

Dimensjonering av bæresystem for betongdekker

Design of concrete slabs

Trondheim Mai 2022

Navn studenter:

Ingvild Håland
Line Sofie Busch

Intern veileder:
Arne Mathias Selberg

Ekstern veileder:
Jan Arve Øverli

Prosjektnr:
2022 - 02

Rapporten er ÅPEN



Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk

Problemdefinering, prosjektbeskrivelse og resultatmål

Prosjektets hovedmål er å dimensjonere en enveisplate, en bjelke, en søyle og et flatdekke i plan 01. Her er blant annet fellesarealer, møterom, resepsjon og kantine.

Gruppen ønsker å dimensjonere elementene i henhold til Eurocode 2 og sørge for at de tåler krefter og momenter de blir påkjent uten å overdimensjonere. Ved dimensjonering av platen vil gruppen drøfte forskjellen mellom enveisplate og flatdekke.

Målet til gruppen er å få en bedre forståelse av dimensjonering av elementene. God bruk av de gjeldende reglene fører forhåpentligvis til god dimensjonering.

Ut fra resultatene skal vi diskutere om dimensjoneringen holder mål, og konkludere om flatdekke eller enveisplate vil være det beste alternativet. Gruppen ønsker å unngå overdimensjonering, for optimaliserte tverrsnitt.

| Stikkord | Key words |
|---|--|
| Betong, enveisplate, bjelke, søyle, flatdekke, bruddgrensetilstand, bruksgrensetilstand, tverrsnitt, nedbøying, riss, armering, kapasitet | Concrete, one way slab, beam, column, flat slab, ultimate limit state, serviceability limit state, cross-section, deflection, crack, reinforcement, capacity |

Forord

Denne oppgaven er skrevet av to studenter i forbindelse med avslutningen av vår treårige utdanning på instituttet for konstruksjonsteknikk ved Norges tekniske og naturvitenskapelige universitet i Trondheim. Oppgaven skal oppsummere kunnskap som vi har tilegnet oss i løpet av disse tre årene, da spesielt innenfor konstruksjonsteknikk. Den skal også inkludere egne vurderinger og antagelser. Bacheloroppgaven er skrevet våren 2022.

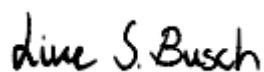
Ønsket var å få skrive en oppgave hvor vi fikk regne og utfordre oss selv i ulike dimensjoneringer. Sammen med NTNU og vår interne veileder, Arne Mathias Selberg, fikk vi formet en utfordrende og interessant problemstilling til vår oppgave. Oppgaven har vært svært lærerik.

Vi vil spesielt takke vår interne veileder, universitetslektor Siv.ing Arne Mathias Selberg, og vår eksterne veileder professor Jan Arve Øverli for all hjelp med oppgaven. Behjelpeligheten og tilgjengeligheten har vært upåklagelig. Vi vil også gjerne takke våre medelever på konstruksjonsteknikk. De har bidratt til samtaler og diskusjoner rundt temaer i oppgaven som vi har satt stor pris på.

Trondheim 20. mai 2022



Ingvild Håland



Line Sofie Busch

Sammendrag

Det bygges stadig mer bygg rundt om i verden, grunnet økende befolkningstall. Flere mennesker trekkes mot byene, noe som gjør at flere boliger må bygges og mange bedrifter trenger større kontorlokaler. I denne bacheloroppgaven er det derfor valgt å dimensjonere fire typiske bæreelementer i betong som er vanlig å bruke i bygg. Betong er et material som blir brukt mye i byggebransjen. Armert betong tåler både strekk- og trykkrefter, noe som gjør det svært anvendelig.

Denne oppgaven tar utgangspunkt i et kontorbygg på 6 etasjer på Dora på Nyhavna i Trondheim. Hoveddelen i bacheloroppgaven omhandler dimensjonering av bæresystemet til bygget. Beregninger er utført for den nederste kontoretasjen i den ene halvdel av bygningen.

I oppgaven er dekket regnet både som et bjelke-plate system (enveisdekke) og som et flatdekke. I tillegg er søylene i underetasjen dimensjonert. Alle beregninger er utført etter Eurocode 2. Oppgaven har fokusert på bruddgrensetilstand med utregning av armeringsmengde og kapasiteter. Enveisdekket er i tillegg kontrollert for nedbøying og krav til rissvidder. Rissvidden er godt innenfor kravet fra Eurocode 2, mens beregnet nedbøying er noe større enn det anbefalte kravet.

Etter alle beregningene er utført konkluderer gruppen med at alle elementene tåler belastningene de blir påført og at de har nok kapasitet i bruddgrensetilstand. I store deler av konstruksjonen er det et statisk behov for armering utover kravet til minimumsarmering.

Etter å ha sett på flatdekke og enveisplaten har gruppen konkludert med at flatdekke er det ønskelige alternativet å bruke. Bruken av flatdekke gir en bedre utnyttelse av etasjehøyden, da det ikke trengs bjelke.

Abstract

Due to increasing population all around the world there will be a demand for more buildings. More and more people move to bigger cities which requires more houses and apartment buildings. A consequence is that companies will need more office buildings. Therefore, it is chosen in this bachelor thesis to design four typical structural elements in concrete which are commonly used in buildings. Concrete is a material that is often used in the construction business. Reinforced concrete withstands both tensile- and compression forces, which makes it very usable.

This thesis is based on the office building Dora at Nyhavna in Trondheim. The main part of the thesis is about designing structural concrete elements for the building. The focus is on the ground floor in one half of the building where the different elements must withstand the loads from the other five floors.

The thesis covers both the slab designed as a beam-slab system and as a flat slab. In addition, the columns at ground floor have been calculated. The design is done following Eurocode 2. The main focus has been on Ultimate Limit state with calculation of reinforcement amount and capacities. The one-way slab is in addition controlled in Serviceability Limit state for deflections and crack widths. The crack widths meet the requirement, but the deflections are somewhat larger than the recommended requirement.

Based on the calculation, the group concludes that all the elements satisfy the requirement in Ultimate Limit state. In most of the cases there is need for statical reinforcement.

After looking at both flat slab and one way slab the group concluded that flat slab is the best option. Using a flat slab increases utilization of the floor height because there is no need for a beam.

Innholdsfortegnelse

| | |
|--|--------|
| Problemdefinering, prosjektbeskrivelse og resultatmål..... | III |
| Forord..... | V |
| Sammendrag..... | VII |
| Abstract..... | IX |
| 1 Introduksjon..... | - 1 - |
| 1.1 Oppgavedefinering..... | - 1 - |
| 1.2 Avgrensninger..... | - 1 - |
| 1.3 Struktur..... | - 2 - |
| 2 Teori..... | - 3 - |
| 2.1 Materialer..... | - 3 - |
| 2.1.1 Betong..... | - 3 - |
| 2.1.2 Armering..... | - 4 - |
| 2.2 Konstruksjonskomponenter..... | - 5 - |
| 2.2.1 Plate..... | - 5 - |
| 2.2.2 Bjelke..... | - 5 - |
| 2.2.3 Søyle..... | - 6 - |
| 2.3 Grensetilstander..... | - 6 - |
| 2.3.1 Bruddgrensetilstand..... | - 6 - |
| 2.3.2 Bruksgrensetilstand..... | - 6 - |
| 2.4 Laster og lastkombinasjoner..... | - 7 - |
| 3 Metode..... | - 8 - |
| 3.1 Generelt..... | - 8 - |
| 3.2 Dimensjonering..... | - 8 - |
| 4 Resultat..... | - 11 - |
| 4.1 Statisk system..... | - 11 - |
| 4.2 Laster..... | - 12 - |
| 4.3 Eksponeringsklasse..... | - 12 - |
| 4.4 Enveisplate..... | - 13 - |
| 4.4.1 Statisk system..... | - 13 - |
| 4.4.2 Lasttilfeller..... | - 14 - |
| 4.4.3 Bruddgrense..... | - 14 - |
| 4.4.4 Bruksgrense..... | - 16 - |
| 4.5 Bjelke..... | - 16 - |
| 4.5.1 Statisk system og lasttilfeller..... | - 16 - |
| 4.5.2 Bruddgrenseberegninger..... | - 18 - |

| | |
|------------------------------------|--------|
| 4.6 Søyler..... | - 20 - |
| 4.6.1 Statisk system | - 20 - |
| 4.6.2 Laster og lasttilfeller..... | - 21 - |
| 4.6.3 Bruddgrenseberegninger | - 22 - |
| 4.7 Flatdekke..... | - 24 - |
| 4.7.1 Statisk System | - 24 - |
| 4.7.2 Bruddgrenseberegninger | - 25 - |
| 5. Diskusjon | - 30 - |
| 5.1 Generelt | - 30 - |
| 5.2 Lastberegninger | - 31 - |
| 5.3 Enveisplaten..... | - 31 - |
| 5.4 Bjelke..... | - 32 - |
| 5.5 Søylen..... | - 33 - |
| 5.6 Flatdekke..... | - 34 - |
| 5.7 Feilkilder..... | - 35 - |
| 6 Konklusjon..... | - 36 - |
| 7 Figurliste..... | - 37 - |
| 8 Tabeller | - 38 - |
| 9 Referanseliste..... | - 39 - |
| 10 Vedlegg..... | - 41 - |

1 Introduksjon

1.1 Oppgavedefinering

Hensikten med oppgaven er å dimensjonere utvalgte bæresystem i et kontorbygg. Det tas utgangspunkt i skisseprosjektet fra Dora Kontorbygg på Nyhavna i Trondheim som er under utbygging. Kontorbygget er opprinnelig et seksetasjes bygg hvor hovedfunksjonen er kontorareal. I tillegg har bygget to underetasjer som er regulert til parkering. Oppgaven tar for seg dimensjonering av to bæresystemer. En med enveisplate støttet opp av bjelker og søyler, og en med flatdekke støttet opp av søyler. Bæreelementene som blir dimensjonert må tilfredsstille krav til styrke og det er ønsket at de tåler kravene som stilles uten å overdimensjoneres.



Figur 1-1. Illustrasjon av Dora Kontorbygg (Dora AS, Skanska, Rambøll, 2014)

1.2 Avgrensninger

Det å skulle dimensjonere et så stort bygg som Dora kontorbygg vil være et tidskrevende og omfattende prosjekt, og derfor er det flere avgrensninger som blir gjort gjennom oppgaven. Kontorbygget kan ut fra tegninger deles grovt inn i to deler, og derfor skal kun venstre del på om lag 1000 m² betraktes. I og med at det er første etasje som vil få mest påkjenning av laster, dimensjoneres kun elementer fra denne etasjen. I tillegg dimensjoneres en søyle i første underetasje.

I forprosjektet ble det skrevet at det skulle dimensjoneres i både betong og stål. Under arbeidet ble det bestemt at det var bedre å holde seg til betong alene som materiale, og heller dimensjonere et flatdekke i betong enn en annen søyle i stål. Flatdekke hadde ingen av gruppemedlemmene prøvd å dimensjonere tidligere, og vi tenkte at dette ville være en god læringsmulighet.

I en virkelig dimensjonering må alle komponenter og deler av konstruksjonen kontrolleres, mens denne oppgaven kun tar for seg enveis- og flatdekke, bjelke og søyle. Knutepunkter og deres kapasiteter tas ikke hensyn til i dette prosjektet. I mange andre tilfeller kan faktisk dette bli dimensjonerende. Knekking av søylen er ikke beregnet. Det beregnes kun styrkeberegninger og i noen tilfeller bruksgrensekrav. Under bruksgrense beregnes kun korttids- og langtidsnedbøyninger på grunn av kryp. Svinn er det valgt å se bort fra.

Ved beregning av laster tas det kun hensyn til egenlast og nyttelast. Snø, vindlast og ulykkeslaster beregnes ikke. Dette betyr at enkelte komponenter kanskje vil bli belastet med mer last enn utregnet. Det gjelder for eksempel søylen, da takplan neglisjeres og kun last fra kontoretasjer tas med.

1.3 Struktur

Oppgaven inneholder en hoveddel og en vedleggsliste. Hoveddelen tar for seg nødvendig teori og metode som trengs for å gjennomføre dimensjoneringen, deretter presenteres resultatene fra dimensjoneringen før drøfting av valgene som er tatt. Til slutt kommer vedlegg med alle nødvendige beregninger som er utført. Hele oppgaven er strukturert slik at konstruksjonskomponentene kommer i rekkefølge.

2 Teori

2.1 Materialer

2.1.1 Betong

Regnet i volum er betong det mest brukte byggematerialet i vår tid. For å fremstille betong blandes vann, sement, tilsetningsstoffer og tilslagsmaterialer. Disse delmaterialene har alle hver sin rolle i fremstillingen av betong (Sandaker, Sandvik og Vik, 2017).

Blandingen av vann og sement danner sementlimet som binder sammen tilslagsmaterialene i betongen. Tilsetningsstoffene som brukes er finfordelte materialer som kan gi ulike egenskaper til betongen; akselererende, plastifiserende, luftinnførende, retarderende og injeksjonsmidler. Dette gjør at man kan tilpasse betongen til ulike formål, noe som gjør betong til et unikt materiale.

Betong klassifiseres etter trykkapasitet, eksponeringsklasse og bestandighetsklasse. B35 er den vanligste betongklassen og brukes under dimensjoneringen i denne oppgaven. Valget av betongklasse tar utgangspunkt i at B35 er en betongtype som er lett tilgjengelig og med tilstrekkelig fasthet. Tallet 35 forteller at betongen tåler en trykklast på 35 MPa etter herding. Eksponeringsklassen til betongen kommer an på hvor utsatt betongen er for ulike varianter av korrosjon, tineangrep, kjemisk angrep og miljøet. Bestandighetsklassen bestemmes etter eksponeringsklassen. Under viser en tabell oversikten over verdier som blir brukt som følge av valget på B35:

| Betongegenskaper | Verdier |
|--|-------------------------|
| Betongkvalitet | B35 |
| Karakteristisk trykkfasthet, f_{ck} | 35 MPa (EC2-tabell 3.1) |
| Dimensjonerende trykkfasthet, f_{cd} | 19,83 MPa |
| Materialfaktor bruddgrense, γ_c | 1,5 (EC2 – NA.2.1N) |
| Tyngdetetthet armert betong, γ | 25 kN/m ³ |

Tabell 2-1. Betongegenskaper

Eksponeringsklassen har en betydelig rolle i beregningen av overdekningen. Overdekning er den mengden betong som trengs fra ytterkant av betong til kant av armering (Standard Norge, 2021). Overdekningen må bestemmes for å påse at armeringen er tilstrekkelig beskyttet av betongen, slik at det ikke oppstår unødvendig rust og korrosjon som kan svekke konstruksjonens bæreevne.

Kryp og riss er to effekter som kan oppstå i betongkonstruksjoner. Kryp er en effekt som kommer av langtidslast. Det er en tilleggsdeformasjon som kommer av at betongen har vært utsatt for trykkrefter over lang tid (Sørensen, 2010, s. 13). Riss kommer av at strekkspenningen er større en strekkfastheten i betongen. Størrelsen på rissvidden påvirker bestandigheten til konstruksjonen.

2.1.2 Armering

Armering er en forsterkning laget av stål som ofte blir brukt i betongkonstruksjoner. Betongen tåler trykkrefter, men ikke strekkrefter. Dermed settes armeringsjern inn på strekksiden og tar strekkreftene som påkjennes betongen.

I Eurocode 2 klassifiseres armeringskvaliteten etter karakteristisk flytegrense og duktilitetsklasse. Det mest vanlige armeringsstålet som brukes i Norge er B500NC, som er kamstål med karakteristisk flytegrense på 500 N/mm² og duktilitetsklasse C. Under viser en tabell verdier som blir brukt som følge av valget av B500NC:

| Armeringsegenskaper | Verdier |
|---|----------------------|
| Armeringskvalitet | B500NC |
| Karakteristisk strekkfasthet, f_{yk} | 500 MPa |
| Dimensjonerende strekkfasthet, f_{yd} | 434 MPa |
| Materialfaktor bruddgrense, γ_s | 1,15 (EC2 – NA.2.1N) |
| E-modul, E_s | 210 MPa |

Tabell 2-2. Armeringsegenskaper

2.2 Konstruksjonskomponenter

2.2.1 Plate

En plate er et todimensjonalt element med punktlaster og jevnt fordelte laster (Larsen, 2004, s. 90). Tykkelsen til platen er mye mindre enn både bredde og lengde, og hovedfunksjonen er å fordele lasten ut til opplagerne. Lasten vil føre til momenter om både x- og y-aksen, torsjonsmoment om xy-aksen, og skjærkrefter i x- og z-retning.

Plater deles inn i enveis- og toveisplater, og flatdekker. Det som skiller enveis og toveisplater er antagelsen om hvordan den statiske modellen ser ut. En enveisplate er understøttet av bjelker kun i ene tverretningen som fører til at laster kun bæres i en retning, mens toveisplater er understøttet av bjelker i begge retninger slik at last bæres i både x- og y-retning (Sørensen, 2010, s. 327). En toveisplate gir derfor mindre platetykkelse, men et ekstra sett med bjelker.

Flatdekke kjennetegnes ved at dekket støpes direkte på søylene uten bjelker, som fører til at dekket selv må bære lastene i begge retningene. Dimensjonering på denne måten fører til et estetisk pent resultat med bedre utnyttelse av etasjehøydene, da det ikke er bjelker som tar av etasjehøyden. Den statiske modellen for et flatdekke kan sammenlignes med en toveisplate, hvor man videre tenker seg at bjelkehøyden tenkes like høy som dekkets tykkelse (Sørensen, 2010, s. 378). Et problem som kan oppstå i flatdekker er gjennomlokking ved søyler, som innebærer at lokal skjærkraft per lengdeenhet rundt søylen blir for stor, og fører til et skjærbrudd rundt søylen. Dette problemet må det derfor sjekkes spesielt for (Sørensen, 2010, s. 403).

2.2.2 Bjelke

En bjelke er en konstruksjonskomponent som er påført både krefter og momenter, og vil derfor være utsatt for bøyning. Bjelken vil derfor være utsatt for både normalspenninger, bøyespenninger og skjærspenninger (Larsen, 2004, s. 78). Bjelken er den mest vanlige konstruksjonskomponenten og kan utføres i de fleste materialer. Den kan ha flere forskjellige tverrsnittsformer hvor massive tverrsnitt, I eller H-profil er de mest brukte. Grunnen til dette er at flensene da kan ivareta momentet mens steget kan ta skjærkraft og eventuell normalkraft. (Svarliaunet, 2010, s. 20).

2.2.3 Søyle

Søyler er vertikale konstruksjonsdeler med hovedoppgave å overføre lasten fra øvre komponenter ned mot bakken (Gunnarsjaa, 2021). Søyler overfører i hovedsak kun aksialkrefter i strekk eller trykk, men kan i enkelte tilfeller også overføre momenter.

Søyler kan dimensjoneres som korte eller slanke søyler. Problemet med slanke søyler er at de er utsatt for knekking, og noe som spesielt må sjekkes. Slanke søyler er ofte estetisk og økonomisk beste valg da materiale spares. Korte søyler er sjeldent kritisk med tanke på knekking, da tykkelsen er relativt stor i forhold til last og knekk lengde.

2.3 Grensetilstander

2.3.1 Bruddgrensetilstand

Ved beregninger i bruddgrensetilstand kontrolleres konstruksjonens bæreevne i forhold til dimensjonerende laster (Edvardsen og Ramstad, 2014, s. 434). Disse lastene er alle opptredende laster multiplisert med en sikkerhetsfaktor γ for å være sikker på at lasten er tilstrekkelig stor nok. Dessuten må man finne den kombinasjonen av permanente og variable laster som gir den største totale dimensjonerende lasten. I denne tilstanden bestemmes armeringsmengde og tverrsnittstørrelse for å unngå brudd eller tydelige deformasjoner i konstruksjonen.

2.3.2 Bruksgrensetilstand

Ved beregning i bruksgrensetilstand kontrolleres funksjonelle og estetiske krav, slik som nedbøyning og deformasjoner. Kontroller som da må gjøres er spenningsberegninger, rissviddeberegninger og nedbøyningsberegninger (Standard Norge, 2021, s. 117).

Dimensjonering i denne tilstanden gjøres etter at bruddgrensetilstanden er regnet ut og vanligvis benyttes ikke sikkerhetsfaktorer for last. Det er ikke oppgitt noen krav i standarden for tillatte deformasjoner, men etter EC2-7.4.1(4) er et anbefalt krav at nedbøyning ikke skal være større enn $L/250$.

2.4 Laster og lastkombinasjoner

Lastene som virker på en konstruksjon, opptrer som jevnt fordelte linjelaster eller punktlaster. Disse kan grovt deles inn i egenlaster, nyttelaster og naturlaster (Larsen, 2004, s. 33). Egenlaster er permanente laster som for eksempel egenvekt av konstruksjonens elementer og faste installasjoner i bygget. Nyttelaster varierer både i tid og rom, og er derfor variable påvirkninger. Slike laster vil være nyttelaster på grunn av bruk av bygget, vindlaster og snølaster. Naturlastene er laster som kan forekomme ved ulykker eller naturkatastrofer, slik som eksplosjoner, kollisjoner eller brann (Standard Norge, 2019).

I løpet av levetiden til en konstruksjon vil det oppstå forskjellige lasttilfeller som varierer med tid og sted. Før dimensjonering må derfor mest ugunstige lastplassering bestemmes. I praksis gjøres dette ved å flytte nyttelasten mellom forskjellige felt i den statiske modellen, for da å finne den kombinasjonene som gir største last. Den dimensjonerende verdien vil da bli den største lasten av alle lasttilfellene.

3 Metode

3.1 Generelt

Fremgangsmåten ved dimensjoneringen er først og fremst å dimensjonere konstruksjonsdel for konstruksjonsdel. Først beregnes enveisplaten, så bjelken, deretter søylen, og til slutt flatdekket. Beregningene starter alltid i bruddgrensetilstand for å kontrollere kapasitet og styrke, for deretter å eventuelt kontrollere bruksgrensetilstanden. Dimensjoneringene gjøres etter Eurocode 2 og boka *Betongkonstruksjoner* av Svein I. Sørensen.

3.2 Dimensjonering

All dimensjonering starter med å identifisere lastene som oppstår på det gitte snittet. Ved utregning av laster blir dataprogrammet «Focus Konstruksjon» benyttet. Håndberegningene blir benyttet for kontroll, da det blir store avvik. Avvikene oppstår på grunn av mange ganger statiske ubestemte bjelker og ulike spennlengder. Ved håndberegninger blir hurtigformlene i boka *Stålkonstruksjoner – profiler og formler* benyttet. Hurtigformlene settes sammen ved hjelp av superposisjonsprinsippet. Det må sjekkes for flere forskjellige lasttilfeller, og utregningene gjøres derfor flere ganger. Når lastene er identifisert kan det dimensjoneres i bruddgrense.

I bruddgrensetilstand bestemmes nødvendig armering i tverrsnittet slik at konstruksjonen ikke går til brudd. Som en forenkling skal kun det mest belastede snittet over støtte og i felt betraktes. Lengdearmering bestemmes ut fra største moment, mens tverrarmering bestemmes etter største skjærkraft. Det dimensjoneres med formler for underarmerte tverrsnitt, da dette er gunstig dimensjoneringsmessig. Ved et underarmert tverrsnitt vil betongen knuses før armering går til brudd. Derfor får man et forvarsel, hvis man er så uheldig at konstruksjonen kollapser (Sørensen, 2010). Etter bruddgrense kan bruksgrensetilstand beregnes.

Bruksgrensetilstand skal kun beregnes for enveisplaten. Her kontrolleres kortidsnedbøyning, langtidsnedbøyning og rissvidder. Focus sine verdier for nedbøyning blir ikke korrekt i dette tilfellet siden det i Focus beregnes med bøyestivhet for urisset rektangulært tverrsnitt. For å få en mer korrekt nedbøyning brukes det derfor en formel hvor nedbøyingsverdien fra Focus multipliseres med forholdstallet til bøyestivhet ($EI_{\text{focus}}/EI_{\text{reel}}$).

For bjelken må nødvendig høyde beregnes ut fra opptredende moment. I og med at dette momentet mest sannsynlig er ganske stort er det ønskelig å legge trykkarmering for å minske bjelkehøyden en god del. I tillegg må det sjekkes om det er nødvendig med skjærarmering. Bjelken skal ikke regnes ut i bruksgrensetilstand for å få mer tid til dimensjonering av søyle og flatdekke.

Lasten på søylen vil være avhengig av nærliggende komponenter til søylen. For å få en tilnærmet riktig last på søylen, må bjelken over søylen regnes som et T-tverrsnitt. Grunnen til dette er at plater og bjelker ofte er støpt i ett, noe som fører til at en del av platen i bjelkefeltet virker som en trykkflens i tverrsnittet. Derfor vil stivheten til systemet bli annerledes enn om det kun dimensjoneres for et plateelement (Sørensen, 2010, s. 51). I lastberegningene for last fra overliggende etasjer brukes en etasjereduksjonsfaktor fra EC2. Faktoren reduserer total last fra øvrige etasjer på søylen, siden man kan anta at ikke alle etasjer er fullt utnyttet til samme tid. For å finne kapasiteten til søylen i bruddgrensetilstand, må alle lasttilfellene testes i et såkalt m-n diagram, fordi forskjellige verdier for M og N vil gi forskjellig kapasitet. Deretter må søylen sjekkes for bøyning om to akser på grunn av minstekrav til eksentrisitet i den andre retningen.

Flatdekket vil bære last i to retninger og må derfor armeres i både x- og y-retning. For å få til dette deles dekket opp i striper hvor opptredende momenter fordeles utover.

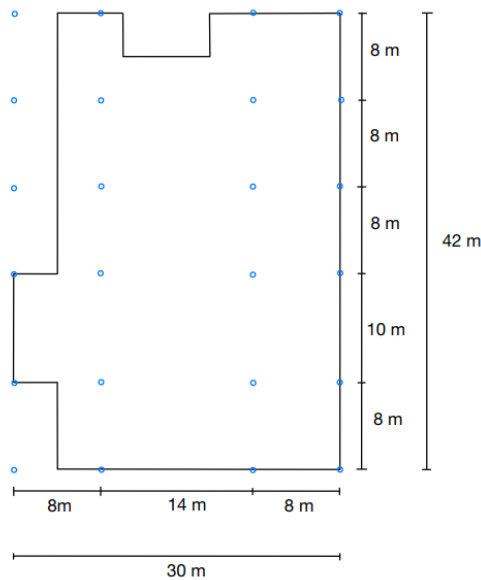
Momentfordelingen beregnes etter maksimale momentverdier fra Focus, og multipliseres opp med reel bredde på snittet etter spennlengden på valgt stripe. Som for bjelken må nødvendig høyde regnes ut fra største opptredende moment i momentfordelingen. Høyden og den effektive høyden som beregnes er gjeldende for både x- og y-retning. For flatdekke må også gjennomlokkingskapasiteten kontrolleres.

Gjennomlokkingskapasitet sjekker hvor mye skjærspenning som tåles rundt søylen, slik at det ikke oppstår skjærbrudd rundt søylene. Dette sjekkes ved å se på to snitt, ett i kritisk omkrets et stykke ut fra søylen, og ett i søyletverrsnittet. De dimensjonerende skjærspenningene i disse snittene må være mindre enn skjærspenningskapasiteten i snittene. Lasten som virker på søylen tenkes å være en punktlast som beregnes ut ifra egen- og nyttelasten til dekket, multiplisert med halve arealet ut til neste søyle. Siden det sees på én kantsøyle og én innersøyle, vil innersøylen få høyere last grunnet større areal rundt søylen. Dimensjonerende skjærspenning beregnes etter EC2-6.4.3(3) med ulike betaverdier for kant- og innersøyle. Disse verdiene tas ut fra EC2-6.4.3(6), figur 6.21N.

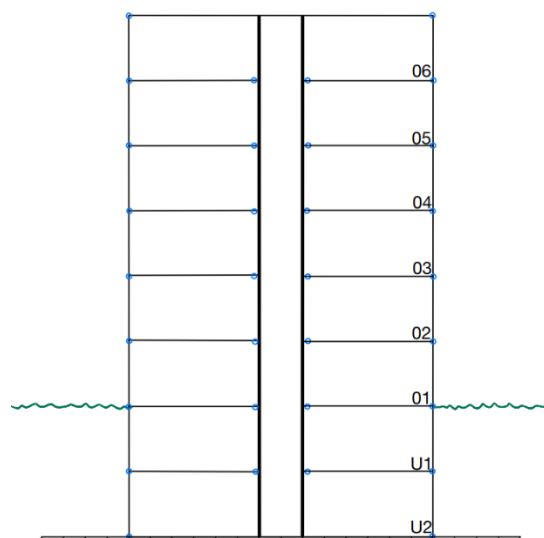
4 Resultat

4.1 Statisk system

Som valg av statisk system for hele bygget velges en modell som er fritt opplagt uten innspenninger. Søylene er plassert med omtrentlige avstander som er optimale for utregninger og ikke nødvendigvis med tanke på plassering i bygget. For å unngå at bygget kollapser på grunn av horisontallast fra vind, skal heisrom benyttes som skjærvegger/avstivning. Disse burde plasseres slik at bygget oppnår størst mulig stivhet.



Figur 4-1. Statisk system sett ovenfra (Privat, 2022)



Figur 4-2. Statisk system sett fra siden (Privat, 2022)

4.2 Laster

Egenlasten varierer fra konstruksjonskomponent til konstruksjonskomponent, men den generelle formelen for utregningen er betongens tyngdetetthet multiplisert med bredde og høyde av elementet.

$$g = 25 \text{ kN/m}^3 * b * h$$

Verdien for nyttelasten bestemmes ut fra tabell NA.6.1 og 6.2 i kompendiet i konstruksjonslære. Dora er et kontorbygg og vil derfor tilhøre kategori B, som gir en jevnt fordelt nyttelast lik 3 kN/m².

4.3 Eksponeringsklasse

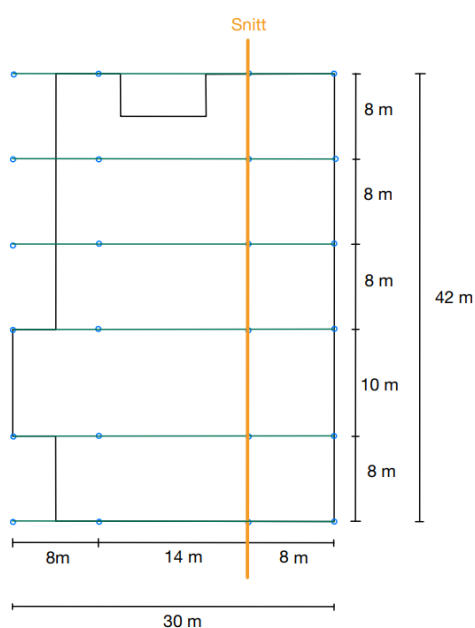
For å finne overdekning blir eksponeringsklasse bestemt. Alle komponentene som skal dimensjoneres er innendørs i oppvarmet rom med lav luftfuktighet. Det betyr at det er ingen risiko for korrosjon eller andre angrep. Ut fra EC2 tabell 4.1 settes eksponeringsklassen til klasse X0.

4.4 Enveisplate

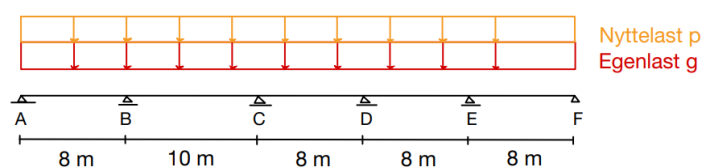
Alle beregningene på enveisplate finnes i vedlegg C.

4.4.1 Statisk system

Ved valg av statisk system til enveisplaten betraktes det oransje snittet på langs av bygget (se bildet under). Det statiske systemet blir da en enveisplate understøttet av bjelker (grønne linjer) som tar opp krefter i tverretning. Selve dekket blir da sett på som en fritt opplagt bjelke med 5 felt. Avstandene varierer noe, da det ene feltet er 10 m, mens de andre er 8 m. Dette blir gjort for å få søylene i veggene i stedet for midt i rommet.



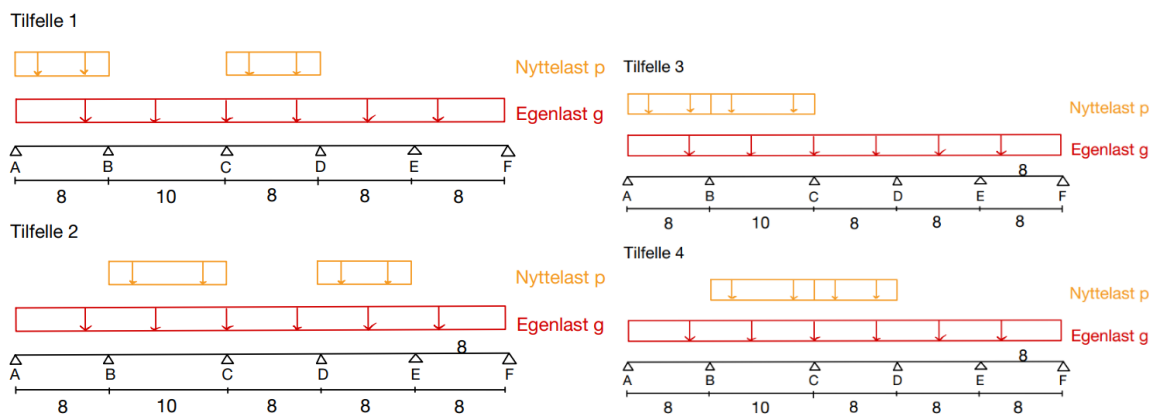
Figur 4-3. Statisk system enveisplate (Privat, 2022)



Figur 4-4. Femfeltsbjelke for plate (Privat, 2022)

4.4.2 Lasttilfeller

Femfeltsbjelken gir mange forskjellige lastkombinasjoner og det velges fire forskjellige lasttilfeller som gir henholdsvis størst felt- og støttemoment. Størst feltmoment oppnås ved å sette lastene med ett felts mellomrom, mens største støttemoment oppnås ved å sette nyttelasten ved siden av hverandre.



Figur 4-5. Platetilfeller (Privat, 2022)

| | Tilfelle 1 | Tilfelle 2 | Tilfelle 3 | Tilfelle 4 |
|---------------------------|------------|------------|------------|------------|
| Maks feltmoment [kNm/m] | 67,66 | 74,85 | 67,40 | 68,83 |
| Maks støttemoment [kNm/m] | 90,04 | 101,38 | 117,73 | 103,64 |

Tabell 4-1. Moment platetilfeller

Tilfelle 2 blir dimensjonerende for feltdimensjoneringen hvor størst moment opptrer i felt BC. For støttedimensjoneringen er det tilfelle 3 som blir dimensjonerende hvor momentet opptrer i støtte B. Disse verdiene blir brukt videre i dimensjoneringen.

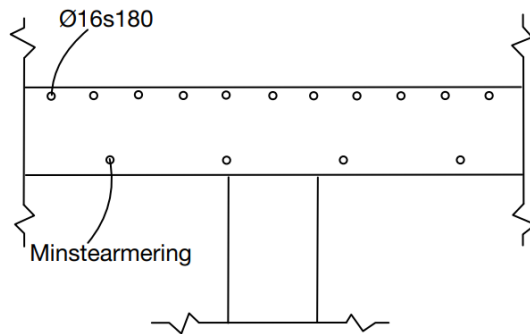
4.4.3 Bruddgrense

Armeringsberegningene viser at tverrsnittet har delvis utnyttet trykksone og blir dermed dimensjonert etter *Betongkonstruksjoner* side 44. Armeringen legges som overkantarmoring over støtte, mens den legges som underkantarmoring i felt. I tillegg legges det minste armering i underkant over støtten, for å sikre at dekket ikke går til brudd dersom en av søylene forsvinner.

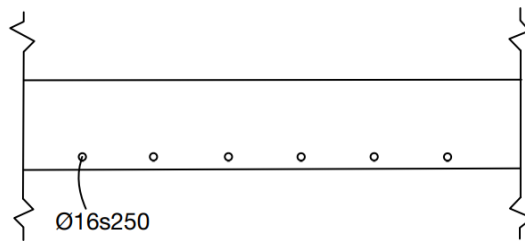
Opptredende skjærkraft er mindre enn skjærstrekkapasiteten, og derfor er det ikke beregningsmessig behov for skjærarmoring. I følge EC2-6.2.1(4) trengs det ikke minsteskjærarmoring i plater, og derfor blir skjærarmeringsmengden lik null.

| | Felt | Støtte |
|--|---------|---------|
| Armeringsmengde [mm ² /m] | 672 | 1079 |
| Antall stenger | Ø16s250 | Ø16s180 |
| Skjærarmeringsmengde [mm ² /mm] | 0 | 0 |

Tabell 4-2. Armeringsmengde enveisplate



Figur 4-6. Armering over støtte (Privat, 2022)



Figur 4-7. Armering i felt (Privat, 2022)

4.4.4 Bruksgrense

I bruksgrensetilstand beregnes det etter EC2 –7 og eksempel 5.5 i *Betongkonstruksjoner* på side 129. Siden det i bruksgrense ikke regnes med sikkerhetsfaktorer, er egenlasten g på 7,5 kN/m², og nyttelast p på 3 kN/m². Etter nye beregninger for moment og skjær ble maks moment 56,95 kNm og maks skjær 51,08 kN.

| | Korttidsnedbøyning | Langtidsnedbøyning | Riss |
|---------------------|--------------------|--------------------|------|
| Beregnet verdi [mm] | 51,1 | 53,9 | 0,2 |
| Anbefalt verdi [mm] | 40 | 40 | 0,4 |

Tabell 4-3. Nedbøyningsverdier enveisplate

Både korttids- og langtidsnedbøyningen overstiger anbefalingen. Derfor gjøres det tiltak for å minske nedbøyningene. Rissviddekravet etter EC2-tabell 7.1 er oppfylt.

4.5 Bjelke

Alle beregningene på bjelken finnes i vedlegg D.

4.5.1 Statisk system og lasttilfeller

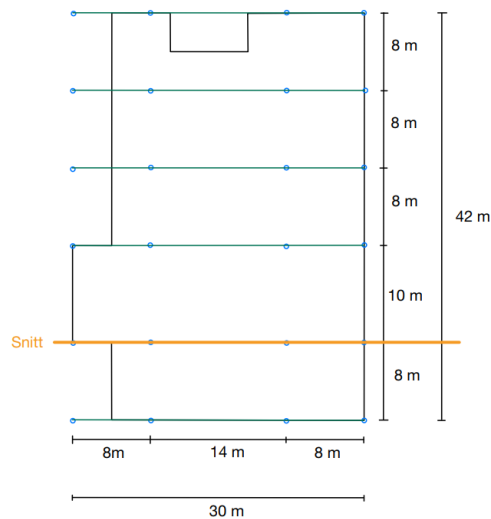
Lastene på bjelken kommer fra enveisdekket som ligger over. For å finne disse blir de fire lasttilfellene for enveisdekke sjekket for hvilke av tilfellene som har størst opplagerkraft.

Videre blir disse lastene brukt for å sjekke lasttilfellene på bjelken.

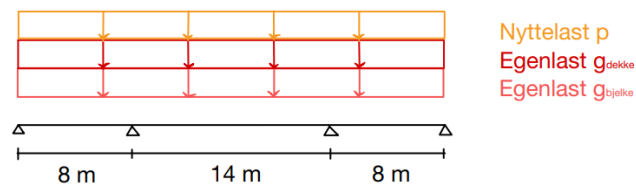
| | Tilfelle 1 | Tilfelle 2 | Tilfelle 3 | Tilfelle 4 |
|-----------------------|------------|------------|------------|------------|
| Egenlast dekke [kN/m] | 91,79 | 91,79 | 91,79 | 91,79 |
| Nyttelast [kN/m] | 20,22 | 25,88 | 47,70 | 46,32 |
| Til sammen [kN/m] | 112,01 | 117,67 | 139,49 | 138,11 |

Tabell 4-4. Opplagerkrefter fra platetilfeller

Ved bruk av Focus viser det seg at platetilfelle 3 gir høyest opplagerkraft ved støtte B. Med andre ord vil det være bjelke to i det statiske systemet som vil være mest påkjent og derfor dimensjonerende for bjelkene (se figur 4-8. Statisk system bjelke). Bjelken blir da en trefelts fritt opplagt bjelke, med lengder lik 8 m og 14 m. Lastene som virker på bjelken vil være egenlasten til selve bjelken, egenlasten fra dekket og nyttelasten fra dekket. Bjelken antas å være 500x790 mm² som gir en egenlast på 11,85 kN/m i bruddgrensetilstand, mens egenlasten til dekket og nyttelasten er oppgitt i tabell 4-4.



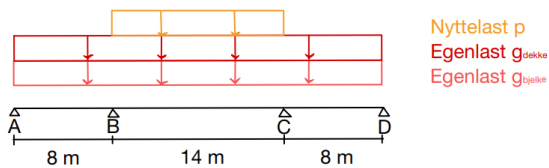
Figur 4-8. Statisk system bjelke (Privat, 2022)



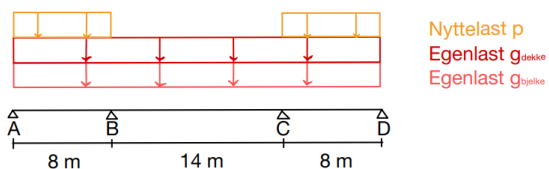
Figur 4-9. Trefeltsbjelke for bjelke (Privat, 2022)

For bjelken velges det tre forskjellige tilfeller som gir størst feltmoment og størst støttemoment. Siden bjelken er symmetrisk, er det kun nødvendig å sjekke støttemoment for ett av tilfellene, hvor last står ved siden av hverandre. Det viser seg at største feltmoment opptrer i tilfelle 1 og største støttemoment opptrer i tilfelle 3.

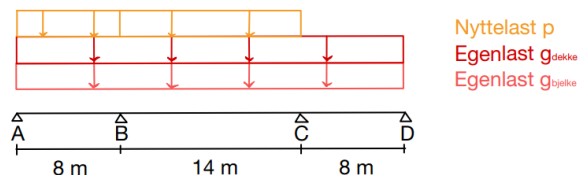
Tilfelle 1



Tilfelle 2



Tilfelle 3



Figur 4-10. Lastkombinasjoner bjelke (Privat, 2022)

| | Tilfelle 1 | Tilfelle 2 | Tilfelle 3 |
|-------------------------|------------|------------|------------|
| Maks feltmoment [kNm] | 1699,74 | 1008,90 | 1647,34 |
| Maks støttemoment [kNm] | 2011,77 | 1533,96 | 2164,84 |

Tabell 4-5. Moment fra bjelketilfeller

Største feltmoment opptrer i tilfelle 1, mens største støttemoment opptrer i tilfelle 3. Disse to tilfellene brukes videre i dimensjoneringen.

4.5.2 Bruddgrenseberegninger

Tverrsnitt

For bjelken blir det antatt at 40% av opptredende moment skal tas av trykkarmering. Dette gir et opptredende moment som må tas av trykkarmering lik 1298,90 kNm. Videre blir formelen for momentkapasitet snudd, for å finne nødvendig effektiv høyde. Dette gir en nødvendig høyde på 790 mm, og tverrsnittet blir da bestemt til å være 500x790 mm².

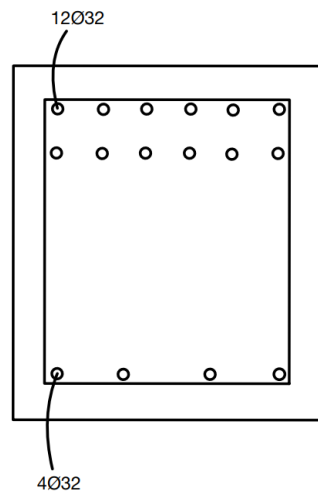
Armeringsmengde

Armeringsmengden regnes ut på både trykk og strekksiden i felt og over støtte. Strekkarmering legges som overkantarmoring over støtte, mens det legges som underkantarmoring i felt. Trykkarmeringen legges da på motsatt side av strekkarmeringen. Beregningene gjøres etter *Betongkonstruksjoner* side 47.

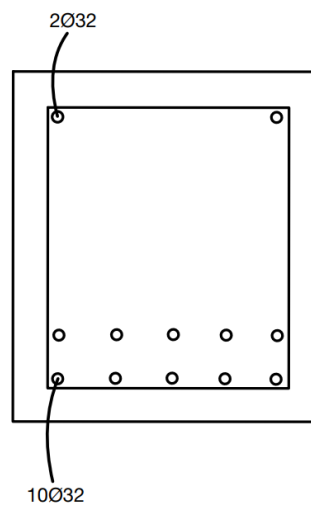
Skjærstrekkapasiteten beregnes etter EC2-6.2.2 og viser seg å være mindre enn opptredende skjærkraft. Derfor vil det være beregningsmessig behov for skjærarmoring over støtte. Dette gjøres etter EC2-6.2.3. I felt er det ikke beregningsmessig behov for skjærarmoring, men det må etter EC2-6.2.1(4) legges minimumsarmering. Dette gjøres etter nasjonalt tillegg.

| | Felt | Støtte |
|--|---------|---------|
| Strekkarmeringsmengde [mm ²] | 6680 | 8403 |
| Antall stenger | 10Ø32 | 12Ø32 |
| Trykkarmeringsmengde [mm ²] | 1488 | 3211 |
| Antall stenger | 2Ø32 | 4Ø32 |
| Skjærarmeringsmengde [mm ² /mm] | 1,36 | 0,59 |
| Antall stenger | Ø10s265 | Ø10s110 |

Tabell 4-6. Armeringsmengde bjelke

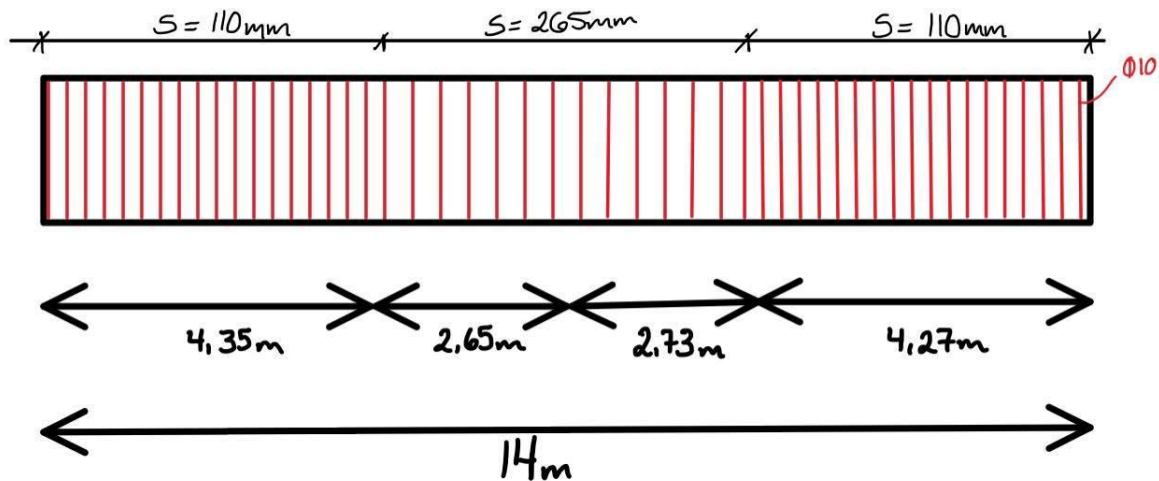


Figur 4-11. Armering over støtte (Privat, 2022)



Figur 4-12. Armering i felt (Privat, 2022)

Skjærarmeringen legges med to ulike senteravstander. Dette gjøres ved å regne ut skjærkraften minste armeringen tar, for deretter å se på skjærkraftdiagrammet og regne ut avstanden til denne skjærkraftverdien. Ved denne verdien endrer senteravstand lengde, etter utregnet verdi for støtte og felt.



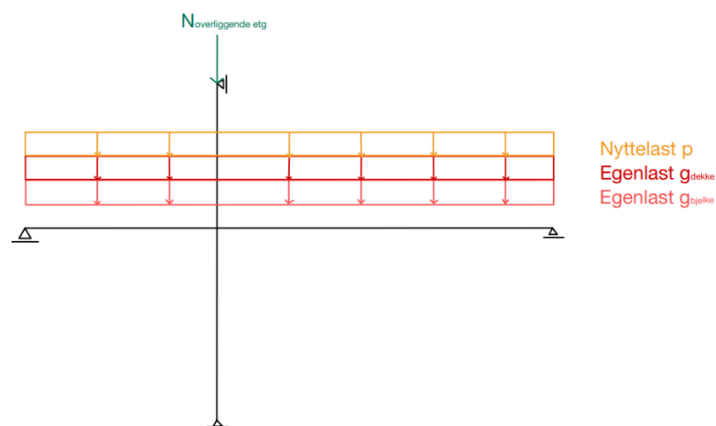
Figur 4-13. Skjærarmering bjelke (Privat, 2022)

4.6 Søyler

Alle beregningene for søylen finnes i vedlegg E.

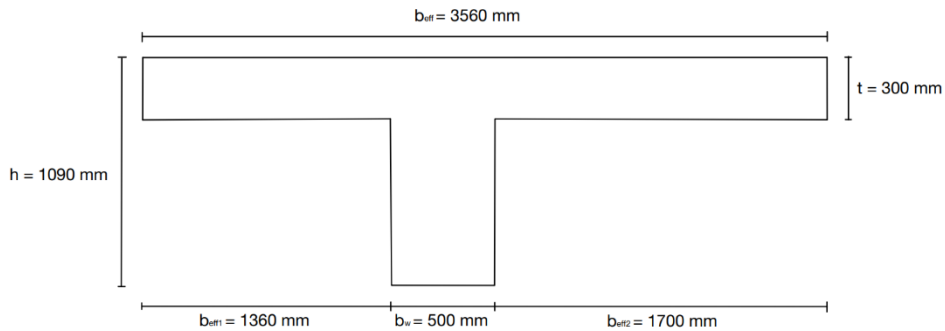
4.6.1 Statisk system

Søylen skal bære lasten fra bjelken og dekket ned til bakken. Lasten på søylen vil være avhengig av nærliggende komponenter, siden søylen også vil bli belastet med et moment. Derfor blir statisk system for søylen som i figur 4-14. Lasten på søylen er aksialkraft fra overliggende etasjer, egenlast fra bjelke og dekke, og nyttelasten.



Figur 4-14. Statisk system søyle (Privat, 2022)

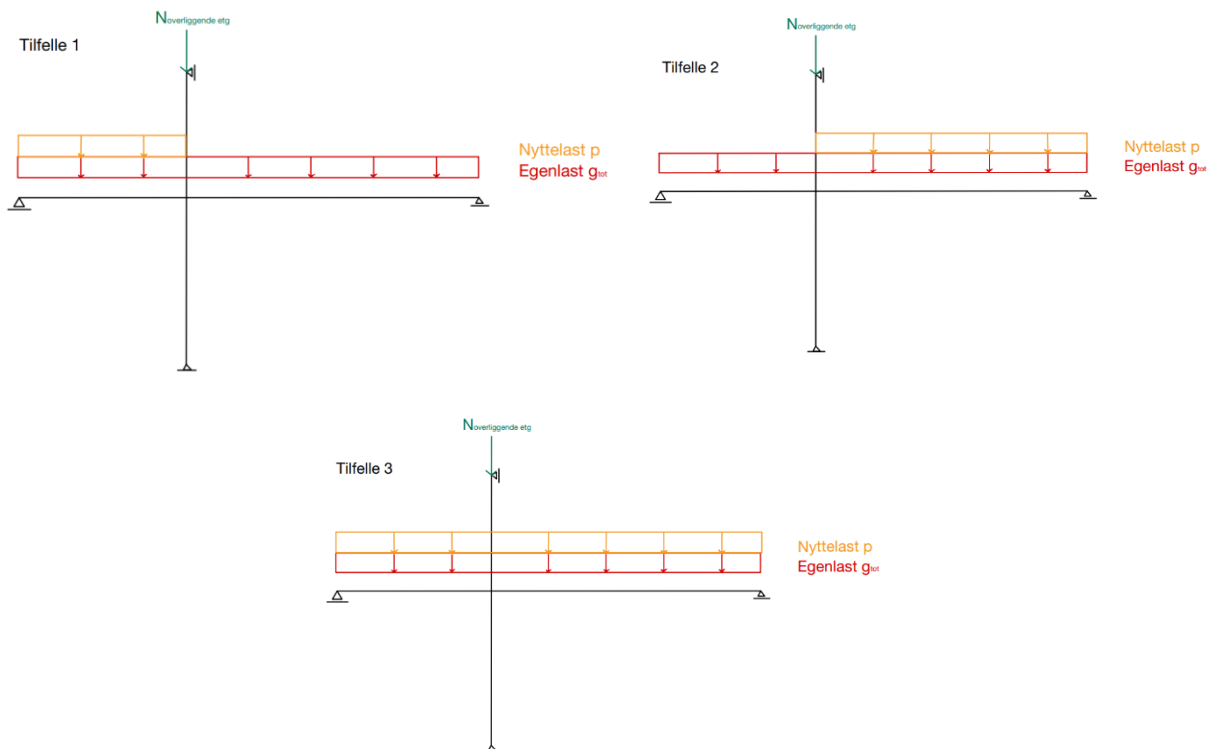
T-tverrsnitt dimensjoneres og legges inn i Focus i stedet for bjelken. Ved dimensjonering beregnes effektiv flensbredde etter Eurocode 2. Siden dette ikke er et symmetrisk system, vil flensbreddene være i ulike lengder. Beregningene etter EC2 – 5.3.2.1(3) gir venstre flensbredde lik 1360mm og høyre flensbredde lik 1700mm.



Figur 4-15. T-tverrsnitt (Privat, 2022)

4.6.2 Laster og lasttilfeller

Som for bjelken blir det valgt tre lasttilfeller for søylen:



Figur 4-16. Lasttilfeller søyle (Privat, 2022)

Punktlasten fra overliggende etasjer bestemmes ved å se på opplagerkreftene til lasttilfellene på bjelken dimensjonert i punkt 4.4. Ved bruk av EC2-NA.6.3.2(11) reduseres nyttelast fra overliggende etasjer med en etasjereduksjonsfaktor. Det viser seg at søyle B i tilfelle 3 er mest kritisk. Derfor blir denne verdien multiplisert med antall overliggende etasjer som da er fem etasjer.

| | Bjelketilfelle 1 | Bjelketilfelle 2 | Bjelketilfelle 3 |
|--------------------------|------------------|------------------|------------------|
| Opplagerkraft N [kN] | 1654,32 | 1490,15 | 1838,26 |
| Total last alle etg [kN] | | | 9191,30 kN |

Tabell 4-7. Aksialkraft fra overliggende etasjer

Det statiske systemet til søylen legges inn i Focus og gir tre lasttilfeller. Ut fra disse lasttilfellene hentes verdiene for moment og aksialkraft i toppen av søylen ut. Lasttilfelle 2 gir høyest aksialkraft mens lasttilfelle 3 gir høyest moment.

| | Søyletilfelle 1 | Søyletilfelle 2 | Søyletilfelle 3 |
|---------|-----------------|-----------------|-----------------|
| M [kNm] | 368,45 | 739,96 | 650,74 |
| N [kN] | 10849,12 | 11069,27 | 11295,67 |

Tabell 4-8. Last fra søyletilfeller

4.6.3 Bruddgrenseberegninger

Med M- og N-verdiene hentet fra hvert tilfelle blir dimensjonsløse stivheter utregnet. Disse verdiene settes inn i m-n diagrammet i figur 9b i Appendiks A i *Betongkonstruksjoner* for å finne det mekaniske armeringsforholdet.

| | Søyletilfelle 1 | Søyletilfelle 2 | Søyletilfelle 3 |
|---------|-----------------|-----------------|-----------------|
| n-verdi | 0,48 | 0,49 | 0,50 |
| m-verdi | 0,021 | 0,04 | 0,036 |
| w-verdi | 0 | 0 | 0 |

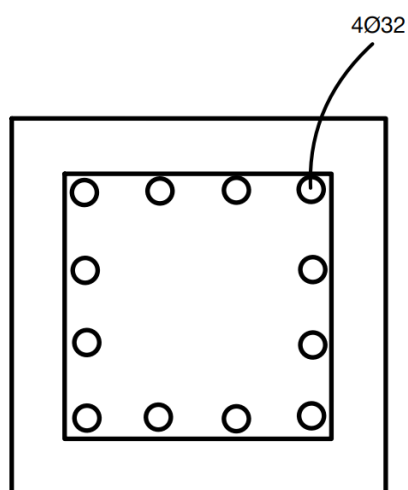
Tabell 4-9. Dimensjonsløse stivheter

Siden alle w-verdiene blir tilnærmet lik null legges, det inn minste armering i tverrsnittet etter EC2-NA.9.5.2. I tillegg legges skjær armering etter EC-NA.9.5.3 for å holde lengde armeringen på plass.

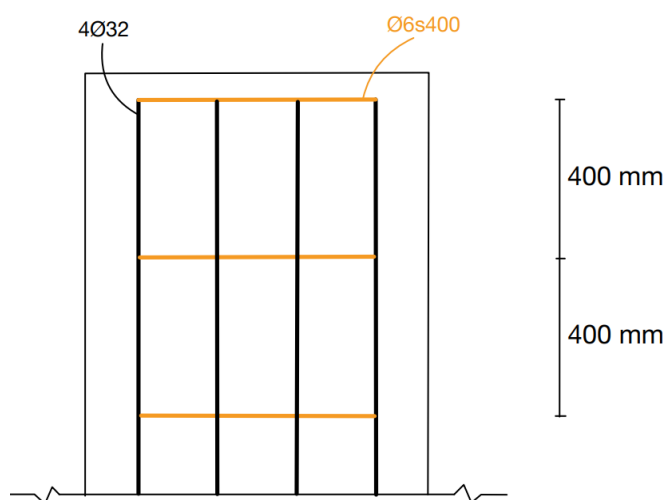
| | |
|------------------------------------|-----------------|
| | Søyletilfelle 3 |
| Armeringsmengde [mm ²] | 3200 |
| Antall jern | 4Ø32 |
| Skjærarmoring etter minstekrav | Ø6s400 |

Tabell 4-10. Armeringsmengde søyle

Etter at nødvendig armeringsmengde er beregnet, blir kapasiteten beregnet etter EC2-5.8.9(4). Det blir prøvd mange forskjellige tverrsnitt, men til slutt viser det seg fram at tverrsnitt 800x800 mm² har nok kapasitet og dette tverrsnittet velges. Lengdearmeringen plasseres symmetrisk i tverrsnittet.



Figur 4-17. Armering sett ovenfra (Privat, 2022)

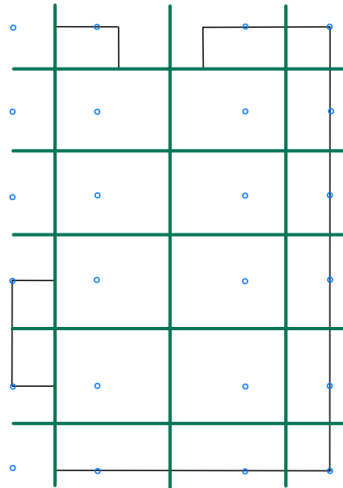


Figur 4-18. Armering sett fra siden (Privat, 2022)

4.7 Flatdekke

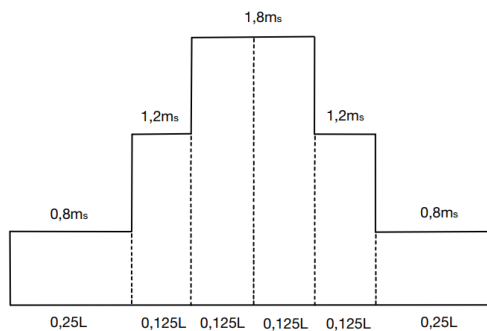
4.7.1 Statisk System

Flatdekke er kun understøttet av søyler og deles inn i striper gitt som grønne linjer i figur 4-19 for å forenkle utregningene. Stripene plasseres midt mellom hver av søylene.

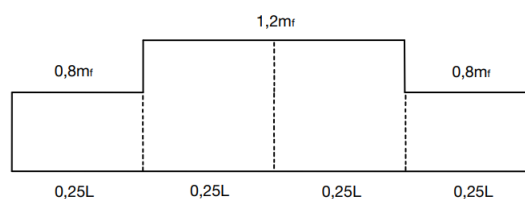


Figur 4-19. Stripeinndeling flatdekke (Privat, 2022)

Videre deles stripene inn i trappetrinn som gjort i *Betongkonstruksjoner* side 384, for å fordele momentene som oppstår henholdsvis over støtte og i felt. Over støtte blir det brukt tre trappetrinn, mens det i felt brukes to.



Figur 4-20. Trappeinndeling over støtte (Privat, 2022)



Figur 4-21. Trappeinndeling over felt (Privat, 2022)

4.7.2 Bruddgrenseberegninger

4.7.2.1 x-retning

Last

I x-retning legges flatdekket inn i Focus som en trefeltsbjelke med bredde lik 1 m. Focus gir maks verdi over støtte i tilfelle 3 og maks moment i felt i tilfelle 1. Momentverdiene gitt av Focus blir multiplisert med $L_y = 9$ m. Dette gjøres for å skalere verdiene opp til reel bredde på snittet som betraktes.

| | Tilfelle 1 [kNm] | Tilfelle 2 [kNm] | Tilfelle 3 [kNm] |
|-------------------|------------------|------------------|------------------|
| Maks feltmoment | 1365,39 | 761,76 | 1321,02 |
| Maks støttemoment | 1611,36 | 1222,74 | 1742,22 |

Tabell 4-11. Last x-retning

Ut fra tabellen gir tilfelle 1 størst feltmoment mens tilfelle 3 gir størst støttemoment. Disse verdiene brukes videre i dimensjoneringen.

Tverrsnitt

Nødvendig tverrsnitt bestemmes ved å bruke samme formel som under bjelkeberegningene. Momentkapasiteten settes da lik verdien gitt øverst i trappetrinnet over støtten.

| Nødvendige høyder [mm] | Høyder [mm] |
|------------------------|--|
| $d_{n\ddot{o}d} = 253$ | $d = 266$ (beregnet etter $h=300$ ble bestemt) |
| $h_{n\ddot{o}d} = 287$ | $h = 300$ |

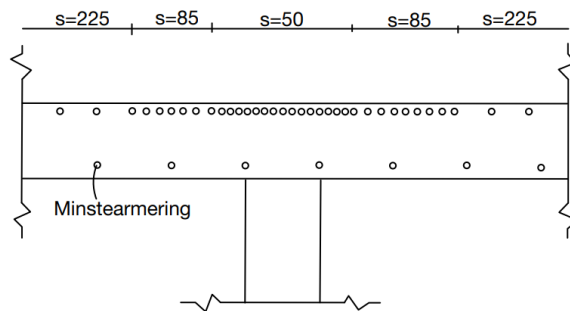
Tabell 4-12. Nødvendig tverrsnitt

Armering

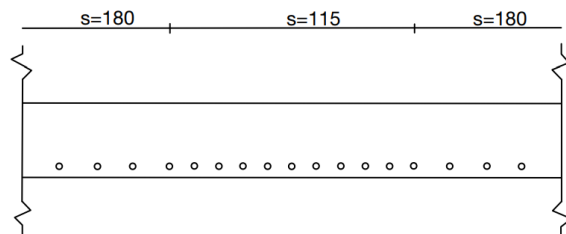
Nødvendig armering regnet ut ved å betrakte indre-, ytre- og feltstripe for både maks felt og maks støtte moment etter eksempel 2.4.8 i *Betongkonstruksjoner* side 392. Over støtte legges det minste armering i underkant.

| Støtte | | | |
|--------------------------------------|-------------------|------------------|------------|
| | Indre søylestripe | Ytre søylestripe | Feltstripe |
| Armeringsmengde [mm ² /m] | 3934 | 2242 | 876 |
| Antall jern | Ø16s50 | Ø16s85 | Ø16s225 |
| Felt | | | |
| Armeringsmengde [mm ² /m] | 1714 | | 1111 |
| Antall jern | Ø16s115 | | Ø16s180 |

Tabell 4-13. Armeringsmengde x-retning flatdekke



Figur 4-22. Armering over støtte (Privat, 2022)



Figur 4-23. Armering i felt (Privat, 2022)

4.7.2.2 y-retning

Last

I y-retningen brukes samme momentdiagram som i beregning av enveisplate i punkt 4.1. På samme måte som for x-retning blir de maksimale momentverdiene multiplisert opp med reel bredde, som i dette tilfellet er $L_x = 11\text{m}$.

| | Tilfelle 3 [kNm] |
|-------------------|------------------|
| Maks feltmoment | 823,35 |
| Maks støttemoment | 1295,03 |

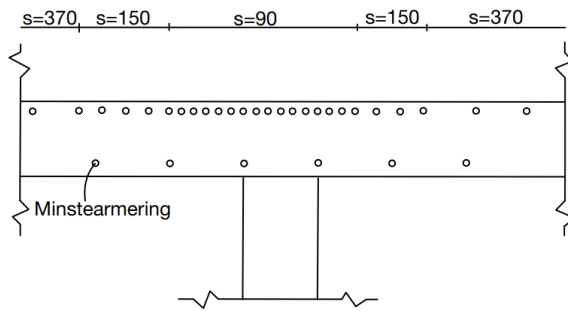
Tabell 4-14. Last y-retning

Armering

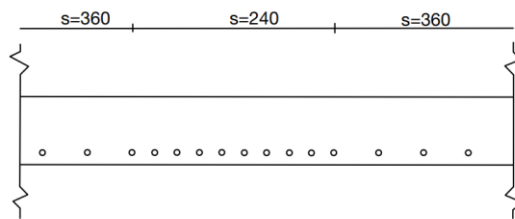
Ved utregning av armering antas det at effektiv høyde d er lik som for armeringen i x-retning. Som man ser trengs det mindre armering i y-retning siden det er et mindre opptredende moment.

| Støtte | | | |
|--|-------------------|------------------|------------|
| | Indre søylestripe | Ytre søylestripe | Feltstripe |
| Armeringsmengde [mm^2/m] | 2026 | 1307 | 536 |
| Antall jern | Ø16s90 | Ø16s150 | Ø16s370 |
| Felt | | | |
| Armeringsmengde [mm^2/m] | 813 | | 545 |
| Antall jern | Ø16s240 | | Ø16s360 |

Tabell 4-15. Armeringsmengde y-retning flatdekke



Figur 4-24. Armering over støtte (Privat, 2022)



Figur 4-25. Armering i felt (Privat, 2022)

4.7.2.3 Gjennomlokking

For å finne gjennomlokkingskapasiteten regnes først opptredende last ut. Punktlasten på en kantsøyle er mindre enn punktlasten på en innersøyle, grunnet mindre lastareal. Kritisk omkrets er samme for begge søylene. Søyleomkrets er omtrent dobbelt så stor for en innersøyle som en kantsøyle.

| | Punktlast N [kN] | Betaverdi β | Kritisk omkrets u_1 [mm] | Søyleomkrets u_0 [mm] |
|------------|---------------------|-------------------|-------------------------------|----------------------------|
| Kantsøyle | 594 | 1,4 | 6543 | 1598 |
| Innersøyle | 1336,50 | 1,15 | 6543 | 3200 |

Tabell 4-16. Last på søyle

Beregninger av skjærspenningskapasitet og dimensjonerende skjærkraft gjøres etter EC2-6.4. Beregninger for gjennomlokkingskapasitet og dimensjonerende skjærkraft i søylekant gjøres etter *Betongkonstruksjoner* side 413.

| | Dimensjonerende skjærspenning kritisk kontrollsnitt [N/mm ²] | Skjærspenningskapasitet [N/mm ²] | Dimensjonerende skjærkraft i søylekant [N/mm ²] | Gjennomlokkingskapasitet [N/mm ²] |
|------------|--|--|---|---|
| Kantsøyle | 0,48 | 0,76 | 1,96 | 3,55 |
| Innersøyle | 0,88 | 0,76 | 1,80 | 2,10 |

Tabell 4-17. Skjærspenningskapasitet og gjennomlokkingskapasitet

Tabellen viser at gjennomlokkingskapasiteten er stor nok for begge søylene. Derimot er skjærspenningskapasiteten for innersøyle for lav. Dette betyr at det trengs skjærarmering eller andre tiltak for å unngå gjennomlokking i kritisk kontrollsnitt rundt innersøylene.

5. Diskusjon

Gjennom oppgaven er det flere usikkerheter som kan ha innvirkning på resultatet, og noen av dem vil bli diskutert i denne delen.

5.1 Generelt

Under valget for statisk system ble det gjort mange antagelser i forhold til hvordan det egentlige kontorbygget ser ut. For det første er dekket på de utleverte tegningene egentlig asymmetrisk, mens det ble i oppgaven antatt at det var symmetrisk for å forenkle beregningene. Dette gjør at utregnet last vil være noe feil, som igjen fører til upresise utregninger i brudd og bruksgrense. For det andre antas det at platen er fritt opplagt, uten innspenninger. I virkeligheten vil de fleste knutepunkter overføre noe moment som gjør at forenklingen blir noe feil. Grunnen til at gruppen valgte å se på modellen uten innspenninger er at hver etasje da ikke vil påvirke hverandre. Uten innspenning vil ikke dekkene bli påvirket av hverandres moment, og alle krefter og momenter tas opp av søylene. Dette forenkler beregningene.

Under dimensjonering i bruddgrensetilstand ble kun verdier for de mest belastede snittene i hver konstruksjonsdel utregnet. Skal bygget optimaliseres med tanke på å bruke minst mulig materialer, vil det være aktuelt å se på flere snitt, i og med at nødvendig armeringsmengde vil variere felt for felt og støtte for støtte. Det som ofte blir gjort i praksis er å legge minimumsarmering for så å fylle på med armering der det trengs mer.

I bruddgrensetilstand ble det lagt til lastfaktorer som gjør at momentverdiene blir litt større enn de virkelige verdiene. Disse sikkerhetsfaktorene er viktige for å sikre at konstruksjonen ikke går til brudd, da dette har store konsekvenser for konstruksjonen og for menneskers sikkerhet. Dette gjør at det legges mer armering i konstruksjonen enn strengt tatt nødvendig. Samtidig fører det til at konstruksjonen tåler eventuelle tilfeller i fremtiden hvor beregnet last kanskje overskrides, og det vil da ikke være fare for at konstruksjonen kollapser. Det er bedre å overdimensjonere enn å underdimensjonere slik at det ikke oppstår fare for liv og miljø.

Det er i denne oppgaven valgt eksponeringsklasse X0, som gjelder for konstruksjoner som ikke er utsatt for korrosjon og skader. I og med at Dora ligger rett ved Trondheimsfjorden kan det tenkes at enkelte deler av konstruksjonen vil være spesielt utsatt for korrosjon på

grunn av saltvann. Et eksempel på dette er ved stygt vær, når saltvann blåses opp. For de delene av konstruksjonen som står ute i vær og vind burde da eksponeringsklassen vært endret til for eksempel XS1. Denne eksponeringsklassen er for konstruksjoner nærme kysten, men som ikke er i direkte kontakt med sjøvann.

Under dimensjoneringen ble det valgt betong B35 og stål B500NC fordi dette er typene som ofte brukes i byggebransjen, og har normale dimensjoneringsregler gitt i Eurocode 2. Det kan tenkes at andre kvaliteter kunne endret beregningene en god del, for eksempel ved at det trengs mindre armering ved å bruke B45. Under dimensjoneringen er det stort sett brukt samme diameter på armeringsjernene, disse kunne i enkelte tilfeller vært endret. Ved en optimalisering av konstruksjonskomponentene kunne dette blitt tatt hensyn til.

5.2 Lastberegninger

Focus Konstruksjon er et fint hjelpemiddel som enkelt regner ut både krefter og momenter. Problemet ved bruk av slike dataprogram er at metoden for utregning går i glemmeboka, og at man stoler blindt på tallene modellen kommer med. Uten mye erfaring kan det være vanskelig å oppdage slike feil, og det kan derfor være foretrukket å regne ut for hånd. I og med at bacheloroppgaven har et vanskelig statisk system, ga Focus et svar mye nærmere virkeligheten enn hva håndberegningene ga. Derfor ble det valgt å regne med verdiene gitt av Focus.

Ved beregning for hånd kunne formlene for fritt opplagte og innspenne bjelker i *Stålkonstruksjoner – Profiler og formler* blitt brukt, i stedet for formlene for kontinuerlige bjelker og superposisjonsprinsippet. Dette ville ha forenklet utregningene en god del siden feltene blir betraktet hver for seg. Problemet er at systemet ikke har et helt fast innspent system, men heller en kombinasjon av fritt opplagt og innspent. Derfor blir de utregnede verdiene noe større enn faktiske verdier. Formelen for nedbøyning kunne også vært hentet ut fra disse formlene i stedet for å bruke forholdstallet fra Focus, men igjen er det Focus som gir svar nærmest virkeligheten.

5.3 Enveisplaten

Ved utregninger i bruksgrensetilstand ble det antatt at platen risser og derfor ble det regnet i Stadium II, hvor det antas at betongen ikke har nok strekkfasthet og derfor vil risse. Dette er fornuftig da det viser at konstruksjonen ikke er overdimensjonert, og dermed bruker man

ikke unødvendig mye materialer. Det ble i denne oppgaven ikke regnet ut risslast eller tension stiffening, og dermed er det ikke sikkert at det utregnede tverrsnittet egentlig er risset og hører til under Stadium II. Dette kan ha konsekvenser for utregnede verdier da Stadium I vil gi en mye mindre nedbøyning da bøyestivheten vil bli betraktelig høyere.

Ved beregninger i bruksgrensetilstand viste det seg at platen fikk større nedbøyning enn anbefalte verdier både for kortidsnedbøyning og langtidsnedbøyning. I oppgaven er det valgt å regne med langtidsnedbøyning som dimensjonerende verdi. Årsaken til det er at langtidsnedbøyningen ikke er reversibel, og vil lage varige deformasjoner. Selv om kravet for nedbøyningen bare er en anbefaling og det ikke er oppgitt noen regler om nettopp dette i Eurocode, burde det gjøres tiltak for å unngå nedbøyningen. Et tiltak kan være å minke spennvidden ved å sette ut flere søyler eller ved å flytte søylene nærmere hverandre. Å spennarmere platen kan være et annet tiltak. Spennarmeringen fører til at platen vil tåle lengre spenn og større last. Et tredje tiltak kan være å øke betong- eller armeringstverrsnitt, men da vil det også bli høyere egenlast, som igjen påvirker nedbøyningen mere. En fjerde løsning kan være å bygge forskalingen med overhøyde, men det skal sies at dette kun påvirker nedbøyningen og ikke rissvidden (Sørensen, 2010, s. 130).

Ved å velge enveisplaten som dekketype oppnås enkle utregninger med momenter om kun én akse. Dette fører dessverre til at bjelken som legges inn blir massiv og tar mye av etasjehøyden. Men dette hulrommet kan utnyttes til blant annet tekniske installasjoner og ventilasjon, som da blir skjult under himlingen i bygget, noe som kanskje vil gi et estetisk pent resultat.

5.4 Bjelke

Ved beregninger i Focus ble bjelken lagt inn som en bjelke med tverrsnitt $500 \times 800 \text{ mm}^2$ som er noe større enn tverrsnittet benyttet ved håndregning. Det betyr at egenlasten som brukes under beregningen er noe større enn egenlasten til det bestemte tverrsnittet på $500 \times 790 \text{ mm}^2$ blir. Dette gjør at armeringsmengden og skjærarmeringsmengden i bjelken blir litt for store, noe som gjør svaret konservativt.

Under bruddgrenseberegningene kom det fram at bjelken trenger skjærarmoring. Teoretisk sett skal skjærarmoring legges med forskjellig senteravstand siden skjærkraftdiagrammet varierer over hele bjelken. I stedet ble det valgt å legge skjærarmoring med kun to senteravstander. Dette fører til at det legges mer skjærarmoring enn nødvendig, men gjør montering på byggeplass enklere.

Bjelken er ikke beregnet i bruksgrensetilstand og det er derfor ikke bestemt noe nedbøyning. Selv om det er valgt et stort og massivt tverrsnitt er spennvidden meget stor, noe som betyr at nedbøyningen også kan bli ganske stor. Tiltak som kan gjøres hvis nedbøyningen blir for stor kan blant annet være å øke stivheten til bjelken, endre søyleavstanden slik at spennlengden blir kortere, eller å spennarmere bjelken.

5.5 Søylen

Ved valg av statisk system til søylen ble det valgt å kun se på nærliggende komponenter. Det kan tenkes at søylen ville bli påvirket av flere felt, om hele trefeltsbjelken ble sett på i sin helhet. I og med at kreftene vil ta korteste vei ned til bakken, vil nok ikke moment og aksialkraft i søylene bli særlig forandret.

Den virkelige lasten som opptrer på søylen, kommer fra de overliggende etasjene samt snølasten på taket. I denne oppgaven ble snølasten, egenlasten fra taket og egenlasten fra søylene neglisjert. Denne forenklingen førte til at aksialkraften fra overliggende etasjer egentlig skulle vært noe høyere. For de overliggende etasjene ble det antatt at tverrsnittene, og dermed lastene, var like som for førsteetasje. Opptredende last ville da blitt høyere og dermed hatt innvirkning på utregnet tverrsnitt og kapasitet.

Optimalt burde søylene i nederste underetasje som er festet til fundamentet blitt dimensjonert da det er disse som er mest påkjent av laster. Da hadde det måtte tas hensyn til nyttelasten fra parkeringskjelleren i U1, noe som sees bort fra. Derfor ble det heller antatt at søylen i U1 var fritt opplagt som for fundamentet.

Bjelken og dekket som ligger på søylen er, som nevnt over tenkt på som et T-tverrsnitt. I Focus blir tverrsnittet symmetrisk, noe den ikke er i virkeligheten grunnet ulike avstander mellom søylene. Dette vil kun påvirke stivheten om motsatt akse enn den gruppen ser på, og med det ikke påvirke resultatene.

Kapasitetskontrollen for søylen ble beregnet ved hjelp av m-n diagram. For alle tre tilfellene ble $w=0$, og det er derfor ikke sikkert at det er tilfelle 3 som er dimensjonerende. Tilfelle 3 ble valgt å regne videre med grunnet høyest n-verdi, men alle verdiene for de tre tilfellene var relativt like. Det er ikke dermed sikkert at kapasiteten er godkjent, men det ble valgt å kun regne med det som gruppen så på som det mest kritiske tilfellet. I og med at kapasiteten blir på 0,49 som er langt under 1, er det mye og gå på i de andre tilfellene, og det kan derfor antas at kapasitet vil være tilstrekkelig for disse også.

5.6 Flatdekke

Ved utregninger i bruddgrense ble det antatt samme effektive høyde for armering i både x- og y-retning. I virkeligheten vil det være en ørliten forskjell i effektiv høyde, noe som gjør at momentkapasiteten i en av retningene vil bli en smule mindre. Dette vil ha utslag på nødvendig armeringsmengde ved at momentarm z blir mindre, som igjen fører til at det trengs mer armering.

Heller ikke for flatdekke ble bruksgrense regnet ut. I arbeidslivet blir nedbøyning beregnet ved hjelp av FEM-programmer, i og med at modellen blir en 3D-modell. Derfor ble det valgt å ikke fokusere på nedbøyningsberegninger for flatdekket. Ofte vil flatdekker måtte være tykkere enn enveisplater, siden platen selv må bære lastene i begge retninger ut til søylene. Men i dette tilfellet viser det seg at flatdekke i bruddgrensetilstand ikke trenger å være tykkere enn enveisplaten utregnet tidligere. Derfor vil det være rimelig å anta at det er nedbøyningene i bruksgrensetilstand som vil stille krav til platetykkelsen.

Ved utregning av lasten på søylen som trengs for å regne gjennomlokkingskapasitet, ble det forenklet til å se på lasten som virker halvveis ut til neste opplager i både x- og y-retning. Dette er en antagelse som gir omtrentlig last og ikke like nøyaktig som et FEM-program ville ha gitt.

Ved beregningene for gjennomlokking i y-retning, viste det seg at kapasiteten var for liten og dermed må det gjøres tiltak for å unngå at dette skjer. Typiske metoder er å bygge forsterkningsplater eller kapitel under søylene som er utsatt for nettopp dette. Andre metoder er å øke søyleverrsnitt, platetykkelsen eller øke betongkvaliteten. En siste mulighet er å skjærarmere den delen av platen som ligger over søylene, men det er ofte en dyr og upraktisk måte å gjøre det på, fordi det innebærer mye montering på byggeplassen.

Velges flatdekke som dekketype spares mye av etasjehøyden fordi man slipper å bruke bjelker. Fordelen er at man kan begrense byggets høyde en god del, eller man kan i stedet velge å ha stor etasjehøyde som ofte blir gjort i kontorbygg. En ulempe er at det trengs mer armering i et flatdekke siden det må armeres i begge retninger på grunn av opptredende moment om begge akser.

5.7 Feilkilder

I en slik dimensjoneringsoppgave er det mange feilkilder som vil påvirke resultatet. Den største feilkilden er eventuelle beregningsfeil, som å for eksempel bruke feil tall til utregning eller skrive ned noe feil i formelen. Dette kan gi utslag på beregnede verdier som gir usikkerhet i verdiene. Dessuten er det lett å skrive feil inn i både Focus og rapportdokumentet. Eurocode og andre kilder kan ofte tolkes på flere måter, og dette gir også en usikkerhet i resultatet.

6 Konklusjon

Det viktigste for et bygg er at det tåler alle belastningene det påføres, og ikke går til brudd som kan gi fare for miljø og liv. Med valgte tverrsnitt og valgt belastning har alle elementer nok kapasitet i bruddgrensetilstand. I store deler av konstruksjonen er det et statisk behov for armering utover kravet til minimumsarmering. Utrekningene er stort sett konservative, noe som gjør at enkelte elementer kan optimaliseres med tanke på materialbruk.

Denne oppgaven er et grovt utdrag av viktige beregninger som må gjøres før et bygg kan settes opp. Ved videre arbeid av kontorbygget må bruksgrensetilstand regnes ut for alle elementer, og søylen burde kontrolleres for knekking og torsjon. Enkelte komponenter kan også optimaliseres for å bruke så lite materialer som mulig, for eksempel søylen, som har mye restkapasitet med valgt tverrsnitt.

Både enveisplaten og flatdekke har fordeler og ulemper ved bruk, noe som gjør det vanskelig å velge hva som er det beste alternativet. Begge dekkene vil ha lik tykkelse, men siden enveisplaten har en bjelke under seg, vil det gi en mindre etasjehøyde enn et flatdekke. Bjelken som ligger under enveisplaten, har et relativt stort tverrsnitt noe som øker mengden av betong i det alternativet. Fra et miljøperspektiv er ikke dette positivt på grunn av mengden vann som trengs og CO₂ utslippet ved produksjon. Det konkluderes med at flatdekke er det foretrekkende valget som bæresystem.

7 Figurliste

| | |
|--|--------|
| FIGUR 1-1. ILLUSTRASJON AV DORA KONTORBYGG (DORA AS, SKANSKA, RAMBØLL, 2014) | - 1 - |
| FIGUR 4-1. STATISK SYSTEM SETT OVENFRA (PRIVAT, 2022) | - 11 - |
| FIGUR 4-2. STATISK SYSTEM SETT FRA SIDEN (PRIVAT, 2022) | - 11 - |
| FIGUR 4-3. STATISK SYSTEM ENVEISPLATE (PRIVAT, 2022) | - 13 - |
| FIGUR 4-4. FEMFELTSBJELKE FOR PLATE (PRIVAT, 2022) | - 13 - |
| FIGUR 4-5. PLATETILFELLER (PRIVAT, 2022) | - 14 - |
| FIGUR 4-6. ARMERING OVER STØTTE (PRIVAT, 2022) | - 15 - |
| FIGUR 4-7. ARMERING I FELT (PRIVAT, 2022) | - 15 - |
| FIGUR 4-8. STATISK SYSTEM BJELKE (PRIVAT, 2022) | - 17 - |
| FIGUR 4-9. TREFELTSBJELKE FOR BJELKE (PRIVAT, 2022) | - 17 - |
| FIGUR 4-10. LASTKOMBINASJONER BJELKE (PRIVAT, 2022) | - 17 - |
| FIGUR 4-11. ARMERING OVER STØTTE (PRIVAT, 2022) | - 19 - |
| FIGUR 4-12. ARMERING I FELT (PRIVAT, 2022) | - 19 - |
| FIGUR 4-13. SKJÆRARMERING BJELKE (PRIVAT, 2022) | - 20 - |
| FIGUR 4-14. STATISK SYSTEM SØYLE (PRIVAT, 2022) | - 20 - |
| FIGUR 4-15. T-TVERRSNITT (PRIVAT, 2022) | - 21 - |
| FIGUR 4-16. LASTTILFELLER SØYLE (PRIVAT, 2022) | - 21 - |
| FIGUR 4-17. ARMERING SETT OVENFRA (PRIVAT, 2022) | - 23 - |
| FIGUR 4-18. ARMERING SETT FRA SIDEN (PRIVAT, 2022) | - 23 - |
| FIGUR 4-19. STRIPEINDELING FLATDEKKE (PRIVAT, 2022) | - 24 - |
| FIGUR 4-20. TRAPPEINDELING OVER STØTTE | - 24 - |
| FIGUR 4-21. TRAPPEINDELING OVER FELT | - 24 - |
| FIGUR 4-22. ARMERING OVER STØTTE | - 26 - |
| FIGUR 4-23. ARMERING I FELT | - 26 - |
| FIGUR 4-24. ARMERING OVER STØTTE | - 28 - |
| FIGUR 4-25. ARMERING I FELT | - 28 - |

8 Tabeller

| | |
|--|--------|
| TABELL 2-1. BETONGEGENSKAPER..... | - 3 - |
| TABELL 2-2. ARMERINGSEGENSKAPER..... | - 4 - |
| TABELL 4-1. MOMENT PLATETILFELLER..... | - 14 - |
| TABELL 4-2. ARMERINGSMENGDE ENVEISPLATE | - 15 - |
| TABELL 4-3. NEDBØYNINGSDIAGRAM ENVEISPLATE | - 16 - |
| TABELL 4-4. OPPLAGERKREFTER FRA PLATETILFELLER..... | - 16 - |
| TABELL 4-5. MOMENT FRA BJELKETILFELLER | - 18 - |
| TABELL 4-6. ARMERINGSMENGDE BJELKE | - 19 - |
| TABELL 4-7. AKSIALKRAFT FRA OVERLIGGENDE ETASJER | - 22 - |
| TABELL 4-8. LAST FRA SØYLETILFELLER..... | - 22 - |
| TABELL 4-9. DIMENSJONSLØSE STIVHETER | - 22 - |
| TABELL 4-10. ARMERINGSMENGDE SØYLE | - 23 - |
| TABELL 4-11. LAST X-RETNING | - 25 - |
| TABELL 4-12. NØDVENDIG TVERRSNITT | - 25 - |
| TABELL 4-13. ARMERINGSMENGDE X-RETNING FLATDEKKE | - 26 - |
| TABELL 4-14. LAST Y-RETNING | - 27 - |
| TABELL 4-15. ARMERINGSMENGDE Y-RETNING FLATDEKKE..... | - 27 - |
| TABELL 4-16. LAST PÅ SØYLE..... | - 28 - |
| TABELL 4-17. SKJÆRSPENNINGSKAPASITET OG GJENNOMLOKKINGSKAPASITET | - 29 - |

9 Referanseliste

- Aalberg, A., Clausen, A. H. og Larsen, P. K. (1993) *Stålkonstruksjoner – Profiler og formler*. 3 utg. Bergen: Fagbokforlaget.
- Dora AS, Rambøll og Skanska. (2014) *Kontorbygg Dora – Skisseprosjekt rev november 2014*.
- Edvardsen, K. I. og Ramstad, T. Ø. (2014) *Trehusboka*. 4 utg. Oslo: SINTEF akademiske forlag.
- Gunnarsjaa, A. (2021) *Søyle*, *Store norske leksikon*. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/s%C3%B8yle> (Hentet 05. mai 2022).
- Larsen, P. K. (2004) *Konstruksjonsteknikk – Laster og bæresystemer*. 2. utg. Trondheim: Tapir Akademisk Forlag.
- Sandaker B.N, Sandvik M og Vik B. (2017) *Materialkunnskap*. 1.utg. Lillestrøm: Byggenæringen forlag AS.
- Standard Norge. (2019) *Eurocode 1 del 1-1: Allmenne laster – Tetthet, egenvekt og nyttelast i bygninger*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1015211> (Hentet: 38. mars 2022)
- Standard Norge. (2018) *Eurocode 1 del 1-3: Allmenne laster - Snølaster*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1004200> (Hentet: (24. mars 2022)
- Standard Norge. (2009) *Eurocode 1 del 1-4: Allmenne laster Vindlaster*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=392208> (Hentet: 24. mars 2022)
- Standard Norge. (2021) *Eurocode 2 – Prosjektering av betongkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1365301> (Hentet: 28. mars 2022)
- Svarliaunet, G. (2010) *Kompendium Konstruksjonslære*. Trondheim: HIST
- Sørensen, S. I. (2010) *Betongkonstruksjoner*. 2. utg. Bergen: Fagbokforlaget.

- Thue, J. V. (2019) Armeringsstål, *Store norske leksikon*. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/armeringsst%C3%A5l> (Hentet 05.05.22)
- Thue, J. V. (2019) Betong, *Store norske leksikon*. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/betong> (Hentet 28.03.22)

10 Vedlegg

Vedlegg A – Artikkel

Vedlegg B – Plakat

Vedlegg C – Enveisplatedimensjonering

Vedlegg C.1 – Moment- og skjærkraftsdiagram håndberegninger

Vedlegg C.2 - Lasttilfeller plate - Focus

Vedlegg C.3 - Dimensjonering bruddgrense

Vedlegg C.4 - Dimensjonering bruksgrense

Vedlegg D – Bjelkedimensjonering

Vedlegg D.1 - Opptredende laster på bjelke - Focus

Vedlegg D.2 - Lasttilfeller bjelke - Focus

Vedlegg D.3 – Moment- og skjærkraftsdiagram håndberegninger

Vedlegg D.4 - Dimensjonering bruddgrense

Vedlegg E - Søyledimensjonering

Vedlegg E.1 - Last fra overliggende etasjer - Focus

Vedlegg E.2 - Dimensjonering av T-tverrsnitt

Vedlegg E.3 - Lasttilfeller søyle - Focus

Vedlegg E.4 - Dimensjonering søyle

Vedlegg F – Flatdekkedimensjonering

Vedlegg F.1 - Stripeinndeling

Vedlegg F.2 - Laster i x-retning – Focus

Vedlegg F.3 - Armeringsmengde i x-retning

Vedlegg F.4 - Armeringsmengde i y-retning

Vedlegg F.5 - Gjennomlokking