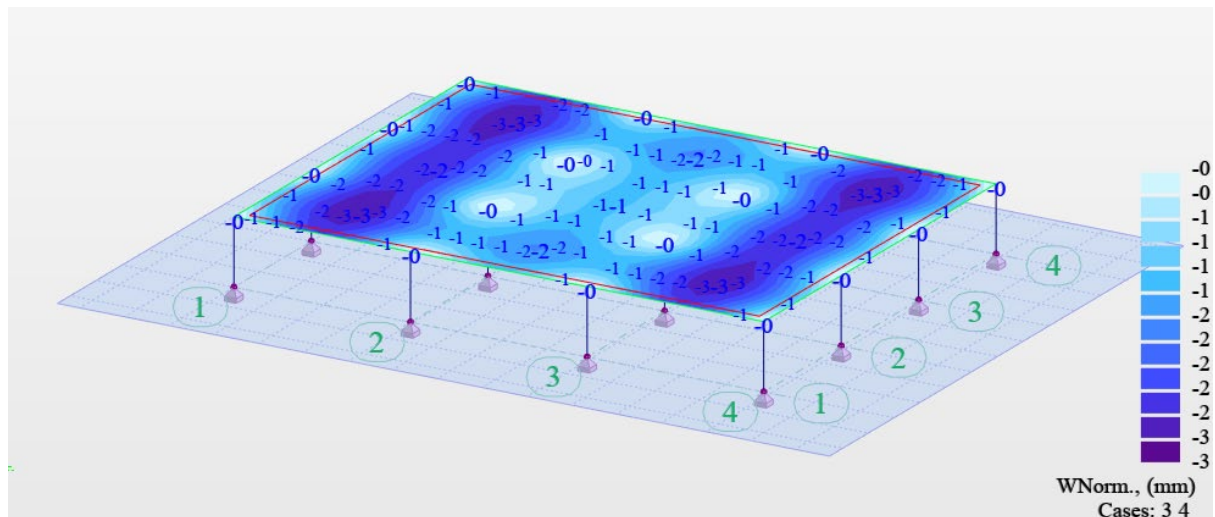
$$\delta_{tot} = \delta_{sx} + \delta_{fy}$$

$$\delta_{tot} = 9 + 26 = 35mm$$

Dekket kan støpes med overhøyde  $\frac{L}{250} = 24mm$

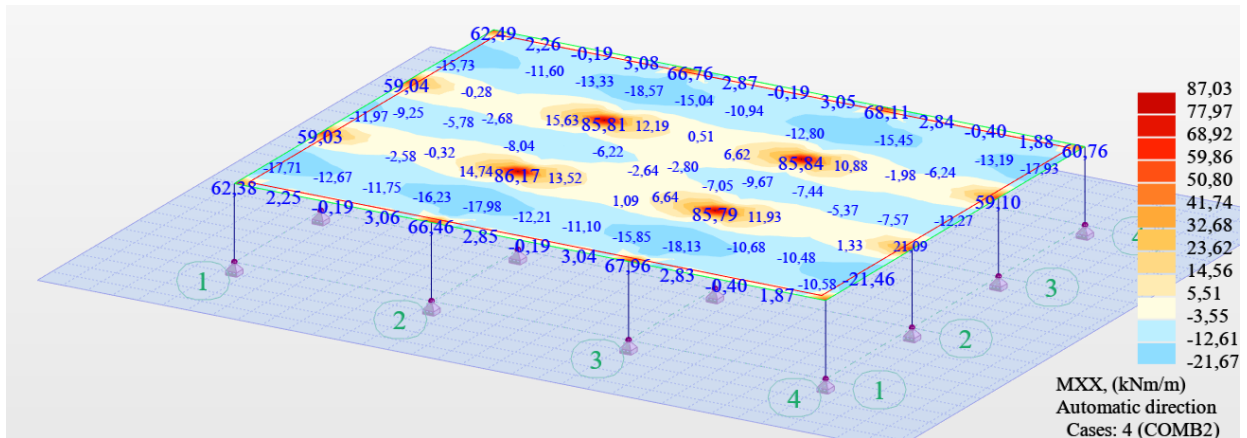
$$\delta_{tot} = 35 - 24 = 11mm < \frac{L}{250} = 24mm \rightarrow OK!$$

### Nedbøyning i Robot

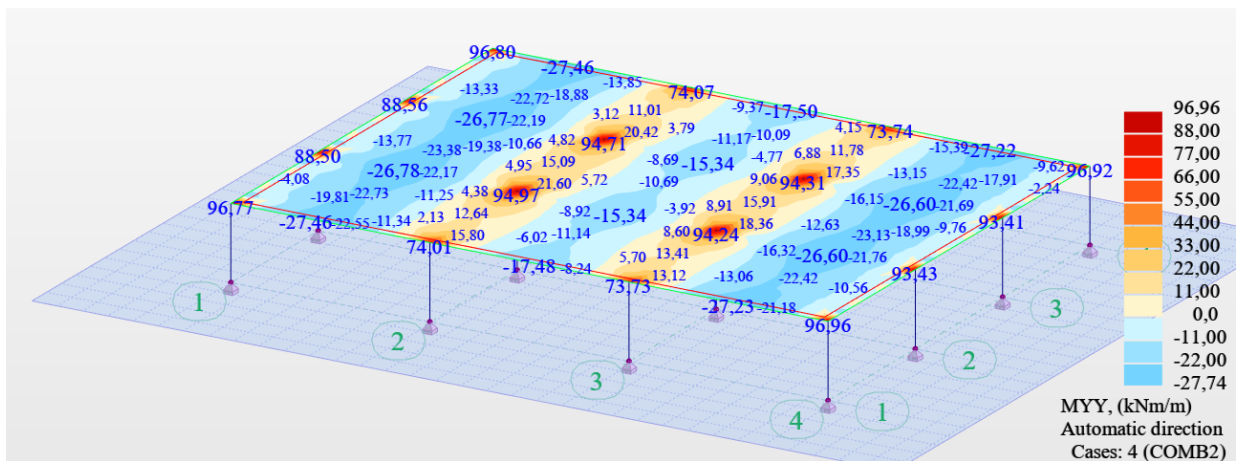


Sted	Autodesk Robot	Håndberegninger
I feltmidte i hjørnefelt	3mm	24mm

## Momenter i x-retning



## Momenter i y-retning

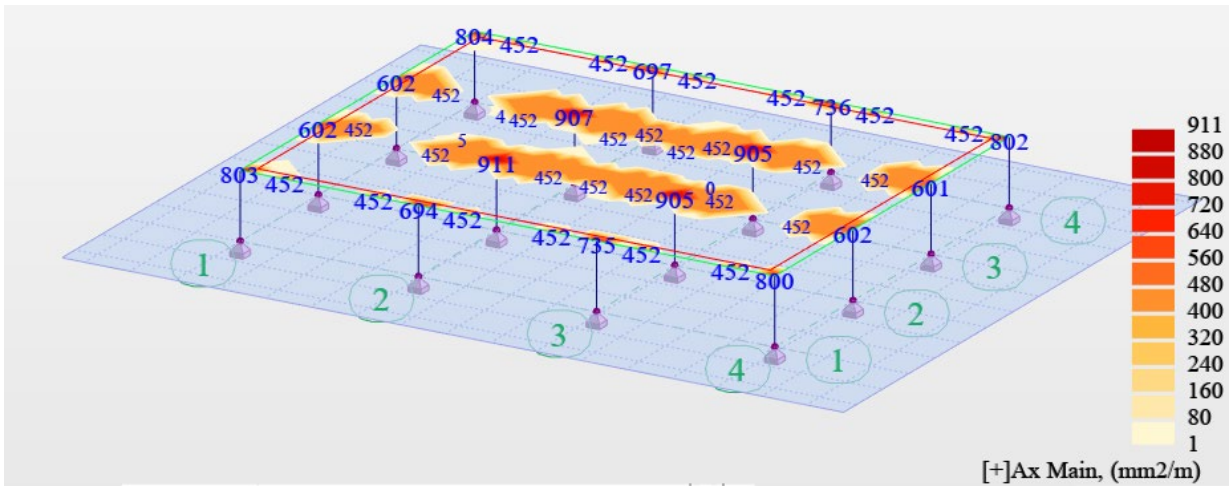


## Oppsummering momenter

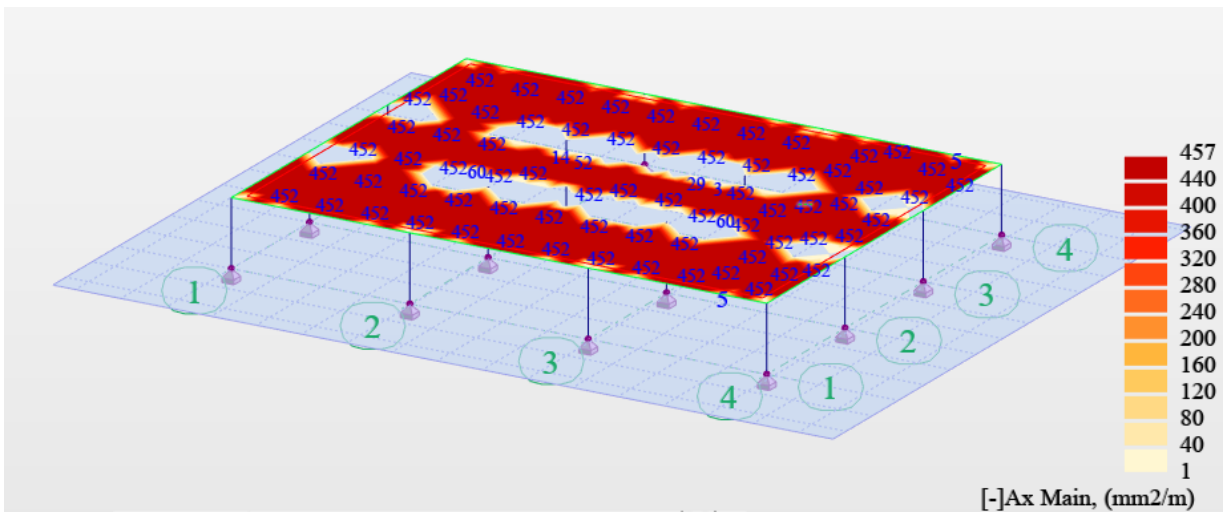
Plassering	Håndberegninger x-retning	Robot x-retning	Håndberegninger y-retning	Robot y-retning
SSI	79.9 kNm	86.2 kNm	29.5 kNm	95.0 kNm
SSY	53.3 kNm	—	19.7 kNm	—
SF	22.2 kNm	14.8 kNm	8.2 kNm	21.6 kNm
FS	66.7 kNm	8.0 kNm	24.6 kNm	15.3 kNm
FF	27.8 kNm	5.8 kNm	16.4 kNm	10.7 kNm

Momentene fra Robot er noe høyere enn den realistiske verdien. Den reelle verdien kan nærmes ved å definere finere masker i programmet ved søylene. I disse beregningene har vi valgt å bare la det være slik ettersom vi har ønsket i hovedsak å kun se på den nødvendige armeringen.

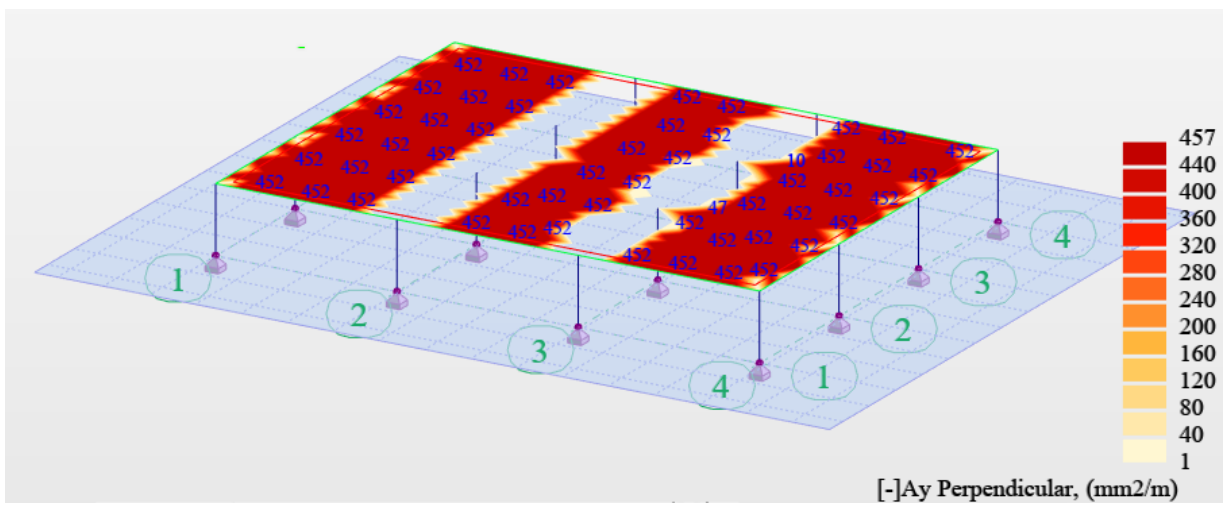
**Armeringsbehov x-retning OK**



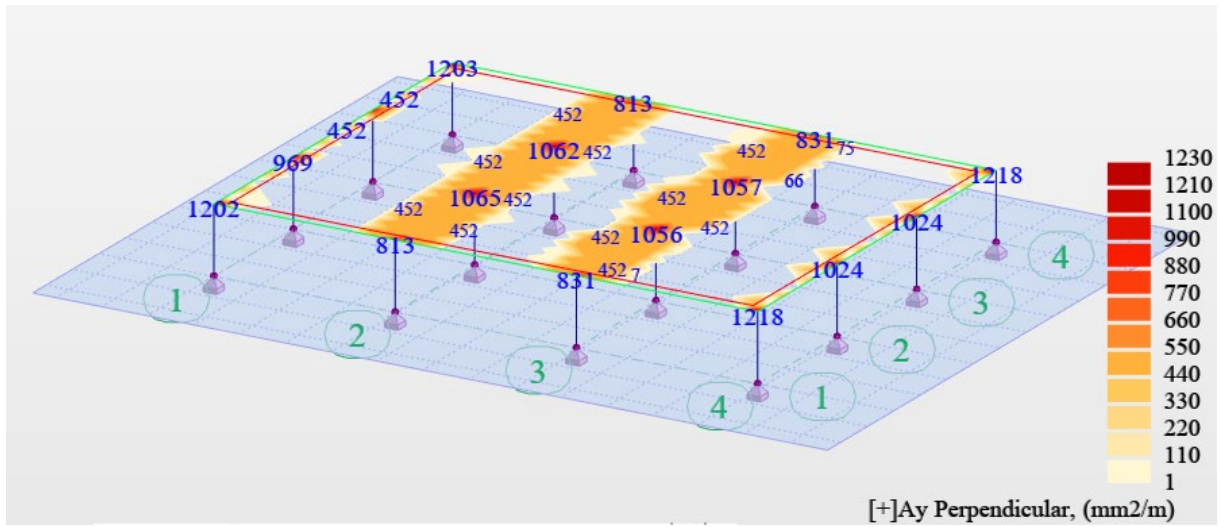
**Armeringsbehov, x-retning UK**



**Armeringsbehov y-retning OK**



### Armeringsbehov y-retning UK



### Armeringsbehov for flatdekke x-retning, håndberegning

Plassering	Bruddgrense	Bruksgrense
SSI	804mm <sup>2</sup>	1340mm <sup>2</sup>
SSY	565mm <sup>2</sup>	1340mm <sup>2</sup>
SF	565mm <sup>2</sup>	804mm <sup>2</sup>
FS	565mm <sup>2</sup>	804mm <sup>2</sup>
FF	804mm <sup>2</sup>	804mm <sup>2</sup>

### Armeringsbehov for flatdekke y-retning, håndberegning

Plassering	Bruddgrense	Bruksgrense
SSI	565mm <sup>2</sup>	1340mm <sup>2</sup>
SSY	565mm <sup>2</sup>	1340mm <sup>2</sup>
SF	565mm <sup>2</sup>	804mm <sup>2</sup>
FS	565mm <sup>2</sup>	804mm <sup>2</sup>
FF	565mm <sup>2</sup>	804mm <sup>2</sup>



### Armeringsbehov for flatdekke, Robot

Plassering	x-retning	y-retning
SSI	911mm <sup>2</sup>	1065mm <sup>2</sup>
SSY	452mm <sup>2</sup>	452mm <sup>2</sup>
SF	452mm <sup>2</sup>	452mm <sup>2</sup>
FS	452mm <sup>2</sup>	452mm <sup>2</sup>
FF	452mm <sup>2</sup>	452mm <sup>2</sup>

### Nødvendig armeringsareal for 6.0x7.9m flatdekkemodul i Robot

x-retning OK

803 12,0x120	0 12,0x240	602 12,0x120	602 12,0x120	0 12,0x240	602 <sup>17</sup> 12,0x120	602 12,0x120	0 12,0x240	804 12,0x120
452 12,0x240	0 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240	0 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240	0 12,0x240	452 12,0x240
452 12,0x240	0 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240	1 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240	0 12,0x240	452 12,0x240
694 12,0x120	0 12,0x240	911 12,0x120	911 12,0x120	1 12,0x240	907 12,0x120	907 12,0x120	0 12,0x240	697 12,0x120
694 12,0x120	0 12,0x240	911 12,0x120	911 12,0x120	17 12,0x240	907 12,0x120	907 12,0x120	0 12,0x240	697 12,0x120
452 12,0x240	0 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240	17 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240	0 12,0x240	452 12,0x240
452 12,0x240	0 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240	0 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240	0 12,0x240	452 12,0x240
735 12,0x120	0 12,0x240	905 12,0x120	905 12,0x120	0 12,0x240	905 12,0x120	905 12,0x120	0 12,0x240	736 12,0x120
735 12,0x120	0 12,0x240	905 12,0x120	905 12,0x120	0 12,0x240	905 12,0x120	905 12,0x120	0 12,0x240	736 12,0x120
452 12,0x240	0 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240	0 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240	0 12,0x240	452 12,0x240
452 12,0x240	0 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240	0 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240	0 12,0x240	452 12,0x240
800 12,0x120	0 12,0x240	602 12,0x120	602 12,0x120	0 12,0x240	601 12,0x120	601 12,0x120	0 12,0x240	802 12,0x120

y-retning OK

1202 12,0x60	452 12,0x240	969 12,0x60	969 12,0x60	452 12,0x240	970 <sup>17</sup> 12,0x60	970 12,0x60	452 12,0x240	1203 12,0x60
52 12,0x240	0 12,0x240	0 12,0x240	0 12,0x240	0 12,0x240	0 12,0x240	0 12,0x240	0 12,0x240	52 12,0x240
0 12,0x240	0 12,0x240	0 12,0x240	12 12,0x240	12 12,0x240	11 12,0x240	0 12,0x240	0 12,0x240	0 12,0x240
813 12,0x120	452 12,0x240	1065 12,0x60	1065 12,0x60	452 12,0x240	1062 12,0x60	1062 12,0x60	452 12,0x240	813 12,0x120
813 12,0x120	452 12,0x240	1065 12,0x60	1065 12,0x60	452 12,0x240	1062 12,0x60	1062 12,0x60	452 12,0x240	813 12,0x120
452 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240
17 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240	17 12,0x240
831 12,0x120	452 12,0x240	1056 12,0x60	1056 12,0x60	452 12,0x240	1057 12,0x60	1057 12,0x60	452 12,0x240	831 12,0x120
831 12,0x120	452 12,0x240	1056 12,0x60	1056 12,0x60	452 12,0x240	1057 12,0x60	1057 12,0x60	452 12,0x240	831 12,0x120
452 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240	452 12,0x240
0 12,0x240	0 12,0x240	0 12,0x240	0 12,0x240	0 12,0x240	0 12,0x240	0 12,0x240	0 12,0x240	0 12,0x240
1218 12,0x60	452 12,0x240	1024 12,0x60	1024 12,0x60	452 12,0x240	1024 12,0x60	1024 12,0x60	452 12,0x240	1218 12,0x60



# Vedlegg H – Beregning av BubbleDeck

## H.1 – Beregning av dekke

### Grunnlag:

Eksponeringsklasse: XC3, dimensjonerende brukstid 50 år.

Overdekning: 35mm i UK og OK.

Betongkvalitet: B35

Dekketykkelse: 340mm

Tykkelse vegger: 300mm

### Egenvekt BubbleDeck (BD-340)

$$g_k = 590 \frac{kg}{m^2} * 10 \frac{m}{s^2} = 5.9 \frac{kN}{m^2}$$

### Nyttelaster

$$q_{k.bolig} = 2.0 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{k.ute} = 5.0 \frac{kN}{m^2}$$

### Dimensjoner søyler

$$b * l = 400mm * 400mm$$

$$h = 2500mm$$

Gjør om punktlaster i veggene til linjelaster:

$$\text{Lastbredde: } L_b = 11.0m$$

**Laster fra vegger på dekke over parkeringskjeller i B2a:**

Lastplassering	Kraft ( $kN$ )	Linjelast ( $\frac{kN}{m}$ )
0m	626.1kN	$\frac{F_{a1}}{L_b} = \frac{626.1}{11} = 56.9 \frac{kN}{m}$
8.2m	1390kN	$\frac{F_{a2}}{L_b} = \frac{1390}{11} = 126.4 \frac{kN}{m}$
12.6m	1198.8kN	$\frac{F_{a3}}{L_b} = \frac{1198.8}{11} = 109 \frac{kN}{m}$
18.2m	1865.4kN	$\frac{F_{a4}}{L_b} = \frac{1865.4}{11} = 169.6 \frac{kN}{m}$
22.6m	202.8kN	$\frac{F_5}{L_b} = \frac{202.8}{11} = 18.4 \frac{kN}{m}$
27m	1810.3kN	$\frac{F_{a6}}{L_b} = \frac{1810.3}{11} = 164.6 \frac{kN}{m}$
35.6m	516.5kN	$\frac{F_7}{L_b} = \frac{516.5}{11} = 47 \frac{kN}{m}$

Lastplassering tar utgangspunkt i øvre venstre hjørne i 1. etasje i B2a fra prosjekttegningene.

**Laster fra vegger på dekke over parkeringskjeller i B2b**

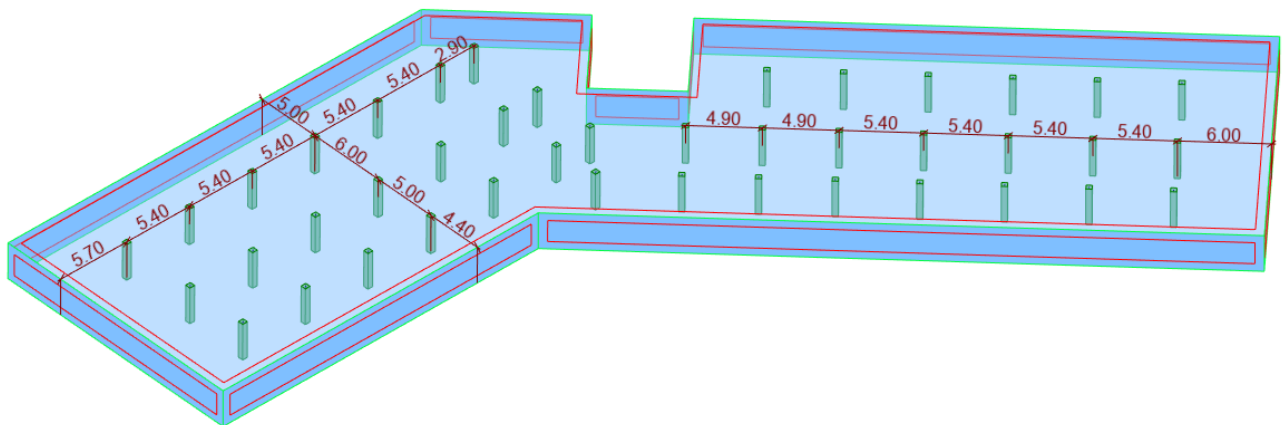
Lastplassering	Kraft ( $kN$ )	Linjelast ( $\frac{kN}{m}$ )
0m	716.6kN	$\frac{F_{b1}}{L_b} = \frac{716.6}{11} = 65.1 \frac{kN}{m}$
5.5m	1476.6kN	$\frac{F_{b2}}{L_b} = \frac{1476.6}{11} = 134.2 \frac{kN}{m}$
9.9m	857.4kN	$\frac{F_{b3}}{L_b} = \frac{857.4}{11} = 77.9 \frac{kN}{m}$
15.5m	1723.3kN	$\frac{F_{b4}}{L_b} = \frac{1723.3}{11} = 156.7 \frac{kN}{m}$
21.1	552.3kN	$\frac{F_{b5}}{L_b} = \frac{552.3}{11} = 50.2 \frac{kN}{m}$
25.5m	1971.3kN	$\frac{F_{b6}}{L_b} = \frac{1971.3}{11} = 179.2 \frac{kN}{m}$
35.4m	815.1kN	$\frac{F_{b7}}{L_b} = \frac{815.1}{11} = 74.1 \frac{kN}{m}$

Lastplassering tar utgangspunkt i venstre hjørne i 1. etasje i B2b fra prosjekttegningene.

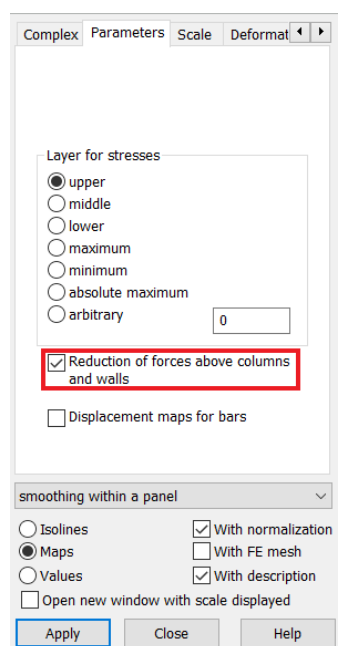
### Faktorer for laster i bruksgrense:

Last	Karakteristisk	Ofte forekommende	Tilnærmet permanent
Last fra vegger	1.0	1.0	1.0
Egenvekt dekke	1.0	1.0	1.0
Nyttelast trafikk	1.0	0.5	0.3
Nyttelast bolig	0.7	0.3	0.3

### Valgte søyleplasseringer i parkeringskjeller



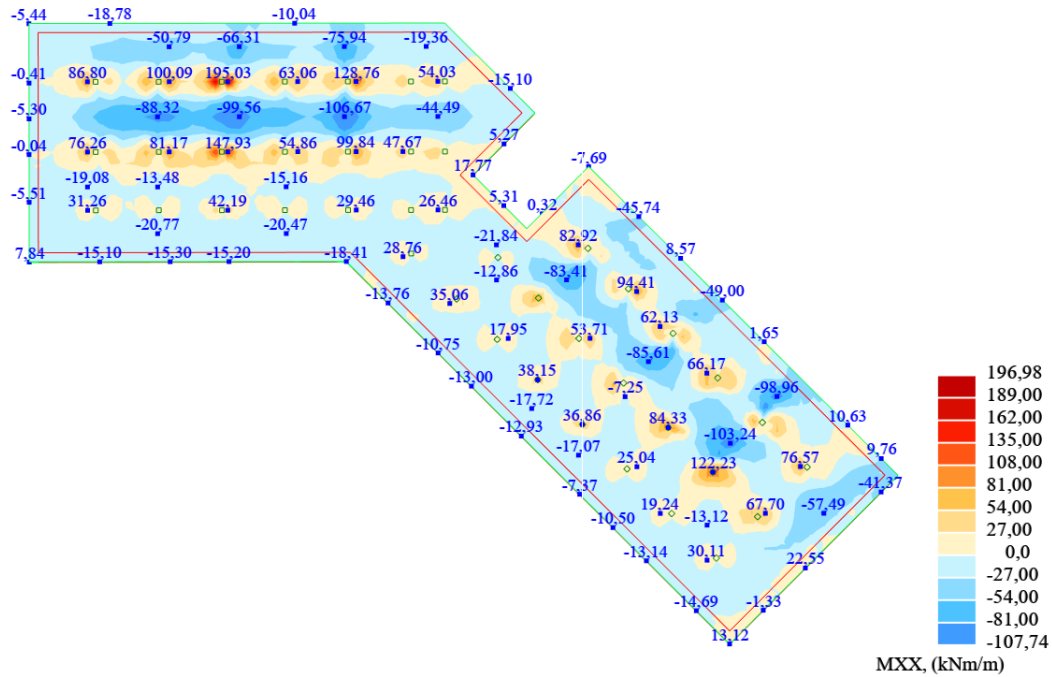
### Reduksjon av krefter ved opplegg i Robot



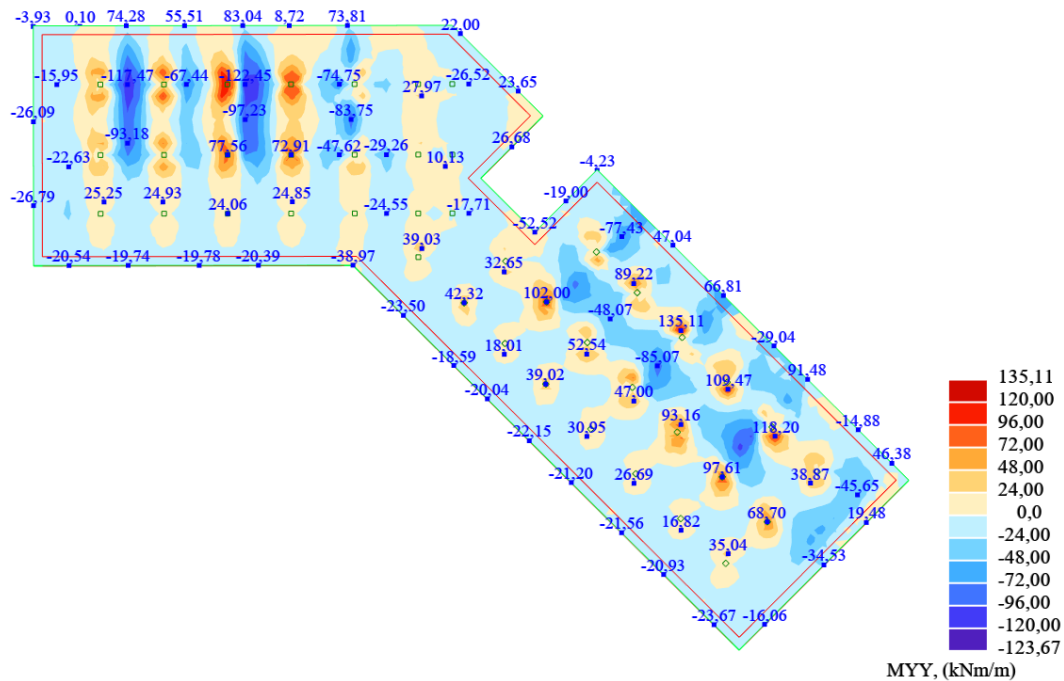
Ettersom beregnede krefter ved opplegg som søyler og vegger i Robot ofte er mye større enn i realiteten velges det å huke av for reduksjon av krefter over søyler og vegger i programmet. [37]

## Beregninger i Robot

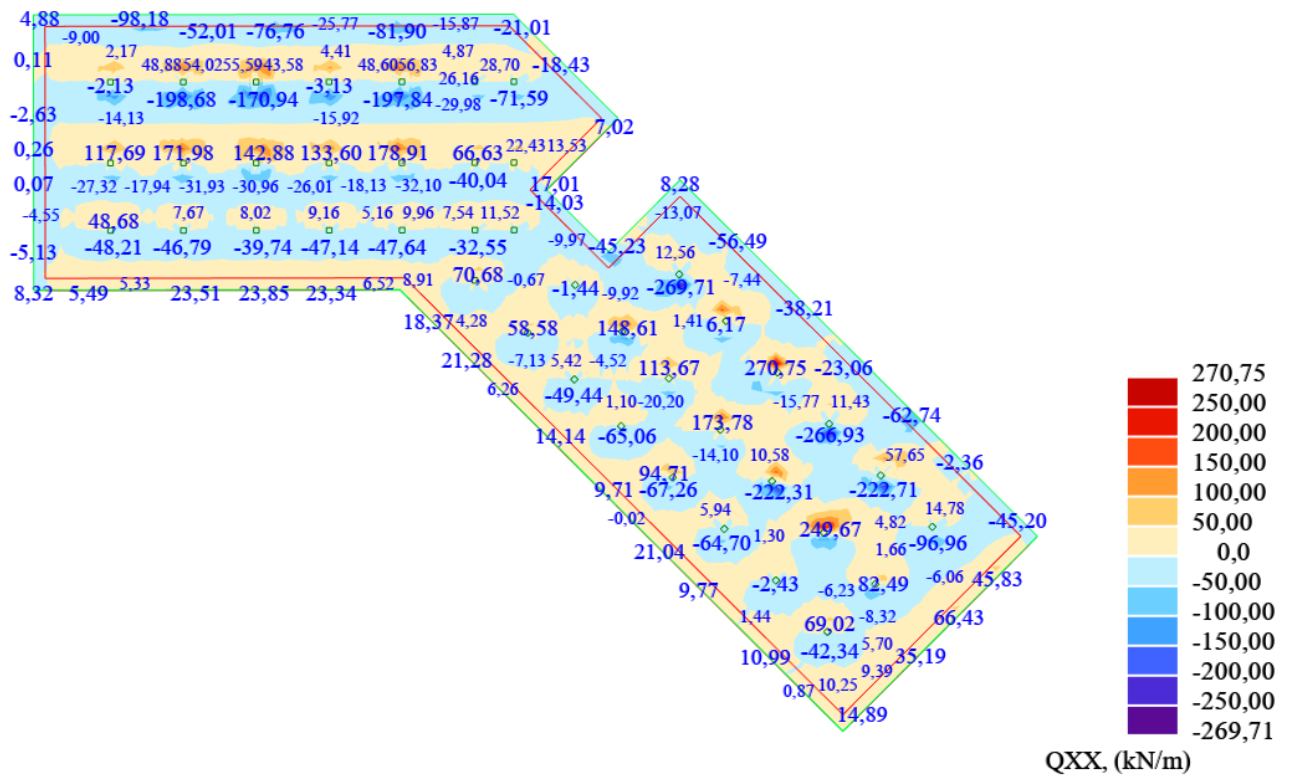
### Momenter i x-retning



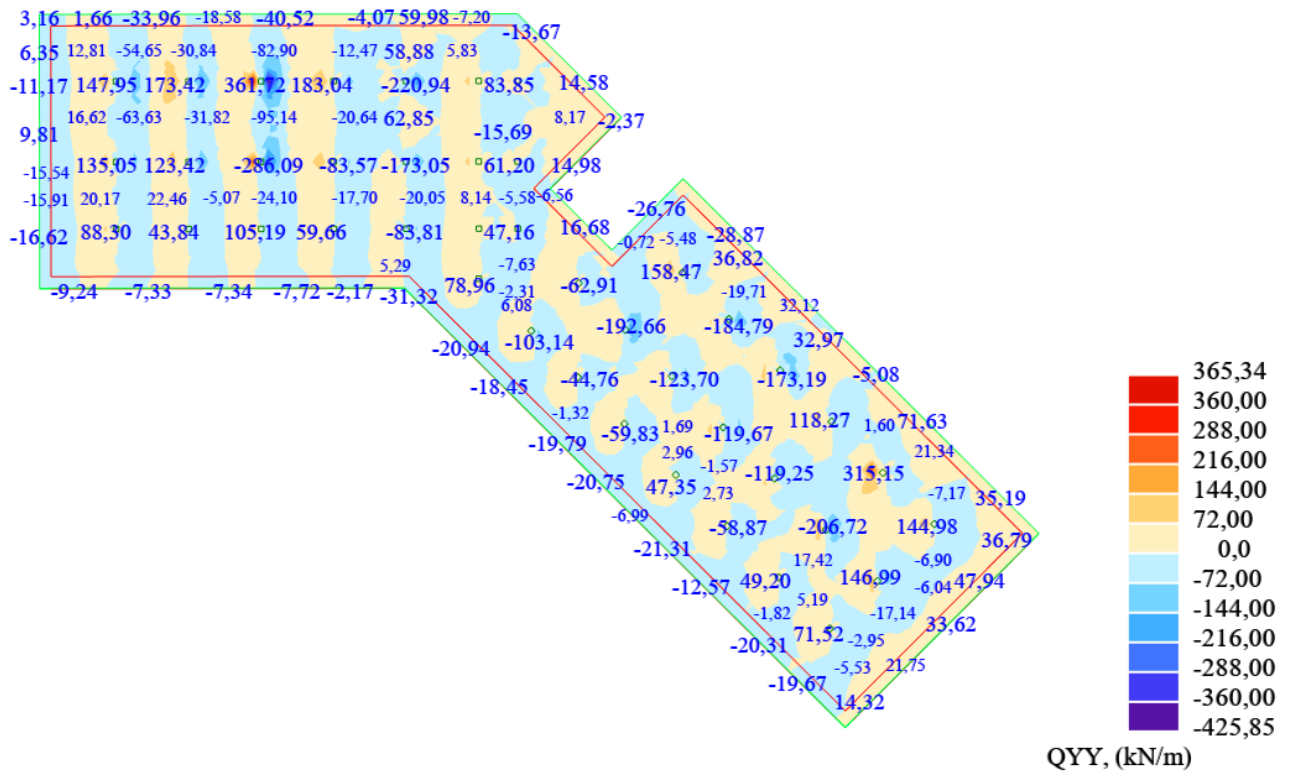
### Momenter i y-retning



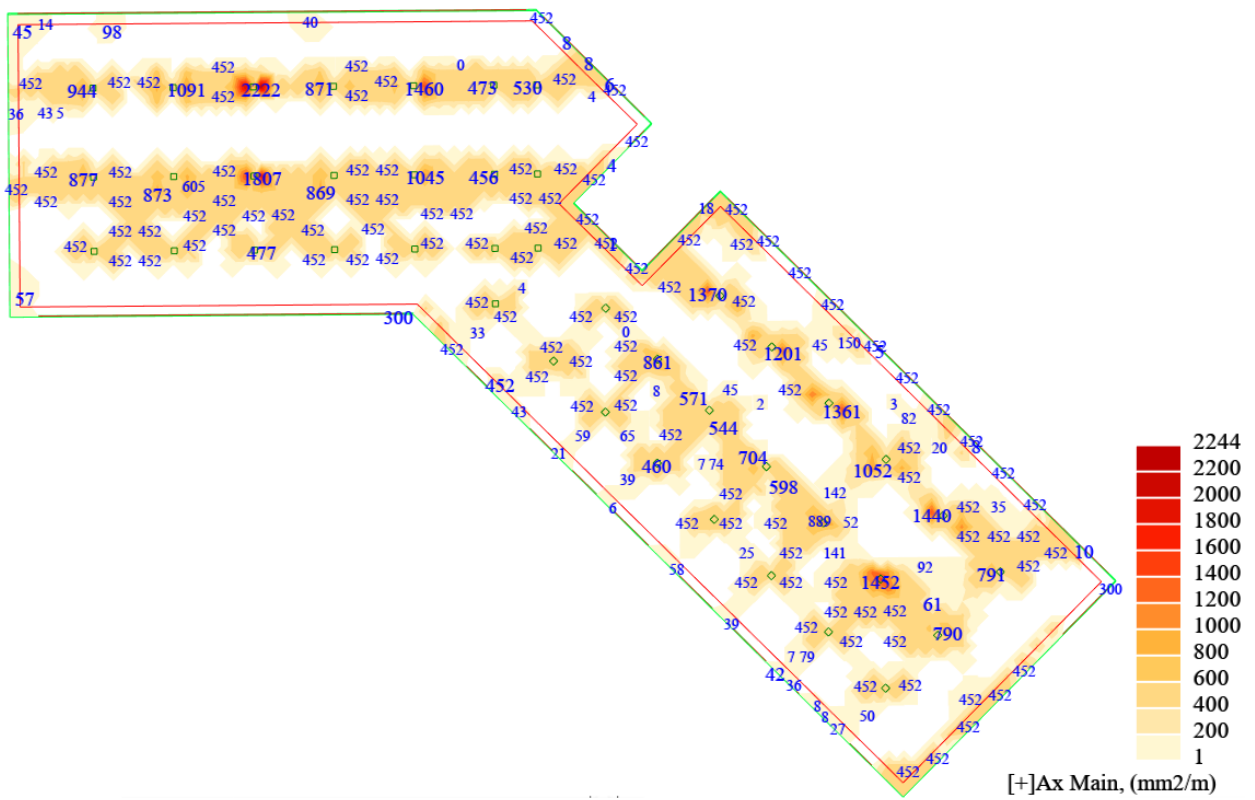
### Skjærkrefter i x-retning



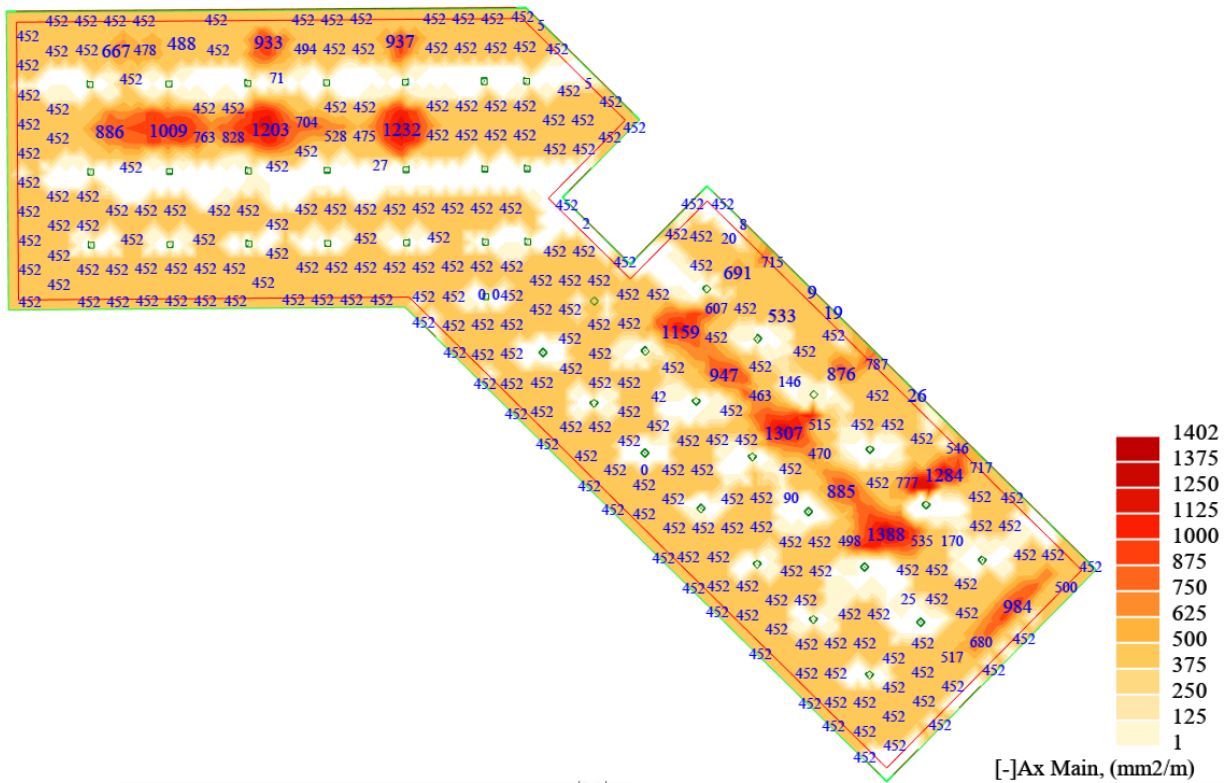
### Skjærkrefter i y-retning



### Nødvendig armering i x-retning OK

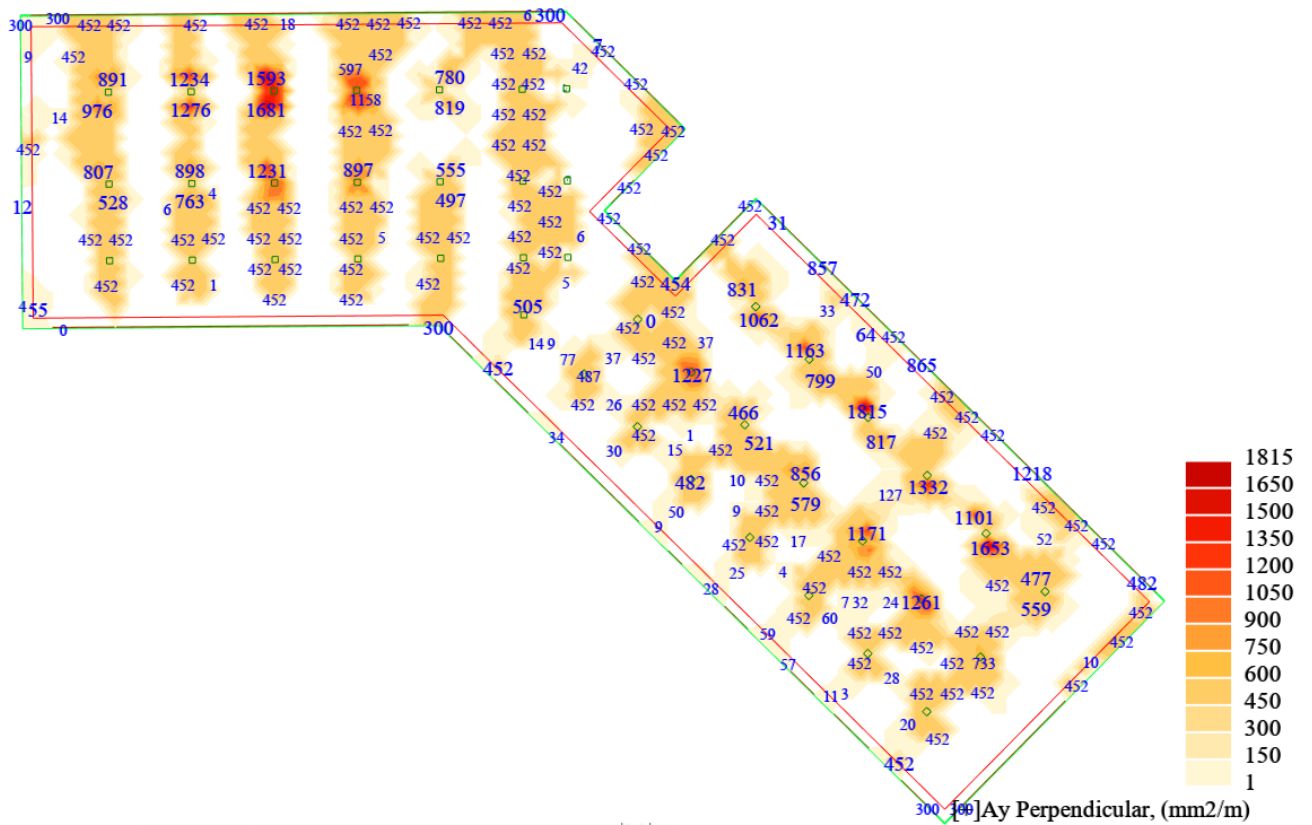


### Nødvendig armering i x-retning UK

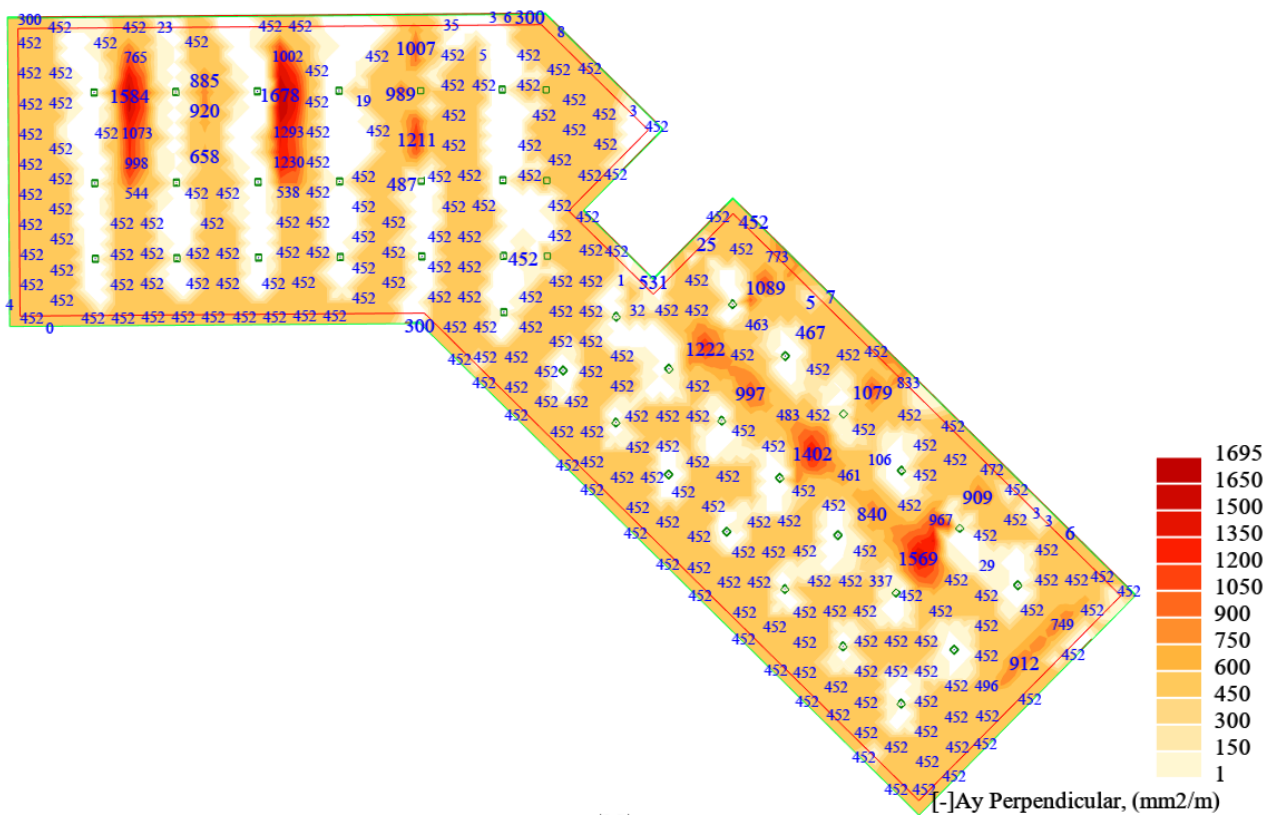




### Nødvendig armering i y-retning OK



### Nødvendig armering i y-retning UK



### Største armeringsbehov

$$A_{sx.OK,n\ddot{o}dvendig} = 2244\text{mm}^2 \rightarrow \text{Velger } \phi 25c170 \rightarrow A_{sx.OK} = 2887\text{mm}^2$$

$$A_{sx.UK,n\ddot{o}dvendig} = 1402\text{mm}^2 \rightarrow \text{Velger } \phi 20c170 \rightarrow A_{sx.UK} = 1847\text{mm}^2$$

$$A_{sy.OK,n\ddot{o}dvendig} = 1815\text{mm}^2 \rightarrow \text{Velger } \phi 25c220 \rightarrow A_{sy.OK} = 2231\text{mm}^2$$

$$A_{sy.UK,n\ddot{o}dvendig} = 1695\text{mm}^2 \rightarrow \text{Velger } \phi 25c220 \rightarrow A_{sy.UK} = 2231\text{mm}^2$$

### Minimumsarmering dekke

$$[\text{NA.9.2.1.1}]: A_{s,min} = 0.26 \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) b_t d \geq 0.0013 b_t d$$

$$A_{s,min} = 0.26 * \left( \frac{3.2}{500} \right) * 1000 * 247 \geq 0.0013 * 1000 * 247$$

$$A_{s,min} = 411\text{mm}^2 \geq 321\text{mm}^2$$

$$A_{s,min} = 411\text{mm}^2$$

### Dimensjonerende krefter

#### Momenter

$$M_{Ed.xst\ddot{o}tte} = 197 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed.xfelt} = 107.7 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed.yst\ddot{o}tte} = 135.1 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed.yfelt} = 123.7 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

#### Skjærkrefter

$$V_{Ed.x} = 270.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{Ed.y} = 425.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

## Bruddgrensekontroller

### Momentkapasitet

Velger å legge armering x-retning i overkant av armering i y-retning i OK og i underkant i UK.

$$d_{eff} = t - c - \phi_{20} - \frac{\phi_{16}}{2} = 300 - 35 - 10 - 8 = 247mm$$

$$M_{Rd} = 0.275 * f_{cd} * b * d^2 = 0.275 * 19.8 * 1000 * 259^2 = 332.2 \frac{kNm}{m}$$

$$M_{Rd} > M_{Ed,x,y} \rightarrow OK!$$

### Gjennomlokkingskontroll

#### 6.4.3 Skjærkraft ved konsentrerte laster

Antar at armering i x-retning ligger i overkant av armering i y-retning i OK og i underkant i UK.

Beregner for størst belastede søyle med største armering i overkant av dekket.

### Opptredende skjærspenning

$$(6.38) V_{Ed} = \beta * \frac{V_{Ed}}{u_1 * d_{eff}}$$

$$\beta = 1.15 \text{ for innvendige søyler}$$

$$V_{Ed} = 425.9kN$$

$$\text{Kontrollsnitt } u_1 = 2(c_1 + c_2) + O = 2(400 + 400) + 3091 = 4691mm$$

$$c_1 = h = 400mm$$

$$c_2 = b = 400mm$$

$$O = 4\pi * d_{eff} = 4\pi * 246 = 3091mm$$

$$d_{eff} = 247mm$$

$$d_x = 300 - 35 - \frac{20}{2} = 255$$

$$d_y = 300 - 35 - 20 - \frac{16}{2} = 237$$

$$V_{Ed} = \beta * \frac{V_{Ed}}{u_1 * d_{eff}} = 1.15 * \frac{425.9 * 10^3}{4691 * 246} = 0.42 \frac{N}{mm^2}$$

#### 6.4.4 Kapasitet uten skjærarmering

Skjærspenningskapasitet,

$$(6.47) V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_L f_{ck})^{\frac{1}{3}} \geq V_{min} b_w d$$

$$(NA.6.4.4.1) C_{Rd,c}k = \frac{k_2}{\gamma_c} = \frac{0.15}{1.5} = 0.1$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{eff}}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{246}} = 1.9 \leq 2.0 = 1.9$$

$$A_{slx} = 2416 \text{ mm}^2$$

$$A_{sly} = 2011 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{lx} = \frac{A_{slx}}{b * d_{eff}} = \frac{2887}{1000 * 247} = 0.0117$$

$$\rho_{ly} = \frac{A_{sly}}{b * d_{eff}} = \frac{2231}{1000 * 247} = 0.0090$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} * \rho_{ly}} \leq 0.02 = \sqrt{\rho_{lx} * \rho_{ly}} = \sqrt{0.0117 * 0.0090} = 0.0103$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c}k(100\rho_L f_{ck})^{\frac{1}{3}} = 0.1 * 1.9 * (100 * 0.0103 * 35)^{\frac{1}{3}} = 0.63 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Rd,c} = 0.63 \frac{N}{\text{mm}^2} > V_{Ed} = 0.42 \frac{N}{\text{mm}^2} \rightarrow OK!$$

### 6.4.5(3) Trykkbruddkontroll ved kant av søyle

$$(6.38) V_{Ed} = \beta * \frac{V_{Ed}}{u_0 * d_{eff}}$$

$$u_0 = 2(c_1 + c_2) = 2(400 + 400) = 1600 \text{ mm}$$

$$V_{Ed} = \beta * \frac{V_{Ed}}{u_0 * d_{eff}} = 1.15 * \frac{425.9 * 10^3}{1600 * 247} = 1.24 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$(N.A 6.4.5(3)) V_{Rd,max} = 0.4v * f_{cd} = 0.4 * 0.60 * 19.8 = 4.75 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$v = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.6 * \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0.60$$

$$V_{Rd,max} = 4.75 \frac{N}{\text{mm}^2} > V_{Ed} = 1.24 \frac{N}{\text{mm}^2} \rightarrow OK!$$

## Bruksgrensekontroller

### Rissviddeberegning

#### 7.3.2 Risskontroll ved hjelp av minimumsarmering

(Tab. 7.2N)

$$w_{max} = 0.3$$

$$\varnothing 16 \rightarrow \sigma_{s,tillatt} = 240 \frac{N}{mm^2}$$

$$(7.1) A_{s,min} \sigma_s = k_c k f_{ct,eff}$$

$$A_{s,min} = \frac{k_c k f_{ct,eff} A_{ct}}{\sigma_{s,tillatt}}$$

$$(7.2) k_c = 0.4 \left( 1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \frac{h}{h^*} f_{ct,eff}} \right) = 0.4(1 - f(N_{Ed})) = 0.4 \text{ for } N_{Ed} = 0$$

$$(7.4) \sigma_c = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{0}{400 \cdot 400} = 0$$

$$k = 1.0 \text{ for } h \leq 300 \rightarrow k = 1.0$$

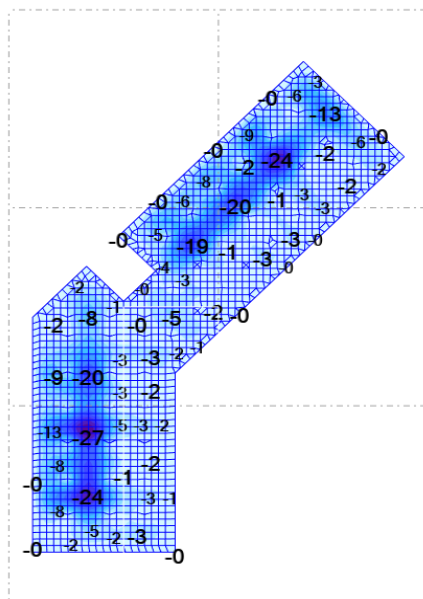
$$A_{ct} = b \cdot h_{strekksone} = b \cdot \frac{h}{2} = 1000 \cdot \frac{280}{2} = 140\,000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{k_c k f_{ct,eff} A_{ct}}{\sigma_{s,tillatt}} = \frac{0.4 \cdot 1.0 \cdot 3.2 \cdot 140\,000}{240} = 746 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,brukt} = 2231 \text{ mm}^2 > A_{s,n\ddot{o}dvendig} = 746 \text{ mm}^2$$

→ OK for riss.

#### Nedbøyninger med innlagt armering:



Figur H.1: Nedbøyninger med valgt innlagt armering hereanet i Robot.

## H.2 – Beregning av søyle

	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
<b>MAX</b>	28,28	35,00	1347,79
<b>Node</b>	49	37	2724
<b>Case</b>	2 (C)	9 (C)	9 (C)

Figur H.2: Største aksiallast i søyle beregnet i Robot.

Som det fremgår av beregningene i Robot vil den mest belastede søylen få en aksiallast lik  $N_{Ed} = 1347.8 \text{ kN}$ . Det beregnes derfor nødvendig søylearming på grunnlag av denne lasten.

## Dimensjonering av søyle etter EC2, NS-EN 1992-1-1

### Prosjekteringsgrunnlag

Karakteristiske verdier for materialfasthet:

Tab. 3.1	B35	Trykkfasthet	$f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$
		Strekfasthet	$f_{ctk,0.05} := 2.2 \frac{N}{mm^2}$
			$f_{ctm} := 3.2 \frac{N}{mm^2}$
	B500NC		$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$

Materialfaktorer:

Tab. 2.1N	Betong	$\gamma_c := 1.5$
	Stål	$\gamma_s := 1.15$

Koeffisienter for virkning av langtidslast:

NA.3.1.6 (1)	Trykkfasthet	$\alpha_{cc} := 0.85$
NA.3.1.6 (2)	Strekfasthet	$\alpha_{ct} := 0.85$

Dimensjonerende verdier for materialfasthet:

(3.15)	B35	Trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 19.8 \frac{N}{mm^2}$
3.2.7	B500NC		$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \frac{N}{mm^2}$

Overdekning

Tab. 4.1, 4.4N	XC3, Dim. brukstid 50 år	$c_{min,dur} := 25 \text{ mm}$
NA.4.4.1.3 (1)P	Tillatt avvik	$\Delta c_{dev} := 10 \text{ mm}$
(4.1)	Nominell overdekning	$c_{nom} := c_{min,dur} + \Delta c_{dev} = 35 \text{ mm}$

Dimensjoner:

Søyle:	Tykkelse	$h := 400 \text{ mm}$	
	Bredde	$b := 400 \text{ mm}$	
	Tverrsnittsareal	$A_c := h \cdot b = 160000 \text{ mm}^2$	
	Lengde	$L := 2.5 \text{ m}$	
	Kneklengde	$L_0 := L = 2.5 \text{ m}$	
Antatt armering:	Lengdearmering (1 lag)	$\phi_{25} := 25 \text{ mm}$	$A_{\phi_{25}} := 491 \text{ mm}^2$
	Bøylearmering	$\phi_{16} := 16 \text{ mm}$	$A_{\phi_{16}} := 201 \text{ mm}^2$

Avstand mellom trykk- og strekkarmering:

$$h' := h - 2 c_{nom} - 2 \phi_{16} - 2 \frac{\phi_{25}}{2} \quad h' = 273 \text{ mm}$$

Dimensjonerende aksiallast

$$N_{Ed} := 1347.8 \text{ kN}$$

### Forhåndsbetragtninger

Dimensjonerende trykkspenning

$$\sigma_c := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 8.42 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

(5.13N)

Relativ aksialkraft

$$n := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.42$$

Minste eksentrisitet

6.1(4)

$$e_0 := \max\left(\frac{h}{30}, 20 \text{ mm}\right) = 20 \text{ mm}$$

(5.2)

$$e_1 := \max\left(e_0, \frac{L_0}{400}\right) = 20 \text{ mm}$$

1. ordens momentvirkning

$$M_{Ed,1.ordens} := N_{Ed} \cdot e_1 = 26.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



## Forhåndsdimensjonering

Sjekker mn-diagram uten stabilitetsproblem

$$\frac{h'}{h} = 0.7$$

$$m := \frac{M_{Ed,1.ordens}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot h} = 0.02 \quad \Rightarrow \quad w := 0$$

$$n = 0.42$$

NA.9.5.2 Minimumsarmering

$$(9.12N) \quad A_{s,min1} := \min \left( 0.2 A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \right) = 1460 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min2} := 0.01 A_c = 1600 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} := \max (A_{s,min1}, A_{s,min2}) = 1600 \text{ mm}^2$$

Prøver  $4 \phi_{25}$

$$A_s := 4 A_{\phi_{25}} = 1964 \text{ mm}^2$$

NA.5.8.3.1 Har vi slank søyle med minimumsarmering?

$$(5.14) \quad \lambda_z := \frac{L_0}{0.29 b} = 21.552$$

$$\omega := \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.269$$

$$k_a := 1.0$$

$$\lambda_{n,z} := \lambda_z \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 k_a \cdot \omega}} = 11.325$$

$$\lambda_{n,lim} := 13$$

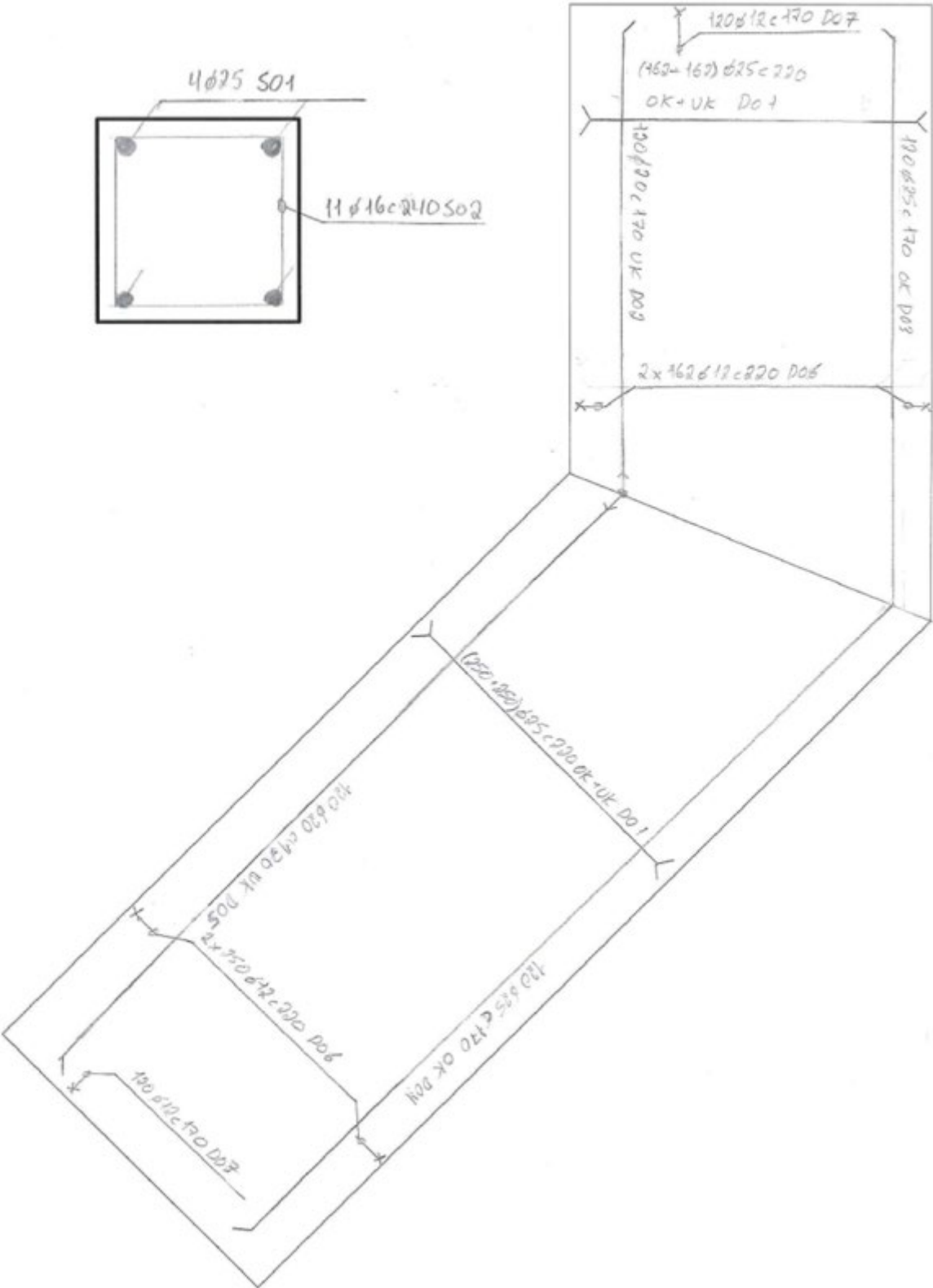
$$\lambda_{n,z} < \lambda_{n,lim} \quad \Rightarrow \quad \text{Slipper å ta hensyn til 2. ordens moment}$$


## Største bøyleavstand

$$s_{cl,tmax} := \min (20 \phi_{25}, b, 400 \text{ mm}) = 400 \text{ mm}$$

$$s_{max,ende} := 0.6 s_{cl,tmax} = 240 \text{ mm}$$

H.3 – Armeringstegninger og bøyelister



<b>Bøyleliste</b>		Prosjekt nr.	Utbearbeidet av	Utbearbeidet dato
Konstruktør Deluke og søyde Bubble Deck - løsninger		Prosjekt Lille-Landkrossen	Kontrollert dato	
Dokument nr.		Tegning nr.	Revisjon	
Sifferkvalitet B500NC		Skisse-mål i mm, ytterkant	Bøylefoto nr.	
				

Posnr.	Dim. (mm)	Antall	Lengde (mm)	Skisse (mm)	Sum Lengde (m)	Dort (mm)	Merknad	Rev. Dato	
D01	25	824	20000	<u>20000</u>	16480		63448 Vekt: kg		
D02	20	120	31825	<u>31825</u>	3819		9433 Vekt: kg		
D03	25	120	31825	<u>31825</u>	3819		14703 Vekt: kg		
D04	25	120	50610	<u>50610</u>	6073		23381 Vekt: kg		
D05	20	120	50610	<u>50610</u>	6073		15000 Vekt: kg		
D06	12	824	3020	<u>1500</u> 770 <u>1250</u>	2188		2209 Vekt: kg		
D07	12	210	3020	<u>1500</u> 770 <u>1250</u>	785		644 Vekt: kg		
							Vekt: kg		
S01	25	168	2500	<u>2500</u>	420		1617 Vekt: kg		
S02	16	462	1620	<u>330</u> 150 330	7481		1182 Vekt: kg		
Sum lengde (m)					3213 <sup>a12</sup>	748 <sup>a10</sup>	9892 <sup>a20</sup>	26792 <sup>a25</sup>	
Sum vekt (kg)					2853	1182	24433	103149	

Juni 16, Juni 2009 HLL 2009

## H.4 – Prisestimat for BD-340 fra BubbleDeck Norway AS

Hei.

Vi gir bare priser på selve dekket levert på bil til byggeplass, montering plasslagt armering og utstøping er opp til den aktuelle entreprenøren å beregne, men du kan si at det er ca. samme arbeid som for ett plattendeck.

Pris uten armering blir vanskelig å gi, da dette er store deler av kostnaden ved BubbleDeck (vi utnytter dekkene mer enn tradisjonelle dekker).

Ett 340 dekke kan beregnes til ca. 800,- pr m2, dette er inkludert uk-armering og ett toppnett som tilsvarer ca. minimumsarmering for prosjektering kan du bruke ca. 50,- pr m2, dog er dette for ett større prosjekt, hvis prosjektet er veldig lite vil denne være en del høyere pr m2.

Utover disse kostnadene tilkommer plasslagt armering på ca. 14-20 kg pr m2, men dette er ekstremt prosjektavhengig.

Ett BD 340 vil også trenge 0,18 m3 pr m2 betong til utstøping på plassen.

Håper dette hjelper.

Lykke til med bachelor.

Med vennlig hilsen:

[Redacted signature]



Rådgivende ingeniører i byggeteknikk

Ramstadsletta 15, NO-1363 Høvik  
Tlf: 67 11 66 20 / Mob: 92 46 44 26  
[jarh@bubbledeck.no](mailto:jarh@bubbledeck.no) [www.bubbledeck.no](http://www.bubbledeck.no)

# Vedlegg I – Møterefater

## I.1 – Veiledermøte – 21.02.19

### 1 Lastberegninger

#### 1.1 Kontroll av utførte lastberegninger

##### 1.1.1 Snølaster

Det er ikke nødvendig å utføre for spesifikke lokale beregninger. Vurder om nødvendig i tilfeller.

##### 1.1.2 Vindlaster

Se på forskjellige vindretninger og regn ut sonelaster for den dimensjonerende retningen. Velg en fornuftig sonelast som dimensjonerende og ta utgangspunkt i den. Ta hensyn til lokale forskjeller kun hvis nødvendig.

#### 1.2 Tips til videre lastberegninger

##### 1.2.1 Hvordan regne på høydeforskjell tak?

Kan ha noe å si for lastfordelingen oppe i bygget, men i utgangspunktet har det liten betydning for lastene lengre ned i konstruksjonen.

##### 1.2.2 Hvordan regne etasje for etasje?

Håndberegninger: Ser hovedsakelig på dekke og ytre bæring.

Beregningsprogram: Ser på etasjene som rammer.

##### 1.2.3 Hvilke opplager?

Ser først på konstruksjonen som fritt opplagt og deretter endre etter hvert der det er nødvendig.

##### 1.2.4 Hvordan ta hensyn til balkonger/terrasser?

Det er ikke behov for å utføre for spesifikke lokale beregninger. Avgjør behov etter tid.

##### 1.2.5 Hvordan regne på vinkel i garasje?

Ser nærmere på dette etter hvert.

##### 1.2.6 Bruke samme dekkeløsning hele veien ned, eller se kun på forskjellige løsninger for garasjen?

Ser på de andre dekkene som konstant. Benytter forskjellige dekkeløsninger kun i parkeringsgarasjen. Kan eventuelt kommentere gunstighet ut ifra resultatene.

##### 1.2.7 Hvordan ta hensyn til utsparinger?

Det er i utgangspunktet ikke nødvendig å ta hensyn til utsparinger da det ikke er noen tilfeller hvor de vil være av særlig betydning for bæringen.

### 2 Møteplan

I utgangspunktet holder vi møte annenhver torsdag kl. 10.30 f.o.m. uke 8

### 3 Studentgruppe på Canvas

Gruppe er opprettet med navn: «Bachelor – Sindre, Bjørnar og Runar»

## I.2 – Veiledermøte – 21.03.19

### 1 Kontrollere antakelser

#### 1.1 Betongkvalitet

Antar betongkvalitet B35.

#### 1.2 Bærevegger

Antar 200 mm etter tegning, men kan gjerne anta tykkere vegger, spesielt i garasje.

#### 1.3 Dekke

Antar at 340 mm, som angitt på tegning, er medregnet alle lag i dekket, antar ca. 200 mm elementer.

#### 1.4 Avrunding

Avrunder til nærmeste hele centimeter (10 mm) der mål er angitt eksakt i millimeter

#### 1.5 Utstikk på ytre hjørne under blokk B2a

Ser bort fra utstikket i garasjeplanet i våre beregninger.

### 2 Innhenting av informasjon

#### 2.1 Tidligere bacheloroppgaver

Kan referere til andre bacheloroppgaver, men pass på å henvise fullstendig til oppgave og evt. oppgavens kilder.

#### 2.2 Intervju

Ta en prat med Arve for innføring i retningslinjer for å gjøre intervjuene riktig.

Med tanke på innhenting av prisantydninger så kan det være nyttig å sjekke ut Holtes tjenester, evt. skaffe lisenser dersom biblioteket ved HVL ikke allerede har tilgang.

## I.3 – Veiledermøte – 04.04.19

### 1 Skrivning av oppgave

#### 1.1 MathCAD

##### 1.1.1 Hele sider fra MathCAD eller mindre utklipp?

Helst ikke fulle sider fra MathCAD. Ikke ta med for mye informasjon.  
Hovedsakelig input og resultat av beregning bør være med i hoveddel.

#### 1.2 Hovedbesvarelse og vedlegg

##### 1.2.1 Hva bør være del av hovedbesvarelsen/vedlegg?

Alt kan ikke være med i rapporten, men det er viktig at rapporten er så fullstendig at det skal kunne forstås hva som er gjort uten bruk av vedlegg, Vedleggene skal gi mulighet for dypdykking i det utførte arbeidet.

##### 1.2.2 Utklipp fra standarder/byggedetaljblader eller kun henvisning?

I utgangspunktet kun henvisning til kildene, så fremst et utklipp ikke får fram et spesielt poeng. Det er ikke nødvendig å henvide for hver beregning dersom man utfører gjentakende beregninger med ulike inndata.

### 2 Laster

#### 2.1 Horisontale laster

##### 2.1.1 Hvordan ta hensyn til horisontale vindlaster?

Heissjakt og andre avstivende systemer tar de horisontale lastene. Veggene vil ta store deler av disse lastene der heissjakt ikke er benyttet til avstivning.

#### 2.2 Vertikale laster

##### 2.2.1 Kan vi se bort fra vertikal vindlast pga. stor egenvekt?

Greit å se det slik, men ta med betraktninger som gjøres i rapporten.

##### 2.2.2 Kan vi bruke 471.031 til å definere egenvekt?

Greit å bruke som kilde.

##### 2.2.3 Brutto kjøretøytynge, over/under 30 kN?

Det kan være et poeng å ta opp at personbiler er tyngre nå enn en antatt personbil før. Det er egentlig ikke nødvendig for oss å ta dette med da vi ikke skal dimensjonere fundamenter, men kan poengtere synspunktet uten å ta det videre inn i beregninger siden det er relevant for parkeringsgarasjen.

##### 2.2.4 Beregne krefter feltvis eller er ikke det nødvendig?

Gjør betraktninger som forenkler. Trenger ikke beregne med feltvis lastfordeling så lenge man ikke skal dimensjonere de vertikale delene.

### 3 Prisantydning

#### 3.1 Aktører

Ta en prat Trond Einar Martinsen, da han har sannsynligvis mer kjennskap i denne sammenheng.

# Veiledermøte – 25.04.19

## I.4 – Veiledermøte – 25.04.19

### 1 Beregninger

#### 1.1 Eksponeringsklasser og overdekning

##### 1.1.1 *Hvilken eksponeringsklasse skal vi bruke?*

I utgangspunktet må det bare antas en eksponeringsklasse og begrunne valget. Ikke nødvendig å gå så langt som klasse XD1 i UK.

#### 1.2 Armering

##### 1.2.1 *Er dette mye eller grei mengde armering?*

Beregnet nødvendig mengde er mye armering, men ikke i overkant.

#### 1.3 Flatdekker

##### 1.3.1 *Bjelke eller kun søyler?*

Fordel å få inn en bjelke.

##### 1.3.2 *Hvordan beregne?*

Stripemetoden anbefales.

#### 1.4 Hulldekker

##### 1.4.1 *Er det greit å bruke tabell for dimensjonering av hulldekker?*

Greit å dimensjonere etter tabell, da leverandør normalt står for beregningene.

#### 1.5 Plattendekker

##### 1.5.1 *Hvordan beregne?*

Inneholder mye armering i UK.

Man kan se bort fra gitterdragere ved å la nødvendig skjærarmering stikke ut av forskalingsplaten.

Ved å beregne med gitterdragere så får vi enklere beregninger på grunn større beregningsmessig arm.



## Vedlegg J – Timelister

<b>Dato</b>	<b>Tema</b>	<b>Antall timer</b>
10.01.2019	Oppstartsmøte med veileder	0,5
14.01.2019	Planlegging og forprosjektrapport	2
16.01.2019	Planlegging og forprosjektrapport	4
28.01.2019	Start lastberegning	4
06.02.2019	Lastberegning	5
07.02.2019	Lastberegning	3
12.02.2019	Lastberegning	5
14.02.2019	Lastberegning	2
15.02.2019	Lastberegning	4
18.02.2019	Lastberegning	3
20.02.2019	Lastberegning	5
21.02.2019	Møte med veileder	1
26.02.2019	Innhenting av informasjon	6
27.02.2019	Innhenting av informasjon	4
28.02.2019	Innhenting av informasjon	7
05.03.2019	Innhenting av informasjon	8
06.03.2019	Innhenting av informasjon	3
07.03.2019	Innhenting av informasjon	5
12.03.2019	Innhenting av informasjon	7
13.03.2019	Innhenting av informasjon	7
14.03.2019	Lastberegning	5
19.03.2019	Lastberegning	6
20.03.2019	Lastberegning	5
21.03.2019	Møte med veileder	0,5
26.03.2019	Innhenting av informasjon/Idémyldring	4
27.03.2019	Start skiving av oppgave	5
28.03.2019	Beskrivelse av lastberegning	4
29.03.2019	Beskrivelse av lastberegning	4
01.04.2019	Lage underveispresentasjon	4
02.04.2019	Øve på underveispresentasjon	5
03.04.2019	Lastberegning/Oppdatering av framdriftsplan	7
04.04.2019	Lastberegning	6
05.04.2019	Lastberegning	6

08.04.2019	Start dimensjonering av parkeringskjeller	6
09.04.2019	Dimensjonering av parkeringskjeller	6
10.04.2019	Dimensjonering, teori	8
11.04.2019	Dimensjonering, teori	8
12.04.2019	Dimensjonering, teori	8
15.04.2019	Dimensjonering, teori	8
16.04.2019	Dimensjonering, teori	8
17.04.2019	Dimensjonering, teori	8
18.04.2019	Dimensjonering, teori	8
19.04.2019	Dimensjonering, teori	8
20.04.2019	Dimensjonering, teori	4
21.04.2019	Dimensjonering, teori	4
22.04.2019	Dimensjonering, teori	8
23.04.2019	Dimensjonering, teori	8
24.04.2019	Dimensjonering, teori	8
25.04.2019	Dimensjonering, teori	8
26.04.2019	Dimensjonering, teori	8
29.04.2019	Dimensjonering, teori	8
30.04.2019	Teori	8
02.05.2019	Teori	8
03.05.2019	Teori	8
06.05.2019	Teori	8
07.05.2019	Teori	8
08.05.2019	Teori	8
09.05.2019	Teori	8
10.05.2019	Teori	8
13.05.2019	Ferdigstilling av rapport	8
14.05.2019	Ferdigstilling av rapport	8
15.05.2019	Ferdigstilling av rapport	8
16.05.2019	Ferdigstilling av rapport	6
18.05.2019	Ferdigstilling av rapport	5
19.05.2019	Ferdigstilling av rapport	8
20.05.2019	Ferdigstilling av rapport	12
21.05.2019	Ferdigstilling av rapport	15
22.05.2019	Ferdigstilling av rapport	6
<b>Totalt</b>		<b>419</b>