

Dimensjonering av et bæresystem i betong

Design of a Load Bearing Structure in Concrete

Trondheim Mai 2023

Navn student:
Ola Lunheim

Intern veileder:
Arne Mathias Selberg

Ekstern veileder:
Gøran Knutsen Sæther

Prosjektnr:
2023 - 40

Rapporten er ÅPEN



NTNU
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk

Rapporten er ÅPEN

Problemdefinering, prosjektbeskrivelse og resultatmål

I bacheloroppgaven skal prosjektet “Tjønnbakken Terrasse”, plassert på Tynset, være utgangspunktet. Boligblokken har 14 leiligheter fordelt på tre etasjer, samt parkeringskjeller. Bygget har et bæresystem utført i betong bestående av dekke, bærevegg, søyler og fundament.

Oppgaven vil se på teorien og dimensjoneringen av de forskjellige bæreelementene bygget består av. Dette vil gjøres i henhold til Eurokode 2 og utføres i både brudd- og bruksgrensetilstandene. For å kunne utføre dimensjoneringen må også det statiske systemet til konstruksjonen bestemmes, samt de opptredende lastene.

Målet med oppgaven er å dimensjonere de gitte elementene, slik at de tåler de opptredende lastene, uten unødig stor bruk av materiale. I tillegg til rapporten skal det også utarbeides plakat og fagartikkel som framviser prosjektet.

Stikkord fra prosjektet:

Dimensjonering, betong, armeringsstål, spennarmering, eurokode, bruddgrense, bruksgrense, statikk, tverrsnitt, kryp, svinn, relaksjon, nedbøyning, dekke, søyle, vegg, søylefundament

Forord

Bacheloroppgaven er utarbeidet i løpet av våren 2023 ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet i Trondheim, ved fakultet for ingeniørvitenskap, ved institutt for konstruksjonsteknikk. Oppgaven utgjør 20 studiepoeng og er gitt av Norconsult, avdeling Os i Østerdalen.

Gjennom sivilingeniør Gøran Knutsen Sæther, kom jeg i kontakt med Norconsult og fikk tildelt muligheten til å dimensjonere et bæresystem i betong, som firmaet tidligere hadde dimensjonert.

I perioden oppgaven har blitt utført har jeg fått en større forståelse og kunnskap om dimensjonering av et helt bæresystem, og ikke bare på enkelt-element nivå. Jeg har fått større forståelse for statikken til en konstruksjon og hvordan den påvirker dimensjonering.

Jeg vil rette en takk til intern veileder, universitetslektor og sivilingeniør Arne Mathias Selberg og ekstern veileder, sivilingeniør Gøran Knutsen Sæther, for god hjelp og veiledning underveis i prosjektet.

Ola Lunheim

Ola Lunheim

Trondheim 22. mai 2023

Abstract

This bachelor thesis addresses the design of the load bearing structure from the apartment complex “Tjønnbakken Terrasse”. The load bearing structure is made up of concrete and consist of slabs, walls, columns, and column foundations. The design of the structure will follow the Eurocode 2 and will address the relevant theory to design.

To be able to design the load bearing structure a static system must be created, which in this thesis will be a conservative solution. Therefor will the static system consist of statically determinate elements, which prevents transfer of bending moments between the elements. The largest bending moment will appear in the middle of the elements and the capacity against buckling will be most at the critical state. The load on the construction will be accordance of Eurocode 1 and will consist of dead load, imposed load and snow load.

The structure will be design in both ultimate limit state and serviceability limit state. In ultimate limit state a control of the capacity of the elements will be required. In serviceability limit state creep, shrinkage and relaxation are controlled against deflections.

At the end the thesis explains the choices and assumptions used in the design of the load bearing structure. There will be proposed improvements and further work too improve the design of the structure.

Sammendrag

Denne bacheloroppgaven tar for seg dimensjoneringen av bæresystemet til boligblokken “Tjønnbakken Terrasse”. Bæresystemet er av betong og består av elementene: dekke, vegg, søyle og søylefundament. Dimensjoneringen vil være i henhold til Eurokode 2 og vil gjengi relevant teori som ligger tilrette for dimensjoneringen.

For å kunne dimensjonere bæresystemet må det lages et statisk system, som i denne oppgaven legger tilrette for den mest konservative løsningen. Det blir derfor sett på elementene som fritt opplagte, noe som hindrer at moment overføres mellom elementene. Det vil også føre til størst moment midt på elementene og den mest kritiske knekklasten for søylene. Lastene opptredende på konstruksjonen vil være i henhold til Eurokode 1 og vil bestå av egenlast, nyttelast og snølast.

Dimensjoneringene av bæreelementene vil være etter brudd- og bruksgrensetilstandene. I bruddgrensetilstanden vil kapasiteten kontrolleres opp mot opptredende aksial-, moment- og skjærkrefter, samt kombinasjoner av aksial- og momentkrefter. Bruksgrensekontrollene som blir utført er ut ifra langtidseffektene: svinn, kryp og relaksjon. Disse vil etter lang tid gi tøyings- og spenningstap, som vil påvirke nødbøyningen av elementene.

Oppgaven vil tilslutt argumentere og forklarer valg og antagelser gjort underveis i dimensjoneringen. Det vil også bli foreslått videre dimensjoneringsmuligheter og grunnlag som ikke er medregnet i denne oppgaven.

Innhold

Problemdefinering, prosjektbeskrivelse og resultatmål	i
Forord	ii
Abstract	iii
Sammendrag	iv
1 Innledning	1
2 Teori	2
2.1 Regelverk	2
2.1.1 Norsk Standard	2
2.1.2 Eurokode	2
2.2 Betong	3
2.2.1 Fasthet	3
2.2.2 Spenning og tøyning	4
2.2.3 Bøyestivhet	4
2.3 Bruddgrensetilstand	5
2.3.1 M-N diagram	6
2.3.2 Gjennomlokkning	8
2.4 Bruksgrensetilstand	9
2.4.1 Spenningsberegning	9
2.4.2 Kryp	10
2.4.3 Svinn	11
2.4.4 Relaksjon	11
2.4.5 Nedbøyning	12
2.5 Armeringstål	12
2.5.1 Eksponeringsklasser og overdekning	13
2.5.2 Slakkarmering	13
2.5.3 Spennarmering	13
2.5.4 Armeringsmengde	14
2.6 Statikk	15
2.6.1 Statisk system	15
2.6.2 Dekke	15
2.6.3 Vegg	15
2.6.4 Søyle	16
2.6.5 Søyelfundament	16
2.7 Laster	17
2.7.1 Egenlast	17
2.7.2 Nyttelast	17
2.7.3 Snølast	18
3 Fremgangsmåte	19
3.1 Mål og dimensjoner	19
3.2 Statisk system	19
3.3 Laster	19

3.4	Dimensjonering	20
3.5	Framvisning	20
4	Dimensjoneringsgrunnlag	21
4.1	Betongegenskaper	21
4.2	Stålegenskaper	21
4.3	Spennstålegenskaper	22
4.4	Tverrsnitt	22
4.5	Lastkoeffisienter	22
4.6	Statisk system	23
4.6.1	Dekke	23
4.6.2	Vegg	23
4.6.3	Søyle parkeringskjeller	24
4.6.4	Søyle svalgang	24
4.6.5	Søylefundament	25
5	Resultat	26
5.1	Dekke	26
5.1.1	Armeringsmengde	26
5.1.2	Kapasitet	27
5.1.3	Tøynings- og spenningstap	28
5.1.4	Nedbøyning	28
5.2	Vegg	29
5.2.1	Armeringsmengde	29
5.2.2	Kapasitet	29
5.3	Søyle parkeringskjeller	30
5.3.1	Armeringsmengde	30
5.3.2	Kapasitet	30
5.4	Søyle svalgang	31
5.4.1	Armeringsmengde	31
5.4.2	Kapasitet	31
5.5	Søylefundament	32
5.5.1	Kapasitet	32
5.5.2	Armeringsmengde	32
5.5.3	Gjennomlokking	33
6	Diskusjon	34
6.1	Statisk system	34
6.2	Dekke	35
6.2.1	Spennarmering	35
6.2.2	Spennings- og tøyningsstap	35
6.2.3	Oppspenningstilstanden	36
6.2.4	Statikk	36
6.3	Vegg	37
6.3.1	Armering	37
6.4	Søyler	38
6.4.1	Parkeringskjeller	38
6.4.2	Svalgang	38
6.4.3	Knekking	38

6.5	Søylefundament	39
6.5.1	Armering	39
6.5.2	Gjennomlokking	39
7	Avslutning	40
	Referanser	41
	Vedlegg	1
A	Artikkel	1
B	Plakat	3
C	Statisk system	4
C.1	Snitt 1	4
C.2	Snitt 2	4
D	Karakteristiske laster	5
E	Dimensjonering av dekke	6
F	Dimensjonering av vegg	16
G	Dimensjonering av søyle parkeringskjeller	19
H	Dimensjonering av søyle svalgang	21
I	Dimensjonering av søylefundament	23

Figurer

2.1	Idealisert spenning-tøyningskurve for betong [12]	4
2.2	Dimensjonløst M-N diagram [16]	7
2.3	Skjærarmering - Søylofundament	8
2.4	Virkingen av kryp over tid [5]	10
2.5	Nedbøyning [4]	12
2.6	Spennarmert bjelke [22]	13
2.7	Statisk system [26]	15
2.8	Knekkleugder [10]	16
4.1	Fritt legeme diagram - Dekke	23
4.2	Fritt legeme diagram - Vegg	23
4.3	Fritt legeme diagram - Søylo parkeringskjeller	24
4.4	Fritt legeme diagram - Søylo svalgang	24
4.5	Fritt legeme diagram - Søylofundament	25
5.1	Armering - Dekke	26
5.2	M-N diagram - Dekke	27
5.3	Armering - Vegg	29
5.4	Armering - Søylo parkeringskjeller	30
5.5	Armering - Søylo svalgang	31
5.6	Armering - Fundament	32

Tabeller

2.1	Nyttelast - kategori A [11]	17
4.1	Materialegenskeper betong	21
4.2	Materialegenskeper stål	21
4.3	Materialegenskeper spennstål	22
4.4	Tverrsnittsmål	22
4.5	Lastkoeffisienter	22
5.1	Armeringsmengde - Dekke	26
5.2	Kapasitet - Dekke	27
5.3	Kontroll av oppspenningstilstanden	27
5.4	Tøynings- og spenningstap	28
5.5	Nedbøyning - Dekke	28
5.6	Armeringsmengde - Vegg	29
5.7	Kapasitet - Vegg	29
5.8	Armeringsmengde - Søyle parkeringskjeller	30
5.9	Kapasitet - Søyle parkeringskjeller	30
5.10	Armeringsmengde - Søyle svalgang	31
5.11	Kapasitet - Søyle svalgang	31
5.12	Kapasitet - Søyelfundament	32
5.13	Armeringsmengde - Søyelfundament	32
5.14	Gjennomlokking	33

1 Innledning

Oppgaven har sin hensikt å dimensjonere et bæresystem til en konstruksjon, samt gjengi relevant bakgrunnsteori. Alle bæreelementene som dimensjoneres i denne oppgaven vil være av armert betong, og vil dermed være i henhold til Eurokode 2.

Det vil bli avgrenset til å dimensjonere de kritiske bæreelementene, altså de elementene som er størst utsatt for laster. Konstruksjonsdelene oppgaven vil ha fokus på er dekke, vegg, søyle og søylefundament. Dimensjonene og målene på elementene vil bli hentet ut fra arbeidstegninger gitt fra Norconsult. Elementene vil bli dimensjonert og kontrollert i både brudd- og bruksgrensetilstand.

Oppgaven vil starte med å legge fram relevant bakgrunnsteori til dimensjoneringen, før framgangsmåten vil bli forklart. Deretter kommer resultatene og diskusjonen av valg, antagelser og resultater. Selve dimensjoneringen vil bli vist i oversiktlige vedlegg.

2 Teori

2.1 Regelverk

Plan- og bygningsloven er viktigst i byggevirksomheten og omhandler hvordan landest arealer skal brukes og reguleres. I tillegg er det to viktige forskrifter: Byggteknisk forskrift (TEK17) og Byggesaksforskriften (SAK), som må følges. I praksis vil disse anses som oppfylt dersom metoder er benyttet og utført i henhold til Norsk Standard og Eurokoder [8].

2.1.1 Norsk Standard

Standard Norge er utvikler og forvalter av standarder i Norge. En standard vi si en felles ”oppskrift” på hvordan noe lages eller gjennomføres. Gjennom Standard Norge er Norge medlem i den europeiske- og internasjonale standardiseringsorganisasjonene: CEN og ISO [20].

2.1.2 Eurokode

Eurokode er en serie standarder for prosjektering av byggverk og dokumentasjon av dens bæreevne. Standardene er felles for Europa, men inneholder også nasjonale tillegg for egendefinerte tilrettelegginger. Det er viktig at de nasjonale tilleggene legges til grunn for prosjekteringen, slik at reglene i TEK17 og plan- og bygningsloven skal anses oppfylt. De to første standardene i serien er grunnlag for prosjektering av konstruksjoner og laster og konstruksjoner, noe som er relevant for en hver konstruksjon uavhengig av type byggematerialer. Deretter kommer spesifikke standarder for hvert byggematerialer med egne krav [7].

2.2 Betong

Betong er et byggemateriale hovedsakelig laget av sement, vann, sand- og steinmaterialer. Den kjemiske reaksjonen mellom sementen og vannet fører til at betongen etter hvert stivner [24]. Betong tåler store mengder trykk, men har en lav strekkstyrke. Dette kompenseres av armeringsstål, noe som gjør armert betong til et av de viktigste materialet som brukes i konstruksjoner [22]. Betong er utbredt brukt i bæreelementer i bygg derav som: bjelker, søyler, dekker og vegger, samt i broer, dammer, kulverter og rør.

2.2.1 Fasthet

Betongens fasthet kan deles opp i to deler: trykkfasthet og stekfasthet. Begge fasthetene deles videre inn i karakteristiske og dimensjonerende fasthet. Den karakteristiske trykkfastheten, f_{ck} , beskriver trykkfastheten til betongen og er oppgitt i EC2 med en verdi tilsvarende fasthet etter 28 dager. For utregninger som krever fasthet før 28 dager må en bruke formel 2.1, der en får fastheten til betongen ved en gitt tid. Den oppgitte verdien av f_{ck} i EC2, deler betongen inn i fasthetsklasser fra B20 til B90, der tallverdien tilsvarer fastheten etter 28 dager.

$$\begin{aligned}f_{ck}(t) &= f_{cm}(t) - 8MPa \\f_{cm}(t) &= \beta_{cc}(t)f_{cm} \\ \beta_{cc}(t) &= e^{(s(1-\frac{28}{t})^{0.5})}\end{aligned}\tag{2.1}$$

Ved dimensjonering vil langtidslaster og ugunstige virkninger av laster redusere trykkfastheten. Dermed vil den dimensjonerende trykkfastheten være et resultat av f_{ck} multiplisert med en faktor α_{cc} , og dividert på materialfaktoren γ_c , vist i formel 2.2 [22].

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc}f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85f_{ck}}{1.5}\tag{2.2}$$

Karakteristisk strekkfasthet kan betegnes med følgende to verdier:

- Middelerdi av sentrisk strekkfasthet ved 28 døgn, f_{ctm}
- Karakteristisk strekkfasthet med 5% sannsynlighet for underskridelse, $f_{ctk,0.05}$

Den dimensjonerende strekkfastheten regnes ved bruk av $f_{ctk,0.05}$, vist i formel 2.3 [22].

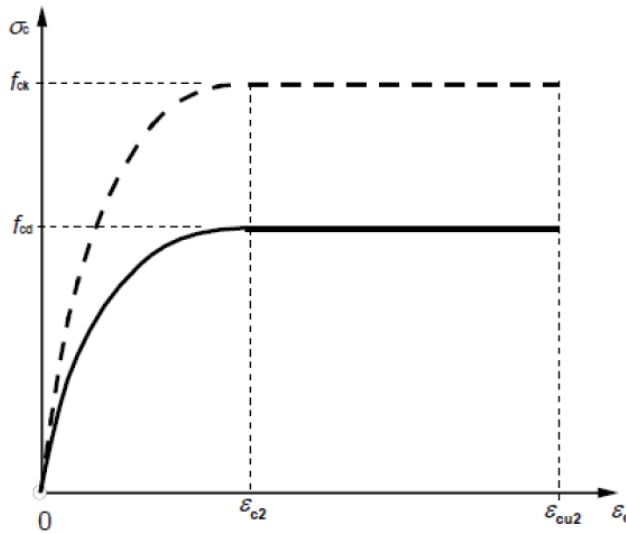
$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct}f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = \frac{0.85f_{ctk,0.05}}{1.5}\tag{2.3}$$

2.2.2 Spenning og tøyning

Spenningen i betongen regnes ut ifra den dimensjonerende trykkfastheten f_{cd} , men er avhengig av tøyningsegenskapene til den gitte betongen. Som vist i formel 2.4, 2.5 og figur 2.1, ser en at spenningen regnes på to forskjellige måter ut ifra tøyningstilstanden til betongen [22].

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right]^n \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (2.4)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (2.5)$$



Figur 2.1: Idealisert spenning-tøyningskurve for betong [12]

2.2.3 Bøyestivhet

Bøyestivheten, EI , uttrykker hvor stor motstand elementet har mot nedbøyning. Den består av to faktorer: elastisitetsmodulen og andre arealmoment. Elastisitetsmodulen, E , er forholdstallet mellom spenning og elastisk deformasjon [14]. For betong er verdien for E-modulen etter 28 dager oppgitt i EC2, tabell 3.1 og gir en verdi for hver fasthetsklasse. Det andre arealmomentet, I , uttrykker hvordan arealet er fordelt i forhold til en akse. For et kvadratisk tversnitt regnes I med formel 2.6 og sirkulært tversnitt med formel 2.7 [9].

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad (2.6)$$

$$I = \frac{\pi r^4}{12} \quad (2.7)$$

2.3 Bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstanden bestemmes kapasiteten mot brudd ved beregning på grunnlag av materialets tøyningsegenskaper og dimensjonerende fasthet. De forskjellige kapasitetene som oftest sjekkes for i betongkonstruksjoner er moment-, skjær- og aksialkapasitet. Torsjonkapasitet er også en kapasitet som kan sjekkes, men er oftest ikke dimensjonerende i betongkonstruksjoner. Ved dimensjonering i bruddgrensetilstanden skal alltid de opptredende lastene multipliseres med en lastkoeffisient, på grunn av usikkerheten i lastene og kombinasjon av laster.

Aksialkraftkapasiteten for trykk finnes når både betong og armering har nådd brudd ved påført aksialkraft på elementet. Brudd for både betong og armeringen regnes ut ved å multiplisere fastheten med arealet. Dermed blir aksialkapasiteten summen av brudd av betongen og armeringen, vist i formel 2.8 [22].

$$N_{Rd} = f_{cd}(A_c - A'_s) + f_{yd}A'_s \quad (2.8)$$

Betongtrykksonens momentkapasitet forekommer ved trykkbrudd i betongen, samt brudd i armeringen og har gitte beregningsforutsetninger gitt i EC2, 6.1(2)P. Det gjøres forutsetninger om at det er full heft mellom betong og armering, Naviers hypotese er gyldig (plane tverrsnitt forblir plane), spennings- og tøyningsegenskaper som gitt over i kapittel 2.2.2 og strekkfastheten ses bort ifra. Dermed får en momentkapasiteten vist i formel 2.9. Valg av α kommer i kapittel 2.5.4 Armeringsmengde [22].

$$M_{Rd} = 0.8\alpha(1 - 0.4\alpha)f_{cd}bd^2 \quad (2.9)$$

Skjærkapasitet må sjekkes både for strekk- og trykkbrudd, ved de parallelle skrårissene i trykkfeltet. Rissvinkelen vil oftest være på 45° fra lengdearmingen. Skjærstrekkkapasiteten regnes etter formel 2.11, og selv om kapasiteten blir større enn dimensjonerende skjærstrekk bør det legges minste skjærarmoring etter EC2, 9.2.2. Skjærtrykkkapasiteten regnes etter formel 2.10, og har ikke beregningsmessig behov for skjærarmoring ved større kapasitet enn dimensjonerende skjærtrykk [22].

$$V_{Rd,max} = 0.5b_w d 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} \quad (2.10)$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100\rho_L f_{ck})^{\frac{1}{3}} b_w d$$

$$C_{Rd,c} = \frac{k_2}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} \quad (2.11)$$

$$k = 0.18$$

$$\rho_L = \frac{A_{sL}}{b_w d} \leq 0.02$$

2.3.1 M-N diagram

I tilfeller der moment- og aksialkrefter opptrer samtidig må kapasitetene sjekkes som en kombinasjon, noe som gjøres ved bruk av et M-N diagram. En slik kapasitetskontroll kan gjennomføres ved en regningsmetode, eller ved bruk av dimensjonløst M-N diagram.

Regningsmetoden går ut på å regne aksial- og momentlikevekt ved forskjellige tøyningstilstander ved brudd. Det er tre gjeldende bruddkriterier:

1. Brudd i armering
2. Trykkbrudd i betong
3. Trykkbrudd i betong ved rent trykk

Ut ifra bruddkriteriene kan en velge tre forskjellige tøyningstilstander:

1. Rent trykk
2. Trykkbrudd i betong samtidig med flyting i armering (balansepunkt)
3. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmoring

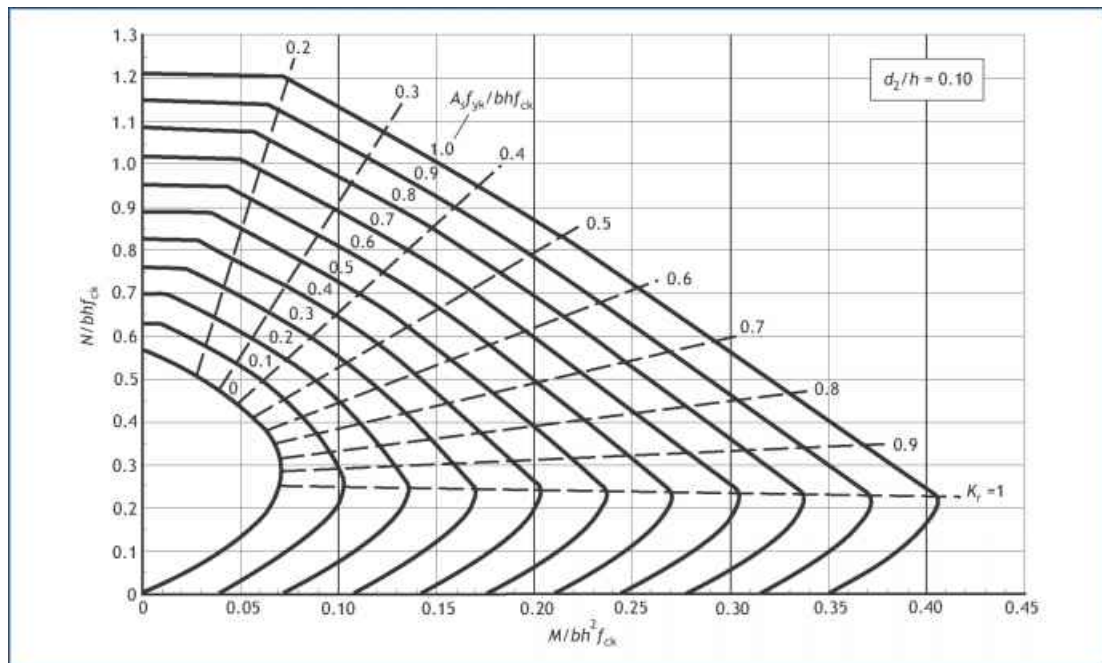
Ved utført likevektsberegning for de tre tøyningstilstander kan kapasitetsverdiene plottes i et diagram med momentkapasitet på x-aksen og aksialkapasitet på y-aksen. Da vil området innenfor kurven representere det tillatte området for kombinasjon av aksial- og momentkraft [22].

Den praktiske dimensjoneringen for kombinert moment- og aksialkrefter er ved bruk av dimensjonløst M-N diagram, se figur 2.2. Dette fordi det gjør det mulig å sjekke kapasiteten på grunnlag av gitte moment- og aksial- kombinasjoner, og ikke gitte tverrsnitt og armeringsmengde, som regnetoden over. Ved å vite tverrsnittet, moment- og aksialkraften kan en regne ut n og m av formel 2.12 og 2.13. Videre kan en lese av verdien w fra diagrammet, og armeringsmengden kan regnes ut med formel 2.14.

$$n = \frac{N}{f_{ck}bh} \quad (2.12)$$

$$m = \frac{M}{f_{ck}bh^2} \quad (2.13)$$

$$w = \frac{f_{yk}A_s}{f_{ck}bh} \quad (2.14)$$



Figur 2.2: Dimensjonløst M-N diagram [16]

2.3.2 Gjennomløkkning

Når en søyle påfører et fundament en kraft over et mindre areal, må fundamentet motstå en skjærkraft. Dette fenomenet blir kalt "gjennomløkkning", der fundamentets skjærkapasitet blir kontrollert opp mot opptredende skjærkrefter [15]. Etter EC2 skal gjennomløkkningskapasiteten sjekkes ved et kritisk snitt i avstanden $2d$ fra søylen. I praksis må det kontrolleres i flere snitt nærmere søylen: $1.5d$, $1d$ og $0.5d$.

Ved dimensjonering kan en bruke en redusert skjærkraft $V_{Ed,red}$, på grunn av positiv effekt fra grunntrykket. Denne reduserte skjærkraften brukes for å regne ut opptredende skjærkraft for gitt avstand fra søylen, u_i , se formel 2.16. Skjærkraftkapasiteten, $V_{Rd,c}$, regnes med formel 2.17 og formel 2.18 for gitt avstand fra søylen. Søyelfundamentet har tilstrekkelig gjennomløkkningskapasitet hvis skjærkapasiteten er større enn skjærkraften, se formel 2.19. Ved lavere kapasitet enn opptredende skjærkraft, er en nødt til å ha skjærarmering i fundamentet, vist i to eksempler i figur 2.3 [22].

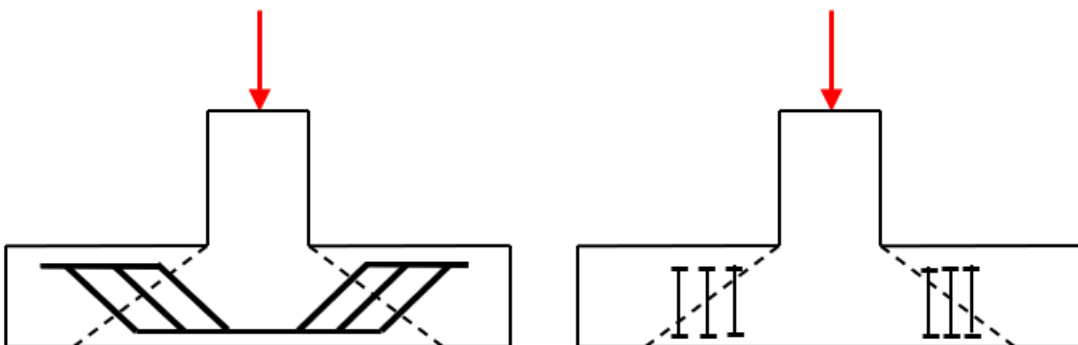
$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - A_i \sigma_d \quad (2.15)$$

$$V_{Ed}(u_i) = \frac{\beta V_{Ed,red}}{u_i d} \quad (2.16)$$

$$V_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} \geq V_{min} \quad (2.17)$$

$$V_{Rd,c}(u_i) = V_{Rd,c} \frac{2d}{a} \quad (2.18)$$

$$V_{Rd,c}(u_i) \geq V_{Ed,c}(u_i) \quad (2.19)$$



Figur 2.3: Skjærarmering - Søyelfundament

2.4 Bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstanden svarer til en grense som ikke skal overskrides ved normalt bruk og setter krav til opprissing av betongen, deformasjoner og tetthet mot væskeinntrengning. I henhold til EC2, 7.1 skal kontroller utføres med hensyn til spennings-, risvidde- og nedbøyningsbegrensninger [22].

2.4.1 Spenningsberegning

Forspent betong som får små strekkspenninger kan i bruksgrensetilstanden antas som urisset, som gir lineære egenskaper. Dette gjør det mulig å finne spenningen ved bruk av det transformerte tverrsnittet, A_t , beliggenheten til det armerte tverrsnittets tyngdepunktakse, y_t og arealtreghetsmomentet om tyngdepunktaksen, I_t . Følgende fire formeler, 2.20 - 2.23, gir spenningen i betongen i en høyde, y , fra tyngdepunktet [22].

$$A_t = A_c + (\eta - 1)A_p \quad (2.20)$$
$$\eta = \frac{E_p}{E_{cm}}$$

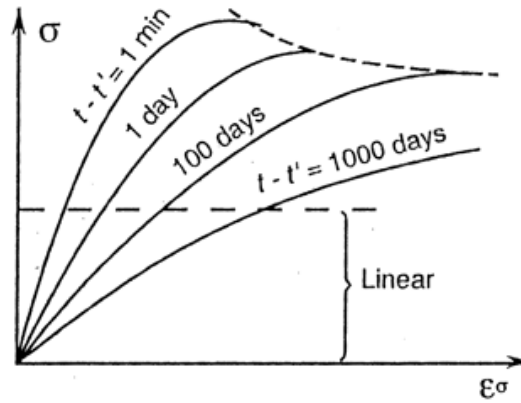
$$y_t = \frac{(\eta - 1)A_p e}{A_t} \quad (2.21)$$

$$I_t = \frac{bh^3}{12} + bh * y_t + (\eta - 1)A_p(e - y_t)^2 \quad (2.22)$$

$$\sigma_c(y) = \frac{N}{A_t} + \frac{M - Ny_t}{I_t}(y - y_t) \quad (2.23)$$

2.4.2 Kryp

Kryp er en tilleggsdeformasjon som kommer fra trykk over lang tid og vil gi en tilleggstøyning. Denne tøyningen er avhengig av spenningsnivået og i hvilket tidspunkt spenningen virker, se figur 2.4. Krypingsens størrelse kalles kryptallet (φ) og gir forholdet mellom krypdeformasjon og momentan deformasjon. Kryptallet er avhengig av faktorer som tar hensyn til: betongens relativ fuktighet (φ_{RH}), betongens fasthet ($\beta(f_{cm})$) og betongens alder ved pålasting (β_t).



Figur 2.4: Virkningen av kryp over tid [5]

Ettersom laster på en konstruksjon kan bli påført på forskjellige tidspunkt, vil det være relevant å regne egne E-moduler for hvert tilfelle av pålasting. Dette gjøres ved å regne ut en langtids E-modul, E_{cl} , som vist i formel 2.27. For å gjøre videre utregninger enklere kan en bruke E_{middel} , i stedet for å regne hvert tilfelle med hver sin E-modul. Denne gir en gjennomsnittlig E-modul, vist i formel 2.28 [22].

$$\varphi_t = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta_t \quad (2.24)$$

$$\begin{aligned} \varphi_{RH} &= \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1\right) \alpha_2 \\ \alpha_1 &= \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} \\ \alpha_2 &= \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2} \end{aligned} \quad (2.25)$$

$$\beta_t = \frac{1}{0.1 + t^{0.2}} \quad (2.26)$$

$$E_{cL,t} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_t} \quad (2.27)$$

$$\frac{\sum |M_i|}{E_{middel}} = \frac{|M_{L1}|}{E_{cL1}} + \frac{|M_{L2}|}{E_{cL2}} + \dots + \frac{|M_k|}{E_{ck}} \quad (2.28)$$

2.4.3 Svinn

Svinn er i motsetning av kryp ikke avhengig av lastnivå, men avhenger av endring i fuktnivå og mer spesifikt uttørkning. Ved at betongen tørker vil det oppstå svinntøyninger, noe som fører til en spenningsendring i betongen. Den totale svinntøyningen, ε_{cs} , regnes etter formel 2.29, med faktorer hentet ut fra EC2, tabell 3.2 og 3.3. Spenningsforskjellen på grunn av svinn regnes ved tøyningforskjellen, formel 2.30, samt elastisitetsmodulen E_p , vist i formel 2.31 [22].

$$\begin{aligned}\varepsilon_{cs} &= \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \\ \varepsilon_{cd} &= k_h \varepsilon_{cd,0} \\ \varepsilon_{ca} &= 2.5(f_{ck} - 10) * 10^{-6}\end{aligned}\tag{2.29}$$

$$\Delta\varepsilon_{p,svinn} = \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{middel}A_t} + \frac{M_s}{E_{middel}I_t}(e - y_t)^2\tag{2.30}$$

$$\Delta\sigma_{p,svinn} = \Delta\varepsilon_{p,svinn}E_p\tag{2.31}$$

2.4.4 Relaksjon

Relaksjon kommer fra stålets konstant tøyning over lang tid, noe som vil føre til et spenningsfall. Relaksjonen er delt inn i tre klasser ut ifra EC2, 3.3.2(4)P. Ved å regne ut $\Delta\sigma_{pr}$ for gitt klasse, får en absoluttverdien av relaksjonstapet [22].

$$Klasse\ 1 : \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5.39\rho_{1000}e^{6.7\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} * 10^{-5}\tag{2.32}$$

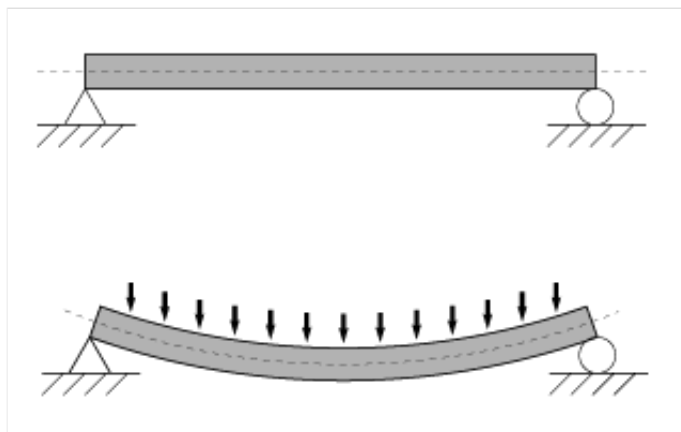
$$Klasse\ 2 : \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0.66\rho_{1000}e^{9.1\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} * 10^{-5}\tag{2.33}$$

$$Klasse\ 3 : \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1.98\rho_{1000}e^{8\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} * 10^{-5}\tag{2.34}$$

2.4.5 Nedbøyning

For bjelker og plater er kontroll av nedbøyning viktig i bruksgrensetilstanden. EC2 7.4 gjengir at en konstruksjon eller konstruksjonsdel ikke skal deformeres slik at den påvirkes ugustig, iforhold til tiltenkt funksjon eller utseende. Kravet for nedbøyning er satt til å ikke overskride spennvidden/250. Maks nedbøyning av en fritt opplagt bjelke med jevn fordelt last regnes etter formel 2.35 og vises i figur 2.5. Nedbøyningen av en konstruksjon vil avhengige av kryp, svinn og relaksjon, der alle vil redusere spennkraften ved en forspent konstruksjon. Ved for stor reduksjon av spennkraften, kan den blir for liten i forhold til ytre påført last og en deformasjon vil kunne forekomme [22].

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI} \quad (2.35)$$



Figur 2.5: Nedbøyning [4]

2.5 Armeringstål

Armeringsstål brukes i betongen hovedsakelig for å motstå strekkspenninger og skjærspenninger. Det vanligeste brukte armeringsstålet i Norge er B500NC, som har en karakteristisk fasthet, f_{yk} , på 500 MPa, også kalt "flytgrense". Den dimensjonerende fastheten til stål vil da være den karakteristiske fastheten delt på materialfaktoren til stål, γ_s , vist i formel 2.36 [23].

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1.15} \quad (2.36)$$

2.5.1 Eksponeringsklasser og overdekning

Eksponeringsklasser klassifiseres ut ifra nedbrytningsmekanismene som armeringen og betongen blir utsatt for. Slike mekanismer er korrosjon på grunn av karbonisering, fryse-, tine- og kjemiske angrep. Eksponeringsgrensene gir føringer for krav til armeringsoverdekning og rissvidder i betongen. Armeringsoverdekning har som formål å hindre korrosjon av armeringsstålet [27]. Overdekningen regnes etter EC2 4.4.1.1, og formel 2.37, der c_{min} tar hensyn til eksponeringsklassen og Δc_{dev} settes lik 10 mm , gitt i EC2 4.4.1.3.

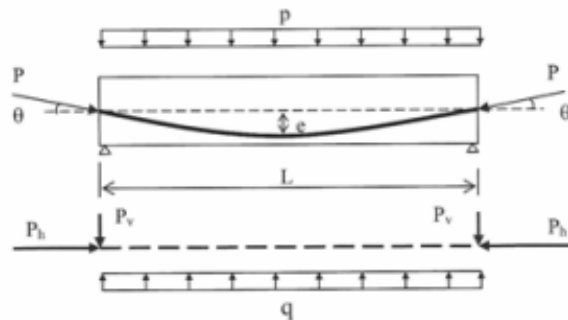
$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (2.37)$$

2.5.2 Slakkarmering

Slakkarmering er armering som støpes inn i betongkonstruksjoner uten å bli påført ytre krefter. Armeringen leveres oftest som rette stenger, bøylor og sveisede nett. I Norge brukes dimensjoner på stengene fra 6 mm til 32 mm i diameter. Slakkarmering brukes i konstruksjoner som lengde-, tverr-, og skjærarmering [17].

2.5.3 Spennarmering

Spennarmering er en type armering som er påført ytre krefter og er dermed oppspent. Det finnes to typer: forspent og etterspent, avhengig av om armeringen blir påført kraft før eller etter betongen er støpt. Spennarmert betong brukes oftest i bjelker og dekker, der det er behov for lengre spenn og tynnere konstruksjoner [19]. Spennarmeringens utforming vil være ut ifra hvordan bøyemomentet fra en ytre påført kraft opptrer. For en fritt opplagt konstruksjon med en jevnt fordelt last, vil bøyemomentet bli parabelformet. Dermed vil det være gunstig å utforme spennarmeringen som en parabel for å motstå det gitte bøyemomentet [22].



Figur 2.6: Spennarmert bjelke [22]

2.5.4 Armeringsmengde

Armeringsmengden i betong skal aldri være under minimumskravene gitt i EC2, der kravene varierer ut ifra type påført kraft og type element. Armeringen kan deles opp i tre definisjoner ved bøyning: over-, balansert-, og underarmert tversnitt. Overarmert tversnitt fører til at armeringen ikke flyter før betongen knuses og har dermed stor armeringsmengde. Balansert tversnitt flyter armeringen samtidig som betongen knuses. Underarmert tversnitt vil armeringen flyte før betongen knuses og armeringsmengden er liten [22].

Regnemåten for å finne type armering er ved og først finne den balanserte armeringen, $A_{s,b}$, ved bruk av α_b . Deretter kan en sammenligne størrelsene på A_s og $A_{s,b}$, som gir type armering vist i formlene 2.40, 2.41 og 2.42. Siste steg er å regne ut α ut fra enten formel 2.43 eller 2.44.

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} \quad (2.38)$$

$$A_{s,b} = 0.8 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} b d \alpha_b \quad (2.39)$$

$$A_s \succ A_{s,b} \rightarrow \textit{Overarmert tversnitt} \quad (2.40)$$

$$A_s = A_{s,b} \rightarrow \textit{Balansert tversnitt} \quad (2.41)$$

$$A_s \prec A_{s,b} \rightarrow \textit{Underarmert tversnitt} \quad (2.42)$$

$$\textit{Balansert/overarmert tversnitt} \rightarrow 0.8 f_{cd} b d \alpha - f_{yd} A_s = 0 \quad (2.43)$$

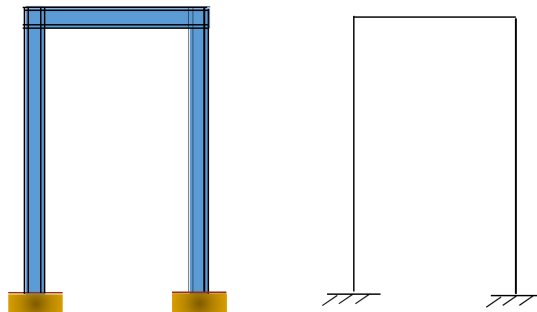
$$\textit{Overarmert tversnitt} \rightarrow 0.8 f_{cd} b d \alpha^2 + E_s A_s \varepsilon_{cu} \alpha - E_s A_s \varepsilon_{cu} = 0 \quad (2.44)$$

2.6 Statikk

Statikk er læren om likevekt, noe som vil si vilkårene som må til for at en gjenstand skal være i ro når den balastes med en viss mengde kraft. Kraftene kan forekomme som punktlaster, jevnt fordelte laster og momenter. For en konstruksjon vil det innebære hva som må til for at elementene tåler de forskjellige kreftene og hvordan kreftene blir tatt opp og ført ned til fundamentene [21].

2.6.1 Statisk system

Et statisk system er en modell av en konstruksjon der selve konstruksjonen, krefter og opplager er forenkelt, se figur 2.7. Formålet med forenklingen er å gjøre det enklere å analysere konstruksjonen som en helhet [26].



Figur 2.7: Statisk system [26]

2.6.2 Dekke

Et dekke er det en ofte kaller etasjeskiller av betong, men kan også være plassert direkte på grunn. Det skal hovedsakelig ta opp bøyemomenter fra egenvekt og nyttelast. Et dekke av betong vil ofte ha en hovedarmering av enten slakk- eller spennarmering, avhengig av dekkets spennlengde og tverrsnitt. Dekket kan enten være plasstøpt med forskaling, eller være prefabrikkert [6].

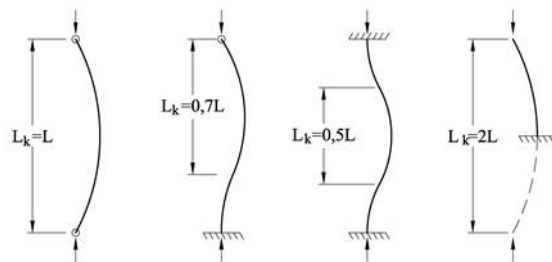
2.6.3 Vegg

En vegg av betong vil kunne gi en konstruksjon flere gode egenskaper. En betongvegg kan brukes som bærevegger i større konstruksjoner på grunn av betongens store motstand mot trykk. En vegg av betong vil også kunne avstive et bygg mot vind, noe som ofte utføres med trappe- eller heissjakter av betong. Betongvegger er også gode brannskiller mellom leiligheter, noe som er et krav i skille mellom leiligheter [2].

2.6.4 Søyle

En søyle er som oftest selvbærende og skal hovedsakelig oppta trykk, men kan også ta opp bøyemomenter. En søyle kan ha et rektangulær eller sirkulært tverrsnitt, avhengig av krav til kapasitet og ønsket utseende. Ved for stor trykkraft kan en søyle få en konstruksjonssvikt kalt ”knekking”, som vil si at søylen mister sin styrke og får store elastiske deformasjoner. Dette er uønskelig og må dermed kontrolleres, noe som kan gjøres ved utregning av Eulerlasten, se formel 2.45. Bøyestiveheten, EI , regnes ut ifra betongens kvalitet, samt tverrsnittet. Knekklasten, L_k , velges ut ifra hvordan søylen er opplagret, se figur 2.8. Søylen har tilstrekkelig kapasitet mot knekking hvis $N_{kr} > N_{Ed}$ [10].

$$N_{kr} = \frac{\Pi^2 EI}{L_k^2} \quad (2.45)$$



Figur 2.8: Knekk lengder [10]

2.6.5 Søyelfundament

Fundamentet er den delen av konstruksjonen som overfører alle kreftene ned til grunnen. Det er dermed viktig at fundamentet får tilstrekkelig bæreevne uten at store setninger og deformasjoner oppstår [25]. Da en dimensjonerer et fundament vil grunntrykket og påført aksialkraft være avgjørende for kravet til dimensjonene på fundamentet. Formel 2.46 viser utregningen for krav til bredde for et kvadratisk søyelfundament. I tillegg til aksialkraften kan et søyelfundament ha en momentkraft, som kommer fra at den kan være eksentrisert belastet. Eksentrisiteten kan regnes med formel 2.47, der bredden og breddekravet er faktorene [22].

$$b_0 \geq \sqrt{\frac{N_{Ed}}{\sigma_{gd}}} \quad (2.46)$$

$$e = \frac{b - b_0}{2} \quad (2.47)$$

2.7 Laster

Laster på en konstruksjon er summen av de påvirkningene som fører til spenninger eller tøyninger. Lastene deles inn i forskjellige typer: egenlast, nyttelast, snølast og vindlast. Lastene deles også inn i karakteristisk og dimensjonerende, der de brukes ved forskjellige grensetilstander. Ved bruksgrensetilstand skal det brukes de karakteristiske lastene, mens ved bruddgrensetilstand skal det brukes de dimensjonerende lastene. De dimensjonerende lastene er den karakteristiske lasten multiplisert med en lastkoeffisient. Dette fordi ved dimensjonering mot brudd skal det dimensjoneres med usikkerhet i laster og kombinasjon av laster, slik at det dimensjoneres med mest ugunstig kombinasjon av lastene [3].

2.7.1 Egenlast

Egenlast tilsvarer konstruksjonens eller elementets tyngde. Den karakteristiske egenlasten regnes ut ved å multiplisere materialets massetetthet med tversnittet, vist i formel 2.48. For armert betong er massetettheten $\gamma_c = 25 \frac{kg}{m^3}$. Ved dimensjonering i bruddgrensetilstanden må den karakteristiske egenlasten multipliseres med en lastkoeffisient, vist i formel 2.49 [1].

$$g_k = hb\gamma_c \quad (2.48)$$

$$g_d = g_k\gamma_g \quad (2.49)$$

2.7.2 Nyttelast

Nyttelast er en variabel eller bevegelig last på en konstruksjon. En slik last kan være mennesker, møbler, maskiner, kjøretøy og lignende. Etter EC1 vil nyttelasten variere ut ifra fire brukskategorier: A-D. Kategoriene, fra A til D, tilsvarer følgende konstruksjonstyper: boligbygg, kontorarealer, skoler og varehus [13]. Tabell 2.1 er hentet ut fra EC1, NA.6.3.1.2 og gir nyttelastene for kategori A: boligbygg.

Kategorier for belastede områder	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Gulv	2.0	2.0
Trapper	3.0	2.0
Balkonger og verandaer	4.0	2.0
Loft med liten takhøyde eller begrenset adgang	1.0	1.5

Tabell 2.1: Nyttelast - kategori A [11]

2.7.3 Snølast

Snølast er lasten som kommer fra snø på taket. Den dimensjoneres etter karakteristisk snølast på mark, s_k , med en 50 års returperiode. Det vil si at snølasten i gjennomsnitt bare overskrider en gang hvert 50 år. Helningen på taket er også avgjørende for snølasten og gir en formfaktor, μ_i . Faktoren C_e tar hensyn til at vind blåser bort snø fra taket, og settes oftest til 1. C_t er en termisk faktor som angir snøsmelting på taket, noe som gjelder for dårlig isolert hus og glasstak [18].

$$\begin{aligned} S_k &= \mu_i C_e C_t s_k \\ \mu_i &= \text{Formfaktor tak} \\ C_e &= \text{Bortplasing av snø} \\ C_t &= \text{Termisk faktor} \\ s_k &= \text{karakteristisk snølast på mark} \end{aligned} \tag{2.50}$$

3 Fremgangsmåte

For å kunne dimensjonere de kritiske elementene i bæresystemet må først mål og dimensjoner velges, for så det statiske systemet. Deretter må de opptredende lastene bestemmes og tilslutt kan en dimensjonere og kontrollere elementene.

3.1 Mål og dimensjoner

Målene og dimensjonene på de ulike bæreelementene blir hentet ut i fra arbeidstegningene, gitt fra Norconsult. Enkelte lengder eller dimensjoner vil bli avrundet for enklere dimensjonering. Avrundingen vil gjøres konservativ slik at det ikke gir dårligere kapasitet.

3.2 Statisk system

Det statiske systemet velges slik at det gis en mest konservativ løsning, slik at beregningene gjøres for verst tenkelig tilfelle. Dette gjøres ved å ha ledd mellom hvert element, noe som gjør det mulig å dimensjonere elementene hver for seg. Det vil bli utarbeidet et statisk system for hele bygget i to snitt, samt et statisk system per element.

3.3 Laster

De opptredende lastene på bygget bestemmes ut ifra Eurokode 1. Egenlastene for hvert element bestemmes fra dimensjonene og massetettheten til betong. Nyttelasten velges direkte ut ifra Eurokoden og nyttelast for bolig. Snølasten blir regnet ut fra lokasjonen boligblokken står.

3.4 Dimensjonering

Dimensjoneringen av bæreelementene vil bli utført ut ifra det opparbeidete statiske systemet, samt de opptredende lastene på hvert enkelt element. Valget av hvilke bæreelementer som skal dimensjoneres er ut ifra hvilke elementer som har størst opptredende laster, og vil dermed være mest kritiske for konstruksjonen.

All dimensjonering vil være i henhold til Eurokode 2. I tillegg vil også boken “Betongkonstruksjoner Bergening og dimensjonering etter Eurocode 2” av Svein Ivar Sørensen bli brukt som tilføring av informasjon om Eurokoden.

I bruddgrensen vil det bli kontrollert opp mot aksial-, moment-, og skjærkapasitet, samt kombinasjoner av aksial- og momentkapasitet. I bruksgrensetilstanden vil det bli regnet ut spennings- og tøyningstap på grunn av kryp, svinn og relaksjon. Det vil også bli kontrollert mot nedbøyning for relevante elementer.

3.5 Framvisning

Utregninger av dimensjonering, laster og kontroller legges ved som vedlegg, utarbeidet i Mathcad, og vil bli referert til underveis i oppgaven. Resultater vil bli vist oversiktlig i oppgaven gjennom tabeller og figurer.

4 Dimensjoneringsgrunnlag

Kapittelet viser til hvilke grunnlag som ligger tilrette for dimensjoneringen av de forskjellige bæreelementene. Grunnlagene blir både valgt ut ifra arbeidstegninger, samt hentet ut ifra Eurokode 1 og 2.

4.1 Betongegenskaper

Betongen som brukes i dimensjoneringen for valgte kritiske bæreelement er B30. Tabell 4.1 viser egenskapene for gitt betongklasse brukt i dimensjoneringen.

		B30	EC2
Karakteristisk trykkfasthet	f_{ck}	30	Tab 3.1
Lastkoeffisient	α_{cc}	0,85	NA.3.1.6
Materialfaktor for bruddgrense	γ_c	1,50	Tab NA2.1N
Middelerverdi strekkfasthet 28 dager	f_{ctm}	2,9 N/mm^2	Tab 3.1
Karakteristisk strekkfasthet med sannsynlighet for underskridelse	$f_{ctk,0.05}$	2,0 N/mm^2	Tab 3.1
Midlere E-modul	E_{cm}	33 000 MPa	Tab 3.1
Tøyningsgrense i bruddtilstanden	ε_{cu}	3.5 ‰	Tab 3.1
Tøyning ved største spenning	ε_{c1}	2.2 ‰	Tab 3.1

Tabell 4.1: Materialegenskeper betong

4.2 Stålegenskaper

Stålkvaliteten brukt i dimensjoneringen er B500NC for slakkarmering i konstruksjonen. Tabell 4.2 viser materialegenskeper brukt i dimensjoneringen.

		B500NC	EC2
Karakteristisk flytegrense	f_{yk}	500 N/mm^2	
Materialfaktor bruddgrense	γ_s	1,15	Tab NA.2.1N
E-modul	E_s	210 000 MPa	Tab 3.1
karakteristisk flytetøyning	ε_{yk}	2.5 ‰	3.2.7
Dimensjonerende flytetøyning	ε_{yd}	2.17 ‰	3.2.7

Tabell 4.2: Materialegenskeper stål

4.3 Spennstålegenskaper

Spennstålets dimensjon, samt karakteristisk strekkfasthet og 0,1% strekkgrense er valgt ut ifra ofte brukte verdier og framkommer i tabell 4.3.

		Spennarmering
Spennstål	d	12,9 mm
Senteravstand	cc	160 mm
Karakteristisk strekkfasthet	f_{pk}	1700 N/mm ²
0,1 % strekkgrense	$f_{p0,1k}$	1550 N/mm ²
Materialfaktor bruddgrense	γ_s	1,15
E-modul	E_p	195 000 N/mm ²

Tabell 4.3: Materialegenskaper spennstål

4.4 Tverrsnitt

Bæreelementenes tverrsnitt er hentet direkte fra arbeidstegningene.

Tverrsnitt	Dimensjoner
Dekke	250 mm
Vegg	200 mm
Søyle P-kjeller	300x800 mm
Søyle svalgang	Ø200 mm
Søylefundament	3300x3300x600 mm

Tabell 4.4: Tverrsnittsmål

4.5 Lastkoeffisienter

Lastkoeffisientene i tabell 4.5 er hentet ut ifra tabell NA.A1.2(B) i NS-EN 1990 og brukes for å regne ut bruddgrenser ut ifra type last.

Egenlasten fra betongelementene vil være permanente og dermed vil $\gamma_g = 1.2$ være gjeldende. Nyttelasten på dekket og snølasten vil være en dominerende variabel last og dermed brukes lastkoeffisienten $\gamma_q = 1.5$.

Permanent		Dominerende variabel last	Øvrige variabel last
Ugunstig	Gunstig		
0.89*1.35*G=1.2G	1G	1.5Q	1.5*0.7Q=1.05Q

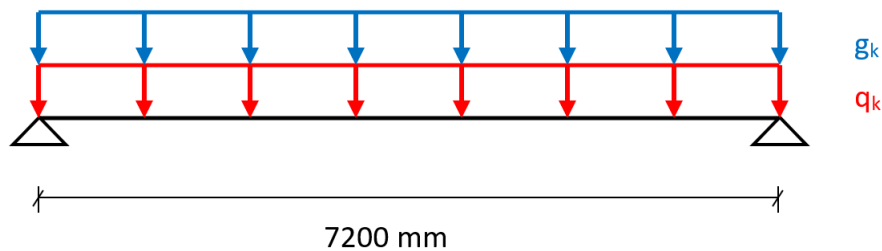
Tabell 4.5: Lastkoeffisienter

4.6 Statisk system

Det statiske systemt er valgt ut ifra kritiske elementer for konstruksjonen. Dette for å få en mest mulig konservativ løsning for dimensjoneringen.

4.6.1 Dekke

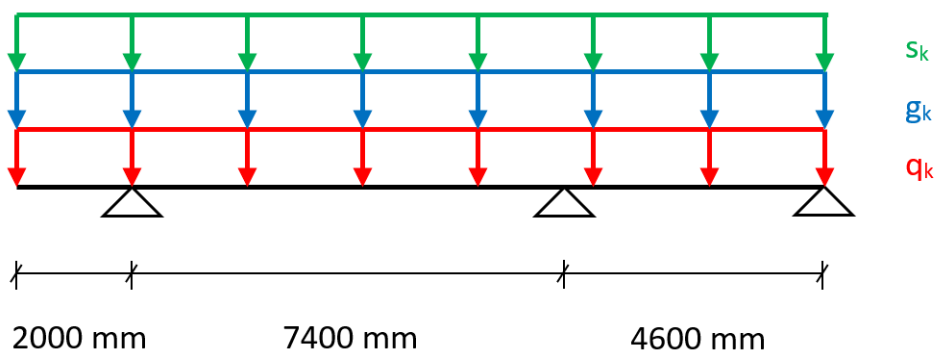
Dekkene blir dimensjonert med spennarmering, noe som gir mindre nedbøyninger over større spenn. Dekkene blir regnet som fritt opplagte med nyttelast og egenlast som jevnt fordelte laster. Spennkraften vil bli utregnet med hensyn til de forskjellige tapene som forekommer. Dekkene vil bli kontrollert i henholdt til brudd- og bruksgrense.



Figur 4.1: Fritt legeme diagram - Dekke

4.6.2 Vegg

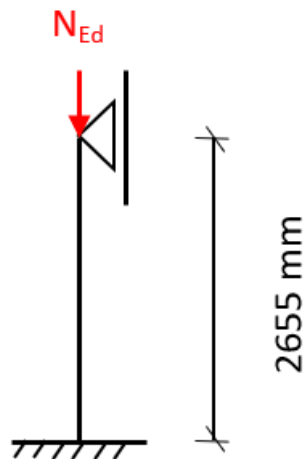
Bæreveggene i konstruksjonen vil bli dimensjonert som søyler som er fast innspent i bunn og topp. Søylen vil regnes som 1000 mm bred og vil bli dimensjonert ut ifra plasseringen med høyest aksialkraft. Vertikalarmeringen vil bli bestemt ut ifra dimensjoneringen av søylen, mens horisontalarmeringen blir i henhold til minstekrav i Eurokode 2 for en veggkonstruksjon.



Figur 4.2: Fritt legeme diagram - Vegg

4.6.3 Søyle parkeringskjeller

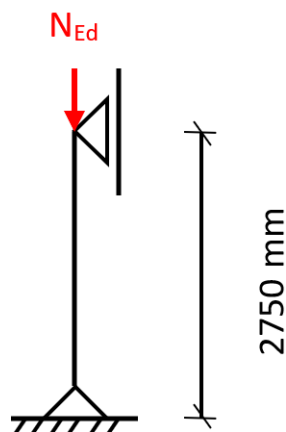
Søylene i parkeringskjelleren vil bli dimensjonert som søyler med sentrisk aksialkraft og fast innspent i bunn. Aksialkraften kommer fra opplagerkraften til veggen, som vil si at den må tåle kraften fra snølasten, veggene og dekkene over. Kraften vil bli kontrollert opp mot kapasiteten til søylen. Søylene vil tilslutt bli kontrollert mot knekking.



Figur 4.3: Fritt legeme diagram - Søyle parkeringskjeller

4.6.4 Søyle svalgang

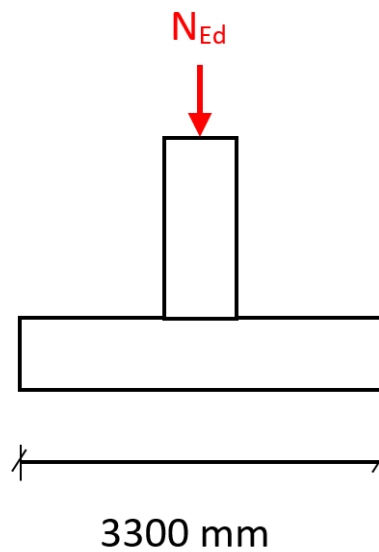
Søylene i svalgangen vil dimensjoneres på samme måte som søylene i parkeringskjeller, med unntak av høyere nyttelast og knekk lengde. Dette fordi dekke i svalgang har høyere nyttelast etter EC1 og søylen er fritt opplagt i begge ender.



Figur 4.4: Fritt legeme diagram - Søyle svalgang

4.6.5 Søyelfundament

Fundamentet til søylene i parkeringskjelleren vil bli dimensjonert som eksentrisk belastet, noe som gir fundamentet aksial- og momentkraft. Bredden på fundamentet vil bli kontrollert opp mot krav til bredde. Opptrepende moment vil bli kontrollert opp mot momentkapasiteten, for så utregning av armeringsmengden. Plasseringen av armeringen vil bli ut ifra forholdet mellom bredden på søylen og bredden på fundamentet. Tilslutt vil gjennomlokningskapasiteten til fundamentet bli kontrollert.



Figur 4.5: Fritt legeme diagram - Søyelfundament

5 Resultat

Dimensjoneringen av hvert element er vist i vedleggene E - I. Resultatene, som vil bli framvist ved bruk av tabeller og figurer, er: opptredende krefter, kapasitetskontroll, nedbøyning, knekking, gjennomlokking og armeringsmengde.

5.1 Dekke

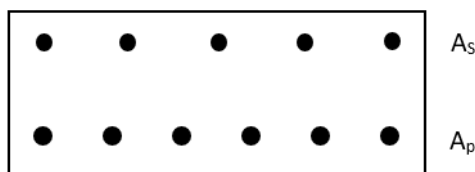
5.1.1 Armeringsmengde

Tabell 5.1 viser armeringsmengden brukt i dekke og hvilke minimumskrav som settes av Eurokode 2. For spennarmeringen er det valgt å bruke diameter på 12.9 mm , noe som gir et armeringsareal på 817 mm^2 . Det vil også gi et underarmert tversnitt, ettersom gitte armeringsmengden er mindre en den balanserte armeringsmengden.

For strekkarmeringen må det være en armeringsmengde på 907 mm^2 , dermed blir det valgt 5 jern med diameter på 16 mm per meter dekke. Skjærarmeringen i dekket er minstekravet, som gir en mengde på 164 mm^2 . Dermed vil det legges armering med diameter på 8 mm og en senteravstand på 150 mm .

Armering		$[\text{mm}^2]$
Spenn	A_p	817
Minimum	$A_{s.min}$	312
Dimensjonerende	A_s	907
Valgt	A'_s	$5\phi 16 = 1005$
Minimum skjær	$A_{s.w.min}$	164

Tabell 5.1: Armeringsmengde - Dekke



Figur 5.1: Armering - Dekke

5.1.2 Kapasitet

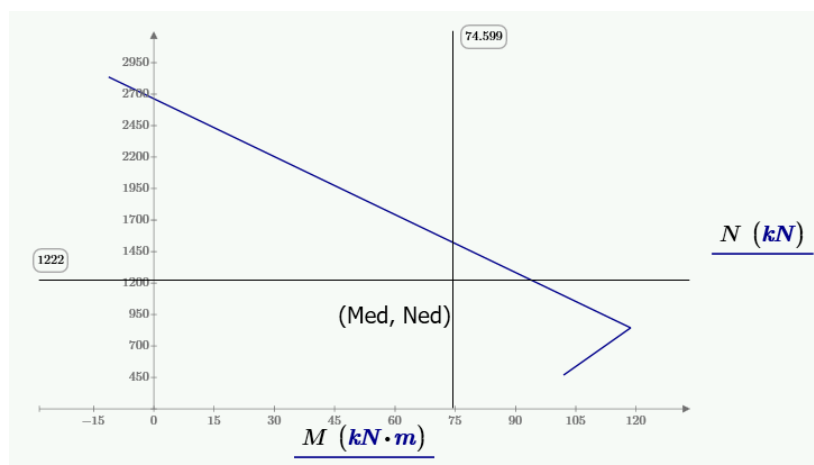
Dekkets kapasitet ble kontrollert mot moment, skjærkraft og oppspenningstilstanden. Tabell 5.2 viser at oppredende momentkraft er mindre enn momentkapasiteten, som gir tilstrekkelig kapasitet mot bøyemomentet. Skjærkraftkapasiteten i både trykk og strekk, er også tilstrekkelig i forhold til skjærkraften. Dermed vil det ikke være nødvendig å armere mot skjær, og minimum skjærarmering blir brukt. Kontroll av oppspenningstilstanden viser at kreftene dekket blir utsatt for, i form av moment og aksialkraft, er innenfor kapasitetskurven, vist i tabell 5.3 og figur 5.2. Dette vil si at dekket har en tilstrekkelig kapasitet imot kombinasjon av kreftene i oppspenningstilstanden.

		[kN(m)]	Kapasitetskontroll
Momentkraft	M_{Ed}	68	
Momentkapasitet	M_{Rd}	194	Tilstrekkelig
Skjærkraft	V_{Ed}	37,8	
Skjærstrekkkapasitet	$V_{Rd.c}$	40,1	Tilstrekkelig
Skjærtrykkkapasitet	$V_{Rd.max}$	234	Tilstrekkelig

Tabell 5.2: Kapasitet - Dekke

Oppspenningstilstand	Tøyning			N [kN]	M [kNm]
	Betong ϵ_c	Slakkarm ϵ_s	Spennarm ϵ_P		
1) Ren tøyning	2,2 ‰	2,2 ‰	2,2 ‰	2837	-11
2) Balansepunkt	3,5 ‰	2,17 ‰	2,373 ‰	884	119
3) Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i armering	3,5 ‰	5 ‰	1,811 ‰	468	102

Tabell 5.3: Kontroll av oppspenningstilstanden



Figur 5.2: M-N diagram - Dekke

5.1.3 Tøynings- og spenningstap

Tøynings- og spenningstapene i spennarmeringen forekommer av kryp, relaksjon, svinn, samt låstap. Tabell 5.4 viser at det totale tøyningstapet er på omtrent 2 ‰, noe som blir brukt i utregningene om momentkapasiteten til dekke. Det totale spenningstapet i armeringen er på 293 N/mm^2 , noe som tilsvarer et tap på 21.5 %.

	Tøyningstap [$\frac{N}{mm^2}$]	Spenningstap [$\frac{N}{mm^2}$]	Spenningstap [%]
Kryp	0,96 ‰	148	10,9
Relaksjon		62	4,6
Svinn	0,42 ‰	82,7	6
Låstap	0,69 ‰		
Sum	2.079 ‰	292,7	21,5

Tabell 5.4: Tøynings- og spenningstap

5.1.4 Nedbøyning

I kontroll av bruksgrense er det kontrollert om nedbøyningen er innenfor kravet. Det er da tatt hensyn til spenningstapet i spennarmeringen. Etersom bøyemomentet fra ytre laster og spennarmeringen er parabelformet, vil de virke likt i hver sin retning. Dermed vil nedbøyningen fra ytre last bli kontra av spennarmeringen. Fra tabell 5.5 ser en at total nedbøyning er minimal og langt under kravet.

		Nedbøyning [mm]
Jevnt fordelt last	σ_p	70,354
Spennarmering	σ_P	-70,29
Total	σ_{Tot}	0,06
Krav	σ_{Krav}	28,8

Tabell 5.5: Nedbøyning - Dekke

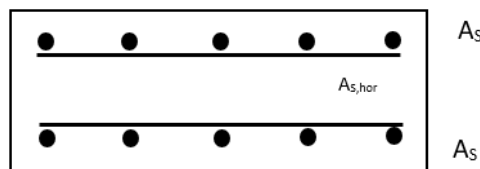
5.2 Vegg

5.2.1 Armeringsmengde

Armeringsmengden i vegg er vist i tabell 5.6. Minimumsarmeringen er på 2000 mm^2 , noe som også ble dimensjonerende for vegg. Dermed ble det valgt armeringsjern med diameter på 16 mm og 10 stykker per meter vegg. Veggens horsiontalarmering ble valgt ut fra krav satt i Eurokode 2, der minstekravet er 25 % av lengdearmering.

Armering		$[\text{mm}^2]$
Minimum	$A_{s.min}$	2000
Dimensjonerende	A_s	2000
Valgt armering	A'_s	$10\phi 16=2011$
Minimum horisontal	$A_{s.h.min}$	503

Tabell 5.6: Armeringsmengde - Vegg



Figur 5.3: Armering - Vegg

5.2.2 Kapasitet

Kapasiteten til vegg er kontrollert med hensyn til aksialkrefter og mot knekking i et plan. Tabell 5.7 viser at kapasiteten mot aksialkraft og knekking er tilstrekkelig. Veggene er også kontrollert opp mot kombinasjonen mellom moment- og aksialkrefter, ved bruk av et M-N diagram. Utregningene viser at kombinasjonen av kreftene ligger langt innenfor kapasitetskurven.

		[kN]	Kapasitetskontroll
Aksialkraft	N_{Ed}	1112	
Aksialkapasitet	N_{Rd}	4240	Tilstrekkelig
Knekklast	N_{kr}	29785	Tilstrekkelig

Tabell 5.7: Kapasitet - Vegg

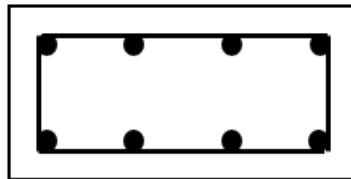
5.3 Søyler parkeringskjeller

5.3.1 Armeringsmengde

Søylen i parkeringskjelleren er dimensjonert med minimumsarmering, som tilsir 2400 mm^2 . Det er dermed valgt 8 stykk armeringsjern med diameter på 20 mm . Tverrarmeringen i søylen har en senteravstand på 300 mm , som er minimumskravet i EC2, og med diameter på 6 mm .

Armering		$[\text{mm}^2]$
Minimum	$A_{s,min}$	2400
Dimensjonerende	A_s	2400
Valgt	A'_s	$8\text{Ø}20=2513$
Tverr	$A_{s,tverr}$	$\text{Ø}6\text{c}300$

Tabell 5.8: Armeringsmengde - Søyler parkeringskjeller



Figur 5.4: Armering - Søyler parkeringskjeller

5.3.2 Kapasitet

Søylen er blitt kontrollert mot aksialkraft, der kapasiteten er tilstrekkelig. Søylen er også kontrollert mot knekking av svak akse, der tverrsnittet er minst. Tabell 5.9 viser at kapasitetene er tilstrekkelig.

		[kN]	Kapasitetskontroll
Aksialkraft	N_{Ed}	1290	
Aksialkapasitet	N_{Rd}	5130	Tilstrekkelig
Knekklast	N_{kr}	168460	Tilstrekkelig

Tabell 5.9: Kapasitet - Søyler parkeringskjeller

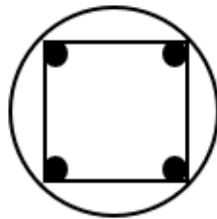
5.4 Søylervalg

5.4.1 Armeringsmengde

De runde søylene i svalgangene blir dimensjonert ut ifra minimumsarmering, som blir 314 mm^2 . Som vist i tabell 5.10 er det valgt fire armeringsjern med diameter på 10 mm . Tverrarmeringen vil bli plassert med en senteravstand på 200 mm og utført med en diameter på 6 mm .

Armering		$[\text{mm}^2]$
Minimum	$A_{s,min}$	314
Dimensjonerende	A_s	314
Valgt	A'_s	$4\text{Ø}10=314$
Tverr	$A_{s,tverr}$	$\text{Ø}6\text{c}200$

Tabell 5.10: Armeringsmengde - Søylervalg



Figur 5.5: Armering - Søylervalg

5.4.2 Kapasitet

Opptredende aksialkraft og aksialkapasitet, samt knekklast er vist i tabell 5.11. Den viser også at søylen har tilstrekkelig kapasitet mot aksialkraften og knekking.

		[kN]	Kapasitetskontroll
Aksialkraft	N_{Ed}	123	
Aksialkapasitet	N_{Rd}	665	Tilstrekkelig
Knekklast	N_{kr}	1128	Tilstrekkelig

Tabell 5.11: Kapasitet - Søylervalg

5.5 Søylofundament

5.5.1 Kapasitet

Søylofundamentet er regnet med en eksentrisitet som gir et moment. Dermed er momentkapasiteten sjekket med hensyn til grunntrykket. Som tabell 5.12, er kapasiteten tilstrekkelig.

		[kNm]	Kapasitetskontroll
Momentkraft	M_{Ed}	955	
Momentkapasitet	M_{Rd}	4616	Tilstrekkelig

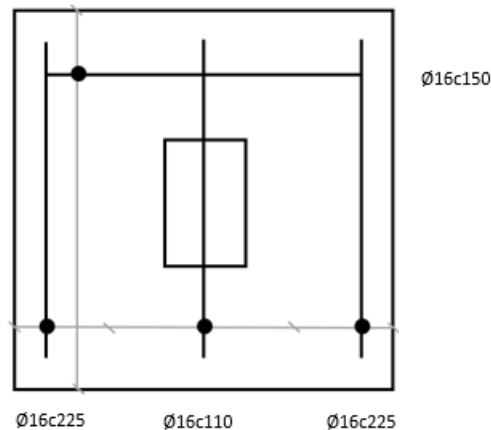
Tabell 5.12: Kapasitet - Søylofundament

5.5.2 Armeringsmengde

Armeringsmengden til fundamentet er vist i tabell 5.13. Den totale mengden er på 4352 mm^2 , der plasseringen av armeringen er forskjellig i forhold til bredde på søylen. I y-retning vil armeringen fordeles jevnt med 150 mm senteravstand. For x-retningen vil armeringen deles i ytre og midtre felt. De to ytre feltene armeres med en senteravstand på 225 mm , mens det midtre feltet har en senteravstand på 110 mm .

Armering		
Total mengde	A_s	4352 mm^2
y-retning	$A_{s,y}$	$\emptyset 16c150$
x-retning, midtre	$A_{s,x,\text{midtre}}$	$\emptyset 16c110$
x-retning, ytre	$A_{s,x,\text{ytre}}$	$\emptyset 16c225$

Tabell 5.13: Armeringsmengde - Søylofundament



Figur 5.6: Armering - Fundament

5.5.3 Gjennomlokking

Gjennomlokkingen av søylefundamentet sjekker om fundamentet har tilstrekkelig kapasitet mot skjær ved en viss avstand fra søylen. Utregningene viser hvordan det er gjort ved 05.d og så er resterende avstander regnet på samme måte i Excel. Tabell 5.14 viser gjeldende tallverdier brukt i utregningen og at kapasiteten er tilstrekkelig ved alle avstander fra søylen.

Avstand fra søyle [d]	U_i [mm]	A_i [mm ²]	V_{Ed} [kN]	W_i [m ²]	β	$V_{Ed,ui}$ [N/mm ²]	$V_{Rd,c}$ [N/mm ²]	$V_{Rd,c}/V_{Ed}$
2	8973	6,26	1380	7,7	1,38	0,394	0,423	1,07
1,5	7280	4,07	1380	5,0	1,48	0,519	0,564	1,09
1	5587	2,34	1380	2,8	1,64	0,753	0,846	1,12
0,5	3893	1,06	1380	1,3	2,00	1,317	1,691	1,28

Tabell 5.14: Gjennomlokking

6 Diskusjon

6.1 Statisk system

Det statiske systemet var det første som ble utarbeidet i oppgaven og er vesentlig for å dimensjonere bæresystemet til en konstruksjon. Etersom et statisk system ikke er fast satt for en konstruksjon, var det flere muligheter å velge imellom. For denne oppgaven ble det valgt å se på alle elementene som fritt opplagt med leddet knutepunkt.

Ved fritt opplagte elementer vil en ikke få opptredende momenter i knutepunktene og de største momentene vil forekomme midt på elementene. Det er dette som gjør at det blir en mest konservativ løsning, for ved størst moment midt på er kravet til armering og kapasitet størst. For søylene i konstruksjonen vil også fritt opplagret være den mest konservative løsningen. Dette fordi det vil gi den lengste knekk lengden og dermed den laveste knekklasten.

Valget av fritt opplagte elementer vil også gjøre dimensjoneringen enklere i forhold til fast innsente elementer. Dette fordi en slipper å regne med at momentene overføres mellom elementene, som ved fast innsent. Det fører altså til at en kan dimensjonere hvert element hver for seg.

6.2 Dekke

Ved dimensjoneringen av dekket ble det gjort flere antagelser for både å kunne gjennomføre, men også forenkle dimensjoneringen. Bredden på dekke ble satt til en meter, slik at både kraft og armeringsmengde er oppgitt per meter. Dette gjør det enklere å dimensjonere, samtidig som det ikke har noen negativ innvirkning på verken kapasitet eller armeringsmengde.

6.2.1 Spennarmering

For å kunne oppnå nok kapasitet over et større spenn ved et relativt tynt tverrsnitt, må dekket være armert med spennarmering. Utformingen på spennkablene vil tilsvare bøyemomentet fra de ytre lastene, som er parabelformet. Ved en slik utforming vil en kunne oppnå likevekt mellom de to bøyemomentene. Dybden på parabelen, eller e_m som oppgitt i utregningen, vil være en viktig faktor slik at oppspenningskraften og bøyemomentet oppnår likevekt.

Selve spennstålet ble valgt med en dimensjon på 12.9 mm, karakteristisk strekkfasthet på 1700 N/mm² og 0.1 % strekkgrense på 1550 N/mm². Dimensjonen og egenskapene til spennstålet, ble valgt slik at de skulle oppnå en verdi mindre enn den balanserte armeringen, og dermed være et underarmert tverrsnitt. Dette gir fordeler med tanke på økonomi og forsikrer at spennarmeringen flyter.

6.2.2 Spennings- og tøyningstap

Ved bruk av spennarmering må en regne med tap av spenning og tøyning på grunn av langtidseffektene: kryp, svinn og relaksjon. For kryp og svinn ble E_{middel} regnet ut ifra at egenvekten og det forspente kraften skulle påføres etter tre døgn, mens nyttelasten etter 28 døgn. For relaksjon ble det valgt å bruke klasse 2 og 500 000 timer.

Tapene ble medregnet i både bruks- og bruddgrensene for å få korrekte resultater. I bruddgrensetilstanden vil tøyningstapene være med på å påvirke resultatene av momentkapasiteten, mens i bruksgrensetilstanden vil det påvirke nedbøyningen av dekket. Spenningsstapet vil føre til at oppspenningskraften vil være lavere enn ved oppspenning, og dermed ha mindre bøyemoment mot nedbøyningen fra de ytre kreftene. Resultatene viser at tøynings- og spenningsstapene ikke var for store, slik at de ikke overgikk kravene i henhold til EC2.

6.2.3 Oppspenningstilstanden

Årsaken til at oppspenningstilstanden ble sjekket, er på grunn av betongens trykk- og strekkside vil bli motsatt ved bare påført spennkraft. Derfor må kapasiteten før ytre krefter blir påført, sjekkes. Ettersom spennarmeringen er valgt til å bli påført etter tre dager, må også en egen fasthet for betongen regnes. Så ved bruk av fastheten etter tre dager, ble kapasitetskurven ved kombinasjon av aksial- og momentkraft utarbeidet. Resultatet viser at kombinasjonen av opptredende aksial- og momentkraft er godt innenfor kapasitetskurven. Hadde de opptredende kreftene vært nærmere eller like utenfor kurven, ville det vært relevant å ta med flere tøyningssituasjoner.

6.2.4 Statikk

I oppgaven ble det valgt å se på det dekke som fritt opplagt med ett spenn på 7.2 m. Dette gir da ingen momenter ved opplagringen og størst moment og nedbøyning midt på feltet. Dette kunne ha blitt gjort annerledes, ved å se på dekket som kontinuerlig over alle veggene som opplager. Da ville de største momentene komme over opplagrene og blitt noe mindre midt på feltene. Dette ville kanskje være en mer praktisk måte å utføre oppspenningen av dekket på.

6.3 Vegg

Bæreveggene i oppgaven vil i utgangspunktet betegnes som skiver, ifølge statikken. Dette gjør dimensjoneringen vesentlig vanskeligere, så derfor ble det valgt å se på veggene som flere søyler etter hverandre med en meter bredde. Dimensjoneringen av søylen ble utført i tversnittet med høyest aksialkraft, slik at en kan garantere at ingen tversnitt på veggen er underdimensjonert.

Opplagerkreftene ble regnet ved å se på veggen som en kontinuerlig bjelke med tre opplager, samt en utkrager i det vestre felt. Ved å så snitte bjelken opp over opplagerkreftene kunne en bruke kjente bjelkeformler til å finne opplagerkreftene for hvert felt, for så å summere for hvert opplager.

6.3.1 Armering

Armeringsmengden for en søyle vil ikke direkte tilsvare armeringen som en skive setter som krav, ifølge EC2. Selv om armeringsmengden vil kunne ha en forskjell vil veggen likevell ha tilstrekkelig kapasitet ved å se på den som flere søyler. En vegg vil også ha behov for horisontalarmering og ble dermed valgt ut ifra kravene i EC2. Den setter et krav på at horisontalarmeringen ikke skal underskrive 25 % av lengdearmering.

Videre arbeid som kan utføres for potensialet mer korrekte utregninger vil ha vært å se på forskjellige statiske systemer. Det ville blant annet være relevant å se på veggen som en kontinuerlig søyle fra parkeringskjeller og opp. Dette vill ha endret det statiske systemet av veggen, noe som kan påvirke kapasiteten og ville endret utregningene av knekking. I oppgaven er det ikke medregnet at bæreveggene også vil ha en vesentlig rolle som vindavstivning for konstruksjonen og hva det vil innebære for kapasiteten. En vindlast vil påvirke veggene med et tilleggsmoment, noe som også måtte være med i utregningene av kombinasjoneen mellom aksial- og momentkrefter.

6.4 Søyler

6.4.1 Parkeringskjeller

Søylen i parkeringskjelleren er et av elementene med høyest opptredende last, derav størrelsen på tversnittet. Utregningen av armeringsmengden viste at minimumsverdien var tilstrekkelig å bruke, derav ble valget å bruke 8 armeringsjern med 20 mm i diameter. Plasseringen vi være symmetrisk med 4 jern på hver side langs langsiden av søylen. På grunn av søylens plassering i parkeringskjelleren vil det være aktuelt å ha større overdekning, iforhold til betong plassert i vanlig innendørsklima.

6.4.2 Svalgang

De mest kritiske utsatte søylene i svalgangene skal kunne bære lastene fra dekket og søylen over, samt snølasten. Disse lastene er relativ små i forhold til søylene i parkeringskjelleren, derav mindre tversnitt og armeringsmengde. På grunn av at dekket er plassert i en svalgang, gir det en høyere nyttelast i forhold til et innendørs dekket. Lasten, i henhold til Eurokode 1, blir da 4 kN/m^2 i motsetningen til 2 kN/m^2 for resterende dekker.

6.4.3 Knekking

Kontroll mot knekking er utført, for begge søyletypene, med en forenklet kontroll. Dette er gjort på grunn av at kapasiteten mot knekking, eller knekkklaster, er så stor for begge søylene at en kan være sikre på at søylene har nok kapasitet mot å knekke. På grunn av parkeringskjellerens faste innspenning vil knekkklengden bli mindre, noe som resulterer i en større knekklast.

For dimensjoneringen i denne oppgaven er det sett bort fra at det kan være eksentrisitet på søylene, noe som gir et moment i tillegg til aksialkraft. En mer reel sjekk av søylene ville vært å ta med eksentrisitet og momentet, slik at kapasiteten for kombinasjonen mellom moment- og aksialkraften også måtte kontrolleres.

6.5 Søylofundament

Søylofundamentets dimensjonering ble gjort på bakgrunn av noen antagelser. Det ble antatt at grunnen under fundamentene var av stein og grus, slik at grunntrykket var størst mulig. Dette vil si at konstruksjonen vil motstå setninger i større grad.

6.5.1 Armering

Det ble gjort en antagelse om at søylofundamentet kunne ha en eksentrisk belastning, slik at det ville oppstå et bøyemoment. Armeringsmengden ble utregnet ved bruk av det opptredende bøyemomentet. På grunn av søylens tverrsnitt vil en måtte fordele armeringen forskjellig i y-retningen, i forhold til x-retningen. Ettersom søylen har en vesentlig større bredde i y-retningen, vil det kreve mer armering rett under søylen, enn i x-retningen. Dermed kreves det $\frac{2}{3}$ av armeringen i det midtre feltet og $\frac{1}{6}$ i de ytre feltene i y-retningen, mens det kan jevnt fordeles i x-retningen.

6.5.2 Gjennomlokking

Ved kontrollen mot gjennomlokking var det mulig å bruke en redusert verdi av skjærkraften, noe som ble bortvalgt i denne oppgaven. Årsaken var at det ga en negativ skjærkraft i avstanden $2d$ fra søylen, noe som ikke er teoretisk mulig. Dermed ble det prøvd uten å redusere skjærkraften, som ga nok kapasitet i alle punktene. Dermed har fundamentet mer en tilstrekkelig kapasitet mot gjennomlokking. En mer riktig måte å løse problemet på ville vært å stoppe reduseringen av skjærkraften da verdien ble null. Dette ville gi en mer riktig utregning av opptredende skjærkraft på fundamentet, selv om begge måter ga tilstrekkelig kapasitet i alle punkter fra søylen.

7 Avslutning

Gjennom bruk av bakgrunnsteori og Eurokode 1 og 2, ble de kritiske bæreelementene av armert betong i konstruksjonen dimensjonert i både brudd- og bruksgrensetilstanden. De kritiske elementene ble valgt til de med størst opptredende laster i konstruksjonen.

Resultatene viser at alle elementene har tilstrekkelige store tverrsnitt og kapasitet mot de opptredende lastene, ved bruk av utregnede armeringsmengde. For begge søylene og veggene er det tilstrekkelig å bruke minimumsarmering i henhold til Eurokode 2, mens resterende krever høyere armeringsmengde.

I bruddgrensetilstanden vil bæresystemet i sin helhet ha tilstrekkelig kapasitet mot de opptredende moment-, aksial og skjærkreftene. For søylene er også kapasiteten mot knekking tilstrekkelig, ved utregning med Eulerlasten.

I bruksgrensetilstanden ble det kontrollert nedbøyning av dekket. Den oppspente armeringen i dekket fikk tøyings- og spenningstap på grunn av kryp, svinn og relaksjon. Resultatene viser at tapene ikke ga store utslag på nedbøyningen, og var dermed innenfor kravene i Eurokode 2.

Referanser

- [1] *471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler - Byggforskserien*. URL: https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler (sjekket 21.04.2023).
- [2] *572.205 Betong. Typer, egenskaper og bruksområder - Byggforskserien*. URL: https://www.byggforsk.no/dokument/5157/betong_typer_egenskaper_og_bruksomraader (sjekket 21.04.2023).
- [3] *belastning – bygningsteknikk*. no. Jul. 2019. URL: https://snl.no/belastning_-_bygningsteknikk (sjekket 28.03.2023).
- [4] *Bjelke*. nb. Page Version ID: 19948575. Nov. 2019. URL: <https://no.wikipedia.org/w/index.php?title=Bjelke&oldid=19948575> (sjekket 08.05.2023).
- [5] *Creep and shrinkage of concrete*. en. Page Version ID: 1018197241. Apr. 2021. URL: https://en.wikipedia.org/w/index.php?title=Creep_and_shrinkage_of_concrete&oldid=1018197241 (sjekket 26.04.2023).
- [6] *etasjeskiller*. no. Jan. 2023. URL: <https://snl.no/etasjeskiller> (sjekket 21.04.2023).
- [7] *Eurokoder — standard.no*. URL: <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/> (sjekket 28.03.2023).
- [8] *Lov om planlegging og byggesaksbehandling (plan- og bygningsloven) - Lovdata*. URL: <https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2008-06-27-71> (sjekket 28.03.2023).
- [9] *MECCANICA, statikk og fasthetslære for ingeniører*. URL: <http://meccanica.uit.no/fasthet/18t2.html> (sjekket 14.04.2023).
- [10] *MECCANICA, statikk og fasthetslære for ingeniører*. URL: <http://meccanica.no/fasthet/knekkning.htm> (sjekket 27.03.2023).
- [11] *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-1: Allmenne laster Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger*.
- [12] *NS-EN 1992-1-1:2004+A1+NA:2021 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Almene regler og regler for bygninger*.
- [13] *nyttelast – byggtknikk*. no. Feb. 2022. URL: https://snl.no/nyttelast_-_byggtknikk (sjekket 13.04.2023).
- [14] Helmut Ormestad. *elastisitetsmodul*. no. Jan. 2023. URL: <https://snl.no/elastisitetsmodul> (sjekket 14.04.2023).

-
- [15] *Punching shear*. URL: <https://www.concretecentre.com/Codes/Eurocode-2/Punching-Shear.aspx> (sjekket 27.03.2023).
- [16] Gerald Skinner. *Biaxial bending - Concrete Structures Eurocode*. en. Des. 2022. URL: <https://www.euroguide.org/concrete-structures-eurocode-3/biaxial-bending.html> (sjekket 27.03.2023).
- [17] *slakkarmering*. no. Jan. 2023. URL: <https://snl.no/slakkarmering> (sjekket 14.04.2023).
- [18] *Snølast på tak. Dimensjonerende laster - Byggforskserien*. URL: https://www.byggforsk.no/dokument/216/snoelast_paa_tak_dimensjonerende_laster#i3 (sjekket 28.03.2023).
- [19] *Spennarmert betong*. nb. Page Version ID: 23005213. Okt. 2022. URL: https://no.wikipedia.org/w/index.php?title=Spennarmert_betong&oldid=23005213 (sjekket 14.04.2023).
- [20] *Standard Norge — standard.no*. URL: <https://www.standard.no/toppvalg/om-oss/standard-norge/> (sjekket 28.03.2023).
- [21] *statikk*. no. Sep. 2022. URL: <https://snl.no/statikk> (sjekket 14.04.2023).
- [22] Svein Ivar Sørensen. *Betongkonstruksjoner Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. 2. utgave. Trondheim: Fagbokforlaget, 2013.
- [23] Jan Vincent Thue. *armeringsstål*. no. Jan. 2023. URL: <https://snl.no/armeringssst%C3%A5l> (sjekket 24.03.2023).
- [24] Jan Vincent Thue. *betong*. no. Jan. 2023. URL: <https://snl.no/betong> (sjekket 17.03.2023).
- [25] Jan Vincent Thue. *fundament*. no. Jan. 2023. URL: <https://snl.no/fundament> (sjekket 27.03.2023).
- [26] Felix Udoeyo. *1.1: Introduction to Structural Analysis*. en. Jan. 2020. URL: [https://eng.libretexts.org/Bookshelves/Civil_Engineering/Book%3A_Structural_Analysis_\(Udoeyo\)/01%3A_Chapters/1.01%3A_Introduction_to_Structural_Analysis](https://eng.libretexts.org/Bookshelves/Civil_Engineering/Book%3A_Structural_Analysis_(Udoeyo)/01%3A_Chapters/1.01%3A_Introduction_to_Structural_Analysis) (sjekket 27.03.2023).
- [27] *Viktige parametere for prosjektering og utførelse av bestandige betongkonstruksjoner - Byggforskserien*. URL: https://www.byggforsk.no/dokument/285/viktige_parametere_for_prosjektering_og_utfoerelse_av_bestandige_betongkonstruksjoner (sjekket 24.03.2023).

A Artikkel

Dimensjonering av bæresystemet til Tjønnbakken terrasse

Skrevet av Ola Lunheim



Figur 1: Rending av Tjønnbakken terrasse (<https://www.rekken.no/tynset/nyheter/bolig/3-av-14-leiligheter-i-tjonnbakken-terrasse-ble-solgt-for-de-ble-lagt-ut-for-salg/s/5-44-255507>)

Tjønnbakken terrasse er en boligblokk bestående av tre etasjer, en parkeringskjeller og innehar 14 leiligheter. Konstruksjonene har et bæresystem bestående av armert betong og er dimensjonert av Norconsult avd. Os.

Hensikt

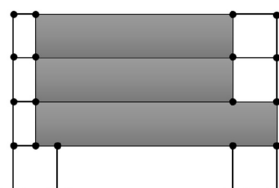
Våren 2023 har en student fra NTNU Trondheim hatt konstruksjonen som et grunnlag for sin bacheloroppgave. Ved bruk av firmaets arbeidstegninger, skal de kritiske elementene i bæresystemet dimensjoneres.

Lover og regler

Alle konstruksjoner bygget i Norge er nødt til å følge gitte lover og regler. Dette er for at enhver konstruksjon skal holde samme standard og være trygge å oppholde seg i. Ved å dimensjonere etter Eurokodene, anses det at reglementet er oppfylt.

Framgangsmåte

For å kunne starte dimensjoneringen ble både det statiske systemet og de opptredende lastene bestemt. Det statiske systemet ble valgt til å ha fritt opplagte knutepunkt, for mest konservativ løsning. De medregnete opptredende lastene på konstruksjonen ble valgt til å være egenlast, nyttelast og snølast.



Figur 2: Statisk system

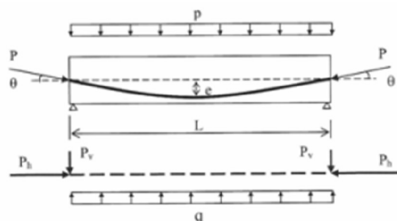
Dimensjonering

Dimensjoneringen av dekket er utført i både brudd- og bruksgrensetilstand. For bruddgrensetilstanden vil det si hvilken kapasitet elementet har før det deformeres og går til brudd. Bruksgrensetilstanden setter krav til elementet ved vanlig bruk, der krav til nedbøyning er vesentlig.

For konstruksjonen ble de kritiske elementene valgt ut ifra de med høyest belastning av de opptredende lastene. Dermed ble det valgt å dimensjonere dekke, vegg, søyler og søylefundament.

Dekke

Dekke i konstruksjonen hadde et langt spenn og relativt tynt tverrsnitt. Derfor ble det beste valget å ha spennarmering. Ved å spennarmere dekke vil en kunne hindre nedbøyning i større grad enn ved vanlig slakkarmering.



Figur 3: Eksempel spennarmering.
Hentet fra: (Svein Ivar Sørensen. *Betongkonstruksjoner Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2. 2. utgave.* Trondheim: Fagbokforlaget, 2013.)

Vegg

Veggene i konstruksjonen vil i utgangspunktet defineres som skiver, i henhold til statikken. Ettersom det fører til avanserte utregninger, ble veggen sett på som gjentatte søyler ved siden av hverandre, med en bredde på en meter. Dermed kan en dimensjonere en søyle og få kapasiteten og armeringen til veggen oppgitt i per meter.

Søyler

Det ble valgt ut to søyler for konstruksjonen, en i parkeringskjelleren og en i svalgangene. Søylene i parkeringskjelleren vil være en av elementene som har størst opptredende aksialkraft i konstruksjonen, og har dermed et stort tverrsnitt: 300x800 mm.

Søylefundament

Søylefundamentets oppgave vil være å overføre alle kreftene fra søylene og ned i bakken, uten at det oppstår merkbare setninger i konstruksjonen. Et søylefundament må dermed ha stor nok flate, samt motstå skjærkreftene fra aksialkraften til søylene.

Resultat

Resultatet fra dimensjoneringen viser til at alle elementene i konstruksjonen er innenfor kravene i både brudd- og bruksgrensetilstanden. Ved bruk av utregnet armeringsmengde vil alle elementene motstå de opptredende kreftene som blir påført elementene, uten at de vil deformeres eller svekkes.

Element	Armeringsmengde	Valgt armering
Dekke	817 mm ²	ø12,9
Vegg	2011 mm ²	10ø16
Søyle p-kjeller	2513 mm ²	8ø20
Søyle svalgang	314 mm ²	4ø10
Søylefundament	4352 mm ²	ø16

Tabell 1: Armering

B Plakat



Institutt for konstruksjonsteknikk

Dimensjonering av et bæresystem i betong Design of a Load Bearing Structure in Concrete

Prosjektnr: 2023-40 Ola Lunheim

Intern veileder: Arne Mathias Selberg Ekstern kontakt: Norconsult, Gøran Knutsen Sæther



Hentet fra: <https://www.rettet.no/tynset/nyheter/bolig/3-av-14-leiligheter-i-fjonnbakken-terrasse-ble-solgt-for-de-ble-lagt-ut-for-salg/s/5-44-255507>

Prosjektbeskrivelse

Prosjektet omhandler dimensjonering av et bæresystem i betong. Formålet er å finne armeringsmengden trengt for at elementene skal ha tilstrekkelig kapasitet mot opptredende krefter.

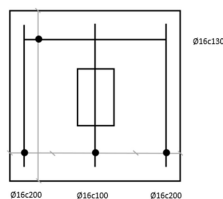
Hvordan?

- 1) Valg av statisk modell
- 2) Valg av kritiske bæreelementer
 - Dekke
 - Vegg
 - Søylar
 - Søylefundament
- 3) Utregning av opptredende laster
 - Snølast
 - Egenlast
 - Nyttelast
- 4) Dimensjonering av bæreelementer
- 5) Kontroll i brudd- og bruksgrense

Resultat

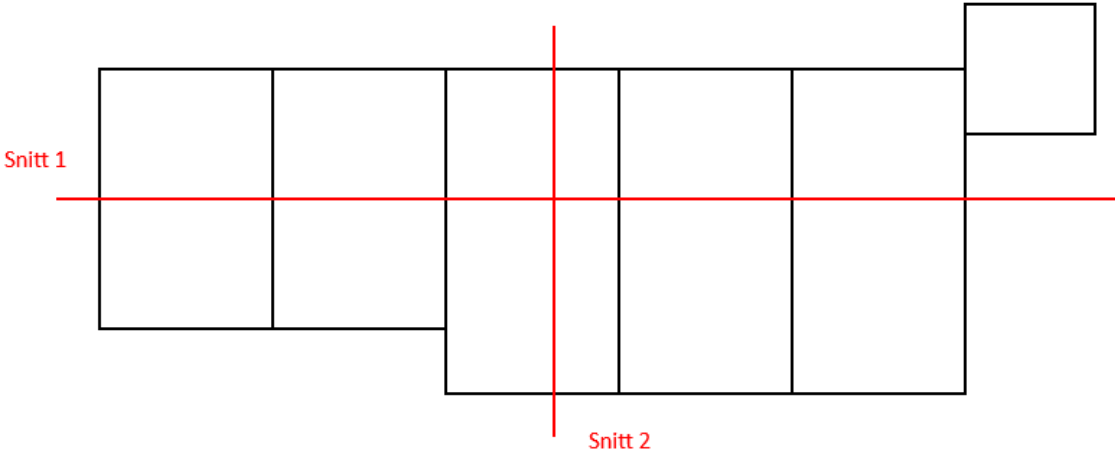
Resultatet tilsier at alle bæreelementene har tilstrekkelig kapasitet i både brudd- og bruksgrense når de er armert med følgende armering:

- Dekke – 5ø16
- Vegg – 10ø16 per meter
- Søyle p-kjeller - 8ø20
- Søyle svalgang – 4ø10
- Søylefundament
 - o y-retning - ø16c150
 - o x-retning, midtre - ø16c110
 - o x-retning, ytre - ø16c225

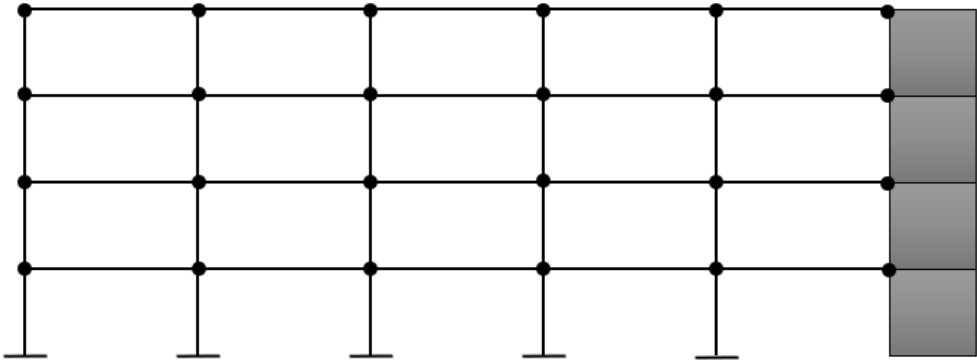


Figur 1: Armeringsfordeling - Søylefundament

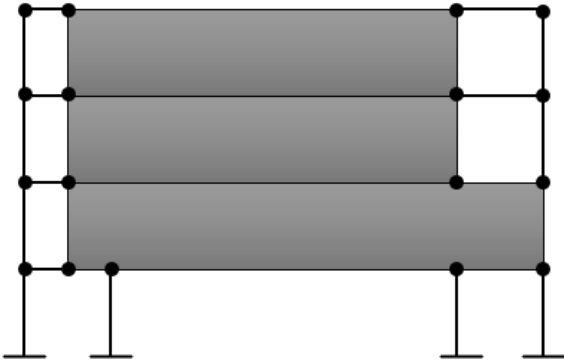
C Statisk system



C.1 Snitt 1



C.2 Snitt 2



D Karakteristiske laster

Tyngdetetthet armert betong:

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

Dekke:

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

$$h := 250 \text{ mm}$$

$$g_k := \gamma \cdot b \cdot h = 6.25 \text{ m} \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Vegg:

$$b := 200 \text{ mm}$$

$$h := 2750 \text{ mm}$$

$$g_k := \gamma \cdot b \cdot h = 13.75 \text{ m} \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Søyle parkeringskjeller:

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

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

$$L := 2665 \text{ mm}$$

$$g_k := \gamma \cdot b \cdot h \cdot L = 15.99 \text{ kN}$$

Søyle svalgang:

$$d := 200 \text{ mm}$$

$$L := 2750 \text{ mm}$$

$$g_k := \gamma \cdot \pi \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2 \cdot L = 2.16 \text{ kN}$$

Snølast:

$$\mu := 0.8 \quad C_e := 1 \quad C_t := 1 \quad h := 488.5 \quad h_0 := 493$$

$$S_{k,0} := 4 \quad \Delta S_k := 1 \quad S := S_{k,0} + \frac{h-h_0}{100} \cdot \Delta S_k = 3.955$$

$$S_k := \mu \cdot S = 3.16$$

E Dimensjonering av dekke

Betongegnekaper:

$$f_{ck} := 30 \text{ MPa} \quad f_{cd} := 17 \text{ MPa} \quad f_{ctm} := 2.9 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} := 38 \text{ MPa} \quad E_{cm} := 33 \text{ GPa}$$

Stålegnekaper:

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad f_{yd} := 434 \text{ MPa} \quad \gamma_s := 1.15$$

$$E_p := 195 \text{ GPa} \quad E_s := 200 \text{ GPa}$$

$$\phi_{slakk} := 16 \text{ mm} \quad \phi_{spenn} := 12.9 \text{ mm}$$

Geometri:

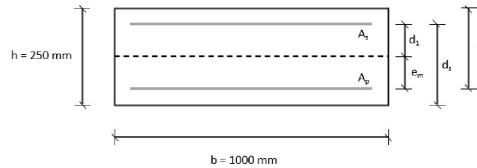
$$b := 1000 \text{ mm} \quad h := 250 \text{ mm} \quad L := 7.2 \text{ m}$$

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

$$d_1 := \frac{h}{2} - c_{nom} - \frac{\phi_{slakk}}{2} = 82 \text{ mm}$$

$$d_s := h - c_{nom} - \frac{\phi_{slakk}}{2} = 207 \text{ mm}$$

$$d := h - c_{nom} - \frac{\phi_{spenn}}{2} = 208.55 \text{ mm}$$



Spennarmering:

$$cc := 160 \text{ mm} \quad n := \frac{b}{cc} = 6.25$$

$$A_{p.kabel} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{spenn}}{2} \right)^2 = 131 \text{ mm}^2 \quad A_p := A_{p.kabel} \cdot 6.25 = 817 \text{ mm}^2$$

$$f_{pk} := 1700 \text{ MPa} \quad f_{p0.1k} := 1550 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = 1360 \text{ MPa} \quad (\text{EC2, 5.10.2.1(1)})$$

$$\epsilon_{p0} := \frac{\sigma_p}{E_p} = 6.97 \cdot 10^{-3}$$

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} = (1.348 \cdot 10^3) \text{ MPa} \quad (\text{EC2, Figur 3.10})$$

$$P := A_p \cdot \sigma_p = 1111 \text{ kN} \quad (\text{EC2, 5.10.2.1(1)})$$

Laster:

$$\gamma_g := 1.2$$

$$\gamma_q := 1.5$$

$$g_{k.dekke} := 6.25 \frac{kN}{m}$$

$$g_{d.dekke} := g_{k.dekke} \cdot \gamma_g = 7.5 \frac{kN}{m}$$

$$q_{k.dekke} := 2 \frac{kN}{m}$$

$$q_{d.dekke} := q_{k.dekke} \cdot \gamma_q = 3 \frac{kN}{m}$$

$$M_{Ed} := \frac{(g_{d.dekke} + q_{d.dekke}) \cdot L^2}{8} = 68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Strekkarmering:

$$A_{s.min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d_s = 312 \text{ mm}^2$$

(EC2, 9.2.1.1(1))

$$A_s := \frac{M_{Ed}}{0.835 \cdot d_s \cdot f_{yd}} = 907 \text{ mm}^2$$

(Sørensen, (4.26))

$$A'_s := 5 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{slakk}}{2} \right)^2 = 1005 \text{ mm}^2$$

5ø16

E-middel:

$$RH := 40$$

$$\alpha_1 := \left(\frac{35}{38}\right)^{0.7} = 944.059 \cdot 10^{-3} \quad \alpha_2 := \left(\frac{35}{38}\right)^{0.2} = 983.687 \cdot 10^{-3} \quad (\text{EC2, (B.8c)})$$

$$h_0 := \frac{2 \cdot h \cdot b}{2 \cdot h + 2 \cdot b} = 200 \text{ mm} \quad (\text{EC2, (B.6)})$$

$$\beta(f_{cm}) := \frac{16.8}{\sqrt{38}} = 2.725 \quad (\text{EC2, (B.4)})$$

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{200}}\right) \cdot \alpha_1 = 1.936 \quad (\text{EC2, (B.3b)})$$

$$\beta_{3d\text{øgn}} := \frac{1}{0.1 + 3^{0.2}} = 743.091 \cdot 10^{-3} \quad \beta_{28d\text{øgn}} := \frac{1}{0.1 + 28^{0.2}} = 488.45 \cdot 10^{-3} \quad (\text{EC2, (B.5)})$$

$$\varphi_3 := \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta_{3d\text{øgn}} = 3.922 \quad \varphi_{28} := \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta_{28d\text{øgn}} = 2.578 \quad (\text{EC2, (B.1)})$$

$$E_{cl.3} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_3} = (6.705 \cdot 10^3) \frac{N}{\text{mm}^2} \quad (\text{Sørensen, (5.24)})$$

$$E_{cl.28} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{28}} = (9.224 \cdot 10^3) \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$M_g := \frac{g_{k.dekke} \cdot L^2}{8} = 40.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_q := \frac{q_{k.dekke} \cdot L^2}{8} = 12.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_m := \frac{(g_{d.dekke} + q_{d.dekke}) \cdot L^2}{8 \cdot P} = 61.2 \text{ mm} \quad (\text{Sørensen, (4.10a)})$$

$$M_p := -P \cdot e_m = -68.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$E_{\text{middel}} := \frac{M_g + M_q + |M_p|}{\frac{M_g}{E_{cl.3}} + \frac{M_q}{E_{cl.28}} + \frac{|M_p|}{E_{cl.3}}} = (6.906 \cdot 10^3) \frac{N}{\text{mm}^2} \quad (\text{Sørensen, (5.25)})$$

Kryp:

$$A_c := b \cdot h = 250000 \text{ mm}^2$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{\text{middel}}} = 28.236 \quad (\text{Sørensen, (6.6)})$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 272247.741 \text{ mm}^2 \quad (\text{Sørensen, (6.6)})$$

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e_m}{A_t} = 5.005 \text{ mm} \quad (\text{Sørensen, (6.7)})$$

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_m - y_t)^2 = (1.379 \cdot 10^9) \text{ mm}^4 \quad (\text{Sørensen, (6.8)})$$

$$N := P = 1111 \text{ kN} \quad (\text{Sørensen, (6.9)})$$

$$y := \frac{h}{2} = 125 \text{ mm}$$

$$\sigma_{c,u} := \frac{-P}{A_t} - \frac{P \cdot (e_m - y_t) \cdot (y - y_t)}{I_t} = -9.518 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Sørensen, (6.12)})$$

$$\sigma_{c,o} := \frac{-P}{A_t} - \frac{P \cdot (e_m - y_t) \cdot (-y - y_t)}{I_t} = 1.811 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{c,t} := \frac{-P}{A_t} - \frac{P \cdot (e_m - y_t)^2}{I_t} = -6.629 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Kort tid: } \Delta \varepsilon_{pk} := \frac{\sigma_{c,t}}{E_{cm}} = -2.009 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta \sigma_{pk} := \Delta \varepsilon_{pk} \cdot E_p = -39.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Lang tid: } \Delta \varepsilon_{pl} := \frac{\sigma_{c,t}}{E_{\text{middel}}} = -9.599 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta \sigma_{pl} := \Delta \varepsilon_{pl} \cdot E_p = -187.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta \sigma_{p,kryp} := \Delta \sigma_{pl} - \Delta \sigma_{pk} = -148 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Spenningsstap i prosent: } \frac{148}{1360} = 10.9\%$$

Relaksjon:

$$\sigma_{pm0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k}) = 1275 \frac{N}{mm^2} \quad (\text{EC2, 5.10.2.3(2)})$$

$$\sigma_{pi} := \sigma_{pm0} \quad \rho_{1000} := 2.5 \quad t := 500000$$

$$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 750 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta\sigma_{pr} := \sigma_{pi} \cdot 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} = 62 \frac{N}{mm^2} \quad (\text{EC2, 3.3.2(7)})$$

$$\text{Spenningstap i prosent: } \frac{62}{1360} = 4.6\%$$

Svinn:

$$K_h := 0.85 \quad (\text{EC2, Tabell 3.3})$$

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.52 \cdot 10^{-3} \quad (\text{EC2, Tabell 3.2})$$

$$\varepsilon_{cd} := K_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 442 \cdot 10^{-6} \quad (\text{EC2, 3.1.4(6)})$$

$$\varepsilon_{ca} := 2.5 (30 - 10) \cdot 10^{-6} = 50 \cdot 10^{-6} \quad (\text{EC2, 3.1.4(6)})$$

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 492 \cdot 10^{-6} \quad (\text{EC2, 3.1.4(6)})$$

$$N_s := \varepsilon_{cs} \cdot E_p \cdot A_p = 78.37 \text{ kN}$$

$$\Delta\varepsilon_{p,svinn} := -\varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{middel} \cdot A_t} + \frac{N_s \cdot (e_m - y_t)^2}{E_{middel} \cdot I_t} = -4.243 \cdot 10^{-4} \quad (\text{Sørensen, (6.16)})$$

$$\Delta\sigma_{p,svinn} := \Delta\varepsilon_{p,svinn} \cdot E_p = -82.7 \frac{N}{mm^2} \quad (\text{Sørensen, (6.17)})$$

$$\text{Spenningstap i prosent: } \frac{82.7}{1360} = 6\%$$

Låstap:

$$\Delta L_{Lås} := 5 \text{ mm}$$

$$\Delta\varepsilon_{lås} := \frac{\Delta L_{Lås}}{L} = 6.944 \cdot 10^{-4}$$

Total tøyningstap:

$$\Delta\varepsilon_{tap} := |\Delta\varepsilon_{pl}| + |\Delta\varepsilon_{p,svinn}| + |\Delta\varepsilon_{lås}| = 2.079 \cdot 10^{-3}$$

Momentkapasitet:

$$\varepsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap} = 4.896 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} + \varepsilon_{cu}} = 634.494 \cdot 10^{-3} \quad (\text{Sørensen, (7.7)})$$

$$A_{pb} := 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d = (1.335 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad (\text{Sørensen, (7.8)})$$

$$A_{pb} > A_p \quad \text{Gir underarmert tværsnitt}$$

$$\alpha := \frac{f_{pd} \cdot A_p}{0.8 f_{cd} \cdot b \cdot d} = 388.181 \cdot 10^{-3} \quad (\text{Sørensen, (7.9)})$$

$$M_{Rd} := 0.8 (1 - 0.4 \alpha) \cdot f_{cd} \cdot \alpha \cdot b \cdot d^2 = 194 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{Sørensen, (7.5)})$$

$$M_{Ed} := \frac{(g_{d.dekke} + q_{d.dekke}) \cdot L^2}{8} = 68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} > M_{Ed} \quad \text{gir tilstrekkelig kapasitet}$$

Kontroll av oppspenningstilstanden:

$$\beta_{cc} := e^{0.25 \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{3}\right)^{\frac{1}{3}}\right)} \quad f_{cm,3} := \beta_{cc} \cdot f_{cm} = 23 \text{ MPa} \quad (\text{EC2, 3.1.2(6)})$$

$$f_{ck,3} := f_{cm,3} - 8 \text{ MPa} = 15 \text{ MPa} \quad f_{cd,3} := 0.85 \frac{f_{ck,3}}{1.5} = 8 \text{ MPa} \quad (\text{EC2, 3.1.2(5)})$$

1) Rent trykk:

$$\varepsilon_{c1} := 2.2 \cdot 10^{-3} \quad \varepsilon_s := \varepsilon_{c1} \quad \varepsilon_p := \varepsilon_{c1}$$

$$T_c := f_{cd,3} \cdot b \cdot h = 2087 \text{ kN}$$

$$T_p := \varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = 350 \text{ kN}$$

$$T_s := \varepsilon_s \cdot E_s \cdot A_s = 399 \text{ kN}$$

$$N_1 := T_c + T_p + T_s = 2837 \text{ kN}$$

$$M_1 := T_p \cdot e_m - T_s \cdot d_1 = -11.263 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) Balansepunkt:

$$\varepsilon_c := \varepsilon_{cu} = 3.5 \cdot 10^{-3} \quad \varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 2.17 \cdot 10^{-3} \quad \varepsilon_s := \varepsilon_{yd} = 2.17 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha := \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s + \varepsilon_c} = 0.617$$

$$T_c := 0.8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{cd,3} = 860 \text{ kN}$$

$$\Delta \varepsilon_p := \frac{\varepsilon_c}{\alpha \cdot d} \cdot (\alpha \cdot d - (h - d)) = 2.373 \cdot 10^{-3}$$

$$T_p := \Delta \varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = 378 \text{ kN}$$

$$S := f_{yd} \cdot A_s = 394 \text{ kN}$$

$$N_2 := T_c + T_p - S = 844 \text{ kN}$$

$$M_2 := T_c \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot \alpha \cdot d) + T_p \cdot e_m + S \cdot d_1 = 119 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) Trykbrudd i betong og dobbel flytetøyning i armering

$$\varepsilon_c := \varepsilon_{cu} = 3.5 \cdot 10^{-3} \quad \varepsilon_{yk} := \frac{f_{yk}}{E_s} = 2.5 \cdot 10^{-3} \quad \varepsilon_s := 2 \cdot \varepsilon_{yk} = 5 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha := \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s + \varepsilon_c} = 0.412$$

$$T_c := 0.8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{cd,3} = 574 \text{ kN}$$

$$\Delta\varepsilon_p := \frac{\varepsilon_c}{\alpha \cdot d} \cdot (\alpha \cdot d - (h - d)) = 1.811 \cdot 10^{-3}$$

$$T_p := \Delta\varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = 288 \text{ kN}$$

$$S := f_{yd} \cdot A_s = 394 \text{ kN}$$

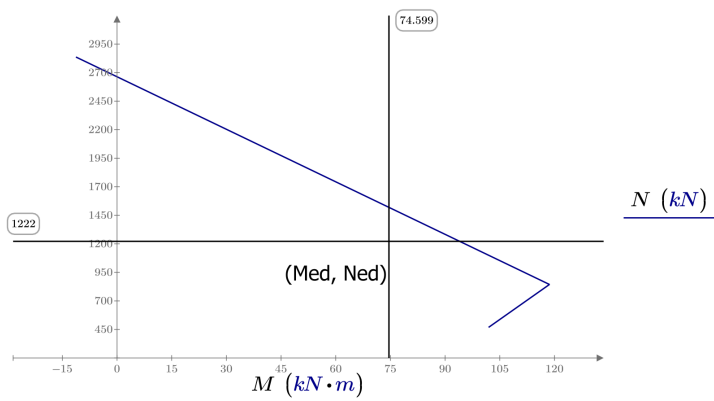
$$N_3 := T_c + T_p - S = 468 \text{ kN}$$

$$M_3 := T_c \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot \alpha \cdot d) + T_p \cdot e_m + S \cdot d_1 = 102 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N := \begin{bmatrix} N_1 \\ N_2 \\ N_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2837 \\ 844 \\ 468 \end{bmatrix} \text{ kN} \quad M := \begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -11 \\ 119 \\ 102 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Ed} := 1.1 \cdot P = 1222 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} := N_{Ed} \cdot e_m = 75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



Skjærkapasitet:

$$V_{Ed} := \frac{(g_{d.dekke} + q_{d.dekke}) \cdot L}{2} = 37.8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := 0.9 \cdot P = 1000 \text{ kN}$$

$$\sigma_{cp} := \min\left(\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd}\right) = 3.4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{EC2, 6.2.2(1)})$$

$$C_{Rd,c} := \frac{0.18}{1.5} = 0.12 \quad (\text{EC2, NA6.2.2(1)})$$

$$K := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 1.979 \quad (\text{EC2, 6.2.2(1)})$$

$$\rho_l := \frac{A_p}{h \cdot d} = 0.016 \quad (\text{EC2, 6.2.2(1)})$$

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} \cdot K \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \sigma_{cp}\right) \cdot h \cdot d \quad (\text{EC2, 6.2.2(1)})$$

$$V_{Rd,c} := 40.1 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} > V_{Ed} \quad \text{Tilstrekkelig kapasitet - ikke behov for skjærarmering}$$

$$V_{Rd,max} := 0.5 \cdot h \cdot d \cdot 0.6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot f_{cd} = 234 \text{ kN} \quad (\text{EC2, 6.2.2(3)})$$

$$V_{Rd,max} > V_{Ed} \quad \text{Tilstrekkelig skjærtrykkkapasitet}$$

Minimum skjærarmering:

$$S_{L,max} := 0.6 h = 150 \text{ mm} \quad (\text{EC2, NA.9.2.2(6)})$$

$$\rho_{w,min} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{30}}{500} \cdot 1000 \cdot \text{mm} = 1.095 \text{ mm} \quad (\text{EC2, NA.9.2.2(5)})$$

$$A_{s,w,min} := \rho_{w,min} \cdot S_{L,max} = 164 \text{ mm}^2 \quad (\text{EC2, 9.2.2(5)})$$

$$n := \frac{A_{s,w,min}}{\pi \cdot \left(\frac{8 \text{ mm}}{2}\right)^2} = 3.269 \quad S := \frac{b}{n} = 305.906 \text{ mm}$$

Bruker Sl.max: ø8c150

Nedbøying:

$$\eta := \frac{E_s}{E_{middel}} = 28.96$$

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d_s} = 4.382 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha := \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho = 392.615 \cdot 10^{-3} \quad (\text{Sørensen, (5.5)})$$

$$I_c := 0.5 \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d_s^3 = (5.942 \cdot 10^8) \text{ mm}^4 \quad (\text{Sørensen, (5.9)})$$

$$EI := E_{middel} \cdot I_c = (4.103 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2 \quad (\text{Sørensen, (5.10)})$$

Tap spenkraft: $4.6\% + 6\% + 10.9\% = 21.5\%$

$$P_{nedbøying} := P \cdot (1 - 21.5\%) = 872 \text{ kN}$$

$$p := \frac{8 P_{nedbøying} \cdot e_m}{L^2} = 8.243 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\delta_{ytre} := \frac{5}{384} \cdot \frac{(g_{k.dekke} + q_{k.dekke}) \cdot L^4}{EI} = 70.354 \text{ mm}$$

$$\delta_P := \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot L^4}{EI} = 70.29 \text{ mm}$$

$$\delta_{tot} := \delta_{ytre} - \delta_P = 0.064 \text{ mm}$$

$$\delta_{max} := \frac{L}{250} = 28.8 \text{ mm}$$

$$\delta_{tot} < \delta_{max} \quad \text{Ok nedbøying}$$

F Dimensjonering av vegg

Betongegnekaper:

$$f_{ck} := 30 \text{ MPa} \quad \gamma_c := 1.5 \quad f_{cd} := 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} := 33000 \text{ MPa}$$

Stålegnekaper:

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad \gamma_s := 1.15 \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$\phi := 16 \text{ mm}$$

Geometri:

$$b := 1000 \text{ mm} \quad h := 200 \text{ mm} \quad L_s := 2700 \text{ mm}$$

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

Laster:

$$L := 7.2 \text{ m} \quad \gamma_g := 1.2 \quad \gamma_q := 1.5$$

$$g_{k.dekke} := 6.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{d.dekke} := g_{k.dekke} \cdot \gamma_g \cdot 3 = 22.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{k.dekke} := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{d.dekke} := q_{k.dekke} \cdot \gamma_q \cdot 2 = 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$S_k := 3.16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$S_d := S_k \cdot \gamma_q = 4.74 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_d := \frac{(g_{d.dekke} + q_{d.dekke} + S_d) \cdot L}{2} = 119.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{k.vegg} := 13.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{d.vegg} := g_{k.vegg} \cdot \gamma_g \cdot 3 = 49.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Opplagerkrefter:

$$L_1 := 2 \text{ m} \quad L_2 := 7.4 \text{ m} \quad L_3 := 4.6 \text{ m}$$

$$A := (q_d + g_{d.vegg}) \cdot L_1 + \frac{(q_d + g_{d.vegg}) \cdot L_2}{2} = 964 \text{ kN}$$

$$B := \frac{(q_d + g_{d.vegg}) \cdot L_2}{2} + \frac{5}{8} \cdot (q_d + g_{d.vegg}) \cdot L_3 = 1112 \text{ kN}$$

$$C := \frac{3}{8} \cdot (q_d + g_{d.vegg}) \cdot L_3 = 292 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := B = 1112 \text{ kN}$$

Lengdearming:

$$A_{s.min} := \max\left(0.2 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}, 0.01 A_c\right) = 2000 \text{ mm}^2 \quad (\text{EC2, NA.9.5.2})$$

$$n := \frac{A_{s.min}}{\pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2} = 9.9 \quad \text{Velger: } 10\phi 16$$

$$A'_s := 10 \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 2011 \text{ mm}^2$$

$$N_{Rd} := f_{cd} \cdot (A_c - A'_s) + f_{yd} \cdot A'_s = 4240 \text{ kN} \quad (\text{Sørensen (4.5)})$$

$$N_{Rd} > N_{Ed} \quad \text{Gir tilstrekkelig kapasitet}$$

M-N diagram:

$$e := \max\left(\frac{h}{30}, 20 \text{ mm}\right) = 20 \text{ mm} \quad (\text{EC2, 6.1(4)})$$

$$M_{Ed} := N_{Ed} \cdot e = 22.25 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$n := \frac{N_{Ed}}{f_{ck} \cdot b \cdot h} = 0.2 \quad (\text{Sørensen (4.92)})$$

$$m := \frac{M_{Ed}}{f_{ck} \cdot b \cdot h^2} = 0.02 \quad (\text{Sørensen (4.93)})$$

Leser av M-N diagram gir:

$$w := 0$$

Gir tilstrekkelig kapasitet med $A_{s,\min}$

Horisontalarmering:

$$A_{s,h,\min} := 25\% \cdot A'_s = 503 \text{ mm}^2 \quad \phi := 10 \text{ mm} \quad (\text{EC2, 6.1.3(1)})$$

$$n := \frac{A_{s,h,\min}}{\pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2} = 6.4$$

$$c := \frac{L_s}{7} = 386 \text{ mm}$$

Velger $\phi 10c380$

Kontroll mot knekking:

$$L_k := L_s = 2700 \text{ mm}$$

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12} = (6.667 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$N_{kr} := \frac{\pi^2 \cdot E_{cm} \cdot I}{L_k^2} = 29785 \text{ kN} \quad (\text{Sørensen (6.3)})$$

$N_{kr} > N_{Ed}$ Gir tilstrekkelig kapasitet

G Dimensjonering av søyle parkeringskjeller

Betongegnekaper:

$$f_{ck} := 30 \text{ MPa} \quad \gamma_c := 1.5 \quad f_{cd} := 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} := 33000 \text{ MPa}$$

Stålegnekaper:

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad \gamma_s := 1.15 \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

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

Geometri:

$$b := 800 \text{ mm} \quad h := 300 \text{ mm} \quad L_s := 2665 \text{ mm}$$

$$A_c := b \cdot h = (2.4 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Laster:

$$L := 7.2 \text{ m} \quad \gamma_g := 1.2 \quad \gamma_q := 1.5$$

$$g_{k.dekke} := 6.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{d.dekke} := g_{k.dekke} \cdot \gamma_g \cdot 4 = 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{k.dekke} := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{d.dekke} := q_{k.dekke} \cdot \gamma_q \cdot 2 = 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$S_k := 3.16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$S_d := S_k \cdot \gamma_q = 4.74 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_d := \frac{(g_{d.dekke} + q_{d.dekke} + S_d) \cdot L}{2} = 146.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{k.vegg} := 13.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{d.vegg} := g_{k.vegg} \cdot \gamma_g \cdot 3 = 49.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Opplagerkrefter:

$$L_1 := 2 \text{ m} \quad L_2 := 7.4 \text{ m} \quad L_3 := 4.6 \text{ m}$$

$$A := (q_d + g_{d.vegg}) \cdot L_1 + \frac{(q_d + g_{d.vegg}) \cdot L_2}{2} = 1118 \text{ kN}$$

$$B := \frac{(q_d + g_{d.vegg}) \cdot L_2}{2} + \frac{5}{8} \cdot (q_d + g_{d.vegg}) \cdot L_3 = 1290 \text{ kN}$$

$$C := \frac{3}{8} \cdot (q_d + g_{d.vegg}) \cdot L_3 = 338 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := B = 1290 \text{ kN}$$

Lengdearmering:

$$A_{s.min} := \max \left(0.2 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}, 0.01 A_c \right) = 2400 \text{ mm}^2 \quad (\text{EC2, NA.9.5.2})$$

$$n := \frac{A_{s.min}}{\pi \cdot \left(\frac{\phi}{2} \right)^2} = 7.6 \quad \text{Velger: } 8\phi 20$$

$$A'_s := 8 \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2} \right)^2 = 2513 \text{ mm}^2$$

$$N_{Rd} := f_{cd} \cdot (A_c - A'_s) + f_{yd} \cdot A'_s = 5130 \text{ kN} \quad (\text{Sørensen (4.5)})$$

$$N_{Rd} > N_{Ed} \quad \text{Gir tilstrekkelig kapasitet}$$

Tverrarmering:

$$S_{cl.tmax} := 300 \text{ mm}$$

$$n := \frac{L_s}{S_{cl.tmax}} = 8.9 \quad \text{Velger } 9\phi 6c300$$

Kontroll mot knekking:

$$L_k := 0.7 \cdot L_s = 1865.5 \text{ mm}$$

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12} = (1.8 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$N_{kr} := \frac{\pi^2 \cdot E_{cm} \cdot I}{L_k^2} = 168460 \text{ kN} \quad (\text{Sørensen (6.3)})$$

$$N_{kr} > N_{Ed} \quad \text{Gir tilstrekkelig kapasitet}$$

H Dimensjonering av søyle svalgang

Betongegnekaper:

$$f_{ck} := 30 \text{ MPa} \quad \gamma_c := 1.5 \quad f_{cd} := 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \text{ MPa}$$
$$E_{cm} := 33000 \text{ MPa}$$

Stålegnekaper:

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad \gamma_s := 1.15 \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

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

Geometri:

$$d := 200 \text{ mm} \quad L_s := 2750 \text{ mm}$$

$$A_c := \pi \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2$$

Laster:

$$L := 7.4 \text{ m} \quad \gamma_g := 1.2 \quad \gamma_q := 1.5$$

$$g_{k.dekke} := 6.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{d.dekke} := g_{k.dekke} \cdot \gamma_g \cdot 2 = 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{k.dekke} := 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{d.dekke} := q_{k.dekke} \cdot \gamma_q \cdot 2 = 12 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_k := 3.16 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_d := S_k \cdot \gamma_q = 4.74 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{k.søyle} := 2.16 \text{ kN}$$

$$G_{d.søyle} := G_{k.søyle} \cdot \gamma_g \cdot 2 = 5.184 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := \frac{(g_{d.dekke} + q_{d.dekke} + S_d) \cdot L}{2} + G_{d.søyle} = 122.6 \text{ kN}$$

Lengdearmeing:

$$A_{s.min} := \max\left(0.2 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}, 0.01 A_c\right) = 314 \text{ mm}^2 \quad (\text{EC2, NA.9.5.2})$$

$$n := \frac{A_{s.min}}{\pi \cdot \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2} = 4 \quad \text{Velger: 4}\emptyset 10$$

$$A'_s := 4 \pi \cdot \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 = 314 \text{ mm}^2$$

$$N_{Rd} := f_{cd} \cdot (A_c - A'_s) + f_{yd} \cdot A'_s = 665 \text{ kN} \quad (\text{Sørensen (4.5)})$$

$$N_{Rd} > N_{Ed} \quad \text{Gir tilstrekkelig kapasitet}$$

Tverrarmeing:

$$S_{cl.tmax} := 200 \text{ mm}$$

$$n := \frac{L_s}{S_{cl.tmax}} = 13.8 \quad \text{Velger 14}\emptyset 6\text{c}200$$

Kontroll mot knekking:

$$L_k := L_s = 2750 \text{ mm}$$

$$I := \frac{\pi \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^4}{12} = (2.618 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$N_{kr} := \frac{\pi^2 \cdot E_{cm} \cdot I}{L_k^2} = 1128 \text{ kN} \quad (\text{Sørensen (6.3)})$$

$$N_{kr} > N_{Ed} \quad \text{Gir tilstrekkelig kapasitet}$$

I Dimensjonering av søylefundament

Betongegnekaper:

$$f_{ck} := 30 \qquad \gamma_c := 1.5 \qquad f_{cd} := 17 \text{ MPa}$$

Stålegnekaper:

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa} \qquad \gamma_s := 1.15 \qquad f_{yd} := 434 \text{ MPa}$$

$$\phi := 16 \text{ mm}$$

Geometri:

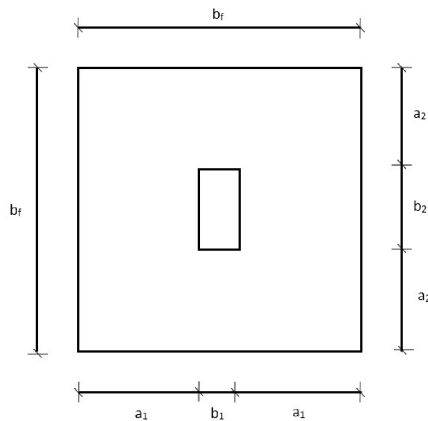
$$b_f := 3300 \text{ mm} \qquad b_1 := 300 \text{ mm} \qquad b_2 := 800 \text{ mm}$$

$$a_1 := 1500 \text{ mm} \qquad a_2 := 1250 \text{ mm} \qquad h := 600 \text{ mm}$$

$$c_{\text{min.dev}} := 35 \text{ mm} \qquad \Delta c_{\text{dev}} := 10 \text{ mm}$$

$$c_{\text{nom}} := c_{\text{min.dev}} + \Delta c_{\text{dev}} = 45 \text{ mm} \qquad (\text{EC2, 4.4.1.1})$$

$$d := h - c_{\text{nom}} - \frac{\phi}{2} = 547 \text{ mm}$$



Laster:

$$L := 7.2 \text{ m} \quad \gamma_g := 1.2 \quad \gamma_q := 1.5$$

$$g_{k.dekke} := 6.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{d.dekke} := g_{k.dekke} \cdot \gamma_g \cdot 4 = 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{k.dekke} := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{d.dekke} := q_{k.dekke} \cdot \gamma_q \cdot 3 = 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$S_k := 3.16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$S_d := S_k \cdot \gamma_q = 4.74 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_d := \frac{(g_{d.dekke} + q_{d.dekke} + S_d) \cdot L}{2} = 157.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{k.vegg} := 13.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{d.vegg} := G_{k.vegg} \cdot \gamma_g \cdot 3 = 49.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{k.søyle} := 15.99 \text{ kN}$$

$$G_{d.søyle} := G_{k.søyle} \cdot \gamma_g = 19.2 \text{ kN}$$

Opplagerkrefter:

$$L_1 := 2 \text{ m} \quad L_2 := 7.4 \text{ m} \quad L_3 := 4.6 \text{ m}$$

$$A := (q_d + G_{d.vegg}) \cdot L_1 + \frac{(q_d + G_{d.vegg}) \cdot L_2}{2} = 1180 \text{ kN}$$

$$B := \frac{(q_d + G_{d.vegg}) \cdot L_2}{2} + \frac{5}{8} \cdot (q_d + G_{d.vegg}) \cdot L_3 = 1361 \text{ kN}$$

$$C := \frac{3}{8} \cdot (q_d + G_{d.vegg}) \cdot L_3 = 357 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := B + G_{d.søyle} = 1380 \text{ kN}$$

Eksentrisk belastet søylefundament:

$$\sigma_{gd} := 400 \frac{kN}{m^2}$$

$$b_0 := \sqrt{\frac{N_{Ed}}{\sigma_{gd}}} = 1.857 \text{ m} \quad (\text{Sørensen, (4.2.7)})$$

$$e := \frac{b_f - b_0}{2} = 0.721 \text{ m} \quad (\text{Sørensen, (4.2.6)})$$

$$M_{Ed} := N_{Ed} \cdot e = 995 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b_f \cdot d^2 = 4616 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} > M_{Ed} \quad \text{Gir tilstrekkelig kapasitet}$$

Armering:

$$z := \left(1 - 0.17 \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) \right) \cdot d = 526.9 \text{ mm} \quad (\text{Sørensen, (4.3.5)})$$

$$A_s := \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = 4352.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{Sørensen, (4.3.6)})$$

$$b_f < 5 b_2 \quad \text{Gir jevnt fordelt armering i y-retning} \quad (\text{Sørensen, Figur 4.3.8})$$

$$b_f > b_1 \quad \text{Gir ikke jevnt fordelt armering i x-retning} \quad (\text{Sørensen, Figur 4.3.8})$$

Armering y-retning:

$$n := \frac{A_s}{\pi \cdot \left(\frac{\phi}{2} \right)^2} = 21.6 \quad s := \frac{b_f}{n} = 152.445 \text{ mm} \quad \text{Velger } \phi 16c150$$

Armering x-retning:

$$A_{s,\text{midtre}} := \frac{2}{3} A_s = 2901.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{Sørensen, Figur 4.3.8})$$

$$n := \frac{A_{s,\text{midtre}}}{\pi \cdot \left(\frac{\phi}{2} \right)^2} = 14.4 \quad s := \frac{b_f}{n} = 114.334 \text{ mm} \quad \text{Velger } \phi 16c110$$

$$A_{s,\text{ytre}} := \frac{A_s}{6} = 725.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{Sørensen, Figur 4.3.8})$$

$$n := \frac{A_{s,\text{ytre}}}{\pi \cdot \left(\frac{\phi}{2} \right)^2} = 3.6 \quad s := \frac{b_f}{n} = 228.7 \text{ mm} \quad \text{Velger } \phi 16c225$$

Gjennomlokking:

$$V_{Ed} := N_{Ed} = 1380 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 995 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d_{eff} := h - c_{nom} - \phi = 539 \text{ mm} \quad g_{fundament} := 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_d := \sigma_{gd} - g_{fundament} = 385 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$c_1 := b_1 = 300 \text{ mm} \quad c_2 := b_2 = 800 \text{ mm}$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200}{539}} = 1.609$$

$$\rho_l := 0.0035$$

$$V_{Rd,c} := \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} = 0.423$$

0.5d:

$$a := 0.5 \cdot d_{eff} = 269.5 \text{ mm}$$

$$u_{0.5d} := 2 (c_1 + c_2) + 2 \pi \cdot a = 3893.318 \text{ mm}$$

$$A_{0.5d} := c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_1 \cdot a + 2 \cdot c_2 \cdot a + \pi \cdot a^2 = 1061074.66 \text{ mm}^2$$

$$W_{0.5d} := \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_2 \cdot a + 4 \cdot a^2 + a \cdot \pi \cdot c_1 = 1.261 \text{ m}^2$$

$$k := 0.45$$

$$\beta := 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_{0.5d}}{W_{0.5d}} = 2.002$$

$$V_{Ed,c,u0.5d} := \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_{0.5d} \cdot d_{eff}} = 1.317 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Rd,c,u0.5d} := V_{Rd,c} \cdot \frac{2 \cdot d_{eff}}{a} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 1.691 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

Gir tilstrekkelig kapasitet

Avstand fra søyle [d]	Ui [mm]	Ai [mm ²]	Ved [kN]	Wi [m ²]	β	Ved,ui [N/mm ²]	Vrd,c [N/mm ²]	Vrd,c/Ved
2	8973	6,26	1380	7,7	1,38	0,394	0,423	1,07
1,5	7280	4,07	1380	5,0	1,48	0,519	0,564	1,09
1	5587	2,34	1380	2,8	1,64	0,753	0,846	1,12
0,5	3893	1,06	1380	1,3	2,00	1,317	1,691	1,28