

Dimensjonering av bæreelementer i et multifunksjonelt kontorbygg

Designing of load-bearing elements in a multifunctional office building

Trondheim Mai 2022

Fekeramlak Demelash
Abel Sebathu

Intern veileder:
Arne Mathias Selberg

Ekstern veileder:
Terje Kristoffersen

Prosjektnr:
2022 -45

Rapporten er
ÅPEN



Fakultet for ingeniørvitenskap
Institut for konstruksjonsteknikk

Problemdefinering, prosjektbeskrivelse og resultatmål

Vårt største fokus i oppgaven blir dimensjonering av bæresystemer og andre eminente komponenter. Bæresystemene som skal dimensjoneres i denne oppgaven er: fundament, bjelke, søyle, dekke og skjærvegg. Beregningene i tråd med tilsvarende standarder skal først beregnes forhånd. Deretter skal beregningene kontrolleres med FEM- design. Her vil det naturligvis være et visst avvik, som vi skal diskutere senere. Under dimensjoneringen skal det benyttes betong. For å få til dimensjoneringen, skal Eurokode 2 med både europeiske og nasjonale standarder anvendes. Ikke desto mindre, skal vi på egenhånd foreta egne beregningsmetoder. Disse metodene er ikke nødvendigvis like med det som er angitt i standarden, men gir fortsatt samme korrekthet og kapasitet.

Stikkord	Keywords
Kontorbygg	Office building
Dimensjonering	Designing
Avstivninger	Bracings
Dynamisk analyse	Dynamic analysis
Vibrasjon	Vibration
Global stabilitet	Global stability
Skjærvegger	Shear walls
FEM-design	FEM-design

Forord

Denne bacheloroppgaven er skrevet av to byggingeniør-studenter. De siste tre årene har vi studert ved Norges tekniske naturvitenskapelige universitetet (NTNU), i Trondheim. Vår spesialisering er innenfor retningslinja konstruksjonsteknikk. Derfor er dimensjonering og oppveining av ulike statiske systemer en sentral del av oppgaven.

Opgaven ble utformet i samarbeid med Asplan viak. Vi hadde allerede tenkt å skrive en oppgave, som omhandlet dimensjonering av bæreelementer. I samtaler med ekstern veileder, Terje Kristoffersen hos Asplan Viak falt valget på å dimensjonere et kontorbygg. Oppbygningen, størrelsen og anvendelsen av kontorbygget var opp til oss å beslutte. Kontorbygget ble bestemt til å bestå av en kjelleretasje, med sju etasjer over. Etasjenes hensikt er spesifisert i kommende kapitler.

Vi vil gjerne uttrykke en stor takknemlighet til våre veiledere gjennom denne Bacheloroppgaven. En stor takk til vår interne veileder ved NTNU, Siv.ing Arne Mathias Selberg og vår eksterne veileder, Terje Kristoffersen ved Asplan Viak. Vi har hatt ukentlige møter med dem og mottatt utallig mye hjelp. Denne oppgaven hadde ikke blitt like god uten deres kompetanse og veiledning.

Trondheim, 20. mai 2022

Abel Sebathu Tesfamichael

Abel Sebathu Tesfamichael

Fekeramlak Demelash Wale

Fekeramlak Demelash Wale

Sammendrag

Denne bacheloroppgaven viser beregningsgangen i dimensjonering av bjelker, søyler, skjærvegger, dekker og søylefundamenter i et kontorbygg. Dette skal gjøres på grunnlag av europeiske standarder og norske tillegg. Eurokode 2, standard for prosjektering av betongkonstruksjoner ble brukt til dimensjonering av bæreelementene i betong.

Målet med denne Bacheloroppgaven var å knytte sammen all kunnskap, som var tilegnet gjennom tre år med ulike fag. Dette har blitt oppnådd i arbeidet med denne oppgaven. Alle tidligere fag hadde små og store bidrag i prosjektet. Teoretiske fagstoff som ikke ga mening i undervisningen ble mer logisk når vi selv jobbet med det. Til tider var det mye grubling og progresjonen gikk saktere enn planlagt. Dessuaktet har tankeprosessen til slutt resultert i gode avgjørelser.

Flere temaer var relativt ukjente, da vi ikke hadde lært om dem tidligere. Beregninger av global stabilitet og avstivende skjærvegger var noen eksempler på dette. Samt dimensjonering av dekker og fundamenter. Det krevde nysgjerrighet fra vår side og villigheten til å undersøke ulike bøker, kompendier og artikler. I noen av tilfellene var det metoder fra andre kontinenter som ble tatt i bruk. Dette viser hvor tett knyttet byggebransjen er på tvers av verdensdelene. Teorien er den samme og kan anvendes ulike steder i verden.

Dimensjoner på tverrsnitt, materialer og spennvidder var bestemt på forhånd. Deretter ble det dimensjonert for å se om valgene ga store nok kapasiteter. Der dimensjonene var passende gikk vi videre til å finne armeringene og beliggenheten av dem. I elementene der dette ikke var ok, ble det foretatt justeringer. De håndberegnete resultatene ble deretter sammenliknet med resultatene fra FEM-design. Det ble naturligvis noen avvik med tanke på at FEM-design gjenspeiler virkeligheten bedre. Avvikene var likevel ikke store nok til å forkaste håndberegningene.

Etter at dimensjoneringen av de ulike bæreelementene var gjennomført ble det bestemt hva slags knutepunkter vi skal ha mellom dem. Knutepunktene ble utformet som ledd i områdene der overføring av momenter ikke var ønsket. Da ble armeringen hindret fra å være kontinuerlig mellom elementene. I områder der kontinuiteten måtte opprettholdes, ble armeringen ført kontinuerlig. Ytterligere kontroller på dekkene ble gjort for å sjekke om de motsto svingningspåkjenningene fra mennesker på treningssenteret. Dette ble gjort ved å sammenlikne egenfrekvensen til dekket med angitte standarder.

Abstract

This bachelor thesis shows the calculation process in the designing of beams, columns, shear walls, slabs and column footings in an office building. This will be done on the basis of European standards and the Norwegian Annex. Eurocode 2, a standard for designing of concrete structures, was used to design the load-bearing elements in concrete.

The goal of this Bachelor thesis was to link together all the knowledge, which was acquired through three years with different subjects. This has been achieved to a very high level in the work of this task. All previous subjects had small and large contributions to the project. Theoretical subjects that did not make sense during lessons became more logical when we worked on it ourselves. At times there was a lot of pondering and the progression went slower than planned. Nevertheless, the thought processes have ultimately resulted in good decisions.

Several topics were relatively unknown, as we had not learned about them before. Calculations of global stability and bracing shear walls were some examples of this. As well as designing of slabs and foundations. It required curiosity on our part and the willingness to examine various books, compendiums and articles. In some cases, methods from other continents were used. This shows how closely linked the construction industry is across continents. The theory is the same and can be applied in different parts of the world.

Dimensions of cross sections, materials and spans were determined in advance. It was then designed to see if the choices provided large enough capacities. Where the dimensions were appropriate, we went on to find the reinforcements and their location. In the items where this was not ok, adjustments were made. The hand-calculated results were then compared with the results from FEM-design. There were, of course, some discrepancies considering that FEM-designs recreate reality better. However, the discrepancies were not large enough to reject the hand calculations.

After the designing of the various support elements was completed, it was decided what kind of connections we should have between them. The connections were designed as hinges in the parts of the building, where the transfer of moments was not desired. Then the reinforcement was prevented from being continuous between the elements. In areas where continuity had to be maintained, the reinforcement was applied continuously. Additional checks on the slabs were made to check if they withstood the oscillations of people at the gym. This was done by comparing the natural frequency of the slab with specified standards.

Terminologi

- **EC** - Eurokode
- **EC0** - Norsk Standard NS-EN 1990:2002+NA:2008 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- **EC1** - Norsk Standard NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger
- **EC2** - Norsk Standard NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
- **EC8** -Norsk Standard NS-EN 1998-1:2004+A1+NA Eurokode 8 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger
- **FEM** - Finite element method
- **B35** - Betong med karakteristisk fasthet på $35N/mm^2$
- **B45** - Betong med karakteristisk fasthet på $45N/mm^2$
- **B500NC** - Stål med en karakteristisk fasthet på $500N/mm^2$
- **CC2** - Konsekvensklasse
- **L_x** - Korteste siden av dekket

Innhold

1	Innledning	11
1.1	Organisering	11
1.2	Mål	11
1.3	Avgrensninger	11
1.4	Målgruppe	11
1.5	Arbeidsform	11
2	Beskrivelse	13
2.1	3D-modell	13
2.2	Grunnforhold	14
2.3	Bæresystemer	14
2.4	Materialer	15
2.5	Programvarer	15
2.5.1	Archicad	16
2.5.2	Autodesk Revit	16
2.5.3	Twin motion	16
2.5.4	FEM design	16
2.5.5	Mathcad	16
3	Lastanalyse	17
3.1	Egenlast	17
3.1.1	Bestemmelse av egenlast	17
3.2	Nyttelast	17
3.3	Bestemmelse av nyttelast for de ulike etasjene	17
3.4	Vindlast	18
3.5	Snølast	18
3.5.1	Bestemmelse av Snølast	18
3.6	Pålitelighetsklasse	18
3.7	Lastkombinasjoner	18
4	Bakgrunnsteori	20
4.1	Elastisk- og plastisk deformasjon	20
4.2	Bruddgrensetilstand	21
4.3	Bruksgrensetilstand	21
4.3.1	E-modul	22
4.3.2	Kryp	22
4.3.3	Svinn	22
4.3.4	Rissviddekontroll	22
4.4	Utmattingsgrensetilstand	23
5	Global stabilitet og avstivning av bygget	24
5.1	Avstivninger	24
5.2	Skjevstilling	24
5.3	Seismisk last	25
5.4	Skjærvegger (Veggskiver)	26

5.4.1	Virkemåte	26
5.4.2	Skjærsenter	28
5.4.3	Translasjon- og rotasjonskrefter	29
5.4.4	Kraftfordeling på skjærvegger	32
5.4.5	Snittkrefter	34
5.4.6	Spenningsfordeling i skjærvegger	34
5.4.7	Momentkapasitet	35
5.4.8	Skjærkapasitet	36
5.4.9	Åpninger i skjærvegger (utsparinger)	37
6	Dimensjoneringsgrunnlag	42
6.1	Statiske systemer for bæreelementene	42
6.1.1	Dekker	42
6.1.2	Bjelker	42
6.1.3	Søyler	43
7	Dimensjonering	44
7.1	Dekke	44
7.1.1	Elastisitetsteori	45
7.1.2	Resultater	47
7.2	Bjelker	48
7.2.1	Lasten på bjelkene fra dekket	49
7.2.2	Trykk- og strekksone i bjelkene	50
7.2.3	Resultater	50
7.3	Skjærvegger	52
7.3.1	Resultater	54
7.3.2	Sjekk ved bruk av FEM-design	55
7.4	Søyler	58
7.4.1	Tolking av interaksjonsdiagrammer	58
7.4.2	Resultater	60
7.5	Fundament	61
7.5.1	Resultater	61
7.6	Knutepunktsforbindelser	63
8	Spennarmert betong	65
8.1	Spennarmert bjelke	65
8.1.1	Fordeler ved Spennarmert betong	66
8.1.2	Spenningstap	66
8.1.3	Resultater	67
9	Vibrasjoner i betongelementer	69
9.1	Dynamiske og statiske laster	69
9.1.1	Harmoniske laster	70
9.1.2	Transiente laster	70
9.1.3	Periodiske laster	71
9.1.4	Arbitrære laster	72
9.2	Dynamisk frekvensanalyse	72
9.2.1	Dynamisk analyse	74

9.2.2	Resultat	75
10	Diskusjon	77
10.1	Materialvalg	77
10.2	Tverrsnitt	77
10.3	Statiske systemer	79
10.4	Knutepunktsforbindelser	80
10.5	Effekten av utsparinger	82
10.6	Vibrasjon i dekket	82
10.7	Avvik av håndberegninger	83
11	Konklusjon	85
12	Videre arbeid	86
	Referanser	87
13	Vedleggsliste	94

Symboler

L	Lengde
ϕ	Kryptall
q	Fordelt last
EI	Bøyestivhet
I	Betongtverrsnittets arealtreghetsmoment
w_k	Rissvidde
θ_i	Skjevstillingsvinkel
a_{g40Hz}	Berggrunnens akselerasjon
F_b	Skjærkraft ved fundamentnivå
F_s	Byggets horisontallast
S_x	Plassering av skjærsenter i x-retning
S_y	Plassering av skjærsenter i y-retning
K_{yi}	Relativ stivhet til en bestemt skjærvegg i y-retning
K_{xi}	Relativ stivhet til en bestemt skjærvegg i x-retning
$\sum K_{yi}$	Summen av skjærstivhet i y-retning
$\sum K_{xi}$	Summen av skjærstivhet i x-retning
Q_x	Translasjon i x-retning
Q_y	Translasjon i y-retning
M_T	Rotasjon om skjærsenteret
Δx	Forkyvning
$V_{x,i}$	Reaksjonskraft på grunn av Q_x
$V_{y,i}$	Reaksjonskraft på grunn av Q_y
$\sum F_H$	Summen av horisontale krefter
r_i	Radius fra skjærsenter
$d\varphi$	Skjærveggs rotasjonsvinkel
σ_{Rd}	Dimensjonerende spenning
f_{cd}	Betongens dimensjonerende trykkfasthet
N_{Ed}	Opptredende aksialkraft
A	Tverrsnittsarealet
M_{Rd}	Dimensjonerende moment
Z	Avstand fra tverrsnittets nøytralakse
t	Tykkelse
B	Bredde
H_{Ed}	Horisontalkraft
e	Aksiallastens eksentrisitet fra skjærveggs nøytralakse
V	kraft i y-retning
h	Veggens høyde

1 Innledning

1.1 Organisering

Bacheloroppgaven er organisert slik at hovedtemaer relatert til problemstillingen følger en kronologisk rekkefølge. Analyser fra dataprogrammer, beregninger og enkelte diagrammer er lagt som vedlegg på slutten av rapporten. Det henvises til lover, standarder og forskrifter gjennom rapporten.

1.2 Mål

Hovedmålet med prosjektet vårt er å skrive en oppgave som har tilknytning til dimensjonering av en konstruksjon, hvor vi kunne benytte kunnskapen gjennom studiet. Oppgaven blir altså den avsluttende faktoren, hvor vi kan se alle fagene i sammenheng. I tillegg ville vi komme med løsninger som er gjennomførbare.

1.3 Avgrensninger

Oppgaven skal ikke dekke alle elementene som inngår i dimensjonering av et kontorbygg. Årsaken er en stram tidsramme. Dermed er ikke alle strukturelle deler, som inngår i prosjekteringen av et kontorbygg inkludert.

1.4 Målgruppe

Målgrupper for oppgaven er:

- Intern veileder ved NTNU i Trondheim
- Ekstern veileder ved Asplan Viak
- Studenter som spesialiserer seg innenfor konstruksjonsteknikk
- Andre som er interresert i forståelsen av konstruksjonsteknikk og bygningsmekanikk

1.5 Arbeidsform

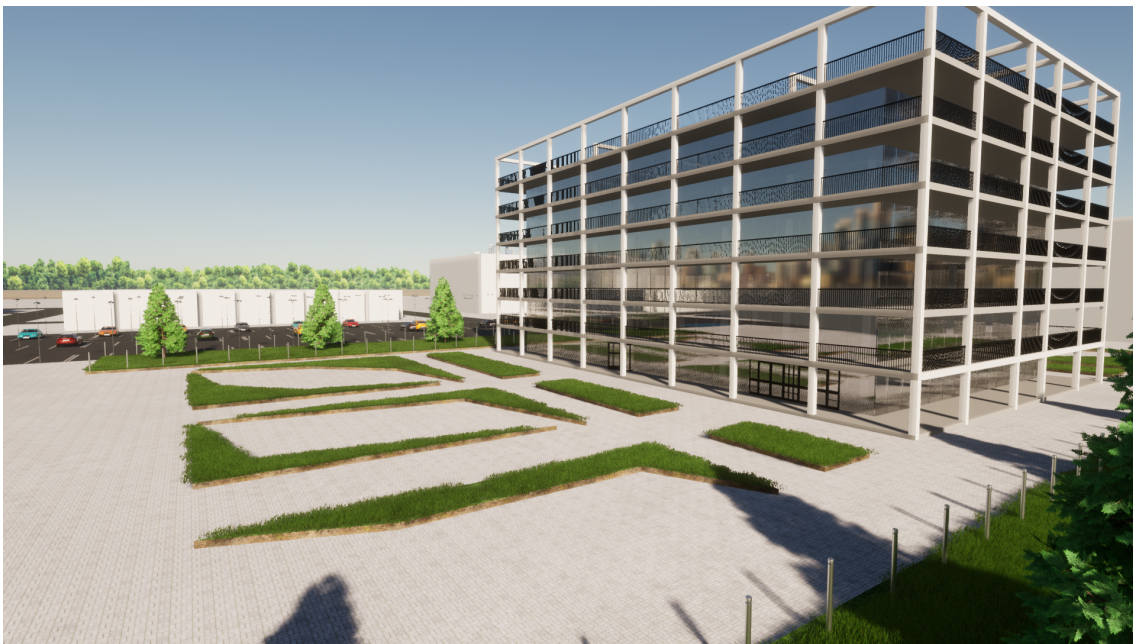
I forbindelse med bacheloroppgaven har gruppa jobbet sammen og individuelt. Noen av oppgavene krevde at vi satt sammen og løste problemstillingene, mens andre tillot selvstendige utførelser. Gjennom hele prosjektet har vi hatt ukentlige møter med både intern

og ekstern veileder. Her presenterte vi fram resultater til veilederne, slik at de kunne undersøke om noe kunne korrigeres.

2 Beskrivelse

2.1 3D-modell

Kontorbygget som er illustrert på forsiden er modellert på Revit, og senere visualisert med programmet Twinmotion. Å stemple bygget som et kontor blir i denne sammenhengen litt misvisende. Det er nemlig ikke bare kontorer som skal inngå i arealet, men også et treningssenter og en kantine. Likevel er bygget i hovedsak tiltenkt bruk av kontorer, og vi vil her ved i oppgaven betegne det som et kontorbygg. Bygningen består av en kjeller og 7 etasjer over med hver sin hensikt. I kjelleretasjen kommer det til å være et treningssenter, mens andre og tredje etasje vies til kontorer. Første etasje er naturligvis der hovedinngangen, og det er dermed gunstig å plassere resepsjonen der. Det blir også kontorer i første etasje. Kantina/pauserommet plasseres i fjerde etasje, samt noen kontorer. Deretter kommer det flate taket som også har en spesiell funksjon i denne oppgaven. Taket skal nemlig brukes som et forsamlingssted der det går an å arrangere ulike sammenkomster. Kontorbygget har et totalt areal på 1025 m².



Figur 1: Bygningen sett forfra



Figur 2: Bygningen sett fra sida

2.2 Grunnforhold

Bygningen er planlagt å prosjekteres i Trondheim, men en nøyaktig beliggenhet har ikke blitt bestemt. Forutsetningen er at det er et flatt terreng på berggrunn, slik at komplekse fundamenteringsmetoder unngås. Massene antas å bestå av steiner og grus, som har stor bæreevne.

2.3 Bæresystemer

Konstruksjonen er firkantet, der dekker og bjelker er understøttet av søyler med rektangulære tverrsnitt. De rektangulære tverrsnittene har et treghetsmoment, som er $I = bh^3/12$. Til sammenlikning har sirkulære tverrsnitt $I = \pi D^4/64$. Disse bæresystemene skal sørge for at krefter overføres forsvarlig fra toppen av taket til bunnen av fundamentet. Søylerne skal strekke seg hele veien fra kjelleren til bunnen av taket. For at søylene ikke skal påvirke åpenheten i kantinearealet velger vi å fjerne tre søyler i alle etasjer. Dette skal kompenseres med alternative løsninger som for eksempel spennarmert betong, hvis det viser seg å være lite kapasitet i konstruksjonen. Slike problemstillinger skal diskuteres senere i oppgaven.

Bjolkene derimot skal være kontinuerlige bjelker. Alle dekker, bjelker og søyler skal utføres i betong. I starten av oppgaven har vi valgt oss mulige dimensjoner for søyler og dekker, basert på tidligere prosjekter. Dimensjonene som er brukt for søylene er 300x450 mm. For bjolkene derimot, er det brukt 300x400 mm. Dekkene har en tykkelse på 250 mm. Hele

konstruksjonen er plaststøpt, og forbindelser mellom elementene skal behandles deretter.

2.4 Materialer

Som nevnt tidligere, i forrige delkapittel skal materialet betong benyttes. Betong er et sterkt materiale og brukes i de aller fleste konstruksjonstyper.

Betong lages ved at sement blandes med vann og tilslag av steiner og sand. Da vil sementen reagere kjemisk med vannet, som kalles hydratisering. Selv om betong er et svært sterkt materiale, tar det kun trykk. Betongen vil dermed svikte hvis det utsettes for store strekkrefter. Det er da armeringen kommer inn i bildet. Armeringen, som ofte er av stål motstår strekkrefter. Denne kombinasjonen er derfor nøkkelen for at betongkonstruksjoner skal tåle ytre belastninger.

Det fins betong med ulik trykkfasthet. I denne oppgaven skal vi benytte B35 og B45 til elementene med armering. For elementene med spennarmert betong, skal det brukes betong med en høyere fasthet. Dette gjøres for å øke utnyttelsesgraden av spennarmeringen. Armeringstypen som skal tas i bruk er laget av stål og klassifiseres som B500NC.

Betong	Verdier		Armering (stål)	Verdier
Kvalitet	B35	B45	Kvalitet	B500NC
Kar.trykkfasthet	35 N/mm ²	35 N/mm ²	Kar.flytegrense	500 N/mm ²
Dim.Trykkfasthet	19.8 N/mm ²	25.5 N/mm ²	Dim.flytegrense	443 N/mm ²
Tyngdetetthet	25 kN/mm ³	25 kN/mm ³	Tyngdetetthet	79 kN/mm ³
Materialfaktor	1.5	1.5	Materialfaktor	1.15
Lastkoeffisient	0.85	0.85	E-modul	200000 N/mm ²

Tabell 1: Materialelegenskaper

2.5 Programvarer

Programvarer i byggebransjen er hjelpemidler som anvendes for å kontrollere beregninger og visualisere bygningsdeler. Gruppen valgte å bruke en rekke programvarer basert på tilgjengelighet. Samt gruppemedlemmenes tidligere kunnskap av programmet og videre bruk i arbeidslivet. Gruppemedlemmene har tidligere kunnskap om Archicad, Autodesk Revit og Twinmotion, mens programmer som FEM-design og Mathcad hadde vi ikke kjennskap til. Disse programmene har blitt anbefalt av både intern- og eksternveileder for å forenkle og effektivisere oppgaven.

2.5.1 Archicad

Archicad er en BIM-programvare, utviklet av Graphisoft og brukes til å konstruere bygningsmodeller. Programvaren er en samarbeidsplattform som brukes mellom ulike faggrupper og fagområder i byggebransjen. Hovedoppgaven er å redusere kompleksiteten ved å skape forenklede visualiseringer.

2.5.2 Autodesk Revit

Autodesk Revit er en BIM-programvare utviklet av Autodesk som dominerer byggebransjen. I likhet med Archicad brukes den til å utvikle 3D-modeller av konstruksjoner. Revit er en programvare som er mye brukt for modellering og dokumentasjon av sivile byggeprosjekter i arbeidslivet.

2.5.3 Twin motion

Twinmotion er en 3D-nedsenkingsprogramvare som produserer bilder av høy kvalitet. Programvaren har direkte synkronisering med Archicad som lar oss gå fra BIM-modellen til en VR-opplevelse. Dette lar oss produsere brukervennlige VR-bilder.

2.5.4 FEM design

FEM design er en avansert programvare utviklet av strusoft. Programvaren brukes for strukturell design og analyse. Ulike aspekter av en konstruksjon av betong, stål, tre og andre materialer kan analyseres i henhold til Eurokode.

2.5.5 Mathcad

Matchad er et intuitivt program som utfører nøyaktige beregninger. Programmet forenkler definering, forståelse og manipulering av beregninger. Dette vil muliggjøre et presentabelt regneark med sporbarhet ved feilmating av informasjon.

3 Lastanalyse

3.1 Egenlast

Egenlaster er laster som er forårsaket av volumet til selve bæreelementet. Dette skal inkludere bygningsdeler som bjelker, søyler og dekker som skal overføre krefter.

3.1.1 Bestemmelse av egenlast

Bestemmelse av egenlast gjøres basert på forhåndsbestemte dimensjoner av bærende elementer i starten av prosjektet. Egenlast for de ulike elementene finnes ved å ta utgangspunkt i tetthetsdataene gitt i EC1. Da ganges dimensjonene til elementet med tyngdetettheten til Betong, som er 25 kN/m^3

3.2 Nyttelast

Nyttelast henger sammen med ulike kraftkomponenter som virker på bærende elementer. Disse komponentene kan være laster relatert til både Menneskelige- og umenneskelige bevegelser. Det kan også inkludere møbler, utstyr og andre elementer som bidrar til å belaste bærende elementer.

3.3 Bestemmelse av nyttelast for de ulike etasjene

Tabell 6.1 og 6.2 fra NS-EN-1991 har blitt benyttet til å bestemme nyttelastene på de ulike etasjene. I og med at etasjene har ulik funksjon, så blir kategoriseringen forskjellig. Nedenfor vil alle etasjene bli oppført med brukskategori og nyttelast på gulv, angitt i kN/m^2 . Fra og med femte etasje til siste etasjen av kontorbygget, skal det være kontorer. Oppdelingen er vist nedenfor:

Etasje	Spesifikasjon	Brukskategori	Nyttelast på gulv i kN/m^2
Kjeller	Treningssenter	C4	4,5-5
1.etasje	Resepsjon og kontor	C1	2-3
2.etg	Kontor	B	2-3
3.etg	Kontor	B	2-3
4.etg	kantine og pauserom	C1	2-3

Tabell 2: Last bestemmelser

3.4 Vindlast

Vindlast er en ytre pålastning som bygninger er utsatt for, under sterk vind [1]. Det er to ulike typer vindlaster på konstruksjoner. Den ene er statisk vindlast, mens den andre er dynamisk vindlast. Statisk vindlast vil si at konstruksjonen ikke beveger seg i takt med vinden, men motstår det ved hjelp av ulike løsninger. Dynamisk vindlast derimot, er på brokonstruksjoner og store bygninger der de kan svinge i en viss grad. For vårt bygg er det naturligvis statisk vindlast som er aktuelt. Det er tiltenkt å bruke skjærvegger for å motstå belastningen fra vinden. Heissjakten kommer også til å bidra med avstivning av bygget mot vindlast.

3.5 Snølast

Snølast refererer til belastningen som ligger på bærende elementer som et resultat av snø og is som har samlet seg over en periode.

3.5.1 Bestemmelse av Snølast

Bestemmelsen av snølast er utført etter formler og verdier som ble oppgitt i NS-EN-1991 del 1-3: Snølaster. Faktorer som påvirker snølasten på bygningen vil være byggets geografiske plassering (Trondheim), takform (flattak), eksponering til vind og termiske faktorer. Det ble antatt at bygningen ikke skal være utsatt for vind, som kan fjerne snøen. Taket skal ikke ha evnen til å produsere nok varme til å kunne smelte snøen.

3.6 Pålitelighetsklasse

For denne kontorbygningen vil det være gunstig å kategorisere det under CC2 i pålitelighetsklasse. Grunnlaget for denne beslutningen er tabell B1 i NS-EN 1990. Denne kategorien kunngjør at det er middels stor konsekvens for menneskelige, økonomiske, sosiale og miljømessige tap.

3.7 Lastkombinasjoner

De ulike lastene som virker på en konstruksjon skaper ulike lastscenarier. Disse lastsituasjonene omtaler man ofte som lastkombinasjoner. Det er rett og slett ulike kombinasjoner av de opptredende lastene i bygget. Den kombinasjonen som gir en maksimal last skal være dimensjonerende for den enkelte etasjen. Opplysninger knyttet til beregning av lastkombinasjoner fins i NS-EN 1990. Formlene 6.10, 6.10a og 6.10b er benyttet til å regne de endelige lastene. En ting som er verdt å nevne er at det fins utrolig mange kombinasjoner

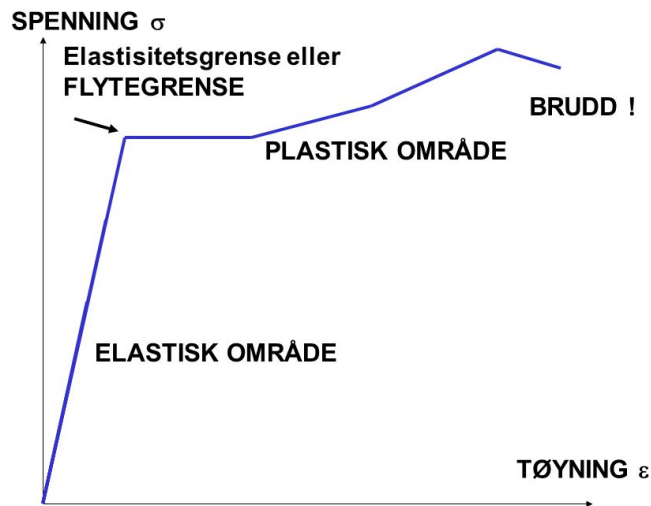
av lastene. Det er derfor ikke alle som er tatt hensyn til, bare de aller viktigste. Data-programmer som FEM-design kan generere mange flere kombinasjoner i løpet av noen få minutter.

Lastene ganges med ulike reduksjonsfaktorer ut ifra hvilken av lastene som er dominerende. Lastkombinasjonene ble funnet ved bruk av Excel og er framvist i vedlegg 1. Den dimensjonerende lasten for etasjen med treningscenteret ble etter kombinasjonene funnet til å være: $15,22 \text{ kN/m}^2$.

4 Bakgrunnsteori

4.1 Elastisk- og plastisk deformasjon

Laster eller spenninger som påføres ulike materialer kan initiere to typer deformasjoner: elastisk og plastisk [2]. Den førstnevnte deformasjonen initierer en formendring, forårsaket av ytre krefter. Etter disse formendingene vil elementet kunne gå tilbake til opprinnelig tilstand. Dette er ikke tilfellet hos plastiske deformasjoner, hvor materialet blir varig deformert. Spenningene vil altså skape en elastisk tilstand før det går over til en plastisk. Når den plastiske grensen er nådd, vil materialet nå bruddgrense. Bruddgrense og hva det innebærer blir diskutert i neste delkapittel. Imens blir de ulike grensene for deformasjonen vist i neste figur. I figuren kan man se tøyningen i x-aksen og spenningen i y-aksen.



Figur 3: Elastisk og plastisk grense

4.2 Bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstand referer til en grensetilstand hvor konstruksjonen eller konstruksjons-elementet ikke tåler påvirkningene fra ytre laster, og følgelig går til brudd. Hensikten med disse beregningene er dermed å ivareta sikkerheten til menneskene og konstruksjonen. Det er ulike bruddgrensetilstander som skal påvises, som er definert av Den nordiske komite for bygningsbestemmelser. Dette er likevektstap, brudd på grunn av store deformasjoner, mekanismer, sammenbrudd og stabilitetstap [3]. For stål kan fysiske mekanismer oppstå i to områder: elastisk og plastisk. I det elastiske området vil avstanden mellom atomene enten økes eller reduseres. I det plastiske området derimot, vil manglende eller ekstra atomplaner danne en dislokasjon [4].

Fysiske mekanismer hos betong skyldes intern ekspansering, oppløsning på grunn av syre-angrep og mekanisk slitasje [5]. Disse ekspanseringene oppstår ved inntak av sulfater og alkali-silika reaksjoner. Reaksjonene skjer mellom sement med høy alkalitet og silika i løsmassene, som har en svellende effekt på betongen. Ekspanseringene skjer også hvis betongen utsettes for termiske angrep, som brann og frost. Konsekvensen av sulfater diskuteres senere i rapporten.

Når det dimensjoneres i bruddgrensetilstanden, benyttes det sikkerhetsfaktorer som ganges med nyttelastene og egenlastene. Hvilke sikkerhetsfaktorer man skal benytte forekommer av NS-EN 1990. Det vanligste og som ofte er dimensjonerende er sikkerhetsfaktoren 1.2 for egenlast og 1.5 for nyttelast. Ved bruk av disse faktorene skalerer man opp lastene, slik at det er gode marginer i dimensjoneringen.

4.3 Bruksgrensetilstand

I bruksgrensen er det brukervennligheten til konstruksjonen eller konstruksjonselementet som er i fokus. Da er det viktig at elementet ikke har store og merkbare deformasjoner under bruk. Det er ganske tydelig at det oppstår deformasjoner på grunn av ytre laster. Deformasjon er nemlig den andrederiverte av momentet. Moment og nedbøyning er derfor knyttet til hverandre. Likevel, er det ikke bare de ytre lastene som skaper deformasjon. Kryp og svinn er også med på å øke nedbøyningene i betongen, og de må derfor tas hensyn til i beregningene. I tillegg til nedbøyningskontroll må det også utføres rissviddekontroll.

Den maksimale nedbøyningen som er tillatt i de fleste konstruksjonselementer er $L/250$. Denne verdien kommer til å benyttes for alle elementer som dimensjoneres i denne oppgaven. Beslutningen er tatt på grunnlag av EC2, 7.4.1(4). Dette kravet er likevel ikke den samme i alle prosjekter. Ettersom det egentlig er byggherren som bestemmer den maksimalt tillatte nedbøyningen.

4.3.1 E-modul

Elastisitetsmodulen i et materiale er et mål på hvor godt materialet motstår elastisk deformasjon. Betongen er et kompakt og stivt materiale som tåler elastiske påkjenninger, under en betingelse. Nemlig, at den har oppnådd sin fulle fasthet. Dette skjer ikke med det første, siden betongen må stå og herde etter støpning. Det antas ofte at betongen oppnår full styrke etter 28 dager. Det betyr likevel ikke at denne styrken er konstant gjennom hele levetiden til betongen, og betongen kan fort miste styrken sin. E-modulen er påvirket av laster og langtidstap, som kryp og svinn. Av den grunn må det under beregninger for E-modul tas hensyn til ulike laster og når de påføres. Ut ifra dette finnes det midlere E-moduler for betongen, beregnet i bestemte dager etter at betongen har blitt støpt.

4.3.2 Kryp

Krypdeformasjoner er en kombinasjon av en forsinket, elastisk deformasjon og plastisk deformasjon [6]. Siden den plastiske deformasjonen ikke går tilbake, vil det derfor være den som påvirker nedbøyningen på lang sikt. I beregninger knyttet til kryp finner man først et kryptall (ϕ). Kryptallet er forholdet mellom krypdeformasjon og momentan deformasjon. Forholdet benyttes senere til å finne 2. arealmoment og E-modul for tverrsnittet som inngår i formelen for nedbøyninger. For eksempel er nedbøyningen for en fritt opplagt bjelke: $(5qL^4)/(384EI)$.

4.3.3 Svinn

Svinn er et fenomen hvor vannet i betongen fordampes og danner en volumminsking i betongen [7]. Svinn skaper krumning og defleksjon i tyngderetningen. Fordampingen av vannet er en kombinasjon av uttørkingssvinn og autogent svinn. Uttørkingssvinn er når vann forlater kapillærporene, mens autogent svinn er reduksjon av intern fukt grunnet sementhydratisering. Under hydratiseringen blir mye av vannet dratt til den prosessen, slik at kapillærer dannes i andre deler av betongen. Svinnet skaper en endelig spenning som ganges med spennvidden til konstruksjonselementet, for å finne nedbøyningen.

4.3.4 Rissviddekontroll

Opprissing skal undersøkes for å sørge for at funksjonen og bestandigheten til konstruksjonen ikke svekkes [8]. Det er også viktig for at konstruksjonen ikke blir ødelagt estetisk. Rissviddene i betongen avhenger av eksponeringsklasser, altså i hvilke omgivelser betongen befinner seg i. Maks tillatte rissvidder til konstruksjoner finner man på tabell NA.7.1N fra Eurokode 2. Beregningene kan utføres, enten på grunnlag av armeringsspenning eller ved en direkte beregning av rissvidden w_k . Hvis det viser seg at den opptredende rissvidden overskrider den maksimale verdien, bør det settes en minimumsarmering med heft.

Dette tiltaket reduserer opprissingen.

4.4 Utmattingsgrensetilstand

Alle materialer har en utmattingsfasthet, som er et mål på fastheten i materialet når det utsettes for et bestemt antall svingninger [9]. Utmattingsgrensen oppnås når disse svingningene går mot uendelig. For å se om utmattingen er under grensen brukes det for eksempel S-N-kurver. Hvis kombinasjonen spenning og periode er under S-N-kurven, vil det ikke oppstå utmattingsbrudd. Konstruksjoner som er utsatt for utmatting befinner seg ofte i ekstreme miljøer, som for eksempel reservoarer og kjernekraftverk. Likevel kan det være interessant å undersøke utmattelse og svingninger for mindre utsatte konstruksjonselementer. Denne metoden kan i dette prosjektet anvendes i kjelleretasjen hvor treningssenteret ligger. Her er det veldig mange mennesker som står og tramper samtidig. Dermed kan man undersøke hvilken effekt disse svingningene har på dekket. Et eget kapittel med svingninger følger senere i rapporten.

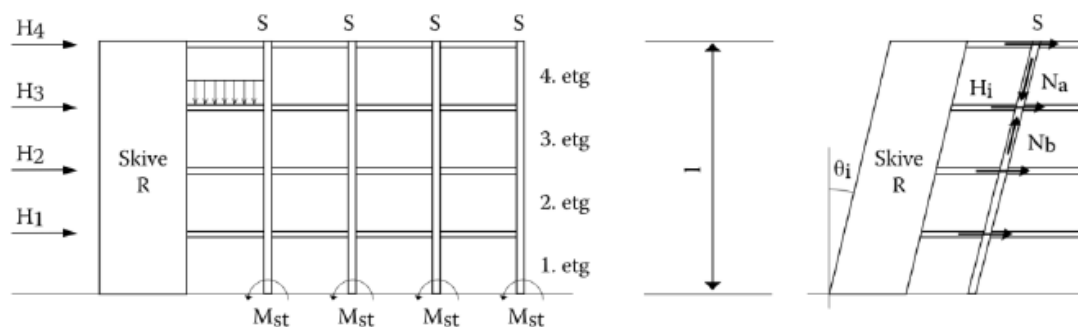
5 Global stabilitet og avstivning av bygget

5.1 Avstivninger

Den globale stabiliteten er en fundamental forutsetning som skal legges til grunn, før man kan gå videre til å dimensjonere. I en bygning er det horisontale laster som påvirker hvorvidt bygget vil stå stabilt eller ikke. Slike laster er vindlaster og seismiske laster, som er laster forårsaket av jordskjelv. De vertikale lastene derimot vil hjelpe til med å stabilisere bygget enda mer. For å motvirke effekten fra de horisontale lastene brukes det skjærvegger. Skjærveggene er vertikale skiver med krefter som virker mot de horisontale lastene, slik at vi får likevekt. I denne bacheloroppgaven er det brukt en heissjakt med fire skiver og en til skive på hjørnet. Heissjakten vil gå hele veien opp til toppen, mens den enestående skiven stopper i sjuende etasje.

5.2 Skjevstilling

Utførelsesfeil eller nærmere bestemt geometriske avvik vil indusere ytterligere horisontal-laster på bygget. Dette avviket er en vinkel θ_i . Informasjon knyttet til skjevstilling hentes fra EC2-1-1. Skjevstillinger skal kun tas hensyn til i bruddgrense og ikke i bruksgrensen.



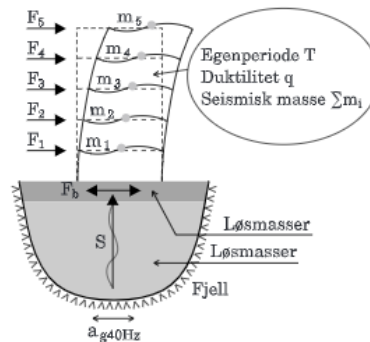
Figur 4: Visualisering av skjevstillingslast

Bestemmelse av skjevstillingslaster på vertikale skiver blir gjort ved å ta utgangspunkt i byggets totale tyngde, snølast og nyttelast. For å bestemme den totale tyngdebelastningen tar vi hensyn til dekker, bjelker og skjærvegger. Siden disse utgjør størst del av byggets last. Data om snølast og nyttelast hentes fra tidligere beregninger. Her tar vi to beregninger for å bestemme dimensjonerende vertikallasten. Videre blir det tatt utgangspunkt i en basisverdi for helningsvinkelen på $1/200$. Basisverdien brukes til å finne vinkelen som i dette tilfellet ble beregnet til å være 0.0025 . Det vil si at skjevstillingslasten utgjør ca. $0,25$ prosent av den totale vertikallasten. Skjevstillingslasten ble beregnet til 3035 KN for hele bygget.

5.3 Seismisk last

Beregninger relatert til Seismisk last gjøres etter NS-EN 1998-1, prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Data fra Betongelementboken viser at Norge har vesentlig svakere jordskjelv enn andre land i Europa. NS-EN 1998-1 klassifiserer Norge som et lavt seismisk område. Ettersom Norge er et lavt seismisk område, er det satt kriterier i NS-EN 1998-1 til å utelate påvisning av kapasitet for seismisk last.[10]

Den ingeniørmessige tilnærmingen av beregningene som gjøres er basert på den største akselerasjonen forårsaket av jordskjelv. I NS-EN 1998-1 er disse gitt i form av horisontale vibrasjoner (a_{g40Hz}). Vibrasjoner vil føre til endring av frekvens og styrke i løsmasser. Utvikling av Vibrasjon i løsmasser vil igjen skape svingninger slik at byggets bærekonstruksjoner settes i bevegelse. Hvis jordas svingning og byggets egensvingeperiode ligger nær hverandre, kan frekvensene forsterkes. Dette vil føre til at jordskjelvrystelsene blir enda større som et resultat av resonanseffekter. I standarden er disse effektene uttrykt ved en horisontal skjærkraft ved fundamentnivå (F_b). Kraftene i bygget vil variere avhengig av hvor myk jorda er under bygget, og hvor effektiv konstruksjonen er til å absorbere og fordele energien. Myke løsmasser under bygget påvirkes sterkt av vibrasjoner. Et Stivt bygg vil gi kort egensvingeperiode og ueffektiv fordeling av energi.[10]



Figur 5: Beregningsgrunnlag for seismiske laster i EC8 [10]

Beregninger knyttet til fire ulike utelatelseskriterier er foretatt og vist i vedlegg 2. Bestemmelse av grunnforholdene under bygget er basert på vurdering som ble tatt for å forenkle oppgaven. Det ble valgt å gå for Grunntype A ettersom vi bestemte å plassere bygget på berggrunn. Byggverket skal hovedsakelig brukes for kontorvirksomhet, som plasserer den på seismisk klasse 2. Dimensjonerende grunnakselerasjon (a_{gs}) ble beregnet til $0.2 m/s^2$ som er innenfor kriterie 1. I kriterie 3 sjekker vi verdier for dimensjonerende spektrum som er et strengere krav enn kriterie 1. Dette gir $0.177 m/s^2$ som igjen er innenfor kravet.

I kriterie 4 sammenlignes skjærkraft på grunnivå, forårsaket av seismiske laster med horisontallaster (vind- og skjevstillingslast). Målet er å se om skjærveggene, dimensjonert for å motstå horisontale laster kan ta opp krafta fra seismiske laster . F_b gir større horison-

tallaster i størrelsesorden som ikke er innenfor kriteriet.

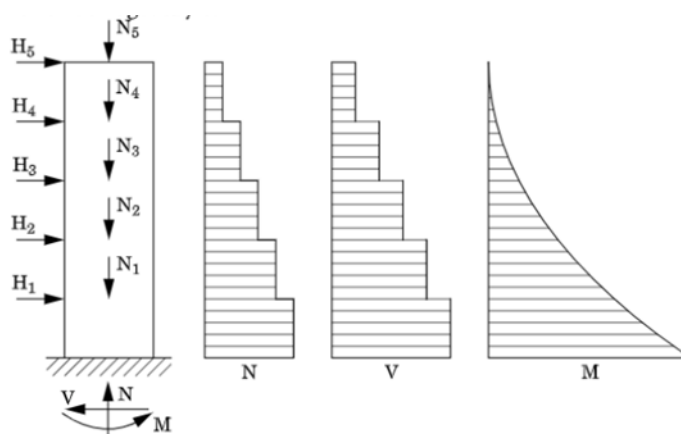
kriterier	Grunnlag	Referanse	Begrunnelse	Oppfylt
1	Oppfyller lav seismisitet	NA 3.2.1	$a_{gs} < 0.2 \text{ m/s}^2$	OK
2	Seismisk klasse 1	NA 3.2.1	Seismisk klasse 2	IKKE OK
3	Dimensjonerende spektrum	NA 3.2.1	$S_d(T) < 0.5 \text{ m/s}^2$	OK
4	skjær på grunnivå	Pkt. 4.4.1(2)	$F_b > F_s$	IKKE OK

Tabell 3: Utelatelseskriterier for seismiske laster

5.4 Skjærvegger (Veggskiver)

5.4.1 Virkemåte

Skjærvegger er armerte eller uarmerte betongvegger, som bidrar med å sikre stabilitet og virker avstivende for en bygning i sideretningen. Horisontallast fra vind og vertikallast fra konstruksjonsdeler føres gjennom disse veggene til fundamentet. Skiver regnes som søyler med en stor stivhet, fast innspent i fundamentet. Flatelast fra vind på yttervegger føres inn gjennom plater som da overfører lasten videre til skjærveggene. Kraftfordelingen bestemmes av antall skjærvegger i kraftretningen og deres orientering i forhold til skjær-senteret. Snittkreftene M , N og V forårsaket av kreftene kan da finnes som for en utkraget bjelke.

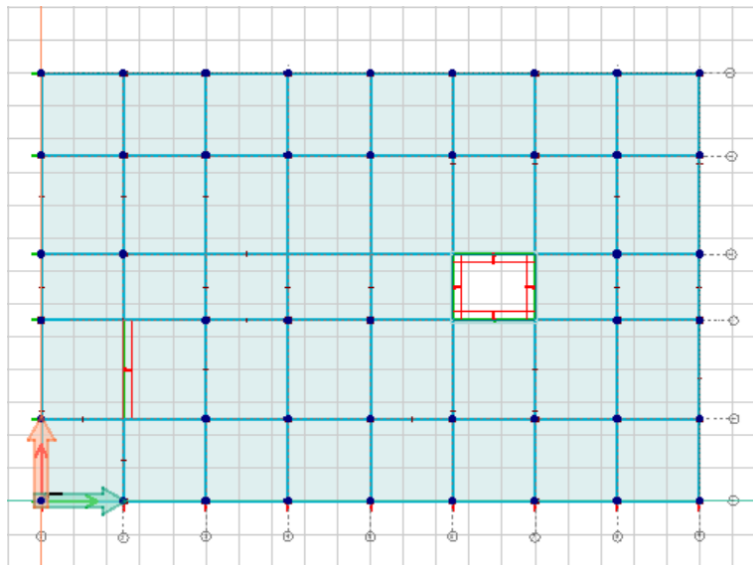


Figur 6: snittkrefter på vertikale skiver[11]

Grunnleggende variabler som inngår i denne beregningen for å finne kraftfordelingen er:

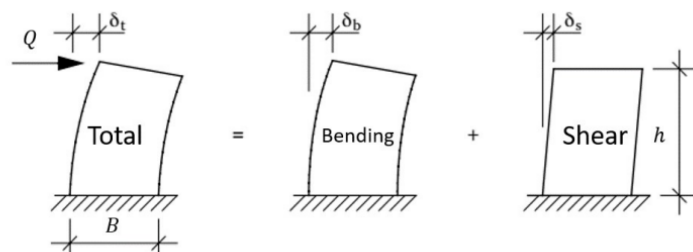
- Antall skjærvegger i hver etasje
- Plassering og orientering av veggene relativt til skjærsenteret
- Dimensjoner av veggene
- Relativ stivhet

Det blir etablert to ulike aksesystemer i x- og y-retning. Origo plasseres i et av møtepunktene mellom veggene, som er illustrert på bildet nedenfor. For å få et stabilt system må tre av likevektslikningene oppfylles. Med andre ord må kreftene som kommer inn tas opp av skivene ved translasjon og rotasjon. For å få et system som er i stand til å motstå både translasjon- og rotasjonskrefter må vi ha minst tre skiver. Begrunnelsen er at et system med to skjærvegger vil alltid ha et møtepunkt i planen der momentet ikke vil være lik null. Dette fører til at summen av momentene om det punktet blir større enn null og stabilitet blir ikke oppnådd.



Figur 7: Aksesystem

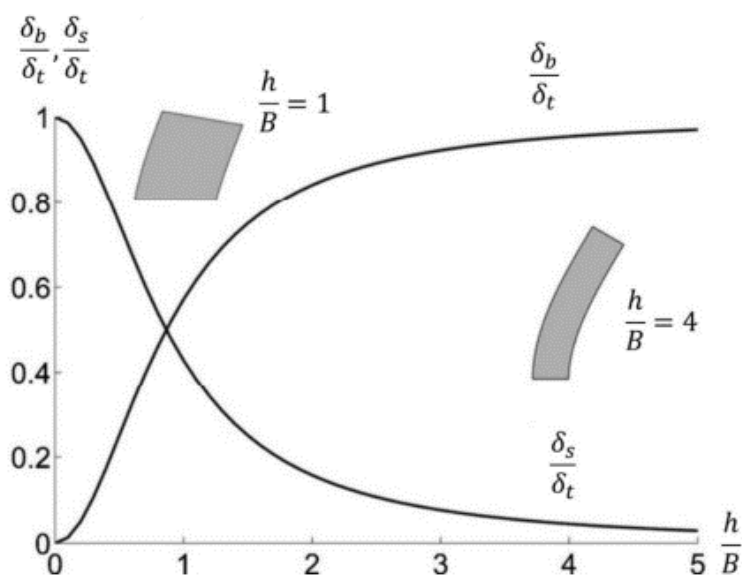
For et system med tre skiver, det vil si tre ukjente krefter, kan man bruke tre likevektslikninger for å finne kraftfordelingen. Systemet defineres da som et statisk bestemt avstivningssystem. Derimot vil systemer med flere skjærvegger enn tre defineres som statisk ubestemte. For å finne fordelingen må det gjøres videre beregninger avhengig av stivheten til veggene. Den totale stivheten kommer av bidraget fra bøy- og skjærdeformasjonsstivheten til skivene. Beregningen forenkles ved å anta at skjærveggene ikke har stivhet både i og ut av planet. Det vil si deformasjon skjer bare i et bestemt plan.



Figur 8: Deformasjon av vertikale skiver

Figuren er hentet fra Daniel Canteros forelesning i Betongkonstruksjoner 2

Forskninger basert på 'deep beam theory'[12] viser at bidraget av skjær- og bøyedefor-
masjon kan variere med forholdet mellom høyde og bredde av veggen. Det gjør at vi kan
neglisjere effekten av skjær- eller bøyedefor-
masjon ved et bestemt forhold mellom høyde
og bredde. For vårt bygg skal vi ta hensyn til både skjær- og bøyedefor-
masjon. Dette
gjøres for å innføre konservative beregninger.



Figur 9: Utelatelse av bidrag

Figuren er hentet fra Daniel Canteros forelesning i Betongkonstruksjoner 2

5.4.2 Skjærsenter

Skjærsenteret i et skivesystem virker som skjærveggenes tyngdepunkt og inngår i kraft-
fordelingsberegninger. Horisontallaster fra dekker kan dekomponeres i x- og y-retning.
Hvis vi betrakter disse lastene som kraftvektorer spredt i dekkene, kan vi finne et kraft-
vektorpunkt i planet som gjør at systemet forskyver seg uten rotasjon om z-aksen.[13]
Skjærsenteret er da et skjæringspunkt i xy-planet den ytre kraften må gå gjennom uten

at bygget utsettes for torsjon.

Skjærsenteret i et system kan bestemmes ved å ta utgangspunkt i et punkt på xy-planet. Dette punktet brukes som origo og skjærveggenes koordinater bestemmes i forhold til punktet. Plassering av skjærsenteret i forhold til origo finnes da ved en tyngdepunktsberegning i x- og y-retning.[13]

Plassering av skjærsenter i x-retning:

$$S_X = \frac{\sum(K_{yi}X_i)}{\sum K_{xi}} \quad (1)$$

Plassering av skjærsenter i y-retning:

$$S_Y = \frac{\sum(K_{xi}Y_i)}{\sum K_{yi}} \quad (2)$$

der

K_{yi} : relativ stivhet til en bestemt skjærvegg i y-retning

X_i : skjærveggenes arm til opprinnelig origo

$\sum K_{yi}$: summen av skjærstivhet i y-retning

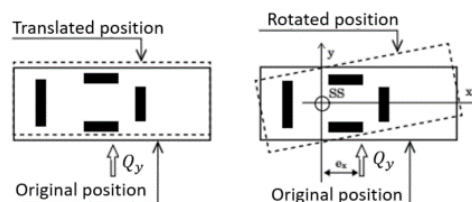
5.4.3 Translasjon- og rotasjonskrefter

Hvis vi nå betrakter skjærsenteret som et tyngdepunkt for veggstivhetene, kan vi si at ytre krefter plassert med avstand fra skjærsenteret produserer et moment M_T om skjærsenteret (SS). For å finne den samlede effekten kan vi da utlede bidraget fra de ytre kreftene (Q_x, Q_y, M_T) separat og bruke superposisjon.

Q_x - Translasjon i x-retning

Q_y - Translasjon i y-retning

M_T - Rotasjon om skjærsenteret(SS)



Figur 10: Translasjons- og rotasjonseffekter.

Figuren er hentet fra Daniel Canteros forelesning i Betongkonstruksjoner 2

Translasjon på grunn av Q_x

For hver vegg med forskyvning Δx og Kraft $V_{x,i}$:

$$V_{x,i} = -\Delta x * K_{x,i} \quad (3)$$

Ved likevekt:

$$\sum F_H = Q_x + \sum V_{x,i} \quad (4)$$

Hvis vi løser for Δx :

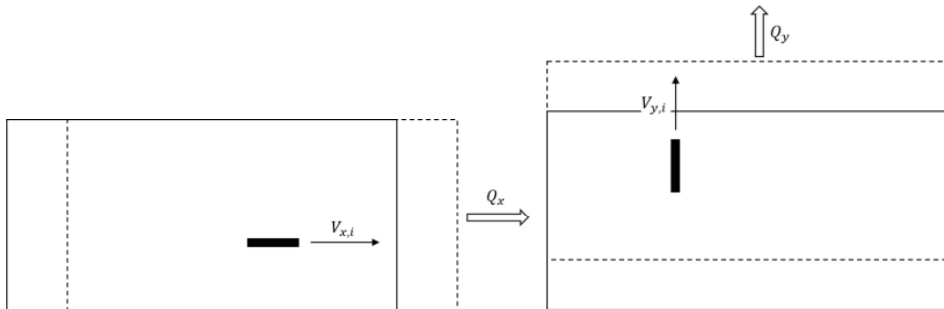
$$\Delta x = \frac{Q_x}{\sum K_{x,i}} \quad (5)$$

Setter inn og løser for $V_{x,i}$:

$$V_{x,i} = \frac{-Q_x * K_{x,i}}{\sum K_{x,i}} \quad (6)$$

Translasjon på grunn av Q_y

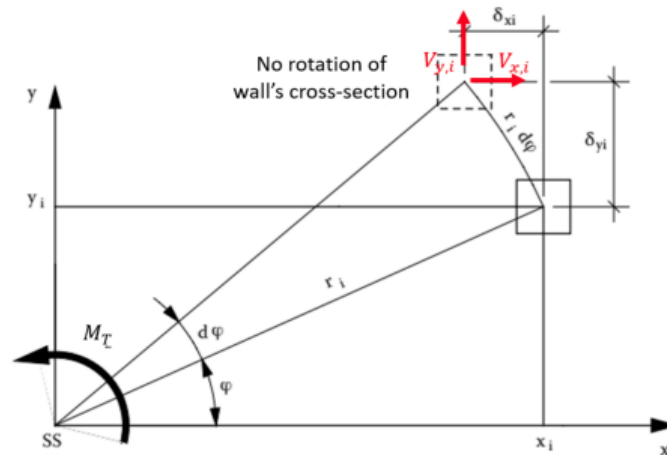
$$V_{y,i} = \frac{-Q_y * K_{y,i}}{\sum K_{y,i}} \quad (7)$$



Figur 11: Illustrasjon av forskyvningen

Figuren er hentet fra Daniel Canteros forelesning i Betongkonstruksjoner 2

Rotasjon på grunn av M_T



Figur 12: Rotasjon om skjærsenteret

Figuren er hentet fra Daniel Canteros forelesning i Betongkonstruksjoner 2

For skjærvegger i x-retning:

$$\delta X_i = -r_i * d\varphi * \sin\varphi = -y_i * d\varphi \quad (8)$$

$$V_{x,i} = -\delta x_i * d\varphi * \sin\varphi = y_i * d\varphi * K_{x,i} \quad (9)$$

Ved å bruke den samme prosedyren:

$$V_{y,i} = -x_i * d\varphi * \sin\varphi * K_{x,i} \quad (10)$$

Momentlikevekt gir da:

$$M_T = d\varphi * (\sum y_i^2 * K_{x,i} + \sum x_i^2 * K_{y,i}) \quad (11)$$

løser for $d\varphi$:

$$d\varphi = \frac{M_T}{K_{Rot}} \quad (12)$$

der

$$K_{Rot} = \sum y_i^2 * K_{x,i} + \sum x_i^2 * K_{y,i}$$

Ved innsetting får vi:

$$V_{x,i} = M_T * \frac{K_{x,i} * y_i}{K_{Rot}} \quad (13)$$

$$V_{y,i} = -M_T * \frac{K_{y,i} * x_i}{K_{Rot}} \quad (14)$$

Den totale kraftfordelingen ved bruk av superposisjon:

For skjærvegger i x-retning:

$$V_{x,i} = \frac{-Q_x * K_{xi}}{\sum K_{x,i}} + M_T * \frac{K_{x,i} * y_i}{K_{Rot}} \quad (15)$$

For skjærvegger i y-retning:

$$V_{y,i} = \frac{-Q_y * K_{yi}}{\sum K_{y,i}} - M_T * \frac{K_{y,i} * x_i}{K_{Rot}} \quad (16)$$

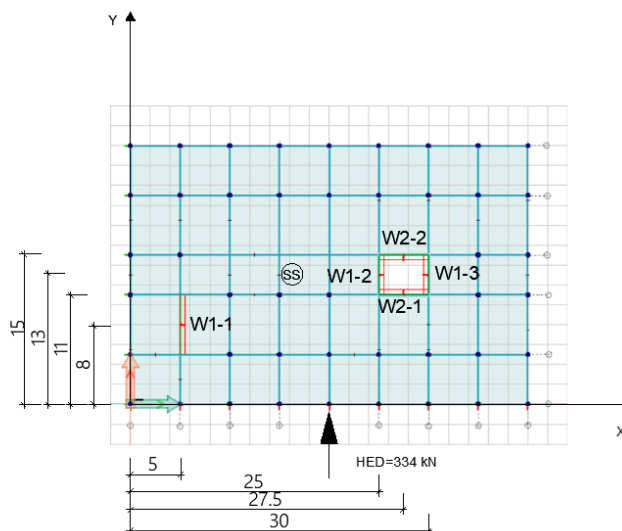
5.4.4 Kraftfordeling på skjærvegger

Beregning av dimensjonerende horisontallast overført fra dekket til skjærvegger gjøres på grunnlag av to lastkombinasjoner med vindlast som dominerer. Dimensjonerende horisontallast brukes videre til å bestemme lastfordelingen i x- og y-retning.

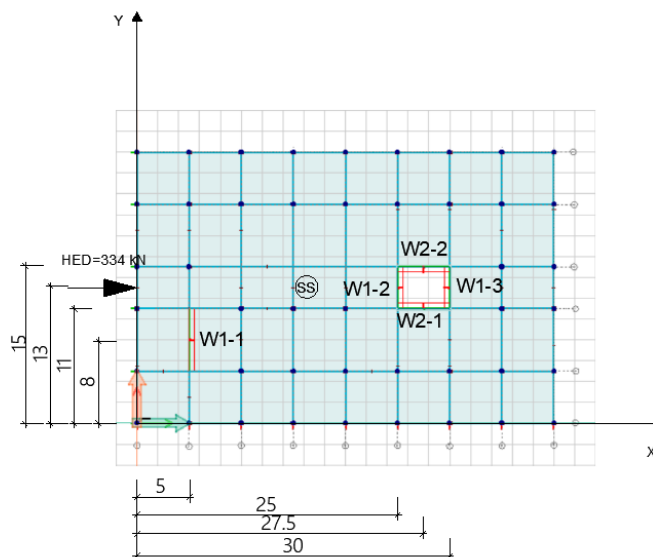
Vurdering av statikken gjøres for hver etasje. For vårt bygg vil alle etasjene ha et statisk ubestemt system. Avstivningssystemet i alle etasjene utenom taket består av fem skjærvegger. Skjærvegg W1-1 er ikke gjennomgående helt opp til taket. Kraftfordelingen øker på taket, ettersom antallet vegger som opptar horisontallasten reduseres. Last i y-retning skal da tas opp av W1-2 og W1-3. Resulterende snittkrefter M og V finnes da basert på kraftfordelingsberegningene. Aksiallast på veggene beregnes ved å ta utgangspunkt i egenlasten av skivene og halve arealet rundt skivene.

Avstivningssystemet skal oppleve rotasjonskrefter da massesenteret ikke sammenfaller med skjærveggenes tyngdepunkt. Rotasjonskrefter skal fordele seg som moment over skjærveggene, avhengig av deres stivhet og avstand fra senteret. Translasjonskrefter skal også oppstå. Kreftene tas av vegger som er rettet mot kraftretningen.

Ved belastning i y-retning vil W1-1 ta opp en stor del av krafta. Dette kommer av stivheten og størrelsen på veggene. Resulterende torsjonsmoment blir tatt opp av W2-1 og W2-2 som et kraftpar. I motsetning til dette vil bygget ikke oppleve effekten av torsjonsmoment ved belastning i x-retning, ettersom den ytre lasten samfaller med skjærsenteret. Ytrelast fordeles likt mellom W2-1 og W2-2. Resulterende momentarm er likt og motsatt rettet. Summen av momentene skal da være lik null. Det vil si at W1-1, W1-2 og W1-3 ikke opplever translasjons- og rotasjonskrefter.

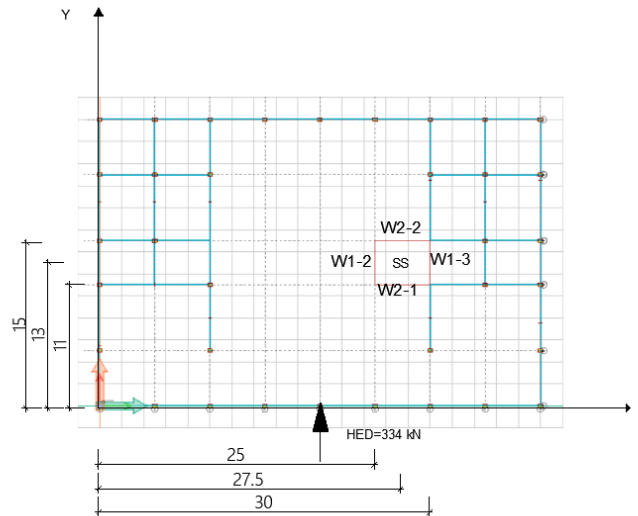


Figur 13: Kraftfordeling på vertikale skiver ved belastning i y-retning for 1-7.etasje



Figur 14: Kraftfordeling på vertikale skiver ved belastning i x-retning for 1-7.etasje

Ved fordeling av krefter på taknivået vil man ikke oppleve endringer ved belastning i x-retning. Dette kommer av at skjærsenteret igjen samfaller med horisontallasten. I motsetning til dette, ved belastning i y-retning vil skjærsenteret bevege seg i positiv x-retning. Dette forårsaker endring i momentarmen til horisontalkrafta, da alle veggene nå ligger til høyre for horisontallasten. Resultater fra Kraftfordelingsberegninger viser at W1-2 og W1-3 vil oppleve større rotasjonskrefter. Torsjonsmomentet vil igjen tas opp av W2-1 og W2-2 som et kraftpar. Detaljberegninger og vurdering av verdiene til videre dimensjonering kan finnes i vedlegg 2.



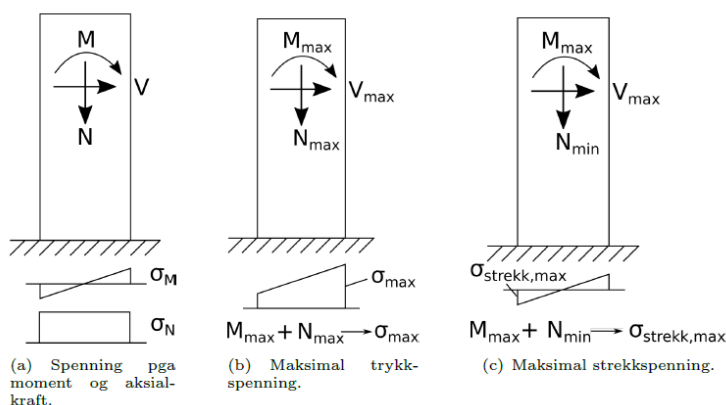
Figur 15: Kraftfordeling på vertikale skiver ved belastning i y-retning for tak

5.4.5 Snittkrefter

Snittkrefter på hver vegg vil variere og kan beregnes ved å ta utgangspunkt i kraftresultantene som kommer gjennom dekkene. Den statiske modellen regnes som utkraget bjelke med frihet til både forskyvning og rotasjon på toppen. Kraftresultantene kan regnes som vist i vedlegg 2.

5.4.6 Spenningsfordeling i skjærvegger

Ulike vertikale og horisontale laster forårsaker snittkrefter i skjærvegger. Disse overføres gjennom hele vegg som spenninger til fundamentene. Vertikallast og nyttelast fra konstruksjonsdeler føres som trykkspenning i vegg, mens horisontal last fra vind og seismisitet føres som både trykk- og strekkspenninger. Før den maksimale hovedspenningen i strekk overskrider strekkfastheten til betongen (før opprissing), kan den totale normalspenningsfordelingen i et vilkårlig punkt finnes ved summen av bøy- og aksialspenninger. Spenningsdiagrammene i et tverrsnitt vil variere, avhengig av deres plassering fra fundamentet og nøytralaksen i x-retning. Maksimale strekk- og trykkspenninger kan da kontrolleres ved å kombinere diagrammene som følgende.



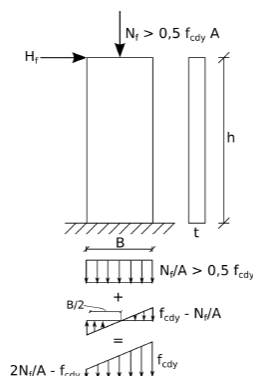
Figur 16: Spenninger i skjærvegger [14]

5.4.7 Momentkapasitet

Aksiallasten i en skjærvegg vil forårsake en konstant trykkspenning. Momentet fra horisontallasten vil skape et lineærøkende spenningsdiagram som går fra strekk til trykk. Vi får to sider av spenningsdiagrammet med et likevetspunkt i midten av veggen. Det totale spenningsdiagrammet i et punkt kan da finnes på følgende måte:

$$\sigma_{Rd} = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Rd}Z}{I} \quad (17)$$

Ved trykkbrudd vil trykkspenningen i betongen overskride dimensjonerende trykkfasthet (f_{cd}). Den maksimale trykkspenningen oppstår først ved randen. Vi kan da sette σ_{Rd} lik trykkfastheten til betongen og sjekke om trykkbrudd oppstår. Tverrsnittet vil alltid belastes av trykk: $N_{dim} > 0.5 \cdot f_{cd} \cdot A$. Dette gir en trykkspenning som er større enn strekkspenningen ved randen. Vi kan på grunnlag av dette si at økt aksialbelastning på skjærvegger vil føre til trykkbrudd.



Figur 17: Spenningsdiagram [14]

Ved å justere likningen, kan man finne momentkapasiteten til en uarmert betongskive:

$$M_{Rd} = \frac{tB^2 * f_{cd}}{6} - \frac{N_{dim} * B}{6} \quad (18)$$

Kravet for å oppnå tilstrekkelig momenkapasitet er da:

$$M_{Rd} \geq M_{Ed} \quad (19)$$

$$M_{Ed} = H_{Ed} \cdot h + N_{Ed} \cdot e \quad (20)$$

Stekkbrudd begynner når strekkspenningen i betongen overskrider dimensjonerende strekkfasthet, som i denne oppgaven er antatt til å være lik null. Dette skjer vanligvis når $N_{dim} < 0.5 * f_{cd} * A$. For å overføre strekkraften legges det til armeringer. Bidraget fra armeringen øker momentkapasiteten til skjærveggen.

5.4.8 Skjærkapasitet

Skjærkapasiteten av skiver sjekkes for strekk- og trykkbrudd. Kapasiteten bestemmes på grunnlag av dimensjoneringsformeler fra Betongelementboken.

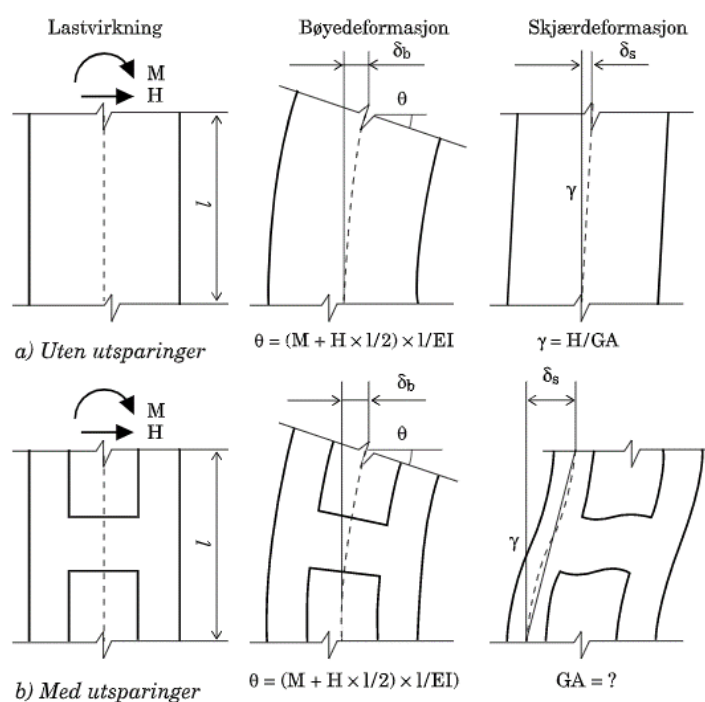
Application area	Joint surface	Crack?	Design formula V_{Rd}	Upper limit	Recommended minimum reinforcement
Plates composed of hollow core elements	Smooth - between hollow core elements	Cracked	$0.6f_{yd}A_s$	$0.15A_t$ (MPa)	-
	Very smooth - towards other elements	Uncracked	$0.03f_{ctd}A_t + 0.5f_{yd}A_s$	$0.15A_t$ (MPa)	$A_s f_{yd} = 0.25V_{Ed}/0.5$
Walls – Horizontal joint	Very smooth	Uncracked	$0.03f_{ctd}A_t + 0.5f_{yd}A_s + 0.5N_{Ed}$	$0.5vf_{cd}A_t$	$A_s f_{yd} = 0.25V_{Ed}/0.5$
Walls – Vertical joint	Very smooth	Uncracked	$0.03f_{ctd} A_t + 0.5f_{yd} A_s$	$0.5vf_{cd}A_t$	$A_s f_{yd} = 0.25V_{Ed}/0.5$
	Tooth shaped	-	$0.5f_{ctd}A_t + 0.9f_{yd}A_s$	$0.5vf_{cd}A_t$	$A_s f_{yd} = 0.25V_{Ed}/0.9$

Figur 18: Dimensjoneringsformler for skjærkapasitet

5.4.9 Åpninger i skjærvegger (utsparinger)

Solide skjærvegger i et bygg brukes til å overføre horisontallast og torsjonsmoment ned til byggets fundament. Horisontallast fra vind og seismisitet fordeles på veggene, proporsjonalt med deres stivhet. Stivheten til veggene må beregnes for å lokalisere stivhetssenteret og utføre kraftfordelingsanalyse. Ved beregning av stivhet i delkapittel 5.4.2, forutsetter vi at skjærveggene er solide og har samme tykkelse gjennom hele veggene. Dette gjør at vi kan fastslå veggens stivhet ved enkle håndberegninger.

Åpninger for dører og vinduer oppstår ofte i vegger og brukes som overgang fra trapperom til hovedbyggareal. Beregning av veggens stivhet med utsparinger vil da være litt komplisert. Åpninger i skivene blir betegnet som utsparinger. Disse utsparingene kan føre til at stivheten til skjærveggene reduseres. Resultatet av dette blir at bygget ikke kan motstå deformasjoner i like stor grad. Deformasjonseffekten på skiven med utsparing kan likevel reduseres dersom utsparingen plasseres i skivens nøytralakse eller om åpningen er liten nok. Skjærveggene i kontorbygget skal undersøkes ved bruk av enhetslastmetoden, for å se om utsparingene faktisk har store effekter.



Figur 19: Deformasjon av skjærvegger med og uten utsparinger

Stivheten av en vegg er invers proporsjonal med defleksjonen. Hvis vi forenkler den statiske modellen til skjærveggene, som en utkraget bjelke vist i figur (19), kan vi finne den totale forskyvningen av systemet ved å kombinere skjær- og bøyedeforimasjon. Forskyvningsformlene kan finnes fra profiler og formler[15]. For en bjelke med to frihetsgrader med forskyvning i z-retning og rotasjon om y-retning, kan forskyvningen forårsaket av

momentet finnes ved formelen nedenfor:

$$\delta_{b\varnothing y} = \frac{Vh^3}{3EI} \quad (21)$$

der

V = kraft i y-retning

h = veggens høyde

E = Elastisitetmodul av vegg

I = andre arealmoment.

Forskyvningen på grunn av skjærdeformasjon kan finnes ved formelen under:

$$\delta_{skj} = \frac{1.2Vh}{AG} \quad (22)$$

der

A = arealet av solidveggen

G = skjærmodul

Den grunnleggende metodikken med enhetslast på toppen skal brukes til å gjennomføre en forenklet håndberegning. I denne oppgaven skal vi bruke en forbedret prosedyre som ble utviklet av J. Kent Hsiao[16] ved Southern Illinois universitet. Vi forutsetter da at stivheten til vegg med utsparring skal være lik summen av stivheten til de individuelle delene i vegg.

$$K_{\text{\AA}pen} = K_{\text{pier1}} + K_{\text{pier}} \quad (23)$$

For å tilnærme forskyvningen på toppen av åpningene, induisert av bøyedeformasjonen brukes det en fast innspent ramme med enhetslast på toppen som vist i figur (20). Forskyvningen på toppen kan da finnes ved følgende formel:

$$\delta_{\text{pier}} = \frac{VL_c^3}{4EI_c} * \left(\frac{1}{3} + \frac{1}{6K + 1} \right) \quad (24)$$

der

$$K = \frac{EI_b}{L_b} * \frac{L_c}{EI_c}$$

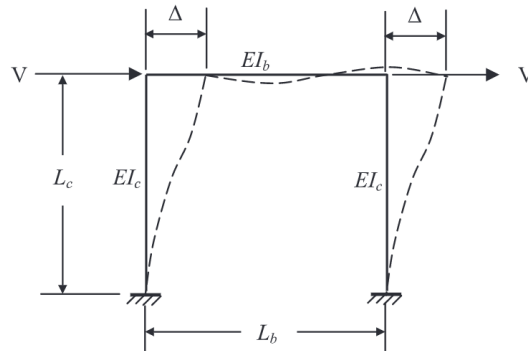
I_b =andre arealmoment av bjelken

I_c = andre arealmoment av søylen

L_b =lengde av bjelke

L_c =lengde av søyle

E=Elastisitet modul av veggen

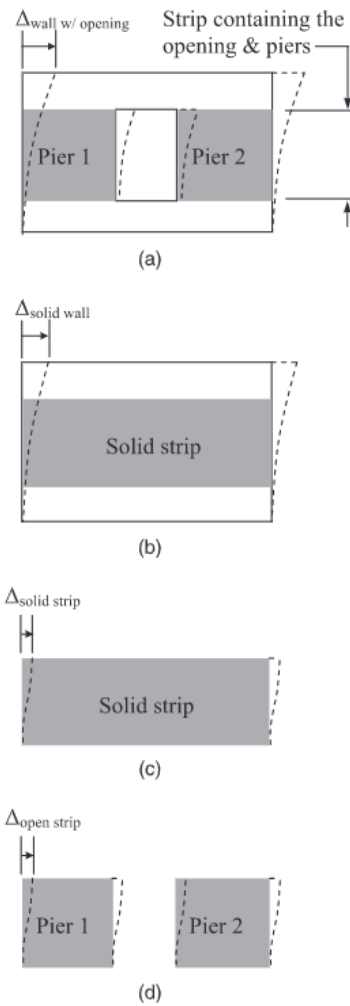


Figur 20: Deformasjon Ved åpningene

Åpningene i veggen vil forsterke forskyvningen. Dermed kan den totale forskyvningen av en vegg med utsparing generaliseres, ved følgende formel:

$$\delta_{b\emptyset y, \text{åpen}} = \delta_{b\emptyset y, \text{solid}} - \delta_{b\emptyset y, \text{solidstrip}} + \delta_{b\emptyset y, \text{solidstrip}} \quad (25)$$

Forskyvningsbidraget fra skjær for hver veggsegment kan beregnes og plusses sammen. I denne oppgaven har vi beregnet stivhetsreduksjonen ved innsetting av utsparing i en av veggene i nederste etasje. Resultater fra håndberegninger skal sammenlignes med verdier vi får fra FEM-design for å versifisere håndberegningene.

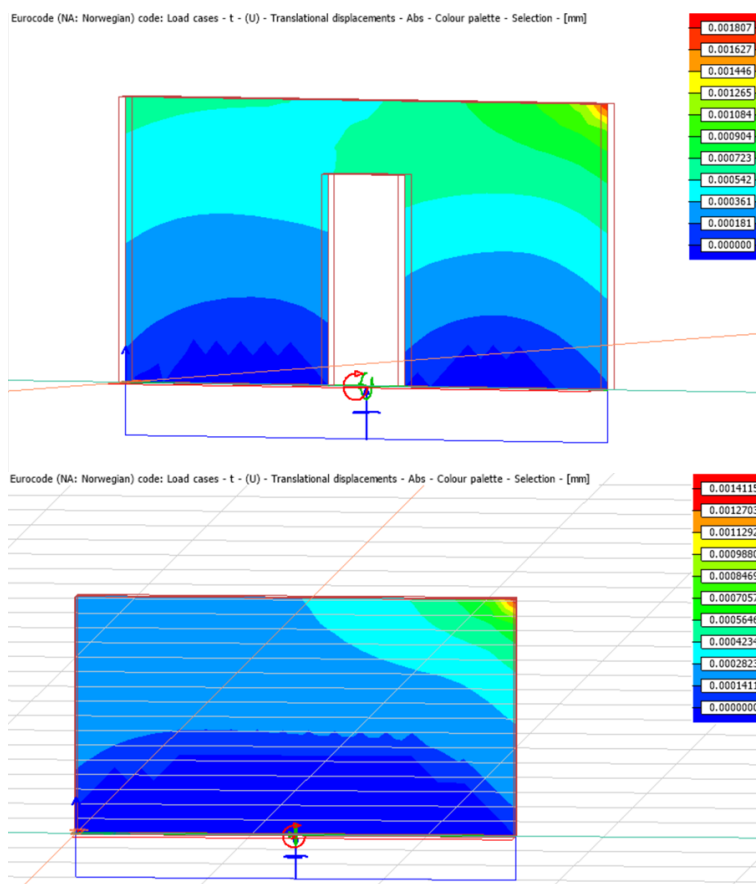


Figur 21: Forenkling ved håndberegning

Resultatene hentet fra den håndberegnete tilnærmingen og FEM er oppsummert i tabell (9). Tabellen viser også den prosentvise stivhetsreduksjonen ved den håndberegnete tilnærmingen og FEM. Resultatene viser at håndberegningens metode kan gi en stivhetsreduksjon som avviker med ca 10% ved en defleksjonsanalyse i kraftangrepspunktet. Dette viser at håndberegningen vil overestimere forskyvningen som igjen vil føre til en betydelig stivhetsreduksjon. Økt stivhetsreduksjon ved håndberegning vil igjen føre til overdimensjonering. Resultatene fra håndberegninger og FEM er presentert nedenfor. Disse skal diskuteres i diskusjonsdelen.

	Håndberegning	FEM design
Stivhet Solid [kN/m]	0.235	708.466
Med utsparing [kN/m]	0.161	553.403
Stivhetsreduksjon [%]	32	22

Tabell 4: Stivhetsreduksjon ved utsparing



Figur 22: Analyse ved bruk av FEM

6 Dimensjoneringsgrunnlag

6.1 Statiske systemer for bæreelementene

Den statiske utformingen av søyler, bjelker og dekker er signifikant og må gjøres riktig. Da er det både fordeler og ulemper ved systemene som må oppveies. Målet med dette er å finne en kombinasjon som gir minst mulig belastning på bygget, og fortsatt opprettholde styrken.

6.1.1 Dekker

Dekkene skal dimensjoneres som fritt opplagte toveisplater langs alle render, og støttes av fire bjelker på bunnen.

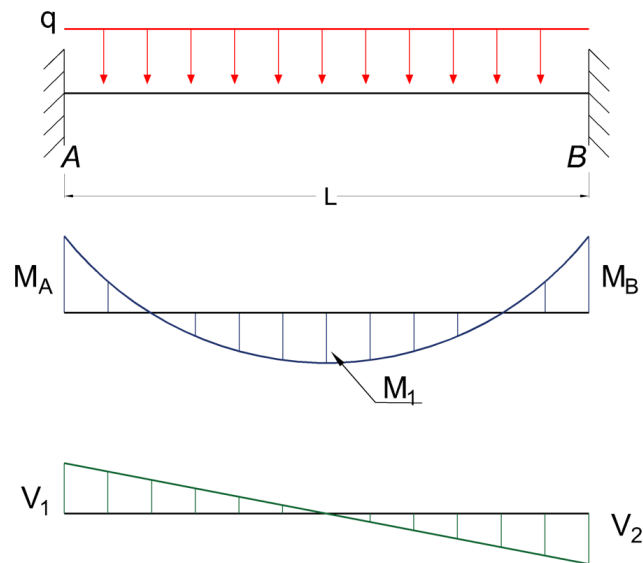
6.1.2 Bjelker

Bjelkene skal være kontinuerlige og spenne fra ende til ende på begge sider av bygget. Det vil si at det er et rullelager på den ene enden og boltlager på den andre enden. I de mellomliggende støttene vil det være rullelagre. Den statisk forklaringen bak denne avgjørelsen er at strekkspenninger og nominelle spenninger blir mindre, enn hvis bjelkene hadde vært fast innspente.

I slike kontinuerlige bjelker vil både bøyemomenter og nedbøyninger reduseres mer, enn hvis det hadde vært separate, fritt opplagte bjelker. oppleggene på endene vil ikke være utsatt for momenter, siden de ikke motstår rotasjoner som oppstår der. Dette er ikke tilfellet for de mellomliggende støttene. På grunn av mostanden mot rotasjonen oppstår det oppoverrettet momenter, mens i midtfeltene blir det nedoverrettet momenter. Denne vekslingen er nettopp derfor momentpåkjenningene og nedbøyningene blir mindre hos kontinuerlige bjelker.

Prinsippet kan enkelt forklares ved å sammenlikne en fritt opplagt bjelke med en bjelke som er fast innspent på ene siden, og rullelagret på den andre. Da kan man fjerne den faste innspenningen og erstatte den med et vilkårlig moment. Det vilkårlige momentet, som tegnes i en retning med klokka, vil deretter produsere et bøyemoment, slik at det blir strekk på oversiden. Samtidig vil momentet forårsaket av ytre laster virke nedover, og gir følgelig strekk på undersiden. Disse to momentene vil altså motvirke hverandre, og redusere nedbøyningene i midtfeltet.

I dimensjoneringen av bjelkene vil det være en antagelse om at bjelkene vil være fast innspente på begge sider. Denne generaliseringen har bakgrunn i kontinuerlige bjelker med mange spenn og like fordelte laster på alle delbjelkene. Det statiske systemet til bjelken med tilhørende momentdiagrammer og skjæringsdiagrammer skal se slik ut:

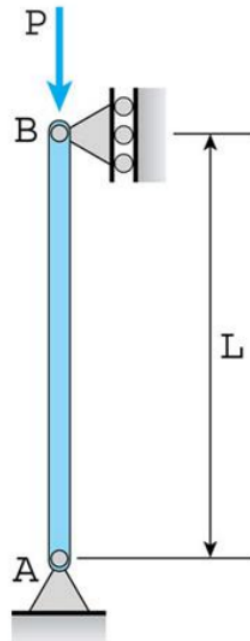


Figur 23: Den statiske modellen av delbjelkene [17]

En annen fordel med kontinuerlige bjelker er at det blir lettere å støpe monolittisk. På denne måten går støpninga lettere for seg, og det spares både tid og unødig arbeidsmengde. Til tross for fordelene, er det viktig å ta hensyn til momentene over søylene, initiert av bjelkeoppbyggene. I vårt tilfelle er søylene utformet med rullelager på toppen av søyla. Da vil de ikke kunne ta imot momentet, slik at forbindelsene mellom bjelkene må utføres på en måte som forhindrer overgang til søyletoppene. Dette diskuteres nærmere under kapitlet for knutepunkter mellom bjelker og søyler.

6.1.3 Søyler

Avgjørelsen for det statiske systemet av søylene falt på å ha et boltlager på bunnen og rullelager på toppen av søyla. Dette systemet tillater ikke momenter fra underliggende eller overliggende elementer. Hvis det for eksempel hadde vært fast innspent, ville det presentert tilleggsmomenter. Momentene på bunnen måtte ha blitt tatt av fundamentene. Dette fører igjen til at søylefundamentene måtte projekteres med større tverrsnitt. Noe som ikke er hensiktsmessig med tanke på kostnadseffektiviteten i bygninger. Modellen er illustrert i følgende figur:



Figur 24: Den statiske modellen av søylene

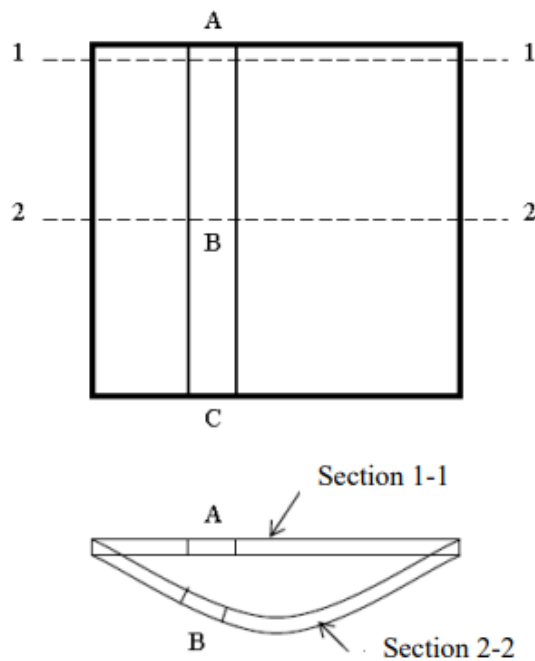
7 Dimensjonering

7.1 Dekke

Under dimensjoneringsgrunnlag ble det opplyst om at dekkene er toveisplater, der lastene bæres i to retninger [18]. Beregninger med toveisplater brukes når lengdeforholdet mellom den lengste siden og den korteste siden er mindre eller lik to. Dekket blir altså båret av bjelker på fire sider. For enveisplater derimot, bæres all lasten av den korteste siden av platen. Lengdeforholdet for enveisplater er større enn 2. Siden lasten fordeles i to retninger på toveisplater, vil det være moment i begge retninger. Dermed må det armeres i begge retninger, mens det kun armeres på den lastbærende retningen på enveisplater. På den andre, ikke-bærende retningen legges det inn minimumsarmering for å motstå svinn.

I tillegg til krumning om x- og y-aksen vil det i toveisplater også oppstå dreining i plateplanet. Denne dreiningen kalles med andre ord torsjon. Nedenfor er det tatt to snitt for å vise nedbøyningen i en tynn del av platen og virkningen av torsjon [19]:

Den tynne delen ABC påkjennes av torsjon, slik at B dreies i forhold til A. Denne virkningen av torsjon kan neglisjeres dersom man benytter stripemetoden for beregningene. I stripemetoden regnes de overnevnte, tynne delene i plata som enveisplater. På den måten sees det bort fra den lasten torsjonsmomentene tar, slik at all last tas av bøyningene. Naturligvis vil bøyemomentene øke, enn hvis torsjonen hadde blitt inkludert. Denne for-



Figur 25: Torsjon i toveisplater[19]

enklede beregningsmetoden vil dermed bidra til en økt mengde armering, som uansett er på den trygge siden. En annen metode, der både bøyningmomenter og torsjonsmomenter er inkludert, baserer seg på elastisitetsteorien. Denne teorien er anvendt for dimensjoneringen av dekkene i kontorbygget, og blir forklart i neste delkapittel.

7.1.1 Elastisitetsteori

Elastisitetsteorien ble først etablert i 1800-tallet av store vitenskapsmenn som Augustin Louis Cauchy, Claude Louis Navier og Simeon Denis Poisson. Denne teorien ble deretter videreutviklet og brukes i dag til dimensjonering av plater, nesten 200 år etter utledningen.

Det finnes ulike teorier innenfor elastisitetsteorien, der forskjellen avhenger av tykkelsen på platene [20]. Den første kalles tynnplatteteori og er, som i navnet, en teori basert på at tykkelsen er $< 1/20$ av utstrekningen i xy -planet. I tillegg er deformasjonene ganske små, mindre enn tykkelsen til plata. En annen teori er også basert på de samme grunnlagene som for tynne plater. Forskjellen er at nedbøyningene er såpass store, at membrankrefter må inkluderes i analysene. Membrankreftene er plane strekkrefter som er konstante gjennom tykkelsen av platene. Den siste teorien er kjent som tykkplatteteorien, der skjærdeformasjoner må betraktes. Naviers bjelketeori kan benyttes i disse, så lenge høyden ikke er for stor. Da gjelder ikke teorien.

For våre beregninger blir platene i kontorbygget ansett som middels tykke plater [8]. De vil altså være midt imellom tynne og tykke plater, slik at effekten av både membrankref-

ter og skjærdeformasjon kan neglisjeres. Kravet for middels tykke plater er at tykkelsen til platen skal være $\leq L_x/8$ og nedbøyningen skal være mindre eller lik halvparten av platetykkelsen. Deretter benyttes tøyningsskompatibilitet og differensiallikninger til å bestemme platestivheten og den elastiske belastningen. Følgende forutsetninger legges til grunn i kompatibiliteten, hentet fra side. 330 i Betongkonstruksjoner av Sørensen:

1. Materialet er lineært elastisk og isotropt, slik at Hookes lov gjelder.
2. Utbøyningene er små i forhold til tykkelsen av platen.
3. Plane tverrsnitt forblir plane og normale til middelflaten under bøyning, slik at Kirchoffs hypotese er oppfylt.
4. Plan spenningstilstand i xy-planet.

Ut ifra disse kravene har det blitt utarbeidet følgende formel for platestivheten:

$$D = \frac{Eh^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (26)$$

For den elastiske bøyningen derimot, er det følgende formel, forusatt at de er isotrope:

$$\frac{\delta^4 w}{\delta x^4} + 2 \frac{\delta^4 w}{\delta x^2 \delta y^2} + \frac{\delta^4 w}{\delta y^4} = \frac{q}{D} \quad (27)$$

ν som inngår i differensiallikningen ovenfor betegnes som tverrkontraksjonstallet, også kalt Poissons forhold. Et midlere kontraksjonstall for betong er 0,2, mens det er 0,3 for stålplater. For å finne maksimale momenter og nedbøyninger i de to retningene, brukes det tabeller. Disse tabellene består av forskjellige verdier for L_y/L_x .

Ved enden av platene vil det være torsjonsmomenter med kraftpar som motvirker hverandre. Likevel vil det være to krefter helt på hjørnet av platen som peker oppover. De vil altså ha en løfteeffekt på plata. Disse virkningene blir motvirket ved å innføre hjørneforankringer. Merk at EC2, 5.4 og EC2, 9.3 er grunnlaget for beregningene.

Når det gjelder beregninger i bruksgrensetilstanden er det noen utfordringer [8]. Elastisitetsteorien krever nemlig at dekket er homogent og isotropt. Dette kravet er ikke oppfylt for betongdekker, som befinner seg i stadium 2, siden betongen er armert og opprisset. Derfor må beregningene baseres på noen antagelser. Riss på den midtre delen av platen skjer vanligvis på hovedbærerretningen, som er det korteste spennet i dekket (x-retningen). Da antas det at bøyestivheten i x-retningen spiller en større rolle for platestivheten, D . Derfor er det nedbøyning i x-retningen som kontrolleres. Faktoren γ , effektiv høyde og midlere E-modul inngår i formelen for nedbøyning. Denne formelen tar hensyn til tap som kryp og svinn, siden betongen er i en risset tilstand.

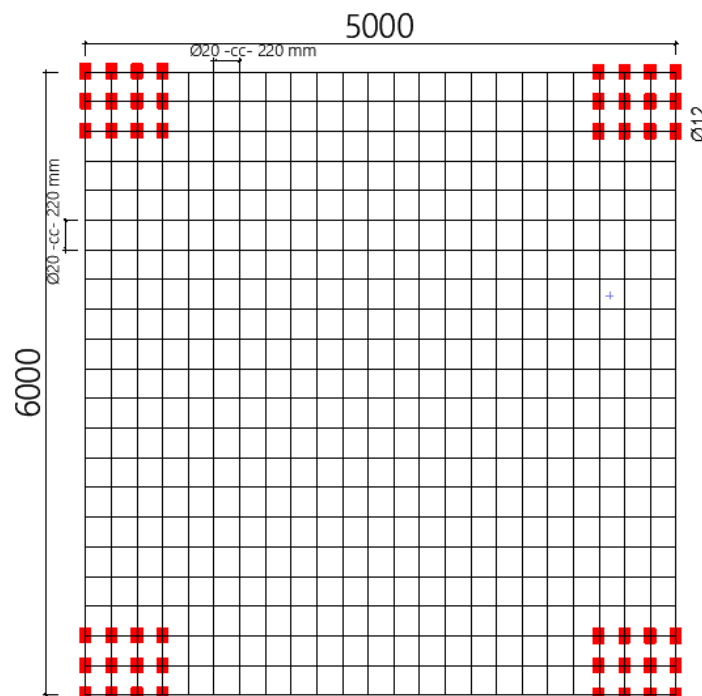
7.1.2 Resultater

Dekket som er inne i konstruksjonen ble utsatt for en last på $14,25 \text{ kN/m}^2$. Lastforskjellen mellom dekket inne i konstruksjonen og dekket på taket er bare på $0,97 \text{ kN/m}^2$. Dermed blir resultatene for begge dekkene ganske like. Det er verdt å nevne at det har blitt gjort en kontroll for dekket påkjent av den største lasten også. Resultatene for begge dekkene ligger under vedlegg 4. Nedbøyningen for dekket inni konstruksjonen var 17 mm og mindre enn $L/250$. Armeringene og deres respektive senteravstander er presentert i tabellen under.

	A_x	A_y	Hjørneforankring
Areal (mm^2/m)	357	357	113
Diameter (mm)	$\phi 20$	$\phi 20$	$\phi 12$
Senteravstand (mm)	220	220	-

Tabell 5: Resultater for dekket

Hjørneforankringen skal utføres som bøylor og festes til underliggende bjelker. Dekket vises nedenfor med hjørneforankringen markert i rødt:



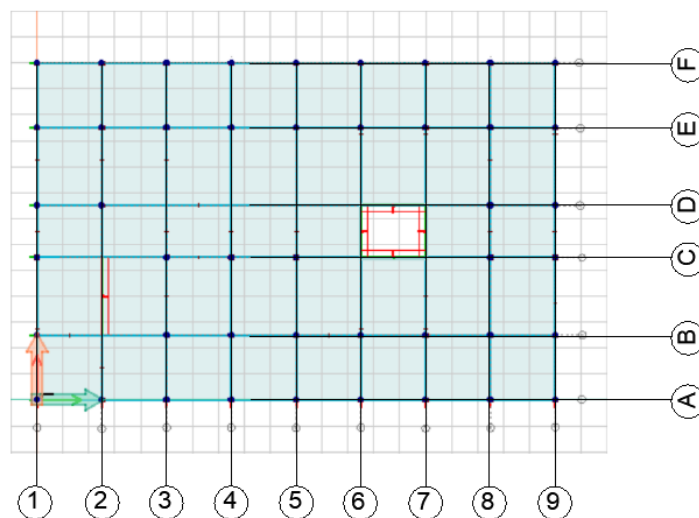
Figur 26: Armering i dekket

7.2 Bjelker

I forbindelse med dimensjonering av bjelker har det blitt tatt utgangspunkt ulike bjelker, både på kortsiden og langsiden av bygget. Den første bjelken har en spennvidde på 10 meter. I vårt aksesystem blir dette, bjelken som strekker fra radene C til E og i kolonne 3 horisontalt. Det er viktig å presisere at bjelkene i kolonne 4 og 5 også utsettes for de samme lastene. Dimensjoneringen blir derfor identisk for dem også.

Bjelke nummer to derimot er en vannrett bjelke som blir utsatt for laster fra to sider av dekket. Denne bjelken befinner seg i kolonne 7-8 og rad E, og blir dimensjonerende for de vannrette bjelkene.

Den tredje og siste bjelken er en loddrett bjelke som også er påkjent av laster fra to sider av dekket. Den ligger på rad D-E og kolonne 8. Denne bjelken blir dimensjonerende for de vertikale bjelkene. På denne måten spares det mye mer arbeid, enn hvis alle bjelkene skulle dimensjoneres separat. Eurokode 2 er standarden som er lagt til grunn for beregningene. Formler og variabler vil derfor være hentet derfra, og spesifikke opplysninger om hvor formlene er hentet er bedre framvist på vedlegg 5. Rutenettet som det henvises til i teksten kan man se av figuren nedenfor:



Figur 27: Gridsystem for bæreelementene

Før beregningene ble påbegynt var det viktige forutsetninger som ble lagt til grunn. Det første og viktigste er at stålet skal flyte før betongen, det vil si at tøyningen til stålet må være større enn tøyningen til betongen. Denne typen betong betegnes som underarmert eller normalarmert betong. Fordelen med underarmering er at konstruksjonen viser tegn på brudd ved mulige ulykker [21]. Da vil man kunne se store deformasjoner og riss, som altså blir et slags forvarsel til de som oppholder seg på konstruksjonen. I Norge er det vanlig at armeringstøyningen ved brudd er, $\epsilon_s = \epsilon_{yk} = 0.005$, der ϵ_{yk} er armeringens

karakteristiske flytegrense delt på stålets E-modul.

En annen forutsetning for bjelkene er at de skal ha tverrsnitt med fullt utnyttede trykksoner. Betydningen av dette er at det utøvende momentet skal være lik betongtrykksonens momentkapasitet. Ut ifra disse premisene beregnes den effektive høyden til tverrsnittet (d). Denne høyden strekker seg fra toppen av trykksonen til massesenteret av armeringsstengene når bjelken utsettes for bøyemomenter.

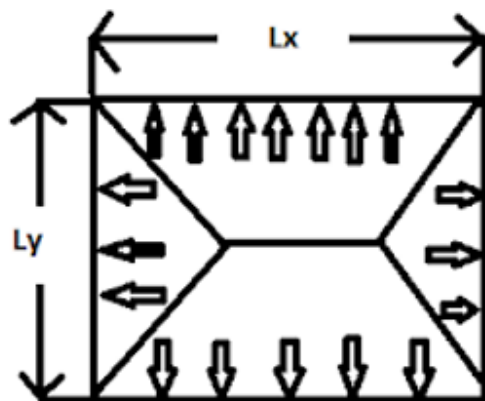
Overdekningen i tverrsnittet er også utrolig signifikant. Denne avstanden har variabelen C_{nom} og er avstanden fra enden av betongen til enden av stålet. Overdekningen spiller en stor rolle for å motvirke korrosjon i stålet. Det er kjent stoff at stålet ruster etter en viss periode. Når stålet ruster vil det utvide seg og føre til at betongen sprekker opp [8]. Over tid vil det derfor føre til at konstruksjonens bæreevne svekkes, og i verste fall går i brudd. Betong som er nystøpt har en pH på 12.5 – 14, og virker som et oksiderende lag rundt stålet. Følgelig vil korrosjonen på stålet reduseres. En annen måte å redusere korrosjonen er å gjøre overdekningen så stor som mulig. Korrosjonen på stålet dannes nemlig når stålet blir utsatt for vann og oksyngengass. For betongkonstruksjoner vil det hovedsakelig være klorider og karbonater som forårsaker korrosjonen. Hvis overdekningen er stor vil det være vanskelig for vann og oksyngengass å nå stålarmingen. Samtidig må man passe på at overdekningen ikke blir for stor. Grunnen er at det resulterer i store riss ved bøyebelastninger. Konsekvensen blir at fukt trenger inn og får stålet til å korrodere enda mer.

Alle bjelkene er dimensjonert med eksponeringsklassen XC1, der miljøet er tørt. Klorider vil derfor ikke være et stort problem, siden konstruksjonene ikke er i en omgivelse med salter. Karbonatisering er litt mer aktuelt, siden det er CO₂ som trenger inn i betongen og reduserer pH-verdien. Dette gjør at stålet ikke er like godt beskyttet av oksidlaget fra betongen.

For mange virker det som betong er et evigvarende materiale, men det er det ikke. Ut ifra forklaringene ovenfor skjønner man med en gang at det er utfordringer knyttet til betongen. Likevel, vil det med god planlegging og regelmessige vedlikehold ha en livstid på 50 til 100 år. For dette prosjektet ble det tatt et valg om at bygget skal kunne stå i 100 år.

7.2.1 Lasten på bjelkene fra dekket

Bjelkene skal bære lasten som er forårsaket av egenlasten til dekket og nyttebelastningen som er på dekket. Ved første øyekast ville man tenkt at bjelkene kommer til å ta en like stor del av lastene fra dekket, men dette ikke tilfellet. Lastene fordeler seg på en flate som er fordelt mellom to trekantene og to trapeser. Arealene fra trekantene og trapesene som er nærmest bjelkene vil derfor benyttes til å finne lasten. Da vil lasten fra dekket, som er angitt i kN/m² ganges med arealet av formene (m^2), slik at man ender opp med en endelig last (kN). Denne lasten deles deretter på lengden av bjelken, og man får fordelt last med enheten kN/m. Fordelingen av lastene er illustrert i følgende figur:



Figur 28: Lastfordelingen i et toveisdekke

7.2.2 Trykk- og strekksone i bjelkene

Alle bjelkene utsettes for jevnt fordelte laster som peker nedover. Disse lastene vil skape bøyemomenter, slik at det blir trykk på oversiden av bjelken, og strekk på undersiden. Dette er i midtfeltet av bjelken, der momentet peker nedover. Ved oppleggene som befinner seg i midten i de kontinuerlige bjelkene vil det være oppoverrettet moment. I disse tilfellene vil det være trykk på undersiden og strekk på oversiden. Dette har en oppløftende effekt på oppleggene, og armering må derfor implementeres på oversiden. Det burde strengt tatt dimensjoneres strekkarmering ved oppleggene og midtfeltet separat. Likevel gjør vi et ingeniørfaglig skjønn og dimensjonerer for det maksimale momentet i hele feltet. For bjelker med mange spenn og samme fordelt last på alle bjelkene, vil det være hensiktsmessig å betrakte bjelkene som fast innspenne på begge sider. Siden bjelkene dimensjoneres som fast innspenne bjelker blir det største momentet $qL^2/12$.

Som tidligere nevnt vil betongen motstå trykket, mens armeringen motstår strekkspenninger. Derfor blir strekkarmeringen lagt på strekksiden, avhengig av hvor i bjelken vi befinner oss. Moment- og skjæradiagrammer er identisk for alle bjelkene, der det maksimale momentet oppstår i midtfeltet. Den maksimale skjærkraften derimot oppstår ved oppleggene.

7.2.3 Resultater

I dette underkapittelet skal resultater for de ulike bjelkene presenteres. I tillegg skal det være forklaringer på hvordan og hvorfor beslutninger ble tatt som de gjorde.

Strekkarmeringen motstår strekkspenninger fra bøyemomentet. Likedan, motstår skjærarmeringen skjærspenninger og diagonale strekkspenninger. Skjærarmeringen i bjelkene er formet som bøyer og består av stål med 8 mm i diameter. Skjærsprekke oppstår først ved oppleggene, fordi det er der vi har maksimale skjærkrefter. Rissene formes i en vinkel mellom 30 grader og 45 grader. Skjærspenningene er maksimale i en avstand $d/2$

fra oppleggene, der d er den effektive høyden. Dette er grunnen til at man regner med en redusert skjærkraft ($V_{Ed,red}$) i beregningene av skjærarmering.

I tabellen under er resultatene for de ulike bjelkene framstilt. Strekkarmeringer og trykkarmeringer er naturligvis angitt i arealer, ettersom hvor stort kamstålet er. Basert på arealet finnes det en endelig mengde armeringsstenger. For skjærarmeringen derimot er det mer interessant å vite hvor stor senteravstanden er fra en bøyte til en annen. Derfor er resultatene angitt i $\phi 8$. $\phi 20$ er brukt for strekkarmering i alle bjelkene. For trykkarmering er det brukt $\phi 10$ og bøyler av $\phi 8$ for skjærarmering. Detaljerte beregninger er lagt inn under vedlegg 5.

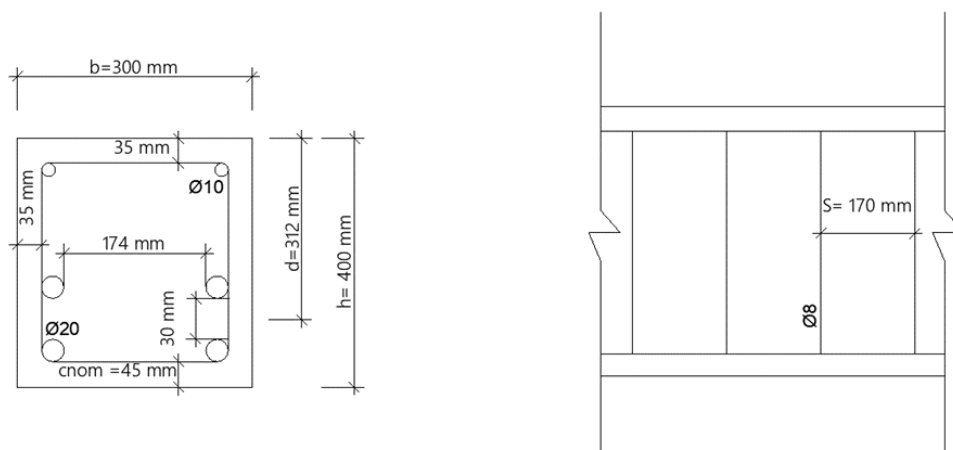
Resultater	Bjelke 1 (B45)	Bjelke 2 (B35)	Bjelke 3 (B45)
Spennvidde (m)	10	5	6
M_{ed} (kNm)	453	66	245
strekkarmering (mm ²)	2513 (8 stk)	1257 (4 stk)	1916 (6 stk)
Trykkarmering (mm ²)	-	ikke behov	236 (3 stk)
Skjærarmering ($\phi 8$ s)	-	$\phi 8$ s170mm	$\phi 8$ s170mm
Nedbøyning (mm)	3,304	7,054	15,4

Tabell 6: Resultater for dimensjonerte bjelker

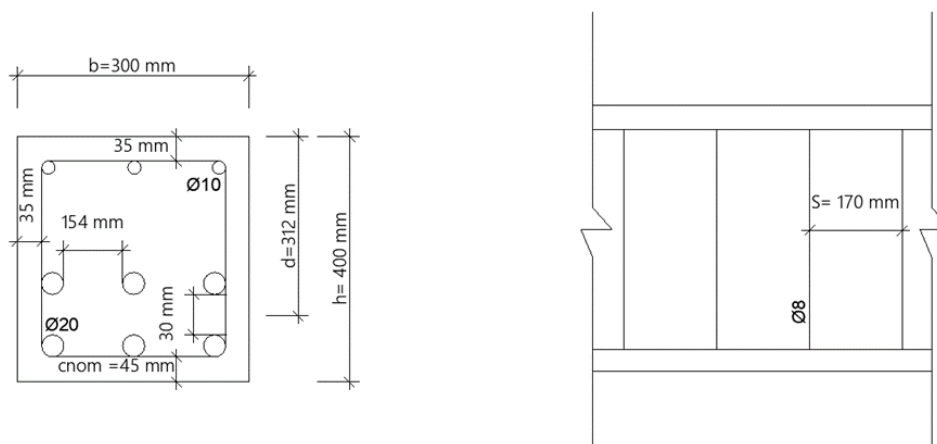
Fra tabellen kan man se at bjelke 2 ikke hadde behov for trykkarmering, mens bjelke 3 hadde det. Behovet for trykkarmering skyldes at momentkapasiteten til bjelken ikke er stor nok. Dette er altså når det opptredende momentet er større enn momentet bjelken klarer å ta. Dermed må det legges inn armering i trykksonen.

For bjelke 1 er det satt en bindestrek for trykkarmering og strekkarmering. Dette er for å symbolisere irrelevansen av disse verdiene. Som det framkommer i resultatene er armeringsmengden utrolig stor for bjelke 1, sammenliknet med de to andre. Dette er ganske naturlig når spennvidden er så stor som den er. Samtidig blir den effektive høyden veldig stor sammenliknet med høyden av tverrsnittet. For å unngå disse besværighetene og potensielt materialsvinn, velger vi derfor å heller bruke spennarmert betong. Mer om spennarmert betong og fordelene ved det følger i kapittelet med spennarmert betong.

Nedbøyning ble sjekket i alle bjelkene, og det ble ok. Rissvidde ble kontrollert for bjelken med størst nedbøyning. Fordi, en stor nedbøyning gir riss i strekksonen, og dette er mest relevant for vanlig armerte bjelker. For spennarmerte bjelker vet vi allerede at nedbøyningene ikke blir så store, og heller ikke sprekkene. Derfor er det ikke hensiktsmessig å undersøke rissviddene.



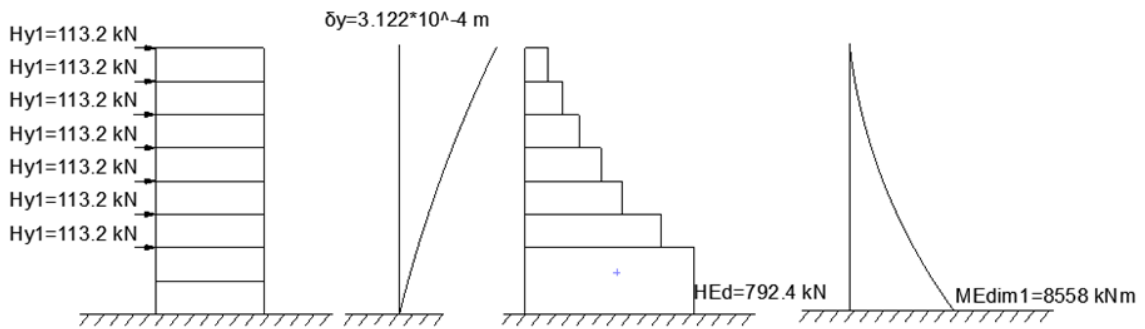
Figur 29: Plassering av armering bjelke 2



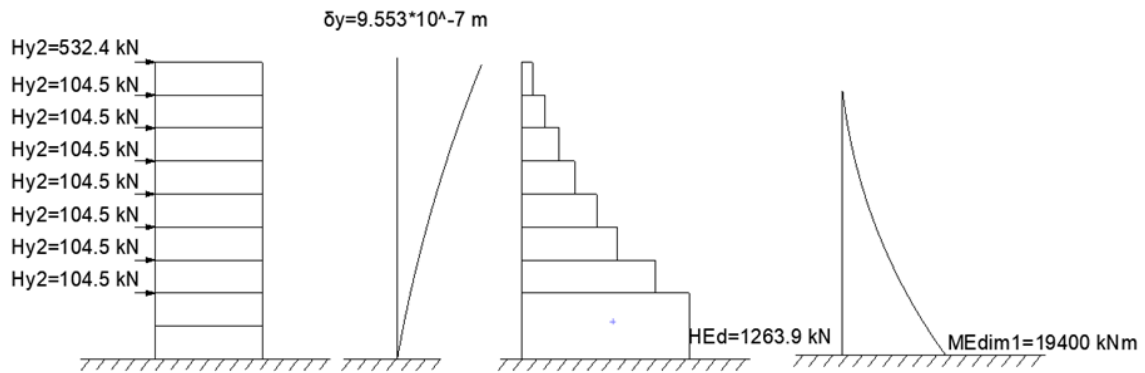
Figur 30: Plassering av armering bjelke 3

7.3 Skjærvegger

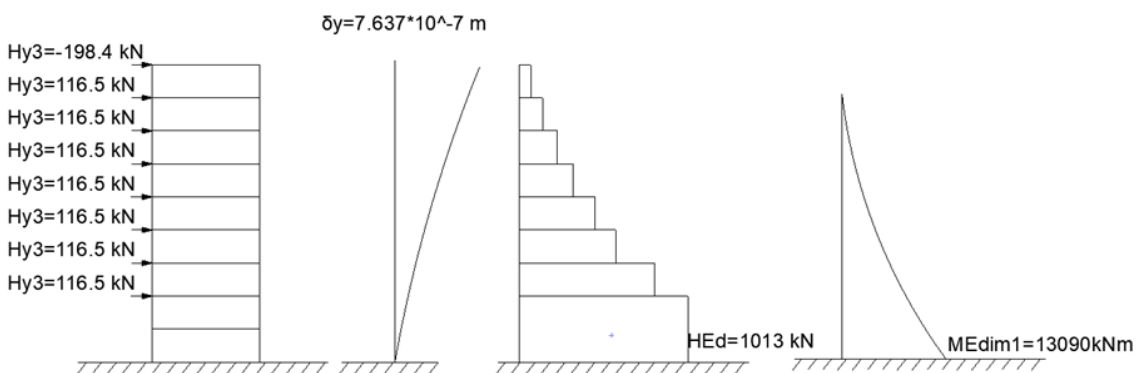
For dimensjonering av skjærvegger tas det utgangspunkt i snittkreftene. I denne oppgaven velger vi å se på skjærvegg W1-1 som ikke er gjennomgående helt opp til taket. Resultater knyttet til snittkraftsdiagrammer med tilhørende skjærvegg er representert nedenfor.



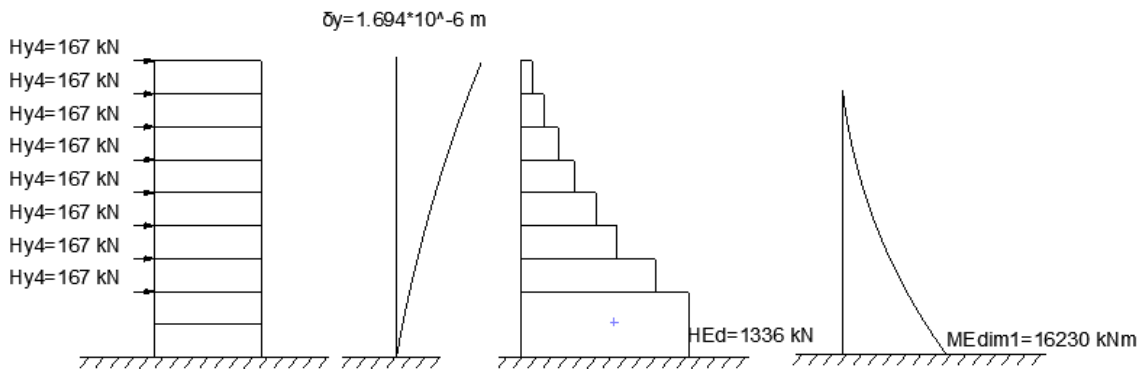
Figur 31: Skjærvegg W1-1



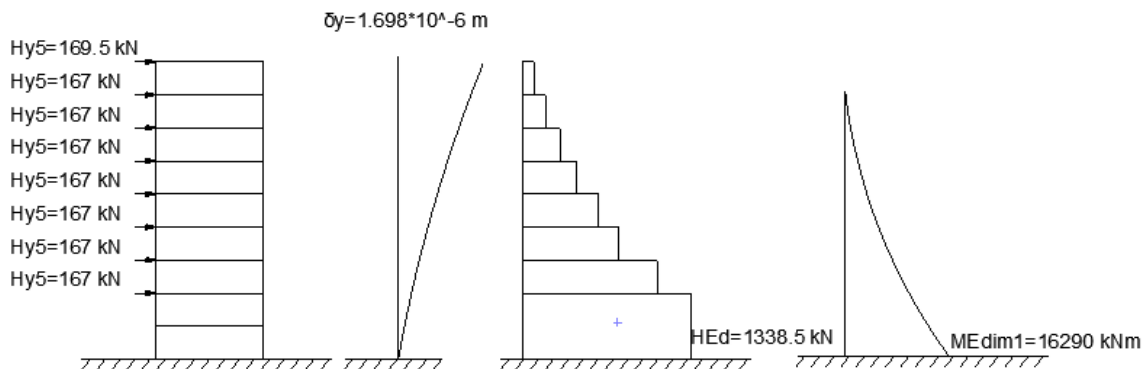
Figur 32: Skjærvegg W1-2



Figur 33: Skjærvegg W1-3



Figur 34: Skjærvegg W2-1



Figur 35: Skjærvegg W2-2

7.3.1 Resultater

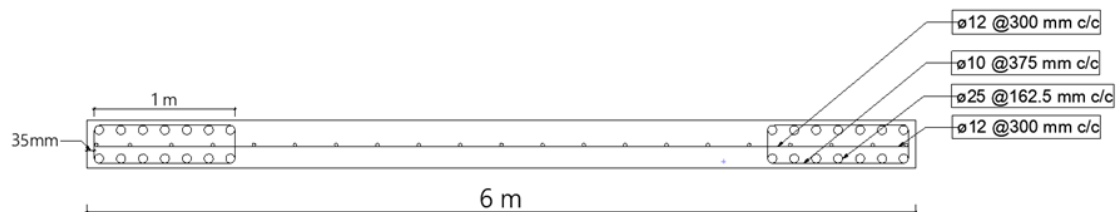
For dimensjonering av skjærvegger med håndberegninger tas det utgangspunkt i spenningsdiagrammene. Opptredende strekk- og trykkrefter sammenlignes med den dimensjonerende kapasiteten av uarmert betongskive. Maksimale spenningsinteraksjoner brukes som grunnlag for innsetting av armering ved randen. Randlementenes areal bestemmes ved å tilpasse maksimalt tillatt armeringsmengde etter EC2. Vi dimensjonerer da armeringsmengden som trengs ved størst strekkpåkjenning. Videre sjekkes skjærkapasiteten av skiven ved bruk av dimensjonerende formler for skjær. Nødvendig armeringsmengde til resten av skjærveggen beregnes som for en vegg etter kravene stilt i EC2. Armeringsmengder på grunnlag av håndberegninger er presentert i tabellene(9,14) nedenfor.

	Lengdearmering	Bøyler
Areal [mm^2]	5820	-
Diameter	Ø25	Ø10
Senter avstand [mm]	162.5	375

Tabell 7: Armering ved randen av skjærvegg W1-1

	Horisontalarmering	Vertikalarmering
Areal [mm^2/m]	377	377
Diameter	Ø12	Ø12
Senteravstand [mm]	300	300

Tabell 8: Armering for resten av skjærveggen

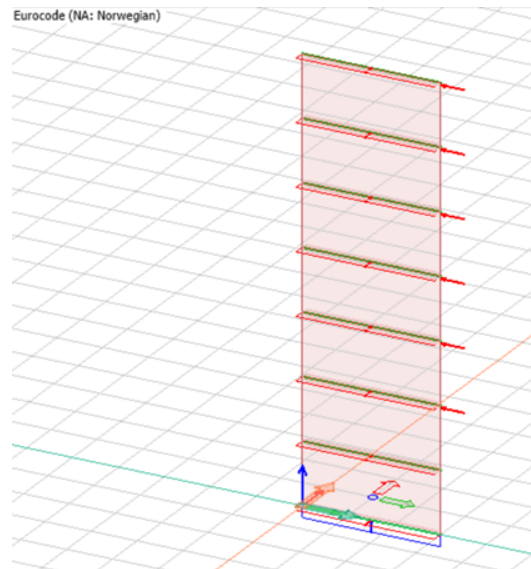


Figur 36: Plassering av armering i skjærvegg W1-1

7.3.2 Sjekk ved bruk av FEM-design

For dimensjonering av skjærvegger i FEM etableres det en enkel skivemodell ved å sette vekt på betingelser som gjelder for håndberegningsmodellen. Innsetting av modellen i FEM begynner med å legge inn veggelement (med samme geometri og materialfasthet) som fastholdes for translasjon ved bunnen i alle retninger mot trykk og strekk. Videre settes det veggelementer for hver etasje som kobles ved å bruke "edge connections". Veggene fastholdes mot translasjon og rotasjon (om global y- og z-akse). Med dette på plass setter vi inn opptredende laster og etablerer lastkombinasjon med tilhørende sikkerhetsfaktor. Vi kjører da lastkombinasjonsanalyse for å se om modellen har et tilstrekkelig fastholdingsystem som representerer håndberegningsmodellen. Analysen gir translasjons- og rotasjonskrefter som kan brukes til å oppdage feil i oppbyggingen. En tilleggsobservasjon ved feil strukturmodellering i dette tilfellet kan også være kjøring av ikke-lineære analyser og oppløfting av veggelementer.

Sjekk av nødvendig armeringsmengde for skjærvegger kan gjøres automatisk ved å sette



Figur 37: FEM modell av W1-1

inn parametre som inngår i beregningen. I denne oppgaven sammenligner vi den nødvendige armeringsmengden, gitt av FEM med den håndberegnete armeringsmengden satt i skjærveggen. Resultater fra FEM er presentert i tabellen nedenfor.

Design parameters ×

Mid plane

Base net

Dir	Quality	Diam. [mm]	Space [mm]	Area [mm ² /m]
x'	B500C	12	300	377
y'	B500C	12	300	377

Additional reinforcement by fixed space

Dir	Quality	Diam. [mm]	Space [mm]	Area [mm ² /m]	Shape	Round [mm]
x'	B500C	4, 6, 8, 10	150	?	Number	100
y'	B500C	4, 6, 8, 10	150	?	Number	100

Additional reinforcement by fixed diameter

Dir	Quality	Diam. [mm]	Min. [mm]	Step [mm]	Max. [mm]	Shape	Round [mm]
x'	B500C	12	50	50	300	Area	100
y'	B500C	12	50	50	300	Area	100

Bottom -> top

The auto design will place the steel bars according to calculation plane given by calculation parameter eccentricity (d).

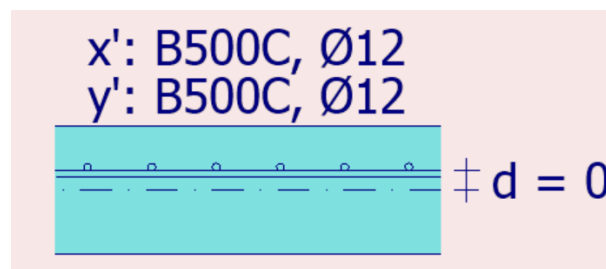
Settings > OK Cancel

Figur 38: Innsetting av parametre i FEM for sjekk av armeringsmengde

	Nødv Horisontalarmering	Nødv vertikalarmering
Bottom area [mm²/m]	338	1354
Diameter	Ø10	Ø10
Opptimalisering [%]	99	99

Tabell 9: Nødvendig armeringsareal ved bunn

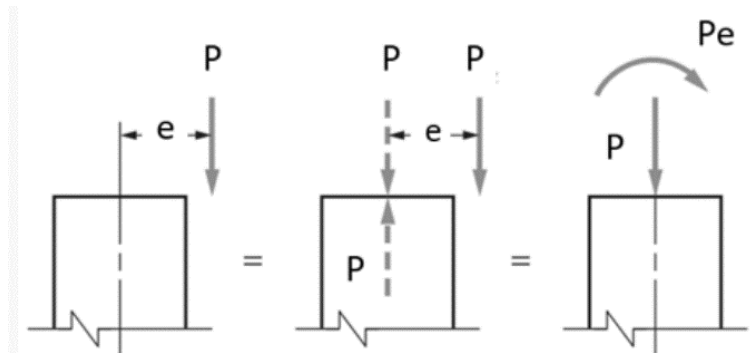
FEM-design gir nødvendig armeringsmengde ved å analysere spenningsforholdene. Den maksimale armeringsmengden finnes ved bunnen ettersom skjærveggen settes i økt spenningspåkjenning. Resultatet viser at armeringsmengden funnet ved håndberegning vil ha nok kapasitet.



Figur 39: Plassering av armering i skjærvegg W1-1

7.4 Søyler

Vertikale elementer som inngår i en bygningsramme utsettes for kombinerte aksialbelastninger og bøyemomenter. Disse kreftene utvikles på grunn av ytre belastninger som egen- og nyttelaster. For å finne alle mulige spenningskombinasjoner bruker vi et interaksjonsdiagram. Enkelt sagt, et interaksjonsdiagram viser kombinasjonene av de akseptable moment- og aksialkapasitetene til et konstruksjonselement.

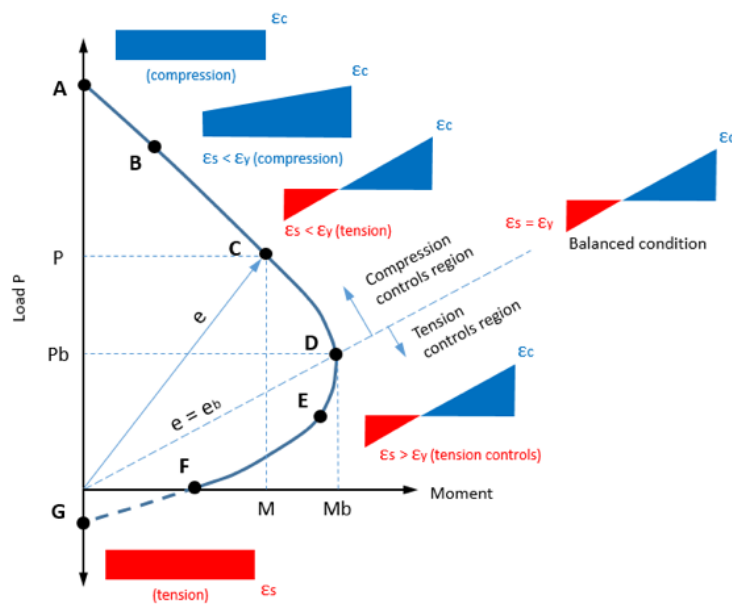


Figur 40: Eksentrisk påført last[22]

Ekvivalensen mellom en eksentrisk påført last og en kombinasjon av aksial last og moment er vist ovenfor(57). Vi antar at en kraft P påføres til et tverrsnitt i en avstand e (eksentrisitet) fra tyngdepunktet. Den eksentriske kraften P kan nå representeres med kraften P som virker nedover ved tyngdepunktet og et rent moment Pe . Eksentrisitetsavviket av aksialkraften fra tyngdepunktet produserer ulike spenningsfordelingsdiagrammer. Disse Plottes på et interaksjonsdiagram og brukes videre til dimensjonering.

7.4.1 Tolking av interaksjonsdiagrammer

For at kapasiteten av søyla skal betraktes som tilstrekkelig, må den opptredende moment- og aksialkraftkombinasjonen være mindre enn den dimensjonerende kombinasjonen, gitt i interaksjonsdiagrammet. Det vil si at hvis plasseringen av de beregnede dimensjonerende verdiene ligger på utsiden av parabelen, vil dette overskride kriteriet. Noe som ansees som utrygt. Enkelt sett, kan man identifisere sju punkter ved interaksjonsdiagrammet. Dette kan også brukes til å forutse forventet brudd i søyleelementet.[22]



Figur 41: M-N diagram [22]

- Rent trykk (A): I dette punktet ser vi på tilfeller der søylen blir påvirket av aksiallast ved tyngdepunktet. Dette er den største aksiale trykkbelastningen som søylen kan støtte. Spenningsdiagrammet i dette punktet vil være konstant.
- Trykk med liten bøyning (B): Dette er tilfellet med en stor aksialbelastning som virker ved en liten eksentrisitet fra tyngdepunktet. Spenningsfordelingen blir skråstilt, men tverrsnittet er fortsatt under trykk. Brudd oppstår ved knusing av betongen.
- Trykkkontroll (C): Her får vi både trykksone og strekksone i betongen. Stålet utsettes for strekkspenning. Brudd oppstår ved knusing av betongen på trykksiden, mens spenningen i stål f_s er mindre enn flytespenningen f_{yd} .
- Balansert punkt(D): En balansert tilstand oppnås når trykktøyningen i betongen når grensen og strekkarmeringen når ettergivelse samtidig. Brudd i betong oppstår samtidig som stålet flyter.
- Spenningskontroll (E): Dette er tilfellet med en liten aksial belastning med stor eksentrisitet, det vil si et stort moment. Ved brudd er tøyningen i strekkstålet større enn flytetøyningen.
- Ren bøyning (F): Tverrsnittet er i dette tilfellet utsatt for et bøyemoment M , mens aksiallasten P er lik 0. Brudd oppstår som i en bjelke som kun er utsatt for bøyemoment.

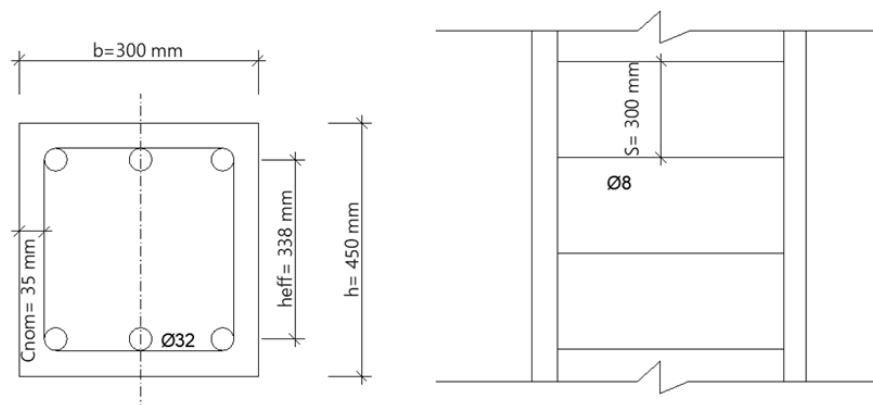
- Rent strekk (G): Dette er den største aksiale strekkbelastningen søylen kan bære.

7.4.2 Resultater

Håndberegnete resultater relatert til armerings mengder med tilhørende plassering er presentert nedenfor.

	Lengdearmering	Bøyler
Area [mm ²]	4825	-
Diameter	Ø32	Ø8
Senter avstand [mm]	123	300

Tabell 10: Resultater for dimensjonerte søyler



Figur 42: Plassering av armering i søyler

7.5 Fundament

Dimensjonering av fundamenter må utføres riktig, fordi alle laster fra kontorbygget må til syvende og sist bli tatt opp der. Deretter går lastene gjennom fundamentet til jorda. Det er her grunnen kommer inn i bildet. Jo sterkere grunnen er, desto større laster kan den tåle. Løsmassene som tåler mest trykk er grus og stein med dimensjonerende grunntrykk på 400 kN/m^2 . De svakeste er bløt leire og sterkt leirblandet sand, med grunntrykk mellom $20\text{-}100 \text{ kN/m}^2$. For dimensjoneringen av fundamentene har vi benyttet grus og stein.

I 3D-modellen av konstruksjonen er det tydelig at søylene tar det meste av bæringen. Veggene er i realiteten bare kledninger med glass. Lasten fra glassveggene er såpass små, at det ikke trengs dimensjonering av veggfundamenter for dem. For søylene derimot, kommer det til å være søylefundamenter under hver av de nederste søylene.

Av tidligere erfaring vet vi at lastene aldri angriper midt på søyla. Det blir en viss eksentrisitet til senter av fundamentet. Dette skaper følgelig momenter, der trykkraften på søyla ganges med eksentrisiteten. Eksentrisk belastede søylefundamenter kan igjen deles inn i symmetriske og usymmetriske. Forskjellen er at usymmetriske fundamenter leder moment i to retninger, mens symmetriske kun leder moment i en retning. Det mest generelle av disse to, og som kanskje er mest tungvint er usymmetriske søylefundamenter. For våre beregninger er det brukt usymmetriske fundamenter.

Tidligere norsk standard stiller krav om fordelingen av armeringene i søylefundamentet [8]. Dette er anbefalt, også ved bruk av Eurokode 2. Hvis fundamentbredden er fem ganger større enn bredden til søyla, så fordeles armeringen til tre felt. På begge hjørnene skal man sette $1/6$ del av armeringen, mens $2/3$ av armeringen settes i midten. Hvis fundamentbredden derimot er mindre eller lik fem ganger bredden av søyla, skal armeringen fordeles jevnt.

I tillegg til momenter er det enda et fenomen som må sjekkes i søylefundamenter. Dette fenomenet kalles gjennomlokking, eller «punching shear» på engelsk [23]. Denne mekanismen oppstår når konsentrerte laster skaper skjærkrefter på et lite areal av fundamentet. Etter hvert vil disse skjærkreftene knuse rett gjennom, derav navnet gjennomlokking. Kapasiteten bestemmes ved å dele skjærkapasiteten ($V_{Rd,c}$) med den opptredende skjærkraften i forskjellige avstander fra søylelivet. Dersom forholdet er større enn 1, betyr det at kapasiteten er ok, og det motsatte hvis mindre enn 1. Ulike tiltak kan innføres i situasjoner hvor gjennomlokkingskontrollen ikke er ok. Da kan man enten øke fundamentthøyde og/eller lengdearmeringen. En annen mulighet er å sette inn skjærarmering.

7.5.1 Resultater

Resultatene fra dimensjoneringen av søylefundamentene er presentert nedenfor i en tabell. Armeringene er gitt i både x- og y-retning, på midtfeltet og hjørnefeltet. Senteravstanden til disse armeringene er også listet opp.

	Armering (x-retning)	Armering (y-retning)
As,hjørne (mm^2/m)	773	773
As,midt(mm^2/m)	1149	1149
Senteravstand hjørne (mm)	260	260
Senteravstand midt (mm)	175	175

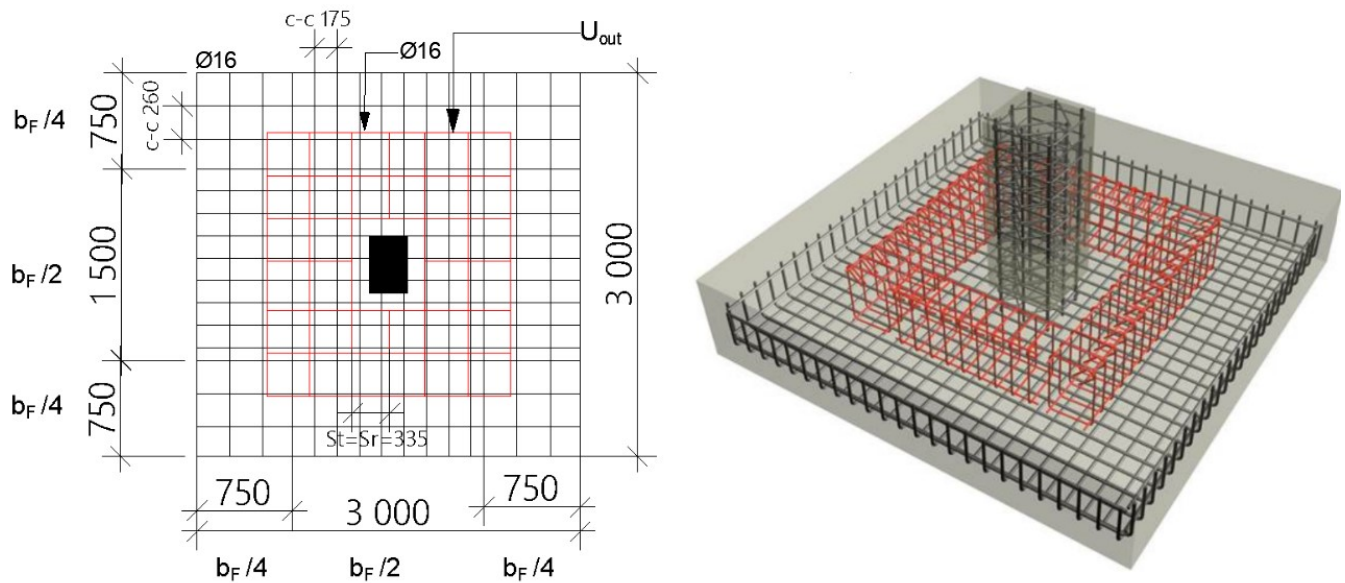
Tabell 11: Resultater for armering i søylefundamentene

I tillegg til momentarmeringene ble gjennomlokkingen sjekket i ulike avstander. Avstandene og kapasiteten kan man se i følgende tabell:

Avstand fra søyle	V_{Ed} (N/mm ²)	$V_{Rd,c}$ (N/mm ²)	$V_{Rd,c}/V_{Ed}$
2d	645	446	0,69
1.5d	1033	594	0,58
1.0d	1638	892	0,54
0.5d	2832	1783	0,63

Tabell 12: Resultater fra kontroll av gjennomlokking

Av tabellen kommer det klart frem hvor lite skjærkapasitet det er i fundamentet. Dermed må det implementeres et av tiltakene, nevnt tidligere. Et passende tiltak blir i denne situasjonen å innføre skjærarmering. skjærarmeringen ble dimensjonert etter søyleavstanden med minst kapasitet. Det ble benyttet $\phi 16$ for skjærarmeringen med en senteravstand på 390 mm. Nedenfor er det lagd et bilde av momentarmeringer i x- og y-retningen. I tillegg er skjærarmeringen mot gjennomlokking, markert med rødt. Det er viktig at skjærarmeringen ikke plasseres for nært søylene [8]. Hvis de plasseres for nært kan det føre til et svakere opptak av skjærkreftene. Derfor krever Eurokode 2, at skjærarmeringen ikke skal plasseres nærmere enn 0,3d. Den første skjærarmeringen bør ikke plasseres lengre enn 0,5d fra kanten av søyla. Avstanden bør heller ikke være større enn 0,75d mellom skjærarmeringsenhetene. Alle disse målene kan man se i bildet under. Merk at bildet til høyre kun har som hensikt å være et eksempel.

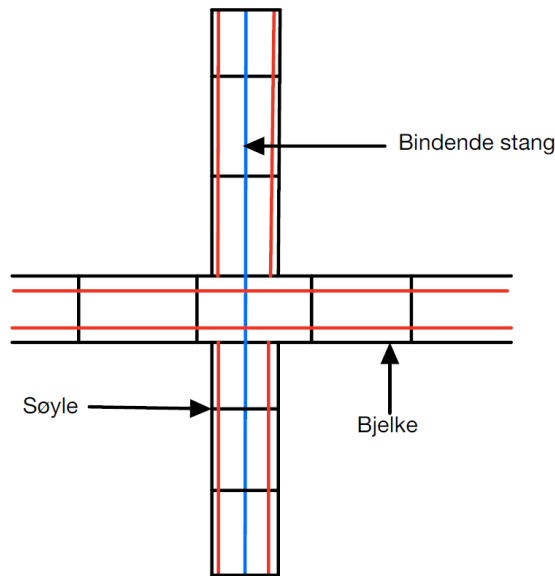


Figur 43: Nøyaktig snitt til venstre og en illustrasjon til høyre

7.6 Knutepunktsforbindelser

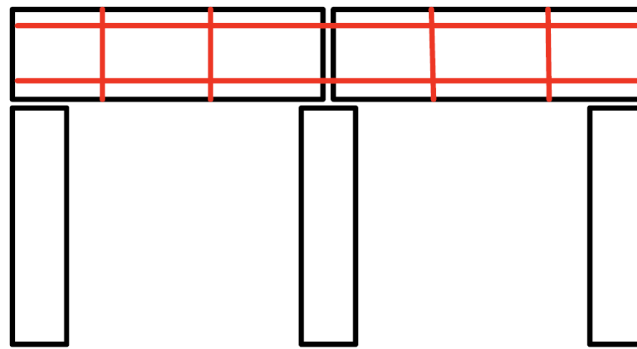
Når det er snakk om bæreelementer i et bygg er det naturlig å betrakte knutepunktsforbindelser mellom elementene. Som vi var inne på tidligere i oppgaven, er det blant annet viktig at momentene fra bjelkeoppleggene ikke overføres videre til søyletoppen. Dette kan i prinsippet oppnås ved bruk av forskjellige metoder, men de fleste av dem er leddete forbindelser. Leddforbindelser fører kun krefter og ikke momenter. Grunnen til at momentene i ledd er null er fordi de tillater rotasjon. En vanlig måte å konstruere slike forbindelser mellom søyler og bjelker er å føre en armeringsstang gjennom søyla og bjelken. Denne stangen kan fortsette opp gjennom bjelken og videre til søyla, som er oppå bjelken. Ved en slik utførelse er det viktig at stangen plasseres i nøytralaksen av de rektangulære søylene. Da vil den kun fungere som en kobling. I tillegg må armeringen fra søyla ikke føres videre inn i bjelken og omvendt, slik at det ikke blir en fast innspenning mellom dem. En slik løsning vil i teorien fungere som et ledd, som har muligheten til å rotere. Dermed vil momentene ikke overføres.

Mellom søyler og deres søylefundamenter er det også samme konsept. Armeringen i søylene må kuttes og ikke føres inn i fundamentet. Dette er viktig for at det ikke skal oppstå momenter. Det vil nemlig oppstå momenter, dersom det støpes monolottisk, og de designes som fast innspente. Illustrasjon på et slike knutepunkter er vist nedenfor. Figuren viser forbindelsen mellom en kontinuerlig bjelke med søyler over og under, sett fra siden.



Figur 44: Momentmotstående knutepunkt mellom søyler og bjelker

Bjolkene skal være som allerede spesifisert, kontinuerlige. Med tanke på at konstruksjonen skal støpes monolittisk bør armeringen til bjelken settes opp monolittisk på forhånd. Konseptet er derfor det motsatte av forbindelsene mellom søyler og bjelker. Der måtte kontinuiteten mellom armeringene brytes. Mellom bjolkene må armeringen fortsette hele veien fra den ene enden til den andre.



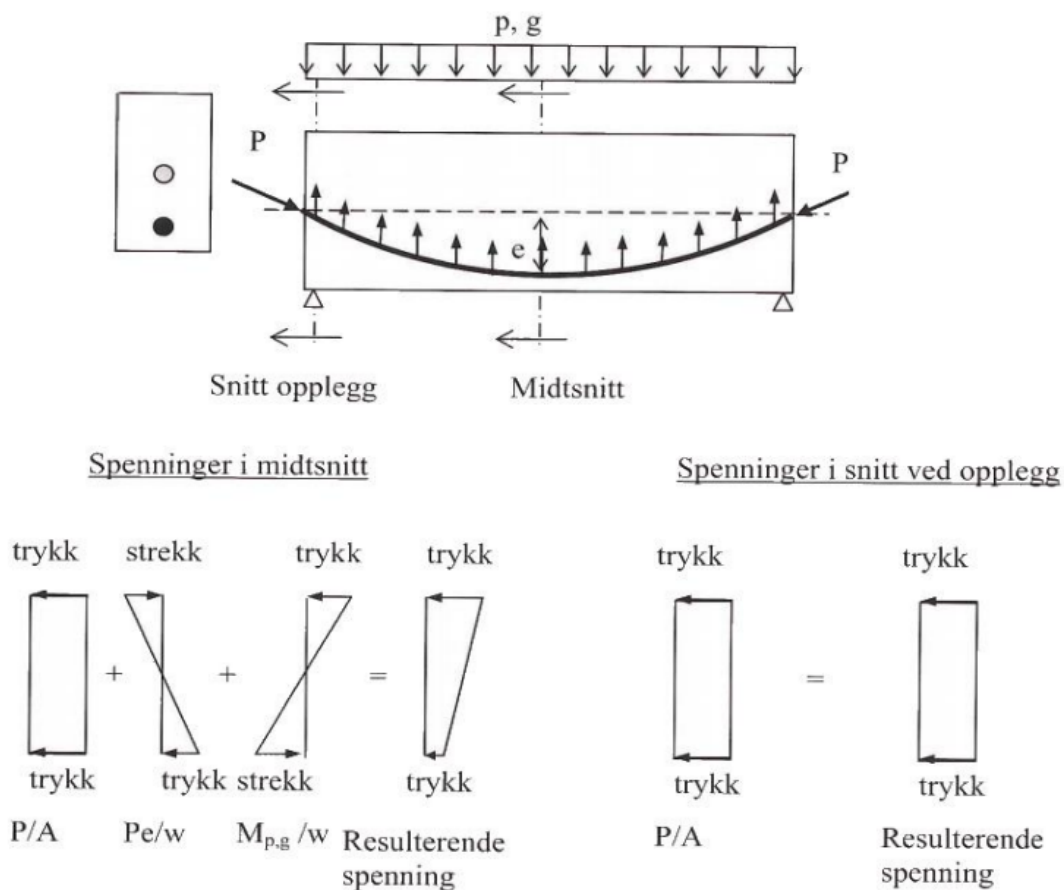
Figur 45: Utførelsen av de kontinuerlige bjolkene

I figuren ovenfor kommer det tydelig fram hvordan kontinuiteten i bjolkene kan opprettholdes under støping. Gapet i midten, mellom bjolkene viser bare hvordan armeringen fra den ene siden av søyla kan føres til neste. Gapet er altså ikke realistisk, men overdreven representasjon. Dekkene derimot, skal forankres til underliggende bjelker ved hjørnene.

8 Spennarmert betong

8.1 Spennarmert bjelke

Spennarmert betong er en type betong der indre spenninger påføres til stålarmeringen. Dette gjøres for at strekkspenningene fra ytre laster skal motvirkes. Armeringen kan spennes, enten før støpning (føroppspent), eller etter støpning (etteroppspent). I disse tilfellene brukes hydrauliske jekker til å påføre trykkrefter til armeringen, slik at elementet løftes oppover. Når elementet senere blir belastet, vil det gå tilbake til normal stilling. Dermed motvirkes både strekkspenninger og forskyvning forårsaket av ytre laster. Spenningene i tverrsnittet vil være trykkspenninger på armeringen. I tillegg vil det som tidligere nevnt være trykk på oversiden og strekk på undersiden, på grunn av ytre laster. Spennarmeringen derimot gir trykk på undersiden og strekk på oversiden. Når alle disse spenningene summeres, resulterer det i rent trykk. Det er akkurat det vi ønsker for et betongtverrsnitt, siden det kun tar trykk. En billedlig beskrivelse av spenningene i en fritt opplagt bjelke er vist i figuren nedenfor.



Figur 46: Spenninger i et spennarmert tverrsnitt [8]

Av figuren ser vi at profilet til spennarmeringen er en parabel. Hensikten er at den skal ha samme momentforløp som den ytre lasten skaper, men motsatt rettet. I tillegg er spenningene fra ytre last og spennarmeringen lik null ved oppleggene. Noe som gir mening, siden moment ved oppleggene er lik null hos fritt opplagte bjelker.

8.1.1 Fordeler ved Spennarmert betong

Spennarmering er veldig nyttig i konstruksjoner, siden det tillater store spennvidder. Samtidig spares det materialer på grunn av at hele tverrsnittet er i trykk. Med en spennvidde på 10 m er bjelke en derfor, en kandidat for denne metoden. Det er også andre fordeler med spennarmerte bjelker. Betongen vil nemlig ikke utsettes for store riss på i strekksonen. Når bjelken spennes oppover og tilbake stiller seg til opprinnelig posisjon vil det ikke oppstå riss. Ved bruk av slakkarmering derimot, vil det oppstå riss i strekksonen. Dette tillater igjen; fukt, karbonater og klorider å trenge gjennom betongen. Konsekvensene av dette har blitt diskutert tidligere i rapporten.

Andre fordeler av å bruke spennarmert betong er at det ikke alltid er behov for skjærarmering. Om det er behov eller ikke bestemmes etter kapittel 6.2 i Eurokode 2. Selv om det er behov for skjærarmering i elementet benyttes det uansett mindre skjærarmering enn i slakkarmering. Dette skyldes at bjelken presses mer sammen ved spenning. Dette fører til at det blir mer friksjon, som igjen resulterer i mindre skjærarmering.

Lenger oppe i teksten ble det nevnt før oppspente og etter oppspente bjelker. Før oppspente bjelker foretrekkes ofte når konstruksjonselementet er lite og lett å transportere. Etter oppspenning er foretrukket der elementene er store og tungvinte å transportere. Dermed vil bjelke en være av typen: etter oppspent betong, fordi spennvidden er på hele 10 meter.

8.1.2 Spenningstap

Det er umiddelbare tap av spennkraft når det benyttes etter oppspent betong. Slike tap er friksjonstap og låsetap. Friksjonstap er at friksjon mellom sidene av kanalen og kablen ikke tillater full spenning, når kablen er belastet [8]. Låsetap er når stålet glir noen millimeter, ved kraftoverføring fra jekken til forankringen av spennstålet. Elastisk deformasjon er ikke relevant for våre bjelker, siden ledningene ikke spennes separat.

I tillegg til umiddelbare tap blir både før oppspente og etter oppspente bjelker utsatt for tidsavhengige tap. Disse tapene betegnes som: svinn, kryp og relaksasjon [8]. Svinn er rett og slett uttørking av betongen ved at vannet fordampes. Deformasjon i samme retning av kablene fører til tap. Tap på grunn av kryp finner sted når last som virker på betongen over lang tid skaper kryptøyning. Relaksasjon derimot er, at spenningene i tauene avtar over en lang periode med press inni betongen. Disse tapene vil deretter i form av spenninger føre til en deformasjon av bjelken, slik at den forskyves nedover. Dermed er det viktig å beregne disse under dimensjonering av spennarmerte bjelker også.

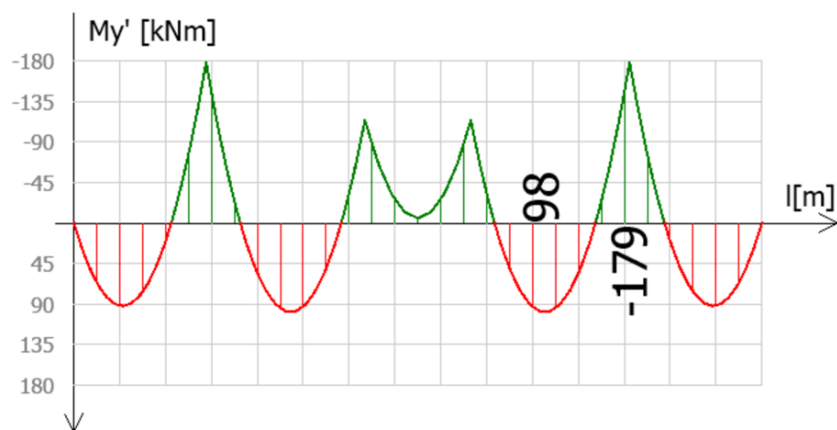
8.1.3 Resultater

Beslutningen om å bruke spennarmerte bjelker var basert på at den effektive høyden var for stor, hvis det skulle benyttes slakkarmering. Denne høyden ble litt redusert, men ikke nok til at det var forsvarlig å fortsette med den samme høyden for tverrsnittet. Høyden måtte derfor økes, noe som skapte en annen problemstilling. Massesenteret til hele bygningen, som ble brukt under beregninger for skiver var basert på volumet til de ulike materialene. Hvis tverrsnittet til de tre bjelkene økes, kan det derfor føre til at massesenteret endret plass. Dette var likevel ikke et problem, da det bare var dekker og skiver, som inngikk i bestemmelsen av massesenteret. Dermed ble tverrsnittshøyden økt til 550 mm. De beregnede resultatene har blitt systematisert i neste tabell.

Spennkraft (kN)	Spennarmering (mm ²)	Slakkarmering (mm ²)	Nedbøyning (mm)
1000	1005 (5 stk)	314 (1 stk)	3,304

Tabell 13: Resultater for dimensjonerte spennarmerte bjelker

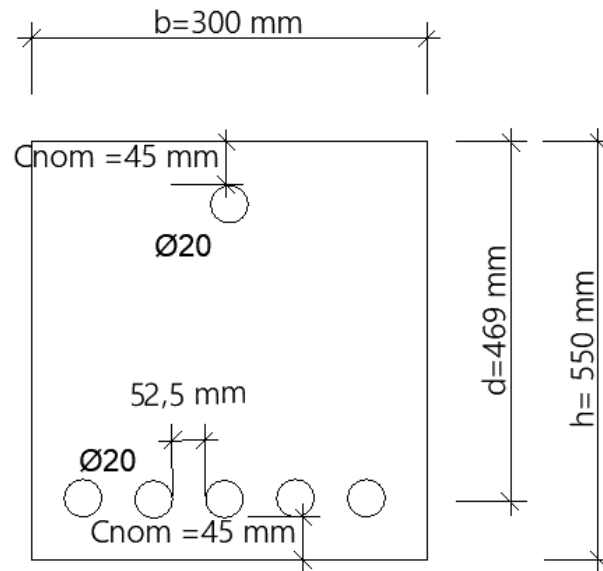
I begynnelsen ble momentkapasiteten under oppspenning ikke ok. Momentkapasiteten ble sjekket ved bruk av et M-N-diagram, der spennkraften naturligvis inngikk i beregningene. I tillegg ble den endelige nedbøyningen, etter betraktning av kryp, svinn og relaksasjon oppover. Årsaken er rett og slett at spennkraften er for stor, og bjelken bøyes oppover. Spennkraften måtte derfor reduseres slik at momentkapasiteten ble akseptabel og nedbøyningen reversert. Momentdiagrammet på de kontinuerlige bjelkene på kortsiden av kontorbygget ser slikt ut:



Figur 47: Momentforløpet til de kontinuerlige bjelkene (fra FEM-design)

Spennarmeringen må derfor ha et profil i akkurat samme retning som den vist ovenfor. Da vil spennarmeringen skape en fordelt last oppover. Den fordelte lasten produserer momenter i motsatt retning av momentene fra ytre laster. Som et resultat av det oppnår

man nøyaktig lastbalansering, som er hele hensikten med å bruke spennarmering. Merk at momentdiagrammet er negativt på strekksiden i FEM-design. Det skal egentlig være det motsatte, hvor positivt moment gir strekk på oversiden. Tverrsnittet med gjeldende armering er vist i følgende figur:



Figur 48: Tverrsnittet til de spennarmerte bjelkene

9 Vibrasjoner i betongelementer

Svingninger i betongkonstruksjoner induseres av forskjellige årsaker. Det kan være maskiner som hviler på dekkene, enten i byggeperioden eller levetiden. Under levetiden kan vibrasjoner fra ventilasjoner, trafikk og sprengarbeid påvirke stabiliteten i betongelementene. Der det er treningsarenaer kan en harmonisk bevegelse av folk forårsake store svingninger mot underliggende konstruksjoner. Spesielt når musikk er innblandet, slik at menneskene beveger seg rytmisk. Dermed skal vi undersøke hvilke effekter treningssenteret kan ha for dekkets stabilitet. Ikke minst skal det sjekkes hvor store svingningene må bli før de begynner å gå utover velværet til menneskene som er der. Forskningen har nemlig vist at vibrasjon egentlig ikke er farlig for betongelementer, på grunn av deres store stivheter og masser [24]. Likevel kan det påvirke helsen til menneskene negativt. Kontroll av vibrasjoner tilhører derfor under kategorien: bruksgrensetilstand. Nærmere bestemt, Utmattingsgrensetilstand.

9.1 Dynamiske og statiske laster

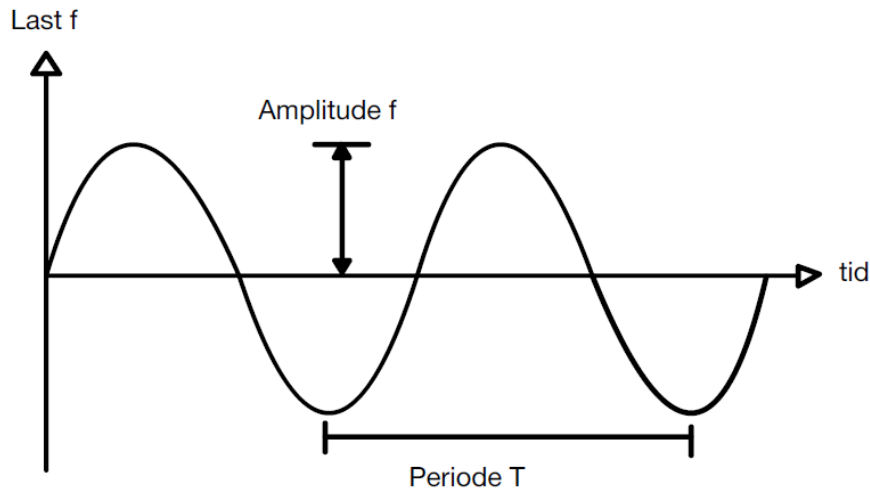
Laster som virker på en konstruksjon kan deles inn i to typer: statiske og dynamiske [25]. Statiske laster er stillestående laster, som ikke endrer størrelse, retning eller posisjon. Dette oppstår for eksempel hvis en person står stille på et bestemt sted. Det motsatte av statiske laster er dynamiske, der både størrelse, retning og posisjon endrer seg. Da vil personen eller personene bevege seg rundt, samtidig som de kanskje hopper. I tillegg er det viktig å nevne at dynamiske laster er tidsavhengige. Det vil si at lastene kan beskrives som funksjon av tid. Hvorvidt konstruksjonen motstår påvirkningene fra lastene, i form av deformasjoner og interne laster er også avhengig av tiden. Dynamiske laster er det som skal eksamineres videre i denne rapporten.

Laster som kan analyseres ved bruk av bestemte funksjoner av tid kalles deterministiske laster [26]. Dette er uavhengig av om tiden er regelmessig eller ikke. De analysene som brukes for å undersøke disse lastene kalles derav deterministiske analyser. Harmoniske laster, som for eksempel roterende maskiner i en konstruksjon er deterministiske, ettersom vibrasjonene kan uttrykkes med funksjoner. Andre dynamiske laster er ikke-deterministiske, siden de ikke har bestemte størrelser eller variasjoner. Størrelsen på slike laster bestemmes derfor ut ifra tidligere erfaringer og statistikk. Følgelig er analyser av disse lastene ikke-deterministiske. Jordskjelv og vindlast er gode eksempler på ikke-deterministiske laster. Det er ingen som vet eksakt når og hvor jordskjelv kommer til å inntreffe, heller ikke styrken på dem. Dette gjelder vindlaster også, fordi de kan være sterkere noen dager og svakere andre dager. I denne oppgaven fokuserer vi kun på deterministiske laster, altså de som kan presenteres ved bruk av bestemte funksjoner.

Basert på informasjonen over er det tydelig at dynamiske laster varierer. Det er også variasjoner innad deterministiske laster og ikke-deterministiske laster. De ulike typene blir forklart i de kommende underkapitlene.

9.1.1 Harmoniske laster

Når belastninger kan uttrykkes i form av sinus- og cosinusfunksjoner, kalles de harmoniske laster. Sinusfunksjonene beskrives som $f(t) = \sin(\omega_f t)$ og cosinusfunksjonene beskrives som $f(t) = \cos(\omega_f t)$. F er amplituden av svingningen forårsaket av den ytre lasten skaper, mens ω_f er lastfrekvensen.

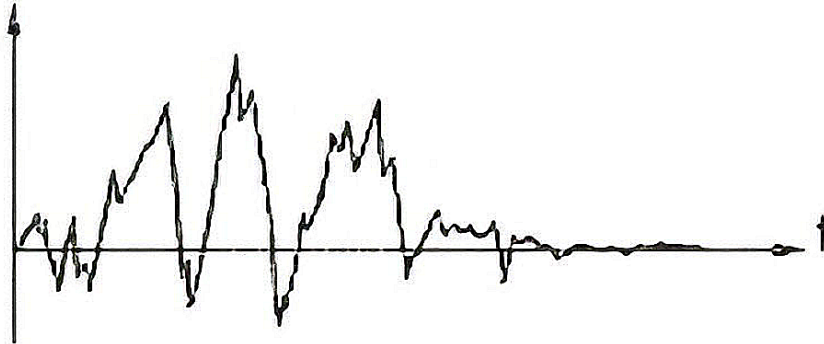


Figur 49: Harmonisk last

9.1.2 Transiente laster

Transiente laster er varierende laster som er vanskelige å uttrykke med matematiske form-
ler. Eksempler på dette er biler som kjører på en bro eller jordskjelv. Effekten av slike laster
på ulike konstruksjoner analyseres ved bruk av responspektrum [27]. Responsspektre er
funksjoner av periode eller frekvens, som viser den største responsen fra konstruksjonsele-
mentet, når det utsettes for midlertidige laster. For å bygge opp disse responspektrene er
det en metode som er utrolig signifikant, og det kalles superposisjon. Det er en tidsbespa-
rende fremgang hvor den dynamiske responsen av et konstruksjonselement approksimeres
med noen verdier av dens egenmodus. Egenmodusen er en naturlig vibrasjon hvor alle de-
lene i konstruksjonselementet beveger seg ved samme frekvens. En analyse av transiente
laster ser ofte ut som i figuren nedenfor.

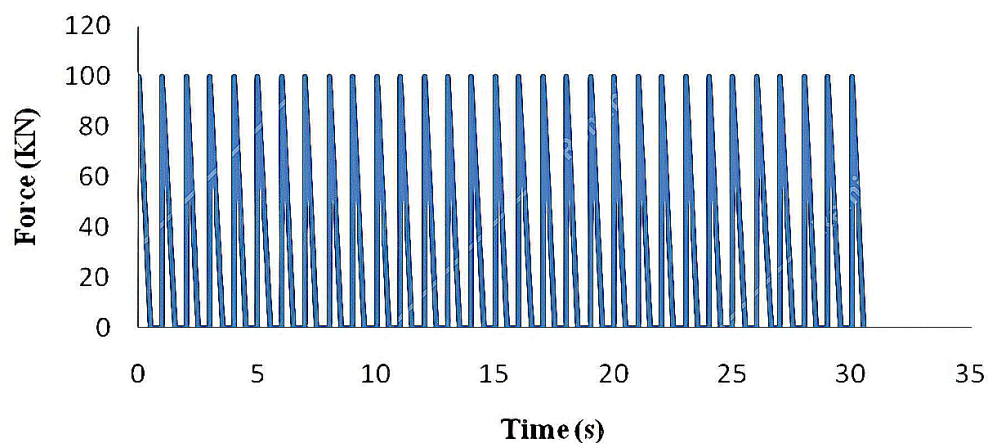
transient load



Figur 50: Transient last. Figur 1.2c fra [28]

9.1.3 Periodiske laster

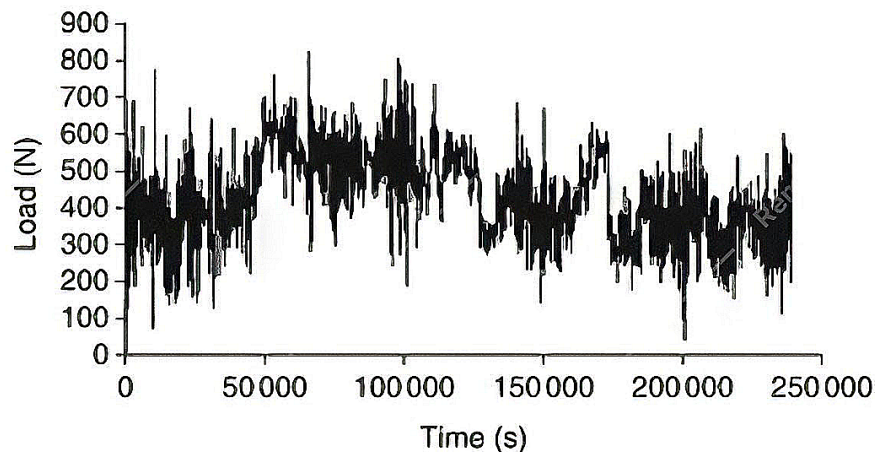
Periodiske laster er varierende laster som gjentar størrelsene sine etter bestemte tidsintervaller [29]. Noen gode eksempler på slike laster er mennesker som beveger seg og vindlaster. Spesielt sterke vindkast kan ha katastrofale konsekvenser på bygninger, ettersom vegger og andre elementer kan felles. Funksjonene for disse lastene er i bunn og grunn vilkårlige, men på grunn av gjentakelsene kan de beskrives ved bruk av Fourierrekker. Fourierrekker er matematiske rekker der enkeltsvingninger slås sammen til å representere en helhetlig svingning. Dette er en anerkjent analyse for harmoniske laster. Funksjoner av periodiske laster kan ha mange former, deriblant rektangler, trekanter og trigonometriske. Nedenfor kan man se et eksempel på en trekantet, periodisk funksjon.



Figur 51: Periodisk last. Figur 1.1 fra [29]

9.1.4 Arbitrære laster

Arbitrære laster er som det ligger i navnet tilfeldige laster på en konstruksjon. Dette er også transiente laster, men som har en kort varighet. Dette kan være plutselige vibrasjoner på et bygg fra maskiner, eller eksplosjoner av ulike årsaker. Spesielt eksplosjoner er et aktuelt tema i disse dager, da mange terroristorganisasjoner truer sikkerheten til mennesker. Et mulig tiltak for å håndtere disse ødeleggelsene er å dimensjonere byggene, slik at de motstår ekstreme påkjenninger. På den måten kan skadegraden på mennesker minimaliseres. Noen av fagpersonene som har undersøkt slike effekter er Per Kristian Larsen, professor ved NTNU. Larsen understreker spesielt et problem ved dagens bygninger [30]. Det er at de ofte er ekstremt høye og den eneste måten å komme seg inn og ut er hvis man bruker den nederste etasjen. Ved eksplosjoner og andre katastrofer vil folk derfor ikke kunne komme seg ut på tide. Byggebransjen har med andre ord et forbedringspotensial når det kommer til noen enkle temaer. Som forventet oppleves grafer av arbitrære laster ganske kaotiske.



Figur 52: Arbitrære laster. Hentet fra [31]

9.2 Dynamisk frekvensanalyse

Når en vibrasjonsbelastning påføres en struktur som samsvarer med dens naturlige frekvens, kan det føre til økt amplitude. Hvis vibrasjonsbelastningen settes i et bestemt tidsrom, vil det oppstå resonans. Resonanseffekten vil forsterke amplituden (forskyvningen) og føre til ødeleggelse av systemet. Dette er noe vi ikke vil skal oppstå, og for å unngå dette bruker man en dynamisk frekvensanalyse. Dynamisk frekvensanalyse (modal analyse) er en metode som brukes for å bestemme de naturlige resonansfrekvensene til en struktur. Målet med analysen er å forutsi dens maksimale respons.[32]

For å bestemme egenfrekvensene til et objekt brukes det Newtons 2. lov for dynamiske tilfeller.

$$Mu'' + Cu' + Ku = F(t) \quad (28)$$

$$\text{Tregghetskrefter} + \text{Dempendekrefter} + \text{Elastiskekrefter} = \text{Tilførtekrefter} \quad (29)$$

Hvor

M = Massematrise

C = Dempningsmatrise

K = Stivhetsmatrise

u'' = Akselerasjonsvektor

u' = Fartsvektor

u = Forskyvningsvektor

$F(t)$ = Tidsavhengige ytrekraft

Et reelt oscillerende system vil over tid oppleve en reduksjon i amplitude som følge av intern friksjon og luftmotstand. Noe som i fysikken er kjent som dempning. For en dynamisk analyse av konstruksjoner setter vi $Cu' = 0$, ettersom vi ser på de maksimale svingeamplitudene i konstruksjonen. Det er også ingen tidsavhengige ytrekrefter som påføres systemet $F(t) = 0$.

$$Mu'' + Ku = 0 \quad (30)$$

Dette er da en udempet fri svingning. Formelen kan med liten mellomregning omformuleres slik som vist:

$$(k - \omega^2 M) * u = 0 \quad (31)$$

$$\det[k - \omega^2 M] = 0 \quad (32)$$

Hvor

ω = Vinklefrekvens

Dette gir oss en egenligning som kan brukes til å bestemme egenverdier og egenvektorer. Egenverdiene bestemmer frekvensen mens egenvektorene bestemmer "mode shapes". For elementer med to frihetsgrader (forskyvning og rotasjon) i hver node kan man bruke følgende matriser.

$$k = \frac{EI}{L^3} \begin{bmatrix} 12 & -6L & -12 & -6L \\ -6L & 4L^2 & 6L & 2L^2 \\ -12 & 6L & 12 & 6L \\ -6L & 2L^2 & 6L & 4L \end{bmatrix} \quad (33)$$

$$M = \frac{\rho AL}{420} \begin{bmatrix} 156 & -22L & 54 & 13L \\ -22L & 4L^2 & -13L & -3L^2 \\ 54 & -13L & 156 & 22L \\ 13L & -3L^2 & 22L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (34)$$

Hvor

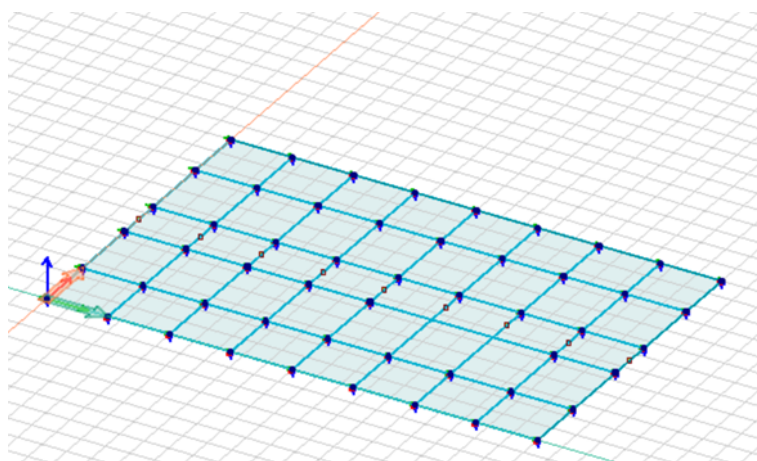
$\rho =$ Tyngdetetthet

Betongelementforeningen i sin publikasjon om svingninger av betongelementer har satt grenseverdier. Disse er med hensyn til menneskelige aktiviteter som kan sammenlignes opp mot egenfrekvensen til dekket[33]. Ved dans og sportsaktiviteter registreres en maksimalfrekvens på 3 Hz. Det anbefales at dekkets resonansfrekvens bør ligge høyere enn 8 Hz.

9.2.1 Dynamisk analyse

Håndberegning av dekkets egenfrekvens gjennomføres som for et bjelkeelement. Det innføres to elementinndelinger ved å sette noder med to frihetsgrader. Stivhets- og massematrisen for hvert element stiftes og den globale matrisen etableres. Vi finner da egenverdiene som i dette tilfellet er vinkelfrekvensene. Egenfrekvensen til systemet kan finnes ved å dele på 2π , som er definert som en hel svingning av systemet.

Oppbygging av FEM-modellen for analysering av egenfrekvens begynner med å definere elementene som inngår i svingningen. Vi har valgt å sette dekkene oppå kontinuerlige bjelker. Svingning av dekker vil dermed sette bjelkene i bevegelse. For å lage en modell som best representerer statikken, velger vi å sette punkttopplager i møtepunktene mellom bjelkene. Dette vil sikre fastholding mot forskyvning i vertikal retning ved opplageret. Dekkene skal da være frie til å svinge. FEM-modellen som brukes med tilhørende input data for analyseringen er presentert nedenfor.



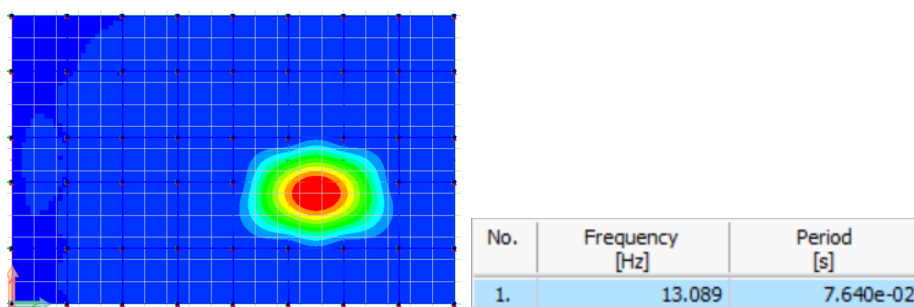
Figur 53: FEM modell for dynamisk analyse

Eksitasjonsområde	Hele dekket
Fordelt flatelast	4.5 kN/m ²
Antall skritt	$N_{footstep} = 100pcs$
Eksitasjonsintervall	$f_{p,min} = 1.8Hz, f_{p,max} = 2.2Hz$
Frekvenstrinn	Steps=100
Cut-off egenfrekvensen	$f_{cut} = 15Hz$
Demping	5%
Fourier koeffisient	Dansk annex

Tabell 14: Input for analysering av egenfrekvens

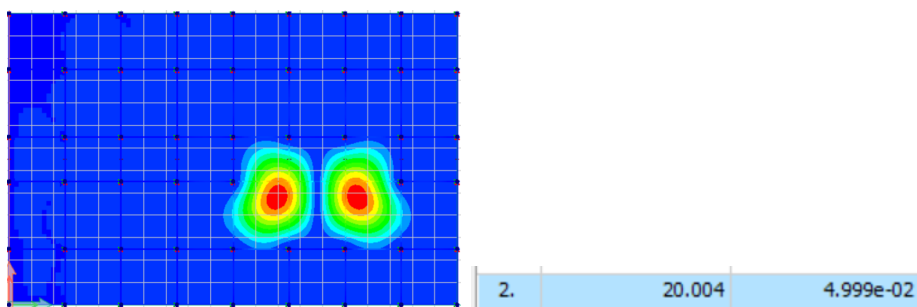
9.2.2 Resultat

Resultatet fra mode shape 1 viser en naturlig frekvens på 13.2 Hz. Dette skal være en kritisk frekvens som fører til en parabelformet, forsterket amplitude (forskyvning) i den delen av bygget som er vist nedenfor.



Figur 54: Resultater fra mode shape 1

Resultatet fra mode shape 2 viser en naturlig frekvens på 20 Hz. Dette skal føre til to samvirkende, parabelformet amplituder. I likhet med mode shape 1 skal svingningen oppstå i området med størst spennevidde i bygget.



Figur 55: Resultater fra mode shape 1

Resultatet fra håndberegningen med tilhørende analyseretning er presentert nedenfor. f er egenfrekvens analysert i x-retning, mens f_1 er egenfrekvens analysert i y-retning. Tilleggsinformasjon kan finnes i vedlegg 8.

$$\mathbf{f} := \frac{\omega}{2 \cdot \pi} = \begin{pmatrix} 5.173 \\ 57.455 \\ 23.412 \\ 90.75 \end{pmatrix} \cdot \text{Hz} \quad \mathbf{f}_1 := \frac{\omega_1}{2 \pi} = \begin{pmatrix} 11.555 \\ 51.343 \\ 129.122 \\ 235.581 \end{pmatrix} \cdot \text{Hz}$$

Figur 56: Resultater fra håndberegningen

10 Diskusjon

I dette kapittelet kommer vi til å belyse de oppdagede resultatene. Det skal diskuteres om konsekvensene av de valgte løsningene, og hvilken rolle de spiller på praktiske utførelser. Likeledes blir alternative løsninger som er mulig å utføre i praksis nevnt. Disse skal sees i sammenheng med lastsituasjonen og den tekniske utførelsen av bygget, og følgelig hvorfor de ikke ble valgt. Observasjonene og resultatene er basert på håndberegninger og kan påvirke nøyaktigheten. Dermed vil håndberegninger bli sammenlignet med beregninger fra FEM-design. Deretter vil avvikene, enten de er til gunst eller ugunst for håndberegningene oppklares med fornuftige resonnementer.

10.1 Materialvalg

Betong ble tidlig valgt til å brukes for bæreelementene i konstruksjonen. Det fins selvfølgelig andre aktuelle materialer, men noen av nøkkelegenskapene var overbevisende nok til å benytte det. Betong er et sterkt materiale, som tåler store belastninger, ettersom trykk er betongens spesialitet. Denne egenskapen er svært signifikant i store bygninger som dette kontorbygget. Likevel tåler ikke betong strekkspenninger, som tidligere hentydet. Derfor legges det inn stålarmering for å håndtere strekkspenningene. Stålet brukes ikke bare som armering i betong, men er faktisk et materiale som er hyppig brukt for konstruksjoner.

Grunnen til at betong ble valgt fremfor stål til kontorbygget har grunnlag i flere aspekter. Betong har en ganske stabil pris sammenliknet med stål, som ofte har svingende priser i markedet. Dermed er det mer økonomisk forutsigbart å benytte betong. I tillegg er betong et komposittmateriale med forskjellige materialer inni, mens stål er et litt mer homogent metall. Denne egenskapen til stål utsetter det til en større fare for korrosjon og brann. Korrosjon er uansett et problem uavhengig av om stålet er inni betongen eller et selvstendig materiale. Inni betongen er det likevel bedre beskyttet på grunn av den store pH-verdien til betong. Siden stålet består av en større andel metall vil det ved store temperaturer miste sin bæreevne. Noe som er uønskelig med tanke på sikkerheten til menneskene i kontorbygget. Betongen er bedre rustet mot brann på grunn av dens komposisjon.

10.2 Tverrsnitt

Mange ulike tverrsnitt var aktuelle for bæreelementene. Det ble valgt rektangulære tverrsnitt for både bjelker og søyler. Den første forklaringen er at bjelker med sirkulære tverrsnitt krever et større areal for at overflaten skal være fullstendig bærende for elementene over. Da trengs det større tverrsnitt for å imøtekomme kravet, noe som er veldig kostbart. Hvis sirkulære tverrsnitt skulle anvendes hadde det ført til en mer komplisert plassering av armering. I tillegg hadde det vært utfordrende å konstruere i virkeligheten. Av den

grunn trengs det gode fagfolk, som igjen koster mer penger.

Rektangulære tverrsnitt har et treghetsmoment, som avhenger av både bredden og høyden. Treghetsmomentet til sirkulære tverrsnitt avhenger kun av diameteren. Dette vil si at mer masse kan fordeles utover fra tyngdepunktet for rektangulære tverrsnitt. Bjelkene har fordelte laster som virker på den sterkeste akse. Den sterkeste akse er altså den med størst treghetsmoment. I dette tilfellet er det y-aksen, hvis man tenker seg at man har y-akse horisontalt og z-akse vertikalt. Dermed kan man for å få mer kapasitet i rektangulære tverrsnitt øke på høyden til tverrsnittet. Dette fører til at det blir mer masse fordelt i den samme retningen som lasten påføres. Endringen av høyden vil ikke påvirke bredden på noen som helst måte. I sirkulære tverrsnitt derimot, vil økning av diameteren føre til at hele tverrsnittet utvider seg. Ergo får man ikke utnyttet distribusjonen av massen like godt hos sirkulære tverrsnitt.

For bjelkene kunne det vært mulig med andre åpne tverrsnitt, som for eksempel I-tverrsnitt og T-tverrsnitt. Det som er ugunstig med slike tverrsnitt er at de er utsatt for torsjon, i større grad enn lukkede. Likevel, har de andre fordeler, som er verdt å nevne. Disse tverrsnittene har flenser, som er effektive mot momenter, dermed innfører mer duktilitet. Stegene er mer effektive mot skjærpåkjenninger. I tillegg er treghetsmomentet hos I- og T-tverrsnitt større, slik at de har mer kapasitet mot bøyemomenter. En annen konsekvens av større treghetsmomenter er at nedbøyningene reduseres. Andre fordeler ved åpne tverrsnitt er at man sparer mer materiale. Den delen av betongen som er under nøytralaksen bidrar ikke til å styrke betongen. Dette er fordi det utsettes for strekk. Derfor er det i teorien forsvarlig å fjerne den, sånn at det til slutt blir et I- eller T-tverrsnitt. Som et resultat av det, er det mindre behov for betong. Åpne tverrsnitt ble etter hvert valgt bort, siden de har små torsjonsstivheter.

De overnevnte egenskapene diskutert i forrige avsnitt kan ha en ulik betydning hvis de benyttes i søyler. Søylene utsettes for aksialkrefter og må derfor motstå disse. Sirkulære tverrsnitt er bedre egnet til dette, da avstanden fra tyngdepunktet er den samme til alle rander. Lastene som skal til for å knekke søyla er derfor de samme alle steder i tverrsnittet. Rektangulære tverrsnitt har ikke denne fordelten. På grunn av forskjeller i treghetsmoment, kan den ene akse i søyletverrsnittet gi etter for rotasjon og bøyning før den andre. Til tross for dette er det behov for flere armeringsstenger i sirkulære tverrsnitt. Den minimale andelen med armeringsstenger er fire stykker i rektangulære og seks for sirkulære.

Formen til sirkulære søyler gjør det også vanskeligere å prosjektere i virkeligheten [34]. Å oppnå sirkulære former, som ikke har hjørner og kanter krever mer ekspertise og bedre forskalingsmaterialer. Dette vil være økonomisk ugunstig, med tanke på at kostnadene øker. Dessuten vil det være vanskeligere å kontrollere trykket av betongen i sirkulære forskalinger. Da vil det være utfordrende å sikre stabiliteten av forskalingen mot betongtrykket. Av den grunn ble det benyttet rektangulære tverrsnitt for både bjelker og søyler.

I starten av oppgaven var det en tanke om å effektivisere konstruksjonen, ved å dimensjonere elementene så slanke som mulig. Dette hadde vært hensiktsmessig, dersom kjernen i oppgaven var kostnadseffektivitet og besparelse av materialer. Slikt kunne man oppnådd

et billigere prosjekt med godt utnyttede tverrsnitt. Samtidig hadde sikkerheten til elementene blitt redusert. Dermed ble det gjort en avveining der sikkerheten kom seirende ut. Fokuset gjennom hele oppgaven har derfor vært å dimensjonere trygge tverrsnitt som imøtekommer standardene.

10.3 Statiske systemer

I et prosjekt er det mange forskjellige statiske systemer som kan benyttes. Beslutningene av statiske systemer må foretas på bakgrunn av utførelsen og anvendelsen av bygget. Kontorbygget har et stort grunnareal og strekker seg over flere etasjer. Dermed var hovedplanen å velge statiske systemer med opplegg, som sørger for at det ikke blir overført for store momenter. Dette var grunnen til at verken bjelker eller søyler ble utført med faste innspenninger, da de presenterer momenter. Tilleggsmomenter og tilleggslaster hadde ført til et større behov av materialer i bæresystemene. Det er derfor det kun ble brukt rullelagre og boltlagre.

Bjolkene ble valgt til å være kontinuerlige i begge retninger. Denne måten å bygge opp bjolkene gjør det lettere å støpe monolittisk, samtidig som momentene og nedbøyningene blir mindre. Til tross for disse fordelene bydde de kontinuerlige bjolkene på noen utfordringer. Mengden av opplegg og lengden av bjolkene gjorde det litt vanskelig å betrakte moment og skjær for hele bjelken. Et alternativ var å sette inn bjolkene i et Finite-element program som FEM-design eller Focus konstruksjon. På den måten kunne vi avlest maksimale momenter, skjærkrefter og nedbøyninger. Verdiene for moment og skjær hadde gjort det enklere og mer nøyaktig å beregne strekkarmering, trykkarmering og skjærbøyler.

For nedbøyningen derimot, hadde det ikke vært hensiktsmessig å bruke den avleste nedbøyningen fra FEM-design. Nedbøyninger over lang tid er nemlig påvirket av kryp og svinn hos slakkarmerte bjelker. For spennarmerte bjelker er det i tillegg relaksasjonstap. For å beregne disse er det viktig å ha en formel for nedbøyningen, slik at effekten av langtidstapene kan betraktes hver for seg. Den avleste nedbøyningen fra FEM-design er bare forårsaket av de ytre lastene. De ytre lastene vi førte inn på FEM var dimensjonerende, og dermed i bruddgrensetilstanden. Håndberegningene derimot, var basert på bruksgrensetilstanden med karakteristiske laster. Selv om FEM kunne beregnet langtidseffektene kryp og svinn, valgte gruppa å ikke inkludere det som parameter. Nedbøyningene ville uansett ha vært forskjellige, siden lastsituasjonen for hånd og på FEM var ulike.

En annen mulighet hadde vært å bruke matrisemetoden fra statikk. Da stiftes det først stivhetsmatriser for alle elementene i den kontinuerlige bjelken. Elementmatrisene settes sammen og en globalmatrise som forbinder bjelken etableres. Ved hjelp av stivhetsmatrisene finner man deretter momenter, skjærkrefter og nedbøyninger. Dette hadde vært mulig å gjennomføre, men det hadde krevd for mye tid. En nevneverdig opplysning er at Finite element programmer også bruker matrisemetoden, men med mange flere elementer. Flere elementer fører til nøyaktigere svar.

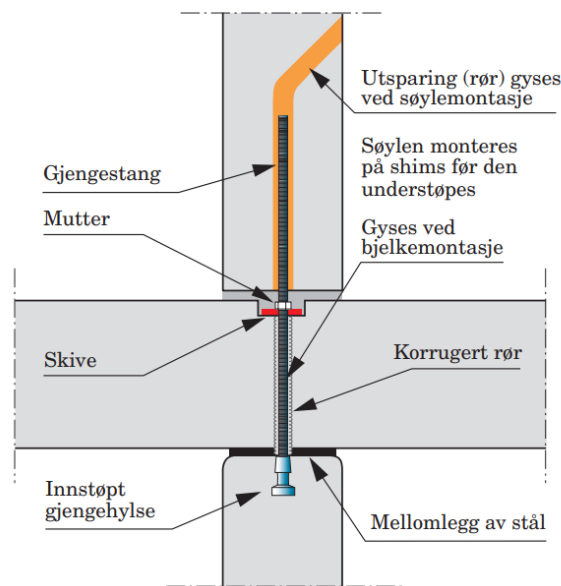
Av alternativene ovenfor var det ingen av de som passet til våre preferanser og tidsbegrensninger. Dermed så vi etter andre metoder, som gikk raskere. I konsultasjon med faglærere og veiledere kom vi fram til en generalisering. Det ble foreslått å betrakte et av feltene i den kontinuerlige bjelken som fast innspent på begge sider. All dimensjonering ble gjort med parametere for slike bjelker, hentet fra profiler og formler. Denne metoden fikk beregningene til å gå raskere, men det var ikke en realistisk tilnærming.

Det maksimale momentet for den kontinuerlige bjelken med spennvidde 26 meter ble for eksempel 179 kNm, beregnet av FEM-design. Mens med antakelsen om fast innspent på begge sider ble momentet 245 kNm. Til sammenlikning ble det håndberegnete momentet for bjelke 1 lik 453 kNm. Det er store forskjeller mellom momentene, spesielt for bjelke 1. Forklaringen bak dette er den store spennvidden til bjelke 1. Siden spennvidden på 10 meter inngår i beregningen av maksimalt moment, vil det gi et mye større moment. I FEM ble de maksimale momentene beregnet for hele den kontinuerlige bjelken. Antakelsen om fast innspent bjelke var derfor unøyaktig. FEM ga nøyaktigere svar, fordi den har flere elementinndelinger, og kan representere virkeligheten mye bedre enn håndberegningene kan.

Samtidig er det viktig å merke seg at det var et segment med størst spenn av de kontinuerlige bjelkene som ble dimensjonert. I tillegg var det maksimale momentet som ble brukt for dimensjoneringen, fra oppleggene. Det maksimale momentet for fast innspente bjelker oppstår ved oppleggene. Dersom vi hadde dimensjonert med feltmomentet i midten hadde de opptredende momentene blitt mye mindre. Denne tilnærmingen hadde igjen ført til mindre armering ved oppleggene. Noe som påvirker sikkerheten til konstruksjonen. Feltene ble på den andre siden overdimensjonert, som sikrer tryggheten til bæreelementet. Fordelen ved betraktning om fast innspente bjelker hadde altså både fordeler og ulemper. Fordelene var at det ble spart mer tid, og sikkerheten til bjelkene var opprettholdt. En ulempe er at momentene ble større enn de er i virkeligheten. Dette førte til en overdimensjonering, som krever mer materiale og mer penger.

10.4 Knutepunktsforbindelser

Knutepunkter kan i likhet med andre elementer i bygget konstrueres på forskjellige måter. Tidligere i oppgaven ble det informert om at kontorbygget skulle være plaststøpt. Dette medfører at bygget må sees i en helhet og knyttes sammen deretter. De teoretiske planene av knutepunkter må sammenfalle med det som gjøres i praksis. Dersom konstruksjonen hadde vært bygd opp av forhåndsstøpte elementer hadde knutepunktene sett annerledes ut. For eksempel hadde knutepunktene mellom søyler og bjelker sett ut som på figuren under:



Figur 57: Typiske knutepunkter mellom søyler og kontinuerlige bjelker. Figur C8.42 fra [35]

Mellom bjelkene og søylene legges det mellomlegg, eller shims på engelsk. Mellomleggene kan utføres i forskjellige materialer. Deres rolle er å sentrere vertikallasten og fordele trykkspenningene jevnt utover på tverrsnittet. Alt fra gummi, stål og mørtel er aktuelle materialer. I store konstruksjoner bør det brukes stivere materialer som stål og mørtel, i figuren ovenfor brukes det stål.

Gjengehylsen går fra den nederste søyla, gjennom bjelken til den øverste søyla. Det at utsparingen på den øverste søyla gyses vil si at det støpes med tyntflytende mørtel [36]. Gysing brukes ofte for innfesting av bolter og fylling av utsparinger. Korrugerte rør rundt gjengestangen er i simpelheten bare plastrør som er rillet. Igjen må det presiseres at slike knutepunkter kun benyttes for elementkonstruksjoner og ikke plaststøpte bygg.

Dekkene skal som tidligere nevnt forankres fast til bjelkene ved hjørnene. Det at dekkene er fritt opplagte er faktisk ikke veldig realistisk, da de blir delvis innspente etter støping. Denne innspenningen av dekkene vil bidra til et mindre feltmoment, og oppoverrettede strekkspenninger ved endeoppleggene. Etter våre beregninger blir ikke disse strekkspenningene tatt opp. Dette er en konservativ tilnærming og fører til at dekket overdimensjoneres, siden maksimale momenter for fritt opplagte dekker er større. Det vil med andre ord oppfylle kravene om sikkerhet. Beregningene skulle strengt tatt ha betraktet disse momentene under beregninger. Dette ble likevel ikke gjort, fordi det overskrider den kunnskapen vi har tilegnet gjennom tidligere kurs. Beregninger med fast innspenning på endene av dekket ville også gitt større momenter på søyla. Noe som var uønskelig i dette prosjektet.

10.5 Effekten av utsparinger

Analyse av stivhetsreduksjon ved innføring av åpninger i skjærvegger ble forenklet ved å beregne stivhetsreduksjonen i en del av skjærveggen. Håndberegningen ble gjort på grunnlag av en forbedret prosedyre som skulle redusere avviket fra det reelle resultatet. For å finne stivheten av veggen ble det tatt utgangspunkt i enhetslastmetoden. Siden dette var en god tilnærming for å finne den globale forskyvningen, både i solid- og utspart vegg. Kompleksitet ved gjennomføring av beregninger ble redusert ved å sette E-modul og skjærmodul lik 1. At disse verdiene settes lik 1, har ført til ulike resultater i håndberegning og FEM. Dette vil likevel ikke påvirke nøyaktigheten av beregningen, knyttet til stivhetsreduksjonen. Det endelige svaret fra håndberegningen ga et tydelig svar på effekten av utsparinger i skjærvegger, selv om det ikke ga en nøyaktig tallverdi. Det at håndberegningen overestimerte stivhetsreduksjonen ble likevel sett som en fordel ved metoden, siden dette vil føre til en mer konservativ vurdering av stivhetsreduksjonen. Dette vil da sikre en økt kapasitet ved dimensjonering.

10.6 Vibrasjon i dekket

Håndberegninger relatert til bestemmelse av dekkets frekvens lå med et avvik på ca 11-17% fra resultater i FEM. For å unngå kompleksitet ble beregningene forenklet ved å bruke stivhets- og massematrise til et bjelkeelement. Vi kan da argumentere for at forankringene på enden av dekkene vil sikre momentet om lengdeakse. Dette vil føre til at torsjonsstivhet i den globale matrisen settes lik 0 og beregningen gjennomføres som for et bjelkeelement. Likevel var det usikkerhet om antagelsene var gode nok til å gi et svar, som skal være sammenlignbart med resultatene fra FEM. Samtidig vil forenkling av modellen og elementinndelingen bidra med å forsterke avviket. Til tross for at modellen var forenklet og vi så bort fra samspillet mellom de ulike dekkfeltene, ga de håndberegnete resultatene et tydelig svar på hvor egenfrekvensene til dekket lå. Dette viser hvor viktig det er med en god tilnærming om det ønskes bedre beregningskvalitet. Et annet alternativ kunne vært å innføre flere elementinndelinger, slik at svarene blir mer korrekte. Dette vil derimot øke størrelsen av den globale matrisen og elementinndelingen, som etter hvert ikke vil ha stor betydning.

konstruksjonselementer utsatt for svingninger dimensjoneres til å enten ha en større eller mindre egenfrekvens, enn forventet dynamisk last. For å ha et betryggende konstruksjonselement er det vanlig å gå for det dobbelte av høyeste lastfrekvens[33]. Vi kan da på grunnlag av dette godkjenne egenfrekvensene fra håndberegningen.

10.7 Avvik av håndberegninger

Under arbeidet med bacheloroppgaven var det interessant å se på avviket mellom håndberegninger og FEM. Som ingeniørstudenter er vi klare over at vi mest sannsynlig ikke kan utføre en håndberegning med 100 % nøyaktighet som FEM. Men ved hjelp av forenklete håndberegninger, vil vi i det minste være i stand til å finne området som dette svaret bør ligge i. Selvfølgelig, kan ikke alle problemer løses ved å innføre forenklinger. Faktisk har de fleste praktiske problemer ikke en enkel matematisk løsning. FEM-analysene vi gjennomførte skal da være hjelpemidler som brukes for å vurdere om det vi fikk fra forenklete håndberegninger gir noe mening i det hele tatt. Det viktigste er å vite hvilke resultater vi forventer fra FEM-analysen basert på antagelsene vi tok. Med andre ord estimerer vi utfallet ved å forenkle problemet. Et godt svar for håndberegninger skal dermed godkjennes, dersom den er konservativ. Dette, med tanke på utnyttelse ansees ikke som en god dimensjoneringsmetode, men vil gi trygghet i analysen.

Et eksempel som tas opp kan være beregning av armeringsmengden i skjærvegger. Her tok vi utgangspunkt i en utkraget bjelke. Vi valgte da de maksimale spenningsinteraksjonene i skiven til å sjekke trykkapasiteten av betongen mot trykkpåkjenningene. Det samme gjorde vi med strekkapasiteten mot strekkpåkjenningene. Dette er en generalisering av hva som skjer i skjærveggen. Vi vet i tillegg at spenningspåkjenningene til hvert punkt vil variere. Likevel er det en god tilnærming som kan innføres for å estimere hvor den maksimale armeringsmengden ligger. Dette indikerer at det ikke er bare styrken av metoden vi bruker som bestemmer hvor godt svaret blir, men også hvordan vi utnytter den. Slik oppnås best mulig tilnærming. På grunnlag av dette, dimensjonerte vi randelementer for de verste spenningsinteraksjonene. I dette tilfellet var det strekkspenninger. FEM setter ikke randelementer som tar strekkspenninger på hver side. I stedet øker den armeringsmengden i punktene som ligger nær randen. Resultatet fra FEM bekrefter at vi får økte spenninger ved randen. Selv om håndberegningen overestimerer armeringsmengden, stemmer den med resultatet vi forventet. Altså øker armeringsmengden mot randen som et resultat av strekkspenningene.

Et annet eksempel som ikke stemte med håndberegningene var innsetting av bøyler nær søyletoppen. Her tok vi utgangspunkt i EC, 2.9.5.3 og plasserte bøyler med en senteravstand på 300 mm for å sikre plasseringen av lengdearmeringene. Etter å ha gjennomført en armeringsanalyse i FEM oppdaget vi at senteravstanden mellom bøylearmeringene, nærmest søyletoppen er satt til å være 180 mm. Dette avviket kommer av spenningsovergangen fra søylebunn til søyletopp. I FEM-modellen satte vi en punktlast på toppen av søylen. Den idealiserte spenningsfordelingen for søyler gitt i EC, 6.7 viser at ved overføring av trykkspenninger fra punktlast til søyletopp vil arealet, hvor spenningsfordelingen skjer, øke med en helning på 2:1. Som et resultat av det vil en konsentrert last på et lite tverrsnittsareal, utvikle horisontale spenninger som forårsaker splittende strekkrefter. For å motstå disse vil bøyler ved søyletoppen legges med mindre senteravstand. Dette er noe som FEM-analysen tar hensyn til. Dette skal også være gjeldende for konstruksjonssystemet vårt, ettersom lastene går fra en søylebunn til søyletopp med like tverrsnitt som

ligger oppå hverandre. Vi kan på grunnlag av dette begrunne at spenningen fordeles på en liten del av tverrsnittet. EC2 anbefaler at avstanden mellom bøylene reduseres med en faktor på 0.6.

11 Konklusjon

Det aller første som ble sjekket for kontorbygget var om global stabilitet var oppnådd. Den globale stabiliteten ble sjekket ved å sammenlikne opptredende skjærkrefter og momenter med kapasitetene, for skjærveggene. Siden forholdet mellom opptredende og kapasiteten ble mindre enn en, var dette en indikasjon på at konstruksjonen hadde global stabilitet. Derfra kunne dimensjoneringen begynne.

Alle bærende elementer har blitt dimensjonert i tråd med angitte standarder. Nødvendige armeringer og forankringer ble dimensjonert i bruddgrensetilstanden. Der brukervennligheten var et aktuelt tema ble nedbøyninger og rissvidder også sjekket. Verdiene ble sjekket opp mot standardiserte verdier for å se om de var akseptable. Ingen av elementene hadde resultater som var utenfor kravene i bruksgrensetilstanden. Betydningen av dette er at de valgte statiske systemene, tverrsnittene, spennviddene og materialene var høvelige.

Gjennom studiet har det vært bruksgrense- og bruddgrensetilstand som var i fokus. I bacheloroppgaven ville vi lære mer om noen temaer. Et av alternativene var å innlemme utmattingsgrensetilstanden i beregningene. Spesielt med tanke på treningscenteret og vibrasjonene som oppstår der, på grunn av treningsaktivitetene. Egenfrekvensen til dekket ble sjekket opp mot standarden for å se om de var tilfredsstillende. De beregnede svingningene var innenfor forutsetningene og det var derfor ikke behov for videre tiltak.

På grunn av avgjørelsen om at konstruksjonen skulle støpes monolittisk innebar det knutepunkter, som er tilpasset denne hensikten. Dette ble utfordrende i starten, siden vi manglet den praktiske erfaringen med hvordan forbindelser blir utført på ekte. Ved hjelp av hjelpsomme kilder og gode samtaler med veiledere ble dette også avklart med gode løsninger. Underveis i prosjektet ble det noen justeringer av bæreelementene. For eksempel var det i utgangspunktet planlagt at alle bjelker skulle prosjekteres som slakkarmerte. Denne beslutningen ble raskt korrigert, ettersom spennviddene til gjeldende bjelker var for store. Lastene var også relativt store, siden søylene ble fjernet for å skape et mer åpent areal i kantina. Følgelig ble disse bjelkene dimensjonert som spennarmerte. Høyden av tverrsnittene til de spennarmerte bjelkene ble også endret, for å øke momentkapasiteten.

Til sist ble resultatene fra håndberegninger sammenliknet med resultater fra FEM-design. Verdiene var i nærheten av hverandre. Der det var store avvik mellom FEM-design og håndberegninger var det uansett håndberegningene som var strengere. Dette er ikke den beste tilnærmingen hvis målet i oppgaven hadde vært optimalisering. Disse problemstillingene har det blitt kastet lys over i diskusjonsdelen.

Avslutningsvis har justeringene underveis og gode samtaler innad i gruppa bidratt til en faglig sterk oppgave. Bacheloroppgaven var en god lærdom om at et godt samarbeid kan føre mye godt med seg. Den har gitt oss muligheten til å se konstruksjonsfaget i en større sammenheng, og blir en stor motivasjon for videre arbeid.

12 Videre arbeid

Her presenteres det temaer, som kunne vært relevante å arbeide med videre i prosjektet. Optimalisering har i det siste vært et interessant tema, særlig med tanke på kostnadseffektivisering og bærekraftig utvikling. Byggebransjen konsumerer over 30 % av den globale energien. I tillegg produserer den over 30 % av den totale drivhusgassen[37]. Reduksjon av materialbruket ved å dimensjonere slanke søyler, bjelker og fundamenter vil derfor bidra med å redusere CO_2 -utslippet. Vurdering av ulike materialer som stål med hensyn på kostnad, ressursbehov og gjennomføring vil også være noe som undersøkes nærmere. I tråd med dette, kan det i tillegg være hensiktsmessig å se nærmere på CO_2 -fotavtrykk for de ulike materialene. CO_2 -fotavtrykkene kan deretter sammenlignes med krav fra Parisavtalen.

Referanser

- [1] Kristin Seter. *Vindlast*. URL: <https://snl.no/vindlast>. (accessed: 11.05.2022).
- [2] SNL. *Deformasjon*. URL: https://snl.no/deformasjon_-_teknikk. (accessed: 25.04.2022).
- [3] Vivian Meløysund. *Forslag til endrede uttrykk for lastkombinasjoner i NS-EN 1990*. URL: <https://www.standard.no/Global/PDF/Bygg,%20anlegg%20og%20eiendom/2015%20Eurokoder/7%20Forslag%20til%20endrede%20uttrykk%20for%20lastkombinasjoner%20i%20NS-EN%201990%20-%20Mel%20C3%B8ysund%20mindre.pdf>. (accessed: 25.04.2022).
- [4] SNL. *Dislokasjon*. URL: https://snl.no/dislokasjon_-_fysikk_og_metallurgi. (accessed: 25.04.2022).
- [5] E.A Kay. *Deterioration*. URL: <https://www.sciencedirect.com/topics/engineering/deterioration-mechanism>. (accessed: 25.04.2022).
- [6] SNL. *Kryp*. URL: https://snl.no/kryp_-_konstruksjonsteknikk. (accessed: 25.04.2022).
- [7] Sintef. *Betong under herding*. URL: <https://www.sintef.no/globalassets/upload/byggforsk/arkiv/rapporter/foredrag9.pdf>. (accessed: 25.04.2022).
- [8] Svein Ivar Sørensen. *Betongkonstruksjoner*. Fagbokforlaget, 2013. ISBN: 9788232102976.
- [9] Almar Almar-Næss. *Utmatting*. URL: https://snl.no/utmatting_-_teknikk. (accessed: 25.04.2022).
- [10] BEB. *GENERELT*. URL: https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookH.asp?isSearch=0&liID=12&DocumentId=BindH/H1/1_2.pdf&BookId=H. (accessed: 30.03.2022).
- [11] BEB. *Virkemåte*. URL: https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookB.asp?isSearch=0&liID=1251&DocumentId=BindB/Del_2/B12/12_5_1.pdf&BookId=B. (accessed: 04.04.2022).
- [12] A. Neuenhofer. *Review of Deep Beam Theory*. URL: <https://ascelibrary.org/doi/epdf/10.1061/%28ASCE%290733-9445%282006%29132%3A11%281846%29>. (accessed: 05.04.2022).
- [13] B Betongelementboken Bind. *Avstivning og kraftoverføring*. Betongelementforeningen, 2016.
- [14] Silje Christiane Kristiansen. «Skjærvegg i murverk av lettklinkerblokker». Masteroppg. NTNU, 2016.
- [15] institutt for konstruksjonsteknikk. *Profiler og formler*. Fagbokforlaget.no, 2003.
- [16] J Kent Hsiao. «Hand-calculated procedure for rigidity computation of shear walls with openings». I: *Practice Periodical on Structural Design and Construction* 19.4 (2014), s. 04014019.

- [17] The Engineering Toolbox. *Beams- Fixed at both ends*. URL: https://www.engineeringtoolbox.com/beams-fixed-both-ends-support-loads-deflection-d_809.html. (accessed: 02.05.2022).
- [18] Timoshenko og Woinowsky-Krieger. *Theory of plates and shells*. URL: https://www.cap-recifal.com/ccs_files/articles/cuveaqua1_denisio/Timoshenko_-_Theory_of_plates_and_shells.pdf. (accessed: 30.04.2022).
- [19] Jan Arve Øverli. *Concrete structures 3*. NTNU.
- [20] Robert Cook Warren Young. *Advanced mechanics of materials*. Pearson, 1998. ISBN: 978-0133969610.
- [21] Jan Vincent Thue. *armeringskorrosjon*. URL: <https://snl.no/armeringskorrosjon>. (accessed: 11.04.2022).
- [22] sky civ. *Column Interaction Diagram*. URL: <https://skyciv.com/docs/tutorials/reinforced-concrete-tutorials/what-is-a-column-interaction-curve/>. (accessed: 29.04.2022).
- [23] Neenu S K. *What is punching shear*. URL: <https://theconstructor.org/structural-engg/punching-shear-slabs-foundations/17716/>. (accessed: 30.04.2022).
- [24] David A. Fanella. *Vibration of reinforced of concrete floor systems*. URL: <https://www.structuremag.org/?p=8402>. (accessed: 05.05.2022).
- [25] J. W. Tedesco og T. Krauthammer. *Structural dynamics*. URL: <https://www.eolss.net/sample-chapters/c05/E6-139-13.pdf>. (accessed: 03.05.2022).
- [26] Jagmohan L. Humar. *Dynamics of structures*. URL: https://books.google.no/books?id=SJ98Gxbhae4C&pg=PA9&lpg=PA9&dq=deterministic+and+non+deterministic+dynamic+loads&source=bl&ots=Fv51AfVUVn&sig=ACfU3U1AaSbN2LyFdDX-Uxa_UoAtA0An1w&hl=no&sa=X&ved=2ahUKEwiAx_zmhCT3AhXK14sKHaD1C4UQ6AF6BAghEAM#v=onepage&q&f=false. (accessed: 03.05.2022).
- [27] Multiphysics cyclopedia. *Response spectrum Analysis*. URL: <https://www.comsol.com/multiphysics/response-spectrum-analysis>. (accessed: 04.05.2022).
- [28] Hugo Bachmann og Walter Ammann. *Vibrations in structures*. IABSE, 1987. ISBN: 978-3-85748-052-2.
- [29] Rishabh Joshi og Aditya Kumar Burman. *Effect of periodic loads*. URL: <https://www.ijert.org/research/effect-of-periodic-loads-on-g3-rcc-building-IJERTV6IS060065.pdf>. (accessed: 04.05.2022).
- [30] TU. *Slutten for gigantiske bygg*. URL: <https://www.tu.no/artikler/slutten-for-gigantbygg/273565>. (accessed: 04.05.2022).
- [31] S.K Khanna. *Random fatigue*. URL: <https://www.sciencedirect.com/topics/engineering/random-fatigue>. (accessed: 04.05.2022).
- [32] Skyciv. *Dynamic Frequency Analysis*. URL: <https://skyciv.com/docs/structural-3d/solving/dynamic-frequency-analysis/?highlight=Dynamic#dynamic-frequency-analysis>. (accessed: 04.05.2022).

- [33] Betongelement. *Svingninger av betong*. URL: <https://www.betongelement.no/siteassets/dokumenter/svingningavbetongelementer.pdf>. (accessed: 9.05.2022).
- [34] CivilERA. *Why Rectangular Column Shape preferred over Circular Column?* URL: <https://www.civilera.com/post/why-rectangular-column-shape-preferred-over-circular-column>. (accessed: 19.05.2022).
- [35] Betongelementboken. *Kontinuerlige bjelker*. URL: https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookC.asp?isSearch=0&liID=84&DocumentId=BindC/Del_2/C8/8_4.pdf&BookId=C. (accessed: 05.05.2022).
- [36] Jan Vincent Thue. *Gysing*. URL: <https://snl.no/gysing>. (accessed: 05.05.2022).
- [37] Bill Palmer. *GREENHOUSE*. URL: <https://www.concreteconstruction.net/author/bill-palmer>. (accessed: 12.05.2022).

Tabeller

1	Materialeegenskaper	15
2	Last bestemmelser	17
3	Utelatelseskriterier for seismiske laster	26
4	Stivhetsreduksjon ved utsparing	41
5	Resultater for dekket	47
6	Resultater for dimensjonerte bjelker	51
7	Armering ved randen av skjærvegg W1-1	55
8	Armering for resten av skjærveggen	55
9	Nødvendig armeringsareal ved bunn	57
10	Resultater for dimensjonerte søyler	60
11	Resultater for armering i søylefundamentene	62
12	Resultater fra kontroll av gjennomlokking	62
13	Resultater for dimensjonerte spennarmerte bjelker	67
14	Input for analysering av egenfrekvens	75

Figurer

1	Bygningen sett forfra	13
2	Bygningen sett fra sida	14
3	Elastisk og plastisk grense	20
4	Visualisering av skjevstillingslast	24
5	Beregningsgrunnlag for seismiske laster i EC8 [10]	25
6	snittkrefter på vertikale skiver[11]	26
7	Aksesystem	27

8	Deformasjon av vertikale skiver Figuren er hentet fra Daniel Canteros forelesning i Betongkonstruksjoner 2	28
9	Utelatelse av bidrag Figuren er hentet fra Daniel Canteros forelesning i Betongkonstruksjoner 2	28
10	Translasjons- og rotasjonseffekter. Figuren er hentet fra Daniel Canteros forelesning i Betongkonstruksjoner 2	29
11	Illustrasjon av forskyvningen Figuren er hentet fra Daniel Canteros forelesning i Betongkonstruksjoner 2	30
12	Rotasjon om skjærsenteret Figuren er hentet fra Daniel Canteros forelesning i Betongkonstruksjoner 2	31
13	Kraftfordeling på vertikale skiver ved belastning i y-retning for 1-7.etasje .	33
14	Kraftfordeling på vertikale skiver ved belastning i x-retning for 1-7.etasje .	33
15	Kraftfordeling på vertikale skiver ved belastning i y-retning for tak	34
16	Spenninger i skjærvegger [14]	35
17	Spenningsdiagram[14]	35
18	Dimensjoneringsformler for skjærkapasitet	36
19	Deformasjon av skjærvegger med og uten utsparinger	37
20	Deformasjon Ved åpningene	39
21	Forenkling ved håndberegning	40
22	Analyse ved bruk av FEM	41
23	Den statiske modellen av delbjelkene [17]	43
24	Den statiske modellen av søylene	44
25	Torsjon i toveisplater[19]	45
26	Armering i dekket	47
27	Gridsystem for bæreelementene	48
28	Lastfordelingen i et toveisdekke	50
29	Plassering av armering bjelke 2	52

30	Plassering av armering bjelke 3	52
31	Skjærvegg W1-1	53
32	Skjærvegg W1-2	53
33	Skjærvegg W1-3	53
34	Skjærvegg W2-1	54
35	Skjærvegg W2-2	54
36	Plassering av armering i skjærvegg W1-1	55
37	FEM modell av W1-1	56
38	Innsetting av parametre i FEM for sjekk av armeringsmengde	56
39	Plassering av armering i skjærvegg W1-1	57
40	Eksentrisk påført last[22]	58
41	M-N diagram [22]	59
42	Plassering av armering i søyler	60
43	Nøyaktig snitt til venstre og en illustrasjon til høyre	63
44	Momentmotstående knutepunkt mellom søyler og bjelker	64
45	Utførelsen av de kontinuerlige bjelkene	64
46	Spenninger i et spennarmert tverrsnitt [8]	65
47	Momentforløpet til de kontinuerlige bjelkene (fra FEM-design)	67
48	Tverrsnittet til de spennarmerte bjelkene	68
49	Harmonisk last	70
50	Transient last. Figur 1.2c fra [28]	71
51	Periodisk last. Figur 1.1 fra [29]	71
52	Arbitrære laster. Hentet fra [31]	72
53	FEM modell for dynamisk analyse	75
54	Resultater fra mode shape 1	75

55	Resultater fra mode shape 1	76
56	Resultater fra håndberegningen	76
57	Typiske knutepunkter mellom søyler og kontinuerlige bjelker. Figur C8.42 fra [35]	81

13 Vedleggsliste

Vedlegg A: Artikkel

Vedlegg B: Plakat

Vedlegg 1: Laster og lastsituasjoner

Vedlegg 2: Avstivninger

Vedlegg 3: Global stabilitet

Vedlegg 4: Dimensjonering av dekke

Vedlegg 5: Dimensjonering av bjelker

Vedlegg 6: Dimensjonering av søyle

Vedlegg 7: Dimensjonering av søylefundament

Vedlegg 8: Dynamisk analyse

Dimensjonering av bæreelementer i et multifunksjonelt kontorbygg

Abel Sebathu Tesfamichael og Fekeramlak Demelash Wale

Kontorbygget

Kontorbygget som ble dimensjonert består av 7 etasjer og en kjeller. Selv om bygget har blitt definert som et kontorbygg, består det av etasjer med ulike hensikter. I kjelleren skal det være et treningssenter, mens fjerde etasje skal være kantine og pauserom. Konstruksjonen er bygd med materialet betong og skal ha en planlagt levetid på 100 år.

Bygget består av dekker som er understøttet av fire bjelker under. Bjelkene er igjen understøttet av søyler. Det skal ikke være vegger i bygget, men det skal benyttes glass som ytre kledning.

Laterale laster, altså vindlaster blir tatt av avstivende skjærvegger. Skjærveggene er betongskiver, som er fast innspent i bunn.

Dimensjonering

Dimensjoneringen ble gjennomført på grunnlag av Eurokode 2 og andre standarder. Bæreelementene som ble dimensjonert var bjelker, dekker, søyler, fundament og skjærvegger. Formålet til disse er å føre lastene på kontorbygget, trygt ned til grunnen. For å bevare sikkerheten til elementene ble de dimensjonert etter bruddgrensetilstanden. Sikring av brukervennligheten derimot, ble sjekket ved bruk av bruksgrensetilstanden. I tillegg ble det utført kontroll av stivhetsreduksjon på skjærveggene, på grunn av utsparinger.

Alle bæreelementene hadde passende tverrsnitt og små nedbøyninger. Resultatene ble senere sammenliknet med resultater fra FEM-design. De viste seg å være i nærheten av hverandre, som betyr dimensjoneringen for hånd var god nok.

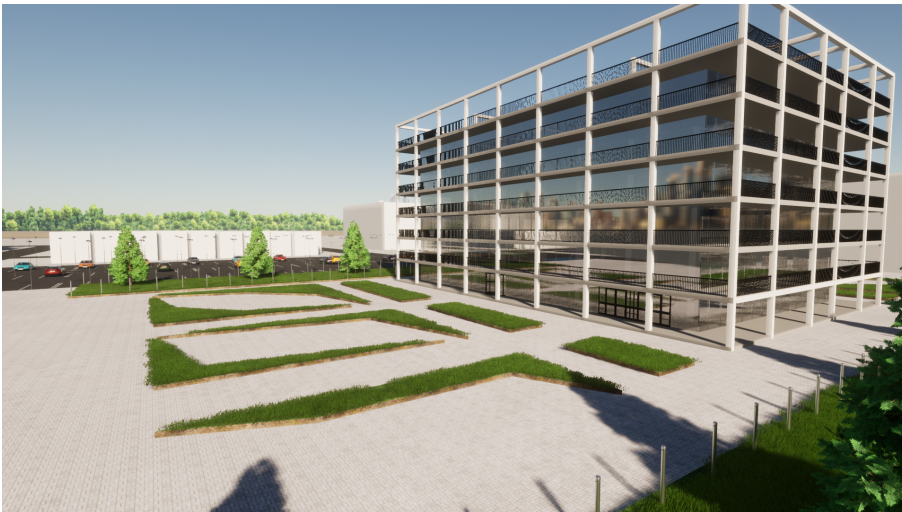
Dynamisk analyse

Mennesker som beveger seg harmonisk i treningssenteret vil utsette dekket for svingninger. Dersom frekvensen til disse svingningene er i nærheten av egenfrekvensen til dekket, vil det gå utover stivheten. For å undersøke dette, ble det gjort beregninger for hånd og FEM-design. Egenfrekvensen til dekket var langt over den rytmiske lasten. Dermed var kontrollen godkjent, i henhold til krav som er satt av Betongelementforeningen.

Bærekraftig utvikling

Bærekraft er et viktig tema i dagens samfunn. Betydningen av bærekraftig utvikling er at nåtidens generasjoner skal benytte ressurser, og samtidig bevare disse til framtidige generasjoner. Byggebransjen er en av aktørene som bidrar til store utslipp av CO_2 . Dermed er det signifikant å finne opp nye og innovative løsninger, som reduserer CO_2 -utslippene. Vurderingen av CO_2 i bygget og tiltak knyttet til det, er foreslått som videre arbeid for dette prosjektet.

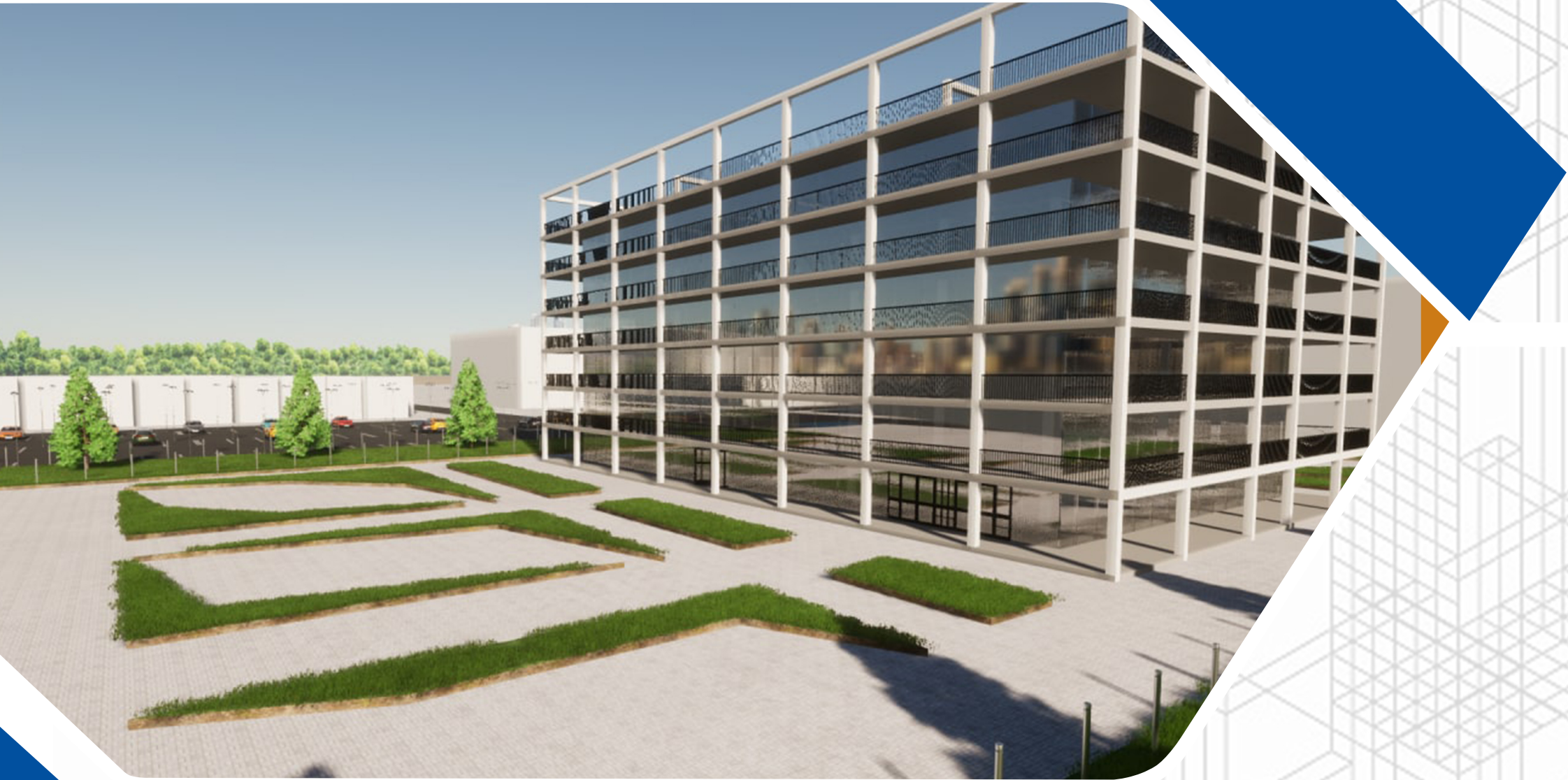
Et viktig tiltak for å oppnå bærekraft er å velge riktige materialer av betong. En potensiell betongvariant kunne vært lavkarbonbetong. Likeledes, kan konstruksjonselementene optimaliseres, slik at de blir så slanke som mulig. Dette hadde minsket materialbehovet i prosjektet. En mindre mengde med materialer hadde resultert i mindre utslipp.



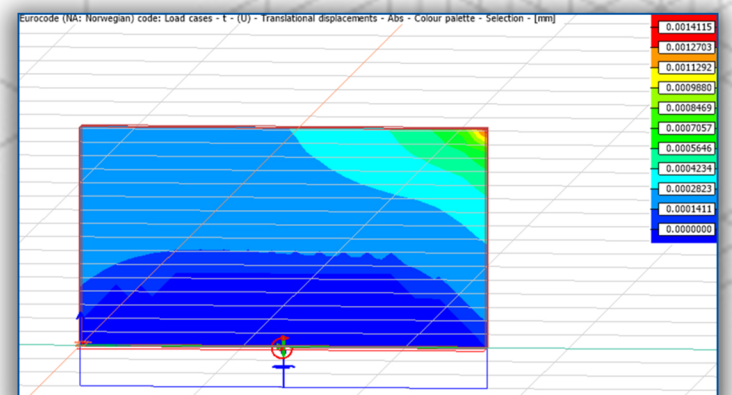
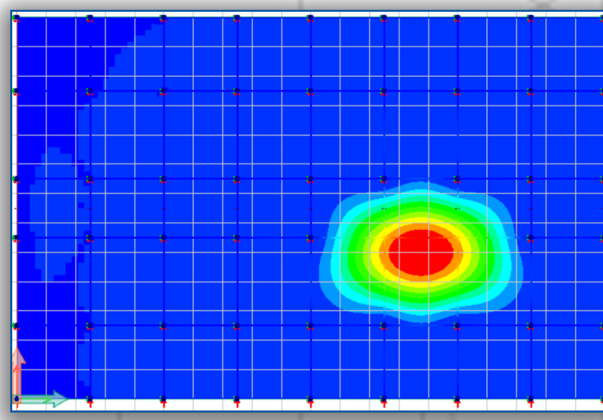
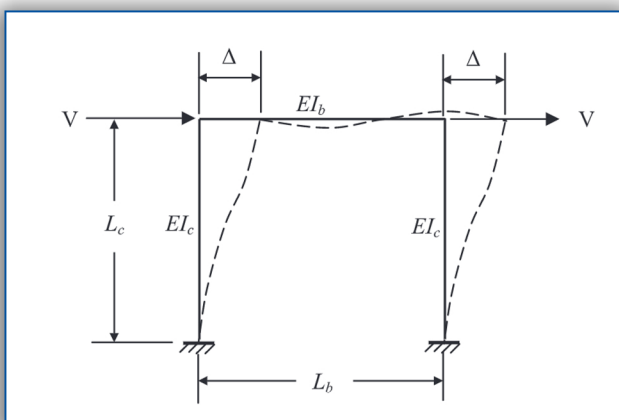
3D-bilde av kontorbygget

Prosjektnr 2022-45
intern veileder: Arne Mathias

Ekstern veileder: Terje Kristoffersen



Institutt for bygg- og miljøteknikk



Dimensjonering av bæreelementer i et multifunksjonelt kontorbygg

Designing of load-bearing elements in a multifunctional office building

Prosjektbeskrivelse

Oppgaven er å dimensjonere bæreelementer for et kontorbygg i betong. Skjærvegger vurderes for stivhetsreduksjon og det utføres en dynamisk analyse av dekket.

Analyse

- Lastanalyse
- Dimensjonering av bæresystemer
- Dynamisk analyse
- Avstivninger

Resultat

- 32 % stivhetsreduksjon ved innføring av utsparing
- Tilstrekkelig egenfrekvens
- Tilstrekkelig kapasitet av bæreelementer



Vedlegg 1

Bestemmelse av egenlast

Egenlast bjelker

Geometri

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

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

$$A_b := b \cdot h = 0.12\text{ m}^2$$

Materiale

Tetthet av betong

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

Tabell A.1 NS-EN-1991

Tetthet av stål

$$\gamma_s := 79 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Last av betong

$$G_c := A_b \cdot \gamma_c = 3 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

Last av stål

NB! Vi antar at stålet utgjør ca 2% av tverrsnittet

$$G_s := 0.02 \cdot A_b \cdot \gamma_s = 0.19 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

Totallast

$$G_{\text{bjelke}} := G_s + G_c = 3.19 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

Egenlast dekk

Geometri

$$t := 0.25\text{m}$$

Egenlast av dekk

$$G_d := t \cdot \gamma_c = 6.25 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kN}$$

Egenlast søyle

Geometry

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

$$h_s := 450\text{mm}$$

$$L_s := 2.7\text{m}$$

$$A_{\text{søyle}} := b_s \cdot h_s = 0.135\text{m}^2$$

Egenlast av søyle

$$G_s := b_s \cdot h_s \cdot \gamma_c \cdot L_s = 9.113 \cdot \text{kN}$$

Forenklet beregning av byggetsvekt

Dekk

Egenvekt

Totalareal for hver etasje

Trapperomsareal

$$gk1 := 6.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$A1 := 1040\text{m}^2$$

$$A2 := 20\text{m}^2$$

Formel

$$W_{\text{slab}} := gk1 \cdot (A1 - A2) = 6.375 \times 10^6 \text{N}$$

Bjelker

Egenvekt

Antall Bjelker med lengde 40m

Lengde i x-retning

$$gk2 := 3.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$n1 := 6$$

$$Lx := 40\text{m}$$

Antall bjelker med lengde 26m

Lengde i x retning

$$n2 := 9$$

$$Ly := 26\text{m}$$

Formel

$$W_{\text{bjelke}} := (n1 \cdot gk2 \cdot Lx) + (n2 \cdot gk2 \cdot Ly) = 1.469 \times 10^6 \text{N}$$

Skjærvegger

2 vegger med L=4m

Tykkelse av skiven

Tyngdetetthet av betongen

$$La := 4\text{m}$$

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

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

2 vegger med L=5m

Høyde for hver etasje

$$Lb := 5\text{m}$$

$$h := 2.7\text{m}$$

1 vegg med L=6m

$$Lc := 6\text{m}$$

$$\text{wskjær}_1 := 2 \cdot h \cdot L_a \cdot t \cdot d = 1.62 \times 10^5 \text{ N}$$

$$\text{wskjær}_2 := 2 \cdot h \cdot L_b \cdot t \cdot d = 2.025 \times 10^5 \text{ N}$$

$$\text{wskjær}_3 := 1 \cdot h \cdot L_c \cdot t \cdot d = 1.215 \times 10^5 \text{ N}$$

$$\text{Wskjær}_{\text{total}} := \text{wskjær}_1 + \text{wskjær}_2 + \text{wskjær}_3 = 4.86 \times 10^5 \text{ N}$$

Vekt per etasje

$$W := \text{Wskjær}_{\text{total}} + W_{\text{bjelke}} + W_{\text{slab}} = 8.33 \times 10^6 \text{ N}$$

Vekt av bygningen

$$WT := W \cdot 8 = 6.664 \times 10^7 \text{ N}$$

Beregning av vindlast NS-EN 1991-1-4: 2005 /NA:2009

Vindlast på tak

Referanse vindhastighet V_{ref} $v_{ref} = 26 \text{ m/s}$

Byggestedets høyde over havet $HOH = 39,67 \text{ m}$

største høyde på bygning der tatekking skal legges $z = h = 19,05 \text{ m}$

største bredde mot vind $b = 40 \text{ m}$

Dybde $d = 25,987 \text{ m}$

Takets areal $A = 1040 \text{ m}^2$

Bygningstype Lav/høy: høy

Høy bygning forutsetning: $h \geq \frac{b}{2}$

Hjørnesone lengde (m) 10 m

Randsonebredde (m) 4 m

 Areal hjørnesone (m^2) 360 m^2

 Areal randsone (m^2) 220 m^2

 Areal midtfelt (m^2) 460 m^2

C_{HOH} 1

C_{ARS} 1

C_{san} 1

$$C_{RET} = 1$$

$$z = h = 19,05$$

Terrengkategori: IV

$$H = 50 \text{ m}$$

$$x = 100 \text{ m}$$

$$L_H = 100 \text{ m}$$

$$H/L_H = 0,5$$

$$k_t = 2 \text{ for } \text{\AA} \text{ser}$$

$$k_1 = 1,27$$

$$k_2 = 1$$

$$k_3 = 1$$

$$q_{k0}(z) = 720 \text{ N/m}^2$$

$$q_{kast} = k_1 * k_2 * k_3 * c_{RET}^2 * c_{ARS}^2 * c_{SAN}^2 * q_{k0}(z)$$

$$q_{kast} = 1,27 * 1 * 1 * 1^2 * 1^2 * 1^2 * 720 \text{ N/m}^2 = 914,4 \text{ N/m}^2$$

$$f_3 = 0,8$$

$$f_4 = 1$$

$$C_{pe} \text{ for hjørnefelt: } 2,5$$

$$C_{pe} \text{ for randfelt: } 2$$

$$C_{pe} \text{ for midtfelt: } 1$$

C_{pi} (formfaktor for innvendig last) = 0,2 for tette bygninger

Dimensionerende vindlast

$$q_d = 1,5 * 0,9 * (f_3 * C_{pe} + f_4 * C_{pi}) * q_{kast}$$

$$q_d = 1,5 * 0,9 * (0,8 * C_{pe} + 0,2 * 1) * 914,4$$

$$q_{d_hjørnefelt} := 1.5 \cdot 0.9 \cdot (0.8 \cdot 2.5 + 1 \cdot 0.2) \cdot 914.4 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$q_{d_hjørnefelt} = 2.716 \cdot \text{kPa}$$

$$q_{d_randfelt} := 1.5 \cdot 0.9 \cdot (0.8 \cdot 2 + 1 \cdot 0.2) \cdot 914.4 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$q_{d_randfelt} = 2.222 \cdot \text{kPa}$$

$$q_{d_midtfelt} := 1.5 \cdot 0.9 \cdot (0.8 \cdot 1 + 1 \cdot 0.2) \cdot 914.4 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$q_{d_midtfelt} = 1.234 \cdot \text{kPa}$$

Velger den største av disse til å være dimensjonerende vindlast på taket.
Dermed:

$$q_d := q_{d_hjørnefelt}$$

$$q_d = 2.716 \cdot \text{kPa}$$

Vindlast på vegger

$$h := 3600 \cdot \text{mm}$$

$$b := 5140 \cdot \text{mm}$$

$$d := 5000 \cdot \text{mm}$$

e_{vegg} er enten lik bredden eller $2 \cdot h$, ettersom hvilken som er minst. Disse definerer jeg som e_{vegg_1} og e_{vegg_2} :

$$e_{\text{vegg}_1} := b$$

$$e_{\text{vegg}_1} = 5.14 \text{ m}$$

$$e_{\text{vegg}_2} := 2 \cdot h$$

$$e_{\text{vegg}_2} = 7.2 \text{ m}$$

$e > 2d$ og veggen skal dermed deles inn i sone A og B

$$\frac{h}{d} = 0.72$$

Siden h/d er tilnærmet 1, så bruker jeg verdien 1 til å finne formfaktorene fra tabellen som vises på neste side:

NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009

Tabell 7.1 – Anbefalte verdier av utvendige formfaktorer for vertikale vegger i rektangulære bygninger

Sone	A		B		C		D		E	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Sone A

$$C_{pe_1_A} := -1.4$$

$$C_{pe_10_A} := -1.2$$

$$q_{k0} := 720 \frac{N}{m^2}$$

$$W_{e_A1} := C_{pe_1_A} \cdot q_{k0}$$

$$W_{e_A1} = -1.008 \cdot \text{kPa (sug)}$$

$$W_{e_A10} := C_{pe_10_A} \cdot q_{k0}$$

$$W_{e_A10} = -0.864 \cdot \text{kPa (sug)}$$

I og med at W_{e_A10} er minst, blir den dimensjonerende for Sone A.

Sone B

$$C_{pe_1_B} := -1.1$$

$$C_{pe_10} := -0.8$$

$$W_{e_B1} := C_{pe_1_B} \cdot q_{k0}$$

$$W_{e_B1} = -0.792 \cdot \text{kPa (sug)}$$

$$W_{e_B10} := C_{pe_10} \cdot q_{k0}$$

$$W_{e_B10} = -0.576 \cdot \text{kPa (sug)}$$

$W_{e_B10} = -0,576 \text{ kN/m}^2$ er minst og blir derfor dimensjonerende vindlast for sone B.

Vi velger å bruke $W_{e_A10} = 0,864 \text{ kPa}$ som dimensjonerende for alle veggene, siden det er den største lasten.

Bestemmelse av snølast

Beregnes etter NS-EN 1991 del 1-3:Snølaster

Formel

$$S = \mu_i \cdot c_e \cdot c_t \cdot s_k$$

$$\mu_i := 0.8$$

Formfaktor

Tabell NA5.1

$$c_e := 1$$

Eksponering

Tabell NA5.2

$$c_t := 1$$

Termiskfaktor

$$s_k := 3.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Snølast på mark

Tabell NA4.1

$$S := \mu_i \cdot c_e \cdot c_t \cdot s_k = 2.8 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kN}$$

kolonne 1	kolonne 2	kolonne 3	kolonne 4
Lastkombinasjoner for første etasje (treningscenter)			
ψ_0 _vindlast		0.6	
ψ_0 _kontorareal		0.7	
ψ_0 _snølast		0.7	
ψ_0 _menneskesamling		0.7	
Snølast (qk1)		1.5 kN/m ²)	
Vindlast (qki)		0.864 kN/m ²)	
Egenlast (gk)		6.25 kN/m ²)	
Nyttelast på gulv (qk2)		4.5 kN/m ²)	
γ_G		1.35	
γ_{Q1}		1.5	
γ_{Qi}		1.5	
ε		0.85	

Likning 6.10

Lastkombinasjon	Respektive laster	Dominerende last	Endelig last (kN/m ²)
	1 gk, qk2	qk2	15.19
	2 gk, qki	qki	9.73
	3 gk,qki,qk2	qk2	12.37
	4 gk,qki,qk2	qki	14.46
		Dimensjonerende:	<u>15.19</u>

Likning 6.10a

Lastkombinasjon	Respektive laster	Dominerende last	Endelig last (kN/m ²)
	1 gk, qk2	qk2	9.49
	2 gk, qki	qki	9.22
	3 gk,qki,qk2	qk2	13.94
	4 gk,qki,qk2	qki	13.94
		Dimensjonerende:	<u>13.94</u>

Likning 6.10b

Lastkombinasjon	Respektive laster	Dominerende last	Endelig last (kN/m ²)
	1 gk, qk2	qk2	7.17
	2 gk, qki	qki	8.47
	3 gk,qki,qk2	qk2	15.22
	4 gk,qki,qk2	qki	13.19
		Dimensjonerende:	<u>15.22</u>

Vedlegg 2

Skjevstillingslast

Beregnes etter NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018

Total Egenlast

$$W := 66640 \text{ kN}$$

Snølast

Forenklet areal av hver etasje

$$SK := 3.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$AS := 1040 \text{ m}^2$$

Total snølast

$$W_s := SK \cdot AS = 3.64 \times 10^6 \text{ N}$$

Nyttelast

Kontor, kantine, pauserom og Resepsjon

Treningsenter

$$Pk1 := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Pk2 := 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Total nyttelast

$$Pk := Pk1 \cdot AS \cdot 7 + Pk2 \cdot AS = 2.6 \times 10^7 \text{ N}$$

Lastkombinasjon

Last	Karakteristisk last [kN]	Lastfaktor	Dimensjonerende last [kN]	Lastfaktor	Dimensjonerende last [kN]
Egenlast	66640	1.2	79968	1.35	89964
Nyttelast	26000	1.5	39000	1.05	27300
Snølast	3640	1.05	3822	1.05	3822
Total			122790		121086

Total last

$$Q_{\text{dim}} := 122790 \text{ kN}$$

Beregningsgrunnlag for skjevstilling

$$\theta := 0.005$$

$$h := 21.6$$

$$\alpha h := \frac{2}{(h)^{0.5}} = 0.43$$

Reduksjonsfaktor

$$\text{Kravet} := \frac{2}{3} < \alpha h < 1$$

$$\alpha h := \frac{2}{3}$$

$$m := 10$$

søyler i samme rad som bærer over 50% av
gjennomsnitt verdi av søylene (verdien ble antatt)

$$\alpha m := \left[0.5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m} \right) \right]^{0.5} = 0.742$$

$$\theta_i := \theta \cdot \alpha h \cdot \alpha m = 2.472 \times 10^{-3}$$

$$sk := \theta_i \cdot Q_{dim} = 3.035 \times 10^5 \text{ N}$$

Per etasje

$$Sk := \frac{sk}{8} = 3.794 \times 10^4 \text{ N}$$

Seismiske Laster

Utlatelseskriterier I Følge NS-EN 1998-1:2004+NA:2008

Dimensjoneres For Lav duktilitet (DCL)

Utlatelseskriteriet 1

$$\text{Krav} := \text{ags} < 1 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Kravet kan økes til 0.25 m/s^2 for betong eller stål og samvirkekonstruksjon. Det forutsettes at konstruksjonen kontrolleres for tilfeller der skjærkraft ved fundament nivå og ulike lastkombinasjoner

Tabell NA4(902)

klasse 2

Seismisk Klasse

Tabell NA4(901)

$\gamma_1 := 1$

Seismisk Faktor

Figur NA3(901)

$\text{ag}_{40\text{Hz}} := 0.25 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$

Spissverdier for berggrunnens akselerasjon

Tabell NA3.3

$S := 1$

Forsterkningsfaktor

Tabell NA3.1

GrunntypeA

Grunnforhold

NA 3.2.1(5)

$$\text{agS} := \gamma_1 \cdot (0.8 \cdot \text{ag}_{40\text{Hz}}) \cdot S = 0.2 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$\text{agS} < 1 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Kravet er oppfylt, videre påvisning vil ikke være nødvendig men sjekker alle kriteriene

Utlatelseskriteriet 2

Konstruksjonstype

NA 3.2.1

Seismisk klasse 2 utført i betong og stål

Kravet er ikke oppfylt

Utlatelseskriteriet 3

$$\text{Krav} := S_d(T) < 0.5 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Kravet er gitt Under NA3.2.1(5)

Tabell 4.1

$$q := 1.5$$

Konstruksjonsfaktor

3.2.2.2

$$a_g := 0.2$$

Grunnakselerasjon

Tabell NA3.3

$$T_B := 0.10$$

$$T_C := 0.40$$

$$T_D := 1.40$$

Parametere relatert til
Knekkpunkter i
responspekteret

4.3.3.2.2(4)

$$C_t := 0.075$$

$$H := 21.6$$

Byggets høyde over
fundamentet i meter

$$T_1 := C_t \cdot H^{\left(\frac{3}{4}\right)} = 0.751$$

Byggets egensvingsperiode

3.2.2.5(4)

$$T_C < T < T_D$$

$$S_d := a_g \cdot 1 \cdot \left(\frac{2.5}{q}\right) \cdot \left(\frac{T_C}{T_1}\right) = 0.177$$

Dimensjonerende spekter

$$S_d(T) < 0.5 \text{ m/s}^2$$

Kravet er oppfylt

Utlatelseskriteriet 4

$$\text{Krav} := \mathbf{F_b} < (1.5 \cdot \text{vindlast} + 1.05 \cdot \text{skjev}) \cdot \left(\frac{\gamma_{c\text{Brudd}}}{\gamma_{c\text{DCL}}} \right) \quad \text{NS-EN 1998-1 4.4.1(2)}$$

$$w := 66640 \text{ kN}$$

Vekt av bygget

$$\lambda := 0.85$$

Korreksjonsfaktor

$$sd := 0.177$$

Bestemt på grunnlag av
 $T_1 > 2 \cdot T_C$
8 etasjer

$$F_b := w \cdot sd \cdot \lambda = 1.003 \times 10^7 \text{ N}$$

skjær ved fundamentnivå

Vindlast for bygget

Dimensjonerende Vindlast

Areal på lengste side av vegg

$$V_{\text{dim}} := 0.85 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$A_v := 40 \text{ m} \cdot 18.9 \text{ m} = 756 \text{ m}^2$$

$$W_v := V_{\text{dim}} \cdot A_v = 6.426 \times 10^5 \text{ N}$$

Skjevstillingslast

$$sk := 303.5 \text{ kN}$$

Tabell NA.3.5(901)

$$\gamma_{c\text{Brudd}} := 1.5$$

$$\gamma_{c\text{DCL}} := 1.2$$

$$F_s := (1.5 \cdot W_v + 1.05 \cdot sk) \cdot \left(\frac{\gamma_{c\text{Brudd}}}{\gamma_{c\text{DCL}}} \right) = 1.603 \times 10^6 \text{ N}$$

$$F_b > F_s$$

kravet er ikke oppfylt

Kraftfordeling på skjærvegger

Beregning av massesenter

Vi tar hensyn til dekk, skjærvegger og trappeåpninger i hver etasje

Nummerering av skjærveggeene finnes nederst på vedlaget

Arealer	Vekt[kN]	xi (senter i x aksen)	yi (senter i y aksen)	vekt*xi	vekt *yi
Dekk	6500	20	13	130000	84500
traprom	-20	27.5	13	-550	-260
W1-1	121.5	5	8	607.5	972
W1-2	81	25	13	2025	1053
W1-3	81	30	13	2430	1053
W2-1	101.25	27.5	11	2784.375	1113.75
W2-2	101.25	27.5	15	2784.375	1518.75
sum	6966			140081.25	89950.5

$$\text{Total_vekt} := 6966\text{kN}$$

$$\text{Vekt_xi} := 140081.25\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Vekt_yi} := 89950.5\text{kN}\cdot\text{m}$$

Massesenter

$$X_{ms} := \frac{\text{Vekt_xi}}{\text{Total_vekt}} = 20.109\text{ m}$$

$$Y_{ms} := \frac{\text{Vekt_yi}}{\text{Total_vekt}} = 12.913\text{ m}$$

Beregning av skjærsenter

Stivhetskoeffisienter

Bøyedefomasjon

$$k_b := 8$$

skjærdefomasjon

$$k_s := \frac{2}{3}$$

BEB Tabell B12.2
seksjon B12.3.1.3

E-modul (B35/45)

$$E := 34000000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

EC2 Tabell 3.1

Andre arealmoment

$$I := b \cdot \frac{l^3}{12}$$

Total høyde

$$h := 21.6\text{ m}$$
$$h_1 := 18.9\text{ m}$$

Vegger

$$W1-1 \quad L11 := 6\text{m} \quad b11 := 0.3\text{m}$$

$$W1-2 \quad L12 := 5\text{m} \quad b12 := 0.3\text{m}$$

$$W1-3 \quad L13 := 5\text{m} \quad b13 := 0.3\text{m}$$

$$W2-1 \quad L21 := 4\text{m} \quad b21 := 0.3\text{m}$$

$$W2-2 \quad L22 := 4\text{m} \quad b22 := 0.3\text{m}$$

Beregning av stivhet

Senter av veggene i
globalaksen

W1-1

$$x11 := 5\text{m}$$

$$Kb_{11} := \frac{(kb \cdot b11 \cdot L11^3 \cdot E)}{h1^3} = 2.611 \times 10^9 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$Ks_{11} := \frac{(ks \cdot L11 \cdot b11 \cdot E)}{h1} = 2.159 \times 10^9 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$K_{11} := \frac{1}{\left(\left(\frac{1}{Ks_{11}} + \frac{1}{Kb_{11}}\right)\right)} = 1.182 \times 10^9 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

W1-2

$$x12 := 25\text{m}$$

$$Kb_{12} := \frac{(kb \cdot b12 \cdot L12^3 \cdot E)}{h^3} = 1.012 \times 10^9 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$Ks_{12} := \frac{(ks \cdot L12 \cdot b12 \cdot E)}{h} = 1.574 \times 10^9 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$K_{_12} := \frac{1}{\left(\left(\frac{1}{Ks_{_12}} + \frac{1}{Kb_{_12}}\right)\right)} = 6.16 \times 10^8 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

W1-3

x13 := 30m

$$Kb_{_13} := \frac{(kb \cdot b13 \cdot L13^3 \cdot E)}{h^3} = 1.012 \times 10^9 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$Ks_{_13} := \frac{(ks \cdot L13 \cdot b13 \cdot E)}{h} = 1.574 \times 10^9 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$K_{_13} := \frac{1}{\left(\left(\frac{1}{Ks_{_13}} + \frac{1}{Kb_{_13}}\right)\right)} = 6.16 \times 10^8 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

W2-1

y21 := 11m

$$Kb_{_21} := \frac{(kb \cdot b21 \cdot L21^3 \cdot E)}{h^3} = 5.182 \times 10^8 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$Ks_{_21} := \frac{(ks \cdot L21 \cdot b21 \cdot E)}{h} = 1.259 \times 10^9 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$K_{_21} := \frac{1}{\left(\left(\frac{1}{Ks_{_21}} + \frac{1}{Kb_{_21}}\right)\right)} = 3.671 \times 10^8 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

W2-2

y22 := 15m

$$K_{b_22} := \frac{(k_b \cdot b_{22} \cdot L_{22}^3 \cdot E)}{h^3} = 5.182 \times 10^8 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$K_{s_22} := \frac{(k_s \cdot L_{22} \cdot b_{22} \cdot E)}{h} = 1.259 \times 10^9 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$K_{_22} := \frac{1}{\left(\left(\frac{1}{K_{s_22}} + \frac{1}{K_{b_22}} \right) \right)} = 3.671 \times 10^8 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

Skjærsenter for 1-7.etasje

$$X_s := \left[\frac{(K_{_11} \cdot x_{11} + K_{_12} \cdot x_{12} + K_{_13} \cdot x_{13})}{K_{_11} + K_{_12} + K_{_13}} \right] = 16.485 \text{ m}$$

$$Y_s := \left[\frac{(K_{_21} \cdot y_{21} + K_{_22} \cdot y_{22})}{K_{_21} + K_{_22}} \right] = 13 \text{ m}$$

Skjærsenter for taket

$$X_{s1} := \left[\frac{(K_{_12} \cdot x_{12} + K_{_13} \cdot x_{13})}{K_{_12} + K_{_13}} \right] = 27.5 \text{ m}$$

$$Y_{s1} := \left[\frac{(K_{_21} \cdot y_{21} + K_{_22} \cdot y_{22})}{K_{_21} + K_{_22}} \right] = 13 \text{ m}$$

$$I_s := \left[\frac{\left[(40\text{m})^2 + (26\text{m})^2 \right]}{12} \right]^{0.5} = 13.772 \text{ m}$$

Gulvmassens treghetradius i planet

Sjekker regularitet i planet

Eksentrisitet mellom stivhetssenter og massesenter

$$e_x := X_s - X_{ms} = -3.624 \text{ m}$$

<

$$0.3 \cdot I_s = 4.132 \text{ m}$$

$$e_y := Y_s - Y_{ms} = 0.087 \text{ m}$$

NS-EN
1998-1:2004+A1:2013
4.2.3.2(6)

Kravet er oppfylt

slankhet av bygget

$$L_{\max} := 40 \text{ m} \quad L_{\min} := 26 \text{ m}$$

$$\lambda := \frac{L_{\max}}{L_{\min}} = 1.538$$

$$\text{Krav} \quad \lambda_{\max} := 4$$

NS-EN
1998-1:2004+A1:2013
4.2.3.2(5)

$$\lambda < \lambda_{\max}$$

Kravet er oppfylt

Vindlast på skjærvegger

Last fra sone A og sone B

$$a := 0.864 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad b := 0.576 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Etasjehøyde og maks lengde på byggettside

$$h_e := 2.7\text{m} \quad b_s := 40\text{m}$$

$$H_{vA} := a \cdot h_e = 2.333 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$H_{vB} := b \cdot h_e = 1.555 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

Vindlast som stipler gjennom dekket

$$P_v := (H_{vA} + H_{vB}) \cdot b_s = 1.555 \times 10^5 \text{N}$$

Skjevstillingslast på skjærvegg

Tar hensyn til dekk og nyttelast

$$G\theta = \theta \cdot W_{\text{slab}}$$

$$G\theta := 2.472 \times 10^{-3} \cdot 6.375 \times 10^6 \text{N} = 1.576 \times 10^4 \text{N}$$

$$P\theta = \theta \cdot P_k \cdot A_s$$

$$P\theta := 2.472 \times 10^{-3} \cdot 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1040\text{m}^2 = 7.713 \times 10^3 \text{N}$$

$$S_n\theta := 0$$

Lastkombinasjon 6.10 a og 6.10 b

$$H_{Ed} = 1.2 \cdot G\theta + 1.05 \cdot S_n\theta + 1.05 \cdot P\theta + 1.5 \cdot P_v$$

$$H_{Ed} = 1 \cdot G\theta + 1.5 \cdot P_v$$

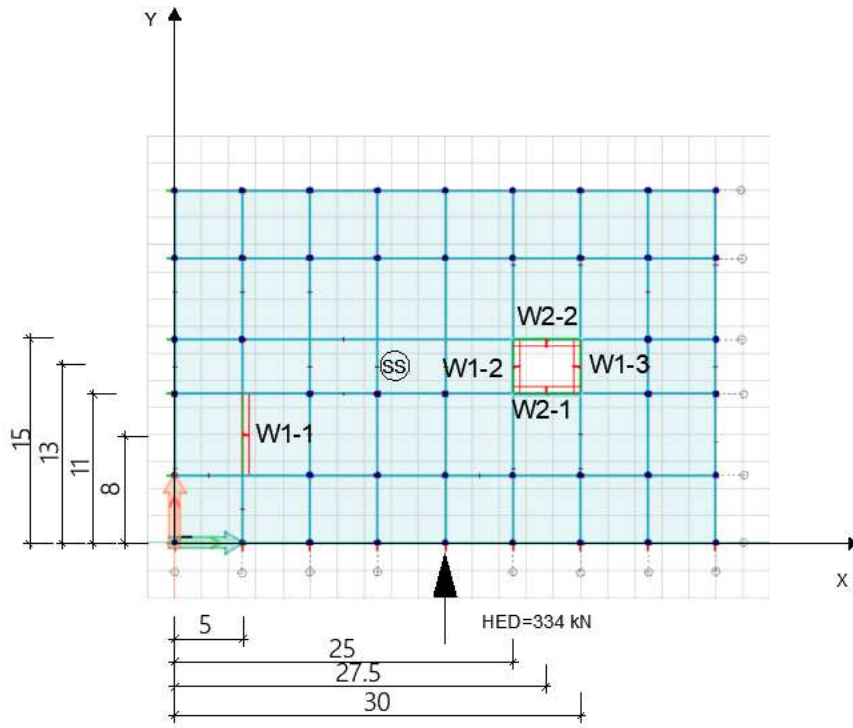
Last	karakteristisk last [kN]	Faktor	Dimensjonerende last [kN]	Faktor	Dimensjonerende last [kN]
G	15.76	1.2	18.912	1	15.76
P	77.13	1.05	80.9865	0	0
S	0	1.05	0	0	0
P _v	155.5	1.5	233.25	1.5	233.25
Sum			333.1485		249.01

Dimensjonerende horisontallast

$$H_{ED} := 334\text{kN}$$

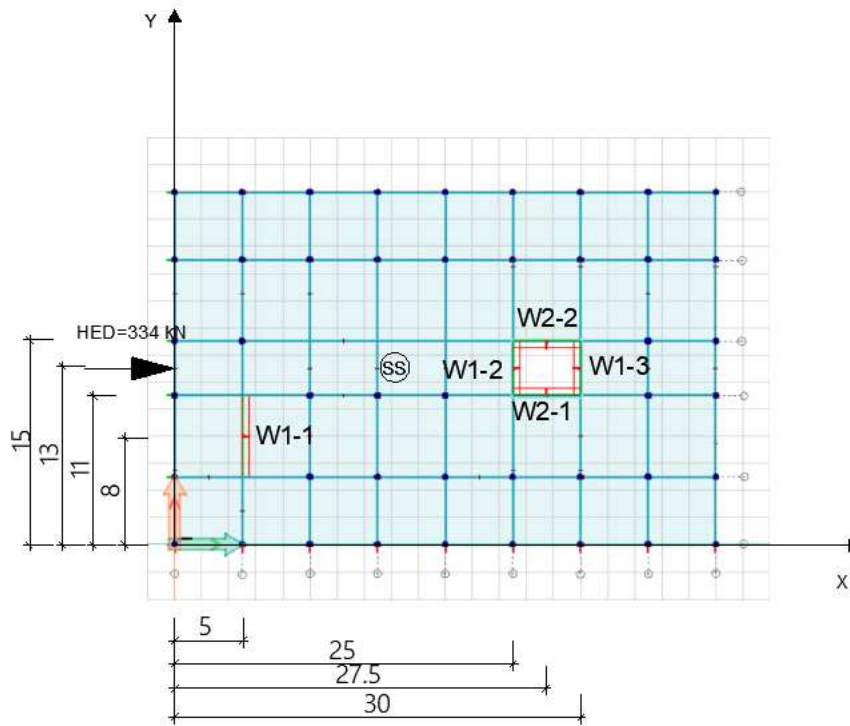
Fordeling av krefter for 1-7.etasje

Fordeling av horisontallast i y-retning



Skjærvegg	W1-1	W1-2	W1-3	W2-1	W2-2	Sum
x(senter)	5	25	30	27.5	27.5	
y(senter)	8	13	13	11	15	
Kx	0	0	0	148500000	148500000	297000000
Ky	513400000	256100000	256100000	0	0	1025600000
Kx*y	0	0	0	1633500000	2227500000	3861000000
Ky*x	2567000000	6.403E+09	7683000000	0	0	16652500000
Xs	16.23683697					
Ys	13					
ex	3.763163027					
ey	eksisterer ikke					
utbøyning x	HEDx/kx	0				
utbøyning y	HEDy/ky	3.257E-07				
Mz	HEDx*ex+HEDy*ey	1256.8965				
x	-11.23683697	8.763163	13.763163	11.263163	11.26316303	
y	-5	0	0	-2	2	
x ² *Ky	64825223754	1.967E+10	4.8512E+10	0	0	1.33004E+11
y ² *Kx	0	0	0	594000000	594000000	1188000000
I	1.34192E+11			Mz/I	9.36643E-09	
Translasjon						
Hx	0	0	0	0	0	
Hy	-167.1953978	-83.4023	-83.402301	0	0	
Rotasjon						
Hx	0	0	0	-2.7818308	2.781830778	
Hy	54.03488143	-21.02058	-33.0143	0	0	
Sum						
Hx	0	0	0	-2.7818308	2.781830778	
Hy	-113.1605164	-104.4229	-116.4166	0	0	

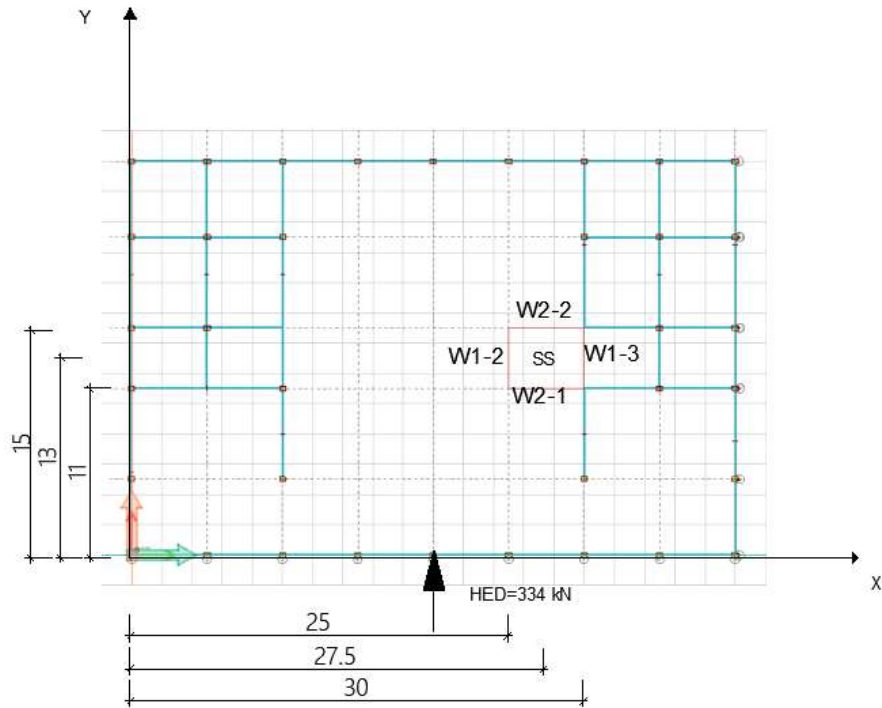
Fordeling av horisontallast i x retningen



Skjærvegg	W1-1	W1-2	W1-3	W2-1	W2-2	Sum
x(senter)	5	25	30	27.5	27.5	
y(senter)	8	13	13	11	15	
Kx	0	0	0	148500000	148500000	297000000
Ky	513400000	256100000	256100000	0	0	1025600000
Kx*y	0	0	0	1633500000	2227500000	3861000000
Ky*x	2567000000	6.403E+09	7683000000	0	0	16652500000
Xs	16.23683697					
Ys	13					
ex	eksisterer ikke					
ey	0					
utbøyning x	HEDx/kx	0				
utbøyning y	HEDy/ky	3.257E-07				
Mz	HEDx*ex+HEDy*ey	0				
x	-11.23683697	8.763163	13.763163	11.263163	11.26316303	
y	-5	0	0	-2	2	
x^2*Ky	64825223754	1.967E+10	4.8512E+10	0	0	1.33004E+11
y^2*Kx	0	0	0	594000000	594000000	1188000000
I	1.34192E+11			Mz/I	0	
Translasjon						
Hx	0	0	0	-167	-167	
Hy	0	0	0	0	0	
Rotasjon						
Hx	0	0	0	0	0	
Hy	0	0	0	0	0	
Sum						
Hx	0	0	0	-167	-167	
Hy	0	0	0	0	0	

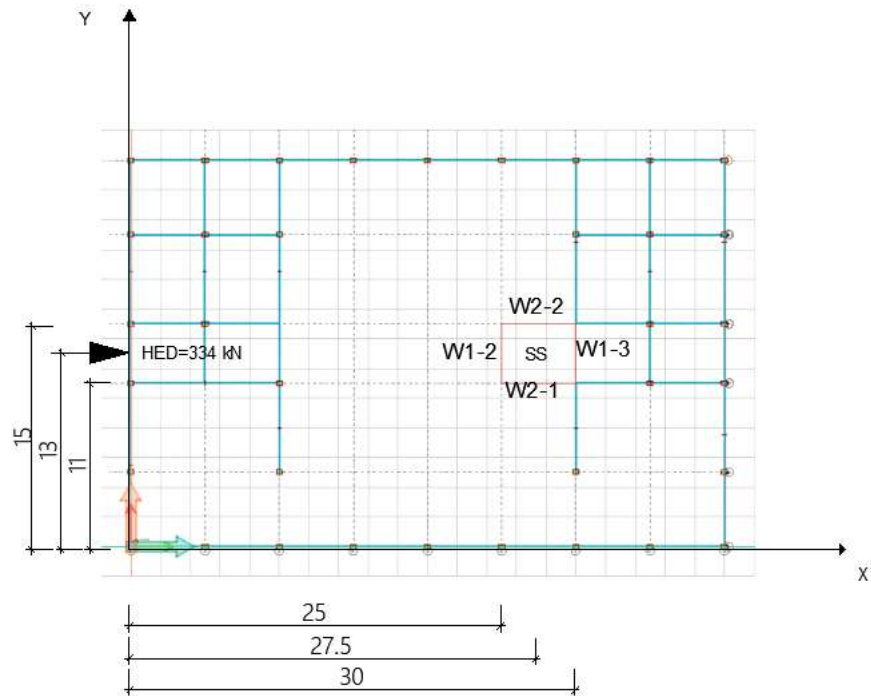
Fordeling av krefter på taket

Fordeling av krefter i y-retning



Skjærvegg	W1-1	W1-2	W1-3	W2-1	W2-2	Sum
x(senter)	0	25	30	27.5	27.5	
y(senter)	0	13	13	11	15	
Kx	0	0	0	148500000	148500000	297000000
Ky	0	256100000	256100000	0	0	512200000
Kx*y	0	0	0	1633500000	2227500000	3861000000
Ky*x	0	6.403E+09	7683000000	0	0	14085500000
Xs	27.5					
Ys	13					
ex	-7.5					
ey	eksisterer ikke					
utbøyning x	HEDx/kx	0				
utbøyning y	HEDy/ky	6.521E-07				
Mz	HEDx*ex+HEDy*ey	-2505				
x	-27.5	-2.5	2.5	0	0	
y	-13	0	0	-2	2	
x^2*Ky	0	1.601E+09	1600625000	0	0	3201250000
y^2*Kx	0	0	0	594000000	594000000	1188000000
I	4389250000			Mz/I	-5.7071E-07	
Translasjon						
Hx	0	0	0	0	0	
Hy	0	-167	-167	0	0	
Rotasjon						
Hx	0	0	0	169.501623	-169.501623	
Hy	0	-365.3987	365.398701	0	0	
Sum						
Hx	0	0	0	169.501623	-169.501623	
Hy	0	-532.3987	198.398701	0	0	

Fordeling av krefter i x-retning



Skjærvegg	W1-1	W1-2	W1-3	W2-1	W2-2	Sum
x(senter)	0	25	30	27.5	27.5	
y(senter)	0	13	13	11	15	
Kx	0	0	0	148500000	148500000	297000000
Ky	0	256100000	256100000	0	0	512200000
Kx*y	0	0	0	1633500000	2227500000	3861000000
Ky*x	0	6.403E+09	7683000000	0	0	14085500000
Xs	27.5					
Ys	13					
ex	eksisterer ikke					
ey	0					
utbøyning x	HEDx/kx	0				
utbøyning y	HEDy/ky	6.521E-07				
Mz	HEDx*ex+HEDy*ey	0				
x	-27.5	-2.5	2.5	0	0	
y	-13	0	0	-2	2	
x ² *Ky	0	1.601E+09	1600625000	0	0	3201250000
y ² *Kx	0	0	0	594000000	594000000	1188000000
I	4389250000			Mz/I	0	
Translasjon						
Hx	0	0	0	-167	-167	
Hy	0	0	0	0	0	
Rotasjon						
Hx	0	0	0	0	0	
Hy	0	0	0	0	0	
Sum						
Hx	0	0	0	-167	-167	
Hy	0	0	0	0	0	

Dimensjonering av vegger

W1-1

Sjekker utbøyning

BEB bind B punkt 12.5.6

$$\text{Krav : } h \geq 0.45 \cdot \sqrt{n}$$

Vertikallast på veggen

$$NEd := 8 \cdot 10.5 \text{ m} \cdot 5 \text{ m} \cdot 6.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 2.625 \times 10^6 \text{ N}$$

$$Ac := 6 \text{ m} \cdot 0.3 \text{ m} = 1.8 \text{ m}^2$$

$$fcd := 19800 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$n := \frac{NEd}{(Ac \cdot fcd)} = 0.074$$

$$hnød := 0.45 \cdot 18.9 \cdot (n^{0.5}) = 2.308$$

Dvs h vi hadde som var på 6m gir tilstrekkelig stivhet

Finner forskyvningen i y retning

$$Hy1 := 113.2 \text{ kN}$$

$$HEdy := 334 \text{ kN}$$

Fra fordeling av krefter

Dimensjonerende kraft i y retning

$$Hy11 := \left(Hy1 \cdot 7 \cdot \frac{Pv}{HEdy} \right) = 3.69 \times 10^5 \text{ N}$$

$$Pv = 1.555 \times 10^5 \text{ N}$$

$$\delta y := \frac{Hy11}{K_{11}} = 3.122 \times 10^{-4} \text{ m}$$

Forskyvning

Finner samlet dimensjonerende last ved bruk av to kombinasjoner

Vertikallast

a) med snø- og nyttelast

1.2 *egenlast-skive +1.05*snø+1.05*nyttelast+1.5*vindlast+skjevstillingslast

$$NEdim1 := 37.94 \text{ kN} \cdot 7 + 1.5 \cdot Pv + 1.05 \cdot 1.8 \text{ m}^2 \cdot 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1.2 \cdot 121.5 \text{ kN} \cdot 7 + 1.05 \cdot 1.8 \text{ m}^2 \cdot 3.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1.532 \times 10^3$$

b) uten snø- og nyttelast

1*egenlast skive+1.5*vindlast+skjevstillingslast

$$N_{\text{Edim1}} := 121.5\text{kN}\cdot 7 + 1.5\cdot P_v + 37.94\text{kN}\cdot 7 = 1.349 \times 10^6 \text{ N}$$

a blir dominerende last

Horisontallast

$$H_{\text{Edim1}} := H_y \cdot 7 = 7.924 \times 10^5 \text{ N}$$

Moment

$$M_{\text{Edim1}} := H_y \cdot 2.7\text{m} \cdot (7 + 6 + 5 + 4 + 3 + 2 + 1) = 8.558 \times 10^6 \text{ J}$$

Gjennomsnittlig knekk lengde for vegg

$$L_0 = \beta \cdot l$$

$$L_0 := 1.21 \cdot 18.9\text{m} = 22.869 \text{ m}$$

Profil og formler Tabell 4.2-4.5

β bestemmes på grunnlag av k_ϕ og k_x som er stivhet mot rotasjon og translasjon til knekkformen

Utsiktet tverrsnittseksentrisitet

$$e_i = \theta \cdot L_0 / 2$$

$$e_i := 2.472 \times 10^{-3} \cdot \frac{L_0}{2} = 0.028 \text{ m}$$

BEB, Bind B, punkt 9.1.1.2

Moment på grunn av utsiktet tverrsnittseksentrisitet

$$M_{i_1} := N_{\text{Edim1}} \cdot e_i = 4.33 \times 10^4 \text{ J}$$

$$M_{0\text{Edim1}} := M_{\text{Edim1}} + M_{i_1} = 8.601 \times 10^3 \text{ m}\cdot\text{kN}$$

Det gir da

$$e := \frac{M_{0\text{Edim1}}}{N_{\text{Edim1}}} = 5.615 \text{ m}$$

krav til minste eksentrisitet

BEB, Bind B, punkt 9.2.2

$$e_0 = \min(h/30; 20\text{mm})$$

$$e_0 = \min(6000/30; 20\text{mm}) = 200\text{mm}$$

$e > e_0$ Kravet er oppfylt

Kontroll av betongen i trykkfelt

$$f_{ck} := 35000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$f_{cd} = 1.98 \times 10^4 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende trykkspenning

Redusert betongtrykkfasthet ifølge EC2 6.5.2 (2)

$$\sigma_{Rd} = 0.6 \cdot V' \cdot f_{cd} \quad V' = 1 - f_{ck}/250$$

$$\sigma_{Rd} := 10.2168 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A := 0.3\text{m} \cdot 6\text{m} = 1.8\text{m}^2$$

Arealet av tverrsnittet

$$M_{0Edim1} = 8.601 \times 10^3 \text{m} \cdot \text{kN}$$

Opptredende moment

$$I := 0.3\text{m} \cdot \frac{(6\text{m})^3}{12} = 5.4\text{m}^4$$

Andre arealmoment

$$N_{Edim1} = 1.532 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Opptredende aksialkraft

Krav: $\sigma_{Rd} > f_{cd}$

$$\sigma_c := \left(\frac{N_{Edim1}}{A} \right) + \left(\frac{M_{0Edim1}}{I} \cdot 3\text{m} \right) = 5.629 \times 10^3 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kN}$$

Opptredende trykkspenning

Kravet er oppfylt

Sjekk av strekk i betongen

$$T := 0.5 \cdot \sigma_c \cdot (3\text{m} \cdot 0.3\text{m}) = 2.533 \times 10^6 \text{N}$$

Maks opptredende strekkraft

Finder arealet av armering som trengs for å ta opp strekkraft

$$f_{yd} := 434 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende strekkfasthet av stål
B500C

$$A_s := \frac{T}{f_{yd}} = 5.837 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Armeringsareal på hver side

Bestemmer arealet som brukes for å ta opp strekkraften

Antar at 1m på begge sider av veggen brukes til strekkarmeringen

$$\text{Arealstrekk} := 0.3\text{m} \cdot 1\text{m} = 0.3 \text{ m}^2$$

$$AS := \frac{A_s}{\text{Arealstrekk}} = 0.019$$

Minimumsarmering

Ifølge EC2 9.5.2 og 9.5.3 gir konstruksjonsregler for søyler
NA. 9.5.2 (2):

$$A_{\text{max}} := \begin{pmatrix} 0.01 \cdot \text{Arealstrekk} \\ 0.2 \cdot \text{Arealstrekk} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 3 \times 10^{-3} \\ 2.737 \times 10^{-3} \end{pmatrix} \text{ m}^2$$

Altså er den beregningsmessig nødvendige armeringen større. Det vil si kravet er oppfylt

Bruker tversnitt av 25 mm armeringsstang

$$\text{Areal}_{25} := \pi \cdot \frac{(25\text{mm})^2}{4} = 4.909 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$n := \frac{A_s}{\text{Areal}_{25}} = 11.891$$

Bruker 12 Ø25 på kanten av hver side av veggen

$$\text{Armeringsmengde} := \text{Areal}_{25} \cdot 12 = 5.89 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

EC2, 9.5.3 krever at lengdearmeringens plassering skal sikres med tværrarmering (bøyler) med diameter som ikke bør være mindre enn 6 mm

NA.9.5.3(3)

Sentreravstand mellom bøyene, s_{cl_max} settes minste av:

$$s_{cl_tmax} := \begin{pmatrix} 15 \cdot 25\text{mm} \\ 1\text{m} \\ 400\text{mm} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.375 \\ 1 \\ 0.4 \end{pmatrix} \text{ m}$$

$$s_{cl_max} = 375 \text{ mm}$$

Velger: bøyler Ø10s375

Sjekker kanten for den maksimale aksiallasten

Krav

$$NRd > NEdim1$$

$$NRd := fcd \cdot (Arealstrekk - As) + fyd \cdot As = 8.358 \times 10^6 \text{ N}$$

Dimensjonerende aksialkraft

kravet er oppfylt

Skjærkapasitet av resten av vegg

$$VEd := \frac{M0Edim1}{0.5 \cdot 21.6 \text{ m}} = 7.964 \times 10^5 \text{ N}$$

Opptredende skjærkraft

horisontal armering

$$VRd = VCd + VSd + VNEd$$

Dimensjonerende skjærkapasitet
for vertikal armering

$$VCd = 0.03 \cdot fctd \cdot A$$

$$VNEd = 0.5 \cdot NEd$$

BEB, Tabell B 16.5

$$VSd = 0.5 \cdot fyd \cdot As$$

$$fctd := 0.85 \cdot \frac{35 \text{ N}}{1.5 \text{ mm}^2} = 1.983 \times 10^4 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kN}$$

Betongens aksialtrekkfasthet

$$VCd := 0.03 \cdot fctd \cdot A = 1.071 \times 10^6 \text{ N}$$

Skjærstyrke fra betongen

$$VNEd := 0.5 \cdot NEdim1 = 6.747 \times 10^5 \text{ N}$$

Skjærstyrke fra aksialkraft

Krav: $VRd > VEd$

$$VCd + VNEd > VEd$$

Det vil si vegg har nok styrke. Vi sjekker da minimum vertikal armering gitt i
BEB, Tabell B 16.5

$$AsH := 0.25 \cdot \frac{VEd}{0.5 \cdot fyd} = 9.175 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

velger Ø12 armeringstang

$$n_v := \frac{A_{sH}}{\left[\pi \cdot \frac{(12\text{mm})^2}{4} \right]} = 8.113$$

Gir 9 Ø12 med avstand lik 666.7 mm mellom dem, men kravet i EC-EN 9.7 viser at maks senteravstand mellom stengene i rutenettet skal være 300 mm.

Setter da på hver 300 mm

$$n_{v_ny} := \left(\frac{6}{0.300\text{m}} \right) = 20$$

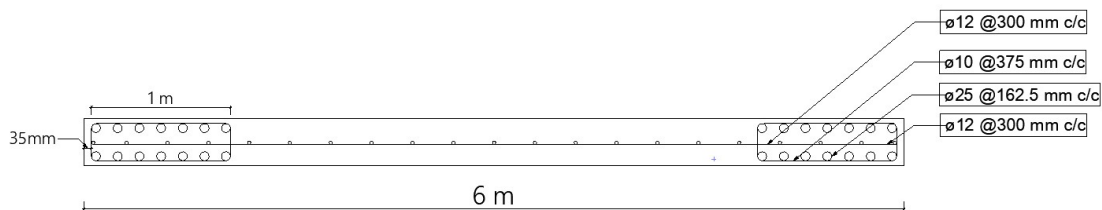
$$A_{sH_{ny}} := n_{v_ny} \cdot \left[\pi \cdot \frac{(12\text{mm})^2}{4} \right] = 2.262 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Vertikal armering

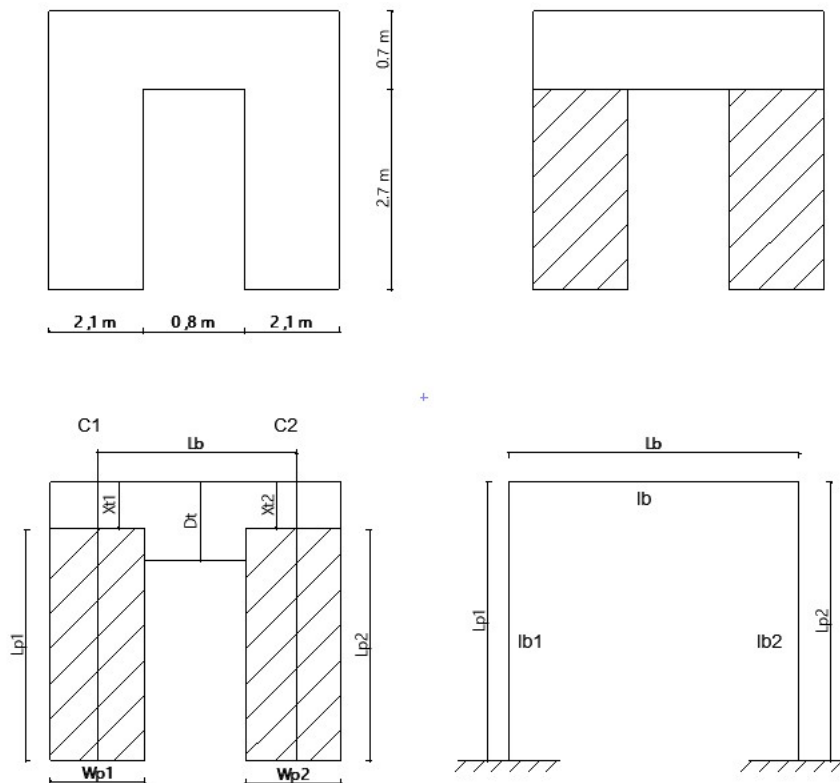
$$V_{Rd} = V_{Cd} + V_{Sd}$$

Krav for bruk av minimum armering : $V_{Cd} > V_{Ed}$

Bruker samme som horisontal armeringene



Sammenligning av stivhets reduksjon (håndberegning)



Kraft på toppen av vegg settes lik 1 kN for å generalisere oppgaven

E-modul og skjærmodule settes lik 1 for å forenkle beregningen

$$E := 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad G := 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Stivhet av en solid vegg uten utsparinger kan finnes ved å se på bidraget fra bøy- og skjær deformasjon

$$R = \frac{1}{\Delta_{\text{moment}} + \Delta_{\text{shear}}} = \frac{1}{\frac{h^3}{3EI} + \frac{1.2h}{AG}}$$

$$K_{\text{solid_vegg}} := \frac{1}{\left[\frac{(2.7\text{m})^3}{3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} + \frac{1.5\text{m}^2 \cdot 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{12} \right]} = 0.235 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

Stivhet av vegg med utsparing

Step 1: Definerer variablene

$$Dt := 0.7\text{m}$$

finner xt1 og xt2

$$xt1 = \min\{0.5 \cdot Wp1; 0.5 \cdot Dt\} = 0.35\text{ m}$$

$$Xt1 := 0.35 \quad Xt2 := 0.35$$

$$Lp1 := 2.35\text{m}$$

$$Lp2 := Lp1 = 2.35\text{ m}$$

Step 2: Finner andre areal moment til hver side fra equivalent ramme system som ble tegnet ovenfor

$$Lb := 2.9\text{m} \quad Ib := 0.0128\text{m}^4$$

$$Ip1 := 0.231525\text{m}^4$$

$$Ip2 := Ip1 = 0.232\text{ m}^4$$

Step 3: Finner forskyvning på grunn av bøyedeforrasjon til hver element

Forskyvningen kan finnes ved følgende formel

$$pier_1 = \frac{(Lp1^3)}{(4 \cdot E \cdot Ip1)} \cdot \left(\frac{1}{3} + \frac{1}{(6 \cdot k1 + 1)} \right) \quad \text{der } K1 = \frac{(E \cdot Ib)}{Lb} \cdot \left(\frac{Lp1}{E \cdot Ip1} \right)$$

$$F_{\text{pier}_1} := 6.673081175 \frac{\text{m}}{\text{kN}}$$

siden vi har like store og symmetriske arealer på begge sider

$$F_{\text{pier}_2} = F_{\text{pier}_1}$$

Bøyestivhet til Peir 1 og Peir 2

$$K_{\text{bøy_peir}_1} := \frac{1}{F_{\text{pier}_1}} = 0.15 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

Step 4: Ser på bøyedeformasjonen til solid veggen uten utsparing

$$F_{bøy_solid} := 2.09952 \frac{\text{m}}{\text{kN}}$$

Step 5: Finner forskyvningen til utsparingen ved formelen som er gitt under

$$K_{bøy_ved_2.35\text{m}} = (x^2 / (6 \cdot EI)) \cdot (3 \cdot h - x) \quad \text{Der } x=2.35 \quad h=2.7$$
$$F_{bøy_uts} := 1.693566667 \frac{\text{m}}{\text{kN}}$$

Step 6: Finner samlet bøyestivhet ved peir 1 og 2

$$F_{bøy_peir12} := 3.336540588 \frac{\text{m}}{\text{kN}}$$

Step 7: Finner samlet forskyvning ved bøyedeformasjon av vegg med utsparing ved formelen gitt undet

$$F_{\text{vegg med utsparing}} = F_{bøy_solid} - F_{bøy_uts} + F_{\text{peir 1 og 2}}$$

$$F_{bøy_vegg_uts} := 3.740693921 \frac{\text{m}}{\text{kN}}$$

Step 7: finner stivhet bidraget fra skjær deformasjon

$$F_{skj_1} := 1.904761905 \frac{\text{m}}{\text{kN}} \quad \text{Forskyvning av veggdel fra 0 til 2m høyde}$$

$$F_{skj_2} := 0.56 \frac{\text{m}}{\text{kN}} \quad \text{Forskyvning av veggdel fra 2 til 2.7m høyde}$$

Total forskyvning bidrag fra skjær

$$F_{skj} := 2.464761905 \frac{\text{m}}{\text{kN}}$$

Step 8: Total stivhet av vegg med utsparing

$$K := \frac{1}{(F_{skj} + F_{bøy_vegg_uts})} = 0.161 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

Step 9: Reduksjon av stivhet i prosent

$$\text{Red} := 100 - \left(100 \cdot \frac{K}{K_{\text{solid_vegg}}} \right) = 31.358$$

Det vil stivheten til veggen reduseres med ca.31.4 % gitt at veggene har samme E og G verdi

Vedlegg 3

Håndberegninger av global stabilitet

$$etg_h := 2.7\text{m}$$

$$b := 26\text{m}$$

$$k_{red} := 0.85$$

$$l := 40\text{m}$$

$$h := 18.9\text{m}$$

$$q_{vindlast} := etg_h \cdot k_{red} \cdot 0.897 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 2.059 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

Egenvekt:

$$g := 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_x := q_{vindlast} \cdot b = 53.524 \cdot \text{kN}$$

$$g_y := q_{vindlast} \cdot l = 82.345 \cdot \text{kN}$$

Momenter og skjærkrefter som er benyttet i beregningene under er hentet fra utregninger for skjærvegger.

Lengste siden av bygget

$$qv_{k1} := (q_{vindlast}) \cdot 7 \cdot l = 576.412 \cdot \text{kN}$$

$$u_{V.skive.1} := 1263.9\text{kN} \quad \text{Maksimal skjærkraft på langsiden fra skive W1-2}$$

$$M_{vk.1} := (qv_{k1}) \cdot \frac{\left(h + \frac{etg_h}{2}\right)}{2} = 5.836 \times 10^3 \text{m} \cdot \text{kN}$$

$$M_{v.skive.1} := 19400\text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{Maksimal moment på langsiden. Det er fra skive W1-2.}$$

Korteste siden av bygget:

$$qv_k := q_{\text{vindlast}} \cdot 1.3 = 247.034 \cdot \text{kN}$$

$$u_{V,\text{skive.k}} := 1338.5 \text{ kN} \quad \text{Maksimal skjærkraft på kortsiden fra skive W2-2.}$$

$$M_{v_k.k} := (qv_k) \cdot \frac{\left(h + \frac{etg_h}{2}\right)}{2} = 5.836 \times 10^3 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$M_{v_{\text{skive.k}}} := 16290 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Maksimal moment på korteste siden. Det er fra skive W2-2.}$$

Differanse i beregninger

$$m_{\text{lang.l}} := 1 - \frac{M_{v_k.l}}{M_{v_{\text{skive.l}}}} = 0.699$$

$$v_{\text{lang.l}} := 1 - \frac{qv_k.l}{u_{V,\text{skive.l}}} = 0.544$$

$$m_{\text{kort.k}} := 1 - \frac{M_{v_k.k}}{M_{v_{\text{skive.k}}}} = 0.642$$

$$v_{\text{kort.k}} := 1 - \frac{qv_k.k}{u_{V,\text{skive.k}}} = 0.815$$

Når verdiene er under 1, vil det si at det er nok kapasitet og bygningen er i global stabilitet. Dermed er det i stand til å motstå de ytre kreftene uten å bli deformert. Bygget har oppnådd global stabilitet.

Vedlegg 4

Dimensjonering av dekke

EC2, 5.4, EC2, 9.3 og eksempel 2.1.1 fra Betongkonstruksjoner er lagt i grunn for dimensjoneringen av dekket.

Siden det er en toveisplate blir det en retning med x og en annen retning med y, der den korteste siden er x.

Data:

Tykkelsen av dekket: $h := 250\text{mm}$

$L_x := 5\text{m}$

$L_y := 6\text{m}$

$$\frac{L_y}{L_x} = 1.2$$

Egenlasten til dekket:

$$q_{\text{dekke}} := h \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 6.25 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kN}$$

Nyttelasten på dekket:

$$q_{\text{nytte}} := 4.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Prøver to ulike lastkombinasjoner for å finne det verste tilfellet. De følgende likningene er hentet fra NS-EN 1990:

$$6.10a: \quad q_1 := 1.35 \cdot q_{\text{dekke}} + 1.05 \cdot q_{\text{nytte}} = 13.162 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kN}$$

$$6.10b: \quad q_2 := 1.2 \cdot q_{\text{dekke}} + 1.5 \cdot q_{\text{nytte}} = 14.25 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kN}$$

Dermed blir den dimensjonerende fordelte lasten, den største av de to, som altså er q_2 .

$$q_{\text{Ed}} := q_2 = 14.25 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende bøyemomenter etter tabell 2.1.1 fra Betongkonstruksjoner:

L_y/L_x	Moment		Nedbøyning
	$M_x = qLx^2/\alpha$	$M_y = qLy^2/\beta$	$w = \gamma qLx^4/Eh^3$
	α	β	γ
1	27,2	27,2	0,0485
1,1	22,4	27,8	0,058
1,2	19,1	29	0,0675
1,3	16,8	30,8	0,0765
1,4	15	32,3	0,0845
1,5	13,7	34,7	0,0925
1,6	12,7	36,1	0,0995
1,7	11,9	37,3	0,106
1,8	11,3	38,5	0,112
1,9	10,8	39,4	0,117
2	10,4	40,3	0,122
3	8,5	192	0,147
4	8,1	667	0,154
5	8	770	0,156
∞	8	∞	0,156

Avlest α er følgende:

$$\alpha := 19.1$$

$$\beta := 29$$

$$M_{\text{Ed},x} := \frac{(q_{\text{Ed}} \cdot L_x^2)}{\alpha} = 18.652 \cdot \text{kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{Ed},y} := \frac{(q_{\text{Ed}} \cdot L_y^2)}{\beta} = 17.69 \cdot \text{kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

A) Bestemmelse av overdekning (C_{nom})

Bygningen skal ha en levetid på 100 år og skal dimensjoneres deretter.

$$C_{nom} = C_{min} + \delta C_{dev}$$

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

I denne dimensjoneringen av bjelken skal det benyttes Ø10.

$$\phi := 10 \text{ mm}$$

$$C_{min} = \max \{ 10 \text{ mm}; 25 \text{ mm} + 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm}; 10 \text{ mm} \}$$

$$C_{min} = \max \{ 10 \text{ mm}; \underline{25 \text{ mm}}; 10 \text{ mm} \}$$

$$\delta C_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$C_{nom} := 25 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 35 \text{ mm}$$

Effektive høyder i x- og y-rening:

$$d_x := h - C_{nom} - \frac{\phi}{2} = 210 \text{ mm}$$

$$d_y := d_x - \phi = 200 \text{ mm}$$

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

$$f_{cd} := 19.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{yd} := 434 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ctm} := 3.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

B) Trykssonens momentkapasitet

Tverrsnittene i både x- og y-retning skal være normalarmerte, det vil si underarmerte.

$$M_{Rdx} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot d_x^2 = 240.124 \cdot \text{kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{Rdy} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot d_y^2 = 217.8 \cdot \text{kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$M_{Rd} > M_{Ed}$ i begge retninger, som er ok. Trykssonen er dermed delvis utnyttet

Indre momentarmer kan finnes ved bruk av følgende formler:

$$z_x := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed,x}}{M_{Rdx}} \right) \cdot d_x = 207.227 \cdot \text{mm}$$

$$z_y := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rdy}} \right) \cdot d_y = 197.239 \cdot \text{mm}$$

C) Bestemmelse av armering

I x-retning:

$$A_{sx} := \frac{M_{Ed,x}}{z_x \cdot f_{yd}} = 0.207 \cdot \text{mm} \cdot 10^3 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

I y-retning:

$$A_{sy} := \frac{M_{Ed,y}}{z_y \cdot f_{yd}} = 0.207 \cdot \text{mr} 10^3 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

Minimum armering etter NA.9.2.1.1(1) fra Eurokode:

I x-retning:

$$A_{sx,\text{min}} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d_x = 0.349 \cdot \text{mr} 10^3 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

I y-retning:

$$A_{sy,\text{min}} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d_y = 0.333 \cdot \text{mr} 10^3 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

Kontroll for å se om $A_{s,\text{min}}$ er større eller lik $0,0013b_t d$. Om $A_{s,\text{min}}$ blir større vil Mathcad symbolisere dette med 1.

$$A_{sx,\text{min}} > (0.0013 \cdot d_x) = 1 \quad \text{ok!}$$

$$A_{sy,\text{min}} > 0.0013 \cdot d_y = 1$$

Deretter velges det armering:

$$A_{sx,\text{dim}} := A_{sx,\text{min}} \cdot 10^3 = 349.44 \cdot \text{mr} \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

$$A_{sy,\text{dim}} := A_{sy,\text{min}} \cdot 10^3 = 332.8 \cdot \text{mr} \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

I x-retning

$$n_x := \frac{A_{sx,\text{dim}}}{\pi \cdot 5^2 \text{mm}} = 4.449$$

$$CC_x := \frac{1000}{n_x} = 224.759$$

Velger dermed CC = 220mm og ny Asx.dim blir følgende:

$$A_{Sx.dim} := \left(\frac{1000}{220} \cdot \pi \cdot 5^2 \right) \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \cdot 10^3 = 356.999 \cdot \text{mm} \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

I y-retning:

$$n_y := \frac{A_{sy.dim}}{\pi \cdot 5^2 \text{mm}} = 4.237$$

$$CC_y := \frac{1000}{n_y} = 235.997$$

Velger dermed CC = 220mm og ny Asx.dim blir følgende:

$$A_{Sy.dim} := \left(\frac{1000}{220} \cdot \pi \cdot 5^2 \right) \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \cdot 10^3 = 356.999 \cdot \text{mm} \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

D) Beregning av hjørneforankring

Hensikten for hjørneforankring er å motvirke effekten av torsjon:

L_y/L_x	Torsjonsmom.	Skjærkrefter		Opplagertrykk	
	$M_{xy} = qL_x^2/\phi$	$V_x = qL_x/\theta_x$	$V_y = qL_x/\theta_y$	$V_x^* = qL_x/\omega_x$	$V_y^* = qL_x/\omega_y$
	ϕ	θ_x	θ_y	ω_x	ω_y
1.0	21.6	2.96	2.96	2.19	2.19
1.1	19.7	2.78	2.89	2.11	2.09
1.2	18.4	2.64	2.84	2.04	2.02
1.3	17.5	2.52	2.80	2.00	1.96
1.4	16.8	2.43	2.76	1.97	1.92
1.5	16.3	2.36	2.75	1.95	1.89
1.6	15.9	2.30	2.73	1.93	1.87
1.7	15.6	2.25	2.73	1.92	1.85
1.8	15.4	2.21	2.72	1.92	1.83
1.9	15.3	2.18	2.71	1.92	1.82
2.0	15.1	2.15	2.70	1.92	1.82

Tabell 2.1.2 Torsjonsmomenter, skjærkrefter og opplagertrykk for fritt opplagt rektangelplate

Avlest ϕ fra tabellen

$$\phi_T := 18.4$$

Torsjonsmoment:
$$M_{Edxy} := \frac{(q_{Ed} \cdot L_x^2)}{\phi_T} = 19.361 \cdot \text{kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Forankringskraft i hvert hjørne:

$$R_{Ed} := 2 \cdot M_{Edxy} = 38.723 \cdot \text{kN}$$

Nødvendig tverrsnitt av forankringsarmering:

$$A_{\text{forankring}} := \frac{R_{Ed}}{f_{yd}} = 8.922 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

Velger $\phi 12$ for forankringene:

$$n := \frac{A_{\text{forankring}}}{\pi \cdot 6^2 \text{ mm}^2} = 0.789$$

Det blir dermed 1 $\phi 12$ med $A_{\text{forankring}} = 113.1 \text{ mm}^2$ i hvert hjørne

E) Kontroll av nedbøyning i bruksgrensetilstanden

Beregning av midlere E-modul

$t := 36525$ dimensjonerte levetid som tilsvarer hundre år, angitt i dager

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

$RH := 50\%$ Relativ fuktighet innedørs

$A_c := L_x \cdot 0.25 \text{ m} = 1.25 \text{ m}^2$ Arealet av betongtverrsnittet, sett fra den korteste siden

$u := L_x \cdot 2 + L_y \cdot 2 = 22 \text{ m}$ Omkretsen utsatt for uttørkning (toppen av dekket)

$t_{0,\text{Nytte}} := 28$ Betongens alder når spenningen påføres

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

$E_{cm} := 34 \text{ GPa}$

Moment av karakteristiske laster beregnet i x-retningen:

$$M_{\text{Edx.Nytte}} := \frac{(q_{\text{nytte}} \cdot L_x^2)}{\phi_T} = 6.114 \cdot \text{kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{Edx.egen}} := \frac{(q_{\text{dekke}} \cdot L_x^2)}{\phi_T} = 8.492 \cdot \text{kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Grunnlaget for beregningene er at sementtypen skal være klasse R. Det er viktig å understreke at egenlast og nyttelast virker på konstruksjonen til ulik tid. Egenlast virker på bjelken 3 dager etter støping, mens nyttelast virker etter 28 dager.

$$\alpha_1 := \left(\frac{f_{ck}}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.866$$

$$\alpha_2 := \left(\frac{f_{ck}}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.96$$

$$\alpha_3 := \left(\frac{f_{ck}}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.902$$

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{u} = 0.114 \text{ m}$$

$$\varphi_{RH} := \left[1 + \frac{(1 - RH)}{0.1 \cdot \left(\frac{h_0}{\text{mm}} \right)^{\frac{1}{3}}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 = 1.817$$

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{fcm}{\text{MPa}}}} = 2.562$$

$$\beta_{t0.N} := \frac{1}{0.1 + t_{0.Nytte}^{0.2}} = 0.488$$

$$\varphi_{t,t0.N}^0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0.N} = 2.274$$

$$E_{c.N} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{t,t0.N}^0} = 1.038 \times 10^7 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kN}$$

Deretter beregnes E-modul på grunn av egenlast, etter kryp:

$$t_{0.Egen} := 3 \text{ dager}$$

$$\beta_{t0.E} := \frac{1}{0.1 + t_{0.Egen}^{0.2}} = 0.743$$

$$\varphi_{t,t0}^0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0.E} = 3.46$$

$$E_{c.E} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{t,t0}^0} = 7.624 \times 10^6 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kN}$$

Formlene under er hentet fra side 337-338 i Betongkonstruksjoner

Armeringsforhold i x-retningen:

$$q := q_{\text{dekke}} + q_{\text{nytte}} = 10.75 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kN}$$

$$E_{\text{c.middel}} := \frac{(M_{\text{Edx.Nytte}} + M_{\text{Edx.egen}})}{\frac{M_{\text{Edx.Nytte}}}{E_{\text{c.N}}} + \frac{M_{\text{Edx.egen}}}{E_{\text{c.E}}}} = 8.578 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$$

$$\rho_x := \frac{A_{\text{Sx.dim}}}{10^3 d_x} = 1.7 \times 10^{-3}$$

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

E-modulforhold:

$$\eta := \frac{E_s}{E_{\text{c.middel}}} = 23.315$$

$$\alpha_x := \sqrt{(\eta \cdot \rho_x)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho_x} - (\eta \cdot \rho_x) = 0.245$$

$$I_{\text{cx}} := 0.5 \cdot \alpha_x^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha_x}{3}\right) \cdot 10^3 \cdot d_x^3 = 254.634 \text{ m}^2 \cdot \text{mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde:

$$h_{\text{eff}} := \left[\frac{(12 \cdot I_{\text{cx}})}{10^3} \right]^{\frac{1}{3}} = 145.111 \cdot \text{mm}$$

Nedbøyning midt i platefeltet med γ fra tabell 2.1.1:

$$\gamma_T := 0.0675$$

$$w := \frac{(\gamma_T \cdot q \cdot L_x^4)}{E_{c.middel} \cdot h_{eff}^3} = 17.302 \cdot \text{mm}$$

Krav om nedbøyning fra TEK17 sier at nedbøyningen skal være mindre enn $L/250$.
Det utføres derfor en kontroll for å sjekke at dette stemmer.

$$\frac{L_x}{250} = 20 \cdot \text{mm}$$

$$w < \frac{L_x}{250} = 1 \quad \text{Dermed er nedbøyningen ok!}$$

Vedlegg 5

Dimensjonering av bjelke 1- spennarmert bjelke

Nyttelast på dekket:
$$\text{Nytte} := 4.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Egenlast av dekket:
$$\text{Egen} := 0.25\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 6.25 \cdot \text{kPa}$$

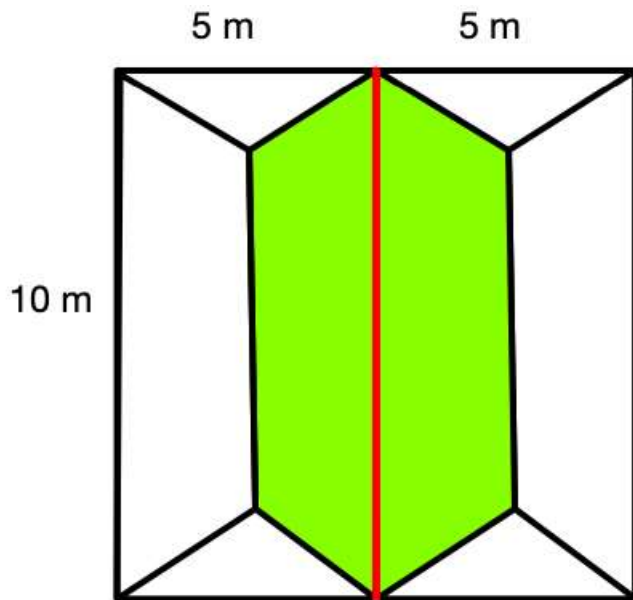
Dimensjoner på bjelken:

$$\begin{aligned} L &:= 10\text{m} \\ b &:= 300\text{mm} \\ h &:= 400\text{mm} \end{aligned}$$

Egenlast av bjelken:
$$q_{\text{egen}} := (0.4 \cdot 0.3 \cdot 25) \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 3 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

Areal av last fra dekket som må tas av bjelken er skravert med grønt i figuren på neste side. Bjelken som skal dimensjoneres derimot, er farget rødt.

$$\text{Areal} := \frac{\left(\frac{10}{3} + 10\right)}{2} \cdot 2.5\text{m}^2 \cdot 2 = 33.333 \text{m}^2$$



Last på bjelken forårsaket av egenlasten og nyttelasten til dekket, som er hentet fra lastkombinasjoner.

$$q_{\text{dekke}} := \frac{\left(15.22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \text{Areal} \right)}{L} = 50.733 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

Merk at 6.10b var dimensjonerende under lastkombinasjone. Dermed blir egenlasten til bjelken ganget med sikkerhetsfaktoren 1.2:

$$q_{\text{egen}} = 3 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

$$6.10b: \quad q_{\text{ed}} := 1.2 \cdot q_{\text{egen}} + q_{\text{dekke}} = 54.333 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

$$M_{Ed} := \frac{(q_{ed} \cdot L^2)}{12} = 452.778 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$V_{Ed} := q_{ed} \cdot \frac{L}{2} = 271.667 \cdot \text{kN}$$

$$f_{ck} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{cd} := f_{ck} \cdot \frac{0.85}{1.5} = 2.55 \times 10^4 \cdot \text{kPa}$$

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

Materialeegenskaper for spennarmering fra NS-EN 1992-1-1, 2004

$$f_{p0.1k} := 1550 \text{ MPa} \text{ Spennstålets } 0.1\% \text{-grense}$$

$$\gamma_s := 1.15$$

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} = 1.348 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$$

Betongkonstruksjoner av Svein Ivar sørensen er lagt i grunn for beregningene

A) Beregne nødvendig areal av spennarmering

Erfaringsmessig regnes verdien $\alpha = 0.4$ til å gi tverrsnittet tilstrekkelig duktilitet

$$M_{Rd} := 0.8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 0.269 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$$

$$\alpha := 0.4$$

dimensjonerer for fullt utnyttet tverrsnitt, som vil si at $M_{Rd} = M_{Ed}$

$$d := \sqrt{\frac{M_{Ed}}{0.269 f_{cd} \cdot b}} = 469.068 \cdot \text{mm}$$

Ser at den effektive høyden er litt høy og øker tverrsnittshøyden til 550 mm.

$$h := 550 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} := 0.8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 452.441 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$z := (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot d = 394.017 \cdot \text{mm}$$

$$A_p := \frac{M_{Ed}}{f_{pd} \cdot z} = 8.526 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Benytter 5 ganger $\phi 8$ for spennarmeringen.

$$A_{p_{dim}} := 5 \cdot \pi 8^2 \text{ mm}^2 = 1.005 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

I tillegg til spennarmeringen er det også viktig å legge inn strekkspenning (minimumsarmering) på trykksiden av tverrsnittet. Denne armeringen skal være rissfordelende. Det brukes $\phi 20$ for denne armeringen.

Minimumsarmering: N.A.9.2.1.1 (1)

f_{ctm} er 3,2 MPa for B35. Denne verdien er hentet fra Tabell 3.1 i EC2.

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

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_{s_{\min}} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 2.342 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$0.0013 \cdot b \cdot d = 1.829 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Det er krav om at $A_{s_{\min}}$ skal være større eller lik $0.0013 \cdot b \cdot d$. Dette kravet er oppfylt.

$$n := \frac{A_{s_{\min}}}{\pi \cdot 10^2 \text{ mm}^2} = 0.745$$

Det holder derfor med en strekkarmering på toppen

$$A_{s_{\dim}} := \pi \cdot 10^2 \text{ mm}^2 = 3.142 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

B) Bestemmelse av overdekning C_{nom}

Bygningen skal ha en levetid på 100 år og skal dimensjoneres deretter.

$$C_{\text{nom}} = C_{\text{min}} + \delta C_{\text{dev}}$$

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

I denne dimensjoneringen av bjelken skal det benyttes Ø20.

$$C_{\text{min}} = \max \{ 20 \text{ mm}; 15 \text{ mm} + 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm}; 10 \text{ mm} \}$$

$$C_{\text{min}} = \max \{ 20 \text{ mm}; \mathbf{35 \text{ mm}}; 10 \text{ mm} \}$$

$$\delta C_{\text{dev}} = 10 \text{ mm}$$

$$C_{\text{nom}} = 35 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 45 \text{ mm}$$

Den endelige overdekningen er dermed 45 mm

$$C_{\text{nom}} := 45\text{mm}$$

C) Sjekke momentkapasitet ved oppspenningstilstanden
(Betongkonstruksjoner s.287-290)

EC-5.10.2.1

$$f_{\text{pk}} := 1700\text{MPa} \quad \text{Spennstålets flytegrense}$$

$$\sigma_{\text{P,max}} := 1360 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Største spennkraften påført spennkabelen}$$

$$P_0 := \sigma_{\text{P,max}} \cdot A_{\text{pdim}} = 1.367 \times 10^3 \cdot \text{kN} \quad \text{Initiell spennkraft}$$

Opptredende moment og aksialkraft:

$$e := \frac{h}{2} - (h - d) = 194.068 \cdot \text{mm}$$

$$\gamma_{\text{P,unfav1}} := 1.1 \quad \text{EC2-NA.2.4.2.2(1)}$$

$$N_{\text{ed}} := \gamma_{\text{P,unfav1}} \cdot P_0 = 1.504 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\text{ed}} := N_{\text{ed}} \cdot e = 291.867 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Momentkapasiteten skal sjekkes ved å finne tre kritiske punkter og sammenlikne det med opptredende moment og aksialkraft.

Deretter kan vi beregne den dimensjonerende trykkfastheten til betongen etter 3 dager i henhold til EC2-3.1.2. Sementklasse R brukes.

$$t := 3$$

$$s := 0.2$$

$$\beta_{cc.3} := 2.718 \cdot s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{3} \right)^{\frac{1}{2}} \right] = 0.663$$

$$f_{ck.3} := \beta_{cc.3} \cdot f_{cm} - 8 \text{MPa} = 27.139 \cdot \text{MPa}$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$f_{cd.3} := \frac{(\alpha_{cc} \cdot f_{ck.3})}{\gamma_c} = 15.379 \cdot \text{MPa}$$

Diverse verdier:

$$E_p := 195000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

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

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

$$d_s := h - C_{\text{nom}} - \frac{\phi}{2} = 495 \cdot \text{mm}$$

1) Svikt av betongen under rent trykk

Betongen svikter når ϵ_c er 0.002

$$\epsilon_c := 0.002$$

$$\epsilon_s = \epsilon_c$$

$$\epsilon_p = \epsilon_c$$

$$T_{c.1} := (f_{cd.3}) \cdot h \cdot b = 2.538 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_{p.1} := \epsilon_c \cdot E_p \cdot A_{p\text{dim}} = 392.071 \cdot \text{kN}$$

$$T_{s.1} := \epsilon_c \cdot E_s \cdot A_{s\text{dim}} = 125.664 \cdot \text{kN}$$

$$N_1 := T_{c.1} + T_{p.1} + T_{s.1} = 3.055 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$M_1 := T_{p.1} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) - T_{s.1} \cdot \left(d_s - \frac{h}{2} \right) = 48.442 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

2) Balansepunkt- Betongen svikter samtidig som stålet flyter

$$\epsilon_{cu} := 0.0035$$

$$f_{yd} := 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\epsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 2.175 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_2 := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} = 0.617$$

$$\epsilon_{p.2} := \frac{\epsilon_{cu}}{\alpha_2 \cdot d_s} \cdot [\alpha_2 \cdot d_s - (h - d)] = 2.572 \times 10^{-3}$$

$$T_{c.2} := 0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d_s (f_{cd.3}) \cdot b = 1.127 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_{p.2} := \epsilon_{p.2} \cdot E_p \cdot A_{pdim} = 504.231 \cdot \text{kN}$$

$$T_{s.2} := f_{yd} \cdot A_{sdim} = 136.659 \cdot \text{kN}$$

$$N_2 := T_{c.2} + T_{p.2} - T_{s.2} = 1.494 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$M_2 := T_{p.2} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) - T_{s.2} \cdot \left(d_s - \frac{h}{2}\right) + T_{c.2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d_s}{2}\right) = 240.061 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

3) Normalarmering- stålet flyter før betongen

$$\epsilon_{yk} := \frac{f_{yk}}{E_s} = 2.5 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_s := 2 \cdot \epsilon_{yk}$$

$$\alpha_3 := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_s} = 0.412$$

$$\epsilon_{p.3} := \frac{\epsilon_{cu}}{\alpha_2 \cdot d_s} \cdot [\alpha_2 \cdot d_s - (h - d)] = 2.572 \times 10^{-3}$$

$$T_{c.3} := 0.8 \cdot \alpha_3 \cdot d_s(f_{cd.3}) \cdot b = 752.306 \cdot \text{kN}$$

$$T_{p.3} := \epsilon_{p.3} \cdot E_p \cdot A_{pdim} = 504.231 \cdot \text{kN}$$

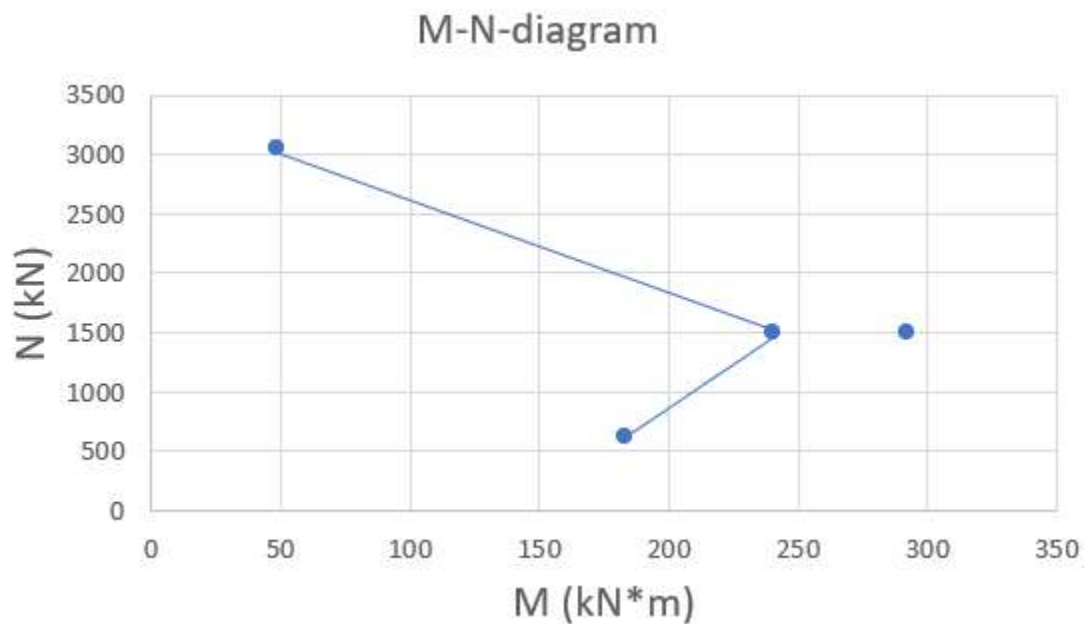
$$T_{s.3} := f_{yd} \cdot A_{sdim} = 136.659 \cdot \text{kN}$$

$$S := f_{yd} \cdot A_{sdim} = 136.659 \cdot \text{kN}$$

$$N_3 := T_{c.3} - S = 615.646 \cdot \text{kN}$$

$$M_3 := T_{p.3} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) - T_{s.3} \cdot \left(d_s - \frac{h}{2}\right) + T_{c.3} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d_s}{2}\right) = 182.807 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Til slutt plottes disse verdiene for å danne et M-N-diagram, der M er i x-aksen og N er i y-aksen.



Fra diagrammet ovenfor ser vi at det opptredende momentet er utenfor grensen, slik at det ikke er nok momentkapasitet.

Dette kan fikses ved å redusere på spennkraften. Om dette er fornuftig å gjøre skal sjekkes etter beregninger av nedbøyning

D) kontroll av skjærkapasitet i henhold til EC2-6.1.1

$$V_{Ed.red} := V_{Ed} - q_{ed} \cdot d = 246.181 \cdot \text{kN}$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{(200\text{mm})}{d}} = 1.653$$

$$\rho_L := \frac{A_p \cdot d_{im}}{b \cdot d} = 7.144 \times 10^{-3}$$

$$A_c := b \cdot d = 0.141 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{ed}}{A_c} = 10.687 \cdot \text{MPa}$$

$$b_w := b = 300 \cdot \text{mm}$$

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

$$k_1 := 0.15 \text{ som trykk}$$

$$V_{Rd.c} := \max \left[C_{Rd.c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2} \right)^{\frac{2}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d = 314.346 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rd.c} > V_{Ed.red} = 1$$

Det er derfor ikke beregningsmessig behov for skjærarmering, men skjærtrykkapasiteten må også sjekkes.

$$\nu_1 := 0.6$$

$$\tan\theta := 1$$

$$\cot\theta := 1$$

$$V_{Rd.max} := \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{1}{\cot\theta + \tan\theta} = 904.269 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rd.max} = 904.269 \cdot \text{kN} > V_{Ed} = 271.667 \cdot \text{kN}$$

Dermed er skjærtrykkapasiteten ok!

Kontroll av defleksjon i bruksgrensetilstanden

Beregninger av kryp og svinn (EC2, 3.1.4 og 5.2.5 i Betongkonstruksjoner)

$t := \infty$ Vi antar at den er uendelig for langtidsberegninger

$t_{2.5} := 2.5$ Beregner kryp for henholdsvis 2.5 og 28 dager

$t_{28} := 28$

$RH := 50\%$ Relativ fuktighet innedørs

$A_c := 0.12\text{m}^2$ Arealet av betongtverrsnittet

$u := 1.4\text{m}$ Omkretsen utsatt for uttørkning

$t_{0,\text{Nytte}} := 28$ Betongens alder når spenningen påføres

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

$E_{cm} := 34\text{GPa}$

1) Deformasjon på grunn av kryp:

Grunnlaget for beregningene er at sementtypen skal være klasse R. Det er viktig å understreke at egenlast og nyttelaster virker på konstruksjonen til ulik tid. Egenlast virker på bjelken 3 dager etter støping, mens nyttelaster virker etter 28 dager.

$$\alpha_1 := \left(\frac{f_{ck}}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 1.032$$

$$\alpha_2 := \left(\frac{f_{ck}}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 1.009$$

$$\alpha_3 := \left(\frac{f_{ck}}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 1.023$$

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{u} = 0.171 \text{ m}$$

$$\varphi_{RH} := \left[1 + \frac{(1 - RH)}{0.1 \cdot \left(\frac{h_0}{\text{mm}} \right)^3} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 = 1.947$$

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}} = 2.562$$

$$\beta_{2.5} := \frac{1}{0.1 + t_{2.5}^{0.2}} = 0.769$$

$$\beta_{28} := \frac{1}{0.1 + t_{28}^{0.2}} = 0.488$$

$$\varphi_{28} := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{28} = 2.436$$

$$\varphi_{2.5} := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{2.5} = 3.833$$

$$E_{cL.2.5} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{2.5}} = 7.034 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{cL.28} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{28}} = 9.895 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$$

Momenter forårsaket av de ulike lastene ved midtfeltet der defleksjonen er størst

$$q_{\text{dekke}} := \frac{(\text{Egen} \cdot \text{Areal})}{L} = 20.833 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

Last på bjelken forårsaket av nyttelasten på dekket:

$$q_{\text{nytte}} := \frac{(\text{Nytte} \cdot \text{Areal})}{L} = 15 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

$$M_{\text{d1}} := \frac{(q_{\text{dekke}} \cdot L^2)}{24} = 86.806 \text{ m} \cdot \text{kN} \quad \text{Egenlast fra dekket}$$

$$M_{\text{b}} := \frac{(q_{\text{egen}} \cdot L^2)}{24} = 12.5 \text{ m} \cdot \text{kN} \quad \text{Egenlast til bjelken}$$

$$M_{\text{d2}} := \frac{(q_{\text{nytte}} \cdot L^2)}{24} = 62.5 \text{ m} \cdot \text{kN} \quad \text{Nyttelast fra dekket}$$

$$M_{\text{p}} := P_0 \cdot e = 265.334 \text{ m} \cdot \text{kN} \quad \text{Moment på grunn av forspenningen}$$

Utregning av gjennomsnittlig E-modul:

$$E_{\text{middel}} := \frac{(M_{\text{p}} + M_{\text{d1}} + M_{\text{b}} + M_{\text{d2}})}{\frac{M_{\text{p}}}{E_{\text{cL.2.5}}} + \frac{M_{\text{b}}}{E_{\text{cL.2.5}}} + \frac{M_{\text{d1}}}{E_{\text{cL.28}}} + \frac{M_{\text{d2}}}{E_{\text{cL.28}}}} = 7.825 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{\text{stål}} := 200000 \text{ MPa}$$

$$\eta := \frac{E_{\text{stål}}}{E_{\text{middel}}} = 25.559$$

$$A_{\text{c}} = 0.12 \text{ m}^2$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_{p_{\text{dim}}} = 0.145 \text{ m}^2$$

$$y_t := \frac{[(\eta - 1) \cdot A_{p_{\text{dim}}} \cdot e]}{A_t} = 33.115 \cdot \text{mm}$$

$$I_c := \frac{(b \cdot h^3)}{12} = 4.159 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_t := I_c + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p_{\text{dim}}} \cdot (e - y_t)^2 = 4.931 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$EI := E_{\text{middel}} \cdot I_t = 3.858 \times 10^7 \text{ m}^2 \cdot \text{N}$$

Deformasjon på grunn av svinn:

Uttørkningssvinn:

$t_s := 7$ Alder av betongen når uttørkningssvinn starter (dager)

$$\alpha_{\text{ds1}} := 6$$

$$\alpha_{\text{ds2}} := 0.11$$

$$\beta_{\text{RH}} := 1.55 \left[1 - \left(\frac{\text{RH}}{1} \right)^3 \right] = 1.356$$

$$f_{\text{cm0}} := 10 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Nominell fri svinntøyning ved uttørkning:

$$\epsilon_{\text{cd0}} := 0.85 \cdot (220 + 110 \cdot \alpha_{\text{ds1}}) \cdot 2.718^{-1 \cdot \alpha_{\text{ds2}} \cdot \frac{f_{\text{cm}}}{f_{\text{cm0}}}} \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{\text{RH}} = 6.322 \times 10^{-4}$$

$$h_0 = 0.171 \text{ m}$$

$$k_h := 0.89 \text{ Fra EC, tabell 3.3}$$

$$\beta_{ds} := \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{\left(\frac{h_0}{\text{m}}\right)^3}} = 1$$

$$\epsilon_{cd} := \beta_{ds} \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd0} = 5.626 \times 10^{-4}$$

Autogent svinn

$$\epsilon_{ca_inf} := 2.5 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 8.75 \times 10^{-5}$$

$$\beta_{as} := 1 - 2.718^{-0.2 \cdot \sqrt{t}} = 1$$

$$\epsilon_{ca} := \beta_{as} \cdot \epsilon_{ca_inf} = 8.75 \times 10^{-5}$$

Totalt svinn blir derfor summen av uttørkning og autogent

$$\epsilon_{cs} := \epsilon_{ca} + \epsilon_{cd} = 6.501 \times 10^{-4}$$

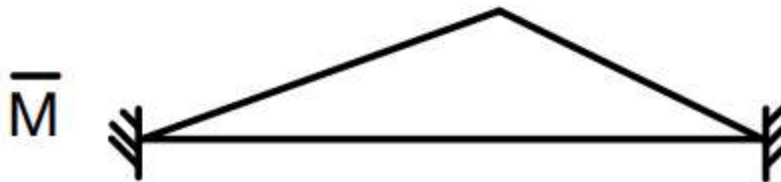
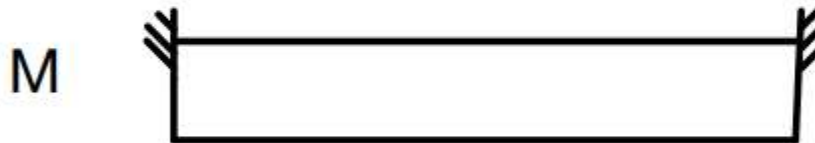
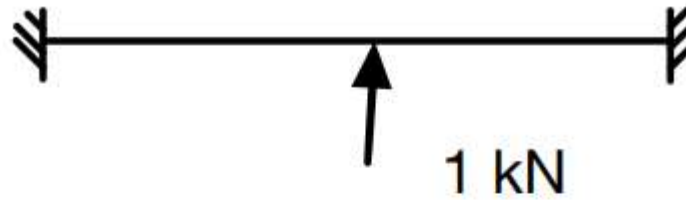
Svinn påfører følgende laster på seksjonen:

$$N_s := \epsilon_{cs} \cdot E_p \cdot A_{p_dim} = 127.451 \cdot \text{kN}$$

$$M_s := N_s \cdot (e - y_t) = 20.514 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Defleksjonen grunnet de ulike lastene

Defleksjon på grunn av spennkraften er beregnet ved bruk av enhetslastmetoden:



$$M := P_0 \cdot e = 265.334 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$P := 1\text{kN}$$

$$M_{\text{komplementær}} := \frac{(2 \cdot P \cdot L)}{16} = 1.25\text{ m}\cdot\text{kN}$$

Etter å ha kombinert fra tabell 3.6 i formler for hurtigintegrasjon fås følgende verdi for defleksjon:

$$\delta_p := \frac{-\left[P_0 \cdot (e - y_t) \cdot L^2\right]}{16 \cdot EI} = -35.648 \cdot \text{mm}$$

$$\delta_{d1} := \frac{1 \cdot q_{\text{dekke}} \cdot L^4}{384 \cdot EI} = 14.062 \cdot \text{mm}$$

$$\delta_{d2} := \frac{1 \cdot q_{\text{nytte}} \cdot L^4}{384 \cdot EI} = 10.124 \cdot \text{mm}$$

$$\delta_b := \frac{1 \cdot q_{\text{egen}} \cdot L^4}{384 \cdot EI} = 2.025 \cdot \text{mm}$$

$$\delta_{\text{svinn}} := \frac{\left(M_s \cdot L^2\right)}{16 \cdot EI} = 3.323 \cdot \text{mm}$$

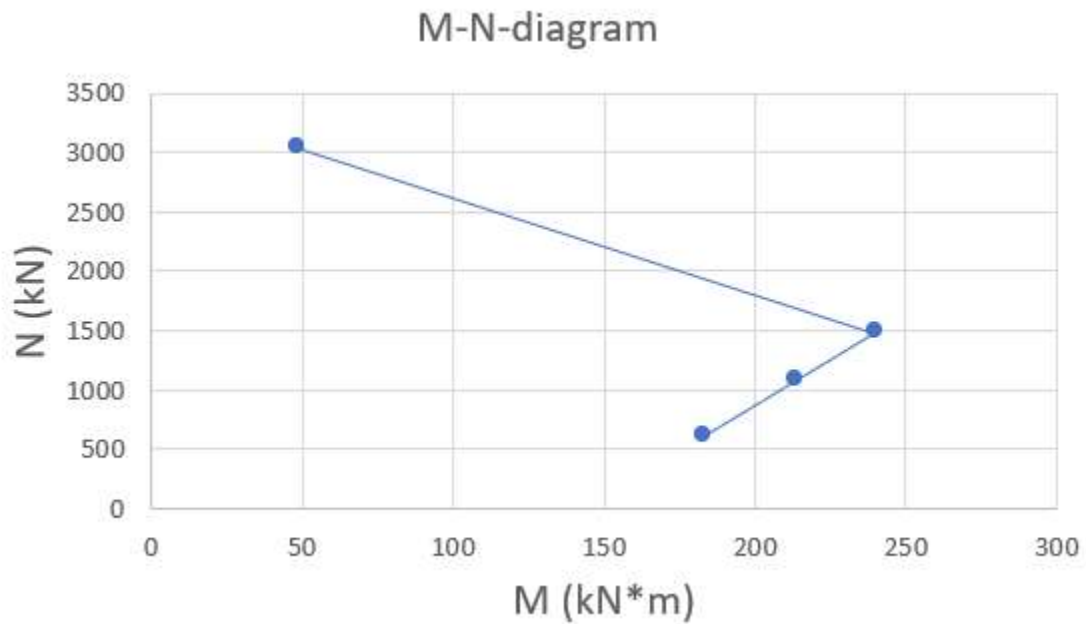
$$\delta_{\text{sum}} := \delta_p + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_b + \delta_{\text{svinn}} = -6.113 \cdot \text{mm}$$

Vi ser at vi har utrolig mye å gå på, før defleksjonen til bjelken blir problematisk. Det er derfor innenfor å redusere spennkraften. Da får bjelken nok momentkapasitet og samtidig en akseptabel nedbøyning.

$$\frac{L}{250} = 0.04 \text{ m}$$

Reduksjon av spennkraften

P_0 ble redusert til 1000 kN, for å se hvilke effekter det har på momentkapasiteten og nedbøyningen. Nedbøyningen ble 3.304 mm, som er langt innenfor grensen. Med tanke på at den maksimalt tillate nedbøyningen er $L/250 = 40$ mm. M-N-diagrammet så slik ut etter reduseringen av spennkraften:



Nå er punktet innenfor med verdiene $M_{ed} = 213.45$ kNm og $N_{ed} = 1100$ kN. Derfor er momentkapasiteten under oppspenning også ok!

Umiddelbare tap etter EC2.5.10.5 og Betongkonstruksjoner (s.238-246)

Låsetap

Spennkrafttap på grunn av låsing regnes på følgende måte. Det antas at låseglidningen gitt av produsenten er på 5 mm:

$$\Delta L_{\text{lås}} := 5 \text{ mm}$$

EC2, 5.10.5

$$\Delta \varepsilon_{\text{lås}} := \frac{\Delta L_{\text{lås}}}{L} = 5 \times 10^{-4}$$

Ved oppspenning skal P_{jekk} være lik P_{max}

$$P_{\text{jekk}} := P_0 = 1.367 \times 10^6 \text{ N}$$

$$\varepsilon_{\text{p.jekk}} := \frac{P_{\text{jekk}}}{E_s \cdot A_{\text{pdim}}} = 6.8 \times 10^{-3}$$

Spennkrafttap blir da:

$$\Delta P_{\text{lås}} := \frac{\Delta \varepsilon_{\text{lås}}}{\varepsilon_{\text{p.jekk}}} \cdot P_{\text{jekk}} = 100.531 \cdot \text{kN}$$

Friksjonstap:

Spennarmering med pilhøyde:

$$e = 0.194 \text{ m}$$

Friksjonskoeffisient:

$$\mu := 0.2$$

Tilleggskrumning:

$$K := 0.01\text{m}^{-1}$$

Spennkabelens helning ved bjelkeendene:

$$\theta_A := \frac{2 \cdot e}{\frac{L}{2}} = 0.078 \text{ radianer}$$

Helningen er null ved midtsnittet av bjelkene

Spennkabelens vinkelendring blir som følgende:

I midtsnittet blir det:

$$x := 5\text{m}$$

Ved bruk av likningen i EC2,5.10.5.2(1), beregnes tap av spennkraft på grunn av friksjon:

$$\Delta P_{\mu,x} := P_0 \cdot \left[1 - 2.718^{\left[-\mu \cdot (\theta_A + K \cdot x) \right]} \right] = 34.454 \cdot \text{kN}$$

Summen av de umiddelbare tapene blir:

$$\Delta P := \Delta P_{\text{lås}} + \Delta P_{\mu,x} = 134.985 \cdot \text{kN}$$

Dette tapet er uansett lavere enn den reduksjonen vi har gjort på spennkraften. Dette er fordi spennkraften allerede har blitt redusert fra 1367 kN til 1000 kN. Reduksjonen på spennkraften var på 367 kN, som altså er større enn 135 kN. Dermed er det smarteste å øke den initielle spennkraften fra 1000 kN til 1134,985 kN. Etter de umiddelbare tapene vil spennkraften nullstille seg til 1000 kN.

Dimensjonering av bjelke 2

Nyttelast på dekket: $Nytte := 4.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Egenlast av dekket: $Egen := 0.25\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 6.25 \cdot \text{kPa}$

Dimensjoner på bjelken:

$$L := 5\text{m}$$

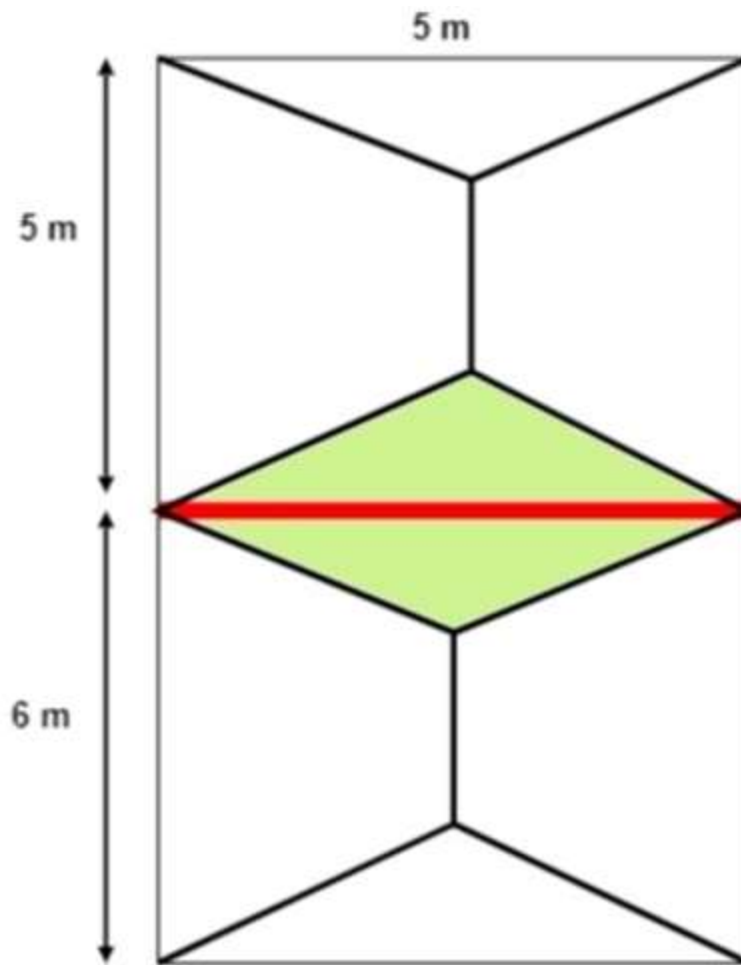
$$b := 300\text{mm}$$

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

Egenlast av bjelken: $q_{\text{egen}} := (0.4 \cdot 0.3 \cdot 25) \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 3 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$

Arealet av last fra dekket som må tas av bjelken er skravert med grønn farge, mens bjelken som skal dimensjoneres er farget rødt. Dette kan man se bedre visualisert på neste side.

$$\text{Areal} := \frac{\left(5\text{m} \cdot \frac{5\text{m}}{3}\right) + 5\text{m} \cdot 2\text{m}}{2} = 9.167 \text{m}^2$$



Last på bjelken forårsaket av egenlasten og nyttelasten til dekket, som er hentet fra lastkombinasjoner.

$$q_{\text{dekke}} := \frac{\left(15.22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \text{Areal} \right)}{L} = 27.903 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

Merk at 6.10b var dimensjonerende under lastkombinasjonene. Dermed blir egenlasten til bjelken ganget med sikkerhetsfaktoren 1.2:

$$q_{\text{egen}} = 3 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

$$6.10b: \quad q_{\text{ed}} := 1.2 \cdot q_{\text{egen}} + q_{\text{dekke}} = 31.503 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

A) valg av eksponeringsklasse

For denne konstruksjonen velges eksponeringsklasse XC,1 der miljøbeskrivelsen er tørr. Denne avgjørelsen er basert på tabell 4.1 i Eurokode 2.

B) Betongkvalitet og bestandighetsklasse

Valg av bestandighetsklasse er gjort på bakgrunn av NS-EN 206:2013. Bestandighetsklasse M60 er passende for denne konstruksjonen. I tillegg benyttes det betong med fasthetsklasse B35.

C) Bestemmelse av overdekning C_{nom}

Bygningen skal ha en levetid på 100 år og skal dimensjoneres deretter.

$$C_{\text{nom}} = C_{\text{min}} + \delta C_{\text{dev}}$$

$$C_{\min} = \max \{ C_{\min,b}; C_{\min,dur} + \Delta C_{dur,y} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}; 10 \text{ mm} \}$$

I denne dimensjoneringen av bjelken skal det benyttes Ø20.

$$C_{\min} = \max \{ 20 \text{ mm}; 15 \text{ mm} + 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm}; 10 \text{ mm} \}$$

$$C_{\min} = \max \{ 20 \text{ mm}; \underline{35 \text{ mm}}; 10 \text{ mm} \}$$

$$\delta C_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$C_{nom} = 35 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 45 \text{ mm}$$

Den endelige overdekningen er dermed 45 mm

$$C_{nom} := 45 \text{ mm}$$

E) Beregning av opptredende moment på bjelken

$$M_{ed} := \frac{(q_{ed} \cdot L^2)}{12} = 65.632 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

F) Finne den effektive høyden d og momentkapasiteten til bjelken

Vi vil ha et fullt utnyttet tverrsnitt og setter derfor $M_{Ed} = M_{Rd}$

$$M_{rd} := M_{ed} = 65.632 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$a_{cc} := 0.85$$

$$y_c := 1.5$$

$$f_{cd} := a_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{y_c} = 1.983 \times 10^7 \text{ Pa}$$

$$d := \sqrt{\frac{M_{ed}}{0.275 \cdot f_{cd} \cdot b}} = 200.278 \cdot \text{mm}$$

G) Beregne nødvendig armeringstverrsnitt

$$f_{yd} := \frac{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1.15} = 4.348 \times 10^8 \text{ Pa}$$

$$z := 0.835 \cdot d = 0.167 \text{ m}$$

$$A_s := \frac{M_{ed}}{f_{yd} \cdot z} = 9.027 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Da blir det cirka. $A_s / \pi \cdot 10 \text{ mm}^2 = 3.1$

Her runder man svaret til det største heltallet og det blir derfor 4 armeringsstenger. Dermed får vi også en ny A_s .

$$A_{s_dim} := 4 \cdot \pi \cdot 10^2 \text{ mm}^2 = 1.257 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

I tillegg er det viktig å ha skjærarmering i form av bøyer. Til dette brukes bøyer med diameter 8 mm. For å i det hele tatt kunne lage bøyer til skjær, skal vi ha to armeringsstenger i trykksonen med $\phi 10$.

H) Finne den teoretiske høyden på grunn av fullt utnyttet tverrsnitt

$$h_{\text{teoretisk}} := d + 20 \text{ mm} \cdot 0.5 + 8 \text{ mm} + C_{\text{nom}} = 263.278 \cdot \text{mm}$$

Siden $h_{\text{teoretisk}}$ er mindre enn $h = 400 \text{ mm}$, er det forsvarlig å fortsette med 400 mm.

l) Betongtverrsnittet blir da:

$$a_v = \text{maks} [k_1 \cdot \phi, d_g + k_2, 20 \text{ mm}]$$

$k_1 = 1,5$ for armeringsstenger i ulike lag

d_g (største stein i betongen) = 16 mm

$k_2 = 5$ mm

$$a_v = \text{maks} [1,5 \cdot 20 \text{ mm}, 16 \text{ mm} + 5 \text{ mm}, 20 \text{ mm}]$$

$$a_v = \text{maks} [30 \text{ mm}, 21 \text{ mm}, 20 \text{ mm}]$$

$$a_v := 30 \text{ mm}$$

Den vertikale avstanden mellom stengene er derfor 30 mm

I tillegg må man sjekke at kravene om full heft er oppfylt. Standarden krever nemlig at overdekningen (C_{nom}) > 1 stykke ϕ (strekkarmering).

Kontroll av dette:

45 mm - 10 mm avvik = 35 mm, som altså er ok.

Når det gjelder horisontal avstand mellom jernstengene, sier standarden mellomrommet mellom stengene skal være større enn 2 stykker ϕ (strekkarmeringen) = 40 mm.

Kontroll av dette:

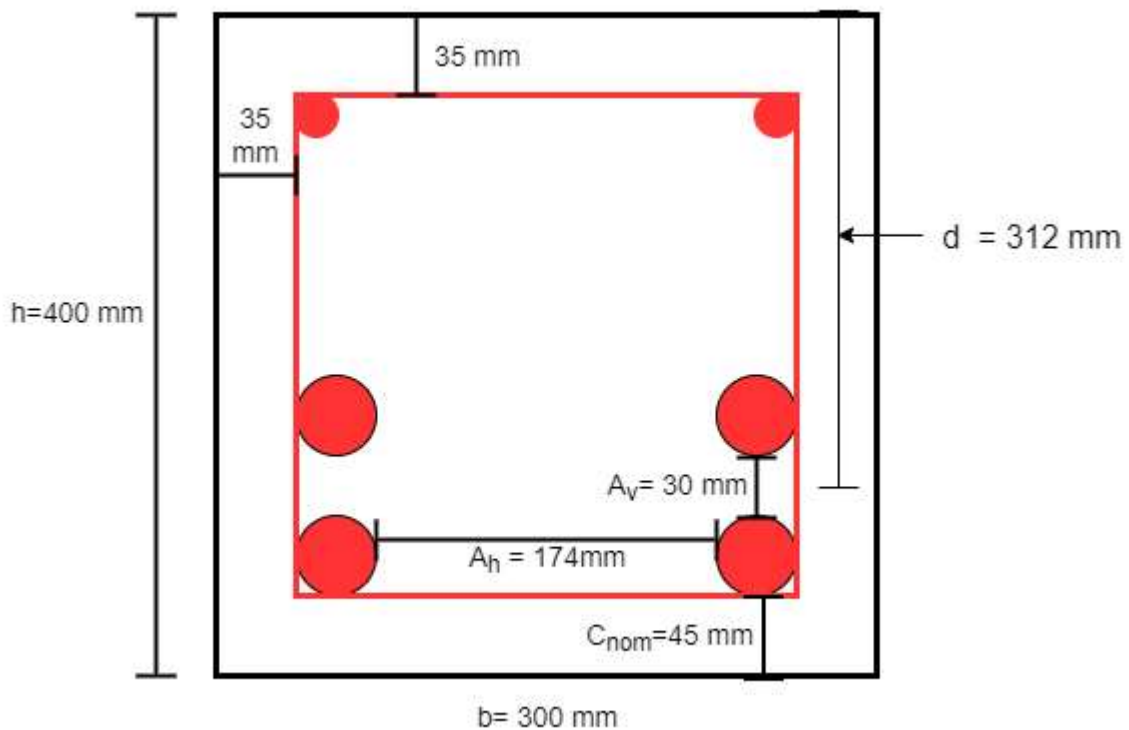
$$300 \text{ mm} = 2 \cdot (35 \text{ mm} + 8 \text{ mm}) + 2 \cdot \phi_{20} + a_h, \text{ løser denne likningen for } a_h$$

$a_h = 174$ mm, denne verdien er større enn 40 mm og følgelig ok.

De beregnede verdiene plussert med den effektive høyden samsvarer ikke med høyden av tverrsnittet. Dermed må d (effektiv høyde) økes:

$$d_{ny} := 400 \text{ mm} - 45 \text{ mm} - 8 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 15 \text{ mm} = 312 \text{ mm}$$

Dermed blir tverrsnittet seende slik ut:



Her kan vi kontrollere om dimensjonene tilsvare høyden når de er summert:

$$d + a_v / 2 + \phi_{20} + \phi_8 + C_{nom} =$$

$$312 \text{ mm} + 15 \text{ mm} + 20 \text{ mm} + 8 \text{ mm} + 45 \text{ mm} = 400 \text{ mm, ok!}$$

J) kontrollere at bjelkens momentkapasitet er større enn det utøvende momentet

Siden vi dimensjonerer for underarmert tverrsnitt, skal vi bruke følgende formel for M_{Rd} :

$$M_{Rd} := 0.8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4\alpha) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$$

$$\eta := 1 \quad \text{for} \quad f_{ck} \leq B50$$

$$\lambda := 0.8$$

$$f_{sd} := \frac{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1.15}$$

$$\alpha := \frac{(f_{sd} \cdot A_{s_dim})}{\lambda \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_{ny}} = 0.368$$

$$M_{Rd} := 0.8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4\alpha) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_{ny}^2 = 145.38 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Siden $M_{Rd} > M_{Ed}$, så har bjelken nok kapasitet og vi trenger derfor ikke noe trykkarmering i trykksonen.

K) kontroll av minimumsarmering og maksimumsarmering

Minimumsarmering: N.A.9.2.1.1 (1)

f_{ctm} er 3,2 MPa for B35. Denne verdien er hentet fra Tabell 3.1 i EC2.

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

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_{s_min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d_{ny} = 1.558 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$0.0013 \cdot b \cdot d = 7.811 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

Det er krav om at A_{s_min} skal være større eller lik $0.0013 \cdot b \cdot d$. Dette kravet er oppfylt.

$A_{s_dim} = 1257 \text{ mm}^2$ er større enn $A_{s_min} = 155.8$, som oppfyller kravet.

Maksimumsarmering: N.A.9.2.1.1 (3)

$$A_c := b \cdot d_{ny} = 0.094 \text{ m}^2$$

$$A_{s_{\max}} := 0.04 \cdot A_c = 3.744 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$A_{s_{\dim}}$ er mindre enn det maksimale arealet. Kravet er dermed oppfylt.

L) Dimensjonering av skjærarmering

$$V_{Ed} := q_{ed} \cdot \frac{L}{2} = 78.758 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Ed.\text{red}} := V_{Ed} - q_{ed} \cdot d_{ny} = 68.929 \cdot \text{kN}$$

For denne dimensjoneringen velges $\cot(\theta) = 1$ og vinkel 45 grader.

$$\cot\theta := 1$$

$$Z := 0.9$$

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed.\text{red}}}{Z \cdot f_{yd} \cdot \cot\theta}$$

$$A_{sw}/s \geq 0,166 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Minstekrav av skjærarmering: NA.9.2.2

$$A_{sw.\text{min}}/s = 0,1 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} \cdot b$$

$$A_{sw.\text{min}}/s = 0,1 \cdot \sqrt{35} / 500 \cdot 300$$

$$A_{sw.\text{min}} = 0,355 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sw}/s = A_{sw.\text{min}} = 0,355 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Siden vi skal ha bøyer med $\phi 8$, blir $A_{sw} = 2 \cdot \pi \cdot 4^2 \text{ mm}^2 = 100,5 \text{ mm}^2$

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot 4^2 \text{ mm}^2 = 1.005 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$S := \frac{A_{sw}}{0.355 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}} = 283.186 \cdot \text{mm}$$

$$h' := 0.9 \cdot d_{ny} = 0.281 \text{ m}$$

$$S_{L,max} := 0.6 \cdot h' = 168.48 \cdot \text{mm}$$

$$S_{L,min} = \text{maks} \{k_1 (\phi 8), d_g + k_2, 20 \text{ mm}\}$$

$$S_{L,min} = \text{maks} \{8 \text{ mm}, 16 \text{ mm} + 5 \text{ mm}, 20 \text{ mm}\}$$

$$S_{L,min} := 21 \text{ mm}$$

Dermed blir $S = S_{L,max} = 170 \text{ mm}$

Bøyer $\phi 8s170\text{mm}$

Neste blir å sjekke skjærtrykk.kapasitet:

$$\nu_1 := 0.6$$

$$\tan\theta := 1$$

$$V_{Rd,max} := \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h' \cdot \frac{1}{\cot\theta + \tan\theta} = 501.228 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rd,max} = 501.228 \cdot \text{kN} > V_{Ed} = 78.758 \cdot \text{kN}$$

Dermed er skjærtrykkapasiteten ok!

M) kontroll av nedbøyning i bruksgrensetilstanden

Merk at lastene benyttes uten sikkerhetsfaktorer, siden det er i bruksgrensetilstanden.

$$\text{sum}_{\text{egen}} := q_{\text{egen}} + \frac{(\text{Egen} \cdot \text{Areal})}{L} = 14.458 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

$$q_{\text{nytte}} := \frac{(\text{Nytte} \cdot \text{Areal})}{L} = 8.25 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

Beregninger av kryp og svinn (EC2, 3.1.4 og 5.2.5 i Betongkonstruksjoner)

$t := 36525$ dimensjonerte levetid som tilsvarer hundre år, angitt i dager

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

$RH := 50\%$ Relativ fuktighet innedørs

$A_c := 0.12 \text{m}^2$ Arealet av betongtverrsnittet

$u := 1.4 \text{m}$ Omkretsen utsatt for uttørkning

$t_{0,\text{Nytte}} := 28$ Betongens alder når spenningen påføres

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

$E_{cm} := 34 \text{GPa}$

1) Deformasjon på grunn av kryp:

Grunnlaget for beregningene er at sementtypen skal være klasse R. Det er viktig å understreke at egenlast og nytte laster virker på konstruksjonen til ulik tid. Egenlast virker på bjelken 3 dager etter støping, mens nytte laster virker etter 28 dager.

$$\alpha_1 := \left(\frac{f_{ck}}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.866$$

$$\alpha_2 := \left(\frac{f_{ck}}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.96$$

$$\alpha_3 := \left(\frac{f_{ck}}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.902$$

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{u} = 0.171 \text{ m}$$

$$\varphi_{RH} := \left[1 + \frac{(1 - RH)}{0.1 \cdot \left(\frac{h_0}{\text{mm}} \right)^{\frac{1}{3}}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 = 1.708$$

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}} = 2.562$$

$$\beta_{t_{0.N}} := \frac{1}{0.1 + t_{0.N}^{0.2}} = 0.488$$

$$\varphi_{t_{0.N}}^0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_{0.N}} = 2.137$$

$$E_{c.N} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{t_{0.N}}^0} = 1.084 \times 10^7 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kN}$$

langtidsnedbøyning pga permanente laster: side 129 i betongkonstruksjoner

$$M_N := \frac{q_{nytte} \cdot L^2}{8} = 25.781 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$E_{c.N.middel} := \frac{M_N}{\frac{M_N}{E_{c.N}}} = 1.084 \times 10^7 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kN}$$

$$E_{stål} := 200000 \text{ MPa}$$

$$\eta_N := \frac{E_{stål}}{E_{c.N.middel}} = 18.452$$

$$\rho_N := \frac{A_{s_dim}}{b \cdot d_{ny}} = 0.013$$

$$\alpha_N := \sqrt{(\eta_N \cdot \rho_N)^2 + 2\eta_N \cdot \rho_N - \eta_N \cdot \rho_N} = 0.498$$

Ekvivalent arealtregghetsmoment:

$$I_{c.N} := 0.5 \cdot \alpha_N^2 \left(1 - \frac{\alpha_N}{3}\right) \cdot b \cdot d_{ny}^3 = 9.439 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Bøystivhet:

$$EI_N := E_{c.N.middel} \cdot I_{c.N} = 1.023 \times 10^4 \text{ m}^2 \cdot \text{kN}$$

$$\delta_{kryp.N} := \frac{1 \cdot q_{nytte} \cdot L^4}{384 \cdot EI_N} = 1.312 \cdot \text{mm}$$

Deretter beregnes krypdefleksjonen på grunn av egenlast:

$$\text{sum}_{\text{egen}} = 14.458 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

$$t_{0.\text{Egen}} := 3 \text{ dager}$$

$$\beta_{t_{0.\text{E}}} := \frac{1}{0.1 + t_{0.\text{Egen}}^{0.2}} = 0.743$$

$$\varphi_{0.t_{0.}} := \varphi_{\text{RH}} \cdot \beta_{\text{fcm}} \cdot \beta_{t_{0.\text{E}}} = 3.251$$

$$E_{\text{c.E}} := \frac{E_{\text{cm}}}{1 + \varphi_{0.t_{0.}}} = 7.999 \times 10^6 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kN}$$

langtidsnedbøyning pga permanente laster: side 129 i betongkonstruksjoner

$$M_{\text{E}} := \frac{\text{sum}_{\text{egen}} \cdot L^2}{8} = 45.182 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$E_{\text{c.E.middel}} := \frac{M_{\text{E}}}{\frac{M_{\text{E}}}{E_{\text{c.E}}}} = 7.999 \times 10^6 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kN}$$

$$E_{\text{stål}} := 200000 \text{ MPa}$$

$$\eta_{\text{E}} := \frac{E_{\text{stål}}}{E_{\text{c.E.middel}}} = 25.004$$

$$\rho_{\text{E}} := \frac{A_{\text{s_dim}}}{b \cdot d_{\text{ny}}} = 0.013$$

$$\alpha_E := \sqrt{(\eta_E \cdot \rho_E)^2 + 2\eta_E \cdot \rho_E - \eta_E \cdot \rho_E} = 0.55$$

Ekvivalent arealtregghetsmoment:

$$I_{c.E} := 0.5 \cdot \alpha_E^2 \left(1 - \frac{\alpha_E}{3}\right) \cdot b \cdot d_{ny}^3 = 1.125 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Bøyestivhet:

$$EI_E := E_{c.E.middel} \cdot I_{c.E} = 8.996 \times 10^3 \text{ m}^2 \cdot \text{kN}$$

$$\delta_{kryp.E} := \frac{1 \cdot \text{sum}_{egen} \cdot L^4}{384 \cdot EI_E} = 2.616 \cdot \text{mm}$$

Deformasjon på grunn av svinn:

Uttørkningssvinn:

$t_s := 7$ Alder av betongen når uttørkningssvinn starter (dager)

$$\alpha_{ds1} := 6$$

$$\alpha_{ds2} := 0.11$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{1} \right)^3 \right] = 1.356$$

$$f_{cm0} := 10 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Nominell fri svinntøyning ved uttørkning:

$$\epsilon_{cd0} := 0.85 \cdot (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-1 \cdot \alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}} \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 6.321 \times 10^{-4}$$

$$h_0 = 0.171 \text{ m}$$

$$k_h := 0.89 \text{ Fra EC, tabell 3.3}$$

$$\beta_{ds.t.ts} := \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{\left(\frac{h_0}{\text{m}}\right)^3}} = 1$$

$$\epsilon_{cd.t} := \beta_{ds.t.ts} \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd0} = 5.626 \times 10^{-4}$$

Autogent svinn

$$\epsilon_{ca_inf} := 2.5 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 6.25 \times 10^{-5}$$

$$\beta_{as.t} := 1 - e^{-0.2 \cdot \sqrt{t}} = 1$$

$$\epsilon_{ca.t} := \beta_{as.t} \cdot \epsilon_{ca_inf} = 6.25 \times 10^{-5}$$

Totalt svinn blir derfor summen av uttørkning og autogent

$$\epsilon_{cs} := \epsilon_{ca.t} + \epsilon_{cd.t} = 6.251 \times 10^{-4}$$

Deretter kan nedbøyning forårsaket av svinn finnes ved å gange svinntøyningen med spennvidden av konstruksjonselementet.

$$\delta_s := \epsilon_{cs} \cdot L = 3.126 \cdot \text{mm}$$

Dermed blir langtidsnedbøyningene summen av alle utregnede nedbøyninger:

$$\delta_{\text{total}} := \delta_s + \delta_{\text{kryp.N}} + \delta_{\text{kryp.E}} = 7.054 \cdot \text{mm}$$

$\delta_{\text{total}} < L/250 = 20\text{mm}$, som betyr at nedbøyningen er ok!

Dimensjonering av bjelke 3

Nyttelast på dekket: $Nytte := 4.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Egenlast av dekket: $Egen := 0.25\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 6.25 \cdot \text{kPa}$

Dimensjoner på bjelken: $L := 6\text{m}$

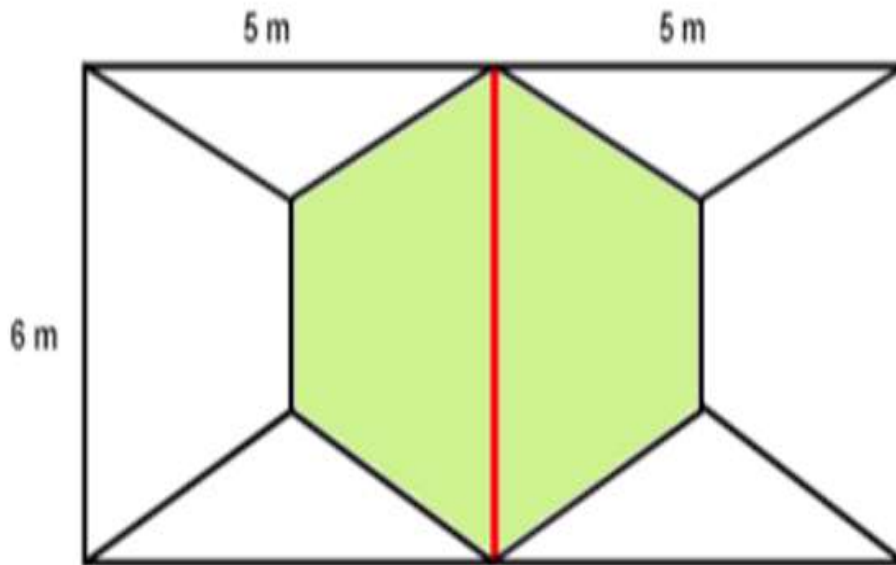
$$b := 300\text{mm}$$

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

Egenlast av bjelken: $q_{\text{egen}} := (0.4 \cdot 0.3 \cdot 25) \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 3 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$

Areal av last fra dekket som må tas av bjelken er skravert med grønt i figuren på neste side. Bjelken som skal dimensjoneres derimot, er farget rødt.

$$\text{Areal} := \frac{(2 + 6)}{2} \cdot 2.5\text{m}^2 \cdot 2 = 20\text{m}^2$$



Last på bjelken forårsaket av egenlasten og nyttelasten til dekket, som er hentet fra lastkombinasjoner.

$$q_{\text{dekke}} := \frac{\left(15.22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \text{Areal} \right)}{L} = 50.733 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

Merk at 6.10b var dimensjonerende under lastkombinasjone. Dermed blir egenlasten til bjelken ganget med sikkerhetsfaktoren 1.2:

$$q_{\text{egen}} = 3 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

$$6.10b: \quad q_{\text{ed}} := 1.2 \cdot q_{\text{egen}} + q_{\text{dekke}} = 54.333 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

A) valg av eksponeringsklasse

For denne konstruksjonen velges eksponeringsklasse XC,1 der miljøbeskrivelsen er tørr. Denne avgjørelsen er basert på tabell 4.1 i Eurokode 2.

B) Betongkvalitet og bestandighetsklasse

Valg av bestandighetsklasse er gjort på bakgrunn av NS-EN 206:2013. Bestandighetsklasse M60 er passende for denne konstruksjonen. I tillegg benyttes det betong med fasthetsklasse B45.

C) Bestemmelse av overdekning C_{nom}

Bygningen skal ha en levetid på 100 år og skal dimensjoneres deretter.

$$C_{nom} = C_{min} + \delta C_{dev}$$

$$C_{min} = \max \{ C_{min,b}; C_{min,dur} + \Delta C_{dur,y} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}; 10 \text{ mm} \}$$

I denne dimensjoneringen av bjelken skal det benyttes $\phi 20$.

$$C_{min} = \max \{ 20 \text{ mm}; 15 \text{ mm} + 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm}; 10 \text{ mm} \}$$

$$C_{min} = \max \{ 20 \text{ mm}; \underline{35 \text{ mm}}; 10 \text{ mm} \}$$

$$\delta C_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$C_{nom} = 35 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 45 \text{ mm}$$

Den endelige overdekningen er dermed 45 mm

$$C_{nom} := 45 \text{ mm}$$

E) Beregning av opptredende moment på bjelken

$$M_{ed} := \frac{[(q_{ed}) \cdot L^2]}{8} = 244.5 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

F) Finne den effektive høyden d og momentkapasiteten til bjelken

Vi vil ha et fullt utnyttet tverrsnitt og setter derfor $M_{Ed} = M_{Rd}$

$$M_{Rd} := M_{ed} = 2.445 \times 10^5 \text{ J}$$

$$f_{ck} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$a_{cc} := 0.85$$

$$y_c := 1.5$$

$$f_{cd} := a_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{y_c} = 2.55 \times 10^4 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kN}$$

$$d := \sqrt{\frac{M_{ed}}{0.275 \cdot f_{cd} \cdot b}} = 340.912 \cdot \text{mm}$$

G) Beregne nødvendig armeringstverrsnitt

$$f_{yd} := \frac{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1.15} = 4.348 \times 10^5 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kN}$$

$$z := 0.835 \cdot d = 284.662 \cdot \text{mm}$$

$$A_s := \frac{M_{\text{ed}}}{f_{yd} \cdot z} = 1.976 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Da blir det cirka. $(1976 \text{ mm}^2) / \pi \cdot 10 \text{ mm}^2 = 6$

Her runder man svaret til det største heltallet og det blir derfor 6 armeringsstenger. Dermed får vi A_s :

$$A_{s_dim} := A_s = 1.976 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

I tillegg er det viktig å ha skjærarmering i form av bøyer. Til dette brukes bøyer med diameter 8 mm. For å i det hele tatt kunne lage bøyer til skjær, skal vi ha to armeringsstenger i trykksonen.

H) Finne den teoretiske høyden på grunn av fullt utnyttet tverrsnitt

$$h_{\text{teoretisk}} := d + 20\text{mm} + 8\text{mm} + C_{\text{nom}} + 15\text{mm} = 428.912 \cdot \text{mm}$$

Siden $h_{\text{teoretisk}}$ er større enn $h = 400 \text{ mm}$, er det lurt å redusere d med 1,647 mm

I) Skisse av betongtverrsnittet

$$a_v = \text{maks} [k_1 \cdot \phi, d_g + k_2, 20 \text{ mm}]$$

$k_1 = 1,5$ for armeringsstenger i ulike lag

d_g (største stein i betongen) = 16 mm

$k_2 = 5 \text{ mm}$

$a_v = \text{maks} [1,5 * 20 \text{ mm}, 16 \text{ mm} + 5 \text{ mm}, 20 \text{ mm}]$

$a_v = \text{maks} [30 \text{ mm}, 21 \text{ mm}, 20 \text{ mm}]$

$a_v := 30 \text{ mm}$

Den vertikale avstanden mellom stengene er derfor 30 mm

I tillegg må man sjekke at kravene om full heft er oppfylt. Standarden krever nemlig at overdekningen (C_{nom}) > 1 stykke ϕ (strekkarmering).

Kontroll av dette:

45 mm - 10 mm avvik = 35 mm, som altså er ok.

Når det gjelder horisontal avstand mellom jernstengene, sier standarden mellomrommet mellom stengene skal være større enn 2 stykker ϕ (strekkarmeringen) = 40 mm.

Kontroll av dette:

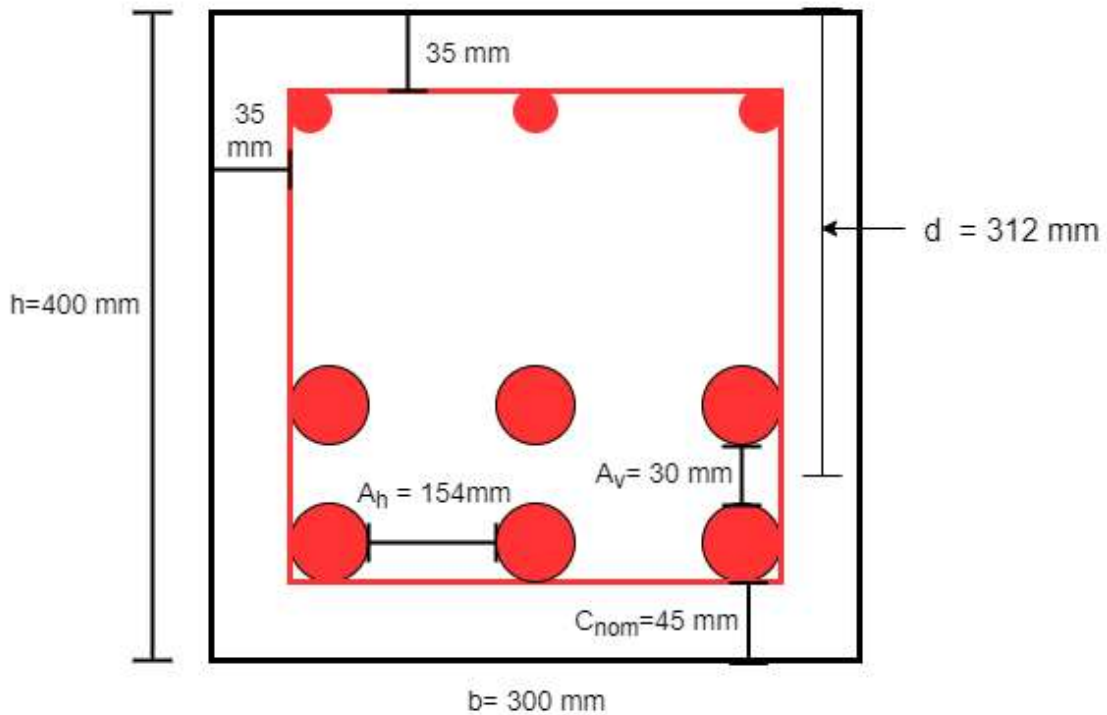
$300 \text{ mm} = 2 * (35 \text{ mm} + 8 \text{ mm}) + 3 * \phi_{20} + a_h$, løser denne likningen for a_h

$a_h = 154 \text{ mm}$, denne verdien er større enn 40 mm og følgelig ok.

De beregnede verdiene plussert med den effektive høyden samsvarer ikke med høyden av tverrsnittet. Dermed må d (effektiv høyde) økes:

$$d_{\text{ny}} := 400 \text{ mm} - 45 \text{ mm} - 8 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 15 \text{ mm} = 312 \text{ mm}$$

Dermed blir tverrsnittet seende slik ut:



Her kan vi kontrollere om dimensjonene tilsvarer høyden når de er summert:

$$d + a_v / 2 + \phi_{20} + \phi_8 + C_{nom} =$$

$$312 \text{ mm} + 15 \text{ mm} + 20 \text{ mm} + 8 \text{ mm} + 45 \text{ mm} = 400 \text{ mm, ok!}$$

J) kontrollere at bjelkens momentkapasitet er større enn det utøvende momentet

Siden vi dimensjonerer for underarmert tverrsnitt, skal vi bruke følgende formel for M_{Rd} :

$$M_{Rd} := 0.8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4\alpha) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$$

$$\eta := 1 \quad \text{for} \quad f_{ck} \leq B50$$

$$\lambda := 0.8$$

$$f_{sd} := \frac{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1.15}$$

$$\alpha := \frac{(f_{sd} \cdot A_{s_dim})}{\lambda \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_{ny}} = 0.45$$

$$M_{Rd} := 0.8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4\alpha) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_{ny}^2 = 219.763 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Siden $M_{Rd} < M_{Ed}$, så har bjelken ikke nok kapasitet og vi trenger derfor trykkarmering i trykksonen:

$$\Delta M_{Ed} := M_{Ed} - M_{Rd} = 24.737 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$A_{s2} := \frac{\Delta M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = 1.999 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s2} = \text{trykkarmering} = 199.9 \text{ mm}^2$$

Bruker $\phi 10$ for trykkarmeringen

$$\text{Antallet armeringsstenger blir dermed: } n := \frac{A_{s2}}{\pi \cdot 5^2 \text{ mm}^2} = 2.545$$

Det holder derfor med 3 armeringsstenger i trykksonen.

$$A_{s2_dim} := 3 \cdot \pi \cdot 5^2 \text{ mm}^2 = 2.356 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

I tillegg er det viktig å sjekke om trykkarmeringen flyter. Den flyter når $\epsilon_s' > \epsilon_{yd}$

$$x := \alpha \cdot d_{ny} = 0.14 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{co.2} := 0.0035$$

$$\varepsilon'_s := \frac{(x - C_{nom})}{x} \cdot \varepsilon_{co.2} = 2.378 \times 10^{-3}$$

$$E_s := 2 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 2.174 \times 10^{-3}$$

Siden $\varepsilon'_s > \varepsilon_{yd}$ flyter trykkarmeringen.

K) kontroll av minimumsarmering og maksimumsarmering

Minimumsarmering: N.A.9.2.1.1 (1)

f_{ctm} er 3,8 MPa for B35. Denne verdien er hentet fra Tabell 3.1 i EC2.

$$f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_{s_{min}} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d_{ny} = 1.85 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$0.0013 \cdot b \cdot d = 1.33 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Det er krav om at $A_{s_{min}}$ skal være større eller lik $0.0013 \cdot b \cdot d$. Dette kravet er oppfylt.

$A_{s_{dim}} = 1885 \text{ mm}^2$ er større enn $A_{s_{min}} = 185 \text{ mm}^2$, som oppfyller kravet.

Maksimumsarmering: N.A.9.2.1.1 (3)

$$A_c := b \cdot d_{ny} = 0.094 \text{ m}^2$$

$$A_{s_{\max}} := 0.04 \cdot A_c = 3.744 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$A_{s_{\dim}}$ er mindre enn det maksimale arealet. Kravet er dermed oppfylt.

L) Dimensjonering av skjærarmering

$$V_{Ed} := q_{ed} \cdot \frac{L}{2} = 163 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Ed.\text{red}} := V_{Ed} - q_{ed} \cdot d_{ny} = 146.048 \cdot \text{kN}$$

For denne dimensjoneringen velges $\cot(\theta) = 1$ og vinkel 45 grader.

$$\cot\theta := 1$$

$$Z := 0.9$$

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed.\text{red}}}{Z \cdot f_{yd} \cdot \cot\theta}$$

$$\frac{V_{Ed.\text{red}}}{Z \cdot f_{yd} \cdot \cot\theta} = 3.732 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{sw}/s \geq 0,355 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Minstekrav av skjærarmering: NA.9.2.2

$$A_{sw.\text{min}}/s = 0,1 \cdot \text{sqrt}(f_{ck}) / f_{yk} \cdot b$$

$$A_{sw.\text{min}}/s = (0,1 \cdot \text{sqrt}(45) / 500) \cdot 300$$

$$A_{sw.min} = 0,402 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sw}/s = A_{sw.min} = 0,402 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Siden vi skal ha bøyler med $\phi 8$, blir $A_{sw} = 2 \cdot \pi \cdot 4^2 \text{ mm}^2 = 100,5 \text{ mm}^2$

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot 4^2 \text{ mm}^2 = 1.005 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$S := \frac{A_{sw}}{0,402 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}} = 250.077 \cdot \text{mm}$$

$$h' := 0,9 \cdot d_{ny} = 0,281 \text{ m}$$

$$S_{L.max} := 0,6 \cdot h' = 168,48 \cdot \text{mm}$$

$$S_{L.min} = \text{maks} \{k_1 (\phi 8), d_g + k_2, 20 \text{ mm}\}$$

$$S_{L.min} = \text{maks} \{8 \text{ mm}, 16 \text{ mm} + 5 \text{ mm}, 20 \text{ mm}\}$$

$$S_{L.min} := 21 \text{ mm}$$

Dermed blir $S = S_{L.max} = 170 \text{ mm}$

Bøyler $\phi 8$ s170mm

Neste blir å sjekke skjær. trykk. kapasitet:

$$\nu_1 := 0,6$$

$$\tan \theta := 1$$

$$V_{Rd.max} := \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h' \cdot \frac{1}{\cot \theta + \tan \theta} = 644.436 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rd,max} = 644.436 \cdot \text{kN} > V_{Ed} = 163 \cdot \text{kN}$$

Dermed er skjærtrykkkapasiteten ok!

M) kontroll av nedbøyning i bruksgrensetilstanden

Merk at lastene benyttes uten sikkerhetsfaktorer, siden det er i bruksgrensetilstanden.

$$\text{sum}_{\text{egen}} := q_{\text{egen}} + \frac{(\text{Egen} \cdot \text{Areal})}{L} = 23.833 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

$$q_{\text{nytte}} := \frac{(\text{Nytte} \cdot \text{Areal})}{L} = 15 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

Beregninger av kryp og svinn (EC2, 3.1.4 og 5.2.5 i Betongkonstruksjoner)

$t := 36525$ dimensjonerte levetid som tilsvarer hundre år, angitt i dager

$f_{ck} = 45 \cdot \text{MPa}$

$RH := 50\%$ Relativ fuktighet innedørs

$A_c := 0.12 \text{m}^2$ Arealet av betongverrsnittet

$u := 1.4 \text{m}$ Omkretsen utsatt for uttørkning

$t_{0.Nytte} := 28$ Betongens alder når spenningen påføres

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

$E_{cm} := 34\text{GPa}$

1) Deformasjon på grunn av kryp:

Grunnlaget for beregningene er at sementtypen skal være klasse R. Det er viktig å understreke at egenlast og nyttelaster virker på konstruksjonen til ulik tid. Egenlast virker på bjelken 3 dager etter støping, mens nyttelaster virker etter 28 dager.

$$\alpha_1 := \left(\frac{f_{ck}}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 1.032$$

$$\alpha_2 := \left(\frac{f_{ck}}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 1.009$$

$$\alpha_3 := \left(\frac{f_{ck}}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 1.023$$

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{u} = 0.171 \text{ m}$$

$$\varphi_{RH} := \left[1 + \frac{(1 - RH)}{0.1 \cdot \left(\frac{h_0}{\text{mm}} \right)^{\frac{1}{3}}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 = 1.947$$

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{fcm}{\text{MPa}}}} = 2.562$$

$$\beta_{t0.N} := \frac{1}{0.1 + t_{0.Nytte}^{0.2}} = 0.488$$

$$\varphi_{t,t0.N} := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0.N} = 2.436$$

$$E_{c.N} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{t,t0.N}} = 9.895 \times 10^6 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kN}$$

langtidsnedbøyning pga permanente laster: side 129 i betongkonstruksjoner

$$M_N := \frac{q_{nytte} \cdot L^2}{8} = 67.5 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$E_{c.N.middel} := \frac{M_N}{\frac{M_N}{E_{c.N}}} = 9.895 \times 10^6 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kN}$$

$$E_{stål} := 200000 \text{ MPa}$$

$$\eta_N := \frac{E_{stål}}{E_{c.N.middel}} = 20.213$$

$$\rho_N := \frac{A_{s_dim}}{b \cdot d_{ny}} = 0.021$$

$$\alpha_N := \sqrt{(\eta_N \cdot \rho_N)^2 + 2\eta_N \cdot \rho_N - \eta_N \cdot \rho_N} = 0.591$$

Ekvivalent arealtreghetsmoment:

$$I_{c.N} := 0.5 \cdot \alpha_N^2 \left(1 - \frac{\alpha_N}{3} \right) \cdot b \cdot d_{ny}^3 = 1.277 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Bøystivhet:

$$EI_N := E_{c.N.middel} \cdot I_{c.N} = 1.264 \times 10^4 \text{ m}^2 \cdot \text{kN}$$

$$\delta_{kryp.N} := \frac{1 \cdot q_{nytte} \cdot L^4}{384 \cdot EI_N} = 4.006 \cdot \text{mm}$$

Deretter beregnes krepdefleksjonen på grunn av egenlast:

$$\text{sum}_{egen} = 23.833 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

$$t_{0.Egen} := 3 \text{ dager}$$

$$\beta_{t0.E} := \frac{1}{0.1 + t_{0.Egen}} = 0.743$$

$$\varphi_{t,t0}^0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0.E} = 3.706$$

$$E_{c.E} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{t,t0}^0} = 7.224 \times 10^6 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kN}$$

langtidsnedbøyning pga permanente laster: side 129 i betongkonstruksjoner

$$M_E := \frac{\text{sum}_{egen} \cdot L^2}{8} = 107.25 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$E_{c.E.middel} := \frac{M_E}{\frac{M_E}{E_{c.E}}} = 7.224 \times 10^6 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kN}$$

$$E_{\text{stål}} := 200000 \text{MPa}$$

$$\eta_E := \frac{E_{\text{stål}}}{E_{\text{c.E.middel}}} = 27.684$$

$$\rho_E := \frac{A_{\text{s_dim}}}{b \cdot d_{\text{ny}}} = 0.021$$

$$\alpha_E := \sqrt{(\eta_E \cdot \rho_E)^2 + 2\eta_E \cdot \rho_E - \eta_E \cdot \rho_E} = 0.645$$

Ekvivalent arealtreghetsmoment:

$$I_{\text{c.E}} := 0.5 \cdot \alpha_E^2 \left(1 - \frac{\alpha_E}{3}\right) \cdot b \cdot d_{\text{ny}}^3 = 1.486 \times 10^{-3} \text{m}^4$$

Bøystivhet:

$$EI_E := E_{\text{c.E.middel}} \cdot I_{\text{c.E}} = 1.073 \times 10^4 \text{m}^2 \cdot \text{kN}$$

$$\delta_{\text{kryp.E}} := \frac{1 \cdot \text{sum}_{\text{egen}} \cdot L^4}{384 \cdot EI_E} = 7.493 \cdot \text{mm}$$

Deformasjon på grunn av svinn:

Uttørkningsvinn:

$t_s := 7$ Alder av betongen når uttørkningsvinn starter (dager)

$$\alpha_{\text{ds1}} := 6$$

$$\alpha_{\text{ds2}} := 0.11$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{1} \right)^3 \right] = 1.356$$

$$f_{cm0} := 10 \frac{N}{mm^2}$$

Nominell fri svinntøyning ved uttørkning:

$$\epsilon_{cd0} := 0.85 \cdot (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-1 \cdot \alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}} \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 6.321 \times 10^{-4}$$

$$h_0 = 0.171 \text{ m}$$

$$k_h := 0.89 \text{ Fra EC, tabell 3.3}$$

$$\beta_{ds.t.ts} := \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{\left(\frac{h_0}{m} \right)^3}} = 1$$

$$\epsilon_{cd.t} := \beta_{ds.t.ts} \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd0} = 5.626 \times 10^{-4}$$

Autogent svinn

$$\epsilon_{ca_inf} := 2.5 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{MPa} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 8.75 \times 10^{-5}$$

$$\beta_{as.t} := 1 - e^{-0.2 \cdot \sqrt{t}} = 1$$

$$\epsilon_{ca.t} := \beta_{as.t} \cdot \epsilon_{ca_inf} = 8.75 \times 10^{-5}$$

Totalt svinn blir derfor summen av uttørkning og autogent

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{ca,t} + \varepsilon_{cd,t} = 6.501 \times 10^{-4}$$

Deretter kan nedbøyning forårsaket av svinn finnes ved å gange svinntøyningen med spennvidden av konstruksjonselementet.

$$\delta_s := \varepsilon_{cs} \cdot L = 3.901 \cdot \text{mm}$$

Dermed blir langtidsnedbøyningene summen av alle utregnede nedbøyninger:

$$\delta_{\text{total}} := \delta_s + \delta_{\text{kryp.N}} + \delta_{\text{kryp.E}} = 15.4 \cdot \text{mm}$$

$$\delta_{\text{total}} < L/250 = 24 \text{ mm, som er ok!}$$

Forenklet kontroll av rissvidde i bruksgrensetilstand (EC2, 7.3.3(2) og 5.3.4 i Betongkonstruksjoner)

$$q_k := q_{\text{nytte}} + \text{sum}_{\text{egen}} = 38.833 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

$$M := \frac{(q_k \cdot L^2)}{12} = 116.5 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$EI := EI_N + EI_E = 23.372 \text{ m}^4 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_s := E_{\text{stål}} \cdot \frac{[M \cdot (1 - \alpha) \cdot d]}{EI} = 186.985 \cdot \text{MPa}$$

Maks tillatt rissvidde fra Eurokode er:

Tabell 7.1N – Anbefalte verdier av w_{max} (mm)

Eksponeringsklasse	Armerte konstruksjonsdeler og forspente konstruksjonsdeler med spennarmering uten kontinuerlig samvirke	Forspente konstruksjonsdeler med spennarmering med kontinuerlig samvirke
	Tilnærmet permanent lastkombinasjon	Ofte forekommende kombinasjon
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3		Trykkavlastning
<p>MERKNAD 1 For eksponeringsklassene X0 og XC1 har rissvidden ingen påvirkning på bestandigheten, og denne grensen er satt for å gi et generelt sett akseptabelt utseende. Hvis det ikke er gitt betingelser for utseende, kan denne grensen utvides.</p> <p>MERKNAD 2 For disse eksponeringsklassene påvises i tillegg at det ikke oppstår trykkavlastning under tilnærmet permanente lastkombinasjoner.</p>		

$$w_{max} := 0.4\text{mm}$$

Størst tillatt armeringsspenning hentet fra Eurokode er:

Tabell 7.2N – Største stangdiameter ϕ_s for begrensning av rissvidde¹

Armerings- spenning ² [MPa]	Største stangdiameter [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

MERKNAD 1 Verdiene i tabellen bygger på følgende forutsetninger:
 $c = 25$ mm; $f_{ct,eff} = 2,9$ MPa; $h_{cr} = 0,5h$; $(h-d) = 0,1h$; $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$; $k_c = 0,4$;
 $k = 1,0$; $k_t = 0,4$ og $k_a = 1,0$

MERKNAD 2 For de aktuelle kombinasjonene av påvirkninger

$$\sigma_{s,tillatt} := 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,tillatt} > \sigma_s$$

Rissviddekontroll er ok!

Vedlegg 6

Lasten på dimensjonerende søyle

Nyttelast på dekket:
$$\text{Nytte} := 4.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Egenlast av dekket:
$$\text{Egen} := 0.25\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 6.25 \cdot \text{kPa}$$

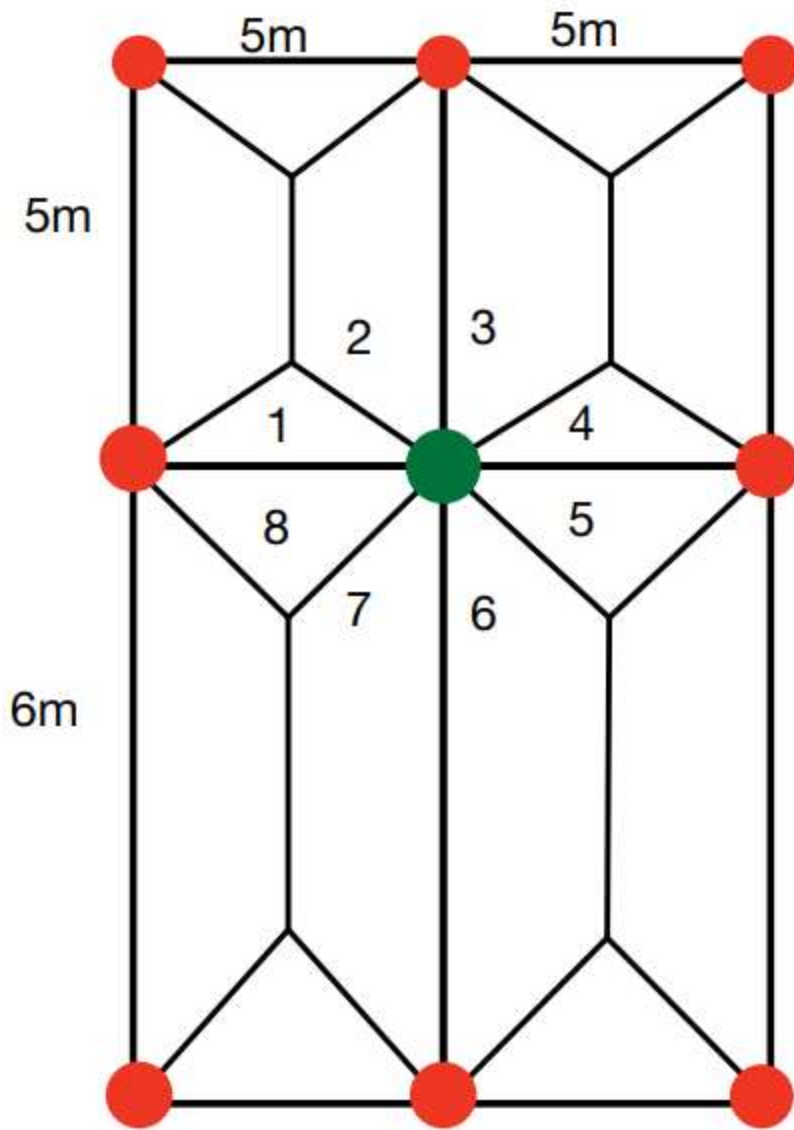
Dimensjoner på bjelken:

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

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

Egenlast av bjelken:
$$q_{\text{egen}} := (0.4 \cdot 0.3 \cdot 25) \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 3 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

Lasten fra dekkene vil fordele seg til bjelkene som vist under dimensjonering av bjelkene. Deretter vil lastene fordele seg jevnt fra søyle til søyle. Søyla vi har valgt å dimensjonere er usatt for last fra alle sider, og er dermed den mest påkjente av alle. Lasten som kommer på søyla er 8 arealer. Disse arealene er vist nedenfor. Siden lasten fra dekket allerede er ganget med sikkerhetsfaktor, er det kun egenlasten fra bjelken og søyla som må ganges med sikkerhetsfaktor. Søyla som skal dimensjoneres er markert med grønt.



$$A1 := 5m \cdot \frac{5}{3}m \cdot \frac{1}{2} = 4.167m^2$$

$$A4 := A1 = 4.167m^2$$

$$A2 := \frac{\left(5m + \frac{5}{3}m\right)}{2} \cdot 2.5m = 8.333m^2$$

$$A3 := A2 = 8.333 \text{ m}^2$$

$$A8 := 2\text{m} \cdot 5\text{m} \cdot \frac{1}{2} = 5 \text{ m}^2$$

$$A5 := A8 = 5 \text{ m}^2$$

$$A6 := \frac{(6\text{m} + 2\text{m})}{2} \cdot 2.5\text{m} = 10 \text{ m}^2$$

$$A7 := A6 = 10 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{sum}} := A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + A6 + A7 + A8 = 55 \text{ m}^2$$

Lasten fra dekket som kommer på søyla, der lasten 15.22 er hentet fra Lastkombinasjoner:

$$N_{\text{dekke}} := A_{\text{sum}} \cdot 15.22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0.5 = 418.55 \cdot \text{kN}$$

Egenlasten fra de 4 bjelkene rundt søyla. Her ganges det med halve spennvidden til bjelkene, siden halvparten går til de andre søylene. Merk at 3 av bjelkene har samme spennvidde, mens den fjerde har større spennvidde.

$$N_{\text{bjelke.1}} := (q_{\text{egen}} \cdot 2.5\text{m} \cdot 1.2) \cdot 3 = 27 \cdot \text{kN}$$

$$N_{\text{bjelke.2}} := q_{\text{egen}} \cdot 3\text{m} \cdot 1.2 = 10.8 \cdot \text{kN}$$

Egenlasten til søyla:

$$N_{\text{egenlast}} := \left(0.300\text{m} \cdot 0.450\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 2.7\text{m} \right) \cdot 1.2 = 10.935 \cdot \text{kN}$$

$$N_{\text{søyle}} := N_{\text{dekke}} + N_{\text{bjelke.1}} + N_{\text{bjelke.2}} + N_{\text{egenlast}} = 467.285 \cdot \text{kN}$$

$$\text{etg}_{\text{antall}} := 7$$

$$N_{\text{ed.søyle}} := N_{\text{søyle}} \cdot \text{etg}_{\text{antall}} + N_{\text{egenlast}} = 3.282 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonering av søyler

Materialer:

$$\text{Betong B35} \quad f_{ck} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_c := 1.5 \quad \alpha_{cc} := 0.85$$

$$\text{Armering B500C} \quad f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_s := 1.15$$

Geometri:

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

$$h := 450\text{mm}$$

$$A_c := b \cdot h = 0.135 \text{m}^2$$

$$\begin{array}{ll} \text{Ø32} & \text{Ø8} \\ \text{hovedarmering} & \text{bøyler} \end{array}$$

Dimensjonerende fastheter:

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 2.55 \times 10^4 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kN}$$

EC2 3.1.6

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 4.348 \times 10^5 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kN}$$

Beskrivelse av miljøet: XC1

Betongoverdekning:

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

Dimensjonerende laster:

$$N_{Ed} := 3282\text{kN}$$

EC2,6.1(4) gir en minsteeksentrisitet e_0 for utilsiktet eksentrisitet

$$e_{0\max} := \begin{pmatrix} \frac{2700\text{mm}}{30} \\ 20\text{mm} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.09 \\ 0.02 \end{pmatrix} \text{m}$$

$$M_{Ed} := N_{Ed} \cdot 0.09\text{m} = 295.38 \text{m} \cdot \text{kN}$$

Effektiv høyde:

$$d1 := C_{nom} + 8\text{mm} + \frac{32\text{mm}}{2} = 0.059\text{m}$$

$$heff := h - (d1) = 0.391\text{m}$$

Dimensjonering for trykk for (ULS)

$$\frac{d1}{h} = 0.131$$

Dimensjonsløs aksialkraft:

$$n := \frac{N_{Ed}}{f_{ck} \cdot b \cdot h} = 0.54$$

Dimensjonsløst M-N diagram for $d2/h = 0.15$:

$$m := \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{ck}} = 0.108$$

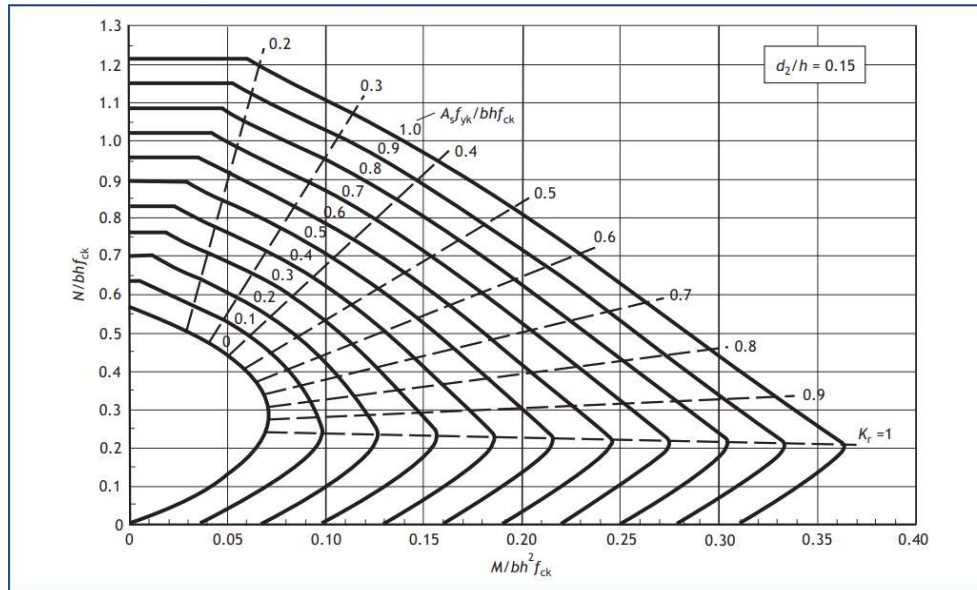
Mekanisk armeringsforhold fra M-N diagram for $d2/h = 0.15$:

$$w := 0.35$$

Armeringsarealer

$$A_s := b \cdot h \cdot f_{ck} \cdot \frac{w}{f_{yk}} = 4.252 \times 10^{-3} \text{m}^2$$

Column design chart for rectangular columns $d_2/h = 0.15$



Sjekk for max og min lengdearmring etter EC2 9.5.2.2 og EC2 9.5.2.3

Krav for min lengdearmring

$$A_s \geq 0.002 \cdot A_c$$

$$A_c \cdot 0.002 = 2.7 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Kravet er oppfylt

Krav for max lengdearmring

$$A_s \leq 0.04 \cdot A_c \quad A_c \cdot 0.04 = 5.4 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Kravet er oppfylt

Bruker Ø25

$$n_l := \frac{A_s}{\left[\frac{\pi \cdot (32\text{mm})^2}{4} \right]} = 5.288$$

Trenger da 6Ø25
3 på hver side

$$A_s := 6 \cdot \pi \cdot \frac{(32\text{mm})^2}{4} = 4.825 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Krav for tverrarmering

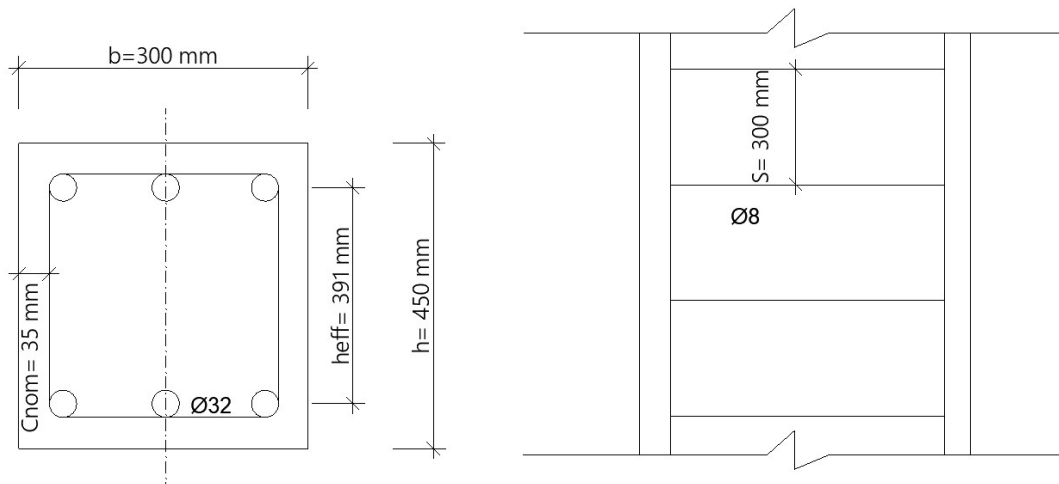
EC2, 9.5.3(1) krever at langedarmeringens plassering skal sikres med tverrarmering med diameter som ikke bør være mer enn 6mm

NA.9.5.3(3) maksimum avstand $s_{cl,tmax}$ settes lik den minste av:

$$s_{cl,min} := \begin{pmatrix} 15 \cdot 25 \text{ mm} \\ 300 \cdot \text{ mm} \\ 400 \cdot \text{ mm} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.375 \\ 0.3 \\ 0.4 \end{pmatrix} \text{ m}$$

$$s_{cl} := 300 \text{ mm}$$

plassering av armering



Vedlegg 7

Dimensjonering av søylefundament

Vi velger for fundamentering, B35. Opplysninger knyttet til materialene følger under:

$$\gamma_c := 1.5$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

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

$$f_{ctm} := 3.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_s := 1.15$$

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

A) Bestemmelse av overdekning C_{nom}

Bygningen skal ha en levetid på 100 år og skal dimensjoneres deretter.

$$C_{nom} = C_{min} + \delta C_{dev}$$

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

I dimensjoneringen av fundamentet skal det benyttes Ø16 for hovedarmeringen.

$$\phi := 16\text{mm}$$

$$C_{\min} = \max \{ 16 \text{ mm}; 25 \text{ mm} + 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm}; 10 \text{ mm} \}$$

$$C_{\min} = \max 16 \text{ mm}; \underline{25 \text{ mm}}; 10 \text{ mm}\}$$

$$\delta C_{\text{dev}} = 10 \text{ mm}$$

$$C_{\text{nom}} = 25 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 35 \text{ mm}$$

Den endelige overdekningen er dermed 35 mm

$$C_{\text{nom}} := 35\text{mm}$$

B) Bestemmelse av dimensjoner

Velger for fundamentet en dimensjon på 3000x3000x500 mm, som skal være et usymmetrisk søylefundament med moment to retninger.

$$\sigma_{\text{gd}} := 400 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Dette er dimensjonerende grunntrykk for grus, stein}$$

$$N_{\text{Ed}} := 3282\text{kN}$$

$$e_0 := 2700 \frac{\text{mm}}{30} = 90 \cdot \text{mm} \quad \text{Fra 6.1(4)}$$

$$M_{\text{Ed}} := N_{\text{Ed}} \cdot e_0 = 295.38 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$b_{y1} := \left(\frac{N_{\text{Ed}}}{\sigma_{\text{gd}}} \right)^{\frac{1}{2}} = 2.864 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$b_{x1} := b_{y1} + 2 \cdot e_0 = 3.044 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$b_y := 3000\text{mm} \quad \text{Arealet av søylefoten}$$

$$b_x := 3000\text{mm}$$

Dimensjoner av søyle:

$$b_{xs} := 300\text{mm}$$

$$b_{ys} := 450\text{mm}$$

$$a_x := 0.5 \cdot (b_y - b_{ys}) = 1.275 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$h_{\text{min.x}} := \frac{a_x}{3} = 425 \cdot \text{mm}$$

$$a_y := 0.5 \cdot (b_y - b_{ys}) = 1.275 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$h := 500\text{mm}$$

$$\rho := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{Tettheten for betong}$$

$$\text{sikkerhetsfaktor} := 1.2$$

$$N_{\text{Ed.fundament}} := h \cdot b_x \cdot b_y \cdot \rho \cdot \text{sikkerhetsfaktor} = 135 \cdot \text{kN}$$

$$N_{\text{Ed.tot}} := N_{\text{Ed}} + N_{\text{Ed.fundament}} = 3.417 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$e_{ny} := \frac{M_{\text{Ed}}}{N_{\text{Ed.tot}}} = 86.444 \cdot \text{mm}$$

C) Moment i x-retning

$$d_x := h - C_{\text{nom}} - \frac{\phi}{2} = 457 \cdot \text{mm}$$

$$q_{\text{Ed.x}} := \frac{N_{\text{Ed.tot}}}{b_y \cdot b_x} = 379.667 \cdot \text{kPa}$$

$$M_{\text{Ed.x}} := \frac{(q_{\text{Ed.x}} \cdot a_x^2)}{2} = 308.598 \cdot \text{kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{Rd.x}} := 0.275 \cdot f_{\text{cd}} \cdot d_x^2 = 1.139 \times 10^3 \cdot \text{kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Fra s. 447 i Betongkonstruksjoner

$$z_x := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{\text{Ed.x}}}{M_{\text{Rd.x}}} \right) \cdot d_x = 435.953 \cdot \text{mm}$$

$$A_{\text{sx}} := \left(\frac{M_{\text{Ed.x}}}{f_{\text{yd}} \cdot z_x} \right) = 1.628 \cdot \text{mm} (10)^3 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

D) Moment i y-retning

$$d_y := h - C_{\text{nom}} - \frac{3\phi}{2} = 441 \cdot \text{mm}$$

$$q_{\text{Ed.y}} := \frac{N_{\text{Ed.tot}}}{b_y \cdot b_x} = 379.667 \cdot \text{kPa}$$

$$M_{\text{Ed.y}} := \frac{(q_{\text{Ed.y}} \cdot a_y^2)}{2} = 308.598 \cdot \text{kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{Rd,y} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot d_y^2 = 1.061 \times 10^3 \cdot \text{kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$z_y := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} \right) \cdot d_y = 419.189 \cdot \text{mm}$$

$$A_{sy} := \left(\frac{M_{Ed,y}}{f_{yd} \cdot z_y} \right) = 1.693 \cdot \text{mm} (10)^3 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

E) Bestemmelse av minimumsarmering

Benytter Eurokode: NA.9.2.1.1(1)

I x-retning:

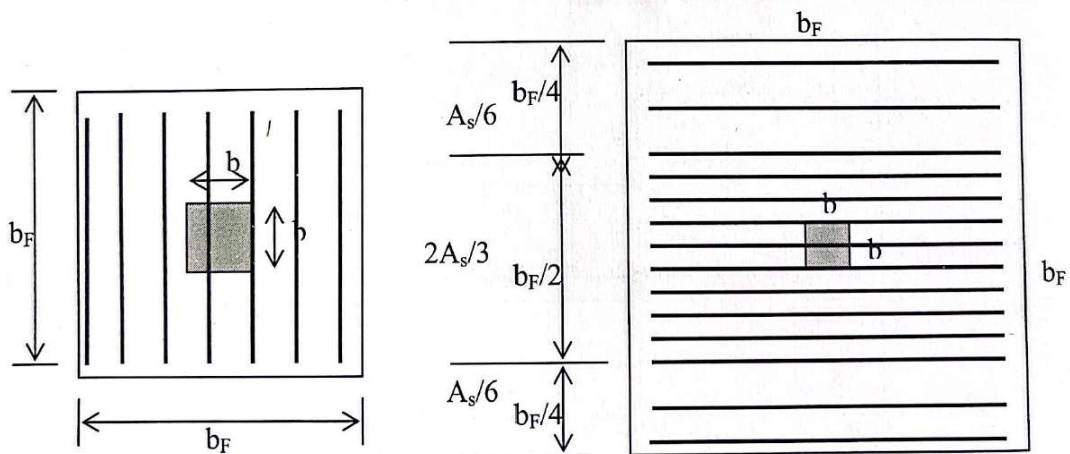
$$A_{sx,min} := \max \left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d_x, 0.0013 \cdot d_x \right) = 0.76 \cdot \text{mm} (10)^3 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

I y-retning:

$$A_{sy,min} := \max \left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d_y, 0.0013 \cdot d_y \right) = 0.734 \cdot \text{mm} (10)^3 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

F) Nødvendige armeringsmengder:

Vi legger til grunn følgende figur for fordeling av armeringene i henhold til krav om fordeling av momentarmering. Figuren er hentet fra Betongkonstruksjoner (figur 4.3.8) side 450.



- a) $b_F \leq 5b \rightarrow$ armering legges jevnt fordelt b) $b_F > 5b \rightarrow 2/3$ av A_s innenfor midtre $b_F/2$
 $1/3$ av A_s fordeles utenfor

Siden $b_F > 5b$, så brukes fordeling b i figuren

I x-retning:

$$A_{sx.hjørne} := \frac{(A_{sx})}{6} = 0.271 \cdot mn (10)^3 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

$$A_{sx.midt} := \frac{2A_{sx}}{3} = 1.085 \cdot mn (10)^3 \frac{\text{mm}}{\text{m}} \quad \text{Større enn } A_{sx,min}, \text{ som er ok!}$$

Med senteravstand s175 mm

I y-retning:

$$A_{sy.hjørne} := \frac{(A_{sy})}{6} = 0.282 \cdot mn (10)^3 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

$$A_{sy.midt} := \frac{(2A_{sy})}{3} = 1.129 \cdot mn (10)^3 \frac{\text{mm}}{\text{m}} \quad \text{Større enn } A_{sy,min}, \text{ som er ok!}$$

Med senteravstand s175 mm

$$A_{sx.Hjørne} := \max(A_{sx.hjørne}, A_{sx.min}) = 0.76 \cdot m (10)^3 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

Med senteravstand s260 mm

$$A_{sy.Hjørne} := \max(A_{sy.hjørne}, A_{sy.min}) = 0.734 \cdot m (10)^3 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

Med senteravstand s260 mm

Følgende metode var brukt til å finne senteravstanden. Dette beregningseksempelet er vist for $A_{sy.hjørne}$:

$$A_{sy_h} := 734 \text{mm}^2$$

$$n := \frac{A_{sy_h}}{\pi \cdot 8^2 \text{mm}^2} = 3.651$$

$$CC := \frac{1000}{n} = 273.926$$

$$CC_x := \frac{1000}{n} = 273.926$$

Velger dermed $CC = 270$ mm og ny $A_{sy.dim}$ blir følgende:

$$A_{Sy.hjørne.dimensjonerende} := \left(\frac{1000}{260} \cdot \pi \cdot 8^2 \right) \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \cdot 10^3 = 773.315 \cdot \text{mm} \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

Dermed blir armeringene for de ulike feltene som følgende:

$$\begin{pmatrix} A_{sx.H} \\ A_{sx.m} \\ A_{sy.H} \\ A_{sy.m} \end{pmatrix} := \begin{pmatrix} 773 \\ 1149 \\ 773 \\ 1149 \end{pmatrix} \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

G) Kontroll for skjær EC2: 6 er lagt i grunn for beregningene

$$d := \frac{(d_x + d_y)}{2} = 449 \cdot \text{mm}$$

$$k_v := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{d}}, 2\right) = 1.667$$

$$A_{slx} := 0.5 \cdot A_{sx.m} + 0.5 \cdot A_{sx.H} = 0.961 \cdot m \cdot (10)^3 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

$$A_{sly} := 0.5 \cdot A_{sy.m} + 0.5 \cdot A_{sy.H} = 0.961 \cdot m \cdot (10)^3 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

Fra EC: 6.4.4(1)

$$\rho_{lx} := \frac{A_{slx}}{d} = 2.14 \times 10^{-3}$$

$$\rho_{ly} := \frac{A_{sly}}{d} = 2.14 \times 10^{-3}$$

$$\rho_1 := \min\left(\sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}}, 0.002\right) = 2 \times 10^{-3}$$

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

$$v_{\min} := 0.035 \cdot k_v^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{0.5} \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2} \right)^{0.5} = 445.826 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kN} \quad \text{NA.6.3.N}$$

$$V_{\text{Rd.c}} := \max \left[C_{\text{Rd.c}} \cdot k_v \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2} \right)^{\frac{2}{3}}, v_{\min} \right] = 445.826 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kN}$$

H) Kontroll av gjennomlokkingskapasitet

Betongkonstruksjoner s.458

Gjennomlokkingskapasiteten kontrolleres ved kritiske kontrollsnitt i avstand 2d og mindre, fra lastarealet:

Avstand a=2d fra søylekant

$$c_1 := b_{\text{XS}} = 0.3 \text{ m}$$

$$c_2 := b_{\text{YS}} = 0.45 \text{ m}$$

$$C := \frac{c_1}{c_2} = 0.667$$

$$k := 0.6 \quad \text{for } c_1/c_2 = 1$$

$$a_{2d} := 2 \cdot d = 0.898 \text{ m}$$

$$W_{2d} := \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_2 \cdot a_{2d} + 4 \cdot a_{2d}^2 + \pi \cdot a_{2d} \cdot c_1 = 5.06 \text{ m}^2$$

$$u_{2d} := 2 \cdot c_1 + 2 \cdot c_2 + 2 \cdot \pi \cdot a_{2d} = 7.142 \text{ m}$$

$$A_{2d} := c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_1 \cdot a_{2d} + 2 \cdot c_2 \cdot a_{2d} + \pi \cdot a_{2d}^2 = 4.015 \text{ m}^2$$

$$P := \frac{N_{Ed}}{b_x \cdot b_y} = 364.667 \cdot \text{kPa}$$

$$\Delta V_{Ed.2d} := A_{2d} \cdot P = 1.464 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

ΔV_{Ed} er netto oppoverrettet kraft innenfor det aktuelle kontrollsnittet.

$$V_{Ed.red.2d} := N_{Ed} - \Delta V_{Ed.2d} = 1.818 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\beta_{2d} := 1 + k \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{V_{Ed.red.2d}} \right) \cdot \left(\frac{u_{2d}}{W_{2d}} \right) = 1.138$$

$$v_{Ed.2d} := \frac{(\beta_{2d} \cdot V_{Ed.red.2d})}{u_{2d} \cdot d} = 644.821 \cdot \text{kPa}$$

$$v_{Rd.2d} := V_{Rd.c} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a_{2d}} = 445.826 \cdot \text{kPa}$$

$$\text{Gjennomlokking}_{2d} := \frac{v_{Rd.2d}}{v_{Ed.2d}} = 0.691$$

Gjennomlokkingskontroll ved a=1.5d

$$a_{1.5d} := 1.5 \cdot d = 0.673 \text{ m}$$

$$W_{1.5d} := \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_2 \cdot a_{1.5d} + 4 \cdot a_{1.5d}^2 + \pi \cdot a_{1.5d} \cdot c_1 = 3.235 \text{ m}^2$$

$$u_{1.5d} := 2 \cdot c_1 + 2 \cdot c_2 + 2 \cdot \pi \cdot a_{1.5d} = 5.732 \text{ m}$$

$$A_{1.5d} := c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_1 \cdot a_{1.5d} + 2 \cdot c_2 \cdot a_{1.5d} + \pi \cdot a_{1.5d}^2 = 2.57 \text{ m}^2$$

$$P := \frac{N_{Ed}}{b_x \cdot b_y} = 364.667 \cdot \text{kPa}$$

$$\Delta V_{Ed.1.5d} := A_{1.5d} \cdot P = 937.297 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Ed.red.1.5d} := N_{Ed} - \Delta V_{Ed.1.5d} = 2.345 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\beta_{1.5d} := 1 + k \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{V_{Ed.red.1.5d}} \right) \cdot \left(\frac{u_{1.5d}}{W_{1.5d}} \right) = 1.134$$

$$v_{Ed.1.5d} := \frac{(\beta_{1.5d} \cdot V_{Ed.red.1.5d})}{u_{1.5d} \cdot d} = 1.033 \times 10^3 \cdot \text{kPa}$$

$$v_{Rd.1.5d} := V_{Rd.c} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a_{1.5d}} = 594.434 \cdot \text{kPa}$$

$$\text{Gjennomlokking}_{1.5d} := \frac{v_{Rd.1.5d}}{v_{Ed.1.5d}} = 0.575$$

Gjennomlokkingskontroll ved a=1d

$$a_{1d} := d = 0.449 \text{ m}$$

$$W_{1d} := \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_2 \cdot a_{1d} + 4 \cdot a_{1d}^2 + \pi \cdot a_{1d} \cdot c_1 = 1.814 \text{ m}^2$$

$$u_{1d} := 2 \cdot c_1 + 2 \cdot c_2 + 2 \cdot \pi \cdot a_{1d} = 4.321 \text{ m}$$

$$A_{1d} := c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_1 \cdot a_{1d} + 2 \cdot c_2 \cdot a_{1d} + \pi \cdot a_{1d}^2 = 1.442 \text{ m}^2$$

$$P := \frac{N_{Ed}}{b_x \cdot b_y} = 364.667 \cdot \text{kPa}$$

$$\Delta V_{Ed.1d} := A_{1d} \cdot P = 525.794 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Ed.red.1d} := N_{Ed} - \Delta V_{Ed.1d} = 2.756 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\beta_{1d} := 1 + k \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{V_{Ed.red.1d}} \right) \cdot \left(\frac{u_{1d}}{W_{1d}} \right) = 1.153$$

$$v_{Ed.1d} := \frac{(\beta_{1d} \cdot V_{Ed.red.1d})}{u_{1d} \cdot d} = 1.638 \times 10^3 \cdot \text{kPa}$$

$$v_{Rd.1d} := V_{Rd.c} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a_{1d}} = 891.651 \cdot \text{kPa}$$

$$\text{Gjennomlokking}_{1d} := \frac{v_{Rd.1d}}{v_{Ed.1d}} = 0.544$$

Gjennomlokkingskontroll ved a=0.5d

$$a_{0.5d} := 0.5d = 0.224 \text{ m}$$

$$W_{0.5d} := \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_2 \cdot a_{0.5d} + 4 \cdot a_{0.5d}^2 + \pi \cdot a_{0.5d} \cdot c_1 = 0.795 \text{ m}^2$$

$$u_{0.5d} := 2 \cdot c_1 + 2 \cdot c_2 + 2 \cdot \pi \cdot a_{0.5d} = 2.911 \text{ m}$$

$$A_{0.5d} := c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_1 \cdot a_{0.5d} + 2 \cdot c_2 \cdot a_{0.5d} + \pi \cdot a_{0.5d}^2 = 0.63 \text{ m}^2$$

$$P := \frac{N_{Ed}}{b_x \cdot b_y} = 364.667 \cdot \text{kPa}$$

$$\Delta V_{Ed.0.5d} := A_{0.5d} \cdot P = 229.772 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Ed.red.0.5d} := N_{Ed} - \Delta V_{Ed.0.5d} = 3.052 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\beta_{0.5d} := 1 + k \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{V_{Ed.red.0.5d}} \right) \cdot \left(\frac{u_{0.5d}}{W_{0.5d}} \right) = 1.213$$

$$v_{Ed.0.5d} := \frac{(\beta_{0.5d} \cdot V_{Ed.red.0.5d})}{u_{0.5d} \cdot d} = 2.832 \times 10^3 \cdot \text{kPa}$$

$$v_{Rd.0.5d} := V_{Rd.c} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a_{0.5d}} = 1.783 \times 10^3 \cdot \text{kPa}$$

$$\text{Gjennomlokking}_{0.5d} := \frac{v_{Rd.0.5d}}{v_{Ed.0.5d}} = 0.63$$

Gjennomlokkingskontroll ved søylekant

$$u_0 := 2 \cdot (c_1 + c_2) = 1.5 \text{ m}$$

$$\beta := 1 + k \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \right) \cdot \left(\frac{u_{2d}}{W_{2d}} \right) = 1.076$$

$$v_{Ed} := \frac{(\beta \cdot N_{Ed})}{u_0 \cdot d} = 5.244 \times 10^3 \cdot \text{kPa}$$

$$v := 0.6 \cdot \left[1 - \frac{(f_{ck})}{250 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \right] = 0.516$$

$$V_{Rd,max} := 0.4v \cdot f_{cd} = 4.094 \times 10^3 \cdot \text{kPa}$$

$$\text{Gjennomlokking}_{kant} := \frac{V_{Rd,max}}{v_{Ed}} = 0.781$$

Endelig tegning av armeringen i fundamentet må komme her:

Siden det ikke er nok kapasitet mot gjennomlokking i søylefundamentet, må det innføres skjærarmering. siden det er minst kapasitet i en søyleavstand på 1d, blir skjærarmeringen dimensjonert ut ifra den. $\phi 16$ brukes for skjærarmeringen.

Ved bruk av vinkel $\alpha = 45$ grader

$$\cot\theta := 2.5$$

$$\sin\alpha := 0.707$$

$$\cot\alpha := 1$$

$$z := 0.9$$

$$V_{Rd,s} := \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha \geq V_{Ed,1d}$$

Siden V_{Ed} er aksialkraft i søyla kan vi gange med arealet av søyleverrsnittet for å gjøre det om til kN:

$$V_{Ed} := v_{Ed,1d} \cdot b_{ys} \cdot b_{xs} = 221.159 \cdot \text{kN}$$

$$A_{sw/s} := \frac{V_{Ed}}{z \cdot d \cdot f_{yd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha} = 0.509 \cdot \text{mm} \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

Ved bruk av $\phi 16$ blir: $A_{Sw} := \pi \cdot 8^2 \text{mm}^2 = 2.011 \times 10^{-4} \text{m}^2$

$$s := \frac{A_{Sw}}{A_{sw/s}} = 395.252 \cdot \text{mm}$$

Maks tillatt senteravstand mellom søylene for å unngå skjærriss:

$$S_R := 0.75d = 336.75 \cdot \text{mm} \quad \text{Velger å bruke } 335 \text{ mm}$$

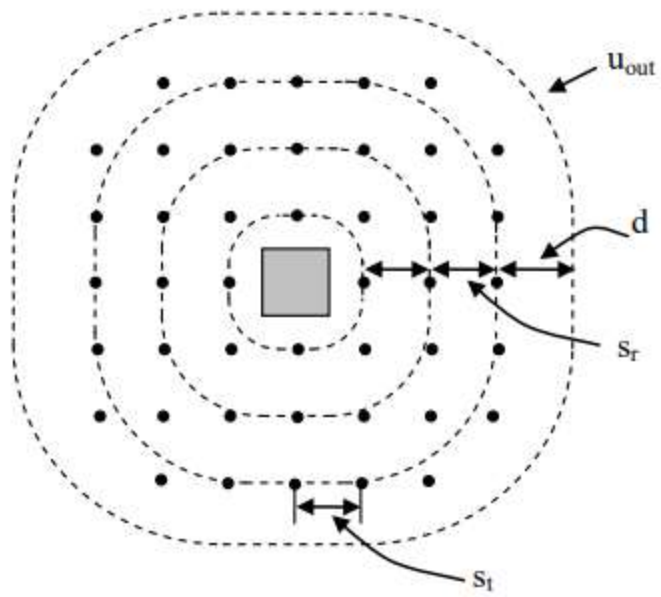
Kontrollsnitt hvor skjærarmering ikke blir nødvendig:

$$v_{Rd.1.5d} := v_{Rd.c} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a_{1.5d}} = 0.594 \cdot \text{MPa}$$

$$U_{out} := \frac{(\beta_{1.5d} \cdot V_{Ed})}{v_{Rd.1.5d} \cdot d} = 939.578 \cdot \text{mm}$$

S_t kan velges til å være like stor som $S_R = 335 \text{ mm}$

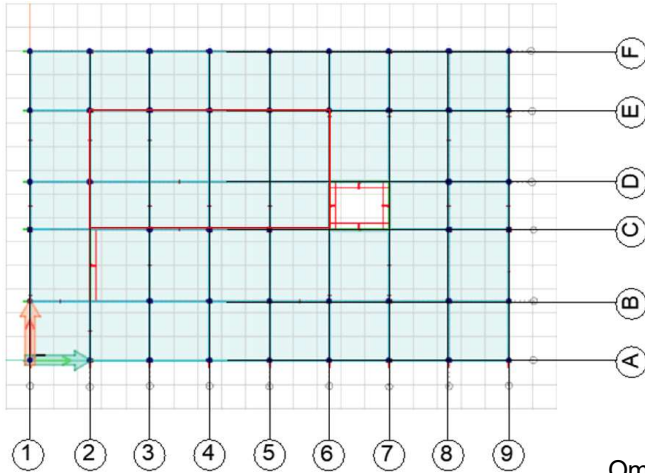
Avstandene er illustrert i figuren nedenfor, hentet fra Betongkonstruksjoner side.415



Velger dermed skjærarmering $\phi 16s335$

Vedlegg 8

Bestemmelse av egenfrekvens for dekk ved bruk av matrisemetoden



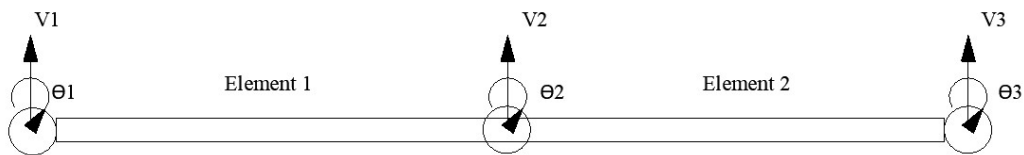
Området som skal analyseres er markert

Antagelser

Bjelke CE 3,4 og 5 skal i Virkeligheten ta en del av energien som kommer fra svingningen. Dette skal vi se bort fra

Stivhetsmatrisen som brukes skal kun ta hensyn for rotasjon og forskyvning som et bjelke element. Vi ser bort fra torsjonsstivheter.

Regner med to elementer



Variabler som inngår i beregningen

$$\gamma_c := 25000 \frac{\text{N}}{\text{m}^3}$$

betongens tyngdetetthet

$$t := 0.25\text{m}$$

Tykkelse

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

Bredde

$$A := B \cdot t = 2.5 \text{ m}^2$$

Areal

$$L_1 := 7.5 \text{ m}$$

Lengde av et element for analyse i x-retning

$$L_2 := 5 \text{ m}$$

Lengde av et element for analyse i y-retning

$$EI := 3.4 \cdot 10^{10} \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Bøyestivhet hentet fra FEM

Randbetingelser

Element 1

Ingen forskyvning i node 1 dvs $V_1=0$

Element 2

Ingen forskyvning i node 3 dvs $V_3=0$

Beregning av vinkelfrekvens for L1

Element matrise

$$K = 4 \times 4$$

$$10^{10} \times$$

$$\begin{bmatrix} 0.0967 & -0.3627 & -0.0967 & -0.3627 \\ -0.3627 & 1.8133 & 0.3627 & 0.9067 \\ -0.0967 & 0.3627 & 0.0967 & 0.3627 \\ -0.3627 & 0.9067 & 0.3627 & 1.8133 \end{bmatrix}$$

$$M = 4 \times 4$$

$$10^5 \times$$

$$\begin{bmatrix} 1.7411 & -1.8415 & 0.6027 & 1.0882 \\ -1.8415 & 2.5112 & -1.0882 & -1.8834 \\ 0.6027 & -1.0882 & 1.7411 & 1.8415 \\ 1.0882 & -1.8834 & 1.8415 & 2.5112 \end{bmatrix}$$

Global matrise

kK = 4x4

10^{10} x

1.8133	0.3627	0.9067	0
0.3627	0.1934	0	-0.3627
0.9067	0	3.6266	0.9067
0	-0.3627	0.9067	1.8133

MM = 4x4

251120	-108820	-188340	0
-108820	348220	0	108820
-188340	0	502240	-108840
0	108820	-188340	251120

Vinkelfrekvens i rad/sec

$$\omega := \begin{pmatrix} 32.5 \\ 361 \\ 147.1 \\ 570.2 \end{pmatrix} \frac{\text{rad}}{\text{sec}}$$

Frekvens

$$f := \frac{\omega}{2 \cdot \pi} = \begin{pmatrix} 5.173 \\ 57.455 \\ 23.412 \\ 90.75 \end{pmatrix} \cdot \text{Hz}$$

Beregning av vinkelfrekvens for L2

Global matrise

$$k_t = 4 \times 4$$
$$10^{10} \times \begin{pmatrix} 2.7000 & 0.8160 & 1.3600 & 0 \\ 0.8160 & 0.6528 & 0 & -0.8160 \\ 1.3600 & 0 & 5.4400 & 1.3600 \\ 0 & -0.8160 & 1.3600 & 2.7200 \end{pmatrix}$$

$$M_t = 4 \times 4$$
$$10^5 \times \begin{pmatrix} 0.7440 & -0.4836 & -0.5580 & 0 \\ -0.4836 & 2.3214 & 0 & 0.4836 \\ -0.5580 & 0 & 1.4880 & -0.5580 \\ 0 & 0.4836 & -0.5580 & 0.7440 \end{pmatrix}$$

Vinkelfrekvens i rad/sec

$$\omega_1 := \begin{pmatrix} 72.6 \\ 322.6 \\ 811.3 \\ 1480.2 \end{pmatrix} \frac{\text{rad}}{\text{sec}}$$

Frekvens

$$f_1 := \frac{\omega_1}{2\pi} = \begin{pmatrix} 11.555 \\ 51.343 \\ 129.122 \\ 235.581 \end{pmatrix} \cdot \text{Hz}$$