

Kontrollregning og analyse av konstruksjon på Lofoten Brygge

Control calculations and analysis of construction
at Lofoten Brygge

Trondheim Mai 2021

Navn studenter:

Anders Risan
Eivind Landsverk
Ole Andreas Ditlev

Intern veileder:
Arne Mathias Selberg

Ekstern veileder:
Trygve Nilsen

Prosjektnummer:
2021 -36

Rapporten er ÅPEN



Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk

Rapporten inneholder følgende punkt:

- Kontrollregning av armering
- Beregne ny armeringsmengde ved et to-dimensjonalt-lastsystem
- Se på muligheter ved bruk av BubbleDeck i det to dimensjonale systemet
- Verifisering av en stål- og betongsøylekapasitet
- Kontrollere kapasiteten for plate og bolter i knutepunkt
- Se nærmere på bruken av prefabrikasjon

I dette prosjektet vil det bli sett nærmere på et prosjekt Betong & Entreprenør har utført på Lofoten brygge. De hadde i oppdrag å føre opp et bygg i 7 plan inkl. kjeller i betong og stål og tilhørende fundamentering.

Gjennom rapportens prosess er det ønsket å få videreført den kunnskapen studie har gitt, til en mer realistisk framgangsmåte som er relevant for framtidige prosjekt.

Stikkord fra prosjektet:

- Kontrollregning
- Dimensjonering
- Bubbledeck
- Kapasitetsverifisering søyler
- Kapasitetsverifisering knutepunkt
- Kontroll stabilitetsberegning
- Prefabrikasjon

Forord

Bacheloroppgaven er skrevet av tre studenter som går byggingeniør ved NTNU i Trondheim. Vi har en ekstra interesse for stål, betong og konstruksjoner. Naturligvis endte valget å ta det tredje året i retningen konstruksjonsteknikk, hvor både stål, betong og konstruksjoner er veldig sentralt.

I prosessen hvor vi skulle finne et firma å kontakte, ønsket vi i all hovedsak å komme i kontakt med et seriøst firma. Betong & Entreprenør hadde både en nettside som ga godt inntrykk og en egen referansedel med bilder av tidligere bygg, som så veldig gjennomført ut. I januar sendte vi de e-post, og tidlig februar fikk vi svar. Vi fikk avtalt et møte med B&E, der de ga oss innsyn i et ferdigstilt prosjekt, Lofoten Brygge. Deres rolle i prosjektet var å levere og montere bygget. Kort tid etter møte fikk vi tilsendt all dokumentasjonen for prosjektets forløp.

Vi er svært takknemlig for prosjektet vi fikk av B&E og vil rette en stor takk til dem. De var veldig samarbeidsvillige med å hjelpe til med eventuelle spørsmål rundt prosjektet. Lofoten Brygge prosjekteringen viste seg tidlig å være fullt av muligheter og friheter for hvordan vi som studenter kunne forme denne bacheloroppgaven.

I prosessen må vi også takke vår veileder fra NTNU, Arne Mathias Selberg. Han har igjennom semestret vært veldig behjelpelig og løsningsorientert når vi har trengt assistanse for videre framgang.

Sammendrag

Prosjektet Lofoten brygge, er et bygg som konstruksjonsmessig består av betong og stålsøyler. Bygget er 25 x 17 meter i grunnflate og 22 meter høyt. Det ble overlevert 31. Desember 2020 og brukes i dag til bolig og næring i Svolvær by.

Målet med denne rapporten er å verifisere beregninger og valg gjort for prosjektet. Det innebærer blant annet å kontrollere allerede beregnet armering ved å beregne en ny mengde armering. I analysen er det også ønsket å undersøke hvor stor forskjell i mengde armering et to-dimensjonalt lastesystem gir i forhold til det tre-dimensjonale lastesystemet som allerede er beregnet.

For armeringsberegning i bjelkesnittet vil det også gjøres ekstra kontroller som ikke har blitt dokumentert for det tre-dimensjonale systemet, som å sjekke for skjær- og gjennomlokkingskapasitet. Det vil samtidig bli sett på hvor aktuelt det er å dimensjonere BubbleDeck ved laster i to dimensjoner, da Bubbledeck gir en lavere egenvekt og dermed mindre moment kan det gi flere muligheter ved dimensjonering.

Videre kontrolleres kapasiteten til en stål- og betongsøyle, for å bekrefte at de tåler det påførende momentet og aksialkreftene. Plate- og boltekapasiteten til et knutepunkt sjekkes også for gitte påvirkninger.

Det har blitt brukt SAP2000 til å finne de ukjente påvirkende kreftene i 2D. I analysen har det ikke blitt antatt en blanding av bolig og næring i samme etasje, men forenklet til at hele etasjer enten er dimensjonert for næring eller bolig.

I tillegg til dette har det blitt sett på fordeler når det kommer til bruk av prefabrikking og hva som er mest effektivt med tanke på produksjon, transport og montering.

Summary

The project Lofoten brygge is a building that mainly consists of concrete and steel columns. The building is 25 x 17 meters in floor area and 22 meters tall. It was handed over on December 31st of 2020 and is today used for housing and industry in Svolvær town.

The aim of this report is to verify calculations and choices made for the project. That includes checking already calculated reinforcement by a systematic recalculation and find out how big of a difference in the amount of reinforcement there is between a two-dimensional loading system and a three-dimensional loading system that has already been calculated.

In the reinforcement calculation for the beam section, additional checks will also be made that have not been documented for the three-dimensional system, for example checking for shear and locking capacity. At the same time, it will be looked at how relevant it is to dimension BubbleDeck for loads in two dimensions, as Bubbledeck provides a lighter dead weight and less torque, it can provide more possibilities when dimensioning.

Furthermore, the capacity of a steel and concrete column is checked to control that they can withstand applying torque and axial forces. The plate and bolt capacity of a junction is also checked.

SAP2000 has been used to find the unknown influencing forces who were used to check the capacity. In the analysis, a mixture of housing and industry areas on the same floor has not been assumed.

It has been simplified to cover the first floor is dimensioned for business, while the rest of the floors are dimensioned for housing.

In addition to this, advantages have been considered when it comes to the use of prefabrication and what is most efficient in terms of production, transport and assembly.

Innholdsfortegnelse

1.0	Innledning	1
1.1	Avgrensinger	1
1.2	Lofoten brygge	1
1.3	Verktøy	2
1.3.1	Mathcad	2
1.3.2	SAP2000	2
1.4	Regelverk	3
1.5	Dimensjoneringsgrunnlag	4
1.5.1	Laster	4
1.5.2	Kontrollberegning armeringsmengde	5
1.5.3	Bjelkesnitt	5
1.5.4	Statisk system for søyler og knutepunkt	6
2.0	Materialer	8
2.1	Materialfaktorer	8
2.2	Betong	8
2.3	Armeringsstål	9
3.0	Konstruksjonsanalyse og dimensjonering	11
3.1	Dimensjonering for moment	11
3.1.1	Grensetilstander	11
3.1.2	Bestandighet og overdekning	11
3.1.3	Armering for moment	12
3.2	Kontrollberegning av RIBs dimensjonerte armering	16
3.3	Armering av bjelkesnitt i 2D	18
3.3.1	Laster	18
3.3.2	Skjærarmering uten beregningsmessig behov	20
3.3.3	Skjærarmering ved beregningsmessig behov	22
3.3.4	Minimum skjærarmering	22
3.3.5	Gjennomlokkingskapasitet	23
3.3.6	Resultat armering bjelkesnitt	27
3.4	Muligheter for Bubbledeck i bjelkesnitt	27
3.4.1	Forutsetninger	27
3.4.2	Momentkapasitet over kuler	28
3.4.3	Resultat	28
3.5	Kapasitet Stålsøyle	29

3.5.1 Tverrsnittsklasse	29
3.5.2 HUP-150x100x10.0	30
3.5.3 Laster	31
3.5.4 Aksialkapasitet	33
3.5.5 Momentkapasitet	33
3.5.6 Knekkapasitet.....	34
3.5.7 Kombinasjon av moment- og aksialkapasitet i endepunkt.....	36
3.6 Kapasitet betongsøyle	37
3.7 Stabilitetsanalyse av bygget.....	39
3.7.1 Basisvindhastighet	39
3.7.2 Middelvindshastighet	40
3.7.3 Terrengform c_o og k_1	40
3.7.4 Turbulensintensitet.....	41
3.7.5 Oppsummert.....	41
3.7.6 Skjærkrefter på vindavstivende plater	41
3.8 Knutepunkt	43
4.0 Prefabrikasjon	46
4.1 Hva er prefabrikkert betong?	46
4.2 Fordeler med prefab	47
4.3 Ulemper med prefab	47
4.4 Tekniske utførelser	48
4.5 Støping	48
4.6 Transport.....	49
4.7 Noen Con form bygningsdeler	50
4.7.1 Dekke	50
4.7.2 Drager	51
5.0 Drøfting	52
5.1 Værlaster.....	52
5.2 Lastberegning.....	52
6.0 Konklusjon.....	54
7.0 Kilder	55
8.0 Vedleggsliste	57

Figurliste

Figur 1.1: – 3-D Presentasjon av konstruksjonen.(Gitt av B&E)	2
Figur 1.2: Fundamentplan, oversikt. (Gitt av B&E)	5
Figur 1.3: Snitt like til venstre for akse E, illustrerer beregnet dekke. (Gitt av B&E).....	6
Figur 1.4: Snitt like til venstre for akse E, illustrerer statikkssystem for søyler. (Gitt av B&E).....	7
Figur 2.1: Parabel-rektangel diagram for betong under trykk.(NS-EN 1992-1-1, Figur 3.3).....	9
Figur 2.2: Idealisert og dimensjonerende spennings- tøyningssammenheng for armeringsstål(for strekk og trykk).(NS-EN 1992-1-1, Figur 3.8)	10
Figur 3.1: Typiske tøyningstilstander ved bøyebrydd.(Betongkonstruksjoner, Figur 4.5)	13
Figur 3.2: Beregningsmodell, momentkapasitet.(Betongkonstruksjoner, Figur 4.3).....	14
Figur 3.3: Momentdiagram bjelkesnitt.	20
Figur 3.4: Skjærkraftdiagram bjelkesnitt.	20
Figur 3.5: Beregningsmodell for skjærkraft fra konsentrerte laster i bruddgrensetilstanden(a).(NS-EN 1992-1-1, Figur 6.12).....	23
Figur 3.6: Typiske kritiske kontrollsnitt rundt belastede flater.(NS-EN 1992-1-1, Figur 6.13)	24
Figur 3.7: Omkrets av kontrollsnitt ved innvendige søyler.(NS-EN 1992-1-1, Figur 6.22).....	26
Figur 3.8: Elastisk og plastisk spenningsfordeling i enkeltsymmetriske tverrsnitt.(Dimensjonering av stålkonstruksjoner, Figur 3.10)	29
Figur 3.9: Aksialkraftdiagram søyler	33
Figur 3.10: Momentdiagram søyler	34
Figur 3.11: M-N-diagram (formelark)	38
Figur 3.12: RIB-tegning av 2. etasje	42
Figur 3.13: Vindavstivning	43
Figur 3.14: Krefter på festeplate (gitt av B&E)	44
Figur 4.1: Tillat lengde vogntog (Norby, u.d.)	49
Figur 4.2: Dekke. (Gitt av B&E)	50
Figur 4.3: Drager i akse E. (Gitt av B&E)	51
Figur 5.1: bygget i 3D. (Gitt av B&E)	52
Figur 5.2: overgang betongvegg/betongdekke (Gitt av B&E).....	53
Figur 5.3: overgang stålsøyle/betongdekke (Gitt av B&E).....	53

Tabelliste

Tabell 1.1 Laster brukt i kontroll og dimensjonering av dekke.(Gitt av B&E)	4
Tabell 1.2: Partialfaktorer for bygninger i bruddgrensetilstand.(Gitt av B&E)	4
Tabell 2.1: Materialfaktorer for bruddgrensetilstander.(NS-EN 1992-1-1, Tabell NA.2.1N)	8
Tabell 3.1: Eksponeringsklasser knyttet til miljøforhold i overensstemmelse med NS-EN 206-1.(NS-EN 1992-1-1, Tabell 4.1)	11
Tabell 3.2: Resultat kontrollregning armering.....	17
Tabell 3.3: Resultat minimumsarmering.....	17
Tabell 3.4: Resultat momentkapasitet.....	18
Tabell 3.5: Resultat armering bjelkesnitt	27
Tabell 3.6: Største forhold mellom bredde og tykkelse (c/t) for trykkpåkjennte tverrsnittsdeler.(NS-EN 1993-1-1, tabell 5.2).....	30
Tabell 3.7: Basistilfeller for stavknekkning.(Dimensjonering av stålkonstruksjoner, tabell 5.1)	31
Tabell 3.8: Ekvivalente momentfaktorer, C_m for tabell B.1 og B.2(NS-EN 1993-1-1, tabell B.3)	35
Tabell 3.9: for H_0 og H_{topp} . (NS-EN 1991-1-4, tabell NA.4(901.2)).....	39
Tabell 3.10: Terrengruhetskategorier og tilhørende parametere.(NS-EN 1991-1-4, tabell NA.4.1)	40

Symbolliste

Store latinske bokstaver

A	Trykkblokkens høyde i % av trykksonenhøyde x
A_c	Tverrsnittsareal av betong
A_s	Tverrsnittsareal av armeringsstål
A_s'	Tverrsnittsareal av trykkarmering
B	Trykkspenning i % av betongens konstruksjonsfasthet f_{cn}
C_{my}	Ekvivalent momentfaktor
C_{mz}	Ekvivalent momentfaktor
E	Elastisitetmodul
I	Tverrsnittets andre arealmoment
L	Lengde
L_k	Knekk lengde
M_{Ed}	Dimensjonerende moment
M_{Rd}	Dimensjonerende momentkapasitet
N_{Ed}	Dimensjonerende aksialkraft
$N_{c,Rd}$	Dimensjonerende aksialkraftkapasitet trykk
V_{Ed}	Dimensjonerende Skjærkraft
V_{Rd}	Dimensjonerende skjærkraftkapasitet
$V_{Rd,c}$	Dimensjonerende skjærstrekkapasitet
W	Plastisk tverrsnittsmodul

Små latinske bokstaver

b	Bredde
b_t	Tverrsnitts bredde
c_{nom}	Nominell overdekning
c_o	Avstand overkant dekke til topp kule, BubbleDeck
d	Effektiv tykkelse tverrsnitt, avstand mellom strekkarmeringens tyngdepunkt og trykkrand
f_{cd}	Dimensjonerende fasthet, betong
f_{ck}	Karakteristisk fasthet, betong
f_{ctm}	karakteristisk aksialstrekkfasthet, betong
f_d	Dimensjonerende flytegrense, stål
f_y	Flytegrense, stål

f_{yd}	Dimensjonerende flytegrense, armeringsstål
f_{yk}	Karakteristisk flytegrense, armeringsstål
g_k	Karakteristisk egenlast
h	Høyde
i	Treghetsradius
k	Koeffisient
k_{ij}	Interaksjonsfaktorer
p_k	Karakteristisk nyttelast
q_k	Karakteristisk fordelt last
q_d	Dimensjonerende fordelt last
s	Senteravstand
t	Tykkelse
u	Omkrets av kontrollsnitt
V_{Ed}	Dimensjonerende skjærspenning
$V_{Rd,c}$	Dimensjonerende skjærspenningskapasitet
x	Avstand mellom trykkrand og nøytralakse
z	Indre momentarm
\emptyset	Diameter armeringsstål

Greske bokstaver

α	Forholdet mellom x og d
α_{cc}	Koeffisient for langtidslastens virkning på betong
β	Koeffisient for overført moment fra søyle til plate
γ_c	Partialfaktor, betong
γ_G	Partialfaktor, permanente laster
γ_Q	Partialfaktor, variable laster
γ_s	Partialfaktor, armeringsstål
ϵ_{c2}	Tøyningen når maksimalspenningen oppnås
ϵ_{cu2}	Tøyningsgrensen i bruddtilstand, betong
ϵ_s	Tøyning, stål
ϵ_{ud}	Dimensjonerende bruddtøyning
ϵ_{uk}	Bruddtøyning
ϵ_y	Flytetøyning
ϵ_{yd}	Dimensjonerende flytetøyning
ϵ_{yk}	Karakteristisk flytespenning

θ	Vinkel
λ	Slankhet
χ	Reduksjonsfaktor for relevant knekkform

1.0 Innledning

I denne oppgaven vil det bli analysert, dimensjonert og verifisert ulike deler av bygget med hensyn til regler og regnemetoder etter Eurokodeserien, for å se at kapasiteten holder mål i forhold til hvilke krefter som virker. Prosjektet har gitt god innsikt i hvordan et faktisk bygg dimensjoneres og utføres.

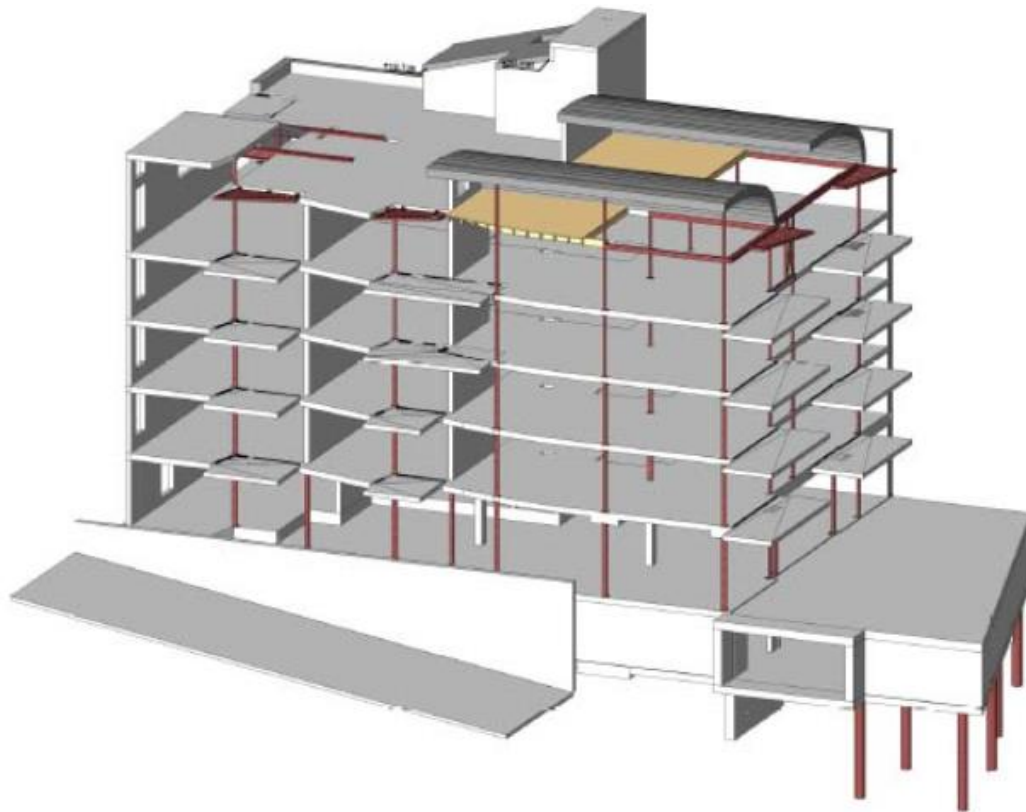
Alle beregningsresultater som ikke er vist i denne rapporten er beregnet i Mathcad, og er vedlagt som vedlegg.

1.1 Avgrensinger

Dette prosjektet er noe mer komplekst enn det som har vært erfart de første årene av byggingeniørutdanningen, og det avgrenses derfor til å se på enkelte deler av bygget. Da er det i hovedsak laster fra betong, stål og dimensjonert egenvekt og nyttelast som er i fokus, samtidig som det vil bli gjennomført en kontroll på stabilitetsberegningene for vindkrefter for bygget. Alt annet av omliggende krefter som geoteknikk vil bli antatt ikke påvirker dimensjoneringen. Branndimensjonering er heller ikke sett på, og snølast er ikke tatt med i beregninger på konstruksjonen.

1.2 Lofoten brygge

Bygget befinner seg på Svolvær i Vågan og har blitt prosjektert og dimensjonert for bolig- og næringsbruk. Konstruksjonen består av et bæresystem av vanntett parkeringskjeller av plastøst betong. Videre oppover i etasjene har det blitt brukt prefabrikkerte løsninger av betongelementer med stål og betong for søyler. Veggene er også blitt til av prefabrikkerte elementer, av type skallvegg.



Figur 1.1: – 3-D Presentasjon av konstruksjonen.(Gitt av B&E)

1.3 Verktøy

1.3.1 Mathcad

Mathcad er et beregningsprogram fra PTC, og er et produkt for å løse ingeniørens matematiske oppgaver. Programmet har muligheten til å definere matematiske notasjoner og verdier igjennom hele beregningsprosessen, samtidig ha en god forståelse for de forskjellige enhetene som brukes. Mathcad er veldig brukervennlig og krever ingen opplæring. Igjennom beregningene kan vi enkelt bytte ut verdier og se på forskjellige scenario ved å enkelt skifte ut de definerte verdiene. Regningen videre etter forandringen av verdiene skjer da automatisk. Med tanke på simpelheten i bruk og kontroll over regnestykke gjør det at programvaren har blitt hyppig brukt.

1.3.2 SAP2000

SAP2000 er et beregningsprogram som brukes for analyse og designing av statiske modeller. Både enkle og mer avanserte modeller, i både 2D og 3D kan modelleres og analyseres ved hjelp av SAP2000. I denne oppgaven har SAP2000 blitt brukt til å sette opp statiske systemer med tilhørende laster, for å finne påkjennende krefter på bjelker og søyler som er kontrollert i

oppgaven. Det er ikke satt opp avanserte 3D systemer, slik bygget i virkeligheten er utformet, men det er gjort tilnærmede forenklinger i 2D.

1.4 Regelverk

Beregningene som har blitt utført har fulgt framgangsmåter og metoder etter flere ulike eurokoder:

NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016	Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner (Standard Norge, 2002)
NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner- Del 1-1: Allmenne laster – Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger (Standard Norge, 2002)
NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-4: Allmenne laster – Vindlaster (Standard Norge, 2005)
NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018	Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger (Standard Norge, 2004)
NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015	Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger (Standard Norge, 2005)
NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009	Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser (Standard Norge, 2005)

1.5 Dimensjoneringsgrunnlag

1.5.1 Laster

Karakteristiske laster RIB har brukt i sin analyse av dekke:

Egenlast t=250 dekke	: 6,3 kN/m ²
Egenlast t=350 dekke	: 8,8 kN/m ²
Egenlast t=300 bunnplate	: 7,5 kN/m ²
Påført egenvekt	: 1,00 kN/m ²
Påført næring	: 2,8 kN/m ²
Påført utomhus	: 1 kN/m ²
Nyttelast bolig	: 2,00 kN/m ²
Nyttelast næring	: 5,00 kN/m ²
Nyttelast utomhus	: 5,00 kN/m ²
Nyttelast balkonger	: 5,00 kN/m ²
Nyttelast parkering	: 2,50 kN/m ²
Fasadelast	: 3,0 kN/m
Vann bunnplate	: 28,5 kN/m ²

Tabell 1.1 Laster brukt i kontroll og dimensjonering av dekke.(Gitt av B&E)

I beregningene har vi valgt og kun se på noen av disse lastene, hvor etasjene er forenklet til å dimensjoneres enten for næring eller bolig. For dimensjonering av næring resulterer dette til påført næring og nyttelast næring, men for dimensjonering av bolig forekommer påført egenvekt og nyttelast bolig. Det har kun blitt valgt å se på et dekke med 250 mm i tykkelse for fulltverrsnitts dimensjonering, så egenlast kommer likt for begge dimensjoneringsforutsetningene.

Disse lastene har videre blitt multiplisert med en lastkombinasjon B2 etter NS-EN1990:

Lastkombinasjon	Permanente laster	Dominerende variable last	Øvrige variable laster
B1	1,35/1,0*	1,05	1,05
B2	1,2	1,5	1,05
B3 (ulykke)	1,0	1,0	1,0

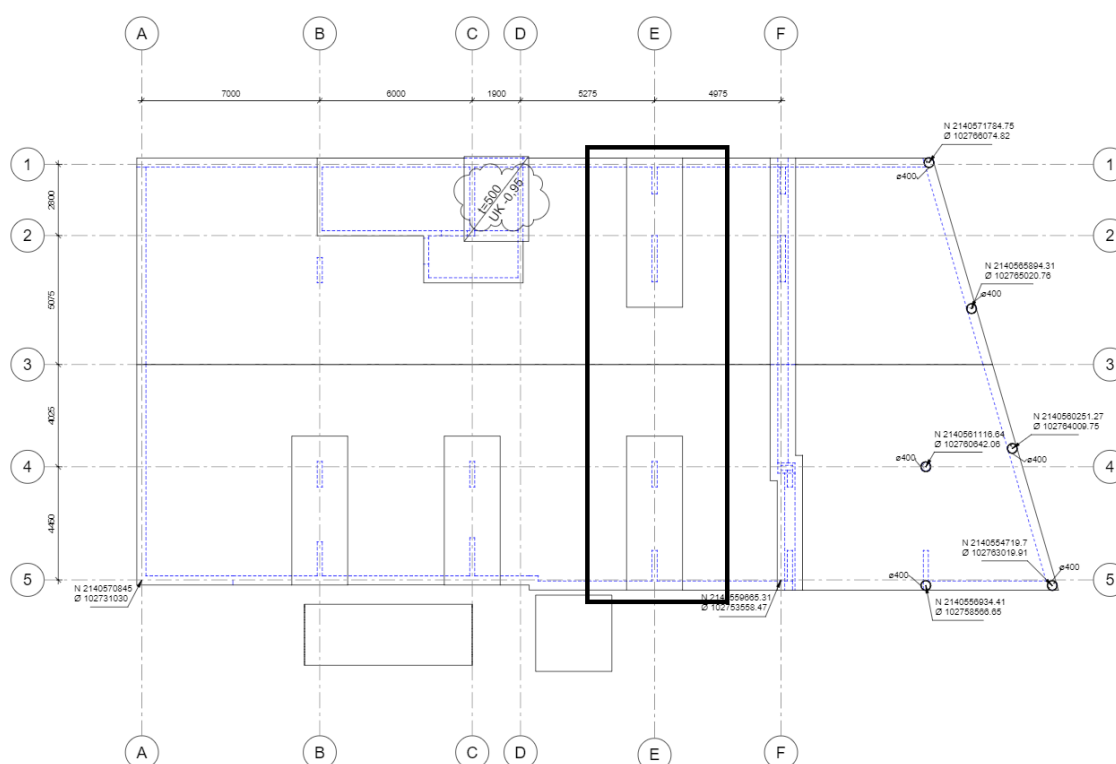
Tabell 1.2: Partialfaktorer for bygninger i bruddgrensetilstand.(Gitt av B&E)

1.5.2 Kontrollberegning armeringsmengde

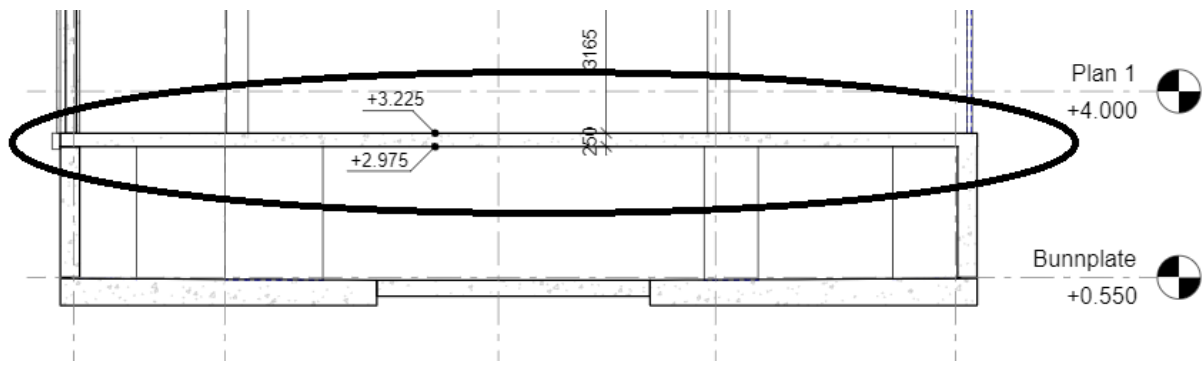
I kontrollberegningene for armeringsmengde har det blitt brukt likt dimensjonerende moment som fra RIB, og ut fra K verdi i momentberegningene er det også tydelig dimensjonert for et normalarmert tverrsnitt.

1.5.3 Bjelkesnitt

For konstruksjonsanalysen av dekket har det blitt valgt å snitte det opp i et bjelkesnitt. Der det har blitt gjort noen forenklinger slik at det var mulig å beregne dimensjoneringen av dekke ved bruk av statikkprogrammer. Ved å snitte dekke tillater beregningene som blir gjort å se på dette snittet forenklet i et to-dimensjonalt system, istedenfor tre-dimensjonalt. Dette systemet vil se bort ifra etasjene over, da det ikke foreligger noen søyler i felt over dekke. Hele dette dekke er også antatt å være dimensjonert for næring. For å få best mulig sammenligning vil det også være lik mengde innlagt armering i tverretning for bjelkesnittet.



Figur 1.2: Fundamentplan, oversikt. (Gitt av B&E)



Figur 1.3: Snitt like til venstre for akse E, illustrerer beregnet dekke. (Gitt av B&E)

Bruker hele lengden fra akse 1 til 5, og antar at halvparten av kreftene i dekke fra akse E til F og E til D blir tatt opp langs akse D og F, og resterende last blir tatt opp av det bestemte bjelkesnittet. Det er lysåpningen mellom søylene som er brukt som avstand fra søyle til søyle. Det fører til at spennviddene blir noe mindre. For dekke i snitt er betongens $h = 0,250$ m.

Bredde og lengden(lysåpninger fra venstre til høyre etter Figur 1.3) på bjelkesystemet blir da:

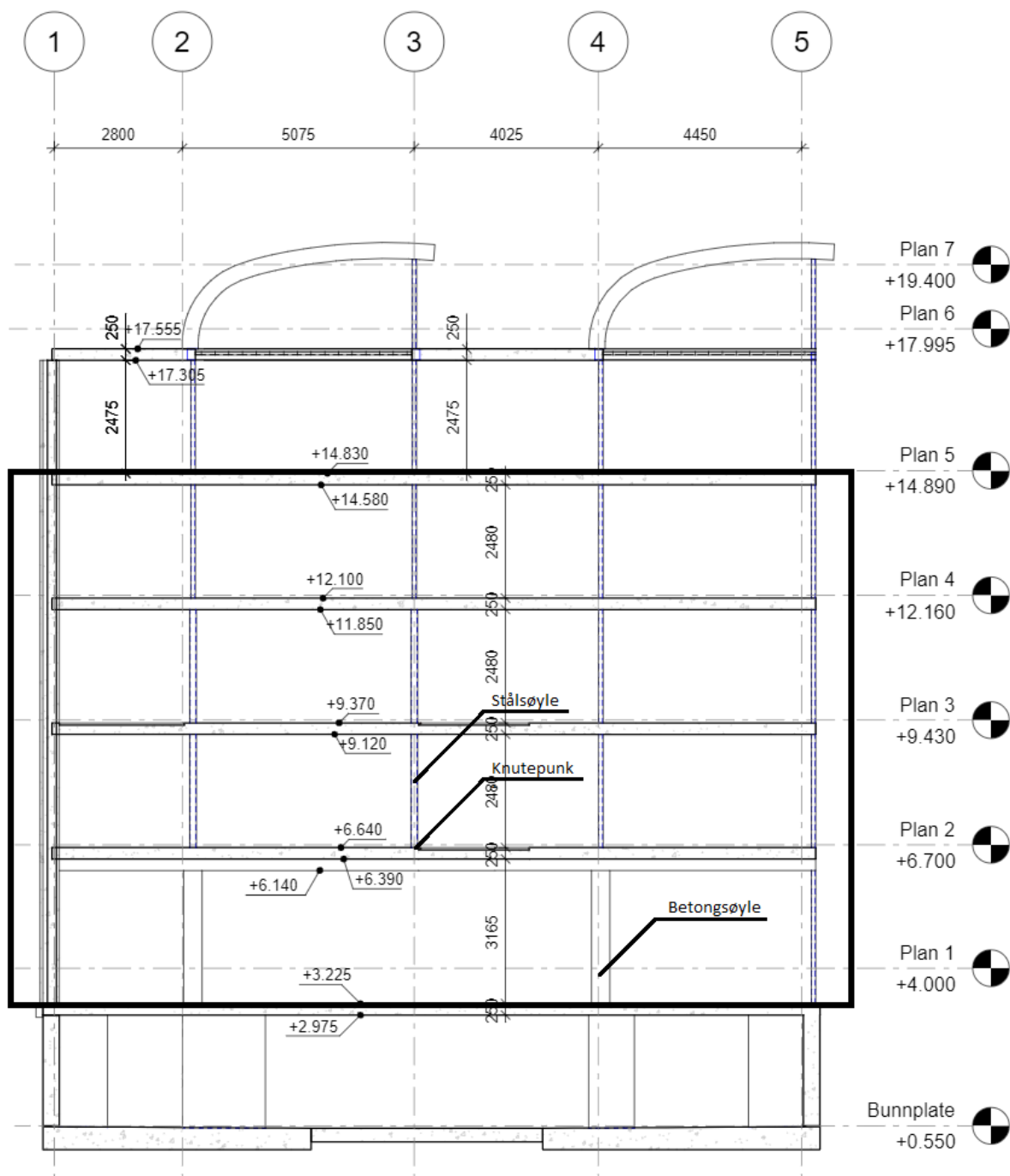
$$B_{bjelke} = \frac{L_{Akse\ D-E} + L_{Akse\ E-F}}{2} = 5,13\ m$$

$$L_{bjelke} = 1.64\ m + 7.07\ m + 2.5\ m = 11.21\ m$$

1.5.4 Statisk system for søyler og knutepunkt

For analysen av påkjente krefter på søylene er det antatt likt snitt som gitt ved bjelkesnittet, men her vil etasjene over påvirker systemet. Ved denne forutsetningen vil det også bli antatt en fordelt last langs et snitt mellom D-F, i alle etasjer. I det statiske systemet vil det være antatt å være dimensjonert for bolig fra plan 2 og oppover. Både stål- og betongsøylen som er regnet på har sine sterke akser om momentene beregnet i systemet. I beregningene har det blitt antatt at søylen er dimensjonert slik at sterk akse er satt i den retningen fordi det er forventet størst moment om sterk akse. Så da vil det være fornuftig å videre anta at svak akse ikke vil få en større momentpåkjenning enn sterk akse. For å være på den sikre siden har vi satt dimensjonerende moment om svak akse lik dimensjonerende moment om sterk akse. Stålsøylen som kontrolleres er søylen som ligger oppå plan 2 i akse 3, mens betongsøylen som ble kontrollert er den som går opp til plan 2 akse 4. I lastesystemet i SAP2000 er det også tatt i betraktning til at det er plassert en drager under plan 2, som er 500 mm høy og 1200 mm bred.

Knutepunkts kontroll bruker også laster fra dette statikksystemet, hvor knutepunktet som sjekkes ligger i plan 2 akse 3.



Figur 1.4: Snitt like til venstre for akse E, illustrerer statikksystem for søyler. (Gitt av B&E)

2.0 Materialer

2.1 Materialfaktorer

Punkt NA.2.4.2.4 i standarden for betongkonstruksjoner EC2-1-1, gir oss materialfaktorer som brukes for å omgjøre de karakteristiske verdiene til dimensjonerende i bruddgrensetilstand.

Dimensjonerende situasjoner	γ_c for betong	γ_s for armeringsstål	γ_{st} for spennstål
Vedvarende og forbigående	1,5	1,15	1,15
Utmatting	1,5	1,15	1,15
Ulykkessituasjon	1,2	1,0	1,0

Tabell 2.1: Materialfaktorer for bruddgrensetilstander. (NS-EN 1992-1-1, Tabell NA.2.1N)

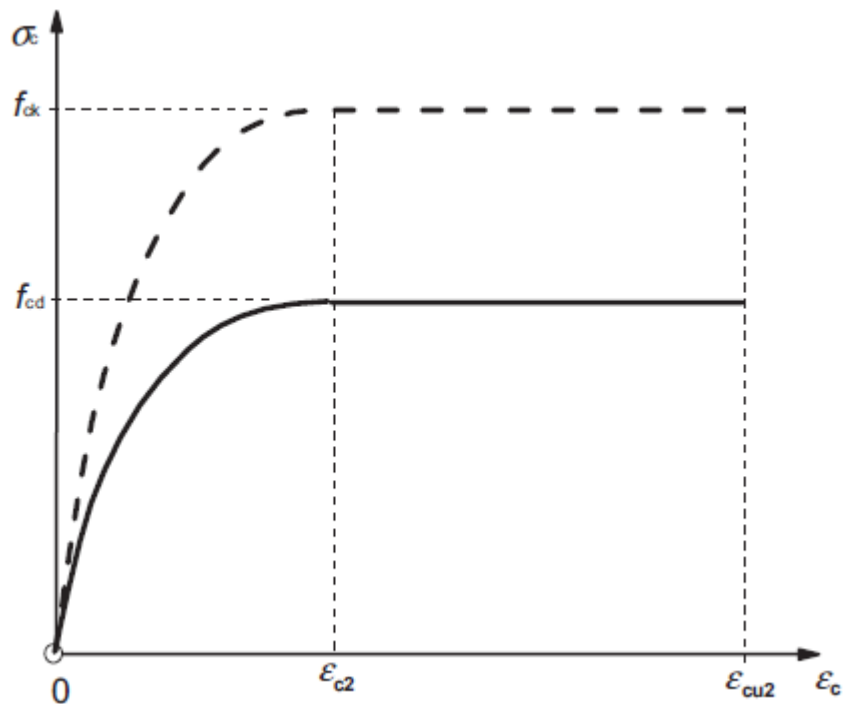
Skal noe analyseres i bruksgrensetilstand, skal materialfaktoren for betong og armering settes lik 1,0, om ikke annet er oppgitt i standarden. Videre sier punkt NA.3.1.6 at den dimensjonerende trykk- og strekkfastheten for betong skal reduseres med en faktor $\alpha_{cc} = 0,85$.

2.2 Betong

Materialet betong er en sammensetning av vann, sement, sand, stein og andre tilsetningsmaterialer og stoffer. Egenskapene til betong i forhold til strekk og trykk er svært forskjellige. Strekkapasiteten til betong er svært lav, cirka 10% av trykkapasiteten. (Thue, 2019) I realiteten antas betongen i bruddgrensetilstand og ikke kunne oppta noe som helst strekkrefter. Derfor er armeringsstål i betongen helt avgjørende for å ta opp disse.

Ulike verdier for betong er oppgitt i EC2-1-1, Tabell 3.1 – Fasthet og deformasjonsegenskaper for betong. Som blant annet gir:

- f_{ck} (N/mm²), sylindetrykkfasthet etter 28 dager med herding.
- ϵ_{c2} (‰), tøyningen når maksimalspenningen blir oppnådd.
- ϵ_{cu2} (‰), etter at maksimalspenningen har inntruffet, kan tøyningen videre strekkes til dette.



Figur 2.1: Parabel-rettangel diagram for betong under trykk.(NS-EN 1992-1-1, Figur 3.3)

Figuren ovenfor illustrer betongens faktiske karakteristisk og dimensjonerende spennings- og tøyningssammenheng for tverrsnittet ved oppnådd spenning, og grensen for tøyning i bruddgrensetilstand.

2.3 Armeringsstål

Ved betong hvor det er påvirkende strekkrefter vil armeringsstål være veldig aktuelt. I Norge er det vanligst å bruke kamstål i klasse B500NC. Denne kamståltypen kommer med en karakteristisk fasthet $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$.

3.0 Konstruksjonsanalyse og dimensjonering

3.1 Dimensjonering for moment

3.1.1 Grensetilstander

Alle konstruksjoner som dimensjoneres vil være utsatt for flere forskjellige laster som påvirker konstruksjonen. Videre kan disse lastene multipliseres med koeffisienter for å oppnå dimensjonerende tilstand. Vi har 4 forskjellige grensetilstander: (Sørensen, 2013)

- Bruddgrensetilstand
- Bruksgrensetilstand
- Ulykkesgrensetilstand
- Utmattingsgrensetilstand

I denne analysen vil det i all hovedsak være bruddgrensetilstanden som brukes. Der skal konstruksjonen ha tilstrekkelig kapasitet til å motstå brudd, i henhold til materialets egenskaper i forhold til tøyning og dimensjonerende fastheter.

3.1.2 Bestandighet og overdekning

Dekke skal kunne være både sterkt og sikkert i forhold til nedbrytning, og fungere som forventet etter hvilken tid det er dimensjonert for. Det skal ikke forekomme merkbar forminskning av verken nytteverdi eller større uforventede vedlikehold. (Standard Norge, 2004)

Armert betong må beskyttes mot korrosjon for å opprettholde de dimensjonerende kreftene den er satt til. Dette gjøres ved å sikre at betongen får nok overdekning, og at kvaliteten til betongen er god. Kvaliteten kan sikres og knyttes til betongens minste fasthetsklasse. Samtidig skal overdekningen og bestandigheten fungere slik at strekkreftene som kommer av påvirkende laster skal kunne overføres til armeringen, i form av tilstrekkelig heft.

Miljøpåvirkningene som dekke blir utsatt for blir sett på som lette, og satt til klasse XC1.

2. Korrosjon framkalt av karbonatisering		
XC1	Tørt eller permanent vått	Betong inne i bygninger med lav luftfuktighet Betong som permanent er neddykket i vann

Tabell 3.1: Eksponeringsklasser knyttet til miljøforhold i overensstemmelse med NS-EN206-1.(NS-EN 1992-1-1, Tabell 4.1)

Dette gir oss et bestandighetsklassekrav på M60, som er tilfelle for dekke i prosjekteringen.

Med en eksponeringsklasse XC1 kan vi finne nødvendig overdekning av betong er bestemt i EC2-1-1, punkt 4.4.1. og Tabell NA.4.4N dimensjonert etter 100 års brukstid.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad \text{NS-EN 1992-1-1(4.1)}$$

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm} \quad \text{NS-EN 1992-1-1 (NA.4.4.1.3(3))}$$

$$c_{min} = \max \left[c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \frac{c_{min,b}}{10 \text{ mm}} \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} \right] \quad \text{NS-EN 1992-1-1 (4.2)}$$

$$c_{min,b} = \text{Stangdiameter} = 20 \text{ mm} \quad \text{NS-EN 1992-1-1(Tabell 4.2)}$$

$$c_{min,dur} = 25 \text{ mm} \quad \text{NS-EN 1992-1-1(Tabell NA.4.4N)}$$

$$\Delta c_{dur,\gamma} = 0 \text{ mm} \quad \text{NS-EN 1992-1-1(4.4.1.2(6))}$$

$$\Delta c_{dur,st} = 0 \text{ mm} \quad \text{NS-EN 1992-1-1(4.4.1.2(7))}$$

$$\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm} \quad \text{NS-EN 1992-1-1(4.4.1.2(8))}$$

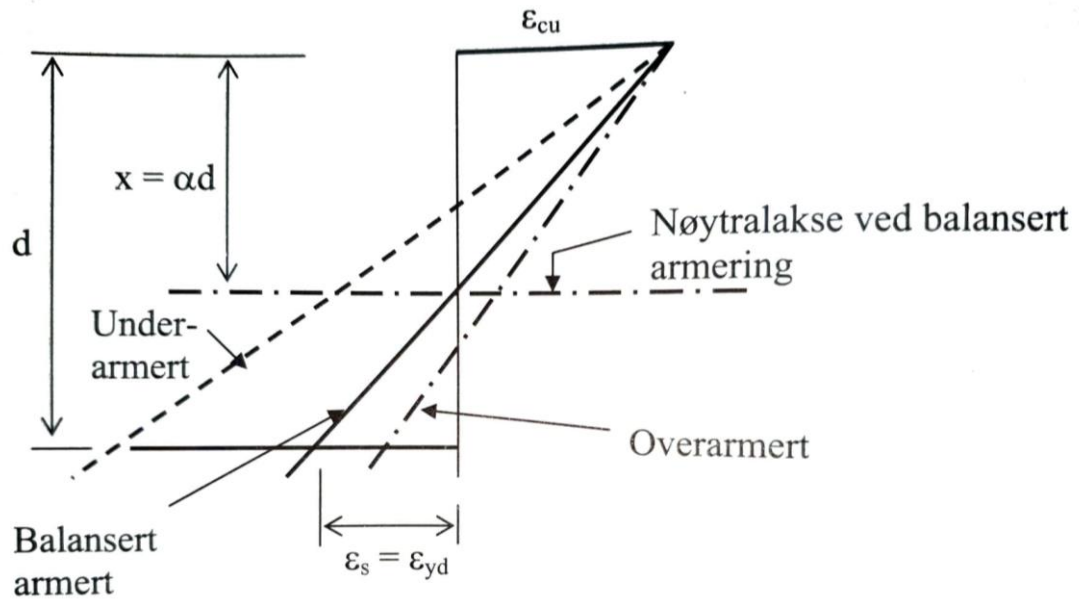
$$c_{min} = \max \begin{bmatrix} 20 \text{ mm} \\ 25 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \end{bmatrix}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 35 \text{ mm}$$

Avvik fra RIB dimensjonerende overdekning, med 10 mm for mye. I kontrollberegningen og beregningen av bjelkesnitt har det blitt antatt en $c_{nom} = 25 \text{ mm}$, og at det har er blitt begrunnet og godkjent av RIB.

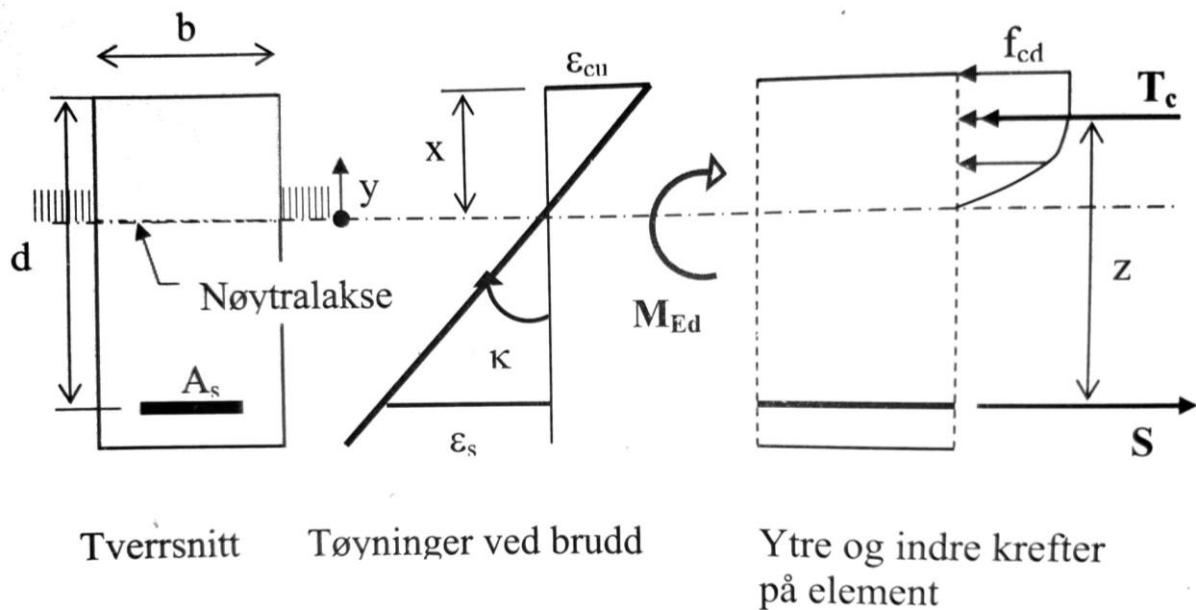
3.1.3 Armering for moment

Ofte vil betongen bli gitt et dimensjonerende moment M_{Ed} . Momentet er et resultat av laster angitt i analysen hvor egenlast og nyttelast er oppgitt. Ut fra dette må vi bestemme hvilken mengde armering som ønskes i tverrsnittet. Det finnes tre forskjellige utgangspunkt og dimensjonere et tverrsnitt med armering på, hvor ϵ_s er armerings tøyning ved brudd:



Figur 3.1: Typiske tøyningstilstander ved bøyebrydd. (Betongkonstruksjoner, Figur 4.5)

- Overarmert, hvor $\epsilon_s < \epsilon_{yd}$. Et tilfelle hvor armeringen i tverrsnittet tar mye plass. Resultatet av dette er at betongen knuses før armeringen rekker å nå flytning.
- Balansert armert, hvor $\epsilon_s = \epsilon_{yd}$. Ved balansert armering vil armeringen nå flytning samtidig som betongen begynner å knuse.
- Underarmert, hvor $\epsilon_s > \epsilon_{yd}$. Her er armeringen i tverrsnittet noe mindre, slik at flytning i armeringen inntreffer før betongen knuses. Dette er den mest gunstige armeringsdimensjoneringen, ved et eventuelt brudd i betongen vil flytningen i stålet gi konstruksjonsdelen synlige riss og deformasjoner i forkant av brudd som en type forvarsel av videre sjekk. I Norge er det vanlig å sette $\epsilon_s = 2 \epsilon_{yk} = 0,005$, som også ofte omtales og betegnes som et normalarmert tverrsnitt. (Sørensen, 2013) I beregningen for armering er det også dette som er utgangspunktet.



Figur 3.2: Beregningsmodell, momentkapasitet. (Betongkonstruksjoner, Figur 4.3)

Ved et normalarmert tilfelle vil det være mulig å finne trykksonehøyde, $x = \alpha \cdot d$. hvor α er definert som:

$$\alpha = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + 2 \cdot \epsilon_{yk}} \quad \text{Betongkonstruksjoner(4.22)}$$

ϵ_{cu} varierer med betongkvaliteten og finnes i Tabell 3.1 i EC2-1-1. Her settes $\epsilon_{cu} = \epsilon_{cu2}$. Dette gir en α verdi for betong med en fasthet f_{ck} til og med 50 N/mm^2 :

$$\alpha = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,005} = 0,412$$

videre vil det være nødvendig og finne dimensjonerende momentkapasitet for trykksonen til betongen, betegnet som M_{Rd} . For et normalarmert tverrsnitt med armering B500NC vil kapasiteten kunne finnes ved:

$$M_{Rd} = k \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \quad \text{Betongkonstruksjoner(4.23a)}$$

Der

$$k = \lambda \cdot \eta \cdot (1 - 0,5 \cdot \lambda \cdot \alpha) \cdot \alpha \quad \text{Betongkonstruksjoner(4.23b)}$$

K kan også settes til en verdi etter tabell 4.3 i betongkonstruksjoner, avhengig av fasthetsklassen til betongen. I dette tilfelle får k en verdi lik 0,275. Med disse verdiene kan M_{Rd} for et tverrsnitt defineres. For å videre finne armeringsmengden ved delvis- og fullt utnyttet trykksone:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} \quad \text{Betongkonstruksjoner(4.27)}$$

Hvor z er den indre momentarmen, illustrert i figur 3.2, og gitt ved:

$$z = (1 - 0,5 \cdot \lambda \cdot \alpha) \cdot d \quad \text{Betongkonstruksjoner(4.13)}$$

z kan med god nøyaktighet følge en mer lineær tilnærming gitt ved

$$z = \left(1 - c \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) \right) \cdot d \quad \text{Betongkonstruksjoner(4.28)}$$

Hvor c får en avrundet verdi lik 0,17 fra tabell 4.5 i Betongkonstruksjoner for fasthetsklasse til og med B50. Da er alt av data tilgjengelig for å få ut et nødvendig armeringsareal for et normalarmert tverrsnitt med B500NC.

I noen tilfeller vil det forekommer tverrsnitt som er overutnyttet i forhold til kapasitet der $M_{Ed} > M_{Rd}$. Da må trykkarmering legges for trykk og som et tillegg til strekkarmering. Dette er for å opprettholde seigheten i det normalarmerte tverrsnitt. For første armeringsandel ser vi på tverrsnittet som fullt utnyttet:

$$A_{s1} = \frac{M_{Rd}}{f_{yd} \cdot z} \quad \text{Betongkonstruksjoner(4.29)}$$

Så må det armeres i trykksonen for resterende moment ΔM_{Ed} :

$$\Delta M_{Ed} = M_{Ed} - M_{Rd}$$

$$A_{s2} = \frac{\Delta M_{Ed}}{f_{yd} \cdot h'} \quad \text{Betongkonstruksjoner(4.30)}$$

Der h' er senteravstand mellom strekk- og trykkarmering.

Den totale armeringen for strekk- og trykksiden blir da:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

$$A_s' = A_{s2}$$

Det må også kontrolleres for at trykkarmeringen flyter:

$$\varepsilon_s' = \left(\frac{x - c_{nom}}{x} \right) \cdot \varepsilon_{cu} \geq \varepsilon_{yd} \quad \text{Betongkonstruksjoner}$$

3.1.3.1 Minimums- og maksimumsarmering

I noen tilfeller vil armeringen ta for liten eller for stor plass i tverrsnittet, dette stilles det krav til i EC2-1-1(NA.9.2.1.1). Hvor $A_{s,min}$ avgjør minste armeringsareal:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \cdot b \cdot d \quad \text{NS-EN 1992-1-1 (NA.9.1N)}$$

Men ikke mindre enn

$$A_{s,min} = 0,0013 \cdot b \cdot d \quad \text{NS-EN 1992-1-1 (NA.9.1N)}$$

For maksimums armering er dette satt til:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c \quad \text{NS-EN 1992-1-1 (NA.9.1.1(3))}$$

Der A_c er tverrsnittsarealet.

Det settes også krav til minimumsarmering for tverrarmering om det blir tatt i bruk, som da tilsvarer 20% av dimensjonerende $A_{s,min}$ ifølge EC2-1-1(9.3.1.1(2)).

3.1.3.2 Senteravstand

Avstanden til hovedarmeringen settes maksimalt etter EC2-1-1(N9.3.1.1(3)):

$$s_{max,slabs} = 3 \cdot h$$

Men ikke større enn

$$s_{max,slabs} = 400 \text{ mm}$$

3.2 Kontrollberegning av RIBs dimensjonerte armering

Ved kontrollering av armeringsmengde beregnet av RIB var det flere mindre avvik, blant annet kapasitet og minimumsarmering. I kontrollberegningen ble det systematisk beregnet kapasitet og minimumsarmering for de forskjellige d verdiene som ble funnet. Mens i RIB beregningen ble det blant annet brukt momentkapasitet for $\varnothing 16$ der hvor det ble beregnet med $\varnothing 20$. For minimumsarmering var det også noe avvik da RIB har satt d lik betongtverrsnittets høyde, istedenfor å beregne ny minimumsarmering avhengig av armering brukt.

I kontrollberegning av dekke ble resultatet slik:

	UK lengde mm ² /m	UK tverr mm ² /m	OK lengde mm ² /m	OK tverr mm ² /m	Total mm ² /m
RIB	2878	3028	2578	2428	10912
Kontroll	2806	2952	2579	2183	10520
Differanse(RIB - Kontroll)	72	76	-1	245	392
Forandring fra RIB til kontroll i prosent	-2,5%	-2,51%	0,04%	-10,09%	-3,59%

Tabell 3.2: Resultat kontrollregning armring

	A _{s,min} , UK lengde mm ² /m	A _{s,min} , UK tverr mm ² /m	A _{s,min} , OK lengde mm ² /m	A _{s,min} , OK tverr mm ² /m
RIB	416	416	416	416
Kontroll	351	347	349	349
Differanse(RIB - Kontroll)	65	69	67	67
Forandring fra RIB til kontroll i prosent	-15,63%	-16,59%	-16,11%	-16,11%

Tabell 3.3: Resultat minimumsarmering

	M _{Rd} , UK lengde, kNm	M _{Rd} , UK tverr, kNm	M _{Rd} , OK lengde, kNm	M _{Rd} , OK tverr, kNm
RIB	242	242	244	244
Kontroll	243	238	241	241
Differanse(RIB - Kontroll)	-1	4	3	3
Forandring fra RIB til kontroll i prosent	0,41%	-1,65%	-1,23%	-1,23%

Tabell 3.4: Resultat momentkapasitet

3.3 Armering av bjelkesnitt i 2D

3.3.1 Laster

Det har også blitt gjort forenklinger i form av last som blir påført utenom lasten fra betong. Avhengig av om dekke er dimensjonert for næring eller bolig. I disse beregningene for dekke har det blitt valgt å forholde seg til at første etasjen i bygget er dimensjonert for næring. Det gir også de største påførende lastene. For dimensjonering av næring kommer det to ekstra laster som tilhører egenlast og nyttelast.

3.3.1.1 Egenlast

Egenlast kommer av permanente laster fra betongen, armeringen og eventuelle permanente belegg over betongen. Denne lasten er karakteristisk og må multipliseres med tverrsnitts arealet for å gi en jevnt fordelt, dimensjonerende last. I et slikt to-dimensjonalt system må lasten dekomponeres til enheten kN/m.

Egenlast fra betongen:

$$g_{k,betong} = 6,30 \text{ kN/m}^2$$

$$B_{bjelke} = 5,13 \text{ m}$$

$$q_{Ek,betong} = g_{k,betong} \cdot B_{bjelke} = 32,32 \text{ kN/m}$$

Den jevnt fordelte lasten av egenlast må ganges med en sikkerhetsfaktor bestemt av NS-EN 1990 for å omgjøres til bruddgrensetilstand:

$$\gamma_G = 1,2$$

$$q_{Ed,betong} = q_{Ek,betong} \cdot \gamma_G = 38,78 \text{ kN/m}$$

I analysen kommer det også en påført last for dimensjonering etter næring, som kommer under kategorien egenlast, og skal multipliseres med tilhørende koeffisient.

$$\text{Påført næring } \hat{=} g_{k,næring} = 2,80 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{Ek,egen,næring} = g_{k,næring} \cdot B_{bjelke} = 14,36 \text{ kN/m}$$

$$\gamma_G = 1,2$$

$$q_{Ed,egen,næring} = q_{Ek,egen,næring} \cdot \gamma_G = 17,24 \text{ kN/m}$$

Total egenlast blir da lik:

$$q_{Ed,egenlast} = q_{Ed,betong} + q_{Ed,egen,næring} = 56,02 \text{ kN/m}$$

3.3.1.2 Nyttelast

Lastene som karakteriseres her er laster som kun kommer av tiltenkt bruksområde og er variable. I denne dimensjoneringen er lastpåvirkninger i form av næringsbruk, og likt med egenlasten være jevnt over dekket.

$$\text{Nyttelast næring } \hat{=} p_{k,næring} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{Ek,nytte,næring} = p_{k,næring} \cdot B_{bjelke} = 25,65 \text{ kN/m}$$

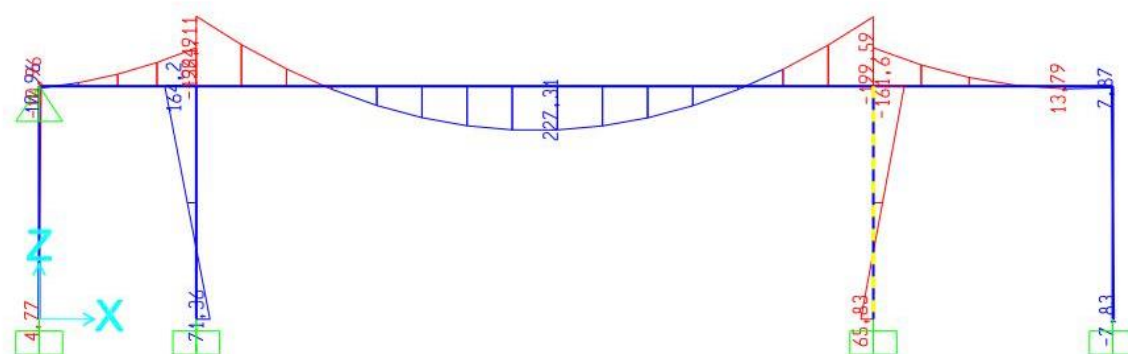
$$\gamma_P = 1,5$$

$$q_{Ed,nytte,næring} = q_{Ek,nytte,næring} \cdot \gamma_P = 38,48 \text{ kN/m}$$

3.3.1.3 Dimensjonerende last

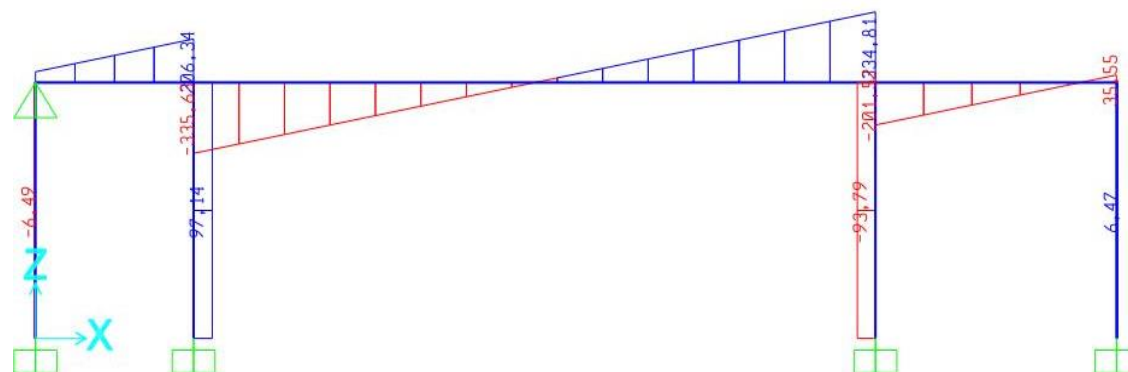
Den endelige jevnt fordelte lasten over bjelkesystemet som er satt opp blir da en sum av egenlast og nyttelest.

$$q_{Ed} = q_{Ed,egenlast} + q_{Ed,nytte,næring} = 94,5 \text{ kN/m}$$



Figur 3.3: Momentdiagram bjelkesnitt.

Gir dimensjonerende moment i overkant og underkant lik henholdsvis 360 kNm og 228 kNm



Figur 3.4: Skjærkraftdiagram bjelkesnitt.

Gir dimensjonerende skjærkraft lik 336 kN.

3.3.2 Skjærarmoring uten beregningsmessig behov

Ut ifra beregninger gjort i analyse av bjelkesnittet blir det funnet en dimensjonerende skjærkraft V_{Ed} . Når det sjekkes for skjærstrekkkapasitet og har en jevnt fordelt last q_{Ed} over hele bjelkesystemet, vil denne lasten få en reduksjon $V_{Ed,red}$ etter EC2-1-1(6.2.2(6)) på grunn av at lasten også opptrer i nærhet av opplager. Dette gjelder kun for en bjelke hvor vi sjekker

skjærstrekkapasitet, for skjærtrykkapasitet skal V_{Ed} brukes. Om det fortsatt ikke skal være noe behov for beregningsmessig skjærarmering må $V_{Ed,red} < V_{Rd,c}$ og $V_{Ed} < V_{Rd,max}$ være oppfylt.

Den påvirkende skjærkraften vil kunne bli satt som $V_{Ed,red}$ ved sjekk av skjærstrekkapasitet og må tilfredsstille:

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

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \quad \text{NS-EN1992-1-1, (6.48)}$$

Der

$$\Delta V_{Ed} = 0,94 \cdot q_{Ed} \cdot d \quad \text{Betongkonstruksjoner(4.46)}$$

Dimensjonerende skjærstrekkapasitet $V_{Rd,c}$ blir beregnet etter EC2-1-1(6.2.2).

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d \quad \text{NS-EN1992-1-1(6.2.a)}$$

Hvor

$$C_{Rd,c} = \frac{k_2}{\gamma_c} \quad \text{Anbefalt verdi for } k_2 \text{ er satt til } 0,18.$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad \text{Der } d \text{ er i mm.}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} \leq 0,02 \quad \text{Armeringsforhold i tverrsnittet for lengdearmering.}$$

Men den dimensjonerende skjærkapasiteten skal ikke være mindre enn:

$$V_{Rd,c} = V_{min} \cdot b \cdot d$$

Der

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

I kapasitetskontrollen for skjær må også skjærtrykkapasiteten kontrolleres, men her gjelder ikke den reduserte skjærkraften. Skjærtrykkapasiteten kan finnes i EC2-1-1(6.2.2(6)) hvor denne betingelsen må oppfylles:

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

Der

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot b \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} \quad \text{NS-EN1992-1-1(6.5)}$$

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad \text{Der } f_{ck} \text{ er i MPa.} \quad \text{NS-EN1992-1-1(6.6N)}$$

I dimensjoneringen for bjelkesnittet ble alle skjærkraft krav oppfylt, så det er kun minimumsarmering som ble lagt.

3.3.3 Skjærarmering ved beregningsmessig behov

Hvis tilfelle er at kapasiteten til betong tverrsnittet ikke strekker til, vil det være et beregningsmessig behov for skjærarmering, hvor bøylearmeringen ender opp med å måtte ta all påvirkende skjærkraft. Dette skjer hvis skjærstrekkkapasiteten uten skjærarmering er mindre enn den dimensjonerende skjærkraften. (Sørensen, 2013) Da må skjærstrekkkapasiteten oppfylle kravet:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cos \theta \geq V_{Ed} \quad \text{Betongkonstruksjoner(4.65)}$$

Der

f_{ywd} Er dimensjonerende flytespenning for bøylearmering B500C

$\cos \theta$ blir valgt lik 2,5 for å forminske skjærarmeringstverrsnittet

Ut fra dette er det mulig å finne et nødvendig skjærarmeringstverrsnitt per omgang. Når skjærarmeringen klarer å tilfredsstille skjærstrekkkapasiteten må også skjærtrykkkapasiteten sjekkes. Dette gjøres ved:

$$V_{Rd,max} = v_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{1}{\cot \theta + \tan \theta} \quad \text{Betongkonstruksjoner(4.71)}$$

Hvor

$$v_1 = 0,6 \quad \text{for } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \quad \text{NS-EN1992-1-1(6.10.aN)}$$

3.3.4 Minimum skjærarmering

selv om $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ er oppfylt, må bjelken skjær armeres med minimum armering etter EC2-1-1(9.2.2). NA.9.2.2(5) setter et minimumskrav for skjærarmeringsforhold av bøyer i bjelker:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,1\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad \text{NS-EN1992-1-1(NA.9.5N)}$$

skjærarmeringen er definert ved uttrykket:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b \cdot \sin \alpha}$$

Der

A_{sw} gir et tverrsnitt for en gitt skjærarmeringsenhet

s gir senteravstanden mellom skjærarmeringen

Minimum senteravstand for bøylearmeringens er satt i EC2-1-1(8.2), og setter et minimumskrav lik:

$$s_{l,min} = \max \left[\begin{array}{l} k_1 \cdot \phi \\ d_g + k_2 \\ 20 \text{ mm} \end{array} \right]$$

Hvor k_1 og k_2 settes lik 1 og 5, og d_g angir den største tilslagsstørrelsen. I dette prosjektet er den oppgitt til 32 mm.

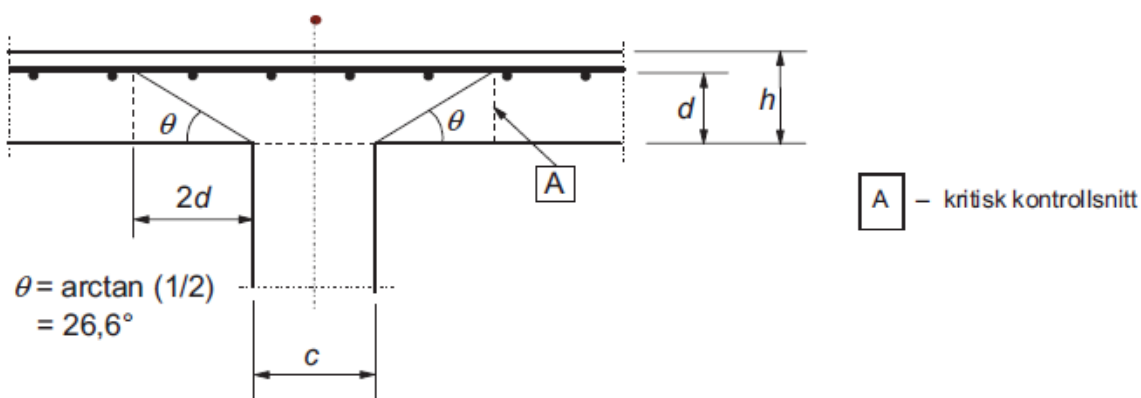
Maksimal senteravstand er gitt i EC2-1-1(NA.9.2.2(6) og (7)) og er gitt ved:

$$s_{l,max} = 0,6 \cdot h' \cdot (1 + \cot \alpha)$$

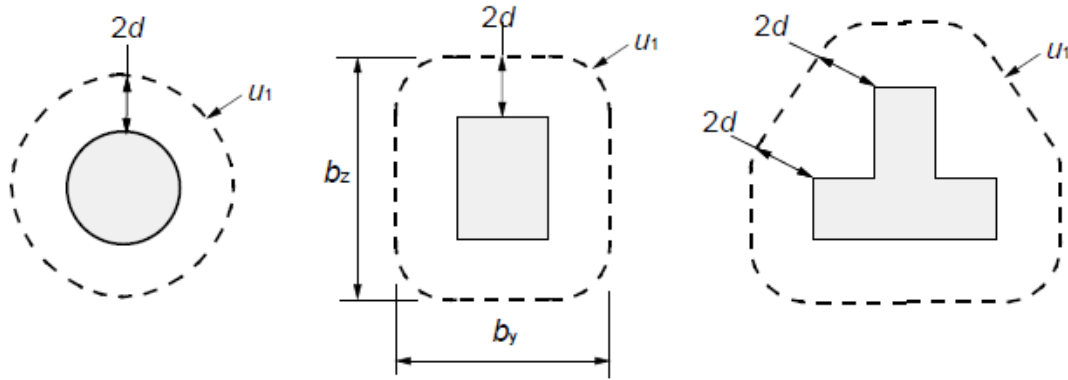
Der h' er lengdeavstand mellom strekk- og trykkarmeringens tyngdepunkter.

3.3.5 Gjennomlokkingskapasitet

Gjennomlokking er et lokalt brudd som kommer av at skjærkraften per lengdeenhet blir altfor høy, der bruddet får et kjegleformet brudd i en avstand $2d$ fra lastarealet. Som vil se slik ut:



Figur 3.5: Beregningsmodell for skjærkraft fra konsentrerte laster i bruddgrensetilstanden(a). (NS-EN 1992-1-1, Figur 6.12)



Figur 3.6: Typiske kritiske kontrollsnitt rundt belastede flater. (NS-EN 1992-1-1, Figur 6.13)

Etter EC2-1-1(6.4.3(2)) skal følgende punkter sjekkes og kontrolleres:

- $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ ved søylekanten.
- $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ tilsier at skjærarmering ikke nødvendig
- Om tilfeller er at $V_{Ed} \geq V_{Rd,c}$ må det skjærarmeres etter punkt 6.4.5 EC2-1-1.

Her kan også V_{Ed} reduseres til $V_{Ed,red}$, likt som ved dimensjonering av skjærarmering. Der de dimensjonerende skjærspenningene ved kontrollsnitt $2d$ fra søyle finnes ved:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d_{eff}} \quad \text{Betongkonstruksjoner(2.4.27)}$$

Der u_1 er omkretsen av det kritiske snittet som vist i figur 3.6, og finnes ved:

$$u_1 = 4 \cdot \pi \cdot d + 2 \cdot c_1 + 2 \cdot c_2 \quad \text{Betongkonstruksjoner(2.4.25)}$$

Når det kan antas at den effektive tykkelsen av platen er konstant, kan vi sette d_{eff} lik:

$$d_{eff} = \frac{d_y + d_z}{2} \quad \text{Betongkonstruksjoner(2.4.23)}$$

Der d_y og d_z er den effektive armerings tykkelsen i både tverr og lengderetning.

Ofte vil det også være et moment i søylen som påvirker skjærspenningene og reduserer gjennomlokkingskapasiteten. Det er dette betafaktoren skal ta hensyn til, og bestemmes ved:

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \quad \text{Betongkonstruksjoner(2.4.28)}$$

Der k er en verdi fra tabell 2.4.2 i Betongkonstruksjoner, som bestemmes av lengdeforholdet mellom c_1 og c_2 . W_1 er en verdi avhengig av u_1 , som beregner fordeling av skjærspenningene:

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 4 \cdot c_2 \cdot d + 16 \cdot d^2 + 2 \cdot \pi \cdot d \cdot c_1 \quad \text{NS-EN1992-1-1(6.41)}$$

Videre må den dimensjonerende skjærkraften sammenlignes med skjærkraftkapasiteten $V_{Rd,c}$ i en avstand ved kritisk snitt. Skjærkraftkapasiteten finnes ved:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \geq V_{min} \quad \text{Betongkonstruksjoner(2.4.31)}$$

Der

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$$

Der d er i mm.

$$p_l = \sqrt{p_{ly} \cdot p_{lz}}$$

Angir forholdet av strekkarmeringen i tverr- og

hovedretning over en bredde som tilsvarer søylebredden pluss 3d i hver side.

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

Minimum skjærkapasitet

Når gjennomlokkingskapasiteten ved søylekanten skal sjekkes må det beregnes en ny dimensjonerende skjærspenning til:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \quad \text{Betongkonstruksjoner(2.4.36)}$$

Der

$$u_0 = 2 \cdot (c_1 + c_2)$$

Omkrets for en innvendig søyle

Den dimensjonerende gjennomlokkingskapasiteten for trykkbrudd finnes ved:

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} \leq 1,6 \cdot v_{Rd,c} \cdot \frac{u_1}{\beta \cdot u_0} \quad \text{Betongkonstruksjoner(2.4.37)}$$

Hvor

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

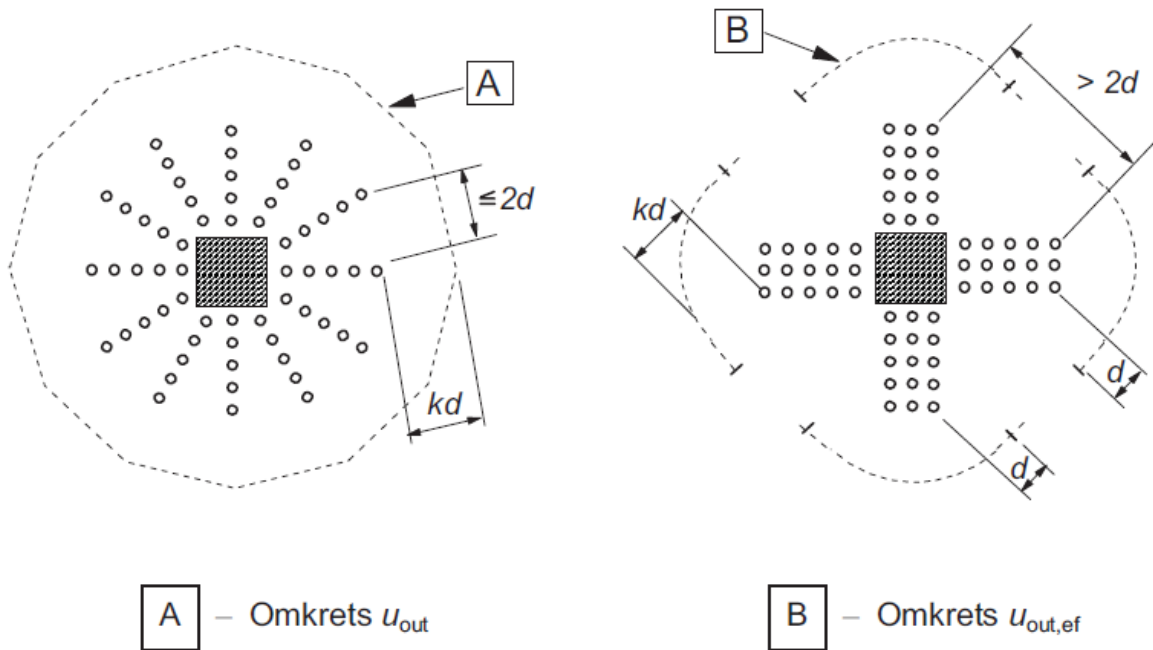
Der f_{ck} er i MPa.

Betongkonstruksjoner(2.4.38)

Hvis kapasiteten for gjennomlokking ikke strekker til, skal det beregnes et ytre kritisk kontrollsnitt hvor det ikke lengre er nødvendig med armering. Dette snittet finnes ved:

$$u_{out,ef} = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c} \cdot d}$$

Betongkonstruksjoner(2.4.39)



Figur 3.7: Omkrets av kontrollsnitt ved innvendige søyler. (NS-EN 1992-1-1, Figur 6.22)

Der armeringen som illustrert i figur 3.7 ikke legges nærmere kritisk snitt en kd . I det nasjonale tillegget i EC2-1-1 er k anbefalt en verdi på 1,5.

Det minste skjærarmeringstverrsnittet for hver omgang blir beregnet ved:

$$A_{sw,min} \geq \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot s_r \cdot s_t}{f_{yk} \cdot (1,5 \cdot \sin \alpha + \cos \alpha)} \quad \text{Betongkonstruksjoner (2.4.40)}$$

Hvor

α er vinkelen mellom skjærarmering og hovedarmering.

s_r er den radielle senteravstand mellom hver omgang med skjærarmering.

s_t er den tangentielle senteravstanden mellom hver omgang med skjærarmering.

Det er viktig at den første omgangen med skjærarmering ikke legges for nært søylekanten, da den ikke like effektivt vil kunne ta opp skjærkrefter. EC2-1-1 krever med tanke på første skjæringsnitt at den legges i en avstand fra søylekanten mellom $0,3d$ og $0,5d$. Videre kreves det at skjærarmeringen legges i minst to snitt, med en maksimumavstand på $0,75d$. Dette er for å forhindre at kritiske skjærriss skal kunne dannes imellom skjærarmeringen. (Sørensen, 2013)

Søylene som sjekkes er de to søylene under bjelkesnittet som er blitt beregnet på, skjærkreftene det sjekkes mot er gitt i figur 3.4. Søylene har dimensjoner på:

$$\text{Søyle akse 2} \rightarrow c_1 = 1820 \text{ mm}, c_2 = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Søyle akse 4} \rightarrow c_1 = 1000 \text{ mm}, c_2 = 200 \text{ mm}$$

Beregningene kunne verifisere at dekke hadde god nok skjærspenningskapasitet, både ved kritisk snitt og ved søylekanten.

3.3.6 Resultat armering bjelkesnitt

Resultatet for bjelkesnittet endte som forventet, lastene og momentet ble større. Tverrsnittet i overkant gikk fra å være delvis utnyttet til 157,83% utnyttet. Noe som resulterte til at det måtte legges inn trykkarmering. I bjelkesnittet var det ikke beregningsmessig behov for armering på grunn av hverken skjær eller gjennomlokking. Grunnen til at armerings differansen i underkant ble så liten skyldes at RIB har dimensjonert underkanten med tanke på moment fra en last som er satt i spennvidden ved ett tilfelle. Om dette ikke hadde vært tilfelle kan en anta at differansen hadde vært noe likt det i overkant.

	UK Tverretning mm ² /m	OK Tverretning mm ² /m	Totalt mm ² /m
RIB, 3-D lastsystem	3028	2428	5456
Bjelkesnitt, 2-D lastsystem	3112	6986	10098
Differanse 3-D – 2-D	-84	-4558	-4642
Forandring fra RIB til Bjelkesnitt i prosent	2,77%	187,73%	85,08%

Tabell 3.5: Resultat armering bjelkesnitt

3.4 Muligheter for Bubbledeck i bjelkesnitt

Bubbledeck er en teknologi som forminsker vekt i dekke i form av luftige kuler i tverrsnittet med fortsatt god kapasitet. Den reduserte vekten gir større muligheter av dimensjonering i forhold til økte spennvidder, utkrager og søyleplasseringer.

3.4.1 Forutsetninger

I beregningene for å se hvor mye mindre armering det kreves i bubbledeck, har det blitt antatt fulltverrsnittsbetong ved søylene, men at denne ekstra vekten ikke bidrar til noe moment. Både trykk- og strekksoner til bubbledeck oppfører seg likt som et fulltverrsnitt, så det vil kunne

dimensjoneres etter vanlige metoder. (BubbleDeck, u.d.) I dimensjoneringsgrunnlaget anbefaler BubbleDeck ved dimensjonering for moment:

«Dimensjonering av BD-dekker mht momentkapasitet kan utføres som for fulltverrsnittplater når en tar hensyn til den spesielle tverrsnittsformen. For BubbleDeck beregninger må det foretas kontroll for trykkbrudd i nærhet av kulene (boblene).» (BubbleDeck, 2009)

Verdiene som kommer ved de forskjellige tykkelsene, er hentet fra BubbleDeck sine hjemmesider. (BubbleDeck, u.d.)

3.4.2 Momentkapasitet over kuler

For å dimensjonere med BubbleDeck må det foretas en kontroll for trykkbrudd i felt, som utføres etter dimensjoneringsgrunnlag BubbleDeck:

$$M_{Rd} = T \cdot \frac{(a - \frac{c_o}{2})}{2a} \quad \text{Dimensjoneringsgrunnlag BubbleDeck(s. C11)}$$

Der

$$T = \frac{A \cdot B}{10^4} \cdot f_{cd} \cdot 2a \cdot c_o \quad \text{Dimensjoneringsgrunnlag BubbleDeck(s. C11)}$$

$A = 80\%$ Trykkblokkens høyde i % av trykksonenhøyde x

$B = 100\%$ trykkspenning i % av betongens konstruksjonsfasthet f_{cm}

$2a$ Senteravstand kuler

c_o avstand overkant dekke til topp kule

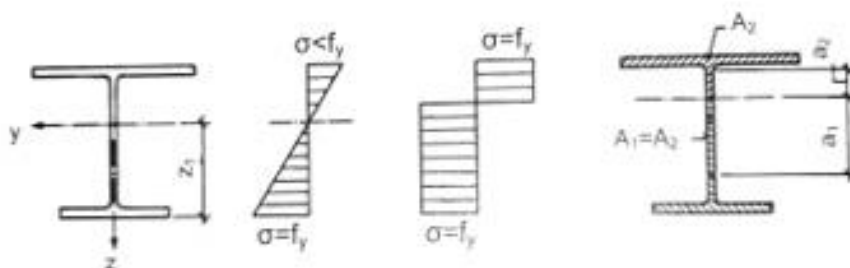
3.4.3 Resultat

Ved bruk av BubbleDeck i snitt vil det kunne gi større muligheter ved dimensjonering. Men når det blir dimensjonert med så store laster som kun tas opp om to akser blir momentet for stort, det dimensjonerende momentet i felt for BubbleDeck tykkelse 230 mm og 280 mm ble ved beregning med SAP2000 194 kNm og 204 kNm. Det ga trykkbrudd over kulene i begge tilfellene. Til sammenligning er momentberegningene fra RIB lik 41 kNm i samme felt ved det bjelkesnittet som er blitt valgt. Noe som har både 230 mm og 280 mm hadde håndtert uten problemer. Da trykkapasiteten for 230 mm over kulene endte med 121 kNm/m.

3.5 Kapasitet Stålsøyle

3.5.1 Tverrsnittsklasse

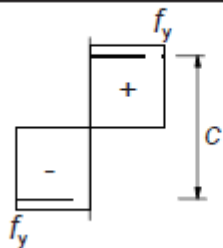
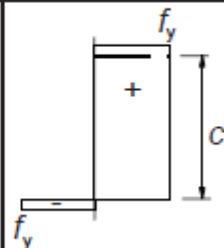
En stålsøyle kan dimensjoneres elastisk eller plastisk ut fra hvilken tverrsnittsklassifisering søylen får. Spenningsfordelingen for de dimensjoneringene vil se slik ut:



Figur 3.8: Elastisk og plastisk spenningsfordeling i enkeltsymmetriske tverrsnitt. (Dimensjonering av stålkonstruksjoner, Figur 3.10)

Ved elastisk dimensjonering tas kapasiteten i det mest utsatte punktet i tverrsnittet og sjekkes for de snittkreftene som forårsaker en start av flytning i stålet. Det vil si at det dimensjoneres slik at det kun er et punkt i tverrsnittet som går til flyt. Mens ved plastisk dimensjonering vil hele tverrsnittet gå til flyt, og få et bedre utnyttet tverrsnitt. Hvilken av disse stålet kan dimensjoneres etter vil bli bestemt av tverrsnittsklassifiseringen. Der skilles det imellom fire klasser: (Larsen, 2020)

- Tverrsnittsklasse 1, tverrsnittet eller tverrsnittsdeler kan oppnå full plastisk kapasitet uten å komprimere kapasiteten.
- Tverrsnittsklasse 2, tverrsnittet eller tverrsnittsdeler kan oppnå full plastisk kapasitet. Men om det oppstår høy stukning vil det oppstå lokal plastisk knekking.
- Tverrsnittsklasse 3, tverrsnitt eller tverrsnittsdeler når flytningen i det mest belastede punktet, like før lokal elastisk knekking forekommer.
- Tverrsnittsklasse 4, tverrsnitt eller tverrsnittsdeler oppnår lokal knekking før spenningen når flytespenning i det mest belastede punktet.

Klasse	Tverrsnittsdeler som utsettes for bøyning	Tverrsnittsdeler som utsettes for trykk
Spenningsfordeling i tverrsnittsdeler (trykk positiv)		

Tabell 3.6: Største forhold mellom bredde og tykkelse (c/t) for trykkpåkjennte tverrsnittsdeler. (NS-EN 1993-1-1, tabell 5.2)

Klassifiseringen bestemmes videre ut fra tverrsnittets høyde, bredde og tykkelse. Der slankheten for steg og flens sjekkes ved en formel og krav i EC3-1-1, Tabell 5.2.

$$\frac{c}{t} \leq 72\varepsilon \quad \text{For tverrsnittsdeler som utsettes for bøyning}$$

$$\frac{c}{t} \leq 33\varepsilon \quad \text{for tverrsnittsdeler som utsettes for trykk}$$

Der

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \text{For S355 er denne verdien beregnet og satt til 0,81.}$$

For et Hulprofil sjekkes flensen for rent trykk, mens steget sjekkes for sentrisk trykk og ren bøyning. I dette tilfelle får søylen en tverrsnittsklasse 1, og kan dermed dimensjoneres etter plastisk kapasitet.

3.5.2 HUP-150x100x10.0

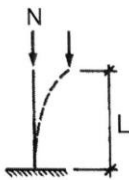
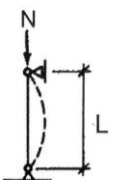
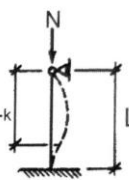
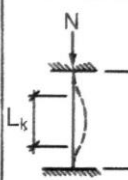
Søylen er oppgitt til å være av fasthetsklasse S355, som da tilsier at stålet begynner å flyte ved en spenning på 355 N/mm^2 . Flytespenningen må reduseres med en faktor fra EC3-1-1 (NA.6.1) for å finne den dimensjonerende flytespenningen. Der faktorene for bygninger er satt til:

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

$$\gamma_{M1} = 1,05$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

Det finnes flere forskjellige knekk lengder, avhengig av om og hvordan søylen er festet. Noen av basis tilfellene er:

				
Knekkbe- tingelse	$\cos kL=0$	$\sin kL=0$	$\tan kL=kL$	$\cos kL=1$
Laveste egenverdi	$kL=\pi/2$	$kL=\pi$	$kL=1,430\pi$	$kL=2\pi$
Knekk- lengde	$L_k=2,0L$	$L_k=L$	$L_k\approx 0,7L$	$L_k=0,5L$

Tabell 3.7: Basistilfeller for stavknekking. (Dimensjonering av stålkonstruksjoner, tabell 5.1)

For denne søylen hvor endene er fast innspent, forekommer det et tilfelle som gir en knekk lengde lik:

$$L_k = 0,5 \cdot L$$

3.5.3 Laster

Over denne søylen som skal sjekkes, er det tre etasjer med last som ligger over. Disse etasjene er for dette snittet lik, så aksiallasten og noe moment vil bli overført fra søyle til søyle over flere etasjer.

3.5.3.1 Egenlast

Egenlast fra betongen:

$$g_{k,betong} = 6,30 \text{ kN/m}^2$$

$$B_{bjelke} = 5,13 \text{ m}$$

$$q_{Ek,betong} = g_{k,betong} \cdot B_{bjelke} = 32,32 \text{ kN/m}$$

Den jevnt fordelte lasten av egenlast må som ved næringslasten ganges med en sikkerhetsfaktor bestemt av NS-EN 1990 for å omgjøres til bruddgrensetilstand:

$$\gamma_G = 1,2$$

$$q_{Ed,betong} = q_{Ek,betong} \cdot \gamma_G = 38,78 \text{ kN/m}$$

I forutsetningene er det sagt at lasten som blir påført på dekkene over dekke i bjelkesnittet, er dimensjonert for bolig.

$$\text{Påført egenvekt } \dot{a} g_{k,bolig} = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{Ek,egen,bolig} = g_{k,bolig} \cdot B_{bjelke} = 5,13 \text{ kN/m}$$

$$\gamma_G = 1,2$$

$$q_{Ed,egen,bolig} = q_{Ek,egen,bolig} \cdot \gamma_G = 6,15 \text{ kN/m}$$

Total egenlast blir da lik:

$$q_{Ed,egenlast} = q_{Ed,betong} + q_{Ed,egen,bolig} = 44,93 \text{ kN/m}$$

3.5.3.2 Nyttelast

Som nevnt tidligere vil det også her bli dimensjonert etter bolig.

$$\text{Nyttelast bolig } \dot{a} p_{k,bolig} = 2 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{Ek,nytte,bolig} = p_{k,bolig} \cdot B_{bjelke} = 10,26 \text{ kN/m}$$

$$\gamma_P = 1,5$$

$$q_{Ed,nytte,bolig} = q_{Ek,nytte,bolig} \cdot \gamma_P = 15,39 \text{ kN/m}$$

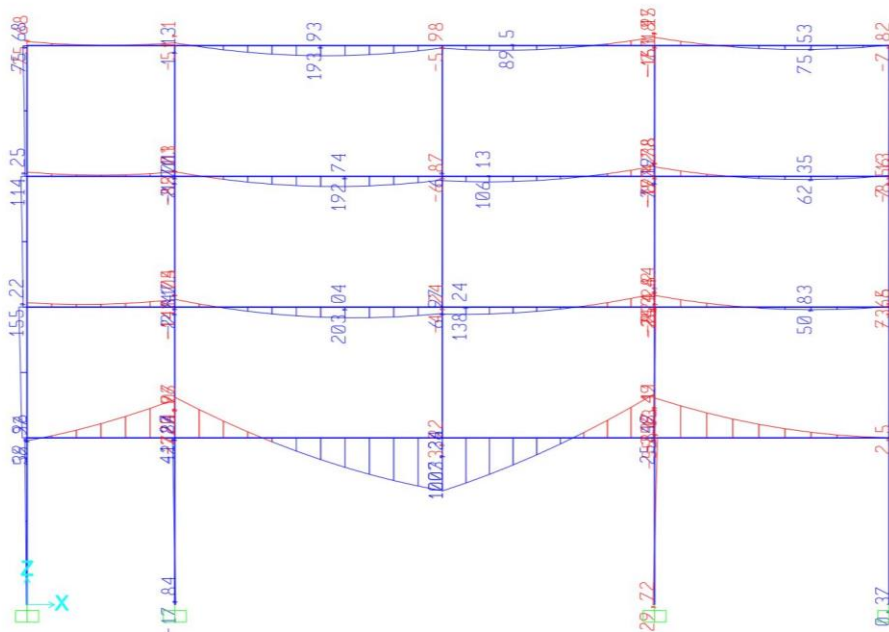
3.5.3.3 Dimensjonerende last

Den endelige lasten fordelt jevnt over bjelkesystemet som er satt opp blir da en sum av egenlast og nyttelast.

$$q_{Ed} = q_{Ed,egenlast} + q_{Ed,nytte,bolig} = 60,32 \text{ kN/m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

NS-EN1993-1-1(6.13)



Figur 3.10: Momentdiagram søyler

Momentet for søylen som sjekkes er 4 kNm i bunn og 4 kNm i topp.

$$M_{y,pl,Rd} = 73.04 \text{ kNm}$$

$$M_{z,pl,Rd} = 54.51 \text{ kNm}$$

Momentkapasiteten om sterk og svak akse er tilstrekkelig.

3.5.6 Knekkapasitet

For at søylen skal kunne gjøre sitt må den kunne ta opp både bi-aksiale- og aksiale krefter.

Dette sjekkes videre med en formel som tar hensyn til bi-aksial bøyning og aksialkrefter.

Materialfaktorene er allerede beregnet og vipping er i dette tilfellet ikke aktuelt, dette gir en interaksjonsformel som setter krav til:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{c,Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,pl,Rd}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,pl,Rd}} \leq 1 \quad \text{NS-EN 1993-1-1(6.61)}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{c,Rd}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,pl,Rd}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,pl,Rd}} \leq 1 \quad \text{NS-EN 1993-1-1(6.62)}$$

Deretter må interaksjonsfaktorene k_{ij} bestemmes av EC3-1-1 Tillegg B, metode 2.

Tverrsnittsklassifisering 1 og 2, plastisk:

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda} - 0.2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{c,Rd}} \right)$$

$$\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{c,Rd}} \right)$$

$$k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz}$$


$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy}$$

$$k_{zz} = C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda} - 0.2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{c,Rd}} \right)$$

$$\leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{c,Rd}} \right)$$

Der

C_{my} og C_{mz} er momentfaktorer avhengig av momentdiagrammet til søylen, i dette tilfelle følger momentforløpet:

Momentforløp	Område	C_{my} og C_{mz} og C_{mLT}	
		Jevnt fordelt last	Punktlast
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	

Tabell 3.8: Ekvivalente momentfaktorer, C_m for tabell B.1 og B.2 (NS-EN 1993-1-1, tabell B.3)

Da det er kombinasjon av moment- og aksialkraft vil den aksiale kapasiteten får en reduksjon i form av χ_y og χ_z . Disse faktorene er hentet ut fra EC3-1-1 (Figur 6.4), som er avhengig av søylens relative slankhet og valg av knekkurve. Knekkurven for HUP S355 blir «a». Den relative slankheten er bestemt etter:

$$\bar{\lambda} = \frac{L_k}{i \cdot \lambda_1} \quad \text{NS-EN1993-1-1(6.50)}$$

Der

$$i = \sqrt{\frac{A}{I}} \quad \text{Treghetsradius}$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{Flyteslankhet}$$

Med disse ligningene kan knekkapasiteten ved interaksjonsligningene verifisere at søylen ikke er i fare for å gå til knekking.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{c,Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,pl,Rd}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,pl,Rd}} = 0.386$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{c,Rd}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,pl,Rd}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,pl,Rd}} = 0.401$$

Knekkapasiteten er tilstrekkelig for begge tilfellene.

3.5.7 Kombinasjon av moment- og aksialkapasitet i endepunkt

Siden søylen vil være utsatt for både moment og aksialkrefter ved tverrsnittet i endepunktene, vil momentkapasiteten ha en redusert effekt etter EC3-1-1(6.2.9). Hvor kravet for moment skal tilfredsstilles:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad \text{NS-EN1993-1-1(6.31)}$$

Der $M_{N,Rd}$ er den nye dimensjonerende momentkapasiteten på grunn av den tiltredende trykkraften N_{Ed} . Søylen er av hulprofil og har en konstant tykkelse, og kan dermed følge EC3-1-1(6.2.9(5)) for redusert momentkapasitet:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1-n}{1-0,5 \cdot a_w} \quad \text{der } M_{pl,y,Rd} \leq M_{N,y,Rd} \quad \text{NS-EN1993-1-1(6.39)}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \frac{1-n}{1-0,5 \cdot a_w} \quad \text{der } M_{pl,z,Rd} \leq M_{N,z,Rd} \quad \text{NS-EN1993-1-1(6.40)}$$

Der

$$a_w = \frac{A-2 \cdot b \cdot t}{A} \quad \text{men } a_w \leq 0,5 \quad \text{for hulprofiler}$$

$$a_f = \frac{A-2 \cdot h \cdot t}{A} \quad \text{men } a_f \leq 0,5 \quad \text{for hulprofiler}$$

For en kombinasjon av moment som påvirker z-asken og y-aksen samtidig må kapasiteten for topp og bunn oppfylle krav fra EC3-1-1(6.2.9(6)):

$$\left[\frac{M_{y,Ed,topp}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed,topp}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad \text{NS-EN1993-1-1(6.41)}$$

$$\left[\frac{M_{y,Ed,bunn}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed,bunn}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad \text{NS-EN1993-1-1(6.41)}$$

Der

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1-1,13 \cdot n^2} \quad \text{men} \quad \alpha = \beta \leq 6 \quad \text{for hulprofil}$$

Der

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$$

$$\left[\frac{M_{y,Ed,topp}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed,topp}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta = 0,016$$

$$\left[\frac{M_{y,Ed,bunn}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed,bunn}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta = 0,016$$

Det er tilstrekkelig kapasitet i både toppen og bunnen av søylen.

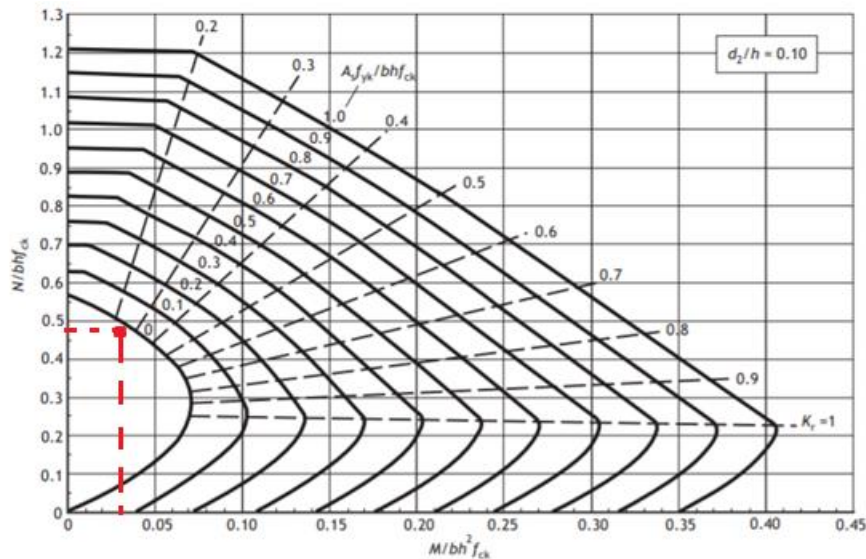
3.6 Kapasitet betongsøyle

I dekke i første etasje (se figur 1.4 for plassering) er det plassert 2 betongsøylar som langs akse E har et spenn imellom seg på 9,1 m. Disse søylene blir utsatt for både moment og store aksialkrefter. Det er valgt å sjekke søylen som står i akse 4, da denne ble utsatt for størst krefter. Bruker dimensjonsløst M-N-diagram for å finne nødvendig armering for søylen. Diagram velges på bakgrunn av d_2/h . d_2 er avstand fra søylekant til armering, og vil bestemmes av overdekningskravet, som er 25mm for prosjektet.

$$\frac{d_2}{h} = \frac{25\text{mm}}{400\text{mm}} = 0,06$$

Søyla har dimensjon 300mm · 400mm og det påtreddende kreftene er 2023 kN i aksialkraft og 53 kNm i moment (figur 3.9 og 3.10). Betongkvalitet er B35.

Bruker diagram med $d_2/h=0,1$:



Figur 3.11: M-N-diagram (formelark)

$$n = \frac{N}{b \cdot h \cdot f_{ck}} \quad m = \frac{M}{b \cdot h^2 \cdot f_{ck}}$$

$$n = 0,48 \quad m = 0,032$$

Som det vises av figur 3.11 fører kreftene på søylen til at søylen havner på innsiden av momentdiagrammet, og dermed beregningsmessig ikke trenger armering.

Lengdearmering dimensjoneres da etter minstekrav.

$$A_{s,min} = 0,2 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \text{ men ikke mindre enn } 0,01 A_c \quad \text{NS-EN 1992 1-1 (NA. 9.5.2(2))}$$

$$A_{s,min} = 1200 \text{ mm}^2$$

Dette kravet oppfylles med 4 $\varnothing 20$ stenger som gir

$$A_s = 1257 \text{ mm}^2$$

Største avstand mellom tverrarmering:

$$S_{cl,tmax} = \min \left\{ \begin{array}{l} 15 \text{ ganger diameteren av minste lengdearmeringstang} \\ \text{søylens minste tverrsnittsdimensjon} \\ 400 \end{array} \right\} \quad \text{NS-EN 1992 1-1}$$

1 (NA. 9.5.3)

$$S_{cl,tmax} = 150$$

Diameter tverrarmering:

$$\varnothing = 6 \quad \text{NS-EN 1992 1-1 9.5.3(1)}$$

3.7 Stabilitetsanalyse av bygget

3.7.1 Basisvindhastighet

Vindkrefter beregnes med utgangspunkt i NS 1991 Del 1-4 Vindlaster.

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0} \quad \text{NS-EN 1991 1-4 (NA 4.1)}$$

c_{dir} = retningsfaktoren, settes lik 1,0

c_{season} = årstidfaktor, settes lik 1,0

$v_{b,0}$ = referansevindhastigheten, hentes fra Tabell NA.4(901.1)

29 m/s (Vågan kommune)

c_{alt} = er en nivåfaktor, tar hensyn til vindøkning grunnet høyde over havet

Høyde over havet ved byggested: $H = 3\text{m}$.

$$c_{alt} = \begin{cases} 1,0; \text{ for } v_{b,0} \geq v_0 \\ 1,0 + \frac{(v_0 - v_{b,0}) \cdot (H - H_0)}{v_{b,0} \cdot (H_{topp} - H_0)}; \text{ for } v_{b,0} \leq v_0 \end{cases} \quad \text{NS-EN 1991-1-4 (NA.4 (901.1))}$$

Ligning over viser utregning av verdien c_{alt} basert på tabell under.

Region	Distrikt	H_0 m	H_{topp} m
Område 1	Sør-Norge ekskl. Nord-Trøndelag	900	1500
Område 2	Nord-Trøndelag, Nordland, Troms	700	1300
Område 3	Finnmark, Svalbard	400	1000

Tabell 3.9: for H_0 og H_{topp} . (NS-EN 1991-1-4, tabell NA.4(901.2))

$$c_{alt} = 1,0$$

Med C_{prob} og C_{season} lik 1,0 er det antatt en returperiode på 50 år. Dette er holdbart for vanlige konstruksjoner. Dersom en annen årlig sannsynlighet for overskridelse, p , er aktuell, bestemmes C_{prob} ut fra ligning under.

$$C_{prob} = \left(\frac{1 - K \cdot \ln(-\ln(1-p))}{1 - K \cdot \ln(-\ln(0,98))} \right)^n \quad \text{NS-EN 1991 Del 1-4 (4.2)}$$

K er en parameter som er avhengig av variasjonskoeffisienten for ekstremverdifordelingen.

n er eksponenten.

Verdi for K og n er angitt i NA. 4.2 til 0,2 og 0,5.

$$C_{prob} = 1,0$$

Dette gir

$$v_b = 29 \frac{m}{s}$$

3.7.2 Middelvindshastighet

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_0(z) \cdot V_b \quad \text{NS-EN 1991-1-4 (4.3)}$$

Terrengruhet

Velger kategorinummer fra tabell NA. 4.1

Kategorinummer	Terrengruhetkategori	k_r	z_0 (m)	z_{min} (m)
0	Åpent opprørt hav	0,16	0,003	2
I	Kystnær, opprørt sjø. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker	0,17	0,01	2
II	Landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær	0,19	0,05	4
III	Sammenhengende småhusbebyggelse, industriområder eller skogsområder	0,22	0,3	8
IV	Byområde der minst 15 % av arealet er dekket med bygninger og deres gjennomsnittlige høyde overskrider 15 m. Barskogområder	0,24	1,0	16

Tabell 3.10: Terrengruhetkategorier og tilhørende parametere.(NS-EN 1991-1-4, tabell NA.4.1)

Kategorinummer II (valgt av RIB)

Z som skal brukes til beregning av ruhetfaktor, $C_r(z) = 21m$

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{for } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad \text{NS-EN 1991-1-4 (4.4)}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad \text{for } z \leq z_{min}$$

Der

$$z_{max} = 200$$

Det gir

$$c_r(z) = 1,148$$

3.7.3 Terrengform c_0 og k_1

Vindhastigheten på byggestedet påvirkes av terrengformene på stedet og i omgivelsene.

Terrengformfaktoren c_0 og turbulensfaktoren k_1 styrer påvirkningene fra terreng på stedsvindhastigheten, turbulensintensiteten og vindhastighetstrykket. NA 4.3.3.

C_0 og k_1 må beregnes om bygningen ligger ved en beliggenhet som et av punktene under:

NA. 4.3.3 (901.2.1) Terrengformfaktor for frittliggende åser og skråninger

NA. 4.3.3 (902.3.1) Byggested nær toppen av ås eller skråning i le av annen ås eller skråning

NA. 4.3.3 (901.3.2) Lavereliggende byggested i le av ås eller skråning

NA. 4.3.3 (901.4) Byggested på lesiden av bratt terreng med fall større en 30

Hvis byggestedet ikke er berørt av disse punktene brukes en c_0 og k_1 verdi lik 1.

I vårt prosjekt vil verdi for $c_0=1$

Det gir middelvindshastighet:

$$V_m(z) = 33,28$$

3.7.4 Turbulensintensitet

$$I_y(z) = \frac{\sigma_v(z)}{v_m(z)} = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{for } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

$$I_v(z_{\min}) \quad \text{for } z < z_{\min}$$

Z_0 = ruhetslengden, gitt i tabell NA 4.1

$Z_{\max} = 200$ m

3.7.5 Oppsummert

Ruhetslengden	$z_0 = 0,05$
Beregningsmessig z i uttrykket for I_v ligning (4.7)	$z = 21$ m
Terrengformfaktor pkt. NA 4.3.3	$c_0 = 1,0$
Turbulensfaktoren	$k_1 = 1,0$
Turbulensintensiteten	$I_v(z) = 0,166$
Luftens densitet	$\rho = 1,250 \frac{kg}{m^3}$
Toppfaktor pkt. N.A 4.5	$k_p = 3,5$

Dette gir dette nok info til å føre inn i:

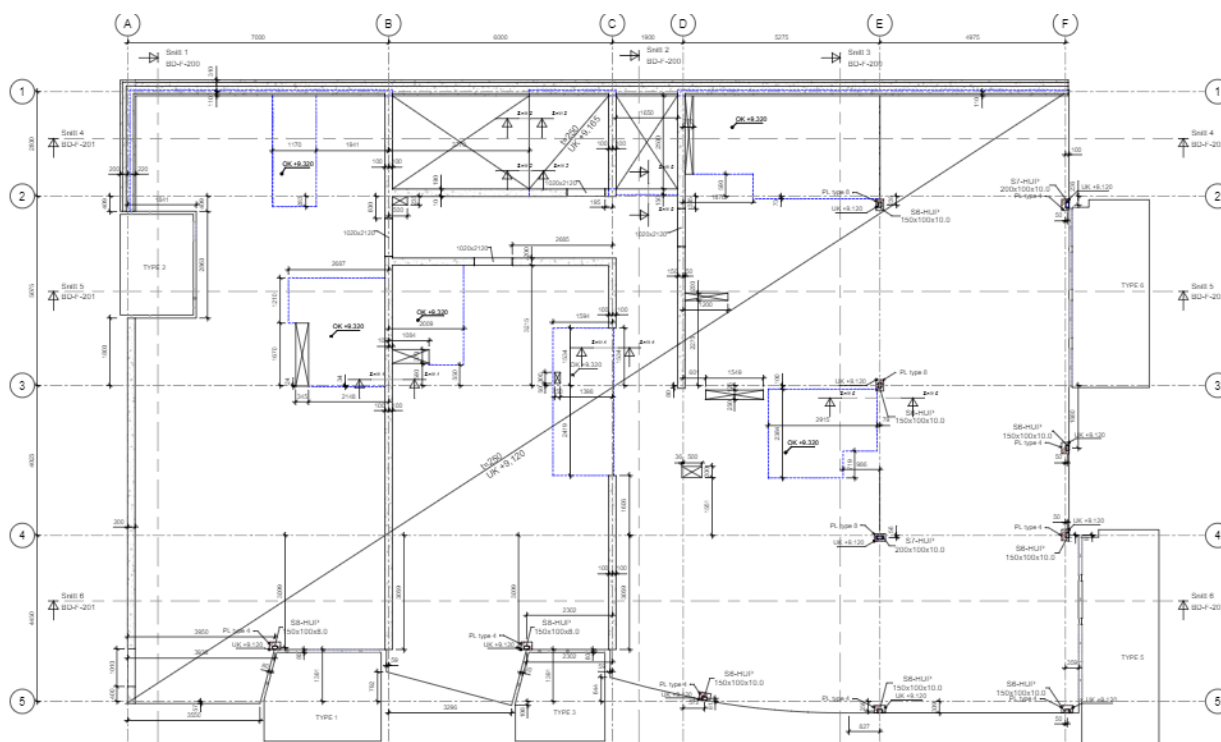
$$q_p(z) = 0,5 \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \cdot [1 + 2k_p \cdot I_v(z)] \quad \text{NS-EN 1991-1-4 (NA.4.8)}$$

$$q_p(z) = 1,49 \frac{kN}{m^2}$$

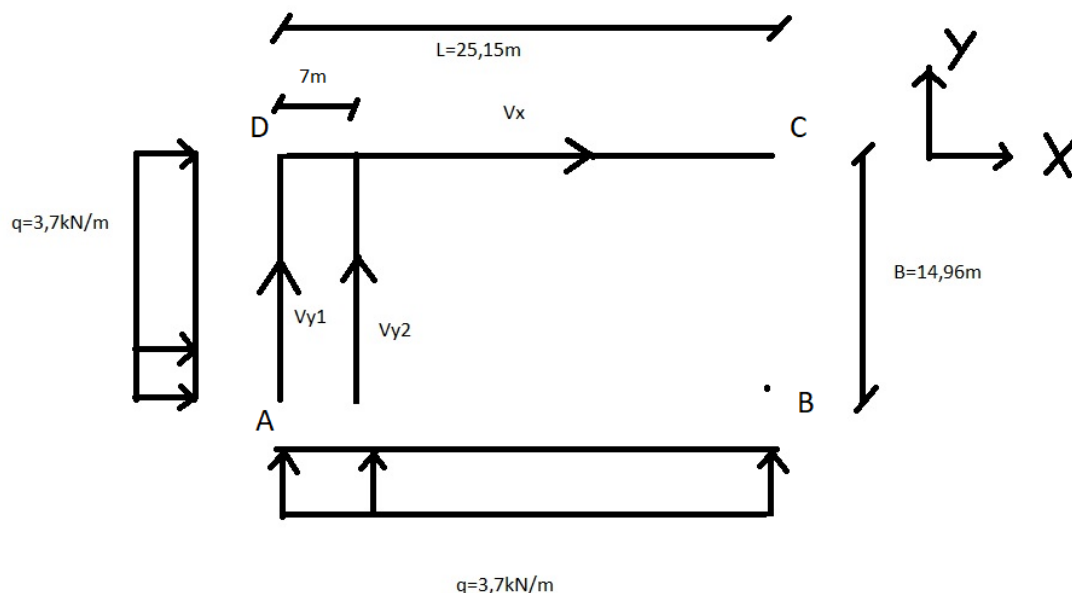
3.7.6 Skjærkrefter på vindavstivende plater

Det er gjort en veldig forenklet beregning på skjærkrefter som oppstår i vindavstivende plater. I forrige avsnitt ble det funnet vindhastighetstrykket som virker på bygningen. De avstivende

skivene i bygget ser noe forskjellig avhengig av hvilken etasje det er. For Do02 (andre etasje) og oppover er det derimot ganske lik løsning. For å gjøre beregninger for hånd, er det valgt å dele inn vindavstivninga til en etasje. Det er også valgt å se på avstivningen som en noe forenklet modell. I virkeligheten vil det være flere avstivende plater som virker inn. I figuren under vil være akse F fra RIB-tegninger være samme som B-C og A-D vil være samme som akse A. Betongvegg i akse B korrelerer med der krafta $V_{y,2}$ er plassert. De største platene er med i den forenklete modellen, mens betongveggene som omringer heissjakt (mellom akse C og D, RIB), og trappeoppgang (mellom akse C og B fra RIB) er ikke tatt med i den forenklete modellen.



Figur 3.12: RIB-tegning av 2. etasje



Figur 3.13: Vindavstivning

Vindbelastninga er basert på vindhastighetstrykket på $1,49 \text{ kN/m}^2$ ganga med etasjehøyden på $2,48\text{m}$. Det gir lasttilfellet vist ovenfor.

$$\Sigma F_x = 0 \quad v_x = -55,35 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_a = 0 \quad v_{y,2} = -226,3 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_y = 0 \quad v_{y,1} = 133,2 \text{ kN}$$

Dette er skjærkreftene som de vindavstivende betongveggene utsettes for basert på forenklingen.

3.8 Knutepunkt

Det er valgt å sjekke overgangen mellom dekket til søylen i Do2 som står i skjæringspunktet mellom akse E og akse 3 (se figur 1.4). Dette er en stålsøyle HUP-150×100×10 mm. For å feste denne søylen til dekket er det brukt en WELDA festeplate levert av Peikko Norge. Det er blitt sjekket at kapasiteten til sveis mellom plate og søyle er tilstrekkelig, og at bolteforbindelsen til plata tåler kreftene den er påført. Kreftene som er brukt i regninga er henta fra SAP2000.

Bruker forenklet metode for å regne krefter på sveis

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} \quad \text{NS-EN1993 1-8 (4.2)}$$

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a \quad \text{NS-EN1993 1-8 (4.3)}$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

NS-EN1993 1-8 (4.4)

Stålkvalitet på søyler og kvalitet på sveis er oppgitt til å være S355. Verdiene for f_u , β_w og γ_{M2} kan hentes fra tabell 6.2 i Stålkonstruksjoner, profiler og formler.

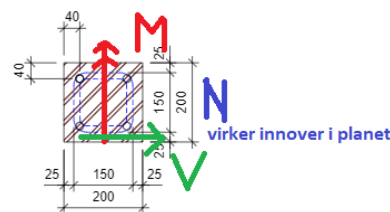
$$f_u = 510 \frac{N}{mm^2}$$

$$\beta_w = 0,9$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

Det er oppgitt en standard på 5mm for sveisens rotmål for hele prosjektet, med mindre noe annet er oppgitt ved enkelte sveiser.

$$q_w^r = \sqrt{(q_w^N + q_w^M)^2 + (q_w^V + q_w^T)^2} \leq \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2} \cdot \beta_w} \quad \text{formelark fra Stål og trekonstruksjoner}$$



PL type 2-Welda WS 200x200-220
1 : 10

Figur 3.14: Krefter på festeplate (gitt av B&E)

Ovenfor ser man en illustrasjon av platen som er oppgitt med krefter som virker på sveis.

Søylestørrelsen markert med stipla lyseblått på bildet er feil, skal være 150 x-retning og 100 i y-retning.

$$q_w^N = \frac{N}{L_{w,total\perp}} \quad (\text{vinkelrett på sveis}) \quad \text{formelark fra Stål og trekonstruksjoner}$$

$$N = 500kN$$

$$L_{w,total} = 2 \cdot 150 + 2 \cdot 100$$

$$q_w^M = \frac{M}{I_w} \cdot z_{maks} \cdot a \quad \text{formelark fra Stål og trekonstruksjoner}$$

$$M = 4kNm$$

$$z_{maks} = \frac{150}{2} = 75$$

$$I_w = 2 \cdot \left[\frac{1}{12} \cdot a \cdot L_{w,150}^3 + \left(\frac{L_{w,100}}{2} \right)^2 \cdot a \cdot L_{w,100} \right] \quad (\text{Larsen, 2020})$$

$$q_w^V = \frac{V}{L_{w\parallel}} \quad (\text{parallell med sveis})$$

$$V = 3,29kN$$

$$L_{w,skjær} = 2 \cdot 150$$

Normalkreftene som virker på sveisen virker ned på plata, noe som vil være med på å forsterke sveisen. De kreftene som sveisen utsettes for på grunn av moment, vil motvirkes av kreftene aksialkrafta bidrar med. I realiteten vil momentet i søyla føre til av ene siden av sveisen strekkes og prøve å løsrive søyla fra plata, mens på den andre siden vil den bli trykt ned. Når aksialkraften virker ned mot platen vil den motvirke det momentet som prøver og løfte søyla vekk fra plata, men for å være på den sikre siden har vi antatt at denne aksialkrafta ikke hjelper sveisen, og kreftene fra aksialkraft tilfører sveis er derfor satt til null.

Kontroll:

$$\sqrt{(0 + 283)^2 + (10,9)^2} \leq \frac{510}{\sqrt{3} \cdot 1,25 \cdot 0,9} \cdot 5$$
$$283,2 \leq 1308,6$$

Sveisen har altså stor nok kapasitet til å motstå kreftene som den utsettes for.

Festeplata har en skjærkapasitet på 233 kN og en momentkapasitet på 16 kNm som er tilstrekkelig for kreftene som virker på boltene.

4.0 Prefabrikasjon

I dag finnes det hovedsakelig to forskjellige metoder å sette opp et betongbygg på. Man kan gå for en plasstøpt løsning eller prefabrikkert løsning. Tidligere eksisterte det ikke prefabrikkert betong, på grunn av mangel på løfteredskap og store haller der det kunne produseres prefabrikkerte elementer. Teknologien var rett og slett ikke til stede. I 2014 sto prefabrikasjonen for ca. 15% av sementforbruket i Norge. (Hjelseng, 2014, p. 25)

Som regel brukes det finer eller lemmer i bunnen av prefab-formene og tre eller stål på sidene i støpeforma.

4.1 Hva er prefabrikkert betong?

Prefabrikkert betong er en effektiv måte å sette opp en bygning på, som går ut på å produsere betongelement på fabrikk og deretter transportere dem til byggeplass for så å montere elementene i sammen.

På fabrikken har man visse former i stål og tre som en bruker til produksjonen av elementer. Til små prosjekt der det er mange tilpasninger kan det ofte være praktisk å produsere med tradisjonell forskaling og tre som material, da forminga av elementet er friere. Men derimot på større prosjekt der det skal produseres flere element kan det lønne seg mer med stålformer som kan justeres. (Hjelseng, 2014, p. 26)

Her er som regel mange av formene regulerbare slik at en slipper å bruke tid på å lage en helt ny form bare på grunn av at det skal brukes elementer med forskjellige mål på prosjektet. Ofte er to av sidene regulerbare slik at du kan endre på lengda fra element til element etter målene gitt fra prosjektering.

Totalt kan det spares mye penger på å masseprodusere disse elementene, siden produktiviteten er så høy i forhold til om det skulle vært gjort ute på byggeplass. I bunnen bruker man som regel enten en forskalingslem av stål eller ei stålplate ved produksjon av disse betongelementene.

På fabrikken har man forskjellige forskalingsformer for bjelker, dragere, søyler, veggelement og hulldekker. Utsparingene er som regel i tre, skumplast eller spon. Alt av rør, el og sprinkler festes i forskalinga før en støper.

4.2 Fordeler med prefab

Når det kommer til fordeler ved prefab er det mange gode argumenter. Først og fremst spares det ganske mye lagringsplass. Prefabrikkerte elementer krever ikke så mye forbruksvarer og utstyr på byggeplassen når elementene skal monteres. Når det derimot skal plasstøpes har man behov for armering, forskaling og diverse som kan ta opp ganske mye plass.

Tidsmessig har en også mange fordeler sammenlignet med plasstøpt betong. Det som en bør legge merke til er at byggetida på stedet kan reduseres betraktelig. (Hjelseng, 2014) Dette fører til at det ikke trenger å leie kran så lenge, som igjen fører til mindre leiekostnader. Andre fordeler kan være at arbeidet kan fortsette rett etter montering, altså man trenger ikke å ta hensyn til riving av forskaling og herding.

Når man holder på med prefab er en ikke avhengig av været da elementene blir produsert inne i en fabrikk. Om vinteren for eksempel er det ekstra gunstig med innendørs produksjon. Da er heller ikke temperaturen noen faktor når det støpes. I motsetning til når det jobbes ute må det tas hensyn til temperatur, i verste fall må man begynne å tilføre varme til betongen på et eller annet vis, da vannet i betongen fryser når temperaturen tipper under 0 grader.

Med tanke på kvaliteten får en ikke like store deformasjoner som når man holder på med forskaling ute på byggeplass. Dermed blir overflatene finere, og det forekommer også noe mindre svinn og kryp.

4.3 Ulemper med prefab

Det er ikke kun fordeler ved å velge prefab. Blant annet blir friheten noe begrenset. Underveis i arbeidsprosessen kan man ikke forandre på så veldig mye. Så fleksibiliteten gjør at justering underveis blir verre og dyrere å få til. Dermed er en avhengig av veldig god planlegging fra ingeniørene sin side.

Når man velger et prefabrikkert system er det utsatt på grunn av skjøter på veggene og i dekkene som gjør bygget mindre vanntett og fuktsikkert, som igjen resulterer til større sjanse for at det oppstår lekkasjer. (Hjelseng, 2014, p. 39) Når en da skal montere elementene kan dette by på problemer siden det er mange skjøter og da er en avhengig av at det som har blitt gjort på fabrikk er helt riktig. Feilproduksjon av elementer kan føre til at de må ha en ekstra støp eller at de eventuelt må demontere noen elementer for så å produsere dem på nytt igjen.

Under transport er det begrenset hvor store mål en kan ha på betongelementene. Skulle det ha oppstått en skade på ett eller flere element kan det få store konsekvenser. En annen ulempe er at

en må vente til at prosjekteringen er ferdig før en kan begynne med tegningene til elementene. (Hjelseng, 2014, p. 39)

4.4 Tekniske utførelser

Det første som må gjøres på et prosjekt er å støpe fundamentene og bunnplata ved hjelp av forskaling på byggeplassen. Siden grunnen ofte ikke er 100% planert er det vanskelig å få til rette høyder når man skal løfte på plass prefab-elementene, derfor er det best å støpe disse på plassen. Etter å ha støpt bunnplata og fundamentene settes det ned armeringsjern slik at bunnplata kan skøytes med vegger og søyler i parkeringskjelleren.

Veggene i parkeringskjelleren er plasstøpt. Dette må gjøres på grunn av at geotekniskmasse presser mot veggene, som gjør mulighetene for å skjøte veggene gunstig. Etter å ha støpt veggene blir neste steg å støpe dekket sammen med søylene. Her vil det bli brukt plattendecker på mesteparten av dekket med unntak av noen steder på grunn av noen trappinger midt i bygget. Her må man rett og slett bare montere så mange plattendecker som man kan og deretter forskale rundt trappingene og støpe det samtidig med resten av dekket. Det er nesten helt umulig å prefabrikkere ei trapping dermed så blir det vanlig forskaling på disse stedene.

I resten av bygget er det brukt prefabrikkerte element. Maks lengde er 10,1 meter og maks bredde er ca. 2,4 meter (gitt av B&E). Det første som blir gjort er å sette elementene i hjørnene slik at de står stødig. Etterpå kan man begynne med montering av kortsidene og langsiden. Balkongene er også prefabrikkert og heises på plass og monteres før dekkestøpen.

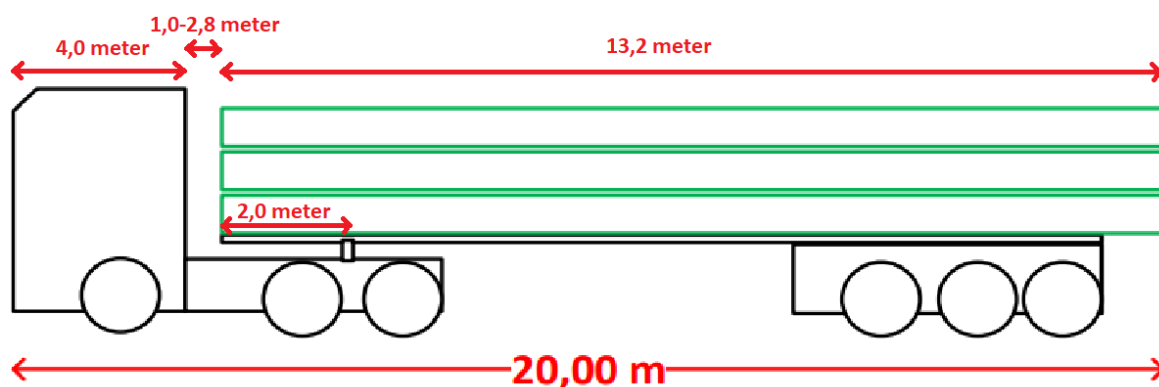
Når en skal montere flere betongelement er det viktigste å gjøre operasjonene i rett rekkefølge. Om en ikke gjør operasjonene i rett rekkefølge kan det få store konsekvenser og i verste fall kan det føre til at noen elementer må demonteres. Siden elementene må skjøtes er en avhengig av å montere visse elementene først.

4.5 Støping

For å få brakt betongen inn i støpehallen kan en fylle opp en betongbil med betong eller fylle opp tobbene direkte uten å trenge betongbil for så å fylle opp formene med betong. Det er veldig viktig å vibrere i betong for at betong skal bli fri for luftporer. Som regel fyller en opp litt i gangen, ca. 0,5 m tykke lag.

4.6 Transport

Betongelementene transporteres til byggeplass ved hjelp av en kranbil eller en lastebil. Det kan for eksempel brukes semi-henger eller flak til transport av betongelement. Maks lengde på betongelementene under transport er 13,2 meter når en transporterer dem med semihengervogntog og 8 meter når en bruker flak. Vogntoget kan maks være 20 meter langt når en kjører uten dispens og hytta blir å ta 4 meter med plass i front. (Norby, u.d.) Mellom hytta og elementene bør en også ha litt plass på grunn av at avstanden blir mindre når en svinger med lastebilen. Om avstanden fra svingskiva som er det hengeren svinger med er 2 meter så må avstanden fra svingskiva til hytta være minimum 3 meter. Diagonalen fra svingskiva til kanten av hengeren utgjør 0,5 meter. Det breieste som kan fraktes uten dispens eller følgebil er 2,55 meter.



Figur 4.1: Tillat lengde vogntog (Norby, u.d.)

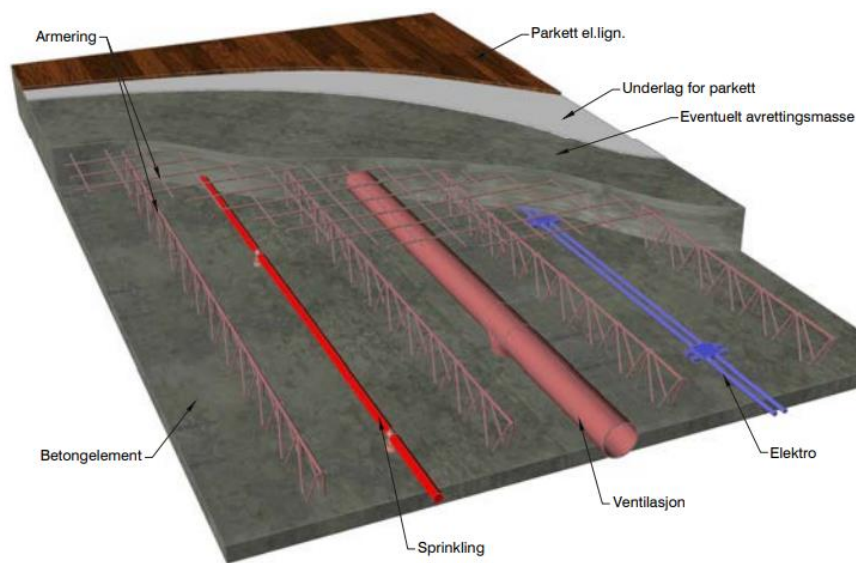
Det største betongelementet for dette prosjektet er 10,1 meter langt og 2,4 meter bredt. Siden 13,2 meter er maks på lengda så går det bra med tanke på lengda. 2,5 meter er standard bredde og det er også innenfor siden man kan transportere elementer opp til 2,55 meter i bredde uten noe ekstra.

Når en skal feste betongelementene fast i hengeren er det viktig at en har noe under elementene som gjør at kantene på elementene ikke bli skadet og at en får festet transporten ordentlig slik at det er ingenting som er i bevegelse under transport. Det kan være en fordel å plassere elementer etter hvordan en skal sette dem opp på byggeplass. Man kan spare mye tid på å lesse opp i rett rekkefølge fordi da slipper man å mellomlagre elementene og det gjør at du kan løfte dem direkte fra hengeren og til plassen de skal være på. (Hjelseng, 2014, p. 29) På byggeplasser har en som regel ikke så veldig mye plass utenfor byggeplassen og dermed lønner det seg å planlegge arbeidsoperasjonene veldig godt.

4.7 Noen Con form bygningsdeler

4.7.1 Dekke

Oppgaven til dekket er å bære de dimensjonerende lastene som befinner seg i etasjen. På dette prosjektet er det brukt plattendekker som har blitt montert. Standardmål på plattendekkerne er 2,4 meter x 8,0 meter og 80 mm i tykkelse. Oppå her vil selve dekket bli støpt slik at en får riktige høyder. Alt av rør, elektro og tekniske fag må da monteres i dekket før en støper. Dette inkluderer sprinkler, el-bokser, ventilasjon og spotbokser. Dekkene i bygget hovedsakelig 250 mm, og ved enkelte plasser 350 mm tykke når de er ferdigstøpte.



Figur 4.2: Dekke. (Gitt av B&E)

5.0 Drøfting

5.1 Værlaster

Det er gjort arbeid for å finne fram til vindhastighetstrykket for prosjektet. Det er også gjort en forenklet regning av kreftene dette påfører vindavstivninga i bygget. Vindavstivninga gjort av RIB er basert på tegning under:



Figur 5.1: bygget i 3D. (Gitt av B&E)

Dette er et utklipp som viser skivene som virker som avstivning i bygget. RIB har beregnet krefter på vindavstigning ved hjelp av beregningsprogrammer. I dette prosjektet er det kun sett på en forenkling som gir krefter i avstivende plater.

Det er i denne oppgaven ikke regnet på hvordan snølast påvirker bygget. Bygget har en kompleks utforming av taket og det ble dermed valgt og ikke regne videre på hvordan snølasten påvirker den bærende konstruksjonen i bygget.

5.2 Lastberegning

Lastberegninga som er gjort er basert på lastene som ble brukt i den originale beregningen av prosjektet. Det er brukt egenlast på $6,3 \text{ kN/m}^2$ for dekker på 250 mm. Egenvekten til betong avhenger av betongkvalitet, men for B35 settes til å være 2500 kg/m^3 , noe som gir en egenvekt på $6,131 \text{ kN/m}^2$.

$$\frac{2500 \text{ kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,250 \text{ m} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 6,131 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

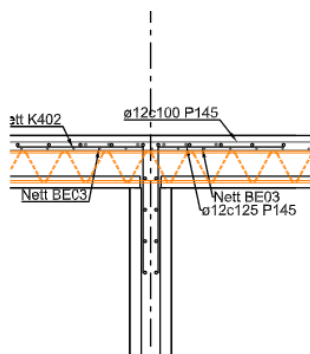
Det ble valgt å bruke verdien på $6,3 \text{ kN/m}^2$ som ble brukt i originalprosjektet, for å ha samme grunnlag. I prosjektet er det også brukt verdier for påført egenvekt og påført næring. Dette er permanente laster som legges til egenvekten på grunn av påstøp og gulv oppå dekket. Verdi som er brukt for nyttelast næring er $5,0 \text{ kN/m}^2$, mens nyttelast bolig $2,0 \text{ kN/m}^2$. Dette er i overensstemmelse med Tabell 6.1 og 6.2 NS-EN 1991, hvor nyttelastverdi for Kategori D1 (forretningsareal) er satt til 4 til 5. For kategori A (bolig) er verdien satt til 1,5 til 2 kN/m^2 .

For å kunne kontrollere dimensjoner og at kapasiteten til elementer og armering er tilfredsstillende trenger man dimensjonerende krefter som virker på disse. I det originale prosjektet er programmet FEM-design brukt for å finne disse kreftene. I utgangspunktet var det et mål for oppgaven å kunne regne seg fram til å finne liknende krefter ved hjelp av håndberegninger lært ved ingeniørstudiet. Dette ble gjort forsøk på, men ble valgt å ikke tatt med i oppgaven da det var en del usikkerhet rundt utgangspunkt og svar dette ga. Det ble derfor valgt å gå over til bruk av SAP2000, men fortsatt ved å bruke 2D-systemet som vi startet med.

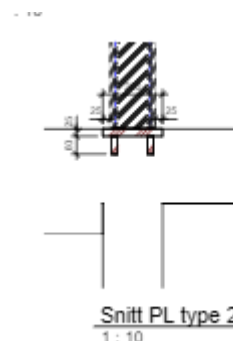
Ved å da se på snitt som et rammesystem, ble det enklere å finne dimensjonerende moment, skjær og aksialkrefter. Denne forenklingen innebærer at en antar at søyler under dekkene tar opp last fra halvparten av spennet til neste opplager. For at dette skulle kunne gjøres i praksis ble det valgt å se nærmere på akse E, da avstanden til akse D og akse F ikke varierer langs akse 1-5.

Å sette opp systemet på denne måten vil anses å være en konservativ tilnærming. Det vil gi større dimensjonerende krefter enn ved beregninger på plater.

Med tanke på fastholding er grunnlaget at det er fast innspenning. I overgangen mellom betongsøyle/vegg og dekke, er armering skjøttet, mens i overgangen mellom dekke og stålsøyler er det brukt festeplater som forankrer kreftene (vist i figurer under).



Figur 5.2: overgang betongvegg/betongdekke (Gitt av B&E)



Figur 5.3: overgang stålsøyle/betongdekke (Gitt av B&E)

6.0 Konklusjon

I denne oppgaven er det sett på utføring av et ferdigstilt prosjekt fra Svolvær, Lofoten Brygge. Dette er et 6 etasjers bygg med parkeringskjeller hvor den bærende konstruksjonen er bygd av betongelementer og stålsøyler. Beregningene følger regelverket gitt ved Eurokodeserien. Enkelte beregninger er basert på lært framgangsmåte fra Byggingeniørutdanningen. Det er ikke gjort beregninger og kontroll for alle delene av bygningen, men det ses på enkelte elementer ved bygget.

For avvikene vi fikk i kontrollberegningen hadde det nok liten betydning for dimensjoneringen, men vi som studenter mener metodikk er viktig for å opprettholde beregningens gang i tilfelle det forekommer uforventede situasjoner hvor disse avvikene kunne påvirket utfallet.

Når prosjektet ble modellert og dimensjonert i første omgang ble dette gjort ved hjelp av programmet FEM-design som kan analysere komplekse 3D-modeller. I denne oppgaven er det valgt å se nærmere på prosjektets akse E, og dimensjonere og kontrollere ved 2D-modeller.

De dimensjonerende kreftene ble beregnet med bakgrunn i oppgitt egenlast og nyttelast for prosjektet, og med dimensjoneringsprogrammet SAP2000, som ga resultater for bøyemoment, skjærkrefter og normalkrefter. For bjelkesnittet i 2D ga det som forventet veldig høye verdier, som endte opp med et overutnyttet tverrsnitt og nesten dobbelt så mye armering i overkant. Når det gjelder å dimensjonere bjelkesnittet ved bruk av BubbleDeck, var det ikke er særlig gunstig ved beregninger i et to dimensjonale system. Da de som nevnt tidligere ikke var nok trykkapasitet over kulene. Men ved et 3D lastesystem ville lastene i felt blitt mye mindre, og det kunne ha latt seg gjøre å sett nærmere på hvilke mulige spennvidder som kunne blitt oppnådd, og sammenligne mengde armering spart for lik spennvidde.

Det er gjort beregninger av kapasitet til søyler og knutepunkt. Kapasiteten til disse elementene var etter vårt lastesystem veldig høye i forhold til de påvirkende kreftene, så vi anser prosjektet som noe overdimensjonert.

Prefabrikasjon har blitt veldig populært i løpet av de siste årene og er en ganske effektiv måte å bygge på. I dag finnes det ganske god teknologi som gjør det enkelt å ta i bruk prefabrikkerte elementer. På en byggeplass der det er begrenset med plass lønner det stort sett seg med slike løsninger. Det vil være spesielt lønnsomt med tanke på at Lofoten brygge har veldig begrenset framkommelighet. Alt i omtanke konkluderes det med at den beste løsningen er å gå for prefabrikkerte elementer.

7.0 Kilder

Abetong, u.d. *abetong*. [Internett]

Available at: https://www.abetong.se/sv/Balkonger_och_loftg%C3%A5ngar

arbeidstilsynet.no, u.d. *arbeidstilsynet.no*. [Internett]

Available at: <https://www.arbeidstilsynet.no/hms/hms-i-bygg-og-anlegg/>

[Funnet 04 2021].

BubbleDeck, 2009. *bubbledeck*. [Internett]

Available at:

<https://static1.squarespace.com/static/5817b39d2e69cfd82f68c7a6/t/58237a94d1758e248a19ca4f/1478720160835/dimensjoneringsgrunnlag.pdf>

[Funnet 15 Mars 2021].

BubbleDeck, u.d. *bubbledeck*. [Internett]

Available at:

<https://static1.squarespace.com/static/5817b39d2e69cfd82f68c7a6/t/5e2da9dc601a48502201ea17/1580050909061/Element+Typer+BD.pdf>

[Funnet 17 Mars 2021].

BubbleDeck, u.d. *bubbledeck*. [Internett]

Available at: <https://bubbledeck.no/testing>

[Funnet 06 April 2021].

Hjelseng, G. V., 2014. *Plasstøpt vs prefabrikkert betong*. [Internett]

Available at: https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/bitstream/handle/11250/233214/755526_FULLTEXT01.pdf?sequence=2

[Funnet 05 2021].

Larsen, P. K., 2020. *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*. 3. red. Bergen: Fagbokforlaget.

lovdata.no, 2009. *lovdata.no*. [Internett]

Available at: <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2009-08-03-1028>

[Funnet 04 2021].

Norby, E., u.d. *lastebil.no*. [Internett]

Available at: <https://prod.dfox.com/public/images/0000676395/000/086/0000866980.pdf>

[Funnet 04 2021].

Standard Norge, 2002. *NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016*. [Internett]

Available at:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=814847>

Standard Norge, 2002. *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019*. [Internett]

Available at:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=101521>

1

Standard Norge, 2004. *NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018*. [Internett]

Available at:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=997269>

Standard Norge, 2005. *NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009*. [Internett]

Available at:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=392208>

Standard Norge, 2005. *NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015*. [Internett]

Available at:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=755701>

Standard Norge, 2005. *NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009*. [Internett]

Available at:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=396860>

Sørensen, S. I., 2013. *Betongkonstruksjoner*. 2. red. Bergen: Fagbokforlaget.

Thue, J. V., 2019. *Snl*. [Internett]

Available at: https://snl.no/armert_betong

[Funnet 15 April 2021].

8.0 Vedleggsliste

A – Artikkel

B – Plakat

C – Kontrollregning armering

D – Dimensjonering Snitt

D1 – Armering for moment

D2 – Armering for skjær

D3 – Armering for gjennomlokking

D3.1 – Søyler i akse E-2

D3.2 – Søyler i akse E-4

E – Dimensjonering snitt, Bubbledeck

E1 – Armering for moment

E1.1 – Tykkelse lik 230mm

E1.2 – Tykkelse lik 280mm

F – Søylerkapasitet, HUP 150x100x10.0

F1 – Tverrsnittsklassifisering

F2 – Moment- og aksialkraftkapasiteter

F3 – Knekkkapasitet

F4 – Kapasitet i endepunkter