



Kunnskap for en bedre verden

Bacheloroppgave

IB303312 Bacheloroppgave Bygg

10002, 10013, 10026

Totalt antall sider inkludert forsiden: 353

Ålesund, 22.05.17

Obligatorisk egenerklæring/gruppeerklæring

Den enkelte student er selv ansvarlig for å sette seg inn i hva som er lovlige hjelpemidler, retningslinjer for bruk av disse og regler om kildebruk. Erklæringen skal bevisstgjøre studentene på deres ansvar og hvilke konsekvenser fusk kan medføre. Manglende erklæring fritar ikke studentene fra sitt ansvar.

Du/dere fyller ut erklæringen ved å klikke i ruten til høyre for den enkelte del 1-6:		
1.	Jeg/vi erklærer herved at min/vår besvarelse er mitt/vårt eget arbeid, og at jeg/vi ikke har brukt andre kilder eller har mottatt annen hjelp enn det som er nevnt i besvarelsen.	<input type="checkbox"/>
2.	Jeg/vi erklærer videre at denne besvarelsen: <ul style="list-style-type: none">• ikke har vært brukt til annen eksamen ved annen avdeling/universitet/høgskole innenlands eller utenlands.• ikke refererer til andres arbeid uten at det er oppgitt.• ikke refererer til eget tidligere arbeid uten at det er oppgitt.• har alle referansene oppgitt i litteraturlisten.• ikke er en kopi, duplikat eller avskrift av andres arbeid eller besvarelse.	<input type="checkbox"/>
3.	Jeg/vi er kjent med at brudd på ovennevnte er å <u>betrakte som fusk</u> og kan medføre annullering av eksamen og utestengelse fra universiteter og høgskoler i Norge, jf. Universitets- og høgskoleloven §§4-7 og 4-8 og Forskrift om eksamen §§14 og 15.	<input type="checkbox"/>
4.	Jeg/vi er kjent med at alle innleverte oppgaver kan bli plagiatkontrollert i Ephorus, se Retningslinjer for elektronisk innlevering og publisering av studiepoenggivende studentoppgaver	<input type="checkbox"/>
5.	Jeg/vi er kjent med at høgskolen vil behandle alle saker hvor det forligger mistanke om fusk etter høgskolens studieforskrift §31	<input type="checkbox"/>
6.	Jeg/vi har satt oss inn i regler og retningslinjer i bruk av kilder og referanser på biblioteket sine nettsider	<input type="checkbox"/>

Publiseringsavtale

Studiepoeng: 20

Veileder: Kristian Normann, Lars-Erik Vinje

Fullmakt til elektronisk publisering av oppgaven

Forfatter(ne) har opphavsrett til oppgaven. Det betyr blant annet enerett til å gjøre verket tilgjengelig for allmennheten ([Åndsverkloven §2](#)).

Alle oppgaver som fyller kriteriene vil bli registrert og publisert i Brage HiM med forfatter(ne)s godkjenning.

Oppgaver som er unntatt offentlighet eller båndlagt vil ikke bli publisert.

Jeg/vi gir herved NTNU i Ålesund en vederlagsfri rett til å gjøre oppgaven tilgjengelig for elektronisk publisering:

ja nei

Er oppgaven båndlagt (konfidensiell)?

ja nei

(Båndleggingsavtale må fylles ut)

- Hvis ja:

Kan oppgaven publiseres når båndleggingsperioden er over?

ja nei

Er oppgaven unntatt offentlighet?

ja nei

(inneholder taushetsbelagt informasjon. [Jfr. Offl. §13/Fvl. §13](#))

Dato: 22.05.17

FORORD

Denne bacheloroppgaven skrives ved Institutt for havromsoperasjoner og byggingsteknikk ved fakultet for ingeniørvitenskap ved Norges tekniske-naturvitenskaplige universitet (NTNU) våren 2017. Prosjektgruppen studerer konstruksjon ved NTNU Ålesund og samarbeidspartner for oppgaven er VestlandsHus AS.

Opgaven utgjør 20 studiepoeng. Arbeidet er utført fra januar 2017 til mai 2017.

Vi valgte denne oppgaven på grunnlag av at den bygger videre på flere sentrale tema fra ingeniørstudiet. Oppgaven har gitt et godt bilde av forskjellige løsninger og materialer, samt de krevde arbeidsoppgavene ingeniøryrket har å by på. Vi har fått økt forståelse for hvordan ulike krefter opptrer i konstruksjonen og fremgangsmåten for å prosjektere ett bygg.

Vi ønsker å rette en stor takk til veilederen ved VestlandsHus, sivilingeniør Lars Erik Vinje som har gitt oss faglige råd og god veiledning under arbeidet med oppgaven. Vi vil også takke vår veileder ved NTNU i Ålesund, Kristian Normann for god hjelp og gode tilbakemeldinger underveis.

Vi vil også takke Norconsult Informasjonssystemer og Holte for studentlisenser til beregningsprogram vi har benyttet i oppgaven, og ikke minst en stor takk til firmaer og ansatte, som har vært svært hjelpelig med informasjon og prisestimer.

Ålesund
18.05.17

SIGN

Kristoffer Tsaksen

David Skithrei

Simen Nygård

Sammendrag

I denne rapporten har vi sett på bæresystemet for en to etasjes boligblokk med et samlet BRA på rundt 500 m².

Opgavens hovedhensikt er å definere et bæresystem for boligblokken hvor det er fokus på å finne en prisgunstig løsning. Her er valg av materialer en avgjørende faktor. Boligblokken skal deretter dimensjoneres og modelleres.

For å finne ut hva som var den mest lønnsomme løsningen for bæresystemet, har vi valgt å se på forskjellige løsninger for hver bygningsdel for seg selv, istedenfor totale løsninger. På denne måten har vi kunne gått grundigere gjennom flere løsninger for spesifikke bygningsdeler.

Beregninger av priser på byggematerialer er anskaffet i dialog med produsenter og fra kalkulasjonsprogrammene Holte SmartKalk og ISY Calcus.

Deler av bygget er dimensjonert i FEM-design og kontrollert ved håndberegninger utført i Mathcad. Verdier for bæresystem som HSQ-, DLB-bjelker og hulldekker er hentet fra produsenters diagrammer og tabeller (kapasitet) og beregnet ved håndberegninger.

Modelleringsarbeidet er utført i Revit og Autocad.

Med to store oppgaver å løse var vi avhengig av å starte dimensjoneringsarbeidet før priskalkulasjon av alle alternativer var utformet for å komme i mål. Rapporten inneholder derfor to sluttresultat for henholdsvis dimensjonering av vårt første veivalg av bæresystem og et endelig resultat av den mest prisgunstige løsningen.

Det bæresystemet vi kom fram til var mest lønnsom består av tak av lett-tak elementer opplagt på HEB-bjelker, etasjeskiller av hulldekker opplagt på HSQ-bjelker, og hulprofiler av stål som søyler. Kjellervegger og dekke i parkeringskjeller har vi valgt å ikke regne pris på da det mest sannsynlig ville blitt samme løsning her uansett hvilket bæresystem vi velger for resten av bygget.

I rapporten for øvrig er det tatt utgangspunkt i at leser har kompetanse til å forstå aktuelle begreper og terminologier.

Terminologi

Begreper

BIM	Bygningsinformasjonsmodellering
EN	Europeisk standard
FEM	Finite element method
HD	Hulldekke
ISO	Standardiseringsorganisasjon
$L'_{n,w}$	Trinnlyd
NA	National appendix – nasjonalt tillegg til standarder
NS	Norsk standard
NS-EN	Norsk standard
RIB	Rådgivende ingeniør bygg
RIBr	Rådgivende ingeniør brann
R'_w	Luftlyd
SAK10	Byggesaksforskriften
TEK10	Byggteknisk forskrift
VSAK	Veiledning til TEK10
VTEK	Veiledning til TEK10
VVS	Varme-, ventilasjons, sanitærteknikk
UE	Enhetspris for kjøpte tjenester

Symboler og notasjon

A_c	Areal av betong
a_{cc}	Koeffisient som tar hensyn til virkninger av langtidslast.
A_s	0,85 Areal av armering
b	Bredde av tverrsnitt
B35	Betongkvalitet 35
b_{eff}	Effektiv bredde av tverrsnitt
b_f	Bredde av flens
b_w	Bredde av steg
c_{nom}	Armeringsoverdekning
C_{pe}	Vindlastfaktor
d	Effektiv høyde av betongtverrsnitt
d_1	Avstanden fra strekksiden til senter armeringsjern
E	Elastisetsmodul
e_0	Minsteeksentrisitet for aksiallast
E_c	Elastisetsmodul, betong
E_{cm}	Sekant-elastisetsmodul, betong
E_s	Elastisetsmodul, stål
F	Kraft
f_{cd}	Dimensjonerende trykkfasthet, betong
f_{ck}	Karakteristisk trykkfasthet, betong
f_{ctm}	Middelverdi for strekkfastheten til betong
f_{yd}	Dimensjonerende trykkfasthet, stål
f_{yk}	Karakteristisk trykkfasthet, stål

f_u	Strekfasthet (bruddspenning), stål
h	Høyde av tverrsnitt
h'	Avstand mellom tyngdepunkt av trykk- og strekkarmering
H_g	Høydegrense for kommunen
h_w	Høyde av steg
I	Annet arealmoment
l	Lengde
M	Moment
M_{Ed}	Dimensjonerende moment
M_{Rd}	Dimensjonerende momentkapasitet
N_{cr}	(Kritisk) knekklast
N_{Ed}	Dimensjonerende aksialkraft
P	Aksiell trykkraft
q_k	Jevnt fordelt last
$R30$	Bygningsdelens brannmotstandsevne uten å miste sin bæreevne i 30 minutter
S_k	Karakteristisk snølast på mark
$S_{k,0}$	Karakteristisk snølast i kommunen
$V_{b,0}$	Referanse vindhastighet
V_{Ed}	Skjærkraft
V_{Rd}	Skjærkraftkapasitet
z	Indre momentarm
α	Relativ trykksonehøyde
γ	Lastfaktor
γ_M	Materialfaktor
ΔS_k	Snølasttillegg per 100m
ϵ_c	Tøyning i betong
ϵ_{cu}	Tøyningsgrense for trykk i betong
ϵ_s	Tøyning i stål
η	Forhold mellom elastisitetsmoduler for stål og betong
μ	Formfaktor
ρ	Armeringsforhold
σ	Spenning
τ	Skjærspenning
ϕ	Armeringsdiameter

INNHOOLD

1	INNLEDNING	1
1.1	FORMÅL OG PROBLEMSTILLING	1
1.2	AVGRENSNINGER	1
1.3	RAPPORTENS OPPBYGNING	1
1.4	AVVIK	1
1.5	MERKNADER	2
2	TEORETISK GRUNNLAG	3
2.1	PROGRAMMER	3
2.1.1	<i>Revit og AutoCAD</i>	3
2.1.2	<i>EUROCODEexpress</i>	3
2.1.3	<i>Mathcad</i>	4
2.1.4	<i>Holte SmartKalk</i>	4
2.1.5	<i>ISY Calcus</i>	5
2.1.6	<i>FEM-design</i>	5
2.2	BETONG	9
2.2.1	<i>Generelt</i>	9
2.2.2	<i>Egenskaper</i>	9
2.2.3	<i>Forskaling</i>	9
2.2.4	<i>Armeringsstål</i>	9
2.2.5	<i>Kryp og svinn</i>	9
2.3	PREFABRIKERTE BETONGELEMENTER	9
2.3.1	<i>Hulldekker</i>	10
2.3.2	<i>Dekker av lettklinkerbetong</i>	11
2.3.3	<i>Bjelker</i>	11
2.3.4	<i>Søyler</i>	12
2.4	STÅL	13
2.4.1	<i>Søyler</i>	14
2.4.2	<i>Bjelker</i>	14
2.5	TREVERK	15
2.5.1	<i>Konstruksjonsvirke</i>	15
2.5.2	<i>I-bjelker</i>	15
2.5.3	<i>Gitterbjelker</i>	16
2.5.4	<i>Limtre</i>	17
2.5.5	<i>Parallellfiner</i>	17
2.6	KLASSIFISERINGER	18
2.6.1	<i>Tiltaksklasse</i>	18
2.6.2	<i>Risikoklasse</i>	19
2.6.3	<i>Brannklasse</i>	20
2.6.4	<i>Pålitelighetsklasse</i>	21
2.6.5	<i>Lydklasse</i>	22
2.7	BÆRESYSTEM OG TEKNISKE LØSNINGER	23
2.7.1	<i>Bæresystem generelt</i>	23
2.7.2	<i>Dekker</i>	23
2.7.3	<i>Bjelker</i>	23
2.7.4	<i>Søyler</i>	24
2.7.5	<i>Fundamenter og grunnforhold</i>	24
2.7.6	<i>Taksystemer</i>	24
2.7.7	<i>Opplegg av hulldekker på bjelker</i>	25
2.7.8	<i>Opplegg av hulldekke på bærende vegg</i>	26
2.7.9	<i>Påstøp og avretting</i>	26
2.7.10	<i>Avstivning</i>	26
2.7.11	<i>Støttemur</i>	28
2.8	SEISMISK LAST	28
3	PLANLØSNING	30

3.1	PARKERINGSKJELLER	30
3.2	PLAN 1 OG 2	31
3.3	KLASSIFISERING FOR VÅR BOLIGBLOKK	33
3.3.1	<i>Tiltaksklasse etter brann- og pålitelighetsklasser.</i>	33
3.3.2	<i>Risikoklasser</i>	33
3.3.3	<i>Lydklasser</i>	33
4	SNØLAST	34
4.1	METODE	34
4.2	RESULTAT	35
4.3	DISKUSJON	36
4.4	KONKLUSJON	36
5	VINDLAST	37
5.1	METODE	37
5.2	RESULTAT	40
5.2.1	<i>Vindlast på vegg</i>	40
5.2.2	<i>Vindlast på saltak</i>	41
5.2.3	<i>Vindlast på flatt tak</i>	41
5.3	DISKUSJON	42
5.4	KONKLUSJON	43
6	TAK	44
6.1	PLASSTØPT BETONG	45
6.1.1	<i>Metode</i>	45
6.1.2	<i>Resultat</i>	45
6.2	HULLDEKKER	46
6.2.1	<i>Metode</i>	46
6.2.2	<i>Resultat</i>	46
6.3	TAKSTOLER	47
6.3.1	<i>Metode</i>	47
6.3.2	<i>Resultat</i>	48
6.4	LETT-TAK ELEMENTER	49
6.4.1	<i>Metode</i>	49
6.4.2	<i>Resultat</i>	49
6.5	ANDRE VURDERTE LØSNINGER	50
6.5.1	<i>Konstruksjonsvirke</i>	50
6.5.2	<i>Limtre</i>	50
6.5.3	<i>I-bjelker</i>	51
6.5.4	<i>Parallellfiner</i>	51
6.5.5	<i>Lettklinkerbetong</i>	52
6.6	DISKUSJON	52
6.7	KONKLUSJON	53
7	ETASJESKILLER	54
7.1	PLASSTØPT BETONG	54
7.1.1	<i>Metode</i>	54
7.1.2	<i>Resultater</i>	54
7.2	HULLDEKKER	56
7.2.1	<i>Metode</i>	56
7.2.2	<i>Resultater</i>	56
7.3	GITTERBJELKER	58
7.3.1	<i>Metode</i>	58
7.3.2	<i>Resultat</i>	59
7.4	ANDRE VURDERTE LØSNINGER	60
7.4.1	<i>Konstruksjonsvirke</i>	60
7.4.2	<i>Limtre</i>	60
7.4.3	<i>I-bjelker</i>	61
7.4.4	<i>Parallellfiner</i>	61
7.4.5	<i>Elementer av lettklinkerbetong</i>	62

7.5	DISKUSJON	63
7.6	KONKLUSJON	63
8	BALKONG	64
8.1	METODE	64
8.2	RESULTATER	65
8.3	DISKUSJON	65
8.4	KONKLUSJON	65
9	SVALGANG	66
9.1	PREFABRIKERT PLATE	66
9.1.1	<i>Metode</i>	66
9.1.2	<i>Resultat</i>	66
9.2	PLASSTØPT PLATE	66
9.2.1	<i>Metode</i>	67
9.2.2	<i>Resultat</i>	67
9.3	DISKUSJON	68
9.4	KONKLUSJON	68
10	TAKBJELKER	69
10.1	STÅL	69
10.1.1	<i>Metode</i>	69
10.1.2	<i>Resultat</i>	69
10.2	PLASSTØPT BETONG	70
10.2.1	<i>Metode</i>	70
10.2.2	<i>Resultat</i>	70
10.3	PREFAB BETONG	70
10.3.1	<i>Metode</i>	70
10.3.2	<i>Resultat</i>	71
10.4	DISKUSJON	71
10.5	KONKLUSJON	71
11	BJELKER FOR ETASJESKILLERE	72
11.1	DLB- OG LB-BJELKER	72
11.1.1	<i>Metode</i>	73
11.1.2	<i>Resultat</i>	74
11.2	HSQ-BJELKER	75
11.2.1	<i>Metode</i>	75
11.2.2	<i>Resultat</i>	77
11.3	PLASSTØPT BETONG	77
11.3.1	<i>Metode</i>	77
11.3.2	<i>Resultat</i>	77
11.4	DISKUSJON	78
11.5	KONKLUSJON	78
12	SØYLER	79
12.1	STÅL	79
12.1.1	<i>Metode</i>	80
12.1.2	<i>Resultat</i>	80
12.2	PLASSTØPT BETONG	80
12.2.1	<i>Metode</i>	80
12.2.2	<i>Resultat</i>	80
12.3	PREFAB	80
12.3.1	<i>Metode</i>	81
12.3.2	<i>Resultat</i>	81
12.4	DISKUSJON	81
12.5	KONKLUSJON	82
13	AVSTIVNINGSSYSTEM	83
13.1	HORISONTALE SKIVER	84

13.2	VERTIKALE SKIVER	86
14	BYGNINGSFYSIKK	87
14.1	DEKKER	87
14.1.1	1.Etasje	87
14.1.2	2.Etasje	87
14.2	YTTERVEGGER	87
14.3	YTTERVEGG, TRAPPESJAKT	88
14.4	HSQ-BJELKER	88
15	DIMENSJONERING	89
15.1	METODE	89
15.1.1	Brukstid	89
15.1.2	Laster	90
15.1.3	Svinntøyning og kryp	90
15.1.4	Betong: Kvalitet og overdekning	91
15.1.5	Bruksgrensetilstand	92
15.1.6	Arealreduksjonsfaktor, α_A	92
15.1.7	Etasjereduksjonsfaktor, α_n	92
15.1.8	Bruddgrensetilstand	93
15.1.9	Metode Fem-design	93
15.1.10	Håndberegninger	94
15.2	RESULTATER	95
15.2.1	Takbjelke	95
15.2.2	Knekking, HUP 150x4	103
15.2.3	Plate for søyletrykk mot yttervegg	104
15.2.4	HSQ-bjelke, nedbøying	105
15.2.5	Betong, minsteeksentrisitet	106
15.2.6	Støttevegg	108
15.2.7	Søylefundament	112
15.2.8	Vindlast	114
16	SLUTTKONKLUSJON	120
16.1	PROBLEMSTILLING 1	120
16.2	PROBLEMSTILLING 2	120
17	REFERANSER	122
18	VEDLEGG	126

1 INNLEDNING

1.1 Formål og problemstilling

Vi har valgt å dele inn oppgaven i to problemstillinger:

1. **Problemstilling 1** er å vurdere fordeler og ulemper ved ulike bæresystemer for småblokk på to etasjer og samlet BRA på 500 m² med tilhørende parkeringskjeller. Målet er å komme frem til hvilke materialvalg og bæresystem som er mest lønnsomme for småblokker på denne størrelse, med tanke på bygningsfysikk, ressursbruk og kostnader.
2. **Problemstilling 2** er å dimensjonere den løsningen vi kommer fram til i problemstilling 1, og utarbeide tegninger.

1.2 Avgrensninger

Oppgaven har måttet avgrensnes for å få en god rapport innenfor tidsfristen. Det finnes mange flere løsninger og materialer for bæresystem enn det vi har med, men vi har valgt å avgrense oss til noen av de vanligste. I tillegg har vi valgt å ikke vurdere massivtre som blir mer og mer vanlig å bruke i bæresystemer. Grunnen til dette er at vi ikke hadde kunnskap om beregningsmetoder for massivtre, og ville ikke fått tid til å sette oss inn i dette. Det er også fagområder vi har valgt å se bort ifra ved dimensjoneringen, blant annet dimensjonering for jordskjelv. Dette er kun beskrevet med teori.

1.3 Rapportens oppbygning

Rapporten starter med et teorigapittel som tar for seg teorien om det som er med videre i rapporten. Deretter kommer et kapittel om planløsning og ytre rammer for bygget, hvor vi beskriver hvilken planløsning vi har tatt utgangspunkt i, og begrunner dette valget. Videre har vi valgt å dele opp rapporten etter kapittel for hver bygningsdel, i tillegg til vindlast og snølast. Hvert av disse kapitlene er inndelt i underkapitler for metode, resultat, diskusjon og konklusjon. I disse kapitlene skal vi besvare hvilke typer materialer og bæresystem som er mest lønnsomme for hver bygningsdel, og går under problemstilling nr. 1. Etter disse kapitlene kommer det et kapittel om hvordan vi har valgt å avstive det bæresystemet vi har kommet frem til på problemstilling 1. Deretter kommer et kapittel som tar for seg problemstilling nr. 2, selve dimensjoneringen av det valgte bæresystemet, før vi avslutter rapporten med en sluttkonklusjon.

1.4 Avvik

Det har oppstått noen avvik og endringer underveis som har ført til at vi har måttet gjøre tiltak.

For å få nok tid til dimensjoneringen måtte vi begynne med dette før vi hadde en konklusjon på første problemstilling. Da vi i tillegg måtte gjøre endringer på arbeidet med første problemstilling, kom vi fram til en litt annen løsning her, enn det som var blitt dimensjonert. Det vil derfor være noe forskjell på hva som er funnet som mest lønnsomme bæresystem, og hva som er dimensjonert i andre problemstilling.

1.5 Merknader

Vi har ikke fått tillatelse til å publisere detaljerte priser fra Holte SmartKalk og ISY Calcus, kun totalpris. Derfor har vi bare tatt med totalprisen på hver løsning i rapporten. For informasjon om programmene se kapittel 2.1.

2 TEORETISK GRUNNLAG

2.1 Programmer

2.1.1 Revit og AutoCAD

Revit er et program for bygningsinformasjonsmodellering (BIM), og inneholder funksjoner for arkitektdesign, VVS, elektro, byggeteknikk og konstruksjon. Programmet brukes til å modellere bygningskomponenter og strukturer i 3D. [1]

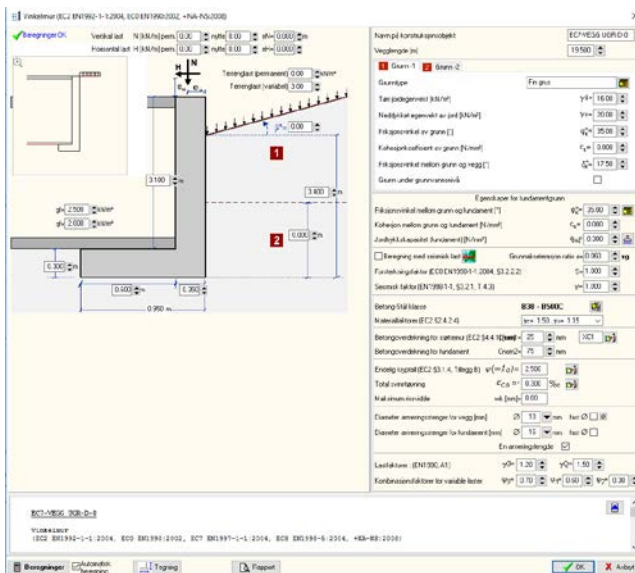
AutoCAD er et program for både 2D og 3D CAD (Computer aided design) eller DAK på norsk (dataassistert konstruksjon).[2]

Vi vil i oppgaven vår bruke AutoCAD til å tegne plantegninger og detaljtegninger, og Revit for å modellere bygget i 3D.

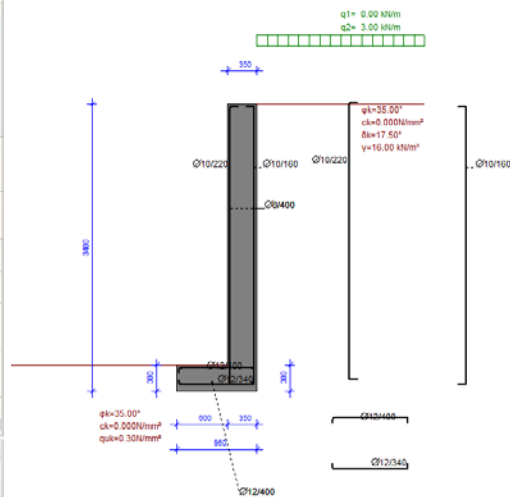
2.1.2 EUROCODEexpress

Beregningsprogrammet EUROCODEexpress er et 2D program for design og analyser med Eurokoder utviklet av RUNET software & expert system. Programmet har et enkelt oppsett med en hovedmeny plassert øverst i vinduet hvor beregninger for de ulike Eurokoder ligger i kronologisk rekkefølge. Her finnes beregningsmulighet av betong, stål og tre med mer. Etter ferdig analysearbeid av konstruksjonsdel kan det skrives ut en rapport med beskrivelser av gjennomført dimensjonering, her kan det også for enkelte betongkonstruksjoner skrives ut armeringstegning. I tillegg er det mulig å dimensjonere rammeverk i Frame2Dexpress+ECdesign.

EUROCODEexpress er generelt sett et brukervennlig program i sin enkle og oversiktlige fremstilling. [3]



Figur 2.1 Visning fra Eurocode express av støttevegg.



Figur 2.2 Armeringstegning av støttevegg.

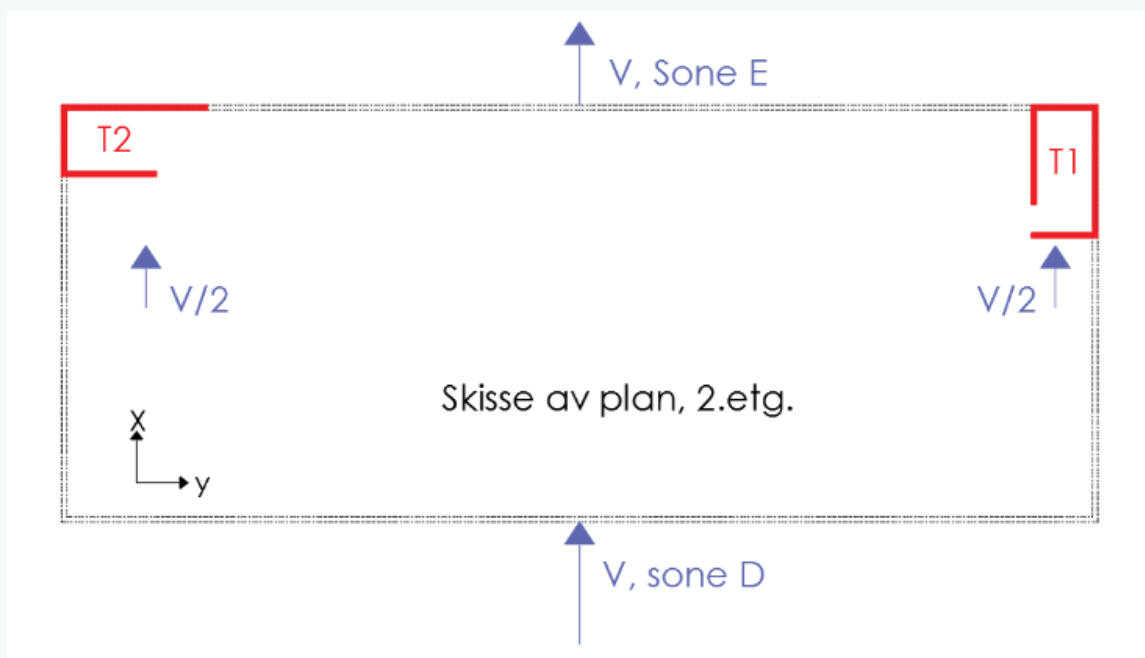
2.1.3 Mathcad

Mathcad er et kalkuleringsprogram utviklet hovedsakelig for ingeniører og forskere. Programmets utgave i dag har mange likhetstrekk med Excel, hvor utregninger av lange beregninger med deloppgaver kobles sammen og regnes ut automatisk. Kort beskrevet er Mathcad et kalkulasjonsverktøy som fremstiller og utfører beregninger som oppdateres løpende om faktorer i regnestykker endres underveis. Det er også mulighet for innsetting av tekstbeskrivelser, grafiske fremstillinger, så vel som bildebeskrivelser og en interaktiv kobling mellom Mathcad og Excel.

Mathcad forenkler også muligheten for å dele beregninger med kolleger under beregningsprosessen. [4, 5]

Lasttilfelle 2:

Punktlaster av vind på dekke for beregning av moment i konstruksjon, vinkelrett på lang fasade.



Mål for arealberegning av punktlast på lang fasade:

Høydemål: Halve vegg 2.etasje pluss halve vegg 1.etasje. $h_b := 2.975 \text{ m}$

Lengdemål: Lang fasade. $l_l := 40.5 \text{ m}$

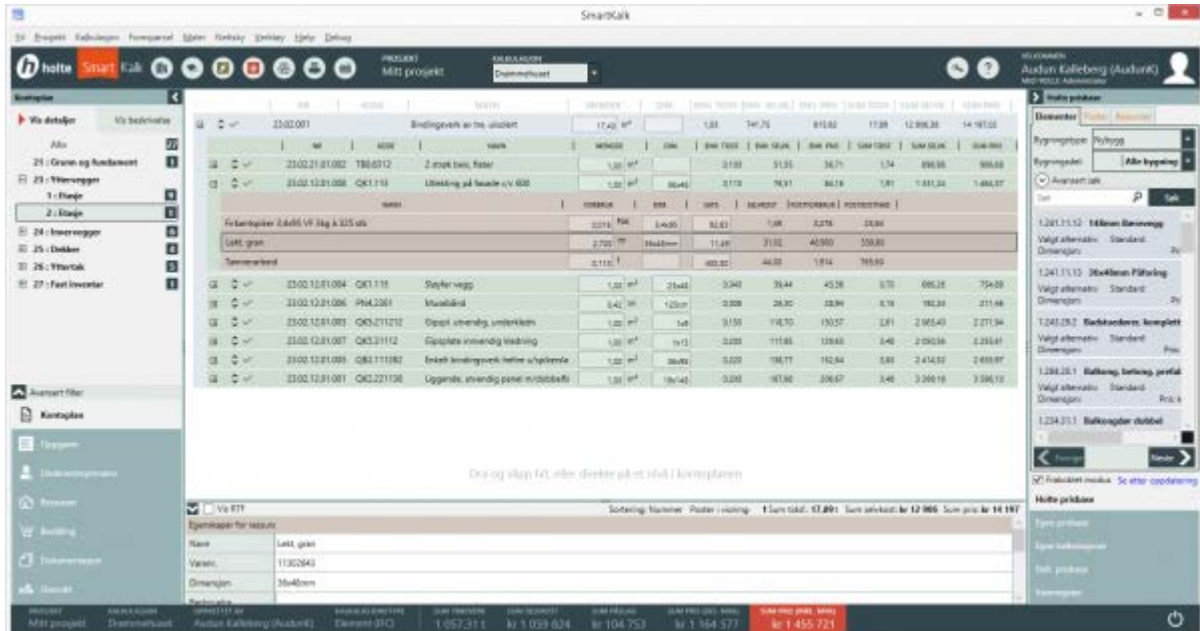
Høydemål: Halve 2.etasje. $h_t := 1.425 \text{ m}$

Figur2.3 Utsnitt av vindlastberegninger med bildebeskrivelse.

2.1.4 Holte SmartKalk

Holte SmartKalk er et kalkyleverktøy som gir kalkyler og rapporter. Programmet inneholder alt fra enhetstider og -priser til arealpriser. Programmet inneholder over 3000 ferdige bygningselementer med priser basert på NS 3451 og over 4400 enhetstider og priser samt

materialforbruk og UE-priser som er oppdatert etter NS 3420. Programmet er Norges mest innholdsrike verktøy både på antall priser og innhold. Alle prisene er bygget opp med tidsforbruk og materialforbruk etter markedstall. Programmet inneholder også en IFC-modul som gir en automatisk overføring av tegning til kalkyle og 3D visualisering, i kalkyleprosessen og kan f.eks. generere kalkyler basert på eksisterende tegning av et bygg. [6]



Figur 2.4: Holte SmartKalk [6]

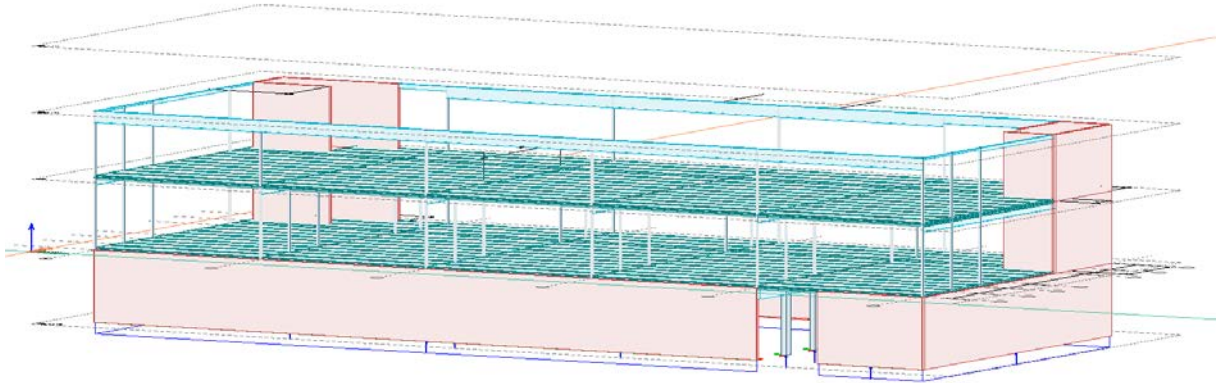
2.1.5 ISY Calcus

ISY Calcus er et kalkyleprogram hvor man kan finne priser basert på Norsk Prisbok og vurdere lønnsomhet på prosjekter. I tillegg kan man utføre analyse av usikkerhet, livsløp og klima-/miljøbelastning (CO₂ – ek.), beregninger av byggevaremasser og avfall, samt ta ut mengder fra BIM ved import av .IFC filer. [7, 8]

2.1.6 FEM-design

FEM-design er et avansert modelleringsprogram i 3D, avgrenset til elementanalyse og design av lastbærende konstruksjoner i betong, stål og tre. Programmet beregner etter NS-EN standarden. Systemet i FEM-design baserer seg på CAD-verktøyet, noe som forenkler muligheten til å hente filer (tegningsstrukturer) fra andre CAD baserte programmer som Revit, ArchiCAD og Tekla Structure. Av filtyper leser programmet IFC, DWG og DXF. Programmet er brukervennlig i form av at hver oppgave utføres fra venstre mot høyre ved innleggelse av data for dimensjonerings.

Visning av konstruksjoner i form av geometri og resultat er beskrevet detaljert grafisk eller som animasjon i data-analyser etter beregninger. [9, 10]



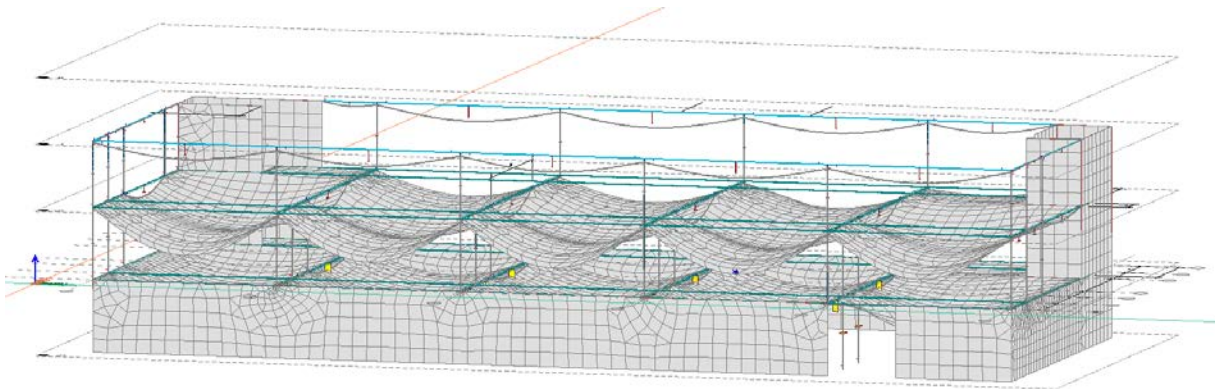
Figur 2.5

Figur 2.5 viser grafisk 3D fremstilling av tegning i fem-design.

Analyser

Ved ferdig opptegnet konstruksjon kan egenlast og nyttelaster plasseres på aktuelle steder. Her er det også mulig å sette på ytre naturlaster som snø-, vind- og seismiske laster, disse blir automatisk generert.

Når lastene er riktig lagt inn som lastkombinasjoner kan konstruksjonen analyseres. Her kan det utføres avanserte statiske og dynamiske beregninger i tillegg til en stabilitetskontroll. [10]

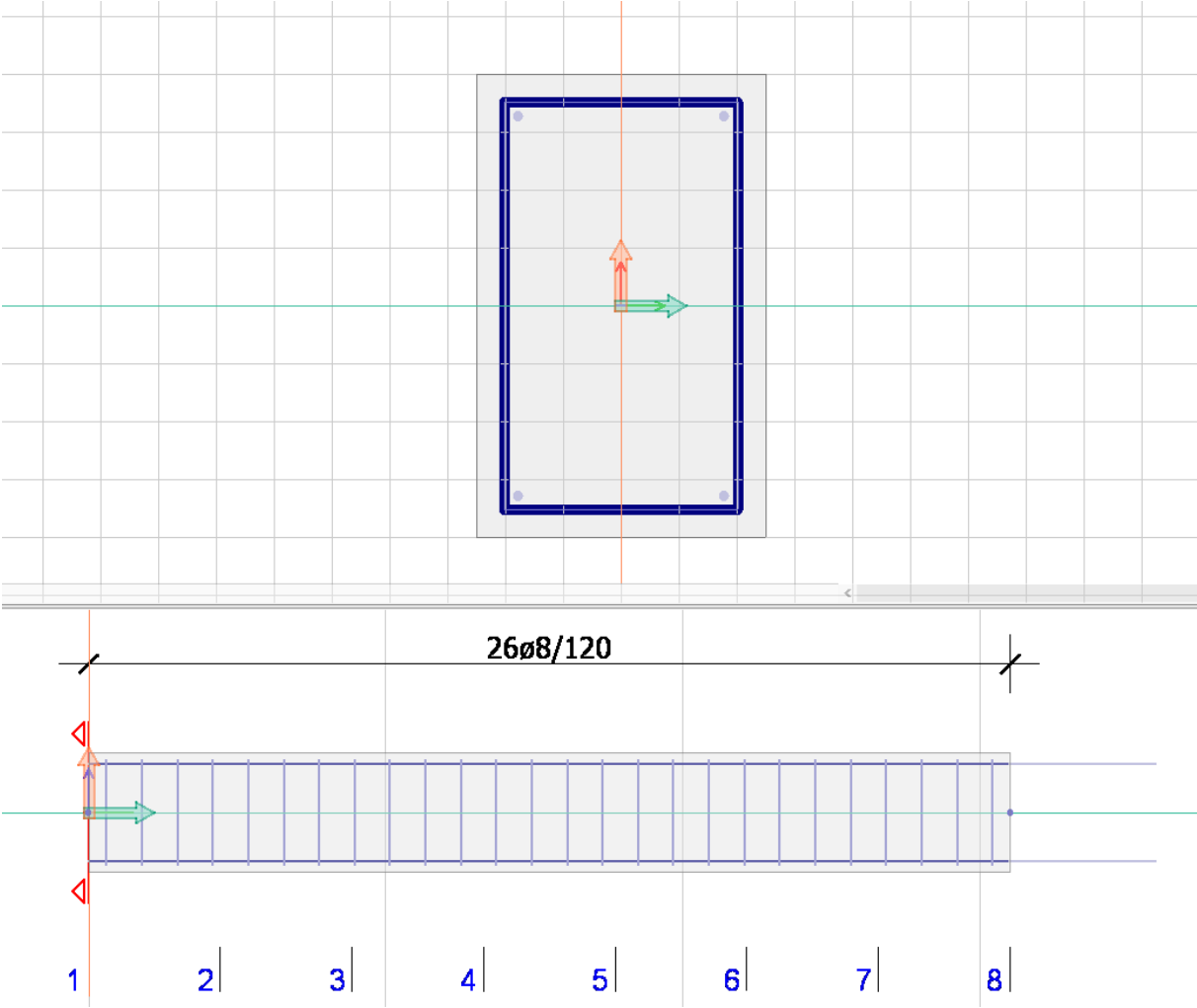


Figur 2.6

Figur 2.6 viser nedbøying av påført nyttelast etter analyse.

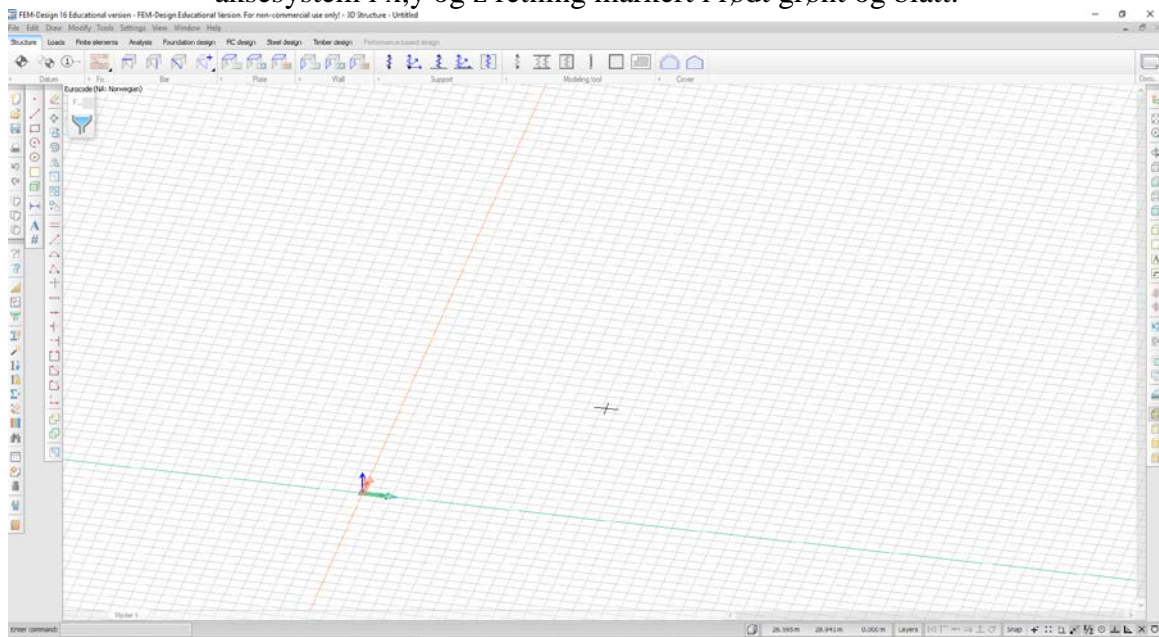
Dimensjonering

Etter ferdig arbeid med analyser, kan man gjennomføre en detaljert og avansert dimensjonering av betong, stål og tre, alle basert på de 10 nasjonale tilleggene til Eurokode. Dimensjonering gjøres etter 1' og 2' ordens beregning og dimensjonering. Programmet benytter en avansert ikke-lineær beregning av betong og nedbøying. [10]



Figur 2.7: Manuell beregning av armering for søyle.

Etter valgt eurokode vises arbeidsplattformen (tegnefelt) ved et rutenett og tilhørende aksesystem i x,y og z retning markert i rødt grønt og blått.



Figur 2.8

Programmet opererer med et koordinatsystem hvor man har mulighet til å skrive inn konstruksjoners plassering i en kommandolinje under tegnefelt. Men for å kunne tegne i et mer effektivt tempo og utnytte programmet på riktigere måte er det mer konstruktivt å legge inn et aksesystem og etasjenivåer.

2.2 Betong

2.2.1 Generelt

Betong er et materiale med lang levetid, stor styrke og lave driftskostnader. [11]
Kvaliteten for herdet betong angis med trykkfastheten N/mm^2 ved en alder av 7 og/eller 28 dager etter støpingen. Kvaliteten kontrolleres ved knusing av terninger, men i tillegg må det tas hensyn til andre egenskaper hos betongen som vanntetthet, frostbestandighet og slitestyrke, selv om disse egenskapene stort sett følger trykkfastheten. [12]

2.2.2 Egenskaper

Betong har dårlig strekkstyrke, derfor må strekkreftene tas opp av innlagt armering på strekksiden. Betong kan derimot ta opp store trykkklaster. Densiteten for herdet betong er $2200-2500kg/m^3$. Andre egenskaper er at betong har god varmeledningsevne, selv om dette avhenger av betongens densitet, fuktinnhold, tilslaget egenskaper og mengden armering. På grunn av dette vil betongkonstruksjoner som bryter varmeisolasjonen danne kuldebroer. Betong virker også svært støydempende [12, 13]

2.2.3 Forskaling

Betongen støpes med armering på byggeplassen i støpeformer. Disse støpeformene kalles forskaling. Krav til konstruksjonens eller byggevarens overflate er avgjørende for hvilke materialer som er i forskalingen. [12]

2.2.4 Armeringsstål

Armeringsstål er stenger som støpes inn i betongen primært for å oppta strekkreftene i betongen. Armeringsstålet har vanligvis sirkulært tverrsnitt med kammer for å sikre god forankring. [14]

2.2.5 Kryp og svinn

Den tilleggsdeformasjonen som oppstår når betongen påkjennes trykk over lang tid, utover den momentane sammentrykningen når lasten påføres, kalles kryp.

Svinn er krympingen som skjer etter hvert som betongen tørker ut, og er uavhengig av lastnivå. Den totale svinntøyningen er summen av uttørkingssvinn og autogent svinn (selvuttørkingssvinn). Uttørkingssvinnet kommer av at betongen langsomt utvikles ved at fukt transporteres gjennom herdnet betong. Autogent svinn utvikler seg med betongens fasthetsutvikling, mesteparten på et tidlig stadium etter utstøping. [15]

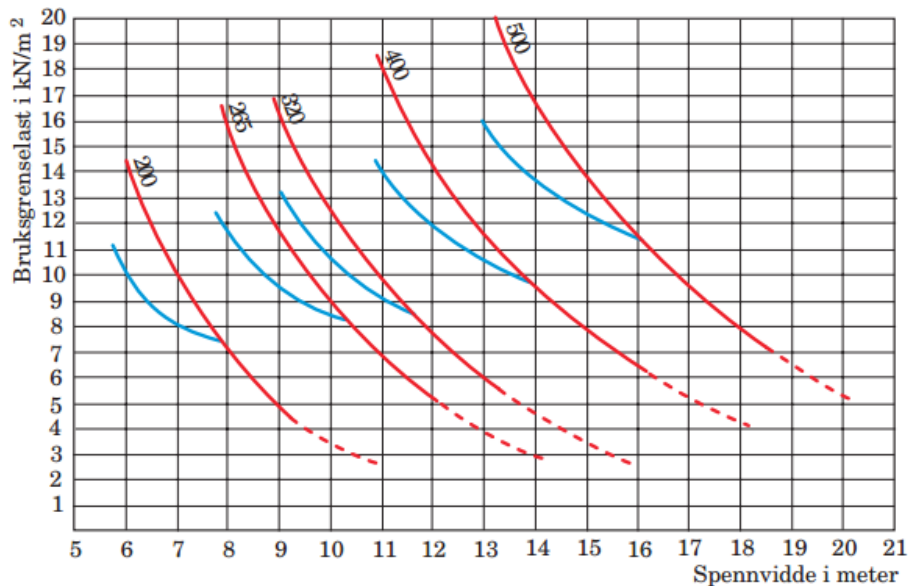
2.3 Prefabrikerte betongelementer

Bygging med prefabrikerte betongelementer gir høy kvalitet, kort byggetid og lave kostnader. Betongelementene produseres innendørs på fabrikk uavhengig av uteklime. Dette sikrer jevn og høy kvalitet på produktene hele året. Prefabrikerte betongelementer er ferdig herdet når de kommer fra fabrikk, og dette fører til vesentlig mindre byggfukt enn i tradisjonelle plasstøpte konstruksjoner. En del vurderinger som adkomst, plassforhold, størrelse, vekt, form på elementene, krav til montasjen og montasjetakt i forhold til øvrige arbeider bør trekkes inn så tidlig som mulig i prosjekteringsfasen når man benytter prefabrikerte betongelementer. Ved montasje av betongelementer benyttes vanligvis mobilkran. [16]

2.3.1 Hulldekker

Hulldekker er en type betongelement for etasjeskiller og tak hvor elementene har gjennomgående runde kanaler i midtsjiktet av dekkets tverrsnitt, langsmed spennretningen. Dette gjør at vekten på dekket reduseres, slik at man får lav vekt i forhold til styrke og stivhet. [17] Det er mulig å montere opptil 800 m² dekke per dag. [16] Dekkene er som regel forspente, som gjør at de i ubelastet tilstand får en overhøyde. Denne overhøyden reduseres når lasten fra eventuell påstøp og nyttelasten legges til. [18]

Nødvendig dimensjon kan finnes veiledende ut ifra figur 2.1 basert på spennvidde i meter og bruksgrenselast i kN/m². [16]

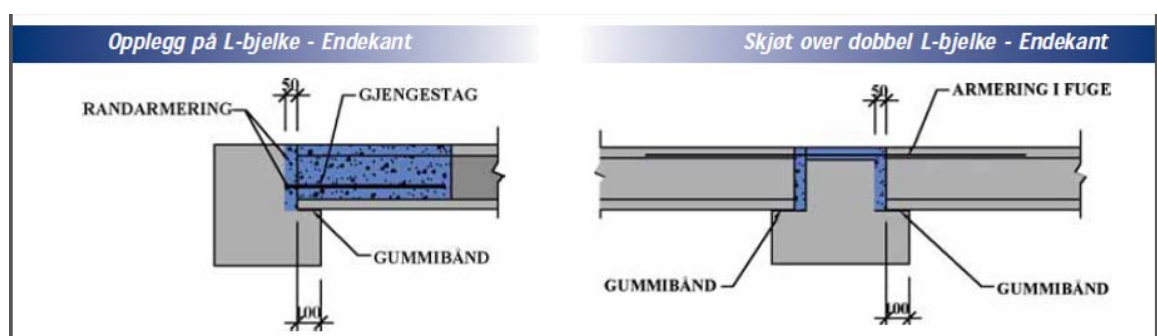


Figur 2.9: Orienterende bæreevne for hulldekker [16]

Hullene i dekkeelementene gjør at vekten blir 55-60% av vekten til et kompakt dekke med samme tykkelse. Lydisoleringsevnen til et 200 mm hulldekke er tilsvarende et 150 mm kompakt dekke.

Gummibånd av for eksempel EPDM-gummi bør alltid legges som et mellomlegg på oppleggene før elementene monteres. Hvis dekkene utsettes for horisontale krefter må dekkeelementene forankres til oppleggene. [19]

For at dekket skal fungere som en skive armeres det som regel i fugene, slik at man kun trenger avretting på oversiden. Armert påstøp er kun nødvendig der lastene er vesentlig større enn ved normalt vindtrykk, som ubalansert jordtrykk eller jordskjelv, eller hvis skiven er ugunstig utformet. [20]



Figur 2.10: Opplegg av hulldekker på LB og DLB [21]

Tverrsnitt	Brannklasse
HD200, HD265, HD320, HD400, HD500	REI 60
Med overarmert tverrsnitt: HD200, HD265, HD320, HD400, HD500	REI 90
HD220, HD285, HD340, HD420, HD520	REI 120

Tabell 2.1: Brannklasse av hulldekker [22]

Ut i fra tabell 2.1 ser vi at hulldekkene uten videre tilfredsstillende kravene for REI 60 med standard armeringsdybde. For å tilfredsstillende kravene over REI60 må armeringsdybden økes. [23]

2.3.2 Dekker av lettklinkerbetong

I Norge benyttes to utgaver av dekke-elementer i lettklinker betong; Leca Byggeplank og Scan dekke-elementer. Elementene har massive tverrsnitt av lettbetong som lages av sement, vann og lettklinker, eventuelt også med noe sand. [24] Som armering benyttes det armeringsnett med seks eller åtte tråder avhengig av spennvidde og tykkelse. I likhet med hulldekker, legges lettklinkerbetongen svært raskt, et dekke på 100 m² legges ut på ca. 3–5 timer. Elementdekker demper lyd langt bedre enn tre, og er derfor godt egnet i småhus, det skal lite til for å tilfredsstillende funksjonskravene til lydklasse C. Betong har god brannmotstand, dekkene fra Leca er i brannklasse REI90, mens dekkene fra Scan havner i brannklasse REI60. [18] Elementene kommer i varierende dimensjoner, bredden er på 600mm, tykkelsen varierer fra 120mm til 280mm og de kan ta spennvidder opp til 7500mm. Man får også tilpasningselementer med bredde 300mm. [25, 26] Utsparinger kan medføre tilleggsarmering både i lengde- og tverretning og bør derfor utføres under produksjonen, sirkulære utsparinger opptil ca. 200 mm tas ved kjerneboring etter montasje. Fugene støpes ut med fugemørtel, dernest kan påstøp utføres. For å øke dekkets motstand mot nedbøyning bør fugene armeres. Elementene er meget lette, 270 kg/m² (250mm) mot hulldekker som veier 400 kg/m² (265mm). [19]

2.3.3 Bjelker

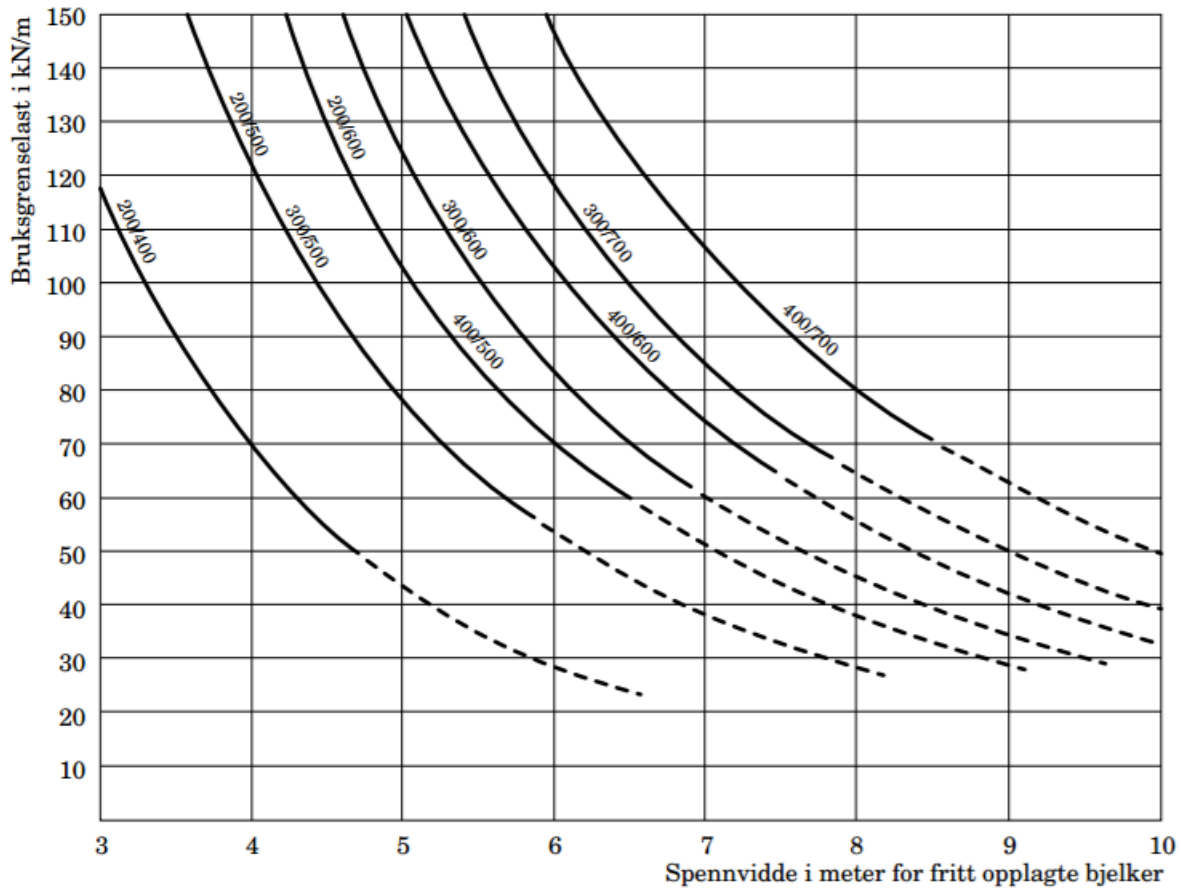
De mest vanlige variantene av prefabrikerte betongbjelker er RB, LB, DLB og LFB bjelker. Disse bjelkene blir ofte produsert med et «neseopplegg», et avtrappet opplegg som «legges oppå» for eksempel en konsoll på søylen. Et høyere tverrsnitt på bjelken vil gi større stivhet og lavere kostnad enn en bjelke med lavere tverrsnitt, hvis man ser på bjelken alene. Dette er fordi det ofte er deformasjonen som er avgjørende for tverrsnittvalg.

Bjelkenes tverrsnitt kan bestemmes veiledende ut i fra diagrammer basert på spennvidde og brukslast på bjelken. Dette må imidlertid kontrolleres på grunn av at bjelker med avtrappet opplegg og/eller høy skjærkraft kan kreve noe større dimensjoner.

LB og DLB bjelker er bjelker med en langsgående oppleggshylle for bæring av dekkene. Dette reduserer den totale konstruksjonshøyden. Bredden på hyllene er en standardbredde på 150 mm. Hyllens høyde er normalt 150-200 mm. LB bjelker har hylle kun på den ene siden, mens DLB har hylle på begge sider av bjelken.

LFB er kontinuerlige lavflensbjelker og er de bjelkene det er vanligst å bruke som kontinuerlige bjelker. For å spare byggehøyde gjøres høyden fra hyllen opp til overkant av bjelken like stor som dimensjonen på dekkene som skal bæres, men bjelken blir bredere. [16]

Når hulldekkene monteres må LB bjelken understøttes for å unngå rotasjon av bjelken. Dette gjelder også DLB bjelker med mindre man klarer å få like stor belastning på begge sider under montasjen. Gummibånd for hulldekker bør legges på før bjelken monteres. [27]



Figur 2.11: Orienterende bæreevne for DLB [16]

2.3.4 Søyler

Søyler av betongelementer produseres vanligvis med sirkulært eller rektangulært tverrsnitt som standard. Søyler med rektangulært tverrsnitt kan produseres svært høye uten skjõt, mens sirkulære søyler begrenses til etasjehøyde og må skjøtes ved etasjeskille. Grunnen til dette er at rektangulære søyler som regel støpes liggende, mens sirkulære søyler støpes stående.

For opplegg av bjelker og dekker produseres søyler ofte med konsoller. På rektangulære søyler er det mer arbeidskrevende under støpingen å ha konsoller på to sider som ikke er parallelle enn å ha konsoll på to parallelle sider på grunn av at søylen støpes liggende. [16]

Søyler som kan regnes å være rotasjonsinnspente ved etasjeskiller vil vanligvis tilfredsstillende brannkrav opp til R120. Hjørnesonene på tverrsnittet er mest utsatt for temperaturpåkjenninger, så det er mest gunstig å fordele armeringen langs sidekantene på tverrsnittet istedenfor i hjørnene. [23]

2.4 Stål

De typene stål som er mest brukt i lastbærende konstruksjoner i dag er klassifisert som:

- Vanlige konstruksjonsstål
- Rusttrege stål
- Rustfrie stål
- Støpestål

Siden denne inndelingen ikke gir nok informasjon for bestilling eller annen identifikasjon av materialet, blir stålet spesifisert etter stålsort (fasthetsklasse) og stål kvalitet. Flytespenningen til materialet angis av fasthetsklassen, mens kjemisk sammensetning, termisk og mekanisk bearbeiding og slagseighet angis av stål kvaliteten.

Flytespenning på vanlig konstruksjonsstål ligger mellom 235-460 MPa, og leveres etter spesifikasjoner i NS-EN 10025-1 til 10025-4.

Fasthet og kvalitet til stålet er gitt ved betegnelsen

S XXX YY ZZ hvor S er betegnelsen for konstruksjonsstål, og de øvrige parametere er

XXX Stålsort/fasthetsklasse (235, 355, 420, 460)

YY Stål kvalitet/slagseighet (JR, J0 ... K4)

ZZ Leveringstilstand

M: termomekanisk valset,

N: normalisert

L: stål for lave temperaturer

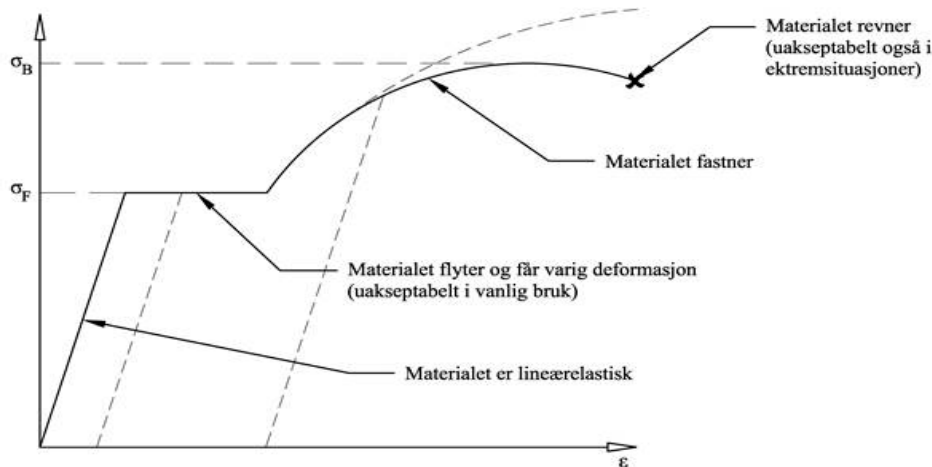
O: offshorestål

W: rusttregt stål

G1: utettet stål

G2: tett stål

De viktigste materialparametere er flytespenningen f_y , strekkfastheten (bruddspenningen) f_u og bruddforlengelsen. Disse parametre bestemmes ved strekkprøving etter NS-EN 10002-1 med standardiserte prøvestaver. [28]



Figur 2.12: Spennings-tøyningsdiagram stål [29]

Strekprøvingen går ut på å langsomt og kontrollert påføre strekkraft på en prøvestav til den ryker i to. Påført strekkraft blir registrert som en funksjon av stavens forlengelse, og gir diagrammet i figur 2.12. Strekkraften omregnes til normalspenninger og forlengelsen til tøyninger for at resultatene skal kunne gjelde for materialet og ikke kun for prøvestaven. [29]

Stålbjelker og søyler kan for eksempel være valset eller sveiset. [30]

2.4.1 Søyler

Den mest benyttede profilename for søyler i boligbygg er hulprofil (HUP)(KKR). Den kvadratiske utgaven av hulprofilet har lik stivhet om begge akser med sammenhengende flens som hindrer risiko for knekking ved moment. I tillegg har profilene stor stivhet mot torsjonsmomenter/vipping.

Stålsøyler kan være aktuelle å bruke:

- som erstatning for bærende vegger
- for å redusere spennlengden og dermed dimensjonen til bærende bjelker

De ulike søylebetegnelse står for:

- HE-A: lette, bredflensede H-profiler
- HE-B: normale, bredflensede H-profiler
- KFHUP: kvadratiske og rektangulære hulprofiler

[31]

2.4.2 Bjelker

For bjelker blir ofte nedbøying dimensjonerende, her er elastisitetsmodulen i materialet og arealmomentet avgjørende.

Produktet $E \cdot I$ inngår i alle nedbøyingformler og kalles for bøyestivheten eller bjelkestivheten. Størrelsen E er materialets elastisitetsmodul, mens I er bjelketverrsnittets arealmoment om nøytralaksen (tyngdepunktsaksen). For å oppnå liten nedbøying er man avhengig av at $E \cdot I$ blir størst mulig. Konstruksjonsstålet har $E = 210000 \text{ N/mm}^2$. Dette betyr at kapasiteten mot nedbøying for stålbjelker avhenger av profilets høyde (stegets arealmoment) og tykkelse. Ved større steg økes arealmomentet.

Av bjelker benyttes derfor som oftest H- og I-profil. [32]

2.5 Treverk

Tre er et fornybart naturmateriale med liten negativ innvirkning på miljøet forutsatt at tømmeret kommer fra en bærekraftig forvaltet skog. I Norge er det hovedsakelig gran og furu som benyttes til husbygging, der gran helt klart er dominerende til konstruksjonsformål selv om de regnes som likeverdige til bygningsbruk. [33] Tre er lett i forhold til styrkeegenskaper som bidrar til mindre belastninger med tanke på transport og mindre energiforbruk på byggeplass. [34]

«Kvist er den delen av grenen som er innvokst i stammen og er den viktigste årsaken til endring i fiberretning og den mest styrkereduserende faktoren i trevirke. Både kvistens størrelse, mengde og plassering har stor betydning for styrke og stivhet i trelast.

Tennar (reaksjonsved) er noe alle barttreslag danner. Det er trykkved som dannes for å stabilisere trær som er utsatt for ekstraordinære påkjenninger (usentrisk trykkfordeling). Tennarveden har betydelig dårligere styrkeegenskaper og langt større krymping i lengderetningen enn normalved.

På grunn av trevirkets fiberstruktur er styrkeegenskapene svært forskjellige i fiberretningen og på tvers av fibrene. Styrkeegenskapene varierer også mye fra det ene treet til det andre som følge av arten og mengden av de uregelmessighetene som oppstår når treet vokser. Videre er det en klar sammenheng mellom densitet og styrke i trematerialet. Stor fiberhelning i forhold til lengderetningen gir sterk reduksjon av styrken og er den primære årsaken til styrkereduksjonen ved virkesfeil. Både temperatur og vanninnhold påvirker styrken i trevirket, men i nokså liten grad innenfor vanlige bruksområder. Belastningen virker også på styrken. Ved lang belastningstid er fastheten lavere enn ved kort belastningstid.» [33]

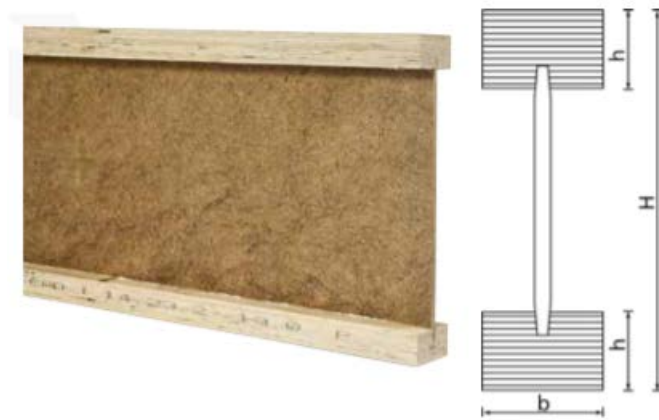
2.5.1 Konstruksjonsvirke

Konstruksjonsvirke er styrkesortert trelast for bruk i bærende bygningskonstruksjoner som stendere, bjelker, taksperre og takstoler, og som basis for limtre og massivtreelementer. Konstruksjonsvirke brukes i praksis også til ikke-bærende skillevegger, spikerslag, sviller, påforinger og liknende. Konstruksjonsvirke leveres normalt som justert skrulast med standarddimensjoner. Gran er det primære treslaget, men også furu produseres som konstruksjonsvirke i Norden. [33] Tre deles inn i fasthetsklasser etter hvor mye bøyespenninger (N/mm^2) materialet tåler. NS-EN 338 angir standardiserte fasthetsklasser, norsk trevirke leveres vanligvis i fasthetsklassene C14, C18, C24 og C30. [35] Tallet betegner karakteristisk bøyesfasthet i N/mm^2 . Til hver fasthetsklasse er det gitt ett sett fasthetsverdier og stivheter for beregning av bærende konstruksjoner. Stendere og sviller av konstruksjonsvirke fås også med kuldebroyter, der det er et sjikt i midten av stenderen med isolasjon. Dette fører til at kuldebroer blir eliminert og man trenger tynnere vegger for å tilfredsstille kravene til U-verdi, som også vil føre til større bruksareal kontra vegg. [31]

2.5.2 I-bjelker

I-bjelker lages i en rekke varianter og anvendes både som bjelker og stendere i trehus. Flensene består normalt av fingerskjøtt konstruksjonsvirke eller av parallellfiner, og steget av trefiberplater eller OSB plater. Tverrsnittet limes sammen med vannfast konstruksjonslim. Sammenliknet med massive tverrsnitt med samme bæreevne har I-bjelker lavere vekt, og I-bjelker har den fordelen at det er lettere å ta ut åpninger i steget for gjennomføring av tekniske installasjoner som rør og kanaler. I-bjelker har lavt fuktinnhold ved levering, og sammen med relativt lite materialvolum bidrar dette til mindre innebygd byggfukt og mindre behov for

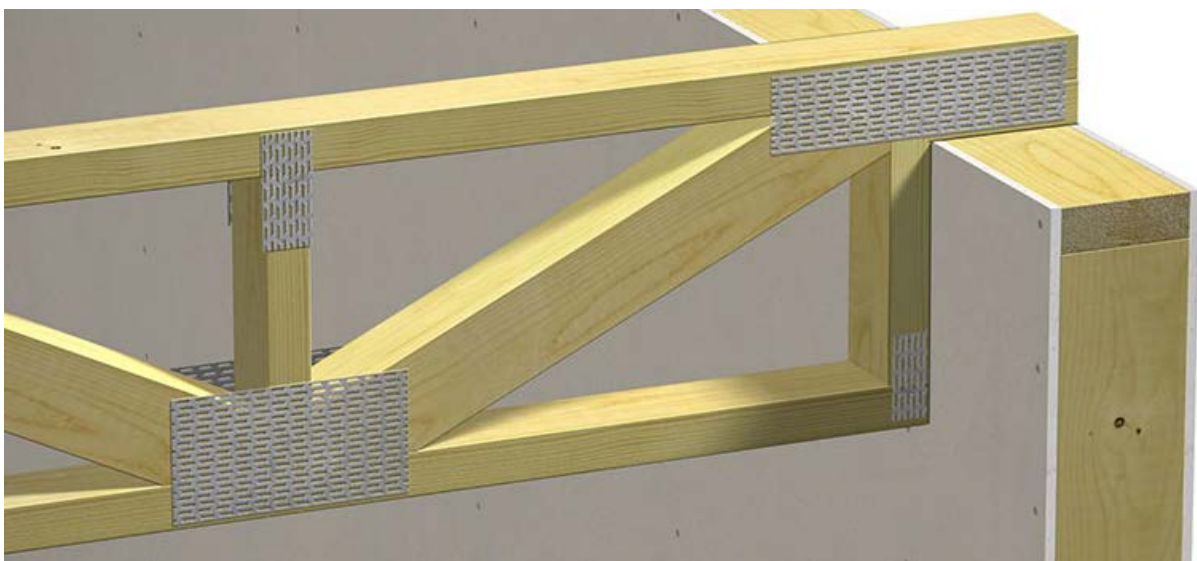
senere uttørking sammenliknet med massive bjelke- og stendertverrsnitt. [33] Standard I-bjelker leveres med flensbredder fra 45mm til 97mm, i høyder fra 200mm til 500mm. Stegbredden på 6-10mm minimerer varmeledningen i steget og fører til redusert kuldebro. [36]



Figur 2.13: I-bjelke tverrsnitt (Hunton) [36]

2.5.3 Gitterbjelker

Gitterbjelker er en fagverksbjelke hvor man bruker spikerplater som sammenføring mellom staver og gurter, der vertikalstivere benyttes for å oppnå tilfredsstillende avstivning. En gitterbjelke kan brukes både som etasjeskiller og i takkonstruksjoner, bjelkehøyder og spennvidder kan variere. Gitterbjelker produseres både som enkeltbjelker og som ferdige elementer. På grunn av bjelkens åpne tverrsnitt kan rør og ledninger enkelt trekkes gjennom. Gitterbjelker har gode lyd og svingningsegenskaper, og god brannmotstand. Her kan man oppnå lydklasse B og brannmotstand i 60 minutter. Et system med gitterbjelker gir lette etasjeskiller som har høy styrke i forhold til egenvekt. Seksjoner kan bygges ferdig på bakken eller på fabrikk, som kan heises direkte opp for å oppnå rask lukking av bygget. [37] Gitterbjelker lagerføres i dimensjoner opp til 600mm som kan ta spennvidder i overkant av 9 meter.

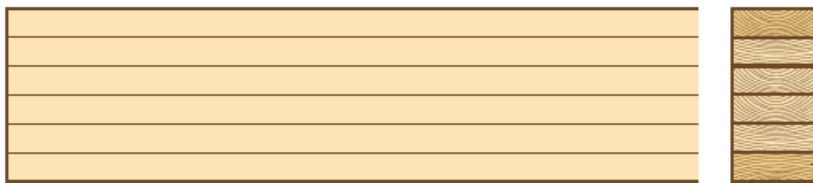


Figur 2.14: Gitterbjelke i etasjeskiller (Jatak) [38]

2.5.4 Limtre

Limtre produseres av styrkesorterte lameller som limes sammen med konstruksjonslim som herdes under press ved hjelp av hydrauliske presser, slik at man oppnår større massive tverrsnitt. Lamellene er som regel fingerskjøtt med en lamelltykkelse på 45mm eller mindre. Rektangulære limtreprofiler leveres i ulike standarddimensjoner med tykkelser på 90, 115 og 140mm, og høyder fra 90mm til ca. 600mm. Spesielt til bruk i trehusbygninger produseres det også limtrebjelker og -stendere med tykkelser på 36, 48 og 70mm, med høyder opp til ca. 450mm. Limtre til konstruksjonsformål produseres først og fremst av granvirke, i tillegg leveres trykkimpregnert limtre av furu. Lamellene blir styrkesortert i henhold til NS-EN 14081, mens limtre skal CE-merkes i henhold til NS-EN 14080, som angir krav til materialbruk, oppbygning og produksjonskontroll. I Norge anvendes limtre primært i fasthetsklassen GL 30c (tidligere CE L40c), men er ikke unormalt i fasthetsklassene GL 28c og GL 32c. Sammenliknet med konstruksjonsvirke kan limtre ha større dimensjoner, og det får større fasthet fordi virkesfeil i de enkelte lamellene blir fordelt og får mindre effekt på det samlede bjelketverrsnittet. Limtre er også mer dimensjonsstabilt og dimensjonsnøyaktig enn konstruksjonsvirke fordi materialet ikke kurver eller vrir seg ved variasjoner i fuktinnholdet. [33, 39]

Tre er et brennbart organisk materiale og ved temperaturer over ca. 200 °C begynner trevirket og dekomponere i brennbare gasser, tjære og trekull. Grunnet trevirkets lave varmekonduktivitet, særlig i trekullsjiktet, trenger reaksjonen langsamt innover i tverrsnittet. Dette gjør at limtre, spesielt de massive tverrsnittene har god evne til å beholde sin styrke under brann. Bortsett fra et lite sjikt innenfor det forkullede sjiktet beholder trevirket tilnærmet sin fasthet og stivhet. [39, 40]



Figur 2.15: Limtreprofil (Limtreboka) [39]

2.5.5 Parallellfiner

Parallellfiner produseres i trykkpresser som store plater, der de limes sammen med vannfast konstruksjonslim. Finerplater på ca. 3mm blir lagt med fiberretningen samme vei. Parallellfiner er et produkt som kan ligne en mellomting mellom kryssfinér og limtre men i motsetning til limtre har parallellfiner-bjelkene stående limfuger. Parallellfiner leveres i store dimensjoner, med større fasthet og dimensjonsnøyaktighet enn konstruksjonsvirke. Som standardprodukt leveres bjelker med tykkelser fra ca. 20 til 90mm, høyder opp til 600mm og lengder opp til ca. 15m. [39, 41]

2.6 Klassifiseringer

2.6.1 Tiltaksklasse

Oppgaver knyttet til tiltak skal inndeles i tiltaksklasse 1, 2 eller 3 innenfor ett eller flere fagområder basert på kompleksitet, vanskelighetsgrad og mulige konsekvenser som mangler og feil kan få for helse, miljø og sikkerhet. Hver funksjon må ha ansvarsrett og sentral godkjenning i forhold til tiltaksklassen. Dette betyr at det kan være forskjellige tiltaksklasser for ulike oppgaver i et prosjekt, eksempelvis ved stor kompleksitet knyttet til fundamenteringen kan dette få en høyere tiltaksklasse enn selve bygget. [42]

Fagområde	Tiltaksklasser		
	1	2	3
Konstruksjonssikkerhet Dimensjonering av bæreevne og stabilitet av bygg, anlegg eller konstruksjoner.	Byggverk som iht NS-EN 1990 + NA plasseres i pålitelighetsklasse 1 og iht. TEK10 i brannklasse 1.	Byggverk som iht NS-EN 1990 + NA plasseres i pålitelighetsklasse 2, og iht. TEK10 i brannklasse 2 og 3.	Byggverk som iht NS-EN 1990 + NA plasseres i pålitelighets- klasse 3 og 4, og brannklasse 2 og 3.

Tabell 2.2: Kriterier for tiltaksklasse i forbindelse med prosjektering (Utdrag fra tab. 2 SAK10 §9-4) [42]

Veiledningen til SAK10 inneholder en mer detaljert tabell der ansvarsområdene søker, prosjekterende, utførende og kontrollerende er delt inn i underliggende fagområder. Tiltaksklassene setter krav til utdanning og praksis.

Tiltaksklasse	Funksjon	Utdanningsnivå	Arbeidserfaring (år)
1	Prosjekterende	Mesterbrev/fagskole	4
2	Prosjekterende	Høgskolenivå, bachelorgrad 180stp	6
3	Prosjekterende	Universitetsnivå, mastergrad 300stp.	8

Tabell 2.3: Krav til utdanning og praksis (Utdrag fra tab. 1, SAK10 §11-3) [42]

2.6.2 Risikoklasse

Risikoklassene skal legges til grunn for prosjektering og utførelse for å sikre rømning og redning ved brann. Risikoklassen har imidlertid også betydning for tiltak og ytelser knyttet til vern av materielle verdier. Ut fra den trussel en brann kan innebære for skade på liv og helse skal byggverk, eller ulike bruksområder i et byggverk, plasseres etter tabell 2.4. [43]

Risikoklasser	Byggverk kun beregnet for sporadisk personopphold	Personer i byggverk kjenner rømningsforhold, herunder rømningsveier, og kan bringe seg selv i sikkerhet	Byggverk beregnet for overnatting	Forutsatt bruk av byggverk medfører liten brannfare
1	Ja	Ja	Nei	Ja
2	Ja/nei	Ja	Nei	Nei
3	Nei	Ja	Nei	Ja
4	Nei	Ja	Ja	Ja
5	Nei	Nei	Nei	Ja
6	Nei	Nei	Ja	Ja

Tabell 2.4: Ulike risikoklasser (TEK10 §11-2) [43]

Virksomhet som tradisjonelt faller i en risikoklasse kan unntaksvis, og etter særskilt vurdering, plasseres i en lavere risikoklasse dersom det er få mennesker i byggverket og byggverket er tilrettelagt for rask og enkel rømning og redning. Vurderingen må gjøres av ansvarlig prosjekterende og må være begrunnet og dokumentert. [43]

Virksomhet	Risikoklasse
Carport	1
Lager	2
Skole	3
Bolig	4
Idrettshall	5
Skole	6

Tabell 2.5: Ulike virksomheter og tilhørende risikoklasse (Utdrag fra tab. 1 VTEK §11-2) [43]

2.6.3 Brannklasse

Brannklassene skal legges til grunn for prosjektering og utførelse, og bestemmes ut fra hvilken konsekvens en brann i byggverket kan få, dette sikrer byggverkets bæreevne mv. ved brann. Konsekvensen er avhengig av bruken av byggverket (risikoklasse), størrelse, planløsning, brannenergi mv. Ut fra den konsekvens en brann kan innebære for skade på liv, helse, samfunnsmessige interesser og miljø, skal byggverk, eller ulike deler av et byggverk, plasseres i brannklasser etter tabell 2.6. [43]

Brannklasse	Konsekvens
1	Liten
2	Middels
3	Stor
4	Særlig Stor

Tabell 2.6 Brannklasser [43]

Etter TEK10 kan byggverk i brannklasse 1, 2 og 3, hvor konsekvensene ved brann er henholdsvis liten, middels eller stor, kan de preaksepterte ytelsene i VTEK (veiledningen til TEK10) legges til grunn. Dersom konsekvensene ved brann kan bli særlig store for liv og helse, miljø eller samfunnet generelt, skal byggverket plasseres i brannklasse 4. Behovet for beskyttelse dekkes da vanligvis ikke av de preaksepterte ytelsene i VTEK veiledningen, og brannsikkerheten må da dokumenteres ved analyse, noe som i de fleste tilfeller utføres av en rådgivende branningeniør (RIBr). Ved vurdering av behovet for sikkerhetstiltak ved brann skal det tas hensyn til sannsynlige brannforløp (brannscenarioer), potensielle konsekvenser ved brann, byggverkets kompleksitet og om brannsikkerhetsstrategien er komplisert, f.eks. ved at det er mange tiltak som skal virke samtidig og som er avhengige av hverandre. Preaksepterte ytelser som er gitt i veiledningen kan benyttes i den grad ansvarlig prosjekterende påviser at de er relevante og tilstrekkelige. [43]

Risikoklasse	Etasje			
	1	2	3 og 4	5 eller flere
1	-	BKL 1	BKL 2	BKL 2
2	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
3	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
4	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
5	BKL 1	BKL 2	BKL 3	BKL 3
6	BKL 1	BKL 2	BKL 2	BKL 3

Tabell 2.7: Brannklasser (BKL) for byggverk (VTEK §11-3) [43]

2.6.4 Pålitelighetsklasse

Pålitelighetsklasse fastsettes ut ifra konsekvens og ønsket sikkerhet, det vil si at konstruksjonen skal prosjekteres og utføres på en slik måte at den har tilstrekkelig kapasitet. I tillegg skal det tas høyde for konstruksjonens brukbarhet og bestandighet. Disse kravene oppfylles gjennom valg av egnede materialer, fagmessig prosjektering og detaljering, og fastsettelse av kontrollprosedyrer. [44]

Pålitelighetsklasse (CC/RC)	Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler
1	Grunn- og fundamenteringsarbeider og undegrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold, småhus, rekkehus osv.
2	Industrianlegg, kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg
3	Dammer, veg- og jernbanebruer
4	Atomreaktor, lager for radioaktivt avfall

Tabell 2.8: Inndeling i pålitelighetsklasser (Utdrag fra tab. NA.A1(901). NS-EN 1990-1-1) [44]

Ut i fra tabell NA.A1 (902) ser man at boligbygg vil havne i prosjekteringskontrollklasse PKK2, som betyr at man skal legge særlig vekt på kontroll av: [44]

- Laster og beregningsmodeller for lastpåvirkning
- Modeller for konstruksjonsanalyse og beregning av lastpåvirkning inkludert dynamisk lastvirkning der det er aktuelt
- Lastkombinasjoner, herunder samtidighet av laster
- At funksjonskrav er oppfylt
- Beregning av stabilitet og sikkerhet mot globalt sammenbrudd
- Kapasitetsberegninger av kritiske komponenter (konstruksjonsdeler, knutepunkter, opplegg og tverrsnitt)
- Robusthet og antatte ulykkeslaster
- Tegninger/informasjonsmodeller
- Samsvar mellom beregninger og tegninger/informasjonsmodeller
- At det foreligger tilstrekkelig kjennskap til grunnforhold for å bestemme karakteristiske parametere
- At prosjektering og produksjonsgrunnlag er tilstrekkelig for utførelse

2.6.5 Lydklasse

NS 8175 fastsetter grenseverdier for lydklasser i form av luftlydisolasjon, trinnlydisolasjon, lydnivå og romakustiske størrelser (etterklangstid, etterklangstid relatert til romhøyde, midlere lydabsorpsjonsfaktor, taleoverføringsindeks, mv.). NS 8175 omfatter grenseverdier for ulike bygningstyper som boliger og byggverk for publikum og arbeidsbygninger. [43] Lydklassene går fra A til D, med ulike kravnivåer, der A er klassen med høyest krav. Klasse C er den klassen som tilsvarer intensjonen i TEK10 og som veiledningen viser til. Dette vil i praksis si at ved lydklassestandardens nominelle verdier for luftlydisolasjon, trinnlydnivå, etterklangstid, lydnivå fra utendørs og innendørs lydkilder i klasse C, blir forskriftens minstekrav oppfylt. Dersom man ønsker høyere kvalitet, kan man velge en høyere lydklasse enn C i avtaler med f.eks. byggherre og entreprenør. [45]

Type bruksområde	Luftlydisolasjon (R'_w) - dB	Trinnlydisolasjon ($L'_{n,w}$) - dB
Mellom boenheter innbyrdes og mellom en boenhet og fellesareal/kommunikasjonsvei, som fellesgang, svalgang, trapperom, trapp, o.l.	55	
Mellom en boenhet og kommunikasjonsvei, som svalgang/utvendig trapp der der er rom med vindu direkte mot disse	45	
Mellom en boenhet og nærings- og servicevirksomhet, garasjeleg, o.l.	60	
Mellom boenheter og i en boenhet fra fellesareal/kommunikasjonsvei som fellesgang, svalgang, trapperom, trapp o.l.		53
I en boenhet fra nærings- og servicevirksomhet, garasjeleg, felles takterasse o.l.		48
I en boenhet fra toalett, bad, bod o.l. samt fra balkong o.l. i en annen boenhet		58

Tabell 2.9: Høyeste grenseverdi for lydklasse C (Utdrag fra NS 8175:2012) [46]

2.7 Bæresystem og tekniske løsninger

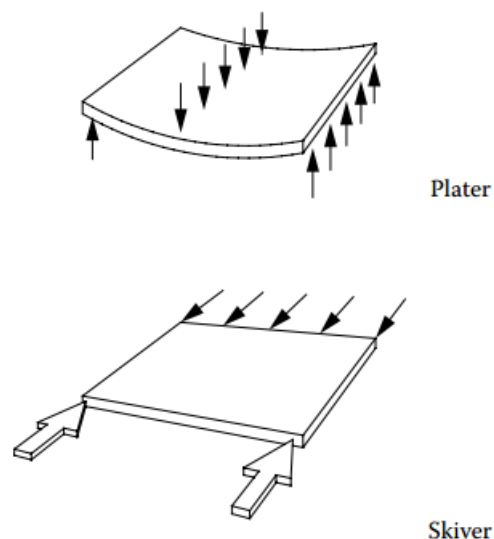
2.7.1 Bæresystem generelt

Bæresystemets oppgave er å overføre de lastene som opptrer i en konstruksjon til fundamentene hvor de opptas av underliggende fjell eller løsmasser, og å sørge for at konstruksjonen blir stående. Faktorer som virker inn på avgjørelsen av hvilket bæresystem man skal velge og hvilke materialer som skal brukes, er:

- Funksjonskrav
- Estetiske hensyn
- Grunnforhold
- Økonomi

2.7.2 Dekker

Dekker deles gjerne inn i plater og skiver. En plate er et dekke som tar opp krefter normalt på elementenes plan, mens en skive er et dekke med krefter i elementets plan. Dekker som virker som skiver er mye stivere enn dekker som virker som plater. [20]



Figur 2.16: Lastvirkning på plater og skiver [20]

2.7.3 Bjelker

Det mest vanlige konstruksjonselementet i både tre-, stål- og betongkonstruksjoner er bjelken. En bjelke er en endimensjonal konstruksjonskomponent som primært bærer ytre tverrlaster ved bøyning. Tverrsnittformen avhenger av materialet. Eksempler på typer bjelker er I-bjelker av stål, prefabrikerte spennbetongbjelker, limtrebjelker eller samvirkebjelker i betong eller stål. Indre snittkrefter i bjelker er moment (M) og skjærkraft (V). I en fritt opplagt bjelke med spennvidde (L) og jevnt fordelt last (q) opptrer det største momentet i midtsnittet med verdien [30]

$$M_{\text{maks}} = \frac{qL^2}{8}$$

[47]

2.7.4 Søyler

Søyler påkjennes som regel av en kombinasjon av bøyemoment og aksialkraft.

For betong kan tillatte kombinasjoner av ytre aksialkrefter og moment finnes av et M-N diagram. Selv om det kun er sentrisk aksialtrykk og ingen moment, er det krav om at det skal regnes med en minsteeksentrisitet, e_0 . Minsteeksentrisiteten er gitt som

$e_0 = \max(h/30, 20\text{mm})$, hvor h er tverrsnittshøyden.

Denne eksentrisiteten tilsvarer et moment

$M = N \cdot e_0$, hvor N er aksialkraften. [15]

Søyler av stål skal også beregnes for en minsteeksentrisitet i tillegg til aksiallasten.

For stål gjelder:

$e_0 = 0,0015 \cdot L$ $L = \text{Lengden på staven.}$

Dette vil si at en stav/søyle med $L = 3000\text{mm}$ og en aksiallast på 300kN vil få et eksentrisitetsmoment på $1,35\text{kNm}$. Vi ser her at eksentrisitetsmomentet ikke blir en avgjørende faktor med mindre ståltverrsnitt ved beregninger nærmer seg 100% utnyttelse.

2.7.5 Fundamenter og grunnforhold

Fundamentet skal føre alle kreftene fra konstruksjonen ned i byggegrunnen. Bæreevne, jordtrykk mot vegger, setninger og telehiv er de viktigste byggtekniske problemene knyttet til fundamentering. Det er grunnforholdene og konstruksjonens bæresystem som bestemmer fundamenteringsmåten. Grunnundersøkelser og geoteknisk rapport angir grunnens bæreevne i kN/m^2 og om det er mulig å bygge i dette området. Utformingen av fundamentene avhenger av lastsituasjonen. Hvis det kun er vertikal last gjøres fundamentet symmetrisk. Hvis det er horisontale laster i tillegg slik at fundamentet blir usymmetrisk belastet, må fundamentet utformes slik at kontaktrykket fra jorden blir tilnærmet jevnt fordelt over fundamentflaten. Vegger blir fundamentert på banketter langs hele veggens lengde, som er større enn veggens bredde. Under hver søyle plasseres enkeltfundamenter. [30]

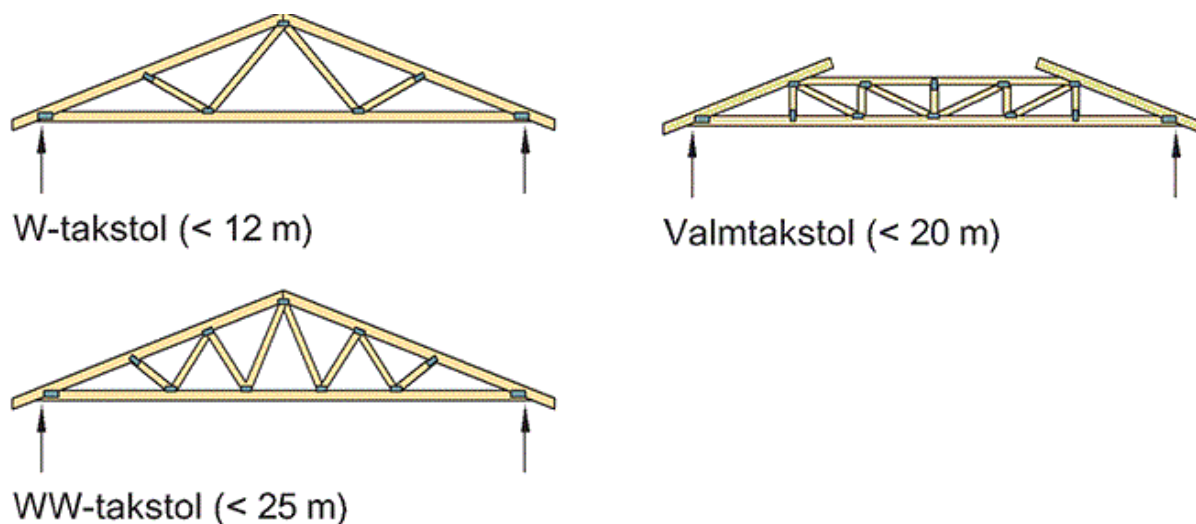
2.7.6 Taksystemer

Et tak skal:

- Holde tett mot nedbør som regn og smeltevann
- Ha gode avrennings- og nedbørsforhold
- Bære snølast, vindlast og egenlast
- Isolere mot varmetap
- Utføres slik at det bidrar minst mulig til brannspredning

Hovedsakelig bestemmes takformen ut i fra arkitektoniske ønsker og byggets planløsning, men byggemetode og type bærekonstruksjon er også avgjørende. [48]

Noen av de vanligste takstoltypene er: W-takstol, WW-takstol og valmtakstol.

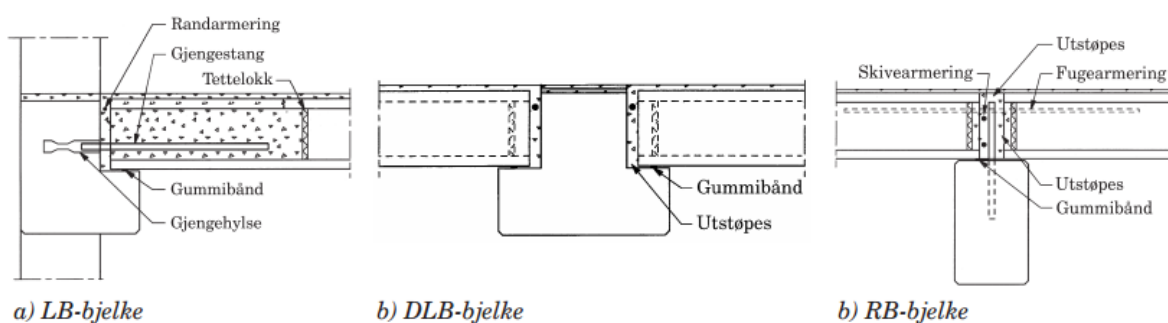


Figur 2.17 Noen av de vanligste takstolene. Grovt regnet maksimal spennvidde i parentes [49]

Det brukes vanligvis en standard avstand på c/c 600 mm mellom takstolene, ettersom denne avstanden er tilpasset øvrige komponenter og materialer som brukes i takkonstruksjonen.

Takstoler er utelukkende beregnet for å ta opp vertikale krefter som virker i takstolens plan, dermed må krefter som virker på tvers av takstolen, som vindlaster, tas opp av andre supplerende deler av takkonstruksjonen. [49]

2.7.7 Opplegg av hulldekker på bjelker

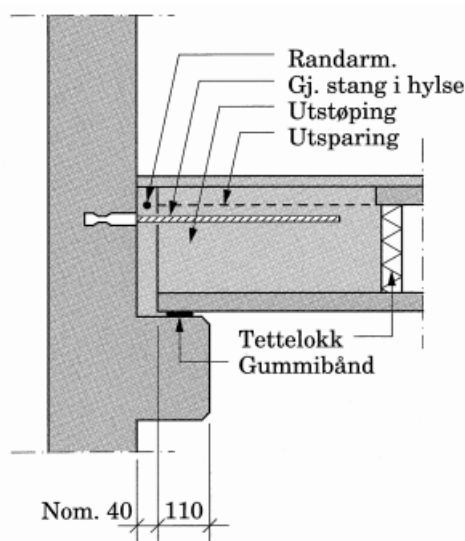


Figur 2.18: Opplegg på bjelker [50]

Opplegg av hulldekker på LB og DLB-bjelker bør utføres som vist på figur 2.10 med standard hyllebredde 150 mm og minimum 150 mm hyllehøyde. Oppleggslengder for HD 200 – HD 420 er vanligvis 110 mm og 40 mm fuge. [19, 51]

Ved opplegg på HSQ-bjelker bør hulldekkene ha en oppleggslengde på minimum 80mm for HD200-HD340 og 100mm for HD380-HD500. I tillegg må det være en fuge på minimum 30mm mellom hulldekket og bjelken for HD200-HD340, og 40mm fuge for større hulldekker. Hulldekker med bør være minimum 15mm høyere enn overflensen på bjelken ved bruk av HD200-340 og 20mm høyere ved HD380-500. [52]

2.7.8 Opplegg av hulldekke på bærende vegg



Figur 2.19: Opplegg på konsoll på endevegg [50]

Målene for opplegg på betongelementer (kapittel 2.7.7) kan benyttes hvis den plastøpte veggen armeres på samme måte og plasseres med samme nøyaktighet som betongelementer. [51]

2.7.9 Påstøp og avretting

Det blir vanligvis påført 7-10 mm lagtykkelse med selvutjevne sparkelmasse for å avrette hulldekkene. Det er normalt å avgrense lagtykkelsen til 10-15 mm, da det er kostbart å utjevne større tykkelse enn dette.

Armert påstøp brukes kun der skivekreftene er spesielt store, da dette er mer kostbart enn selvutjevne sparkelmasse. Armert påstøp er særlig aktuelt i bygg med store bevegelige punktlaste som trucker, tunge jekketraller etc. [50]

2.7.10 Avstivning

Generelt

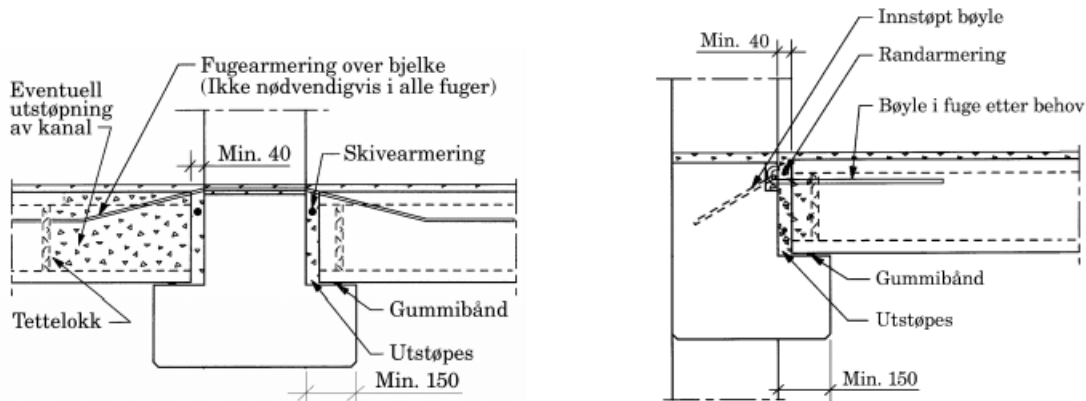
Bygningskonstruksjoner må avstives slik at horisontalkrefter tas opp og føres ned i fundamentene. Horisontalkrefter kan være for eksempel vindlast eller skjevstillingslast. Den vanligste metoden for å avstive bygg i flere etasjer er skivesystem. [50]

Skivesystem

Et dekke eller en veggkonstruksjon som er påført krefter i sitt eget plan kalles en skive. Dekker og vegger er stivere når de virker som skiver enn når de påføres laster vinkelrett på flaten og virker som plater. Skivene settes sammen av enkeltelementer, men forbindes slik at de fungerer som monolittiske skiver. De horisontale skivene er forankret til vertikale skiver og sjakter. [20]

Horisontale skiver

I et skivebygg blir vindlastene overført fra ytterveggene, inn i dekkekonstruksjonene og til de avstivende konstruksjoner. Hulldekker er mest vanlige å bruke som dekkesskiver i dag. Fugene i dekket blir armert slik at man kun trenger tynnpuss på toppen. På grunn av begrenset plass til armering i fugene, begrenses ofte den maksimale kapasiteten til hulldekkene. Siden hulldekker kun har armering i lengderetningen, og ikke på tvers, har de begrenset evne til å føre inn krefter fra vindsug på gavlvegger til sidekant av hulldekkene. [20]



Figur 2.20: Forankring av hulldekker på DLB og LB bjelker [20]

Vertikale skiver

Vertikale skiver vil normalt ha aksiallast og større påkjenninger enn horisontale skiver. De må derfor behandles som søyler. Skivene har stor stivhet i kraftretningen og liten stivhet i tverretningen, i motsetning til søyler. De vertikale skivene vil praktisk talt alltid regnes som om de er innspent i fundamentene, med mindre det er skiver som fjernes i de nederste etasjene. Hvis dette er tilfelle må innspenningskreftene føres andre veier. Vertikale skivers statiske system er komplisert nok ved at de virker som gjensidige, elastiske støtter, slik at skiver som er fast innspent i fundamentet med jevnt voksende aksiallast er de eneste som kan regnes for hånd.

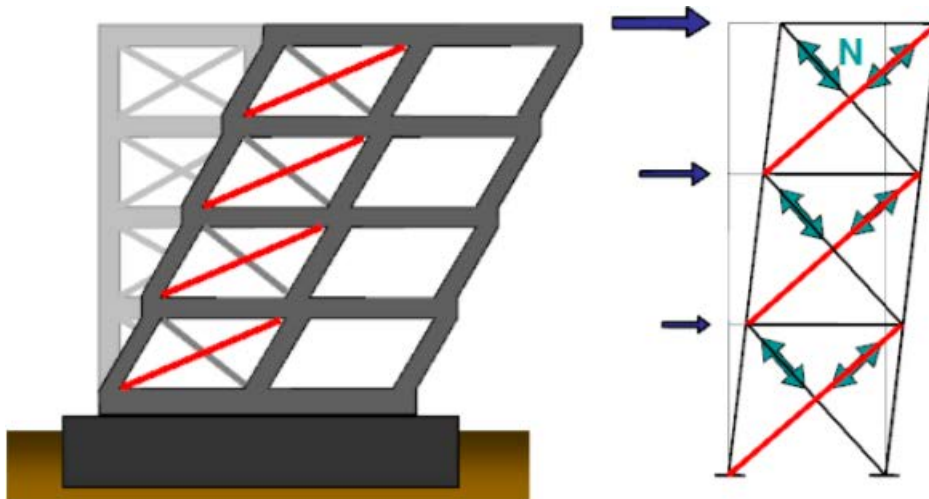
Det er ønskelig å konstruere skivene med så liten slankhet at 2. ordens effekter (horisontalkomponenter av vertikallaster fra de søylene som ikke er med i avstivingen) kan neglisjeres. [20]

Vindkryss

Vindkryss kan deles opp i: [53]

- X-vindkryss (strekk)
- V-vindkryss (strekk og trykk)
- EK-vindkryss (skjær og moment)

X-kryss er det mest brukte alternativet. Her tas de horisontale kreftene opp som strekk i diagonalene, som vist i figur 2.21. Kryssene utføres somregel i stålprofiler som sveises på byggeplass eller i prefabrikerte strekkstagsystemer. Vindkryss kan brukes til avstivning av både vind og seismiske krefter



Figur 2.21: Prinsipp av X-vindkryss [53]

2.7.11 Støttemur

Ved tilbakefylling mot kjellervegg eller støttemurer kan jordtrykket bli av betydelig størrelse. Dette er ofte årsak til oppsprekking av kjellervegger. [54]

Støttemurer påkjennes av lasttyper som:

- Egenlast
- Nyttelast på terrengoverflaten
- Jordtrykk: egenlast av jordmassen. Komprimering av tilbakefyllingen gir også jordtrykk mot støttemuren eller kjellerveggen.
- Vanndrykk. Dette bør unngås ved å bruke drenerende masser i tilbakefyllingen eller langsgående drenering ved støttemurens fot.
- Teledrykk

Støttemurer skal følge krav i TEK10 og annet lovverk. [55]

Jordtrykk kan beregnes etter NS-EN 1997-1.

Det må gjøres en vurdering av veggens bevegelse i forhold til jorda når man beregner jordtrykk. Hvis konstruksjonen unnviker fra jorda vil den få et aktivt jordtrykk, mens hvis den presses inn jorda vil den få et passivt jordtrykk. Dette har stor betydning for valg av jordtrykkskoeffisient. [56]

2.8 Seismisk last

Seismiske laster i nybygg beregnes etter:

- NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 (Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger)
- NS-EN 1998-5:2004+NA:2014 (Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold).

Standarden klassifiserer Norge som et lavseismisk område, til dels med svært lav seismisitet, med viktige områder rundt Østlandet og Sørlandet. Utgangspunktet for seismiske påkjenninger for bygninger er berggrunnens største akselerasjon i form av horisontale

vibrasjoner $a_{g40\text{Hz}}$. Vibrasjonene forplanter seg gjennom løsmasser og kan sette byggets bærekonstruksjon i svingninger. «Svingningene avhenger av forskjellen mellom perioden på jordas svingninger og byggets egensvingeperiode T . Ligger disse nær hverandre, kan forsterkningene av jordskjelvrystelsene bli store ved dynamiske resonanseffekter. Kreftene i bygget vil også være avhengig av konstruksjonens evne til å absorbere og fordele jordskjelvenergien, uttrykt ved konstruksjonsfaktoren q . Til sammen gir disse parametrene horisontal skjærkraft forårsaket av seismisk påvirkning (F_b) på toppen av en stiv kjeller eller på grunnivå.»[57] Et stivt bygg vil gi kortere egenperiode og dermed større seismiske påvirkninger, dette kan by på problemer da vind krever en stiv konstruksjon.

For å beholde styrke og funksjon under et jordskjelv må tre betingelser være tilfredsstillt:

- Byggematerialet må ha tilstrekkelig deformasjonsevne.
- Konstruksjonsdelene (knutepunkter, bjelker, søyler, plater og skiver) må kunne oppta store repeterte deformasjoner, tøyninger eller krumninger.
- Bærekonstruksjonen settes sammen av de duktile konstruksjonsdelene til en deformasjonsmekanisme.

Duktiliteten av konstruksjonen er et uttrykk for bærekonstruksjonens evne til å absorbere jordskjelvenergi i plastiske områder, og dens evne til å fordele energiopptaket på alle de konstruksjonsdelene som er forutsatt å bli plastifisert under skjelvet. I dimensjonering med DCL (lav duktilitet) er konstruksjonsfaktoren $q \leq 1,5$. Slik at man kan dimensjonere i henhold til vanlige standarder for beregning av kapasiteter og ved DCM (middels duktilitet) forutsettes konstruksjonsfaktoren q fra 1,5 til 4 som reduserer jordskjelvbelastningen tilsvarende.[57]

NS-EN 1998-1 inneholder noen grunnleggende krav (H 2.1.4): [58]

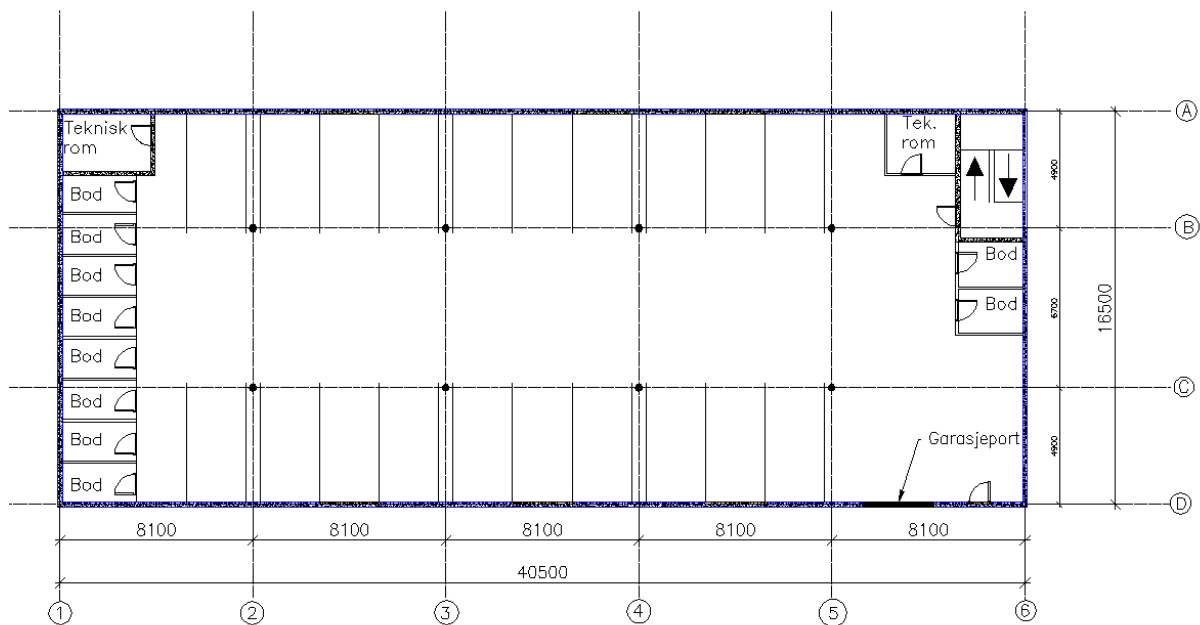
- Ikke lokalt eller globalt sammenbrudd, bevare sin bæremessige integritet og restbæreevne
- Hvert etasjeplan skal virke som en horisontal skive
- Krav til skadebegrensning
- Jordskjelv skal beregnes i bruddgrensetilstanden – ulykke

Det er altså viktig med konstruksjonsmessig enkelhet, regelmessigheter i planet og i oppriss, motstand og stivhet i 2 retninger og redundans, torsjonsmotstand, skivevirkning ved etasjenivå og ett passende fundament.

Alle sideveis avstivningssystemer skal gå uavbrutt fra fundament til tak og sidestivhet og masser skal gå konstant pr. etasje eller avtrappes gradvis.

parkeringskjelleren må da være 16,3 meter innvendig mål. For å ikke få for smale leiligheter har vi valgt at lengden på blokka blir 40,5 meter, med leilighetsbredde 8,1 meter. Da må vi også ha 40,5 meter lang parkeringskjeller. Her får vi plass til 20 parkeringsplasser, altså 2 per boenhet. Vi setter av 600 mm mellom parkeringsplassene på de stedene vi må ha søyler.

Det er i tillegg krav om å ha bod eller annen oppbevaringsplass på 5 m² per boenhet. [43] Vi har derfor valgt å ha bodere til alle leilighetene i garasjekjelleren. Bodene får dimensjon 1630x3200 mm. Det er krav om at hovedtrapp har bredde 1,2 meter med 1,5 meter dybde på repos. Rømningstrappen blir en spiraltrapp med diameter 2,4 meter. [60]

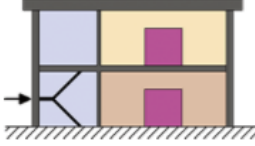






Figur 3.2: Planløsning for parkeringskjeller

3.2 Plan 1 og 2

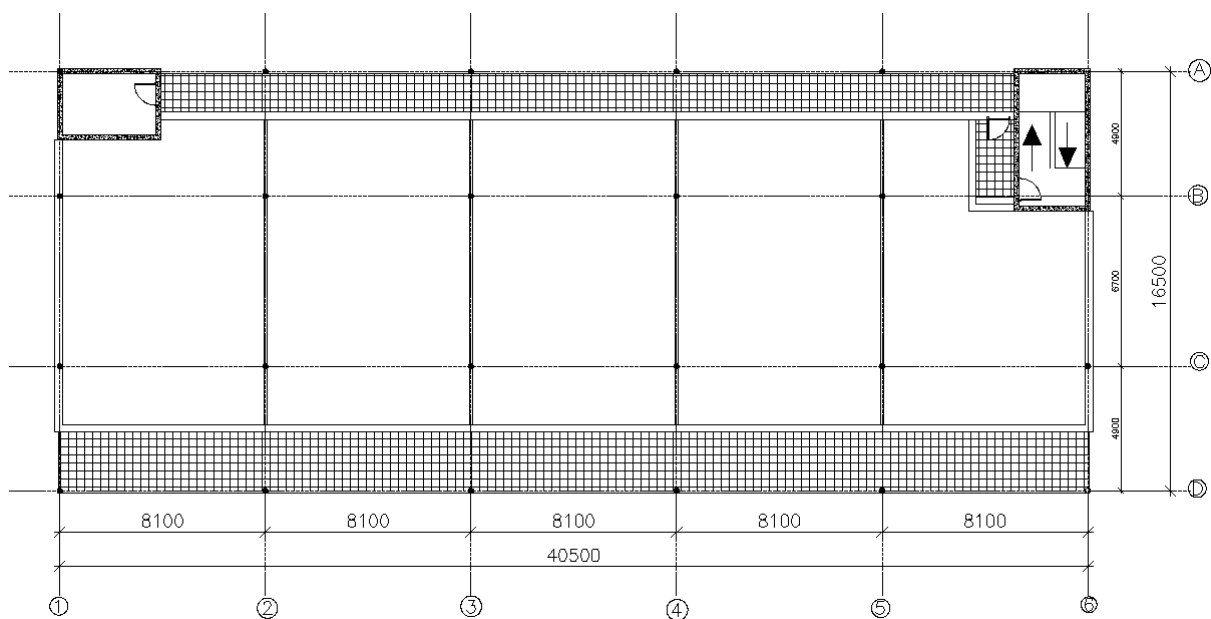
Vi har valgt å ha inntrukket balkong og svalgang, slik at ytterveggene ikke går ned i veggene i parkeringskjeller. Dette er for å kunne føre kreftene fra balkongen og svalgangen ned i parkeringskjelleren. De ytre målene på planløsningen i første etasje inkludert svalgang og balkong blir 16,5x40,5 meter.

Da det ikke er med enn én etasjes høydeforskjell mellom bygningens inngangsplan og inngangsplanet i øverste etasje er det ikke krav om heis. Dette fører til at 2.etg. kun vil ha krav om generell brukbarhet. Svalgang i 1.etg. må ha fri bredde på 1,5m, vi velger derfor samme bredde på svalgang i 2. etg. [61]

Type bygning	Krav og begrunnelse
 <p>– Boligbygning med flere boenheter, hvor det ikke er mer enn én etasjehøyde mellom bygningens inngangsplan og inngangsplanet til en boenhet</p> <p>– En bygning med boenheter i tre etasjer kommer også i denne kategorien dersom bygningen har inngang i andre etasje.</p>	<p>– Det er ikke krav om heis i bygningen.</p> <p>– Boenheten på bygningens inngangsplan skal oppfylle krav om tilgjengelig boenhet. Det innebærer også at det skal være trinnfri atkomst fra bygningens inngang til boenhetens inngang.</p> <p>– Boenheter i overetasjen (og ev. i en underetasje) har ikke krav om tilgjengelig boenhet, kun generell brukbarhet. Men de skal ha tilgjengelig bad og toalett.</p>
<p> Tilgjengelig bad og toalett</p> <p> Tilgjengelig boenhet</p> <p> Generell brukbarhet</p> <p> Fellesareal</p>	

Figur 3.3: Krav som gjelder i vår bygning [61]

Balkongene får 2,4 meter dybde. Innvendig mål på leilighetene blir 8,1x12 meter. Vi har valgt å ha et trapperom på hver side av svalgangen. Hovedtrappen vil gå fra parkeringskjeller og helt opp i 2. etasje, mens den andre vil kun gå fra bakkeplan i 1. etasje og opp i 2. etasje.



Figur 3.4: Planløsning for plan 2

3.3 Klassifisering for vår boligblokk

3.3.1 Tiltaksklasse etter brann- og pålitelighetsklasser.

Bygget i oppgaven er i brannklasse 1 (BKL1) etter tabell 2.7 og pålitelighetsklassen er satt til RC2 ettersom at konsekvensklassen er CC2. Dimensjoneringsarbeidet for konstruksjonen blir dermed tiltaksklasse 2 etter tabell 2.2.

Dette gir fra tabell 2.3 krav om bachelorgrad og seks års arbeidserfaring for å kunne være prosjekterende ansvarlig.

3.3.2 Risikoklasser

Etter tabell 2.4 gjelder følgende: Personer i byggverk kjenner rømningsveier, og kan bringe seg selv i sikkerhet, byggverk er beregnet for overnatting og forutsatt bruk av byggverk medfører liten brannfare. Dermed blir risikoklassen i kategori 4. Risikoklasse 4 fremgår også i tabell 2.5.

3.3.3 Lydklasser

For lydkrav i byggkonstruksjonen gjelder alle verdier i tabell 2.9 (krav til lyd i lydklasse C).

4 SNØLAST

Snølast beregnes etter NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008 (Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster). Det er mange faktorer som virker inn på mengden snø som samles på ett tak, som f.eks. byggestedets klima, høyde over havet, topografi, byggets form, takets tekkingsmateriale og varmegjennomgang. Grunnet store klimaregionale variasjoner, varierer snømengden sterkt både over tid og fra kommune til kommune. [30, 62]

4.1 Metode

Karakteristisk snølast på mark (s_k) regnes ut etter formelen:

$$s_k = s_{k0} + n\Delta s_k$$

der:

- s_{k0} = grunnverdien for karakteristisk snølast
- H_g = kommunens høydegrense
- $n = (H - H_g)/100$, avrundes oppover til nærmeste heltall
- Δs_k = snølasttillegg per 100m

deretter kan snølasten på tak beregnes etter formelen:

$$s = \mu C_e C_t s_k$$

der:

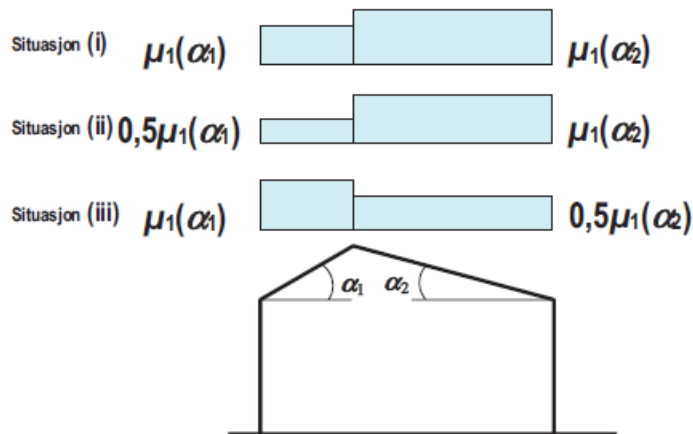
- s = snølast på tak per m² horisontalprojeksjon
- μ = formfaktoren
- C_e = eksponeringsfaktoren
- C_t = termisk faktor
- s_k = karakteristisk snølast på mark på byggestedet

Takets formfaktor (μ) kan øke eller redusere snølast på tak etter takets geometri:

Formfaktor	Takvinkel		
	$0^\circ < \alpha < 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60^\circ - \alpha)/30^\circ$	0
μ_2	$0,8 + 0,8\alpha/30^\circ$	1,6	-

Tabell 4.1: Formfaktor (μ) for saltak, pulttak og sagtak (Tabell 5.2 fra NS-EN 1991-1-3) [62]

I standarden er det figurert for formfaktorer avhengig av takgeometri. Eks:



Figur 4.1: Snøfordeling på saltak (Figur 5.3 fra NS-EN 1991-1-3)[62]

I tabell NA.4.1(901) i det nasjonale tillegget finner man s_{k0} , H_g , Δs_k og $S_{k,max}$ for alle kommuner, samt Svalbard. Standarden inneholder også lokale virkninger som snølast på takutstikk og snøfanger.

4.2 Resultat

Takvinkel (saltak) = 14°

Takvinkel (flatt tak) = 0°

$s_{k0} = 3,0 \text{ kN/m}^2$ (Ålesund)

$H_g = 0 \text{ m}$

$C_e = 1,0$ (Normal topografi)

$C_t = 1,0$

$$s_k = 3,0 + 0 = 3,0$$

$$s = 0,8 * 1,0 * 1,0 * 3,0 = 2,4$$

	EUROCODEexpress	Håndberegninger
Takvinkel:	Snølast på tak (s):	Snølast på tak (s):
0°	$2,4 \text{ kN/m}^2$	$2,4 \text{ kN/m}^2$
14°	$2,4 \text{ kN/m}^2$	$2,4 \text{ kN/m}^2$

Tabell 4.2: Snølast [Vedlegg: B1 og B2]

4.3 Diskusjon

Den karakteristiske snølasten, s_k i Ålesund er $3,0 \text{ kN/m}^2$. Siden vi ikke har fastsatt noe sted setter vi H lik 0m , slik at $n = 0$. Både alternativet med flatt tak og saltak er under 30° , og vil derfor få en formfaktor $\mu = 0,8$. Eksponeringsfaktoren C_e settes til $1,0$ for normal topografi, fra tabell NA.5.1, da bygget ikke blir særlig høyere enn omliggende topografi. [62] Vi har isolert tak med varmegjennomstrømning mindre enn $1,0\text{W}/(\text{m}^2\text{K})$, da settes den termiske faktoren C_t lik $1,0$.

Håndberegningene stemmer overens med resultatene fra beregningsprogrammet EUROCODEexpress.

4.4 Konklusjon

Snølasten på taket ender på $2,4 \text{ kN/m}^2$.

5 VINDLAST

Vindlast beregnes etter NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 (Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster). Vindlast er av spesielt variabel natur og er avhengig av faktorer som årstid, beliggenhet, topografi, terrengruhet, omkringliggende byggverk og til selve byggverkets geometri og stivhet. [63]

Vindlast på vegg vil gi trykk på lo siden og sug på le siden, samt varierende sug på veggene parallelt med vindretningen, med størst intensitet på den fremre delen. Vinden vil i tillegg skape under- eller overtrykk inne i bygget. Vindlasten som virker på vegg, må overføres til dekkene og videre ned til fundamentet via skiver eller vindkryss. På tak regner man vindlasten vertikalt, og det vil føre til trykk eller sug avhengig av takvinkel. Dersom vindlasten skaper trykk vil den virke sammen med snølast og egenvekt, og må tas med i beregning av tak og bjelker. Dersom vindlasten skaper sug, kan man få løft i taket og forankring av takkonstruksjon og vipning i bjelker beregnes.

5.1 Metode

Grunnet korreksjonsfaktorene til basisvindhastigheten, vil $v_b = v_{b,0}$ for lavere strøk i landet. Der referansevindhastighet ($v_{b,0}$) finnes i tabell NA.4(901.1) i det nasjonale tillegget.

Stedsvindhastigheten $v_m(z)$ beregnes av følgende formel:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$$

der:

- $c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0)$ for $z_{min} \leq z \leq 200$ m
- $c_r(z) = k_r \cdot (z_{min})$ for $z \leq z_{min}$

Faktorene k_r , z_0 og z_{min} er avhengig av terrengruheten og finnes i tabell 5.1

Terrengkategori	k_r	z_0 (m)	z_{min} (m)
0 - Kyststrøk som er eksponert for åpent hav	0,16	0,003	1
I - Innsjøer eller flatt og horisontalt område med lite vegetasjon og uten hindringer	0,17	0,01	1
II - Område med lav vegetasjon, som gress og spredte hindringer (trær, bygninger) med avstand minst 20 ganger deres høyde	0,19	0,05	2
III - Område med vegetasjon eller bygninger eller med spredte hindringer med avstand minst 20 ganger deres høyde (landbyer, forstadsterreng, permanent skog)	0,22	0,3	5
IV - Område der minst 15% av overflaten er dekket av bygninger, og deres gjennomsnittlige høyde overskrider 15m	0,24	1	10

Tabell 5.1: k_r , z_0 og z_{min} (Tabell 4.1 og utregninger med formel 4.5 fra NS-EN 1991-1-4) [64]

Vindkasthastigheten beregnes av formelen:

$$V_p = v_m(z) \cdot \sqrt{1 + 7 \cdot I_v(z)}$$

Der:

- $I_v(z) = k_1 / (c_0(z) \cdot \ln(z/z_0))$ for $z \geq z_{\min}$
- $I_v(z)$ med $z = z_0$ for $z < z_{\min}$
- k_1 er turbulensfaktoren som finnes i det nasjonale tillegget, anbefalt verdi er 1,0.

Hastighetstrykket (q_p) beregnes deretter av:

$$q_p = 0,625 \cdot v_p^2$$

Vindlast på vegg regnes etter formlene:

- $w_e = c_{pe} \cdot q_p$
- $w_i = c_{pi} \cdot q_p$ (ved åpninger på lo side)

der:

- w_e er utvendig vindlast
- w_i er innvendig vindlast
- c_{pe} er formfaktoren for utvendig vindlast mot veggen.
- c_{pi} er formfaktoren for innvendig vindlast mot veggen

(c_p faktorene regnes med fortegn. Negativt fortegn angir at vindbelastningen gir under-trykk)

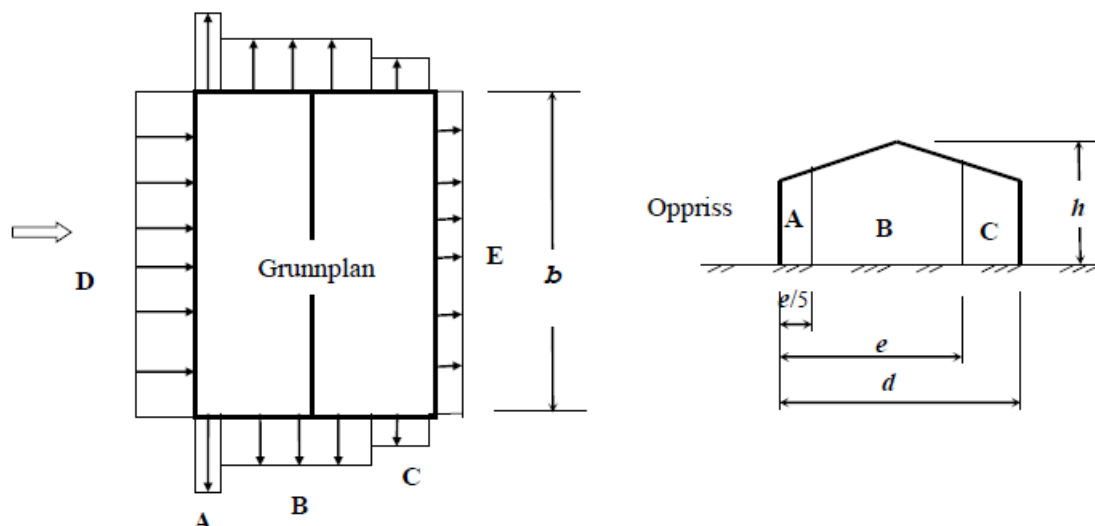
Utvendig formfaktor (c_{pe}) beregnes etter reglene:

- For et belastet areal $A \leq 1 \text{ m}^2$ gjelder $c_{pe,1}$
- For et belastet areal $A \geq 10 \text{ m}^2$ gjelder $c_{pe,10}$
- For $1 < A < 10 \text{ m}^2$ kan formfaktoren beregnes av:

$$c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \log_{10} \cdot A$$

Hastighetstrykket øker med referansehøyden z , som resulterer i soneinndeling av høye vegger. Dette er beskrevet i kapittel 7.2.2 i NS-EN 1991-1-4. Dersom man tar utgangspunkt i høyden på bygget vil beregningen bli på den sikre siden.

Formfaktorene variere avhengig av geometrien på bygget, standarden inneholder figurer med tilhørende tabeller for å finne de aktuelle formfaktorene. Figur 5.1 og tabell 5.2 er et eksempel på disse.



Figur 5.1: Vindlastens fordeling rundt et bygg størrelsen e er den minste av b og $2h$. [63]

Her forekommer felt C kun dersom $d > e$. For beregninger av vindretning vinkelrett i forhold til den som er vist på figuren, må parameterne b og d bytte plass.

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

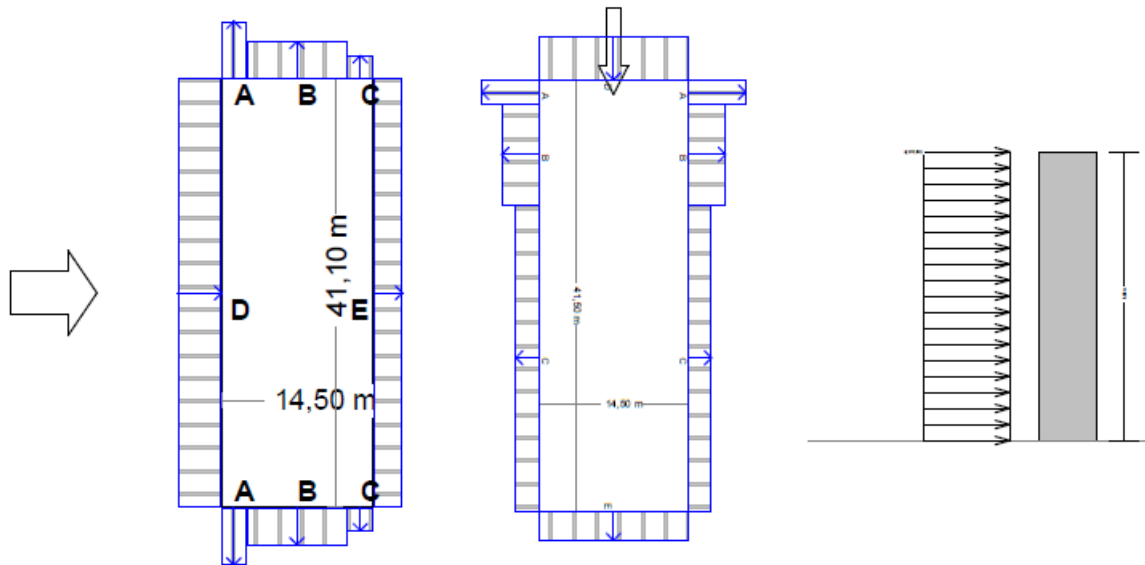
Tabell 5.2: Formfaktor for vertikale vegger i rektangulære bygninger (Tabell 7.1 fra NS-EN 1991-1-4) [64]

Mellomliggende verdier av forholdet h/d kan interpoleres lineært.

Vindlast på tak beregnes på samme måte, med liknende tabeller og figurer for formfaktorer. Så lenge man ikke har bratt tak vil det kun være sug krefter på taket. Ved lange bygninger kan det også bli friksjonskrefter langs vegger og tak, som må beregnes etter likning 5.7 i NS-EN 1991-1-4. Man må ta spesielt hensyn til vindlast på frittstående tak og vegger.

5.2 Resultat

5.2.1 Vindlast på vegg

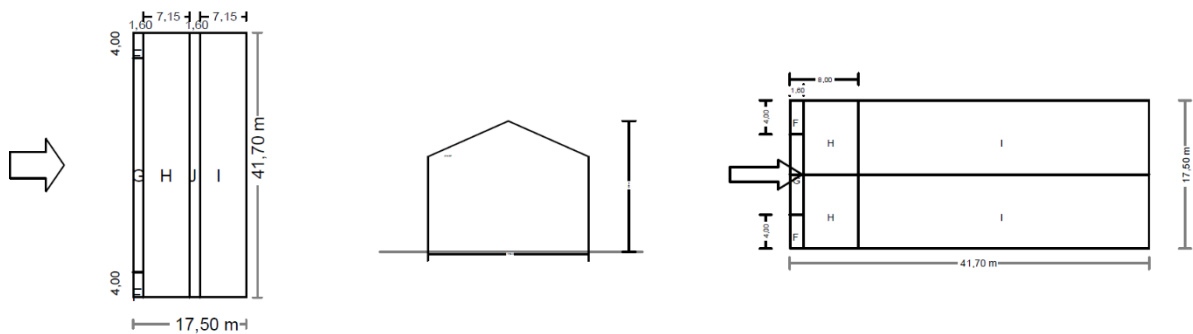


Figur 5.2: Vindlast på vegg

	Trykk	Sug	Lokalt (Sone A)
Langvegg	0,584 kN/m ²	0,251 kN/m ²	-0,876 kN/m ²
Gavlvegg	0,511 kN/m ²	0,219 kN/m ²	-0,876 kN/m ²

Tabell 5.3: Maksimal vindlast på vegg [Vedlegg B6 og B7]

5.2.2 Vindlast på saltak

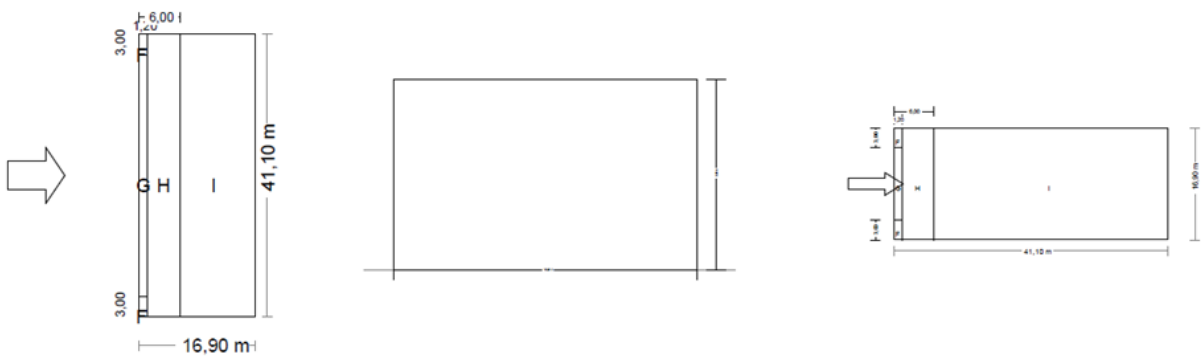


Figur 5.3: Vindlast på saltak (vindretning mot langvegg)

Sone	$\theta = 0^\circ$		$\theta = 90^\circ$
	Maks sug	Maks trykk	Maks sug
F	0,806 kN/m ²	0,148 kN/m ²	1,095 kN/m ²
G	0,692 kN/m ²	0,148 kN/m ²	1,07 kN/m ²
H	0,272 kN/m ²	0,148 kN/m ²	0,502 kN/m ²
I	0,346 kN/m ²	---	0,42 kN/m ²
J	0,725 kN/m ²	---	

Tabell 5.4: Vindlast på saltak (vindretning mot langvegg) [Vedlegg B5]

5.2.3 Vindlast på flatt tak



Figur 5.4: Vindlast på flatt tak (vindretning mot langvegg)

	$\theta = 0^\circ$	$\theta = 90^\circ$
Sone	Maks vindlast	Maks vindlast
F	-1,314 kN/m ²	-1,314 kN/m ²
G	-0,876 kN/m ²	-0,876 kN/m ²
H	-0,511 kN/m ²	-0,511 kN/m ²
I	$\pm 0,146$ kN/m ²	$\pm 0,146$ kN/m ²

Tabell 5.5: Vindlast på flatt tak (vindretning mot langvegg) [Vedlegg B4 og B3]

5.3 Diskusjon

Vindlast kan beregnes for hånd eller ved hjelp av beregningsprogrammer. Håndberegninger er tidskrevende da det er mange faktorer som skal med. Siden vi har beskrevet håndberegningene i kapittel 5.1, velger vi her å gjøre alle beregningene av vind med beregningsprogrammet EUROCODEexpress som vi har fått lisens på av skolen. Programmet tar hensyn til alle faktorer og kriterier i henhold til NS-EN 1991-1-4. Bygget har en fiktiv plassering, vi har derfor valgt plassering og faktorer selv.

Valgt plassering av bygget er Ålesund der referansevindhastigheten er 29 m/s noe som på kote 0 m.o.h. også gir en basisvindhastighet på 29 m/s. Vi antar at bygget ligger i sammenhengende småhusbebyggelse, noe som gir terrengkategori III. Turbulensfaktoren settes til 1,0 etter det nasjonale tillegget i NS-EN 1991-1-4, da vi antar at det ikke er spesielle topografiske forhold rundt bygget. Programmet velger automatisk retningsfaktor (c_{dir}) og årtidsfaktor (c_{season}) lik 1,0, med en returperiode på 50 år.

Vi har tatt utgangspunkt i en etasjehøyde 3m, altså en bygningshøyde på 6m da parkeringskjelleren ligger under bakkenivå. På alternativet med saltak vil bygningshøyden bli rett i overkant av 8m. Beregninger er utført for både saltak og flatt tak, da vi ikke vet hvilken taktype valget faller på. For både flatt tak og saltak har vi valgt å ha taket over svalgang og balkonger. Saltaket har et takutstikk på 0,3m rundt baut. Bredden av ytterveggene er rundet opp til 0,3m. Vi har dermed fått disse lengdene og breddene:

Flatt tak:

- Lengde = 41,1m
- Bredde = 16,9m

Saltak (14°) – 300mm takutstikk:

- Lengde = 41,7m
- Bredde = 17,5m

Yttervegger:

- Lengde = 41,1m
- Bredde = 14,5m

På veggene er det den totale påkjenningen i aktuell retning som er dimensjonerende og må tas opp i skivene og føres ned til fundamentet, via trappesjakter og evt. andre skiver. Med vindretning på gavlveggen får man en totalbelastning på 63,527 kN fordelt over skivene (uten evt. Bidrag fra vegg på saltak). Med vindretning dirkete på langveggen, får man en totalbelastning på 205,94 kN fordelt på skivene.

De lokale maksverdiene fra vindlastene, brukes til å beregne innfestning av kledning og taktekkning, her benytter man $c_{pe,1}$. Som et eksempel, vil dette gi $-0,876 \text{ kN/m}^2$ på vegger. Dette vil gi et maksimalt moment på 0,378kNm på stenderne, ved en etasjehøyde på 2,4m og c/c 600.

Vindlasten gir i de fleste soner sug på taket, og vil derfor ikke gi økning i nyttelasten. Her vil man altså få løft i taket. Dette må tas hensyn til med tanke på forankring av takkonstruksjonen. For både vindretning $\theta = 0^\circ$ og $\theta = 90^\circ$, vil man få trykk i noen soner. Vindlast på tak skal ganges med lastfaktor 0,9 (dersom øvrig variable laster er vindlast), noe som gir $0,13 \text{ kN/m}^2$. Dette er relativt lite, det kan derfor tenkes at man kan se bort fra vindlast ved beregning av underliggende bæresystem. Vi velger å være konservative og forenkler denne verdien med lik mengde over hele taket. Takstolene beregnes og dimensjoneres av produsent, det trengs derfor ikke utdypende beregninger av dette.

5.4 Konklusjon

Vind blir sammen med seismisk last dimensjonerende for avstivningssystemet. Skivene må ta opp henholdsvis 63,53 kN fra kortveggene og 205,94 kN fra langveggene.

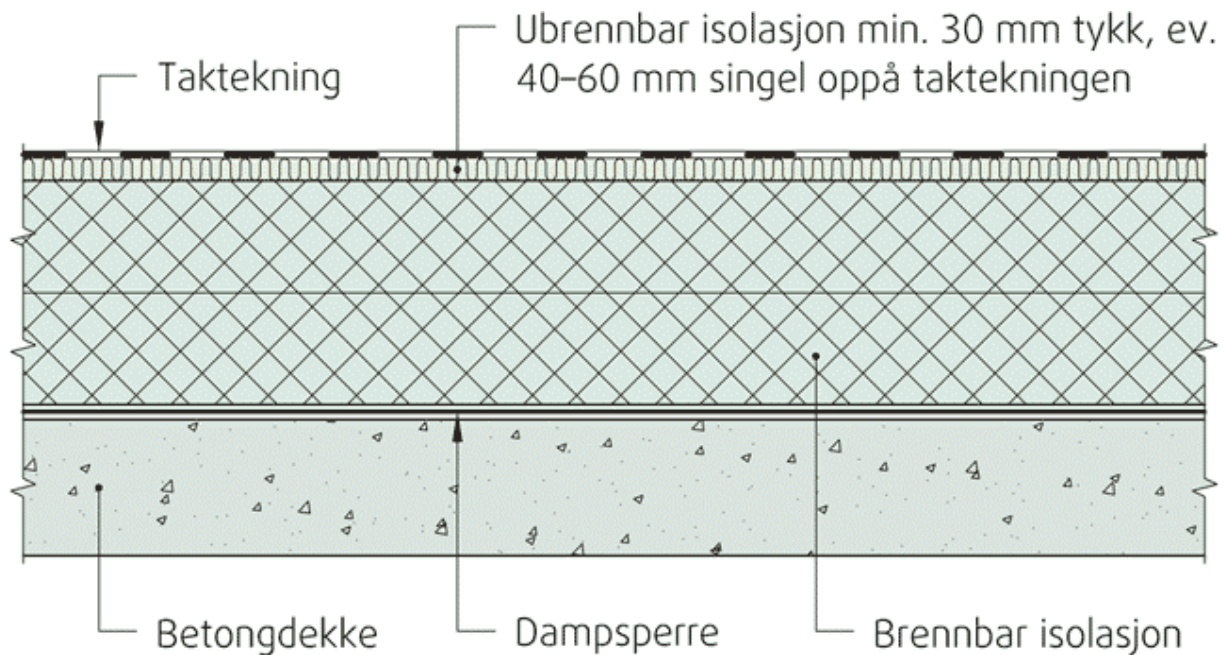
Taket beregnes med en jevnt fordelt last på $0,15 \text{ kN/m}^2$.

6 TAK

Takkonstruksjonen skal bære egenlast, snølast og vindlast, i tillegg skal den virke som en skive for å ta opp vindlast fra veggene. Minstekravet til U-verdi for tak er $\leq 0,18 \text{ W}/(\text{m}^2 \text{ K})$, mens energiltaket er på $\leq 0,13 \text{ W}/(\text{m}^2 \text{ K})$, noe som gir minimum 300mm isolasjon med varmekonduktivitet, $\lambda 0,038 \text{ W}/(\text{mK})$ eller bedre. [65, 66] Siden taket er sekundær, bærende bygningsdel havner det i brannklasse 1, og må derfor ha REI30. Det er også nødvendig å oppfylle kravene til lydklasse C.

Vi har valgt å vurdere fire forskjellige løsninger som takkonstruksjon; plasstøpt betong, hulldekker, takstoler og lett-tak-elementer.

Priser finner vi ved hjelp av programmet Holte SmartKalk, basert på materialforbruk for bærende konstruksjoner, samt andre nødvendige materialer for å tilfredsstille krav til bygningsfysikk. På materialer som ikke finnes i Holte SmartKalk har vi fått prisoverslag av produsenter.



Figur 6.1: Oppbygning av takkonstruksjon med EPS (Fig. 72 fra 525.207) [67]

Av figur 6.1 ser vi oppbygningen av flatt tak med polystyren. Flate tak må ha fall på min. 1:40 på ferdig takflate og fall i renner og i kilrenner på min. 1:60. Nedbøyning på grunn av egenvekt og belastning på taket må ikke gi mindre fall enn de angitte verdiene. [67] Tak under 10° må også ha tekking som tåler ett visst vanntrykk, ettersom snø i perioder kan demme opp for avrenning. Taket bør også ha et nødoverløp som sikkerhet mot oppdemming av vann og overbelastning ved tette sluk.

6.1 Plasstøpt betong

6.1.1 Metode

Plate av betong dimensjoneres etter NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, Prosjektering av betongkonstruksjoner. Vi bruker dimensjoneringsprogrammet EUROCODEexpress for å dimensjonere den plasstøpte platen som kontinuerlig over 5 felt.

Lastkombinasjonene beregnes etter B1 og B2 (likning 6.10a og 6.10b fra NS-EN 1990) for bruddgrensetilstanden. Lastkombinasjonsfaktorene hentes fra tabell A1.1 i EN1990, kategori A (Bolig).

6.1.2 Resultat

Her velger vi betongkvalitet B35 med stålfasthet B500C. Platen får 5 spenn med spennlengde 8,1m og 16,5m i tverretning. Lastene blir her:

Last	Vekt
Egenvekt (betong)	5,5 kN/m ²
Isolasjon og tekking	0,6 kN/m ²
Snølast	2,4 kN/m ²
Vindlast	0,15 kN/m ²

Tabell 6.1: Laster for plasstøpt betongdekke

Dette gir en platetykkelse på 220mm. Her vil man få en nedbøyning på 56,32mm, noe som er mere enn $L/250=32,4$ mm. Dette betyr at platen må støpes med overhøyde. [Vedlegg H1]

For å beregne pris på platen må man altså inkludere:

- Betong (h=220mm)
- Armering (9,89kg/m²)
- Polystyren 100+200mm ($\leq 0,038$ W/(mK))
- Taktekking (ubrennbar eller klasse B_{ROOF} (t2))
- Diffusjonstett plast
- Forskaling og arbeid

6.2 Hulldekker

6.2.1 Metode

Hulldekkene detaljberegnes av produsent, men orienterende bæreevne kan finnes ut av diagrammer. Selv om hulldekkene fungerer som en skive regnes de som fritt opplagt. Vi har brukt diagram fra Betongelementforeningen, med tilhørende formel:

$0,90 g + p \leq$ avlest bruksgrenselast

Dette er uten dekkets egenvekt

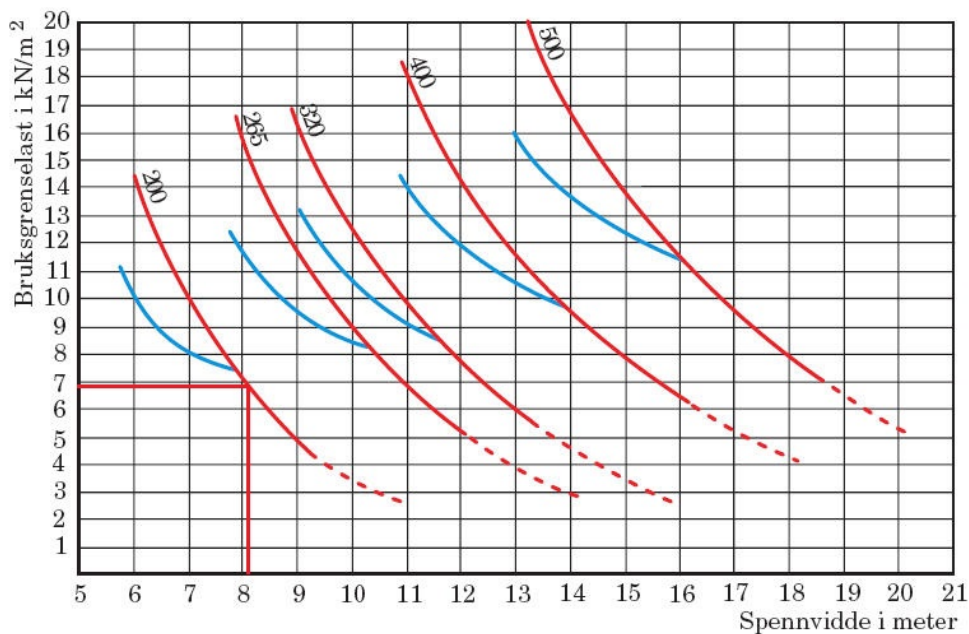
6.2.2 Resultat

Lastene blir her:

Last	Vekt
Egenvekt (HD200)	3 kN/m ²
Isolasjon og tekking	0,6 kN/m ²
Snølast	2,4 kN/m ²
Vindlast	0,15 kN/m ²

Tabell 6.2: Laster for Hulldekke

$$0,9 * (0,6) + (2,4 + 0,15) = 3,09 \text{ kN/m}^2$$



Figur 6.2: Maks påført last i bruksgrensetilstand (Fig. A 4.2) [16]

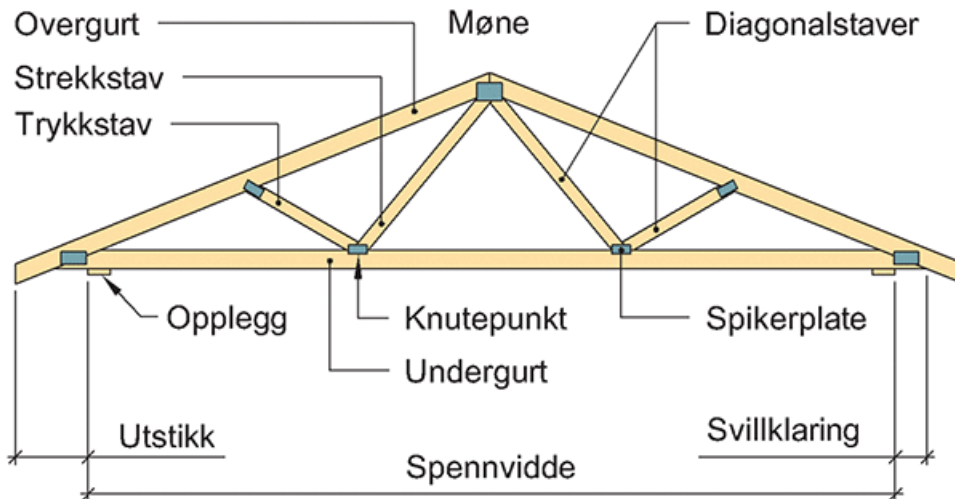
Av figur 6.1 leser vi at dekker med spennvidde på 8,1m kan ta i underkant av 7 kN/m². Vi er derfor langt innenfor med våre 3,09 kN/m².

For å beregne pris på platen må man altså inkludere:

- Hulldekke (HD200)
- Polystyren 100+200mm ($\leq 0,038 \text{ W/(mK)}$)
- Taktekking (ubrennbar eller klasse B_{ROOF} (t2))
- Diffusjonstett plast
- Arbeid

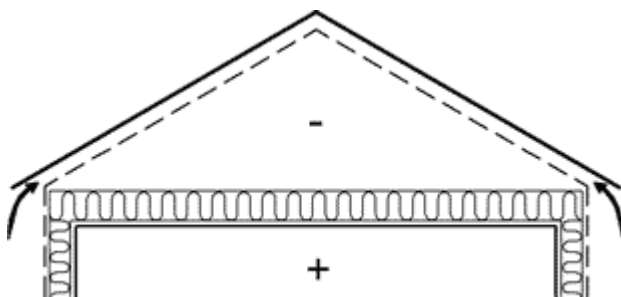
6.3 Takstoler

En takstol er en selvberende fagverkskonstruksjon for bæring av tak. Takstoler monteres normalt med en senteravstand på c/c 600. Takstolene består av overgurt, undergurt, trykk- og stekkstaver som er sammenføyd med spikerplater i knutepunktene som figur 6.3 viser.



Figur 6.3: Komponenter i takstoler. (Fig. 22 fra 525.831) [68]

For å unngå isolering mellom overgurter og oppføring på overgurtene har vi valgt å gå for kaldt, ikke luftet loftsrom. Dette betyr at lufting av taket skjer i luftespalte mellom tekkingen og diffusjonsåpent undertak. Løsningen gir redusert fare for brannspredning via loftet og økt lufttetthet.



Figur 6.4: Prinsipp for kaldt, ikke luftet loftsrom. (Fig 4 fra 525.106) [69]

Takstolleverandørens monteringsanvisning forutsetter at vindlast på veggene ikke føres inn i takstolene, men tas opp av «stive skiver» som takflate, etasjeskiller, vegger og himlinger. [70] Dette betyr at man kan bruke taktro av trefiberplater for å skape en skiveeffekt, dette må beregnes spesielt. Forankring og avstivning av takflaten, trykkstaver og gurter er vist i [Vedlegg H2] fra PRETRE.

6.3.1 Metode

Takstoler detaljberegnes normalt av produsent basert på vindlast, snølast og egenvekt, i henhold til NS-EN 14081-1 dersom de produseres av konstruksjonsvirke. Limtre dimensjoneres i henhold til NS-EN 14080, parallellfiner i henhold til NS-EN 14374 og spikerplater i henhold til NS-EN 14545.

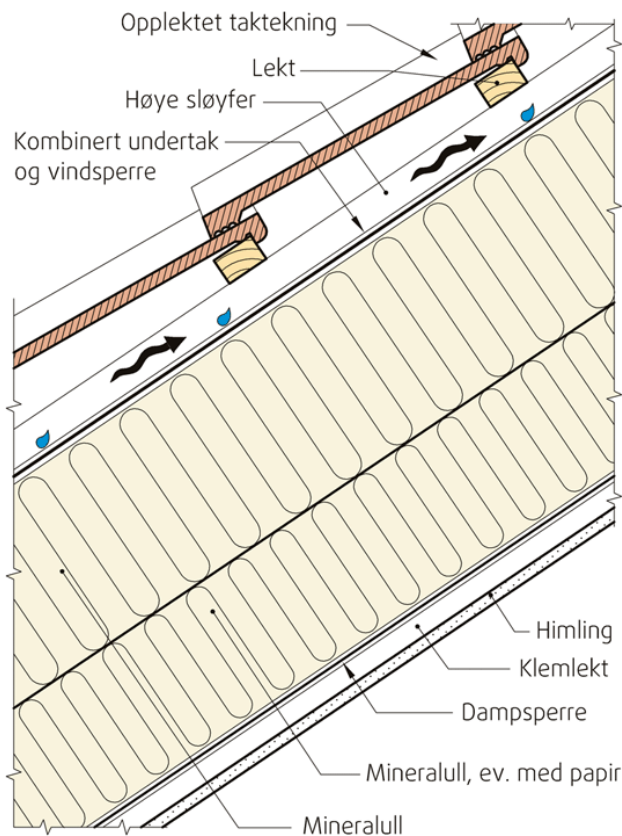
6.3.2 Resultat

Vi har valgt WW-takstoler da disse kan oppnå meget lange spenn (< 25m) og trenger kun å opplagres på to bjelker. Her har vi fått et prisoverslag av PRETRE. [Vedlegg D4]

Lastene blir her:

Last	Vekt
Egenvekt m/ isolasjon og tekking	1,1 kN/m ²
Snølast	2,4 kN/m ²
Vindlast	0,15 kN/m ²

Tabell 6.3: Laster for takstoler



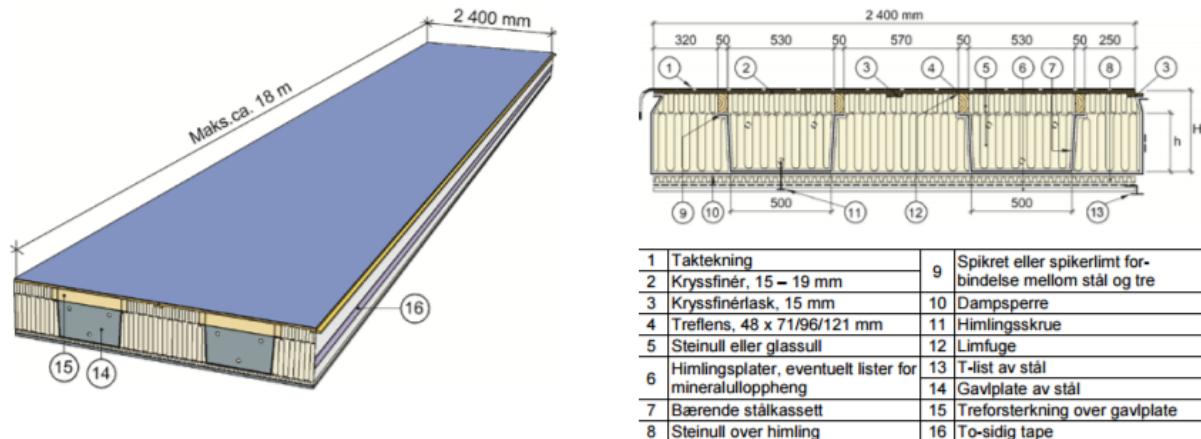
Figur 6.5: Prinsipp for tretak med kombinert undertak og vindsperre (Fig. 12 fra 525.102)[71]

For å beregne pris på konstruksjonen må man altså inkludere:

- Takstein
- Lekter (30x48)
- Sløyfer (23x48)
- Diffusjonsåpent undertak
- Taktro av trefiberplater
- WW-takstoler
- Mineralull (100+200mm)
- Nedforing av himling (48x98)
- Diffusjonstett plast
- Gipsplater i himling
- Arbeid

6.4 Lett-tak elementer

Lett-tak elementene bygges opp med en bærekonstruksjon av varmforsinket tynnprofil i stål, med øvre flens av kryssfiner. Grunnet stivhet i alle retninger kan konstruksjonen fungere som en avstivende skive og har fordelaktige kvaliteter under seismiske laster blant annet på grunn av lav vekt og relativt myk oppførsel. Elementene produseres i spenn opp til 18m, kan oppnå REI 90 og U-verdi fra 0,08 W/m² K. De leveres ferdig teknet og montert, med en byggetid på opptil 1200m² ferdig tak/dag. [72]



Figur 6.6: Prinsipiell oppbygning av Lett-Tak elementer [73]

6.4.1 Metode

Elementene detaljberegnes av produsent, der beregninger av nødvendige innfestninger inngår i leveransen:

- Der elementene har opplegg på bærekonstruksjonen,
- I de langsgående finerskjøter mellom elementene
- Mellom elementer og randdragere parallelt med elementenes spennretning.

RIB må forsikre seg om at lett-tak sammen med avstivnings-systemet har den ønskede funksjon både hva angår kraftoverføring og deformasjoner i skiveplanet.

6.4.2 Resultat

Her har vi fått ett prisoverslag fra Lett-Tak, inkludert tekning og montering, men uten himling, himlingsisolasjon og diffusjonsplast. [Vedlegg D1]

Lastene blir her:

Last	Vekt
Egenvekt	0,65 kN/m ²
Himling	0,1 kN/m ²
Snølast	2,4 kN/m ²
Vindlast	0,15 kN/m ²

Tabell 6.4: Laster for Lett-Tak elementer

Her trengs det pris på:

- Lett-tak elementene
- Diffusjonsplast
- 30mm steinull eller 50mm glassull
- Himling (gipsplater)

6.5 Andre vurderte løsninger

6.5.1 Konstruksjonsvirke

Ved bruk av konstruksjonsvirke vil taksperrere legges med spennretning på tvers av bygget, da dette gir minst spenn. Grunnet plassering av søyler vil dette føre til at største spenn vil bli på 6,7m.

Snølast på mark kN/m ²	Sperre- avstand m	Sperredimensjon (mm)						
		48 x				61 x	73 x	
		148	173	198	223	198	198	223
3,0	0,6	2,9	3,4	3,9	4,4	4,2	4,5	5,1
	0,9	2,5	3,0	3,4	3,8	3,7	3,9	4,4
	1,2	2,2	2,6	3,0	3,3	3,3	3,6	4,0

Tabell 6.5: Største spennvidde (m) for taksperrere av konstruksjonsvirke C30, takvinkel 0–30° (Utdrag fra tab. 21e fra 525.814) [74]

Ut i fra tabell 6.5 leser vi største spenn på 5,1m med c/c 600 og snølast på 3 kN/m². Dette vil ikke holde.

6.5.2 Limtre

Ved bruk av limtre vil taksperrere legges med spennretning på tvers av bygget, da dette gir minst spenn. Grunnet plassering av søyler vil dette føre til at største spenn vil bli på 6,7m.

Snølast på mark kN/m ²	Sperre- avstand m	Sperredimensjon (mm)							
		48 x				68 x			
		200	240	280	320	240	280	320	360
3,0	0,6	4,2	5,1	5,9	6,8	5,7	6,7	7,6	8,6
	0,9	3,7	4,4	5,2	5,9	5,0	5,8	6,7	7,5
	1,2	3,3	3,9	4,6	5,2	4,5	5,3	6,0	6,8

Tabell 6.6: Største spennvidde (m) for taksperrere av limtre GL36c, takvinkel 0–30° (Utdrag fra tab. 21i fra 525.814) [74]

Ut i fra tabell 6.6 leser vi at vi trenger 48x320 med c/c 600 og snølast på 3 kN/m². I Holte SmartKalk ligger denne på ca. 550 kr/m mens takstolene ligger på ca. 200 kr/m. Da takstolene går over lengre spenn og trenger samme mengde isolasjon etc. ser vi at løsningen med limtre blir betraktelig dyrere. Denne løsningen blir derfor uaktuell.

6.5.3 I-bjelker

Ved bruk av I-bjelker vil taksperrene legges med spennretning på tvers av bygget, da dette gir minst spenn. Grunnet plassering av søyler vil dette føre til at største spenn vil bli på 6,7m.

Snølast på mark kN/m ²	Sperre- avstand m	Sperredimensjon (mm)				
		200	220	250	300	350
3,0	0,6	3,8	4,1	4,6	5,2	5,7
	0,9	3,2	3,4	3,8	4,2	4,6
	1,2	2,8	3,0	3,3	3,7	4,0

Tabell 6.7: Største spennvidde (m) for taksperrer av I-bjelker, takvinkel 0–30° (Utdrag fra tab. 21k fra 525.814) [74]

Ut i fra tabell 6.7 leser vi største spenn på 5,7m med c/c 600 og snølast på 3 kN/m². Dette vil ikke holde.

6.5.4 Parallellfiner

Ved bruk av parallellfiner vil taksperrene legges med spennretning på tvers av bygget, da dette gir minst spenn. Grunnet plassering av søyler vil dette føre til at største spenn vil bli på 6,7m.

Snølast	2,0 kN/m ²			2,5 kN/m ²			3,0 kN/m ²			3,5 kN/m ²		
	Takvinkel [°]	0-15	16-30	31-45	0-15	16-30	31-45	0-15	16-30	31-45	0-15	16-30
Kerto-S 36x200	4,03	3,78	3,35	3,95	3,71	3,30	3,88	3,65	3,25	3,81	3,59	3,20
Kerto-S 36x225	4,53	4,25	3,77	4,44	4,17	3,71	4,36	4,10	3,65	4,29	4,04	3,60
Kerto-S 36x250	5,04	4,72	4,19	4,94	4,64	4,12	4,85	4,56	4,06	4,76	4,48	4,00
Kerto-S 36x300	6,04	5,67	5,02	5,93	5,57	4,94	5,82	5,47	4,87	5,71	5,38	4,80
Kerto-S 48x200	4,44	4,16	3,69	4,35	4,08	3,63	4,27	4,01	3,57	4,19	3,95	3,52
Kerto-S 48x225	4,99	4,68	4,15	4,89	4,59	4,08	4,80	4,52	4,02	4,72	4,44	3,96
Kerto-S 48x250	5,54	5,20	4,61	5,44	5,11	4,54	5,33	5,02	4,47	5,24	4,94	4,40
Kerto-S 48x300	6,65	6,24	5,53	6,52	6,13	5,44	6,40	6,02	5,36	6,29	5,92	5,29
Kerto-S 48x350	7,76	7,28	6,45	7,61	7,15	6,35	7,47	7,02	6,26	7,34	6,91	6,17
Kerto-S 48x400	8,87	8,32	7,37	8,70	8,17	7,26	8,54	8,03	7,15	8,39	7,90	7,05

Tabell 6.8: Sperretabell for Kerto-S med tung takteking [75]

Ut i fra tabell 6.8 leser vi at vi trenger Kerto-S 48x350 med c/c 600 og snølast på 3 kN/m². I skrivende stund koster denne 337,6 kr/m hos T.Haugland, mens byggevarer.net oppgir 242,94 kr/m. Uansett hvem av prisene vi velger vil dette bli dyrere enn takstoler. Da takstolene går over lengre spenn og trenger samme mengde isolasjon etc. ser vi at løsningen med parallellfiner blir betraktelig dyrere. Denne løsningen blir derfor uaktuell.

6.5.5 Lettklinkerbetong

Ved bruk av lettklinkerbetong vil elementene legges med spennretning på tvers av bygget, da dette gir minst spenn. Grunnet plassering av søyler vil dette føre til at største spenn vil bli på 6,7m. Elementene fra Scan har en maks spennvidde på 6,2m. [18] Da står vi kun igjen med Leca byggeplank.

Spennvidde (mm)	Maksimal last (kN/m ²)	
	BP 200	BP 250
6280		4,5
6380		4,3
6480		4,1
6580		3,9
6680		3,8
6780		3,6
6880		3,4
6980		3,3
7080		3,1
7180		3,0
7280		2,8
7380		2,7
7480		2,6

Tabell 6.9: Nominell lastkapasitet for Leca Byggeplank [25]

Ut i fra tabell 6.9 ser vi at vi får en maksimal last på 3,8 kN/m². Snølast, isolasjon og tekking veier totalt 3,6 kN/m². I følge holte koster BP 250 ca 1200 kr/m² mens hulldekke koster ca. 700 kr/m². Grunnet spennretning vil hulldekkene kreve færre søyler og bjelker. Da hulldekkene og lettklinkerbetongen krever samme isolasjon og tekking velger vi å ikke regne videre på alternativet med lettklinkerbetong grunnet pris.

6.6 Diskusjon

Ved valg av flatt tak vil det være nødvendig med innvendig sluk, dette har vi ikke funnet priser på og vil derfor se bort fra dette i vurdering av pris. For å få en god avslutning på taket og gode beslag er det vanlig med parapet på 300-500mm, dette har vi heller ikke tatt med i prisene. Det vi også komme tillegg i pris ved valg av saltak, f.eks. takrenner, vindski og lukking av gesimsfremspring. Prisene vil derfor ikke være eksakte, men vil gi en god pekepinn på den billigste løsningen.

Hulldekkene og det plasstøpte dekket spenner langs bygget, mens saltaket og lett-taket vil spenne på tvers. Det betyr at det vil bli forskjell på bjelkene som må bære de forskjellige løsningene. Hulldekkene og det plasstøpte dekket trenger 99 løpemeter med bjelker for å bæres, mens takstolene og lett-taket trenger 82,2 løpemeter med bjelker. Ved valg av langsgående bjelker vil man også trenge dobbelt så mange søyler i 2. etg grunnet lengre bjelkespenn. Dimensjonen på bjelkene og søylene evt. bæreveggene og fundamenter nedover i bygget vil variere avhengig av valg av tak. Her vil saltaket og lett-taket komme klart billigst ut da dette vil ha innvirkninger på totalpris.

Når det kommer til materialpriser vil alternativet med takstoler være billigst, etterfulgt av plasstøpt betong. Det er imidlertid meget tidskrevende å montere alle nødvendige elementer

som trengs for å oppnå brann- og isolasjonskravene med takstoler. Plasstøpt betong krever mye arbeid til forskaling og armering, noe som vil øke tidsbruken drastisk. Disse alternativene vil dermed være mest usikker med tanke på tidsbruk og eventuelle økonomiske tap grunnet tidsbruk. Dette betyr økt tidsbruk for entreprenør som vil føre til større risiko.

	Total pris (kr)	Totalt tidsf. (t)	Kvm. Pris (kr)	Egenlaster (kN/m²)
Plasstøpt	1 612 000	1143	2378	6,1
Hulldekker	1 283 000	474	1892	3,6
Takstoler	1 216 000	936	1793	1,1
Lett-Tak	1 208 000	434	1781	0,75

Tabell 6.10: Pris-, tids-, og lastsammenlikning

Ulempen med flatt tak er at man må ha innvendig sluk som holder seg frostfritt for å føre vekk smeltevann og regnvann fra takkonstruksjonen. Erfaringsmessig har disse vist seg å skape langt flere vannskader enn hva tak med større fall ($\geq 13^\circ$). Saltaket har også den fordel at takutstikket reduserer regnpåkjenningen på fasader slik at våttiden blir kortere.[33] Ved bruk av takstoler vil man få kuldebro, dette slipper man ved flatt tak da isolasjonen ligger sammenhengende over hele takflaten.

Ut i fra tabell 6.10 ser vi at det er liten prisforskjell på lett-tak, takstoler og hulldekker. Grunnet de reduserte lastene videre ned i konstruksjonen samt bedre skivevirkning mener vi derfor at det vil være fordelaktig å velge lett-tak fremfor takstoler og hulldekker. Dette er også løsningen som krever minst arbeid.

6.7 Konklusjon

Vi har valgt Lett-Tak elementer 44/2,0+48*96 med høyde 551mm. Disse tilfredsstillers R 30 med 30mm steinull, lydklasse C og har en U-verdi på 0,13.

7 ETASJESKILLER

Etasjeskiller skal bære påførte nyttelaster og egenlaster, i tillegg til at den skal fungere som en skive for å ta opp horisontalkrefter. Etasjeskiller mellom 1. og 2. etasje må tilfredsstillende lydkrav C, og ha brannmotstand REI 30. Etasjeskiller mellom garasjekjeller og 1. etasje må i tillegg ha brannmotstand REI 90. [43]

Vi har valgt å sammenlikne etasjeskiller av plasstøpt betong, hulldekker og gitterbjelker.

7.1 Plasstøpt betong

7.1.1 Metode

Etasjeskiller av betong dimensjoneres etter NS-EN1992-1-1:2004 + NA:2008, Prosjektering av betongkonstruksjoner. Vi bruker dimensjoneringsprogrammet Eurocodeexpress for å dimensjonere den plasstøpte platen kontinuerlig over 5 felt. Lastene på dekket er nyttelast og egenlast fra gulvmaterialer og innervegger.

Nyttelasten finnes fra kategori A i tabell 6.2 i NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008. Nyttelasten multipliseres med arealreduksjonsfaktoren, som for brukskategoriene A-D utregnes med formelen:

$$\alpha_A = 0,5 + \frac{15}{A} \leq 1,0$$

Hvor A er belastningsarealet til nyttelasten. [76]

Overdekning finnes ut i fra tabell 4.5N i NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 med eksponeringsklasse XC1 og konstruksjonsklasse S4. [77, 78]

Vi finner priser i programmet Holte SmartKalk, basert på mengde armering, platens dimensjon, samt tilleggsmaterialer for å tilfredsstillende krav til bygningsfysikk.

7.1.2 Resultater

Belastningsarealet blir 97,2 m². Arealreduksjonsfaktoren blir da 0,65.

Overdekning blir 15 mm.

Betongdekket beregnes til å måtte ha tykkelse 260 mm. Det er maksimalt moment over opplagere ved de midterste feltene, og det er her nødvendig med 807 mm², Ø12 s140 hovedarmering. Ved maksimalt feltsmoment er det nødvendig med 665 mm² hovedarmering med Ø12 s170, og 174 mm², Ø10 s450 fordelingsarmering. [vedlegg F1]

Konstruksjon		Trinnlyd L'n,w (felt) dB	Luftlyd R'w (felt) dB	Trinnlyd L'n,w (felt) dB	Luftlyd R'w (felt) dB	Trinnlyd L'n,w (felt) dB	Luftlyd R'w (felt) dB	Trinnlyd L'n,w (felt) dB	Luftlyd R'w (felt) dB
Basiskonstruksjon		160 mm	180 mm	200 mm	220 mm				
A.	Rådekke	80	53	78	54	75	55	72	57
B.	Flytende gulv ¹⁾ med 20 mm RW Trinnlydplate	55-51	56-58	53-49	57-59	50-46	58-60	≤47	≥60
C.	Lydbøylehimling med to lag himlingsplater ²⁾	60-57	56-54	58-55	57-55	55-52	58-56	52-49	60-58
D.	Flytende gulv ¹⁾ og lydbøylehimling	52-48	59-61	50-46	≥60	≤47	≥60	≤45	≥60
E.	30 mm sparkelmasse ²⁾ på 20 mm RW Trinnlydplate	54-52	57-59	52-50	58-60	49-47	59-61	≤46	≥60
F.	50 mm påstøp ²⁾ på 50 mm trykkfast ROCKWOOL steinull ³⁾	50-49	57-59	48-47	58-60	≤46	59-61	≤44	≥60

Alle verdier forutsetter liten eller middels flanketransmisjon, samt følgende:

1. Flytende gulv: parkett på 3 mm parkettunderlag og min. ett platelag, eller trinnlyddempende belegget på to platelag.
2. På oversiden av dekket eller påstøpen er det forutsatt parkett eller belegg.
3. ROCKWOOL Markplate, Tung Plate 150, Støpeplate Pluss eller Trinnlydplate.

Tabell 7.1 Gulvløsninger som tilfredsstiller lydkrav [77]

Ut i fra tabell 7.1 finner vi at vi trenger flytende gulv og 20 mm trinnlydsplate for å tilfredsstille kravene for lyd. Platen tilfredsstiller også kravet om REI 30 og REI 90. [77, 79]

For å beregne pris på konstruksjonen må man inkludere:

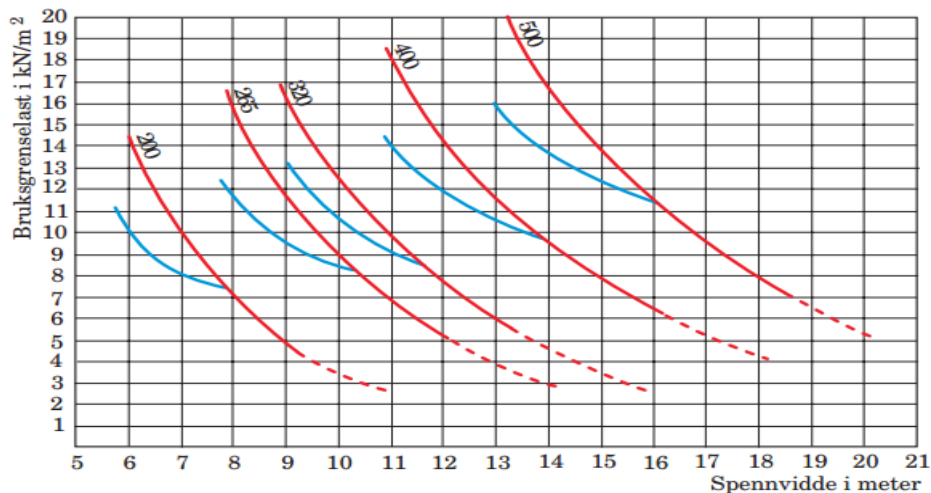
- Parkett (14mm)
- Sponplate (19mm)
- Trinnlydsplate (20mm)
- Betongdekke (260mm)
- Armering (8,4 kg/m²)
- Forskaling

7.2 Hulldekker

7.2.1 Metode

Nødvendig dimensjon på hulldekket finner vi ut ifra diagram i figur 7.1, basert på største spennvidde og påført bruksgrenselast. Diagrammet er kun veiledende, så hulldekkene detaljberegnes av produsent. Hulldekkene regnes fritt opplagt selv om de skal virke som en skive. Medregnede laster er nyttelast, egenlast av påstøp, laster fra innervegger, trinnlydsplate og gulvmaterialer. Hulldekkets egenlast skal ikke medberegnes når man velger dimensjon, da dette allerede er korrigert for i diagrammet. [16]

Priser på hulldekkene finner vi i Holte SmartKalk basert på valgt dimensjon, samt tilleggsmaterialer for å tilfredsstille krav til bygningsfysikk.



Figur 7.1: Diagram for HD elementer [16]

7.2.2 Resultater

Største spennvidde blir 8,1 meter, og påført bruksgrenselast er $2,6 \text{ kN/m}^2$ og består av:

- Nyttelast: 2 kN/m^2
- Egenlast fra innervegger + last fra gulvmaterialer: $0,4 \text{ kN/m}^2$
- Egenlast avretting: $0,2 \text{ kN/m}^2$

Ut ifra diagrammet i figur 7.1 ser vi at vi kan bruke HD 200. Vi ser ut ifra tabell 2.1 at hulldekke av denne dimensjonen tilfredsstiller brannkrav REI 60.

For å tilfredsstille krav om REI 90 mellom parkeringskjeller og 1. etasje øker vi dekketykkelsen til HD220 da dette elementet har brannmotstand REI 120. Det er også mulig å oppnå REI 90 med HD200 ved å overarmere dekket. [18]

Konstruksjon		Trinnlyd L'n,w (felt) dB	Luftlyd R'w (felt) dB	Trinnlyd L'n,w (felt) dB	Luftlyd R'w (felt) dB	Trinnlyd L'n,w (felt) dB	Luftlyd R'w (felt) dB	Trinnlyd L'n,w (felt) dB	Luftlyd R'w (felt) dB
Basiskonstruksjon + 10 mm avretting		200 + 10 mm		220 + 10 mm		265 + 10 mm		290 + 10 mm	
A.	Rådekke	82	52	80	53	78	54	77	55
B.	Flytende gulv ¹⁾ med 20 mm RW Trinnlydplate	55-51	55-57	53-49	56-58	51-47	57-59	50-46	58-60
C.	Lydbøylehimling med to lag himlingsplater ²⁾	59-55	58-56	57-53	59-57	55-51	57-55	54-50	58-56
D.	Flytende gulv ¹⁾ og lydbøylehimling	52-48	>60	50-46	>60	≤48	>60	≤47	>60
E.	30 mm sparkelmasse ²⁾ på 20 mm RW Trinnlydplate	54-52	56-58	52-50	57-59	50-48	58-60	49-47	59-61
F.	50 mm påstøp ²⁾ på 50 mm trykkfast ROCKWOOL ³⁾	51-50	56-58	49-48	57-59	≤47	58-60	≤47	59-61

Alle verdier forutsetter liten eller middels flanketransmisjon, samt følgende:

1. Flytende gulv: parkett på 3 mm parkettunderlag og min. ett platelag, eller trinnlyddempende belegg på to platelag.
2. På oversiden av dekket eller påstøpen er det forutsatt parkett eller belegg.
3. ROCKWOOL Markplate, Tung Plate 150, Støpeplate Pluss eller Trinnlydplate.
4. 30 mm avretting på dekket i stedet for slemming, vil gi 2 dB høyere luftlydverdier R'w, og 2 dB lavere trinnlydverdier L'n,w.

Tabell 7.2 Godkjente gulvløsninger på hulldekker [77]

Ut i fra tabell 7.2 ser vi at vi må benytte flytende gulv og 20 mm trinnlydsplate for å tilfredsstille lydkravene. På hulldekket mellom parkeringskjeller og 1. etasje må man ha flytende gulv på oversiden og lydbøylehimling på undersiden. Dette er for å tilfredsstille kravene til luftlyd.

For å beregne pris på konstruksjonen må man inkludere:

- Parkett (14mm)
- Trinnlydsplate (20mm)
- Sponplate (19mm)
- Avretting (10mm)
- Hulldekke

7.3 Gitterbjelker

7.3.1 Metode

Etasjeskiller av gitterbjelker skal dimensjoneres etter NS-EN 1991-1-1 + NA Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, og NS-EN 1995-1-1 + NA Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner. Bjelkene regnes fritt opplagt.

Nødvendig dimensjon på gitterbjelker finnes ut ifra tabell 7.3. Tabellen forutsetter egenlast på 0,7 kN/m², nyttelast på 3 kN/m², egenvekt fra innervegger på ca 0,3 kN/m² og last fra gulv- og himlingsmaterialer på 0,2 kN/m².

Bjelkehøyde H i mm:	Gurtdimensjon b x h og kvalitet: S = stående gurter L = liggende gurter	Uten tverravstiver. Lysåpning i m:	Med tverravstiver 48 x h _t C24: h _t = H – 2h Lysåpning i m:
450	S - 48 x 73 mm C30	5,5	6,5
450	L - 73 x 48 mm C30	5,7	6,9
450	L - 98 x 48 mm C30	6,1	7,3
500	L - 73 x 48 mm C30	6,0	7,5
500	S - 48 x 98 mm C30	6,2	7,1
500	L - 98 x 48 mm C30	6,5	7,9
550	L - 73 x 48 mm C30	6,4	8,0
550	S - 48 x 98 mm C30	6,6	7,7
550	L - 98 x 48 mm C30	6,9	8,5

Tabell 7.3 Bjelkedimensjoner, gitterbjelker [80]

Finner preaksepterte løsninger som tilfredsstillende lyd- og brannkrav i figur 7.2.

Tabell 1: Alternative utførelser for himling

Kilde: SINTEF Teknisk Godkjenning nr. 20427 og til www.sintefcertification.no

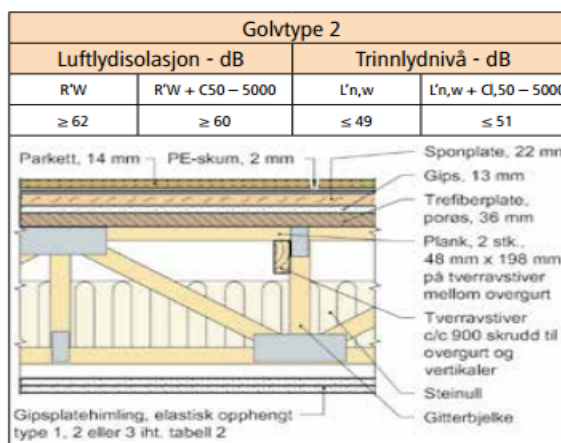
Himlingstype	Beskrivelse
Himling 1	2 x 15 mm branngips (Gyproc Protect F iht. NS-EN 520, nominell flatevekt 12,7 kg/m ²) festet til 30 x 48 mm trelekker c/c 600 mm og opphengt i lydbøyler c/c 1200 mm.
Himling 2	2 x 15 mm branngips (Gyproc Protect F iht. NS-EN 520, nominell flatevekt 12,7 kg/m ²) festet til 25 mm Gyproc akustikkprofil c/c 400 mm.
Himling 3	2 x 13 mm standard gipsplate (Type A iht. NS-EN 520 og nominell flatevekt 9 kg/m ²) festet til 30 x 48 mm trelekker c/c 600 mm og opphengt i lydbøyler c/c 1200 mm.

Brannmotstand avhengig av himlingstype.
Gjelder for alle typer gulv (1, 2, 3)

Kilde: SINTEF Teknisk Godkjenning nr. 20427 og til www.sintefcertification.no

Himling i henhold til tabell 1	Brannmotstand tilsvarende
Himling 1	REI 60
Himling 2	REI 60
Himling 3	REI 30

Gjelder for gitterbjelker av konstruksjonsvirke kvalitet C24, gurter og staver med minste dimensjon 48 x 98 mm og c/c maks. 600 mm.



Figur 7.2 Preaksepterte løsninger for gulv og himling [81]

Vi benyttet Holte SmartKalk for å finne priser på gulvmaterialer og himlingsmaterialer. Vi har fått to priser på gitterbjelkene fra både «Pretre» og «Mjøstre». [Vedlegg: D2 og D3]

7.3.2 Resultat

Med spenn på 8,1 meter og tverravstiver får vi av tabell 7.3 at nødvendig bjelkehøyde må være 550 mm med tverravstiver på midten. Ut i fra figur 7.2 velger vi himlingstype 3, som gjør at vi må ha 2 x 13 mm standard gipsplate festet til 30 x 48 mm trelekter c/c 600 mm som henges opp i lydbøyler c/c 1200 mm. Dette tilsvarer brannmotstand REI30.

Vi finner også ut i fra samme figur at vi må ha 36 mm trefiberplate, 13 mm gipsplate, 22 mm sponplate, og 14 mm parkett på oversiden. Vi ser ut ifra tabell 2.9 at denne løsningen tilfredsstiller lydkrav for lydklasse C.

Etasjeskiller av gitterbjelker kan kun oppnå brannmotstand tilsvarende REI 60, så dette er uaktuelt å bruke mellom parkeringskjeller og 1. etasje.

For å beregne pris på konstruksjonen må man inkludere:

- Parkett (14mm)
- Sponplate (22mm)
- Gips (13mm)
- Trefiberplate, porøs (36mm)
- Gitterbjelker (H550)
- Tverravstiver (2 stk. 48x198)
- Steinull (200mm)
- Lekter, nedforing (30x48)
- Lydbøyler c/c 1200
- Gipsplater (2x13mm)

7.4 Andre vurderte løsninger

7.4.1 Konstruksjonsvirke

Ved bruk av konstruksjonsvirke vil bjelkelaget legges med spennretning på tvers av bygget, da dette gir minst spenn. Grunnet plassering av søyler vil dette føre til at største spenn vil bli på 6,7m.

Bjelkedimensjon mm × mm	Lysåpning i meter								
	Konstruksjonstrevirke C18			Konstruksjonstrevirke C24			Konstruksjonstrevirke C30		
	Bjelkeavstand c/c (mm)			Bjelkeavstand c/c (mm)			Bjelkeavstand c/c (mm)		
	300	400	600	300	400	600	300	400	600
36 × 223	3,60	3,35	3,05	3,75	3,55	3,20	3,85	3,60	3,30
48 × 223	3,80	3,55	3,25	3,95	3,75	3,40	4,05	3,80	3,50
73 × 223	4,10	3,85	3,55	4,30	4,05	3,75	4,40	4,15	3,80

Tabell 7.4: Spennvidder for bjelkelag med bjelker av konstruksjonsvirke (Utdrag fra tab. 22a fra 522.351) [82]

Ut i fra tabell 7.4 leser vi at man ikke vil oppnå lange nok spenn med konstruksjonsvirke.

7.4.2 Limtre

Ved bruk av limtre vil bjelkelaget legges med spennretning på tvers av bygget, da dette gir minst spenn. Grunnet plassering av søyler vil dette føre til at største spenn vil bli på 6,7m.


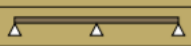


Bjelkedimensjon mm × mm	Lysåpning i meter		
	Bjelkeavstand c/c (mm)		
	300	400	600
36 × 200	3,5	3,2	2,9
36 × 250	4,1	3,9	3,6
36 × 300	4,8	4,5	4,2
48 × 200	3,7	3,4	3,1
48 × 250	4,4	4,1	3,8
48 × 300	5,0	4,8	4,4
70 × 200	3,9	3,7	3,4
70 × 250	4,7	4,5	4,1
70 × 300	5,4	5,1	4,8

Tabell 7.5: Spennvidder for bjelkelag med limtre av konstruksjonsvirke (Fra tab. 22b fra 522.351) [82]

Ut i fra tabell 7.5 ser vi at man ikke oppnår lange nok spenn med bjelkelag av limtre.

7.4.3 I-bjelker

Ved bruk av I-bjelker vil bjelkelaget legges med spennretning på tvers av bygget, da dette gir minst spenn. Grunnet plassering av søyler vil dette føre til at største spenn vil bli på 6,7m.

Maksimal lysåpning i meter								
Nyttelast	3,0 kN/m ²				4,0 kN/m ²			
Type bjelkelag	Bjelker over ett felt		Kontinuertlige bjelker over to like felt		Bjelker over ett felt		Kontinuertlige bjelker over to like felt	
								
Bjelkeavstand i mm	300	600	300	600	300	600	300	600
Bjelkeprofil SJL 90								
SJL 90 H300	5,65	4,90	5,95	5,10	5,65	4,90	5,95	4,45
SJL 90 H350	6,25	5,40	6,55	5,70	6,25	5,40	6,55	4,95
SJL 90 H400	6,80	5,95	7,15	6,25	6,80	5,95	7,15	5,40
SJL 90 H450*	7,35	6,40	7,70	6,75	7,35	6,40	7,70	5,80
SJL 90 H500*	7,85	6,85	8,20	7,20	7,85	6,85	8,20	6,15



*Ikke lagerførte bjelker

Tabell 7.6: Spennvidder for bjelkelag med I-bjelker (Utdrag fra tab. 1) [36]

Ut i fra tabell 7.6 ser vi at man med SJ 90 H450 oppnår et langt nok spenn med c/c 600. Disse er ikke lagerførte, men kan bestilles. Prisen på disse vil ifølge holte være ca. 220 kr/m, mens gitterbjelkene vil ligge på ca. 180 kr/m. Grunnet spennretning vil gitterbjelkene kreve færre søyler og bjelker enn alternativet med I-bjelker. Da gitterbjelkene og I-bjelkene trenger samme mengde isolasjon etc. ser vi at løsningen med I-bjelker blir dyrere. Denne løsningen blir derfor uaktuell.

7.4.4 Parallellfiner

Ved bruk av parallellfiner vil bjelkelaget legges med spennretning på tvers av bygget, da dette gir minst spenn. Grunnet plassering av søyler vil dette føre til at største spenn vil bli på 6,7m.

Nyttelast	≤4,0 kN/m ²					
						
Antall felt						
c/c avstand	300	400	600	300	400	600
Kerto-S 36x200	3,60	3,34	3,04	3,78	3,51	3,19
Kerto-S 36x225	3,98	3,69	3,35	4,18	3,88	3,52
Kerto-S 36x250	4,36	4,04	3,66	4,57	4,25	3,85
Kerto-S 36x300	5,10	4,73	4,28	5,35	4,97	4,49
Kerto-S 48x200	3,87	3,59	3,25	4,06	3,77	3,42
Kerto-S 48x225	4,28	3,97	3,59	4,50	4,17	3,77
Kerto-S 48x250	4,69	4,35	3,93	4,93	4,57	4,13
Kerto-S 48x300	5,50	5,10	4,60	5,77	5,35	4,83
Kerto-S 48x350	6,28	5,83	5,26	6,60	6,12	5,52
Kerto-S 48x400	7,05	6,55	5,90	7,41	6,88	6,19

Tabell 7.7: Bjelkelagstabell 3: Kerto-s. Komfortkriterium [75]

Tabell 7.7 er for 4 kN/m^2 nyttelast, mens vårt bjelkelag kun trenger 2 kN/m^2 nyttelast. Vi gjør ett raskt overslag og velger Kerto-S 48x350 med c/c 600. I skrivende stund koster denne 337,6 kr/m hos T.Haugland, mens byggevarer.net oppgir 242,94 kr/m. Uansett hvem av prisene vi velger vil dette bli dyrere enn gitterbjelkene som ligger på ca 180 kr/m. Grunnet spennretning vil gitterbjelkene kreve færre søyler og bjelker enn alternativet med parallellfiner. Da gitterbjelkene og parallellfineren trenger samme mengde isolasjon etc. ser vi at løsningen med parallellfiner blir dyrere. Denne løsningen blir derfor uaktuell.

7.4.5 Elementer av lettklinkerbetong

Ved bruk av lettklinkerbetong vil elementene legges med spennretning på tvers av bygget, da dette gir minst spenn. Grunnet plassering av søyler vil dette føre til at største spenn vil bli på 6,7m. Elementene fra Scan har en maks spennvidde på 6,2m. [18] Da står vi kun igjen med Leca byggeplank.

Spennvidde (mm)	Maksimal last (kN/m^2)	
	BP 200	BP 250
6280		4,5
6380		4,3
6480		4,1
6580		3,9
6680		3,8
6780		3,6
6880		3,4
6980		3,3
7080		3,1
7180		3,0
7280		2,8
7380		2,7
7480		2,6

Tabell 7.8: Nominell lastkapasitet for Leca Byggeplank [25]

Ut i fra tabell 7.8 ser vi at vi får en maksimal last på $3,8 \text{ kN/m}^2$. Himling, påstøp, trinnlyd og undergolv veier totalt $2,8 \text{ kN/m}^2$. I følge holte koster BP 250 ca 1200 kr/m^2 mens hulldekke (HD200) koster ca. 700 kr/m^2 . Grunnet spennretning vil hulldekkene kreve færre søyler og bjelker. Da hulldekkene i tillegg krever mindre isolasjon for å tilfredsstille lydkravet regner vi videre med disse fremfor elementene av lettklinkerbetong.

7.5 Diskusjon

Det vil være pris som er den avgjørende faktoren.

	Plasstøpt betong	Hulldekker	Gitterbjelker
Totalpris	1 223 400 kr	1 017 800 kr	1 205 000 kr
Pris/m²	2517 kr/m ²	2094 kr/m ²	2479 kr/m ²
Antall arbeidstimer	905 timer	407 timer	934 timer

Tabell 7.9 Priser eks. mva fra Holte SmartKalk

Tabell 7.9 viser totalpris for en etasje og pris per m² for hver av de tre vurderte alternativene. Prisene er inkludert gulv- og himlingsmaterialer, og arbeidskostnader.

Vi ser ut ifra tabellen at en etasjeskiller av hulldekker er billigere og tar kortere tid å bygge enn de to andre alternativene. Plasstøpt betong må forskales før det støpes på byggeplass, og dette er tidkrevende. Hulldekkene støpes på fabrikk, og er klar til montering når de ankommer byggeplassen. Hulldekker er i tillegg forspent og støpes med overhøyde, og får derfor liten nedbøying.

Et annet viktig poeng er at på både hulldekker og plasstøpt betong så trengs det mindre gulv- og himlingsmaterialer for å tilfredsstillte brann- og lydkrav enn med en etasjeskiller av gitterbjelker. Det er ikke nødvendig med himling når man har etasjeskiller av betong, både plasstøpt betong og hulldekker. Dette er derimot nødvendig når man benytter gitterbjelker.

Diagrammet for å finne nødvendig dimensjon på hulldekker er kun veiledende, og dekkene må detaljberegnes av produsent. På grunn av at vi kun benytter diagrammet, kan man få noe avvik fra de dimensjonene vi har funnet. Vi ser derimot at vi er godt innfor når det gjelder maksimal last som valgt dimensjon kan ta.

Vi må i tillegg ha 350 mm EPS isolasjon på dekke mellom parkeringskjeller og 1. etasje for å få tilfredsstillende U-verdi, men dette har vi valgt å ikke ha med i prisvurderingen, da det er samme mengde isolasjon både på plasstøpt betong og hulldekker.

7.6 Konklusjon

Ut i fra resultatene har vi kommet fram til at det beste alternativet for en etasjeskiller er det alternativet som er billigst. Vi må da ha HD 200 elementer, med spennvidde på 8,1 meter. Mellom parkeringskjeller og 1. etasje er det nødvendig med HD220 for å tilfredsstillte brannkrav.

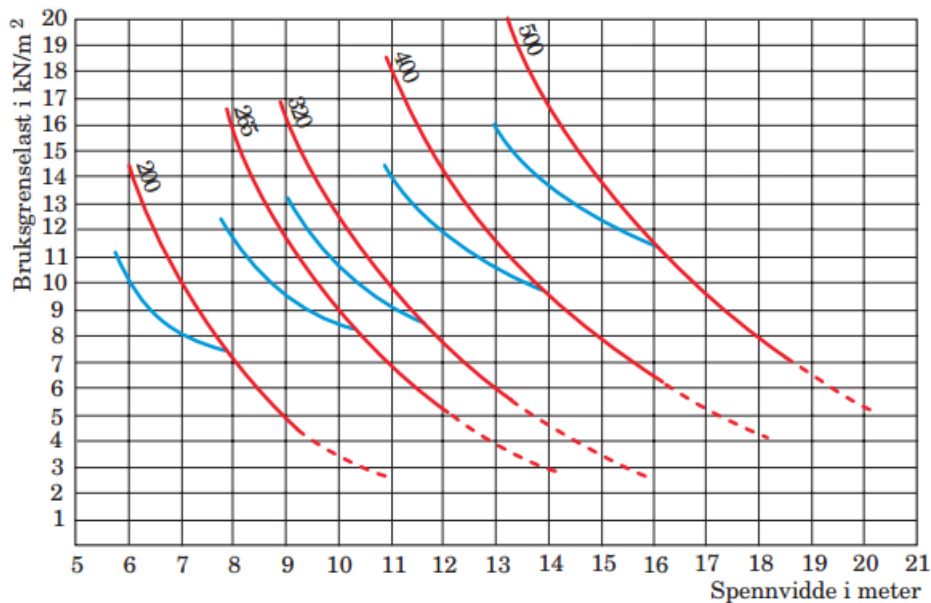
8 BALKONG

Vi har valgt å se på løsninger med inntrukket balkong og svalgang, altså at balkongens og svalgangens utside ligger over veggene i parkeringskjelleren.

For å unngå å få for mange søyler under balkongene, som går ut over underliggende uteareal, har vi valgt å benytte hulldekker også her. Balkongen blir 2,4 meter dyp og går over hele blokkens bredde, avskilt mellom leilighetene med skillevegger. Balkongdekket må ha fall på minimum 1:100 for å enkelt lede bort vann. Hulldekkene spenner samme vei som etasjeskilleren i 2. etasje, opplagt på bjelker. Leilighetene i første etasje får terrasse/balkong tilsvarende balkongene i 2. etasje. Disse blir liggende oppå dekke over parkeringskjeller. Balkongene i 2. etasje må tilfredsstillte R30. Balkongdekket over parkeringskjeller må tilfredsstillte R90 [43]

8.1 Metode

Vi finner nødvendig dimensjon på hulldekkene ut ifra diagrammet i figur 7.1 basert på påførte laster og spennvidde. Hulldekkene regnes fritt opplagt. Lastene på balkongen er nyttelast og snølast. Siden nyttelasten er såpass stor tar man ikke med noen ekstra snølast i tillegg til nyttelasten, men regner den heller som en del av nyttelasten. Nyttelasten finner vi fra tabell 6.2 i NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008. [76] Egenlast fra hulldekke er allerede korrigert for i diagrammet så denne skal ikke regnes med når man finner dimensjon.



Figur 8.1 Diagram for HD elementer [16]

8.2 Resultater

1. etasje

Spennvidden er 8,1 meter og lastene som virker på hulldekkene er

- Nyttelast: 4 kN/m^2
- Påstøp: $0,2 \text{ kN/m}^2$

2. etasje

Spennvidden er 8,1 meter og lastene som virker på hulldekkene er:

- Nyttelast: 4 kN/m^2
- Påstøp: $0,2 \text{ kN/m}^2$

Ut i fra figur 7.4 ser vi at vi må bruke HD 200.

Vi ser da av figur 7.4 at vi kan bruke HD 200, men for å tilfredsstillende R90 må vi bruke HD 220. Det må også benyttes 350 mm EPS isolasjon på dekket mellom parkeringskjeller og 1. etasje for å få tilfredsstillende U-verdi.

8.3 Diskusjon

Vi har latt være å vurdere plaststøpt betong som en balkongløsning, da vi under kapittelet om etasjeskiller så at det var dyrere enn hulldekker.

Ulempen med å føre bjelken gjennom yttervegg slik at samme bjelke bære både innvendig dekke og balkong er at man da vil få kuldebro. En eventuell løsning for å slippe dette kan være at balkongen står på et frittstående bæresystem. Vi har forsøkt å ta kontakt med leverandører som leverer slike løsninger uten å få svar.

8.4 Konklusjon

Vi velger HD 220 i 1. etasje og HD 200 på balkonger i 2. etasje.

9 SVALGANG

Vi har valgt å se på to løsninger for svalgang; en løsning med massiv prefabrikkert plate og en med plasstøpt betong. Svalgangen får bredde på 1,5 meter, som er minstekravet for svalganger.

Svalgangen må ha tilstrekkelig fall på minimum 1:100, slik at vann enkelt renner av. Hvis det ikke er tilstrekkelig fall kan det bli oppsamlinger av vann og eventuelt isdannelse.

Svalgangen må ha brannmotstand R30. Vi antar at lydkrav tilfredsstilles av yttervegg som ikke er i kontakt med svalgangen. [83]

9.1 Prefabrikkert plate

På grunn av at svalgangen kun er 1,5 meter bred, og hvert hulldekke er 1,2 meter brede, så måtte man ha kappet et hulldekke for å få bredde på 1,5 meter. Da kappet hulldekke ikke kan ligge ytterst blir dette en løsning som ikke er praktisk gjennomførbar. Vi har derfor tatt kontakt med Spenncon som er en leverandør på prefabrikkerte elementer, og fått råd om at en god løsning i dette tilfellet er å bruke et massivt element med bredde 1,5 meter. Platen opplagres på samme bjelker som etasjeskiller. Denne føres gjennom yttervegg.

9.1.1 Metode

Da vi ikke hadde noen mulighet for å dimensjonere den prefabrikkerte platen, har vi kun fått pris på plateelementene fra Spenncon. Vi har antatt nyttelast som samme som på balkong. Dette på grunn av at nyttelasten på balkong er såpass stor at snølast kan tas med under denne, uten å ta med noe ekstra snølast. Denne nyttelasten finner vi ut i fra tabell 6.2 i NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008. [76]

For å finne lengde på svalgangen har vi tatt total lengde på blokken, og trukket fra et foreløpig estimat av bredde på trappesjakter på hver side.

9.1.2 Resultat

Lengden på svalgangen blir ca. 33 meter. Nyttelast på svalgang er 4 kN/m².

Pris/m² på plateelement	1800 kr/m ²
Totalpris på hele platen	89 100 kr

Tabell 9.1: Pris på svalgang av plateelement [Vedlegg D7]

Prisene i tabell 9.1 er uten transport og montasje.

9.2 Plasstøpt plate

Denne løsningen går ut på å støpe en plasstøpt plate av betong. Tykkelsen på platen bør være ca. lik som hulldekkene for etasjeskiller.

9.2.1 Metode

Platen dimensjoneres etter NS-EN1992-1-1:2004 + NA:2008. Nyttelasten finner vi av tabell 6.2 i NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008. [76] På samme måte som med løsningen med prefabrikkert plate velger vi å ikke ta med noen snølast i tillegg, men heller regne den som en del av nyttelasten.

Vi bruker EurocodeExpress til å dimensjonere platen. Platen dimensjoneres som fritt opplagt, og ikke som kontinuerlig plate, da bjelken den skal opplagres på mest sannsynlig blir en hattebjelke eller hyllebjelke på grunn av hulldekkene i etasjeskiller.

Overdekning finnes ut i fra tabell 4.5N i NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 med eksponeringsklasse XC4 og konstruksjonsklasse S4. [78]

Vi bruker lastfaktor 1,5 på nyttelasten for å finne nyttelast i bruddgrensetilstand. Maksimalt bøyningmoment beregnes med formelen

$$M_{\text{maks}} = \frac{ql^2}{8}$$

hvor q er jevnt fordelt nyttelast per meter. Vi må altså regne om nyttelast per kvadratmeter til nyttelast per meter plate. Vi bruker ikke arealreduksjonsfaktor da belastningsarealet er under 15 m².

Prisen finnes ut i fra programmet Holte SmartKalk basert på armeringsmengde.

9.2.2 Resultat

Nyttelasten er på 4 kN/m². [76]

Maksimalt moment i bruddgrensetilstand for spennvidde 8,1 meter er 98,4 kNm.

Nødvendig platetykkelse blir 200mm, med hovedarmering Ø20 s200 (1570 mm²/m) og fordelingsarmering Ø12 s365 (310 mm²/m). Overdekning må være 30 mm. [Vedlegg F2]

9.3 Diskusjon

	Massiv prefabrikkert plate	Plasstøpt plate 200 mm
Pris/m²	1800 kr/m ²	1568 kr/m ²
Totalpris	89 100 kr	77 616 kr

Tabell 9.2 Sammenlikning av pris på løsningene

Vi ser at en svalgang av plasstøpt betongplate er billigere enn den prefabrikkerte platen. Prisen på den plasstøpte platen er inkludert arbeidstimer og forskaling, mens prisen for prefabrikkert plate er uten transport og montasje. Derfor ville prisen for prefabrikkert plate blitt enda dyrere når man får regnet med kostnad for transport og montasje.

Ulempen med begge løsningene er at man på grunn av at bjelkene føres ut gjennom ytterveggen får kuldebroer. Vi vurderte derfor også en løsning med en svalgang på et frittstående bæresystem av tre, med svalgangsdekke som korrugert stålplate med betongpåstøp. Denne løsningen viste seg å ikke være aktuell fordi man måtte ha flere søyler under svalgangen. Krefte fra disse søylene ble for store til å kunne føres rett ned i dekket over parkeringskjeller, og kunne heller ikke føres direkte ned i grunnen med hensyn til parkeringsplassene.

9.4 Konklusjon

Det beste alternativet for svalgang er å bruke en plasstøpt plate med tykkelse 200 mm. Overdekning må være 30 mm. Platen får maksimal spennvidde på 8,1 meter, og opplagres på bjelker som føres ut gjennom ytterveggen.

10 TAKBJELKER

Lett-tak elementene trenger en oppleggsbredde på minimum 180mm for møtende elementer på samme bjelke. Man vil kunne få noe oppløftskrefter i bjelkene grunnet sug, men dette vil ikke være dimensjonerende. Vi velger derfor å se bort fra disse i grovberegningene da bjelkene skal dimensjoneres senere.

Takbjelkene går langs husets langvegg og vil få en lengde på 40,5m. De får følgende laster:

Last	Verdi	Last pr. m. bjelke
Lett-Tak + himling	0,75 kN/m ²	6,19 kN/m
Snø + Vind	2,55 kN/m ²	21,04 kN/m

Tabell 10.1: Dimensjonerende laster for takbjelkene

10.1 Stål

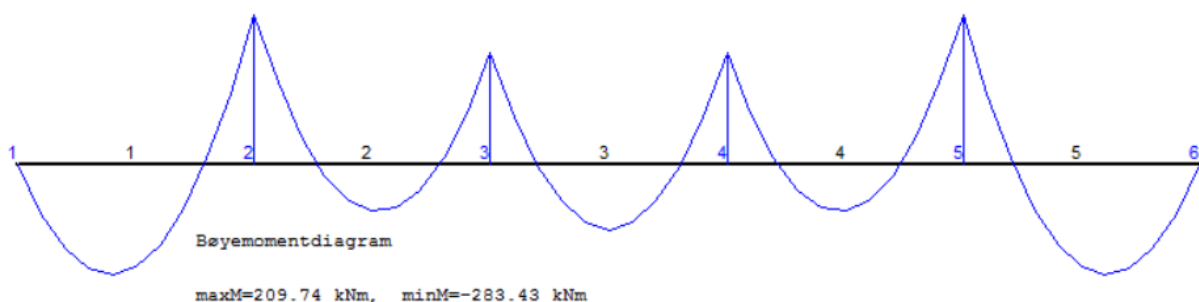
For å få minst mulig tverrsnitt velger vi kun å se på HEB-bjelker for bæring av taket.

10.1.1 Metode

Takbjelkene regner vi som kontinuerlige HEB-bjelker. Her regner vi overflensen som fastholdt i Lett-Tak elementene slik at det kun vil bli vipping på underflens. Vi har modellert og dimensjonert i programmet Frame2Dexpress+ECdesign etter Eurocode 3.

Lastkombinasjonene beregnes etter B1 og B2 (likning 6.10a og 6.10b fra NS-EN 1990) for bruddgrensetilstanden. Lastkombinasjonsfaktorene hentes fra tabell A1.1 i EN1990, kategori A (Bolig).

10.1.2 Resultat



Figur 10.1: Momentdiagram for takbjelkene. (Fra Frame2Dexpress+ECdesign)

Etter dimensjonering med Frame2Dexpress+ECdesign får vi et HEB 240 profil, som har en vekt på 83,2kg/m. [Vedlegg C4]

10.2 Plasstøpt betong

10.2.1 Metode

Betongbjelkene dimensjonerer vi som kontinuerlige i beregningsprogrammet BETONexpress etter NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, Prosjektering av betongkonstruksjoner.

Lastkombinasjonene beregnes etter B1 og B2 (likning 6.10a og 6.10b fra NS-EN 1990) for bruddgrensetilstanden. Lastkombinasjonsfaktorene hentes fra tabell A1.1 i EN1990, kategori A (Bolig).

10.2.2 Resultat

Vi har valgt betongkvalitet B25 med stålfasthet B500C. Bjelken havner i XC1 med 15mm overdekning.

Her ender vi på dimensjon 250x400mm, med 30,09kg/m armering. [Vedlegg C3]

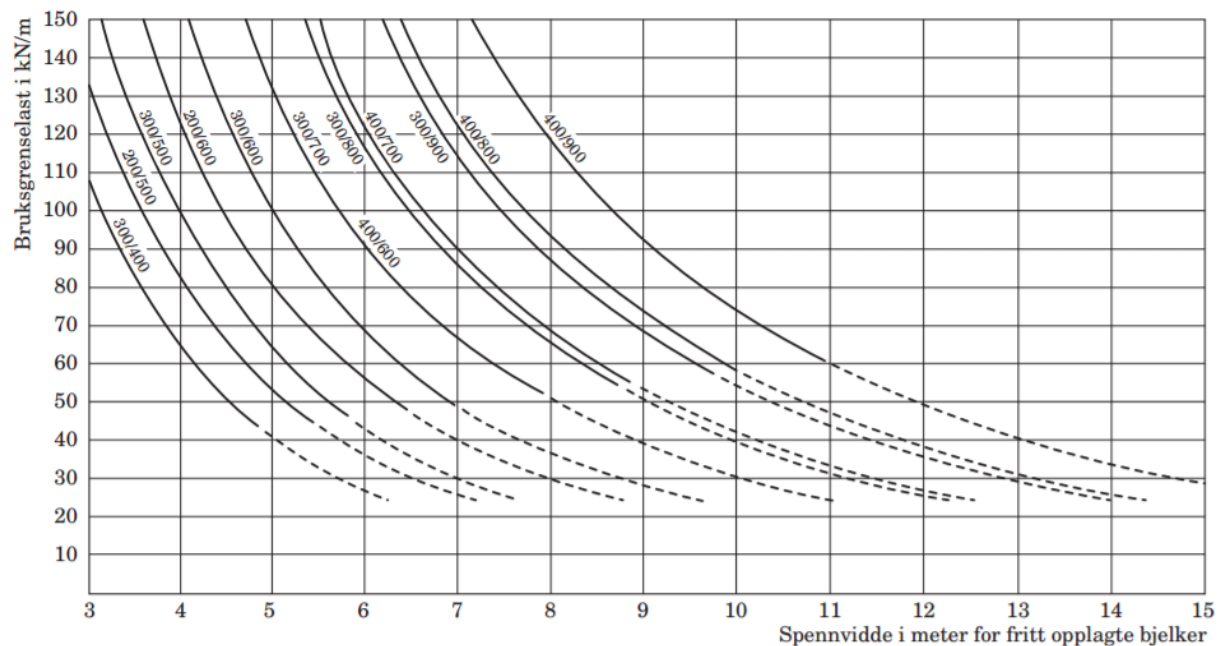
10.3 Prefab betong

10.3.1 Metode

For bæring av tak har vi valgt å se på RB-bjelker. Her beregnes påført bruksgrenselast av følgende formel:

$$0,90 g + p \leq \text{avlest bruksgrenselast}$$

Deretter leses dimensjonen av etter spennvidde og påført bruksgrenselast av figur 10.2. Ved kontinuerlige bjelker benytter man en fiktiv spennvidde som er ca. $0,8 \times$ søyleavstanden.



Figur 10.2: Orienterende bæreevne for RB-bjelker. (Fig. 4.29 fra betongelementboken)[16]

10.3.2 Resultat

Påført bruksgrenselast blir:

$$0,9 * 6,19 + 21,04 = \underline{21,61 \text{ kN/m}}$$

Fiktiv spennvidde blir her:

$$0,8 * 8,1 = \underline{6,48\text{m}}$$

Ut av figur 10.2 leser vi at RB 200/500 holder, men her er det stipte kurve og deformasjon må undersøkes spesielt. Kurvene er for øvrig veiledende og må detaljberegnes av produsent.

10.4 Diskusjon

HEB-bjelkene har mindre vekt enn hva betong alternativene har, dette betyr mindre last ned i søyler og fundamenter. Stålbjelkene har også langt mindre dimensjoner, noe som vil være en stor fordel da disse skal være i forkant av balkongene og svalgangen. Høye tverrsnitt vil da føre til redusert utsikt eller større etasjehøyde. Stålbjelker er imidlertid ikke like pene som betongalternativene og det vil derfor muligens være aktuelt å kle de inn. Stålbjelkene må korrosjonsbeskyttes og brannisoleres med brannmotstand R30. Hvis ikke stålet kles inn vil det også kreve vedlikehold, noe som fører til fremtidige kostnader. Pris på HEB-bjelker inkluderer også brannisolasjon og korrosjonsbeskyttelse.

Ut av tabell 10.2 ser vi at de prefabrikerte bjelkene er et billigere alternativ, tett etterfulgt av de plasstøpte bjelkene og dyrest er stål bjelkene. Når det kommer til tid vil det være gunstig å bruke prefab og minst gunstig vil det plasstøpte alternativet være.

Både stålbjelkene og de prefabrikerte bjelkene må skjøtes for å få de til og virke som kontinuerlige grunnet transportlengde. De prefabrikerte bjelkene utføres med en Gerber-skjøt, mens stålbjelkene vil være naturlig å utføre med en laskeskjøt.

	Total pris (kr)	Totalt tidsf. (t)	Pris pr. m (kr)	Egenlast (kN/m)
HEB-bjelke	292 000	54	2716	0,82
Plasstøpt betong	204 000	136	2284	2,5
Prefab	197 800	24	2210	2,5

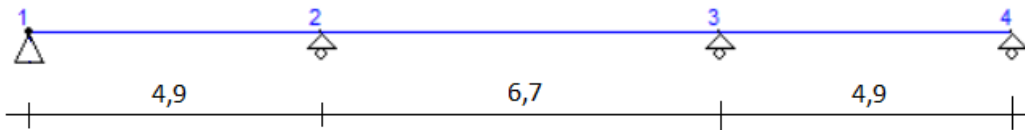
Tabell 10.2: Pris-, tids-, og lastsammenlikning

10.5 Konklusjon

Prefab ser ut til å være det beste alternativet både med tanke på pris og total tidseffektivitet. Men grunnet den store høyden ser vi det nødvendig å bruke HEB 240, da disse vil være hele 260mm lavere enn de prefabrikerte bjelkene og 160mm lavere enn de plasstøpte.

11 BJELKER FOR ETASJESKILLERE

Vi får to spenn på 4,9m og ett spenn på 6,7m. Vi velger å begrense oss til bjelker av prefabrikerte betongelementer, hattebjelkerbjelker av stål og plasstøpte bjelker.



Figur 11.1: Statisk system for bjelkene som skal bære etasjeskiller.

	Last	Verdi	α_A
Svalgang 1,5m	Dekke	5 kN/m ²	
	Nyttelast	4 kN/m ²	
Etasjeskiller 12m	Hulldekke	3,6 kN/m ²	
	Nyttelast	2 kN/m ²	0,78
Balkong 2,4m	Dekke	3 kN/m ²	
	Nyttelast	4 kN/m ²	

Tabell 11.1: Laster på bjelkene

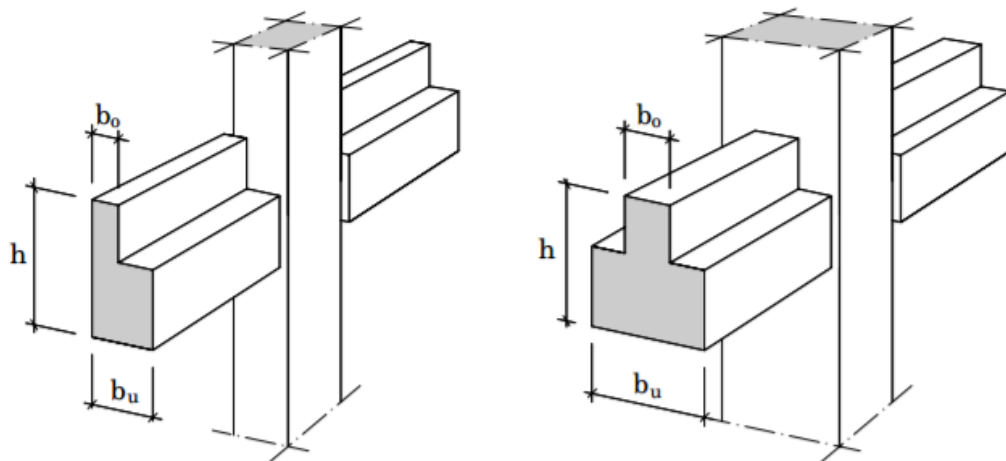
11.1 DLB- og LB-bjelker

DLB- og LB-bjelker er prefabrikerte hyllebjelker av betong, med en langsgående oppleggshylle for opplegg av dekkeelementer. Bjelkene kan leveres med R90, så de kan brukes i garasjekjelleren uten videre tiltak. Bjelkene produseres normalt i fasthetsklasse B45 og spennarmering med $f_{p0,1k} = 1640$ MPa eller slakkarmering B500NC. Bjelkene gir en redusert konstruksjonshøyde. [16]

11.1.1 Metode

Tverrsnitt kan bestemmes ut i fra veiledende diagrammer, men ved lengre spennvidde må deformasjonsforhold undersøkes spesielt. Nøyaktig beregningsmessig bæreevne er avhengig av pålitelighetsklasse, lastkombinasjon og forholdet mellom egenlast og nyttelaster. Tverrsnitt må derfor detaljberegnes av produsent. Vi går ut i fra at valgt tverrsnitt vil holde.

Veiledende tverrsnitt kan også bestemmes ut i fra tabeller for maksimalt bruddgrensemoment, som vist i tabell 11.2 og 11.3.



Figur 11.2: Forklaring til b_u , b_o og h for DLB'er og LB'er. [16]

Bredder (mm)		Høyde h (mm)	Dimensjonerende Momentkapasitet (kNm)	
b_u	b_o			
300	150	500	285	285
		600	404	405
		700	546	545
350	200	500	317	315
		600	496	495

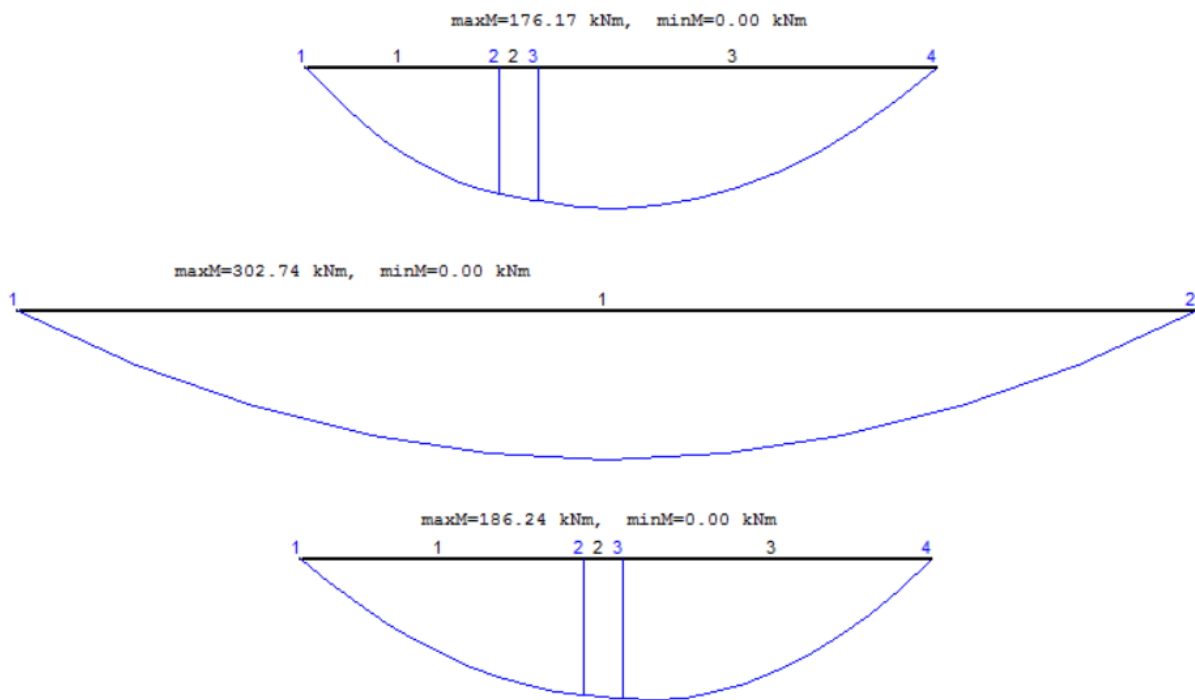
Tabell 11.2: Anbefalt maksimalt bruddgrensemoment for LB'er (Utdrag fra tab. A 4.13) [16]

Bredder (mm)		Høyde h (mm)	Dimensjonerende Momentkapasitet (kNm)	
b_u	b_o			
500	200	400	230	230
		500	386	385
		600	543	545
600	300	500	433	435
		600	641	640
		700	894	895
700	400	500	542	540
		600	796	795
		700	1106	1105

Tabell 11.3: Anbefalt maksimalt bruddgrensemoment for DLB'er. (Tab. A 4.14) [16]

11.1.2 Resultat

DLB- og LB-bjerkene regner vi som fritt opplagt, da de rektangulære prefabrikerte søylene vanligvis går over flere etasjer. Dette gjør det lettere med opplegg på søylens konsoller.



Figur 11.3: Momentdiagram for de tre bjerkene

Ut i fra de tre momentdiagrammene ser vi at $M_{Ed} = 302,74$ kNm for bjelke nr. 2. I garasjekjelleren benytter vi HD220, her vil $M_{Ed} = 325,47$ kNm. Vi bruker samme tverrsnitt for de tre bjerkene og dimensjonerer derfor for bjelke nr. 2.

Ut i fra tabell 11.2 leser vi at det holder med LB 150/500 (LB b_o/h), da momentet på LB-bjerkene blir halvparten av DLB-bjerkene.

Ut i fra tabell 11.3 leser vi at det holder med DLB 200/500, da momentet her er 325,47 kNm.

Disse bjerkene holder både for dekkene i 1. etg. og 2. etg. Dette gir totalt:

- 4 x LB 150/500/4900
- 2 x LB 150/500/6700
- 16 x DLB 200/500/4900
- 8 x DLB 200/500/6700

11.2 HSQ-bjelker

HSQ-bjolkene som også kalle tosidig hatteprofil (THP) er økonomisk gunstig da de gir en enkel montasje. De gir også en lav konstruksjonshøyde da dekkeelementene legges på underflensen fremfor overflensen. Bjolkene produseres etter mål fra kunde og kan produseres med overhøyde. De leveres gjerne ferdig med primet underflens, som korrosjonsbeskyttelse. HSQ-bjolkene fås også med ensidig opplegg, disse kalle ensidig hatteprofil (EHP). [84]

For bjolkene i parkeringskjelleren er det nødvendig med R90, noe som betyr at bjolkenes underflens må brannisoleres. Nødvendig brannbeskyttelse må beregnes ut fra stålets lastnivå og kritisk temperatur. Den letteste måten å gjøre dette på er å benytte spesialplater eller steinullplater, som f.eks. 20 mm CONLIT 150 – uten utkraging og beskyttelse av underflensens sider, vil dette gi R120. Utvendig må profilene brannisoleres til R30.



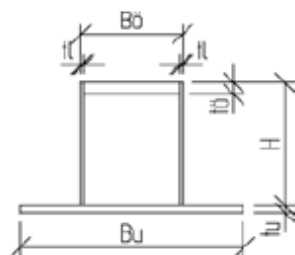
Figur 11.4: HSQ-Profil [85]

11.2.1 Metode

Bjolkene beregnes av produsent etter kundens lastbilde i henhold til NS-EN 1090. For å kunne vurdere pris på disse har vi benyttet en tabell 11.4, selv om h ydenes på profilet avviker noe fra aktuell høyde, vil det gi et kostnadsestimat til videre vurdering.

DIMENSIONERINGSTABELL FÖR HSQ-BALKAR															
Beteckning:	H	:	B ₀	x	B ₁	t ₀	/	t ₁	-	t _l	A	g	I _x	MR _{xd}	V _{rd}
										mm	mm ²	kg/m	e6 mm ⁴	kNm	kN
HSQ-	160	:	200	x	400	12	/	10	-	5	7880	63,0	41	143	320
HSQ-	160	:	200	x	400	15	/	10	-	5	8450	67,6	45	166	314
HSQ-	160	:	200	x	400	20	/	10	-	5	9400	75,2	51	192	303
HSQ-	160	:	200	x	400	15	/	12	-	5	9250	74,0	49	185	314
HSQ-	160	:	200	x	400	20	/	12	-	5	10200	81,6	56	220	303
HSQ-	160	:	200	x	400	25	/	12	-	5	11150	89,2	60	245	292
HSQ-	160	:	200	x	400	20	/	15	-	5	11400	91,2	62	230	303
HSQ-	160	:	200	x	400	25	/	15	-	5	12350	98,8	68	273	292
HSQ-	160	:	200	x	400	30	/	15	-	5	13300	106,4	72	300	281
HSQ-	160	:	200	x	400	25	/	20	-	5	14350	114,8	79	264	292
HSQ-	160	:	200	x	400	30	/	20	-	5	15300	122,4	85	321	281
HSQ-	160	:	200	x	400	40	/	20	-	5	17200	137,6	93	382	259
HSQ-	240	:	200	x	440	12	/	10	-	5	9080	72,6	101	203	493
HSQ-	240	:	200	x	440	15	/	10	-	5	9650	77,2	111	237	487
HSQ-	240	:	200	x	440	20	/	10	-	5	10600	84,8	125	281	476
HSQ-	240	:	200	x	440	15	/	12	-	5	10530	84,2	120	278	487
HSQ-	240	:	200	x	440	20	/	12	-	5	11480	91,8	136	327	476
HSQ-	240	:	200	x	440	25	/	12	-	5	12430	99,4	149	375	465
HSQ-	240	:	200	x	440	20	/	15	-	5	12800	102,4	151	374	476
HSQ-	240	:	200	x	440	25	/	15	-	5	13750	110,0	166	437	465
HSQ-	240	:	200	x	440	30	/	15	-	5	14700	117,6	178	485	454
HSQ-	240	:	200	x	440	25	/	20	-	5	15950	127,6	191	436	465
HSQ-	240	:	200	x	440	30	/	20	-	5	16900	135,2	206	516	454
HSQ-	240	:	200	x	440	40	/	20	-	5	18800	150,4	230	631	432
HSQ-	350	:	200	x	440	12	/	10	-	6	10856	86,8	234	338	877
HSQ-	350	:	200	x	440	15	/	10	-	6	11420	91,4	256	386	869
HSQ-	350	:	200	x	440	20	/	10	-	6	12360	98,9	286	450	856
HSQ-	350	:	200	x	440	15	/	12	-	6	12300	98,4	276	455	869
HSQ-	350	:	200	x	440	20	/	12	-	6	13240	105,9	310	526	856
HSQ-	350	:	200	x	440	25	/	12	-	6	14180	113,4	338	596	843
HSQ-	350	:	200	x	440	20	/	15	-	6	14560	116,5	342	615	856
HSQ-	350	:	200	x	440	25	/	15	-	6	15500	124,0	375	700	843
HSQ-	350	:	200	x	440	30	/	15	-	6	16440	131,5	402	762	830
HSQ-	350	:	200	x	440	25	/	20	-	6	17700	141,6	427	747	843
HSQ-	350	:	200	x	440	30	/	20	-	6	18640	149,1	461	844	830
HSQ-	350	:	200	x	440	40	/	20	-	6	20520	164,2	516	981	804

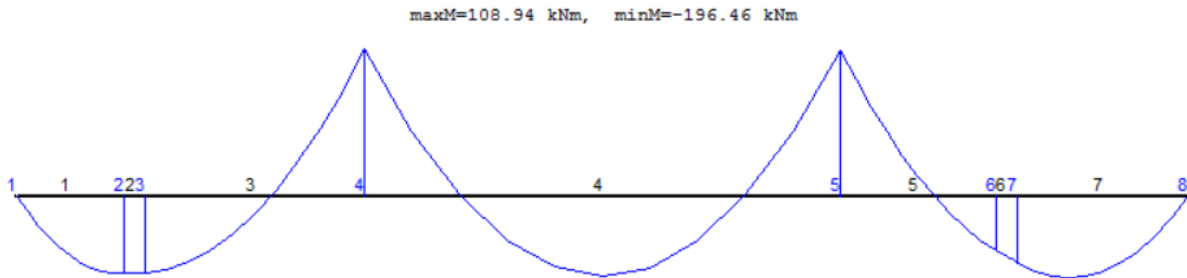
Tabellen anger momentkapacitet - MR_{xd} - och tvärkraftskapacitet - V_{rd}
Förutsättningar: Säkerhetsklass 2 Stål: S 355 J0 $\gamma_m = 1.0$



Tabell 11.4: Dimensjoneringstabell for HSQ-bjelker. [86]

11.2.2 Resultat

HSQ-bjerkene regner vi som kontinuerlige, vi har modellert de i beregningsprogrammet Frame2Dexpress+ECdesign og har fått følgende momentdiagram:



Figur 11.5: Momentdiagram for den fritt opplagte bjelken.

Ut av tabell 11.4 ser vi at HSQ 160:200x400 20/12-5 skal holde med $M_{Rd} = 220$ kNm. Da vi har HD200 og HD220 dekker vil det være fordelaktig å bjelker med høyde henholdsvis 185mm og 205mm, da det skal fugearmering over bjelken. Men tverrsnittet vil allikevel få ca. samme vekt og prisen vil derfor være ganske lik. Vi velger derfor å regne pris ut i fra vekten på valgt bjelke, med vekt på 81,6 kg/m.

På gavlveggen bruker vi HSQ 160:200x400 12/10-5 som har $M_{Rd} = 143$ kNm. Med ensidig flens har den allikevel større kapasitet enn hva vi trenger. Denne veier 63 kg/m.

Forenklet beregning, med midterste spenn som innspent i begge ender:

$$L/250 = 6700/250 = \underline{26,8\text{mm}}$$

$$f = (12 * M_{insp.} * l^2) / (384EI) = (12 * 196,4 * 10^6 * 6700^2) / (384 * (2,1 * 10^5 * 56 * 10^6)) = \underline{23,44\text{mm}}$$

Nedbøying OK

11.3 Plasstøpt betong

11.3.1 Metode

Vi bruker beregningsprogrammet BETONexpress til dimensjoneringen, som dimensjonerer i henhold til Eurocode 2.

11.3.2 Resultat

Bjelken regnes kontinuerlig da det er naturlig å støpe hele bjelkelengden i ett. Bjelkene må ha 300mm bredde for å ha plass til opplegg av hulldekkene og fuge. Bjelken dimensjoneres i betongkvalitet B35 og stålfasthet B500C.

Tverrsnittet blir på 300x400mm med 17,1kg armering pr. meter. [Vedlegg C2]

Bjelkene på gavlveggen blir 150x400 med 10,6kg armering pr. meter. [Vedlegg C1]

11.4 Diskusjon

Vi vurderte også Deltabjelker som er en samvirkeløsning, der bjelken utstøpes sammen med fugene. Denne løsningen fikk vi ikke pris på og har derfor ikke tatt den med. Vi så også på HEB-profiler, men disse viste seg å være dyrere enn de andre løsningene, videre regning ble derfor ikke utført.

Hattebjelkene og hyllebjelkene har en stor fordel fordi etasjehøyden blir mindre, da man legger dekkeelementene på nedre flens fremfor oppå bjelkene. Det plaststøpte alternativet blir derfor mindre aktuelt. Når det kommer til tidsbruk på hattebjelkene og hyllebjelkene har vi fått noe varierende informasjon og har derfor gjort en del antagelser på monteringsstid basert på ett tidligere prosjekt vi fant. Her har det plaststøpte alternativet en klar ulempe da det tar meget lang tid. Alternativene med betong har meget høy egenvekt og vil derfor føre til betraktelig større laster ned i fundamenter enn hva alternativ med stål vil.

Vi fikk prisoverslag på hattebjelkene fra Smith stål Ålesund (17,5 kr/kg) og Kynningsrud Prefab AS (12-14 kr/kg). Vi valgte å regne konstruktivt, med 17,5 kr/kg. Vi ser at denne prisen var en del lavere enn hva ISY Calcus og Holte SmartKalk gir for HEB-bjelker og antar derfor at prisen for hattebjelkene vil være noe høyere i et reelt prosjekt. Vi velger fremdeles å bruke denne prisen i oppgaven da vi ikke har fått noen flere priser fra andre leverandører. Prisene på hyllebjelkene har vi hentet fra ISY Calcus. Resterende priser er hentet fra Holte SmartKalk. Alternativet med HSQ-bjelkene må brannisoleres i parkeringskjelleren, samt utendørs for å oppnå brannkravet, det vil her påløpe en ekstra kostnad på ca. 160 kr/m. Overslag er utført på fraktkostnader.

	Total pris (kr)	Totalt tidsf. (t)	Pris pr. m (kr)	Egenlast (kN/m)
DLB	329 200	18	2494	3,63
LB	77 700	5	2356	2,44
THP (HSQ)	221 400	36	1745	0,8
EHP	48 000	9	1318	0,6
Plaststøpt 300x400	301 900	210	2285	3
Plaststøpt 150x400	57 800	42	1752	1,5
Brannisolasjon av stålbjelker	17 800	10	159	

Tabell 11.5: Pris-, tids-, og lastsammenlikning

11.5 Konklusjon

Valget faller her på HSQ-bjell da dette alternativet er klart billigst, veier minst, er meget gunstig med tanke på tidsforbruk og redusert etasjehøyde. Prisen inkludert brannisolering av underflens i parkeringskjelleren og utvendig blir 287 200kr.

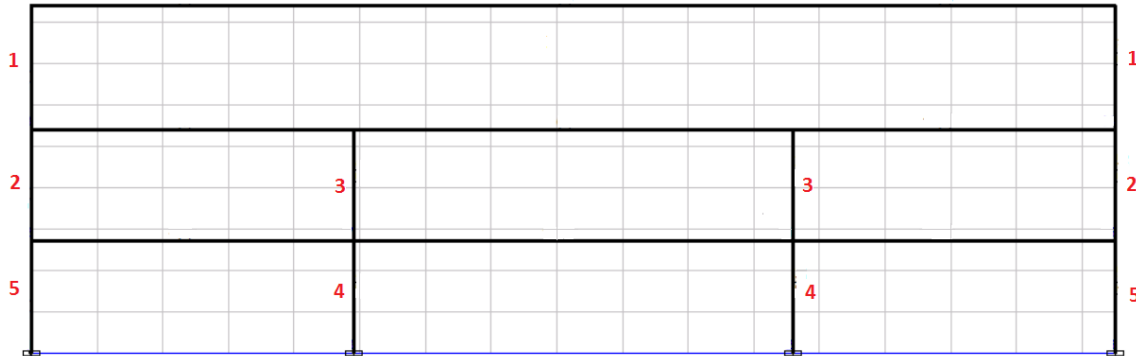
Dette gir total:

Profil	Antall	Lengde (m)
HSQ 185:200x400	4	16,5
HSQ 205:200x400	4	16,5
EHP 205:200x400	2	16,5

Tabell 11.6: Orienterende dimensjoner på profilene

12 SØYLER

For å finne dimensjonerende laster i de forskjellige søylene har vi modellert opp bjelker og søyler i Frame2Dexpress+ECdesign. Lastene er uten egenlast fra søyler. Her regner vi alle søyler som innspent, da det i praksis vil være meget kostbart å ha et leddet knutepunkt.



Figur 12.1: Søylar som skal dimensjoneres.

Søyle	N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,x}$ (kNm)	$M_{Ed,y}$ (kNm)	Lengde (m)
1	356	37,7		2,7
2	535,83	67,9		3
3	353,86	30,34		3
4	702,29	22,02 (29,33)	(10,19)	2,7
5 (garasjevegg)				

Tabell 12.1: Dimensjonerende laster på søyler

Søyle 4 (parkeringskjelleren) må i tillegg dimensjoneres for påkjørsel, etter NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-7: Allmenne laster – Ulykkeslaster.

Gårdsplasser og parkeringshus tillat for biler:

- $F_{dx} = 50$ kN (normal bevegelsesretning)
- $F_{dy} = 25$ kN (vinkelrett på bevegelsesretning)

Det anbefales at F_{dx} ikke virker samtidig med F_{dy} .

Kollisjonskraften F fra biler påføres ved $h = 0,5$ m over kjørebanelens nivå. [87]

Verdier med parentes i tabell 12.1 er inkludert kollisjonskraft fra biler.

12.1 Stål

For å tilfredsstillende lydkravene mellom boenhetene må vi ha en dobbel lydvegg. Dette betyr at søylene må plasseres mellom veggene. For å redusere tykkelsen velger vi å benytte hulprofiler.

Søyle 1 og 2 blir stående utvendig og må derfor brannisoleres så det tilfredsstiller R30 og må korrosjonsbeskyttes. Søylene i parkeringskjelleren må brannisoleres så de tilfredsstiller R90.

12.1.1 Metode

Søylene dimensjonerer vi i beregningsprogrammet STEELexpress i henhold til Eurocode 3.

12.1.2 Resultat

Søylene er beregnet på grunnlag av bruddgrenselastene fra tabell 12.1.

Søyle	Profil	Lengde (m)	Antall	Vekt (kg/m)
1	HUP 140x140x5.0	2,7	12	20,9
2	HUP 150x150x8.0	3	12	34,4
3	HUP 140x140x5.0	3	12	20,9
4	HUP 140x140x6.3	2,7	8	26

Tabell 12.2: Resultater av beregninger [Vedlegg: E3 og E5 og E7 og E9]

12.2 Plasstøpt betong

For å tilfredsstille lydkravene mellom boenhetene må vi ha en dobbel lydvegg. Dette betyr at søylene må plasseres mellom veggene. For å redusere tykkelsen velger vi å benytte rektangulære profiler.

12.2.1 Metode

Søylene beregner vi i beregningsprogrammet BETONexpress i henhold til Eurocode 2. Her blir minsteeksentrisitet ikke dimensjonerende.

12.2.2 Resultat

Søylene er beregnet på grunnlag av bruddgrenselastene fra tabell 12.1.

Vi har brukt betongkvalitet B35 med stålfasthet B500C.

Søyle	Profil (mm)	Lengde (m)	Antall	Armering (kg/m)
1	150x200	2,7	12	12,24
2	150x300	3	12	12,84
3	150x200	3	12	12,18
4	150x250	2,7	8	9,01

Tabell 12.3: Resultater av beregninger [Vedlegg: E2 og E4 og E6 og E8]

12.3 Prefab

Kantede prefabrikerte søyler støpes liggende og kan derfor gå over flere etasjer. Søylene kan utføres med konsoller, som gjør det svært enkelt og legge opp bjelker. Søylene kan også utføres med forspenning for å øke normallasten i tverrsnittet.

12.3.1 Metode

Her har vi regnet søylene som om de var plasstøpte.

12.3.2 Resultat

Samme som kapittel 12.2.2

12.4 Diskusjon

Prisene på de prefabrikerte søylene har vi hentet fra ISY Calcus. De resterende prisene har vi funnet i Holte SmartKalk. Monteringskostnadene og tidsforbruket for de prefabrikerte søylene var ikke inkludert i prisene fra ISY Calcus, vi har derfor gjort noen antakelser basert på ett lignende prosjekt vi fant.

Prisene på alternativet med stål er inkludert brannisolering slik at de tilfredsstillende både R30 og R90. Prisene for stål inkluderer også toppbeslag og søylefot til alle søylene. Søylene av betong har tilstrekkelig overdekning for til å tilfredsstillende brannkravet, R90 i parkeringskjelleren.

	Total pris (kr)	Totalt tidsf. (t)
Stål	164 700	71
Plasstøpt betong	178 700	191
Prefabrikkert betong	303 000	11

Tabell 12.4: Pris-, tids-, og lastsammenlikning

I tabell 12.4 er det tydelig at alternativet med prefabrikkert betong er betraktelig dyrere enn de andre to alternativene. Både plasstøpt betong og stål kommer prismessig ganske likt ut. Den prefabrikerte betongen er tidsmessig mest lønnsom, etterfulgt av alternativet med stål.

Alternativet med stål vil kreve fremtidig vedlikehold i form av maling dersom det ikke kles inn. Dette vil være fremtidige kostnader som må tas i betraktning. Det vil derfor være en fordel å kle inn alle stålsøyler som havner utvendig, slik at dette ikke blir nødvendig.

Betongalternativene er betraktelig tyngre enn stålsøylene, som vil resultere i større laster ned i fundamentene. Det skal også nevnes at vi ikke har tatt med egenvekten av søylene da dette kun er en grovdimensjonering for valg av bæresystem. Egenvekten på søylene er såpass liten at dette ikke vil ha særlig stor betydning på dimensjonene.

12.5 Konklusjon

Da alternativet med stål er billigst og tidsmessig er langt mer lønnsomt enn det nest billigste alternativet; plasstøpt betong, velger vi dette alternativet.

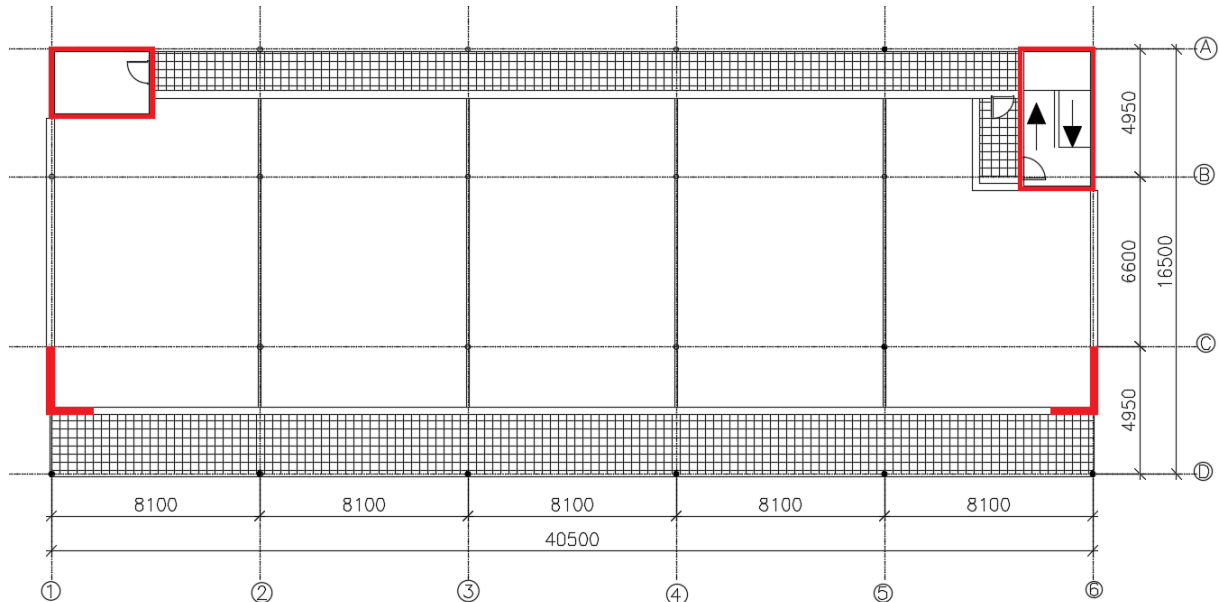
Vi havner da med disse søylene:

Profil	Lengde (m)	Antall
HUP 140x140x5.0	2,7	12
HUP 150x150x8.0	3	12
HUP 140x140x5.0	3	12
HUP 140x140x6.3	2,7	8

Tabell 12.5: Søyletverrsnitt

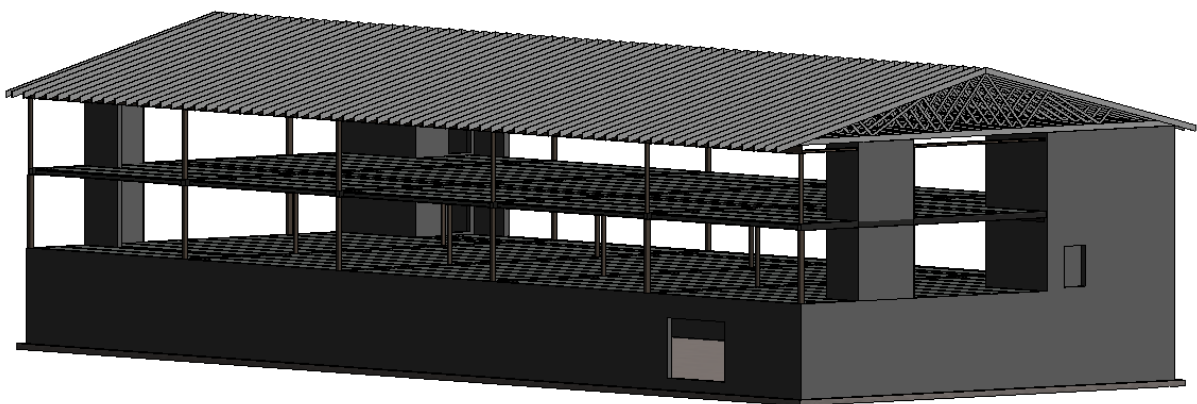
13 AVSTIVNINGSSYSTEM

For å føre de horisontale kreftene ned til fundamentet bruker vi de vertikale skivene i de to trappesjaktene samt skiver i forkant av bygget. Hulldekkene med armerte fuger, samt lett-taket fungerer som horisontale skiver. Disse skal overføre vindlasten fra ytterveggene til de vertikale skivene.

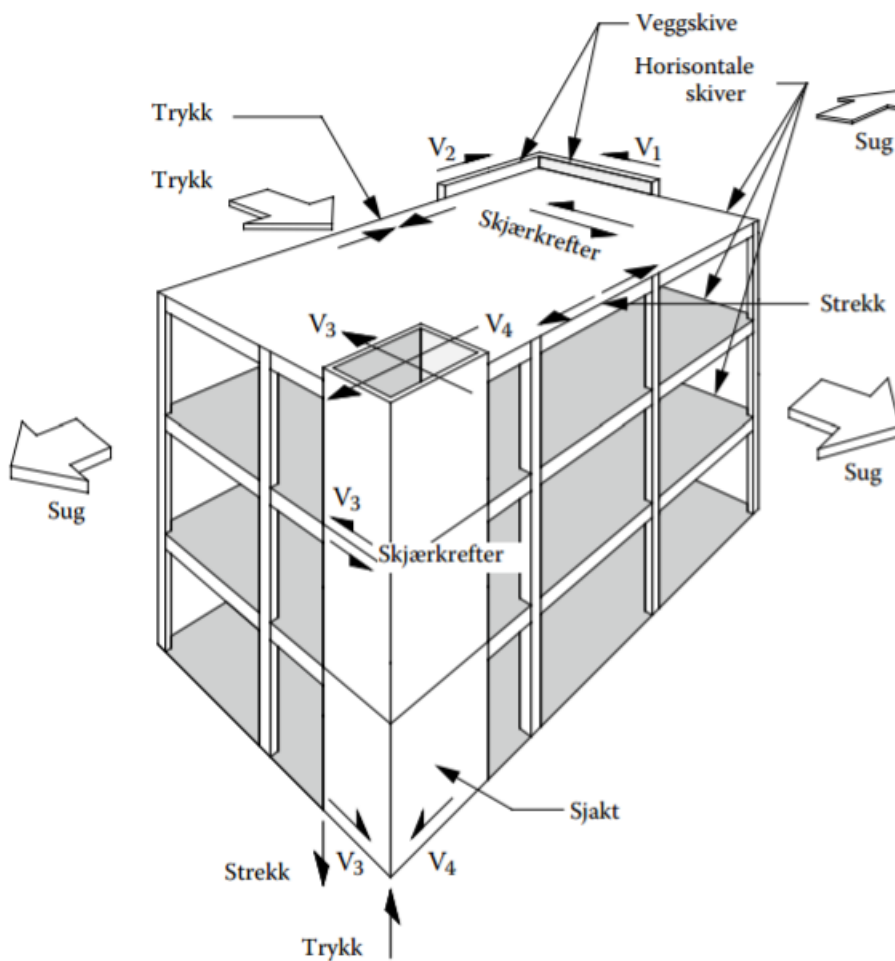


Figur 13.1: Skiver

Håndberegningene våre har vist at det er tilstrekkelig å benytte trappesjaktene som vertikale skiver for å føre vind ned til fundamentene. Da begge trappesjaktene ligger på den ene siden av bygget vil man få en meget usymmetrisk avstivning. Selv om skivene klarer å ta opp vinden, vil man kunne få store forskyvninger. Massesenteret og stivhetssenteret vil også ligge langt fra hverandre, noe som vil være meget ugunstig ved seismisk påvirkning. Vi velger derfor å sette inn ekstra veggskiver for å kunne ta opp de seismiske lastene og redusere forskyvninger ved stor vindpåvirkning. Veggskivene plasseres som vist i figur 13.1 og 13.2.



Figur 13.2: 3D visning av skivene



Figur 13.3: Prinsipp for nedføring av vindkrefter i skivebygg (Fig. B 8.8 fra Betongelementboken) [20]

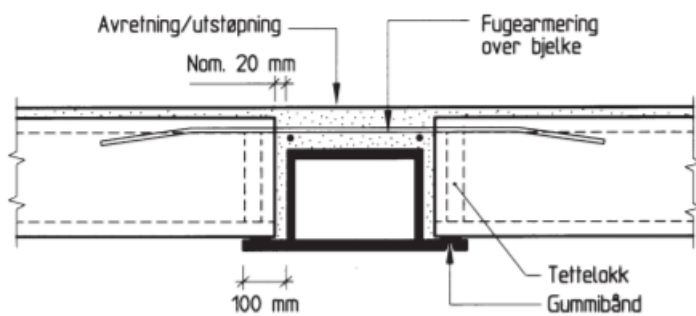
13.1 Horisontale skiver

Horisontalskiven beregnes ved å betrakte dekket som bjelke, eventuelt høy bjelke. Hulldekker er den mest vanlige dekkeskiven i Norge i dag. For å få hulldekkene til å virke sammen som en skive må fugene armeres, da trenger man bare tynnpuss på toppen. Såfremt det ikke er meget store påkjenninger på dekkeskiven vil det ikke være nødvendig med påstøp. Elementene har ikke armering på tvers, noe som reduserer evnen til å ta opp vindsug fra gavlvegger. Det kan også være aktuelt med sveisede kompaktplater i de mest kritiske områdene. [20]

Hulldekke høyde (mm)	Stegtykkelse $b_w = t_o + t_u$ (mm)	Min. t over el. under kanal t_o el. t_u (mm)	Hulldekkeelement (tab. C 13.1) $V_{Rd,c}$ (kN/m)	Utstøpt fuge (tabell C 13.3)		Tillatt skjær ved vanlig skivearmering (figur C 13.3)	Sidekant hulldekke til veggskive (tab.C13.4)		
							Glatt risset fuge	Svært glatt urisset fuge	
				B25	B35			B25	B35
200	45	22	46	29	35	44	10	13	14
	60	35	61				16	18	19
265	73	35	75	40	49	34	16	19	21
	80	40	82				18	21	23
320	73	35	77	49	60	30	16	21	22
	80	40	82				18	23	24
400	100	40	102	63	77	27	18	25	27
500	100	45	102	80	97	24	21	29	32
	105	52	107				24	32	35

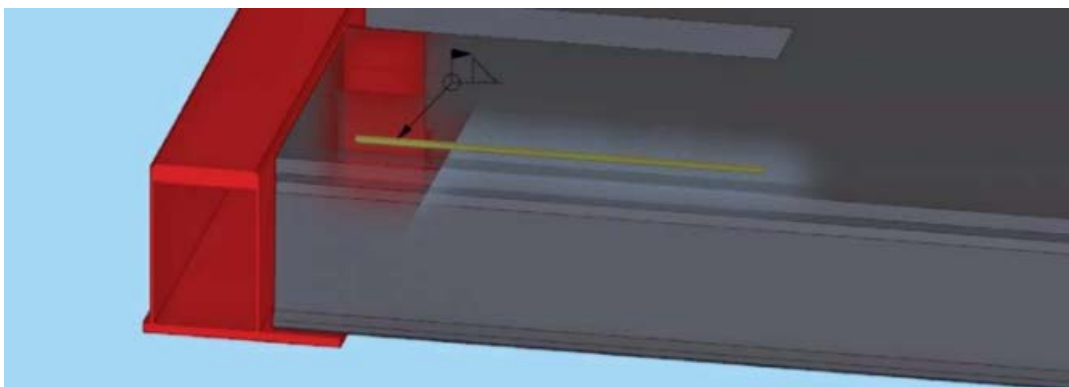
Tabell 13.1: Skiveskjærkapasitet i utstøpte fuger [51]

Den totale kapasiteten vil i stor grad være avhengig av forbindelsene til de omliggende elementene (bjelker, vegger). Hulldekker som er forbundet i endene med gjengestenger til gjengehylser i LB / DLB vil kunne oppta mye større skjærkrefter på grunn av skjærkapasiteten til bjelkene som krysser de langsgående fugene. [51] For å oppnå skivevirkning i dekket, må hulldekkene forankres ved opplegget. Hvis skiven går over flere spenn slik at det ligger dekkeelementer på begge sider av bjelken, er det vanlig å legge armering over bjelkene samt randarmering, som vist i figur 13.4.



Figur 13.4: Fugearmering over bjelke [84]

Ved ensidig opplegg på torsjonsstivt tverrsnitt kan armert kanal utstøpes som vist i figur 13.5.



Figur 13.5: Forankring ved ensidig opplegg. [52]

Hulldekket må også forankres til veggskivene for å overføre vindkraften ned til fundamentet. Dette kan gjøres ved å støpe gjengehylser inn i kanalene eller støpe inn kamstål som forbindelse. Dette betyr at man må hugge bort en del av hulldekket for å få støpt ned i kanalene. Hulldekkene kan også hvile på konsoller av betong eller stål, men må da forankres på liknende måte.

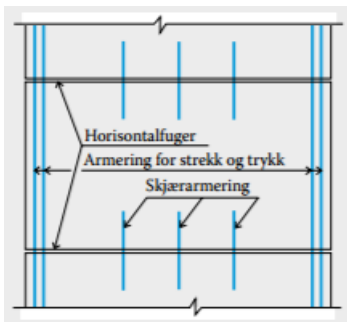
Forankring og skivevirkning av lett-tak dimensjoneres og utføres av lett-tak og vi antar derfor at skivevirkningen er intakt.

13.2 Vertikale skiver

Plasstøpt vegg er oppgitt til 1950 kr/m^2 inkludert arbeid i Holte SmartKalk, mens oppgitt pris fra Spenncon på element veggskiver ligger på ca 3000 kr/m^2 . Vindkryss er ikke vurdert. Valget faller derfor på plasstøpte veggskiver.

Vertikale skiver vil normalt ta langt større påkjenninger enn horisontale skiver, og må behandles som søyler. [20]

For at snittkreftene skal være enkle å finne legges eventuelle horisontalfuger i etasjeskillet. Her er det viktig at fugene utføres og armeres riktig



Figur 13.6: Skjøtarmering av fuger i veggskive. [20]

14 BYGNINGSFYSIKK

Tabell 32 (473.101) i Byggforsk oppgir følgende krav til energiltak i boligbygninger.

Energiltak	Krav
Andel glass-, vindu- og dørareal av oppvarmet BRA	Samlet areal maks 25 %
U-verdi, yttervegg ²⁾	Maks 0,18 W/(m ² K)
U-verdi, tak ²⁾	Maks 0,13 W/(m ² K)
U-verdi, gulv på grunnen og mot det fri ²⁾	Maks 0,10 W/(m ² K)
U-verdi, glass/vinduer/dører ²⁾	Maks 0,80 W/(m ² K)

Figur 14.1: Energiltak i boligbygninger, oppgitt ved U-verdier. [88]

14.1 Dekker

14.1.1 1.Etasje

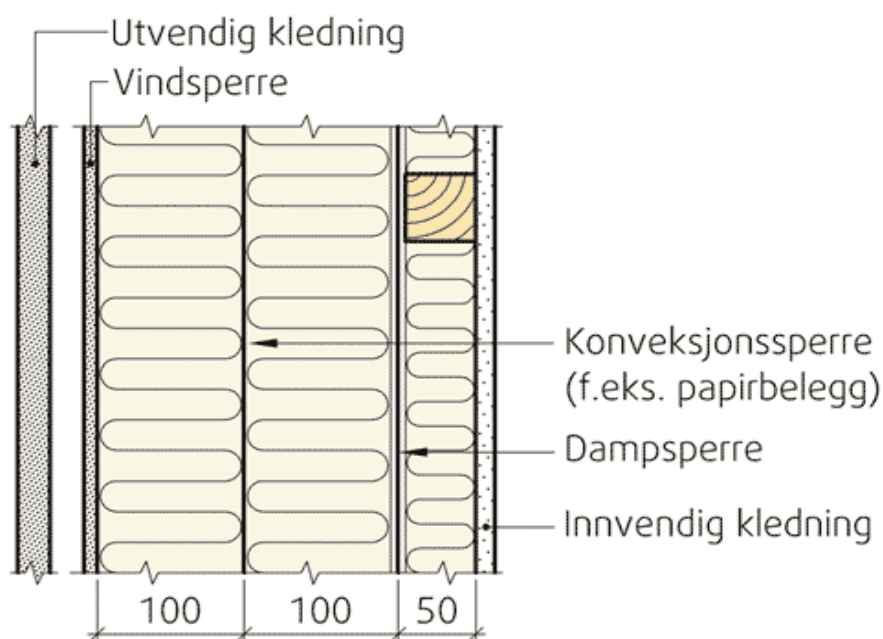
For å oppnå isolasjonskravet gitt i figur 14.1 for gulv på grunn og mot det fri med en U-verdi på 0.10 W/(m²K) kreves en isolasjonstykkelse på 350 mm XPS/EPS.

14.1.2 2.Etasje

Dekke i 2.etasje har ikke behov for isolasjon mot varmetap. [89]

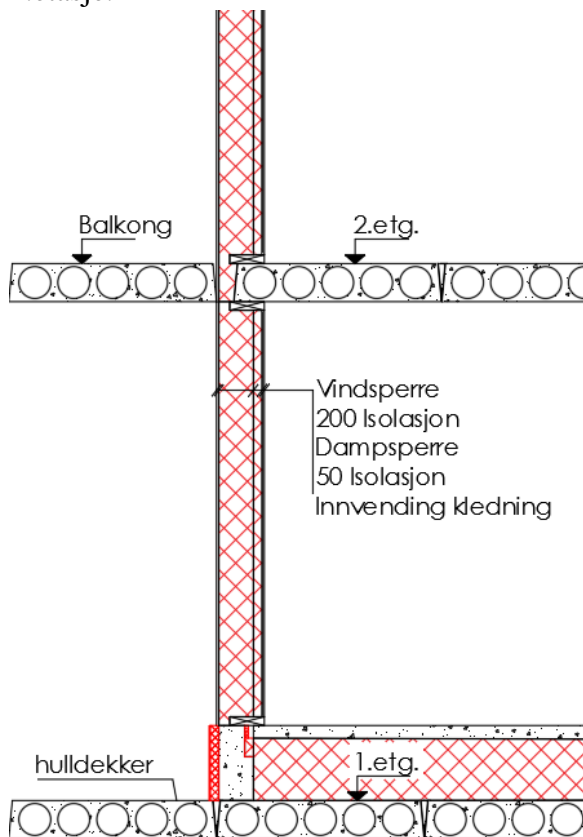
14.2 Yttervegger

Krav til U-verdi for yttervegger i boliger over 70 m² er 0,18 W/(m²K). Ved en standard oppbygging av yttervegg med: utvendig vindsperre, 200 mm isolasjon (mineralull), dampspærre, utlekting med 50 mm isolasjon for kanalføring og innvendig kledning oppnås en U-verdi på 0,18 W/(m²K) etter Byggforsk (523.002). [90]



Figur 14.2: Yttervegg med vindsperre, isolasjon og innvendig kledning [88, 90]

I 2.etasje på begge sider av langsgående fasade legges hulldekker med en spalte. For å unngå kuldebro mot balkong føres yttervegger med isolasjon gjennom spalte fra 1.etasje til tak i 2.etasje.



Figur 14.3: Illustrasjon. Tverrsnitt, overgang balkong til leiligheter i 2.etasje.

14.3 Yttervegg, trappesjakt

Med krav om U-verdi på $0,18 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ må trappesjakter som grenser mot leiligheter isoleres. Her kan betongvegger isoleres utvendig med 200 mm kontinuerlig mineralull. Dette gir en U-verdi lik $0,163 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ etter Byggforsk (471.451). [91]

14.4 HSQ-bjelker

Gjennomgående HSQ-bjelker brannisoleres med CONLIT-plater med 20 mm tykkelse (R120). Platene festes i bjelkens underflens med sveisestifter. Dette vil også gi noe isolasjonsevne mot kuldebro fra balkong til leiligheter. [92]

15 DIMENSJONERING

15.1 Metode

I denne oppgaven er håndberegninger og beregninger i fem-design gjennomført for bruks- og bruddgrensetilstand.

Ved dimensjoneringsarbeidet i oppgaven er følgende hovedkrav (tabeller) fra standardene brukt:

Standard	Eurokode	Del	Utgitt/År
NS-EN 1990		Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner	2008
NS-EN 1991-1-1-1	1 : Laster på konstruksjoner	1-1 : Allmenne laster, Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger	2008
NS-EN 1991-1-3	1 : Laster på konstruksjoner	1-3 : Allmenne laster, Snølaster	2008
NS-EN 1991-1-1-4	1 : Laster på konstruksjoner	1-4 : Allmenne laster, Vindlaster	2009
NS-EN 1992-1-1	2 : Prosjektering av betongkonstruksjoner	1-1 : Allmenne regler og regler for bygninger	2008
NS-EN 1993-1-1	3 : Prosjektering av stålkonstruksjoner	1-1 : Allmenne regler og regler for bygninger	2015
NS-EN 1997-1	7 : Geoteknisk prosjektering	1 : Allmenne regler	2016

Tabell 15.1: Benyttede standarder

Fra standarder er det hentet ut regler for byggemetoder fra tabeller og ligninger hvor noen av de viktigste er beskrevet nedenfor.

15.1.1 Brukstid

Tabell 2.1 i NS-EN 1990 gir veiledning til konstruksjonens levetid.

Tabell 2.1 (NS-EN 1990) Veiledende dimensjonerende brukstid		
Dimensjonerende brukstidskategori	Veiledende dimensjonerende brukstid (år)	Eksempler
1	10	Midlertidig konstruksjoner *
2	10 til 25	Utskiftbare konstruksjonsdeler, f.eks. kranbjelker, lager osv.
3	15 til 30	Landbruksbygninger og lignende konstruksjoner.
4	50	Bygningskonstruksjoner og andre vanlige konstruksjoner.
5	100	Monumentale bygningskonstruksjoner, bruer og andre anleggskonstruksjoner.

*Konstruksjoner eller konstruksjonsdeler som kan demonteres slik at de kan brukes på nytt, bør ikke anses som midlertidige.

Tabell 15.2: Veiledende dimensjonerende brukstid

For konstruksjonen i oppgaven er det valgt dimensjonerende brukstidskategori 4 med en brukstid på 50 år. Konsekvensklassen for bygget er satt til CC2 som gjelder boliger, der konsekvens av brudd er betydelig. Pålitelighetsklassen er RC2 som gir prosjektkontrollklasse DSL2 (normal kontroll) og kontrollform IL2 (normal kontroll).

15.1.2 Laster

Lastverdier benyttet ved håndberegninger er følgende:

Egenlaster og nyttelaster for boligblokk, dekker og tak.			
Tak :	Egenlaster :	Saltak med takstein :	1,1 kN/m ²
	Nyttelaster :	Snølast, tak :	3,0 kN/m ²
Dekke 2.etg.	Egenlaster :	HD 200 :	3,0 kN/m ²
		Trinnlydsgulv :	0,1 kN/m ²
		Lettvegger :	0,5 kN/m ²
		gulvbelegg :	neglisjeres
	Nyttelaster :	Generell :	2,0 kN/m ²
Dekke 1.etg.	Egenlaster :	HD 220 :	3,5 kN/m ²
		Sundolitt (XPS) :	0,09 kN/m ²
		Lettvegger :	0,5 kN/m ²
		Påstøp :	2,0 kN/m ²
	gulvbelegg :	neglisjeres	
Nyttelaster :	Generell :	2,0 kN/m ²	
Ballkøng og svalgang .2.etg.	Egenlaster :	HD 200 :	3,0 kN/m ²
		Påstøp :	2,0 kN/m ²
	Nyttelaster :	Generell :	4,0 kN/m ²
Ytre påvirkninger	Naturlaster :	Vindlaster :	1,01 kN/m ²

Tabell 15.3: Laster fra tak til fundamenter

15.1.3 Svinntøyning og kryp

Svinntøyninger ved relativ fuktighet og kryptall avlest fra diagram i betongen, beregnet i fem-design.

Svinntøyning ved uttørring			
fck/fck,cube (Mpa)	Relativ fuktighet RH (i %)		
	40	60	80
40/50	0,46	0,38	0,24
30/40	0,52	0,435	0,27

Benytter 40% for innendørs dekke og 60% for dekke over garasje.
Vegger i garasje og utvendig trappesjakt benyttes 80%. (superponert verdi).

Tabell 15.4: Svinntøyning [15]

Avlesning fra kryp-diagram for hulldekker B30/37 :		
Innendørs (2.etg.)	Kort tid (7 døgn)	Lang tid (90 døgn)
$\phi(\infty, t_0)$ RH = 50 %	3,7	2,1
Utendørs (1.etg.)	Kort tid (7 døgn)	Lang tid (90 døgn)
$\phi(\infty, t_0)$ RH = 80 %	2,6	1,7
Standard sement, klasse S		

Tabell 15.5: Kryptall [15]

15.1.4 Betong: Kvalitet og overdekning

Betongens kvalitet og overdekning er valgt ut ifra tabell: Bestandighet og overdekning for armering.

Bestandighet og overdekning for armering.		
XC1	Tørt eller permanent vått	Betong inne i bygninger med lav fuktighet, betong som permanent er neddykket i vann.
XC2	Vått, sjeldent tørt	Betongoverflater i kontakt med vann over lengre tid, fundamenter.
XC3	Moderat fuktighet	Betong inne i bygninger med moderat eller høy fuktighet, utvendig betong som er beskyttet mot regn.
XC4	Vekselvis vått og tørt	Betongflater i kontakt med vann, som ikke er i eksponeringsklasse XC2.

Tabell 15.6: Bestandighet og overdekning for armering (hentet fra NS-EN 1992-1-1)

Her er det valgt XC4 for konstruksjonens yttervegger av betong.

Forventede minste fasthetsklasser				
Eksponeringsklasse etter tabell 4.1				
Korrosjon				
Korrosjon framkalt av karbonatisering				
	XC1	XC2	XC3	XC4
Forventet klasse	C20/25	C25/30	C30/37	

Tabell 15.7: Valg av betongkvalitet for yttervegger (hentet fra NS-EN 1992-1-1, NA tillegg E)

Miljøkrav for $C_{min,dur}$ (mm)	
Konstruksjonsklasse	Eksponeringsklasse etter tabell 4.1
	XC4
S4	30

Tabell 15.8 Valg av overdekning for armering av yttervegger (hentet fra NS-EN 1992-1-1)

Tabellene gir en betongkvalitet C30/37 (B30/37) og en overdekning på 30 mm for armeringen.

15.1.5 Bruksgrensetilstand

For nedbøyning av bjelker med lastkombinasjon gjelder tabell for bruksgrensetilstand.

Lastfaktorer: Bruksgrensetilstand			
Lastkombinasjoner	Permanente laster	Dominerende last	Øvrige variable laster
	γ_{Gj}	γ_{Ql}	γ_i
Karakteristisk	1,0	1,0	0,7
Ofte forekommende	1,0	0,7	0,6
Tilnærmet permanent	1,0	0,6	0,6

Tabell 15.9: Lastfaktorer (hentet fra NS-EN 1990)

Bruksgrensetilstanden benyttes når konstruksjonens funksjonsdyktighet skal kontrolleres. Det kan gjelde beregning av en konstruksjons forskyvninger, for eksempel nedbøyning av bjelker. Forskyvninger kan også ha betydning for hvor lett en konstruksjon kommer i svingninger. Beregning av sprekkevidde (rissvidde) gjøres også i bruksgrensetilstand. [63]

Tabell NA.A1 i NS-EN1990 gir krav til maksimal nedbøyning:

Konsekvenser	Lastsituasjon som brukes	Anbefalte største tillatte nedbøyningsverdier
Konstruksjoner med alminnelig brukskrav eller estetiske krav	tilnærmet permanent	L/200 - L/250

Tabell 15.10: Krav til maksimal nedbøyning

15.1.6 Arealreduksjonsfaktor, α_A

Den jevnt fordelte nyttelasten q_k kan i enkelte tilfeller reduseres med en arealreduksjonsfaktor α_A . Denne reduksjonsfaktoren tar hensyn til at det på et stort gulvareal er mindre sannsynlig at hele arealet er belastet med maksimal nyttelast samtidig. For brukskategoriene A til D kan den settes lik:

$$\alpha_A = 0,5 + 15/A \leq 1,0$$

Her er A (m²) lik det arealet som belaster den konstruksjonsdelen som skal dimensjoneres. Det går fram av formelen at dersom dette lastarealet $A \leq 30$ m² så blir $\alpha_A = 1,0$.

15.1.7 Etasjereduksjonsfaktor, α_n

Etasjereduksjonsfaktoren benyttes ikke for boligblokken. Denne er kun for bygninger med tre etasjer eller flere. Dette fremgår av formelen.

$$\alpha_n = [2 + (n-2) \cdot 0,7] / n$$

Ved innsettelse av antall etasjer $n = 2$ vil reduksjonen være lik 1 man vil dermed ikke få noen reduksjon av laster. [63]

15.1.8 Bruddgrensetilstand

Tabell for verdier for lastkombinasjoner benyttet i bruddgrensetilstand.

Lastfaktorer: Bruddgrensetilstand				
Lastkombinasjoner som skal påvises	Permanente laster		Dominerende variable laster Qi	Øvrige variable laster Qi
	Ugustige	Gunstige		
	$\gamma_{Gj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}$	$\gamma_{Qi}\psi_{0,i}$	$\gamma_{Qi}\psi_{0,i}$
B1 (Ligning 6.10a)	1,35	1,00	1,05	1,05 (0,90)
B2 (Ligning 6.10b)	1,20	1,00	1,50	1,05 (0,90)

Tabell 15.11: Lastkombinasjoner (hentet fra NS-EN 1990)

Tabellen gir lastfaktorer for to kombinasjoner av laster. Begge ligningene må kontrolleres ved lasttilfeller på konstruksjoner og den med størst verdi blir gjeldene for videre beregning. Lastkombinasjonen bestemmer kapasiteten til konstruksjonen mot brudd. [63]

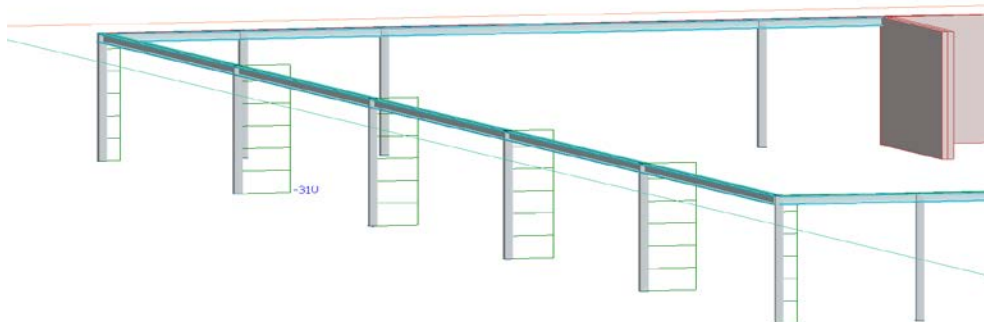
15.1.9 Metode Fem-design

I oppstart av fem-design Structure velger man Eurokode med norske tillegg.

Beregningsfunksjoner som er gjennomgått i prosjektet er følgende:

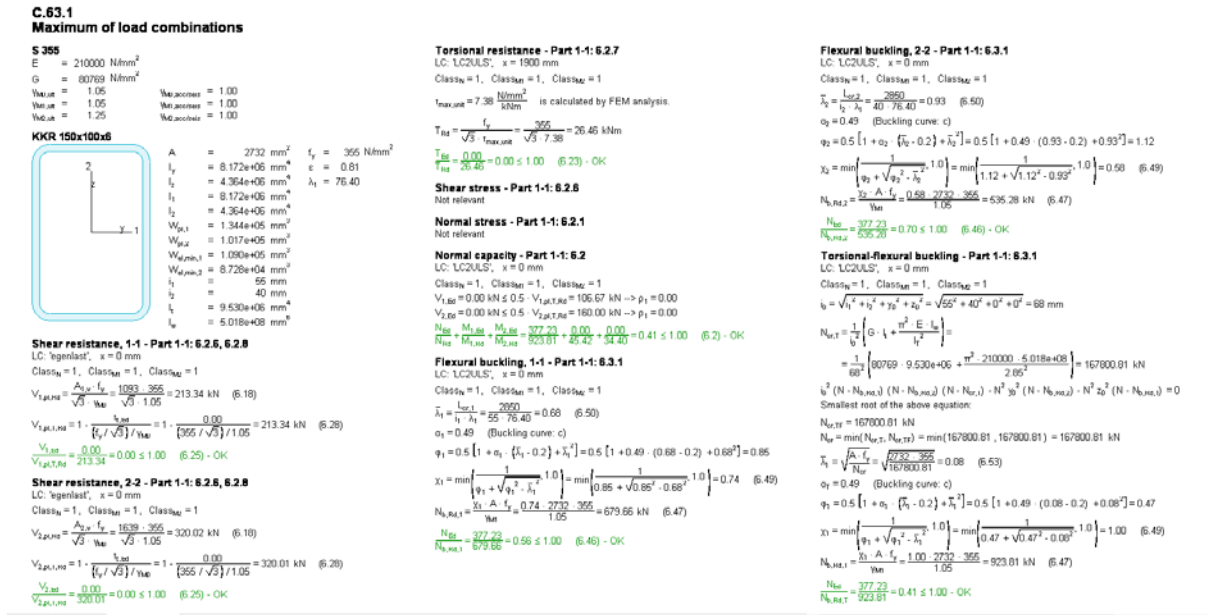
- Modellering: Valg av aksesystem og etasjehøyder (kotehøyder), Opptegning av bygget hvor de valgte materialene betong og stål for bæresystemet tegnes inn i aksenetten.
- Laster: Innsetting/påtegning av aktuelle egenlaster og nyttelaster som kommer i tillegg til dødvekt fra konstruksjonen.
- Analyser: For analyse av bygget er det benyttet; Load cases, load combinations og stability analysis. Seismiske analyser er ikke gjennomgått i denne oppgaven.
- Vindlastberegninger er gjennomført ved håndberegninger og i Eurocode express.
- Betong-design: Manuell og automatisk dimensjonering av betong.
- Stål-design: Manuell og automatisk dimensjonering av stål.

Når bygg og laster er ferdig modellert kan det utføres analyser av konstruksjonen. Etter gjennomført spesifisert analyse (Load cases, load combinations og stability analysis) kan byggets deler inspiseres for reaksjoner av beregnede lastpåvirkninger. Bildet under viser lastpåvirkningen fra påført egen- og nyttelast.



Figur 15.1: 2.etasje, reaksjon av påførte laster i stålsøylenees nøytralakser.

Ved videre undersøkelser i menyen for ståldesign kan man se gjennom beskrivelser av beregninger fem-design har benyttet for elementdelene i bygget. Bilde under viser stålsøyle markert belastet med 310kN last (største normalkraft).



Figur 15.2 Tverrsnittsdata og fullstendige utregninger av søyle belastet med $N=310\text{kN}$.

15.1.10 Håndberegninger

Ved beregningsmetode for hånd er det først gjort en kontroll av laster opp mot fem-design. Lastene er regnet i bruks- og bruddgrensetilstand hvor regler i NS-EN 1990-1 er benyttet som kontroll.

Søylene blir beregnet og kontrollert mot knekking. Fem-design har ikke HSQ- og DLBprofiler i sitt utvalg av elementer så her er informasjon for beregninger hentet fra produsenter og elementhåndboken i form av diagrammer og tabeller.

Beregninger av hulldekker er også hentet fra produsenters tabeller for spennkapasitet med hensyn til nedbøyning av brukslaster. Hulldekkerprofiler i fem-design gir en større verdi for nedbøyning enn tabeller fra produsenter oppgir. Nedbøyningen av hulldekker i fem-design er derfor neglisjert.

Yttervegger mot tilbakefylling i garasje er dimensjonert mot påført trykklast fra inngangsparti i første etasje.

Fundamenter for søylene og yttervegg i garasje er dimensjonert mot last fra konstruksjon. Det er også gjennomført en vindlastberegning av bygget med saltak.

15.2 Resultater

15.2.1 Takbjelke

For dimensjoneringsrapport se vedlegg I2

Kontroll av vipping for HEB300

Kun en kontrollregning mot vipping, vipping vil normalt sett ikke bli noe problem når takstoler festes til bjelker. Bjelkene vil da bli fastholdt mot vipping.

Dimensjonering av stålbjelker for tak, vipping.

Benyttet standard : NS-EN 1993-1-1

$k_y := 1$ Fritt opplegg i lastplanet.

$k_z := 1$ Fastholdt normalt på lastplanet og fri til å rotere om z-aksen.

$k_w := 1$ fastholdt mot rotasjon om x-aksen og fri til å hvelve (gaffellagring).

Momentfaktor for bjelke:

$$C_1 := 1.12 \quad C_2 := 0.46 \quad C_3 := 0.53$$

For jevnt fordelt last gir tabell 6.6, kc:

$$k_c := 0.94$$

Slankhetskontroll: HEB300 :

Nødvendige tverrsnittsdata:

$$h := 300 \text{ mm} \quad b := 300 \text{ mm} \quad t_f := 19 \text{ mm}$$

Bjelkelengde:

$$W_y := 1678 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad t_w := 11 \text{ mm}$$

$$L_1 := 8.1 \text{ m}$$

$$A := 149.1 \cdot 10^2 \text{ mm}^2 \quad I_y := 25170 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \quad I_z := 8563 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

Materialfaktorer:

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_m := 1.05 \quad E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad G := 8 \cdot 10^4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{yd} := \frac{f_y}{\gamma_m} = 338.095 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Vekt på bjelke i kN/m:

$$p := 19.56 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad g := 8.965 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Lastfaktor:

$$\gamma_{Q1} := 1.35 \quad \gamma_{G1} := 1.05$$

$$\gamma_{Q2} := 1.5 \quad \gamma_{G2} := 1.2$$

Lastkombinasjoner:

$$B1 := \gamma_{G1} \cdot g + \gamma_{Q1} \cdot p = 35.819 \frac{kN}{m} \quad B2 := \gamma_{G2} \cdot g + \gamma_{Q2} \cdot p = 40.098 \frac{kN}{m}$$

Benyttet Lastkombinasjon:

$$q_1 := B2 = 40.098 \frac{kN}{m}$$

Tverrsnittskapasitet:

$$M_{cy,Rd} := f_{yd} \cdot W_y = 567.324 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende moment:

$$M_{y,Ed} := \frac{q_1 \cdot L_1^2}{8} = 328.854 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

I, flens, z:

$$I_{f,z} := \frac{1}{12} \cdot t_f \cdot b^3 + \frac{1}{12} \cdot \frac{h-2 \cdot t_f}{6} \cdot t_w^3 = (4.275 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

Effektivt areal:

$$A_{eff} := b \cdot t_f + \frac{h-t_f}{6} \cdot t_w = (6.215 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$i_{f,z} := \sqrt{\frac{I_{f,z}}{A_{eff}}} = 0.083 \text{ m}$$

Relativ slankhet:

$$\lambda_l := 93.9 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 76.399$$

Konservativ verdi: $\lambda_{LT,0} := 0.4$

$$\lambda_{c0} := \lambda_{LT,0} + 0.1 = 0.5$$

Slankhetskontroll:

$$\lambda_f := \frac{k_c \cdot L_1}{i_{f,z} \cdot \lambda_l} = 1.202 \leq \leq \lambda_{c0} \cdot \frac{M_{cy,Rd}}{M_{y,Ed}} = 0.863$$

Ikke OK!

Kontroll av slankhet viser ikke om den vipper, må derfor regne videre på aksialkapasitet mot vipping.

Kontroll av vipping for HE300 B

Tverrsnittsdata:

$$W_y := 1678 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad I_w := 1687791 \cdot 10^6 \text{ mm}^6 \quad I_z := 8563 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_t := 185 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \quad I_y := 25170 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$C_1 := 1.12 \quad C_2 := 0.46 \quad C_3 := 0.0 \quad L := 8100 \text{ mm}$$

fritt opplegg i lastplanet : $k_y := 1.0$

fastholdt normalt på lastplanet og fri til å rotere om z-aksen : $k_z := 1.0$

fastholdt mot rotasjon om x-aksen og fri til å hvelve (gaffellagring) : $k_w := 1.0$

Avstanden fra kraftens angrepspunkt til nøytralakse : $z_g := 150 \text{ mm}$

Avstanden til lastens eksetrisitet : $z_j := 0$

Mono-symmetrisk avstand: $\zeta_j := 0$

$$M_{0cr} := \frac{\pi}{L} \cdot \sqrt{G \cdot I_t \cdot E \cdot I_z} = 632.73 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Torsjonsparameteren:

$$k_{wt} := \frac{\pi}{k_w \cdot L} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_w}{G \cdot I_t}} = 0.6$$

Lastangrepspunkt:

$$\zeta_g := \frac{\pi \cdot z_g}{k_z \cdot L} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_z}{G \cdot I_t}} = 0.641$$

Korreksjons-faktoren:

$$\mu_{cr} := \frac{C_1}{k_z} \cdot \left(\sqrt{1 + k_{wt}^2 + (C_2 \cdot \zeta_g - C_3 \cdot \zeta_j)^2} - (C_2 \cdot \zeta_g - C_3 \cdot \zeta_j) \right) = 1.017$$

Kritisk moment:

$$M_{cr} := M_{0cr} \cdot \mu_{cr} = 643.487 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\lambda_{LT} := \sqrt{\frac{f_y \cdot W_y}{M_{cr}}} = 0.962$$

Valg av vippekurve ut fra tabell 6.7 hentet i P.K.Larsens Dimensjonering av stålkonstruksjoner :

Valsede I-Profil: $\frac{h}{b} = 1 \quad \parallel \leq 2$

Knekkurve for S355 = b

Avlest XLT fra diagram i Kristian Larsens Dimensjonering av stålkonstruksjoner (Figur 6.14) :

$$\chi_{LT} := 0.72$$

For jevnt fordelt last gir tabell 6.6, kc:

$$k_c := 0.94$$

NA.6.3.2.3(2) gir f :

$$f := 1 - 0.5 (1 - k_c) \cdot (1 - 2.0 \cdot (\lambda_{LT} - 0.8)^2) = 0.972 \quad \parallel \leq \parallel \quad 1.0$$

Kapasitet mot vipping beregnet av reduksjonsfaktoren (6.58) :

$$M_{b,Rd} := \frac{\chi_{LT}}{f} \cdot \frac{f_y \cdot W_y}{\gamma_m} = 420.423 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Oppredende moment i Bruddgrensetilstand:

$$M_{y,Ed} := \frac{q_1 \cdot L_1^2}{8} = 328.854 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Mb,Rd} > \text{My,Ed} \Rightarrow \text{OK!}$$

Utnyttelse:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.782$$

Nedbøying av HEB300 bjelke:

Materialfaktorer:

$$E := 210000 \frac{N}{mm^2} \quad f_y := 355 \frac{N}{mm^2} \quad \gamma_m := 1.05 \quad f_{yd} := \frac{f_y}{\gamma_m} = 338.095 \frac{N}{mm^2}$$

Egenlast:

$$g := 1.1 \frac{kN}{m^2}$$

Nyttelast (snø):

$$p := 2.4 \frac{kN}{m^2}$$

Lengde på bjelke:

$$L := 8100 \text{ mm}$$

Bredde på lastarm:

$$b := 8150 \text{ mm}$$

Lastkombinasjon i Bruksgrensetilstand:

$$B_0 := 1.0 \cdot g + 1.0 \cdot p = 3.5 \frac{kN}{m^2}$$

Last ved egenvekt:

$$P_{egen} := 1.0 \cdot g = 1.1 \frac{kN}{m^2}$$

Last i bruks, kN/m på bjelke:

$$P_{bruks} := B_0 \cdot b = 28.525 \frac{kN}{m}$$

Egenlast, kN/m på bjelke:

$$P_{lang} := P_{egen} \cdot b = 8.965 \frac{kN}{m}$$

Karakteristisk last:

$$M_{bruks} := \frac{P_{bruks} \cdot L^2}{8} = 233.941 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Nødvendig arealtregghetsmomentet om y-y akse:

$$W_{y,sjekk.2} := \frac{M_{bruks}}{f_{yd}} = (6.919 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

Tverrsnittsdata for HE300B :

$$W_y := 1678 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$I_y := 25170 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

Nedbøying for HEB300 , kort tid:

$$\delta_{bruks} := \frac{5}{384} \cdot \frac{P_{bruks} \cdot L^4}{E \cdot I_y} = 30.248 \text{ mm} \quad \leq \leq \quad \frac{L}{250} = 32.4 \text{ mm}$$

OK!

Nedbøying for HEB300B , lang tid:

$$\delta_{brudd} := \frac{5}{384} \cdot \frac{P_{lang} \cdot L^4}{E \cdot I_y} = 9.507 \text{ mm}$$

Kontroll av tverrsnittskapasitet for nedbøying ved maks moment:

$$M_{Ed} := \frac{P_{bruks} \cdot L^2}{8} = 233.941 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad W_y := 1156 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{M.maks} := \frac{M_{Ed}}{W_y} = 202.371 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \ll \ll \quad f_{yd} = 338.095 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{OK!}$$

SKJÆRSPENNING, HEB300

Benyttet standard:
NS-EN 1993-1-1

Skjærspenning for bjelke HEB300 ved opplager. Bjelken er belastet med jevnt fordelt linjelast. Dette gir:

Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand:

$$B1 := 1.35 \cdot g + 1.05 \cdot p = 4.005 \frac{kN}{m^2}$$

$$B2 := 1.2 \cdot g + 1.5 \cdot p = 4.92 \frac{kN}{m^2}$$

Bjelkens lastarm:

$$b := 8150 \text{ mm}$$

Dimensjonerende bruddlast på bjelke:

$$p_{\gamma} := B2 \cdot b = 40.098 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende skjærkraft ved opplegg:

$$V_{Ed} := \frac{p_{\gamma} \cdot L}{2} = 162.397 \text{ kN}$$

Høyde og tykkelse på steg:

$$h_w := 300 \text{ mm} \quad t_w := 11 \text{ mm}$$

Bredde og tykkelse på flens:

$$t_f := 19 \text{ mm} \quad b := 300 \text{ mm}$$

Hvis areal flens delt på areal steg er større eller like 0.6 :

(6.21)

$$A_f := t_f \cdot b \cdot 2 = (1.14 \cdot 10^4) \text{ mm}^2 \quad A_w := h_w \cdot t_w = (3.3 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_f}{A_w} = 3.455 \quad \geq 0.6 \quad \text{OK!}$$

Skjærspenning:

$$\tau_{Ed} := \frac{V_{Ed}}{A_w} = 49.211 \frac{N}{mm^2} \quad (6.21)$$

Kontroll av skjærspenning:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y} = 0.246 \quad \ll \ll \quad 1.0 \quad \text{OK!} \quad (6.19)$$
$$\frac{\tau_{Ed}}{\sqrt{3 \cdot \gamma_m}}$$

Det fremgår her at det er ingen problemer knyttet til skjærspenningen ved opplegg for HEB300-bjelken for takstoller.

15.2.2 Knekking, HUP 150x4

Knekking av søyle: HUP 150x4 mm, Akse 2A, 1.etg:

Benyttet standard: NS-EN 1993-1-1

Søyle er regnet som leddet, kneklengden blir derfor hele stavens lengde.

Kneklengde :

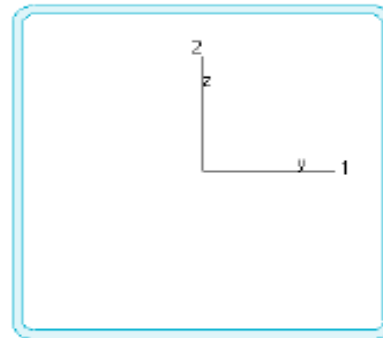
$$L := 3.1 \text{ m} \quad L_k := L = 3.1 \text{ m}$$

Materialfaktor og spenning:

$$\gamma_m := 1.05 \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

KKR 150x150x4



Søyletverrsnitt.

Tverrsnittsdata:

$$A := 22.90 \cdot 10^2 \text{ mm}^2 \quad i_z := 59.4 \text{ mm} \quad i_y := 59.4 \text{ mm}$$

Ned hentet fra beregninger og kontroll i fem-design for søyle, akse 2A:

$$N_{Ed} := 516 \text{ kN}$$

Relativ slankhet for bøyknekking, (6.50) :

$$\lambda := \frac{L_k}{\pi \cdot i_z} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0.683 \quad \lambda := \frac{L_k}{\pi \cdot i_y} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0.683$$

Tabell 6.2: hulprofiler, S355=knekkurve c.

Avlesing for X i Figur.6.4-knekkurver gir: $\chi := 0.73$

Aksialkapasiteten blir: (6.47)

$$N_{b,Rd} := \chi \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} \cdot A = 565.194 \text{ kN}$$

Utnyttelse gir:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0.913$$

OK!

15.2.3 Plate for søyletrykk mot yttervegg

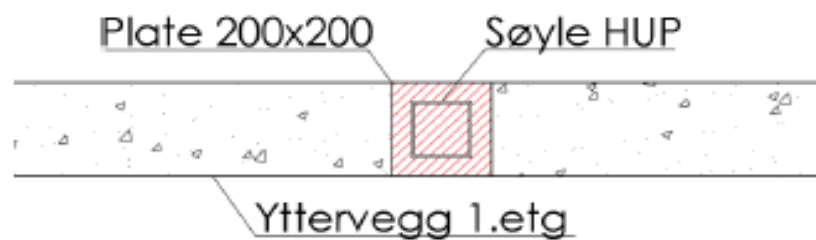
SØYLETRYKK PÅ BETONGVEGG

Kapasitetskontroll av betongvegg mot søyletrykk, Søyle A2.

$$f_{ck} := 30 \frac{N}{mm^2}$$

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

$$\gamma_c := 1.5$$



Søyle A2 gir :

$$N_{Ed} := 520 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Figur. Dimensjonering av plate markert i rødt.
Plansnitt.

Plate under søyle A2 :

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

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

$$A := b \cdot l = (4 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$f_{pd} := \frac{N_{Ed}}{A} = 13 \frac{N}{mm^2}$$

||<||

$$f_{cd} := f_{ck} \cdot \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} = 17 \frac{N}{mm^2}$$

OK!

Ser her at det holder med en 200x200 stålplate mot søyletrykk på betongvegg.

15.2.4 HSQ-bjelke, nedbøying

DIMENSJONERING AV HSQ-BJELKER, NEDBØYING.

For HSQ-Bjelker kan man se bort ifra fare for vipping. Bjelkenes stegtykkelse er såpass bred at profilet oppfører seg som et HUP-søyleprofil (Hulprofil, tilnærmet like sterk om z-z og y-y akse). Bjelken blir i tillegg fastholdt av dekke etter montering.

Leverandører dimensjonerer HSQ-bjelker i hvert enkelt tilfelle.

Nedbøying av HSQ-Bjelke:

$$E := 210000 \frac{N}{mm^2} \quad f_y := 355 \frac{N}{mm^2} \quad \gamma_m := 1.05 \quad f_{yd} := \frac{f_y}{\gamma_m} = 338.095 \frac{N}{mm^2}$$

Egenlast bjelke: Egenlast: Nyttelast: $b := 8100 \text{ mm}$

$$g_b := 0.1504 \frac{kN}{m} \quad g := 3.6 \frac{kN}{m^2} \quad p := 2.0 \frac{kN}{m^2} \quad L := 6700 \text{ mm}$$

Arealreduksjonsfaktor for bjelkens lastareal:

$$\alpha_A := 0.5 + \frac{15 \text{ m}^2}{b \cdot L} = 0.776 \quad \leq 1.0$$

Bruksgrensetilstand:

$$B_0 := 1.0 \cdot g + 1.0 \cdot p \cdot \alpha_A = 5.153 \frac{kN}{m^2}$$

Egenlast:

$$P_{egen.lang} := 1.0 \cdot g = 3.6 \frac{kN}{m^2}$$

$$P_{bruks} := B_0 \cdot b = 41.738 \frac{kN}{m}$$

$$P_{lang} := P_{egen.lang} \cdot b = 29.16 \frac{kN}{m}$$

Tverrsnittsdata HSQ-240 :

$$I_y := 206 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad B_o := 200 \text{ mm} \quad B_u := 440 \text{ mm}$$

Nedbøying for HSQ-240 : Korttid

$$\delta_{bruks} := \frac{5}{384} \cdot \frac{P_{bruks} \cdot L^4}{E \cdot I_y} = 25.315 \text{ mm} \leq \frac{L}{250} = 26.8 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

Nedbøying for HSQ-240 : Langtid

$$\delta_{brudd} := \frac{5}{384} \cdot \frac{P_{lang} \cdot L^4}{E \cdot I_y} = 17.686 \text{ mm}$$

15.2.5 Betong, minsteeksentrisitet

KAPASITETSKONTROLL AV BETONGSØYLE MED EKSENTRISITET

Referanse: NS-EN 1992-1-1 og Betongkonstruksjoner, S.I.Sørensen

Påført last i søyle 2B: Nøytrallast=875kN

$$N_{Ed} := 875 \text{ kN}$$

Betong- og stålkvalitet:

$$\gamma_c := 1.5 \quad \alpha_{cc} := 0.85$$

$$\gamma_s := 1.15$$

$$f_{ck} := 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

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

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Betongsøylens areal:

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

$$A_c := b \cdot h = (9 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

Minsteeksentrisitet for søyle: $e_0 = \max(h/30, 20 \text{ mm})$:

$$e_0 := \frac{3100 \text{ mm}}{30} = 103.333 \text{ mm}$$

Eksentrisitetsmoment:

$$M_{Ed} := N_{Ed} \cdot e_0 = 90.417 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende lastvirkninger :

$$n_{Ed} := \frac{N_{Ed}}{f_{ck} \cdot b \cdot h} = 0.324$$

$$m_{Ed} := \frac{M_{Ed}}{f_{ck} \cdot b \cdot h^2} = 0.112$$

For avlesning av MN-diagram fra Apendiks A i S.I.Sørensens betongkonstruksjoner, følger:

$$d_2 := 30 \text{ mm} \quad \frac{d_2}{h} = 0.1 \quad \text{gir } - \parallel > \parallel \quad w := 0.15$$

Dermed blir nødvendig armeringsareal :

$$A_s := \frac{b \cdot h \cdot f_{ck}}{f_{yk}} \cdot w = 810 \text{ mm}^2$$

Dette gir nødvendig armering på hver side lik:

$$A_{s1} := \frac{A_s}{2} = 405 \text{ mm}^2 \quad A_{s2} := A_{s1} = 405 \text{ mm}^2$$

Utregnet A_s :

$$\varnothing 16 := \frac{\pi \cdot (16 \text{ mm})^2}{4} = 201.062 \text{ mm}^2$$

4 stk. $\varnothing 16$ armeringsjern gir A_s (armeringsareal) :

$$A_{s1} := 2 \cdot \varnothing 16 = 402.124 \text{ mm}^2 \quad A_{s2} := A_{s1} = 402.124 \text{ mm}^2$$

OK med kontroll i FEM-design!

Krav til minimumsarmering (lengde) i søyler etter NS-EN 1992-1-1 9.5.2 :

$$A_{s,min} := \frac{0.10 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} = 201.25 \text{ mm}^2 \quad \text{eller} \quad 0.002 \cdot A_c = 180 \text{ mm}^2 \quad \text{OK!}$$

NA.9.5.2 gir $\varnothing 10$ som minste lengdearmering for søyler.

Krav til minimumsarmering (tverr) i søyler etter NS-EN 1992-1-1 9.5.3 :

$S_{cl,max}$, settes lik den minste av:

- 15 ganger diameteren av minste lengdearmeringsstang
- søylens minste tverrsnittsdimensjon
- 400mm

15xdiameteren blir

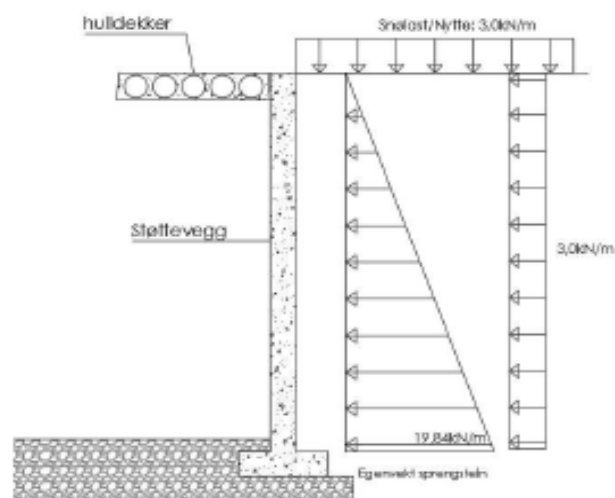
gjeldende: $15 \cdot 10 = 150$

15.2.6 Støttevegg

STØTTEVEGG MOT GARASJE

Refferanse: Betongkonstruksjoner, av Svein Ivar Sørensen, NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1997-1.

Støttevegg i garasje under inngang første etasje :
Forutsetning for beregning, stabile sprengsteinsfylling med bæreevne 300kN/m^2 .
Regner at dekket er en stiv skive som tar horisontallast i topp av støttevegg.
Regner så støttevegg som fritt opplagret.



Figur. Illustrasjon av støttevegg med tilbakefylling for garasje.

Rasvinkel for sprengstein regnes som 30 grader.

Spenningskapasitet for sprengstein: $\sigma_{gd} := 300 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Nødvendig fundamentbredde :

$$b^2 \geq \frac{N_{Ed}}{\sigma_{gd}} \quad \text{slik at } \rightarrow \quad b \geq \sqrt{\frac{N_{Ed}}{\sigma_{gd}}} \quad (4.2.5)$$

Maks Ned for vegg ved tilbakefylling hentet fra beregning i fem-design :

$$N_{Ed} := 133 \text{ kN}$$

$$b := \sqrt{\frac{N_{Ed}}{\sigma_{gd}}} = 0.666 \text{ m} \quad \text{Dette gir fundamentareal } \rightarrow \quad A := b^2 = 0.443 \text{ m}^2$$

Setter bredde på fundament for vegg til 700mm.

Momentberegning av støttevegg :

Jordtrykkskoeffisient for sprengsteinfylling: $k := 0.3$ **Figur C.1.1**

Tabell A.1

Lastfaktor: $\gamma_G := 1.1$ Tyngdetetthet på sprengsteinen: $\rho_s := \gamma_G \cdot 16 \frac{kN}{m^3}$

Høyde på støttevegg: $h := 3.1 \text{ m}$

Maksimalt jordtrykk per meter i bunn av støttevegg:

$$p_j := k \cdot \rho_s \cdot h \cdot 1 \text{ m} = 16.368 \frac{kN}{m}$$

Egenvekt :

$$M_{maks} := 0.064 \cdot p_j \cdot h^2 = 10.067 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{midt} := \frac{p_j \cdot h^2}{16} = 9.831 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tabell A.1

Lastfaktor: $\gamma_Q := 1.5$ Nyttelast : $p_n := \gamma_Q \cdot 3.0 \frac{kN}{m}$

$$M_{nytte} := \frac{p_n \cdot h^2}{8} = 5.406 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Regner største felles moment på midten :

$$M_{res} := M_{maks} + M_{nytte} = 15.473 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Opplagerkrefter i topp og bunn for egenlast:

$$V_{t,1} := \frac{p_j \cdot h}{6} = 8.457 \text{ kN} \quad V_{b,1} := \frac{p_j \cdot h}{3} = 16.914 \text{ kN}$$

Opplagerkrefter i topp og bunn for nyttelast:

$$V_{t,2} := \frac{p_n \cdot h}{2} = 6.975 \text{ kN}$$

Sum av opplagerkrefter fra nytte- og egenlast:

$$V_{t, sum} := V_{t,1} + V_{t,2} = 15.432 \text{ kN}$$

$$V_{b, sum} := V_{b,1} + V_{t,2} = 23.889 \text{ kN}$$

Stabilitet:

I foten er forholdet mellom vertikallast og horisontallast:

$$\mu := \frac{V_{b, sum}}{N_{Ed}} = 0.18$$

Friksjonen mot sprengstein er $\mu > 0.5$. Fundamentet er dermed stabilt.

Armering av vegg:

$$f_{ck} := 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_c := 1.5 \quad \alpha_{cc} := 0.85 \quad f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$b := 1000 \text{ mm} \quad d := 200 \text{ mm} - 30 \text{ mm} - 12 \text{ mm} - 6 \text{ mm} = 152 \text{ mm}$$

$$f_{sk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_s := 1.15 \quad f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Trykksonens momentkapasitet etter ligning (4.23)

$$M_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 108.011 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} < M_{Rd} \quad \rightarrow \quad \text{Trykksonen er bare delvis utnyttet.}$$

Indre momentarm bestemmes tilnærmet av ligning (4.28) :
c er hentet fra tabell 4.5.

$$c := 0.17 \quad z := \left(1 - c \cdot \frac{M_{res}}{M_{Rd}} \right) \cdot d = 0.148 \text{ m}$$

Nødvendig armering (pr. meter bredde av platen) finnes av ligning (4.27)

$$A_s := \frac{M_{res}}{f_{sd} \cdot z \cdot m} = 239.969 \frac{mm^2}{m}$$

Kontroll av minimumsarmering vertikalt, hver side av vegg:

Veggtykkelse: $t := 200 \text{ mm}$

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

$$A_{s.v.min} := \frac{0.002 \cdot A_c}{m} = 400 \frac{mm^2}{m} \quad \parallel > \parallel \quad A_s = 239.969 \frac{mm^2}{m}$$

$$A_{s,\phi 12} := 112 \text{ mm}^2 \quad - \parallel > \parallel \quad C_v := \frac{A_{s,\phi 12}}{A_{s.v.min}} = 280 \text{ mm}$$

Velger min. armering Ø12C280:

kontroll av minimumsarmering horisontalt, hver side av vegg:

F_{ctm} fra tabell 3.1 : $f_{ctm} := 2.4 \frac{N}{mm^2}$

$$A_{s,h.min} := \frac{0.3 \cdot A_c \cdot f_{ctm}}{f_{sk} \cdot m} = 288 \frac{mm^2}{m}$$

$$C_h := \frac{A_{s,\phi 12}}{A_{s,h.min}} = 388.889 \text{ mm}$$

Velger min. armering Ø12C390:

Minimumsarmering er nok for å ta opp momentkrefter fra tilbakefylling av sprengstein.

15.2.7 Søylefundament

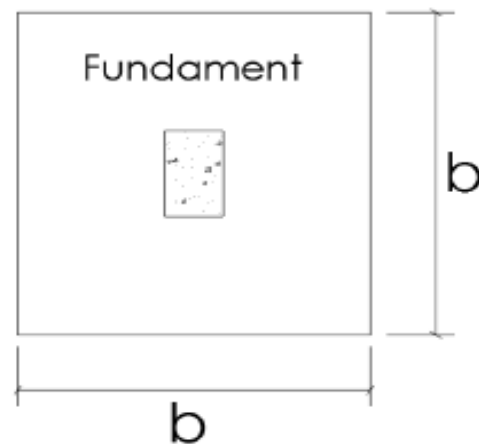
SENTRISK BELASTET SØYLEFUNDAMENT

Referanse: Betongkonstruksjoner av Svein Ivar Sørensen.

Den eksentriske belastningen i søylen er minimal, dermed regnes søylefundament som sentrisk belastet.

Spenningskapasitet for sprengstein:

$$\sigma_{gd} := 300 \frac{kN}{m^2}$$



Nødvendig fundamentbredde (kvadratisk fundament):

$$b^2 \geq \frac{N_{Ed}}{\sigma_{gd}} \quad \text{slik at} \rightarrow \quad b \geq \sqrt{\frac{N_{Ed}}{\sigma_{gd}}} \quad (4.2.5)$$

Søyle for akse B :

$$N_{Ed} := 382 \text{ kN}$$

$$b := \sqrt{\frac{N_{Ed}}{\sigma_{gd}}} = 1.128 \text{ m} \quad \text{Dette gir fundamentareal} \rightarrow \quad A_B := b^2 = 1.273 \text{ m}^2$$

Benytter $b \times h = 1,3 \times 1,3 \text{ m}$ for akse B.

$$b_F \leq 5 \cdot b$$

Søyle for akse C:

$$N_{Ed} := 636 \text{ kN}$$

$$b := \sqrt{\frac{N_{Ed}}{\sigma_{gd}}} = 1.456 \text{ m} \quad \text{Dette gir fundamentareal} \rightarrow \quad A_C := b^2 = 2.12 \text{ m}^2$$

Benytter $b \times h = 1,5 \times 1,5 \text{ m}$ for akse C.

Søyle for akse E:

$$N_{Ed} := 610 \text{ kN}$$

$$b := \sqrt{\frac{N_{Ed}}{\sigma_{gd}}} = 1.426 \text{ m} \quad \text{Dette gir fundamentareal -> } A_G := b^2 = 2.033 \text{ m}^2$$

Benytter bxh=1,5x1,5m for akse E.

Søyle for akse F:

$$N_{Ed} := 300 \text{ kN}$$

$$b := \sqrt{\frac{N_{Ed}}{\sigma_{gd}}} = 1 \text{ m} \quad \text{Dette gir fundamentareal -> } A_G := b^2 = 1 \text{ m}^2$$

Benytter bxh=1x1m for akse E.

Beregninger rundes opp til nærmeste 100mm (sikker side).

15.2.8 Vindlast

VINDLASTER, STABILITET

Dimensjonering av vindlast:

Benyttet standard: NS-EN1991-1-4 og Kompendium i lastberegning.

Tabell NA.4 gir vindhastighet i Ålesund: $V_{b,0} := 29 \frac{m}{s}$

Vedlegg 1, kompendium i lastberegning gir K_w (luftens egenvekt):

$$K_w := 1.2 \frac{kg}{m^3}$$

Vindlast i kN/m^2 for bygning: $V := K_w \cdot V_{b,0}^2 = 1.009 \frac{kN}{m^2}$

Beregning av vindlaster på vegger:

$h := 12 \text{ m}$ $b := 16.3 \text{ m}$ $h \leq b$ \rightarrow gir 1 vindsone på flaten. Figur 7.4

$d := 40.5 \text{ m}$ $\frac{h}{d} = 0.296$

Differanse fra Tabell 7.1 for sone: $\parallel \leq 0.25$ gir:

$$D := \frac{h}{d} - 0.25 = 0.046$$

Sone D, (interpoleres): $S_d := 0.7 + \frac{0.1 \cdot D}{0.75} = 0.706$

Sone E, (interpoleres): $S_e := -0.3 - \frac{0.1 \cdot D}{0.75} = -0.306$

$e = ((b \text{ eller } 2 \cdot h) \text{ minste av verdien gjelder}):$

$b = 16.3 \text{ m}$ $h \cdot 2 = 24 \text{ m}$ $\rightarrow \parallel > \parallel$ $e := 16.3 \text{ m}$

For $A \parallel \geq 10 \text{ m}^2$ gjelder C_{pe} , 10 : Tabell 7.1:

Sone A: $S_A := -1.2 \cdot V = -1.211 \frac{kN}{m^2}$ Sone B: $S_B := -0.8 \cdot V = -0.807 \frac{kN}{m^2}$

Sone C: $S_C := -0.5 \cdot V = -0.505 \frac{kN}{m^2}$ Sone D: $S_D := S_d \cdot V = 0.713 \frac{kN}{m^2}$

Sone E: $S_E := S_e \cdot V = -0.309 \frac{kN}{m^2}$

Lasttilfelle 1:

Punktlaster av vind på dekke for beregning av moment i konstruksjon, vinkelrett på kort fasade.



Beregnete punktlaster av vind på dekkene. Vind på kort fasade: Sone A,B og C er for lokal dimensjonering av vegg langs vindretning og er ikke avgjørende for moment i konstruksjonen. Dette blir ikke beregnet i denne oppgaven.

Mål for arealberegning av punktlast på kort fasade:

Høydemål: Vegg til topp av tak pluss halve 2.etasje. $h_t := 2.85 \text{ m}$

Høydemål: Halve vegg 2.etasje pluss halve vegg 1.etasje. $h_b := 2.975 \text{ m}$

Lengdemål: Kort fasade. $l_k := 16.3 \text{ m}$

Lasttilfelle 1:

Avgjørende vindlaster som gir moment i konstruksjonen.

$$1.\text{etg: } A_1 := h_b \cdot l_k = 48.493 \text{ m}^2 \quad -\parallel > \parallel \quad \text{Sone D: } V_1 := S_D \cdot A_1 = 34.559 \text{ kN}$$

$$2.\text{etg: } A_2 := h_t \cdot l_k = 46.455 \text{ m}^2 \quad -\parallel > \parallel \quad \text{Sone D: } V_2 := S_D \cdot A_2 = 33.107 \text{ kN}$$

$$1.\text{etg: } A_9 := h_b \cdot l_k = 48.493 \text{ m}^2 \quad -\parallel > \parallel \quad \text{Sone E: } V_3 := S_E \cdot A_9 = -14.984 \text{ kN}$$

$$2.\text{etg: } A_{10} := h_t \cdot l_k = 46.455 \text{ m}^2 \quad -\parallel > \parallel \quad \text{Sone E: } V_4 := S_E \cdot A_{10} = -14.354 \text{ kN}$$

Beregning av momentkapasitet av trappesjakter mot vindlast (vridning av bygget):
Lasttilfelle 1.

$$\text{Lastfaktor: } \gamma_Q := 1.5 \qquad \text{Momentarm for vindlast: } l_1 := 8.15 \text{ m}$$

$$F_1 := \gamma_Q \cdot ((V_1 + (-V_3)) + (V_2 + (-V_4))) = 145.506 \text{ kN}$$

Moment i horisontalplanet: Rx-retning

$$M_v := F_1 \cdot l_1 = (1.186 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Trappesjaktens motstandskraft (egenvekt): M1 ved kraftpar R1 og R2

$$L := 40.3 \text{ m} \qquad R_{1x} := \frac{M_v}{L} = 29.426 \text{ kN} \qquad R_{2x} := R_{1x} = 29.426 \text{ kN}$$

Høyde på 1.etg: Moment på trappesjakter blir:

$$h_{e1} := 3.1 \text{ m} \qquad M_{T1x} := R_{1x} \cdot h_{e1} = 91.221 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T2x} := R_{2x} \cdot h_{e1} = 91.221 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

R1 og R2 virker på trappesjaktene. Disse må påvises å være stabile.
Regner ut stabiliserende moment ved egenlast.

Trappesjakt T1 (egenvekt):

$$\rho := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad l_{r1} := 13.3 \text{ m} \quad h_{r1} := 5.95 \text{ m} \quad t_{r1} := 0.2 \text{ m} \quad l_2 := 2.4 \text{ m}$$

$$G_{1.1x} := \rho \cdot t_{r1} \cdot l_{r1} \cdot h_{r1} = 395.675 \text{ kN}$$

Stabiliserende moment:

$$M_{R1} := G_{1.1x} \cdot l_2 = 949.62 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \geq \quad M_{T1x} = 91.221 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

OK!

Trappesjakt T2 (egenvekt):

$$l_{r2} := 11.8 \text{ m} \quad h_{r2} := 5.95 \text{ m} \quad t_{r2} := 0.2 \text{ m} \quad l_2 := 1.2 \text{ m}$$

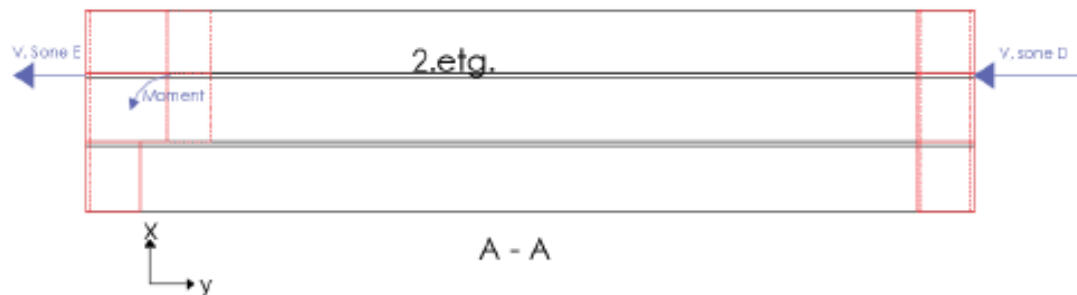
$$G_{2x} := \rho \cdot t_{r2} \cdot h_{r2} \cdot l_{r2} = 351.05 \text{ kN}$$

Stabiliserende moment:

$$M_{R2} := G_{2x} \cdot l_2 = 421.26 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \geq \quad M_{T2x} = 91.221 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

OK!

Figur: Beregning av moment for vind på kort fasade i y-retning.



Vindlast i horisontalplanet: Ry-retning

$$R_{1y} := \frac{F_1}{2} = 72.753 \text{ kN} \quad R_{2y} := R_{1y} = 72.753 \text{ kN}$$

Moment på trappesjakt blir:

$$M_{T1y} := R_{1y} \cdot h_{e1} = 225.534 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T2y} := R_{2y} \cdot h_{e1} = 225.534 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Regner ut stabiliserende moment ved egenlast for Ty-retning:
T1 egenvekt:

$$\rho := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad l_{r1} := 13.3 \text{ m} \quad h_{r1} := 5.95 \text{ m} \quad t_{r1} := 0.2 \text{ m} \quad l_1 := 1.2 \text{ m}$$

$$G_{1y} := \rho \cdot t_{r1} \cdot l_{r1} \cdot h_{r1} = 395.675 \text{ kN}$$

Stabiliserende moment:

$$M_{R1y} := G_{1y} \cdot l_1 = 474.81 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \geq \quad M_{T1y} = 225.534 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{OK!}$$

Regner ut stabiliserende moment ved egenlast for Ty-retning:
T2 egenvekt:

$$\rho := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad l_{r2} := 11.8 \text{ m} \quad h_{r2} := 5.95 \text{ m} \quad t_{r2} := 0.2 \text{ m} \quad l_2 := 4.7 \text{ m}$$

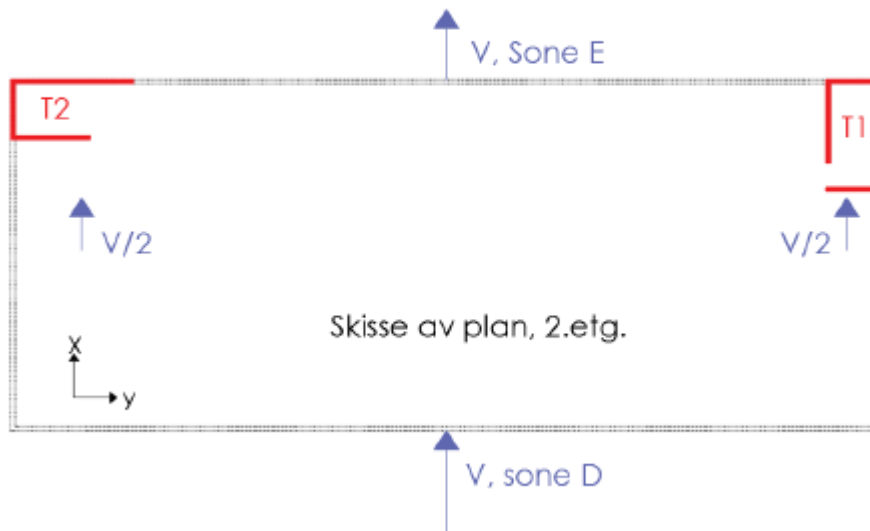
$$G_{2y} := \rho \cdot t_{r2} \cdot l_{r2} \cdot h_{r2} = 351.05 \text{ kN}$$

Stabiliserende moment:

$$M_{R2y} := G_{2y} \cdot l_2 = (1.65 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \geq \quad M_{T2y} = 225.534 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{OK!}$$

Lasttilfelle 2:

Punktlaster av vind på dekke for beregning av moment i konstruksjon, vinkelrett på lang fasade.



Mål for arealberegning av punktlast på lang fasade:

Høydemål: Halve vegg 2.etasje pluss halve vegg 1.etasje. $h_b := 2.975 \text{ m}$

Lengdemål: Lang fasade. $l_l := 40.5 \text{ m}$

Høydemål: Halve 2.etasje. $h_t := 1.425 \text{ m}$

1.etg: $A_1 := h_b \cdot l_l = 120.488 \text{ m}^2$ —> Sone D: $V_1 := S_D \cdot A_1 = 85.868 \text{ kN}$

2.etg: $A_2 := h_t \cdot l_l = 57.713 \text{ m}^2$ —> Sone D: $V_2 := S_D \cdot A_2 = 41.13 \text{ kN}$

1.etg: $A_3 := h_b \cdot l_l = 120.488 \text{ m}^2$ —> Sone E: $V_3 := S_E \cdot A_3 = -37.229 \text{ kN}$

2.etg: $A_4 := h_t \cdot l_l = 57.713 \text{ m}^2$ —> Sone E: $V_4 := S_E \cdot A_4 = -17.833 \text{ kN}$

Moment mot velting, Vind på fasade mot Vest. :

$$F_1 := \gamma_Q \cdot (V_1 + (-V_3) + V_2 + (-V_4)) = 273.09 \text{ kN}$$

Kraft på trappesjakter er like store:

$$R_{1x} := \frac{F_1}{2} = 136.545 \text{ kN} \quad R_{2x} := R_{1x} = 136.545 \text{ kN}$$

Moment på trappesjakt blir:

$$M_{T1x} := R_{1x} \cdot h_{e1} = 423.289 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T2x} := R_{2x} \cdot h_{e1} = 423.289 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Regner ut stabiliserende moment ved egenlast for Tx-retning:
T1 egenvekt:

$$\rho := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad l_{r1} := 13.3 \text{ m} \quad h_{r1} := 5.95 \text{ m} \quad t_{r1} := 0.2 \text{ m} \quad l_1 := 2.4 \text{ m}$$

$$G_{1y} := \rho \cdot t_{r1} \cdot l_{r1} \cdot h_{r1} = 395.675 \text{ kN}$$

Stabiliserende moment:

$$M_{R1y} := G_{1y} \cdot l_1 = 949.62 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \geq \quad M_{T1x} = 423.289 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

OK!

Regner ut stabiliserende moment ved egenlast for Tx-retning:
T2 egenvekt:

$$\rho := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad l_{r2} := 11.8 \text{ m} \quad h_{r2} := 5.95 \text{ m} \quad t_{r2} := 0.2 \text{ m} \quad l_2 := 1.2 \text{ m}$$

$$G_{2x} := \rho \cdot t_{r2} \cdot l_{r2} \cdot h_{r2} = 351.05 \text{ kN}$$

Stabiliserende moment:

$$M_{R2x} := G_{2x} \cdot l_2 = 421.26 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \geq \quad M_{T2x} = 423.289 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

OK!

Last fra hulldekk-element og trapper er ikke tatt med i beregningen og vil virke stabiliserende, altså ok mot vindlast.

16 SLUTTKONKLUSJON

16.1 Problemstilling 1

Vi skal her forsøke å gi et samlet svar på hvilket bæresystem vi har kommet fram til at er mest lønnsomt for denne type bygg, basert på vurderinger av hver bygningsdel.

Vi har valgt et tak bestående av Lett-tak elementer. Som etasjeskiller har vi valgt hulldekker. Mellom parkeringskjeller og 1. etasje må hulldekket størrelsen økes for å tilfredsstille brannkrav. Balkongene vil bestå av hulldekker, og svalgangen av plastøst betong.

Takbjelkene må være stålbjelker av HEB profil. Dette var ikke den billigste løsningen, men var et bedre valg fordi de andre alternativene førte til at tverrsnittshøyden på bjelkene ble en del større. Resterende bjelker har vi valgt som HSQ bjelker, både ensidig og tosidige. Søylene blir hulprofiler.

Den totale summen for prisvurderte alternativer blir på 4 065 116 kr. Denne summen gjelder for vurderinger av; tak, takbjelker, etasjeskiller, bjelker for etasjeskiller og søyler.

16.2 Problemstilling 2

Dimensjoneringsarbeidet i FEM-design var krevende og vanskelig å utføre med et kurs som opplæringsgrunnlag. Opptegningen av selve bæresystemet var relativt ukomplisert, mens selve dimensjoneringsdelen var svært tidskrevende.

Vårt første valg av bæresystem ble dimensjonert i FEM-design og kontrollert for hånd. Her benyttet vi bl.a. HSQ- og DLB-bjelker som ikke ligger i biblioteket til FEM-design. Bjelkene ble dermed beregnet etter tabeller (diagram) fra produsenter og ikke i FEM-design. I programmet ble det i disse tilfellene valgt HEB-bjelker som erstatning ved fullstendig stabilitetsanalyse av boligblokken.

Det viste seg å være vanskelig å tegne opp korrekte WW-takstoler, i stedet ble linjelast (tilsvarende vekt av takstol og snølast) påsatt langs bærebjelker for WW-takstolene. I denne løsningen ble ikke fastholding av de bærende bjelkene for taket med i beregningen og stabilitetstesten ble ugunstig. Ved å spenne opp et bjelkelag som erstatning for WW-takstoler med samme prinsipp for fastholding fikk vi derimot et godkjent resultat for byggets stabilitet. I hovedsak ble FEM-design benyttet til å kontrollere vertikale laster mot håndberegninger og stabilitet av bygget, samt enkelte beregning av stål- og betongdesign.

Materialvalg av håndberegnet bæresystem:

Tak: WW-takstoler på 16,3 meter spenn og bærende bjelkelag HEB.

Søler: For første og andre etasje ble det valgt HUP (KKR) og i garasjen kvadratiske betongsøyler.

Bjelker for Etasjeskiller: Her ble det valgt et HSQ-bjelkelag for etasjeskiller i første og andre etasje.

Dekke: Dekke i første og andre etasje ble Hulldekker.

Yttervegg: I garasjen og trappesjakten ble det valgt yttervegger i betong.

Fundament: Av fundament ble det valgt kvadratiske søylefundament og sålefundament for yttervegg mot grunn.

For å oppnå flyt i prosjekteringen ble dimensjoneringen påstartet ved første veivalg slik at modelleringen av bygget kunne gjennomføres uten store endringer underveis. Ved kontinuerlige endringer i dimensjoneringsprosessen ville dette ført til en forlengelse av modelleringen.

Etter oppstart av dimensjonering fortsatte vi arbeidet med å finne et rimelig bæresystem. Det har medført at dimensjonert bygg og gunstig prisløsning ikke samsvarer i resultatet. Her har vi dermed endt opp med to resultat for valg av bæresystem.

17 REFERANSER

- [1] Autodesk. (2017, 04.05). *Revit*. Available: <https://www.autodesk.no/products/revit-family/overview>
- [2] Autodesk. (2017, 04.05). *Autocad*. Available: <https://www.autodesk.no/products/autocad/overview>
- [3] Runet. (03.05). *Eurocode express*. Available: <http://www.runet-software.com/>
- [4] alfasoft. (05.05). *Mathcad*. Available: <http://www.alfasoft.com/no/produkter/matematikk/mathcad.html>
- [5] ptc. (04.05). *Mathcad*. Available: <https://support.ptc.com/company/history-and-acquisitions.htm>
- [6] Holte. (10.05). *KALKULASJONSPROGRAM FOR BYGG OG ANLEGG*. Available: <http://holte.no/no/programvare/kalkulasjon>
- [7] Bygghanalyse. (2017, 12.05). *ISY Calcus*. Available: <http://www.bygghanalyse.no/produkter/calcus/>
- [8] N. informasjonssystemer. (2017, 12.05). *ISY Calcus*. Available: <https://www.nois.no/produkter/prosjektstyring/isy-calcus/>
- [9] StruSoft. (05.09). *FEM design*. Available: <http://www.strusoft.com/products/fem-design>
- [10] Norconsult. (05.05). *FEM design*. Available: <https://www.nois.no/produkter/bim/fem-design/>
- [11] G. Kjellmark. (28.03). *Betong*. Available: <http://www.sintef.no/betong/>
- [12] J. V. Thue. (2009, 28.03). *Betong*. Available: <https://snl.no/betong>
- [13] Betongelementforeningen. (30.03). *Betongelementer boliger*. Available: <http://www.betongelement.no/media/9416/Boligspublikasjonen.pdf>
- [14] J. V. Thue. (2009, 28.03). *Armeringsstål*. Available: <https://snl.no/armeringsst%C3%A5l>
- [15] S. I. Sørensen, *Betongkonstruksjoner*. Fagbokforlaget, 2015.
- [16] S. Alexander, "Betongelementboken bind A," BetongelementbokenBetongelement.no, 1995. [Online]. Available: <http://www.betongelement.no/betongbok/default.asp>.
- [17] S. n. leksikon. (2009, 30.03). *Hulldekke-element*. Available: <https://snl.no/hulldekke-element>
- [18] B. o. produsenter. (2008, 05.04). *Elementdekker i småhus*. Available: <http://murbetong.no/wp-content/uploads/converted/joomdocs/804-element.pdf>
- [19] J. C. Krohn. (1996, 03.04). *522.881 Dekker av betong- og lettbetongelementer*. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/346/dekker_av_betong_og_lettbetongelementer
- [20] L. Vinje, "Betongelementboken bind B," Betongelementforeningen, 2016.
- [21] K. Normann, "Forelesningsnotat - Prosjektering konstruksjon,"
- [22] E. Nor. (2017, 16.05). *Tak og dekker*. Available: <http://www.elementnor.no/tak-og-dekker.html>
- [23] N. E. Forsén, "Betongelementboken bind D," BetongelementbokenBetongelement.no: Betongelementforeningen, 1997. [Online]. Available: <http://www.betongelement.no/betongbok/default.asp>.
- [24] J. V. Thue. (2009, 05.04). *lettklinkerbetong*. Available: <https://snl.no/lettklinkerbetong>
- [25] S.-G. B. AS. (2016, 05.04). *Leca byggeplank*. Available: <http://www.byggeplank.no/image/Leca%20Byggeplank%20-%20mai%202016.pdf>
- [26] B. Norge. (2017, 04.05). *Scan Lett- og Lyddekke*. Available: http://www.bmc-norge.no/index.php?option=com_content&view=category&layout=blog&id=94&Itemid=499

- [27] S. Alexander, "Betongelementboken bind G," Betongelementboken: Betongelementforeningen, 2009. [Online]. Available: <http://www.betongelement.no/betongbok/default.asp>.
- [28] P. K. Larsen, *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*. Fagbokforlaget, 2015.
- [29] Meccanica. (04.04). *Fasthet materialer*. Available: <http://meccanica.no/fasthet/materialer.htm>
- [30] P. K. Larsen, *Konstruksjonsteknikk, laster og bæresystemer* Fagbokforlaget, 2014, p. 173.
- [31] S. Byggforsk. (2011, 17.05). (520.235) *Søyler av stål. Dimensjoneringstabell*. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/307/soeyler_av_staal_dimensjoneringstabell
- [32] Ø. Vollen, *Mekanikk for ingeniører, Statikk og fasthetslære*. nki forlaget, 2013.
- [33] T. R. Knut Ivar Edvardsen, *Trehus*. SINTEF akademisk forlag, 2014.
- [34] T. Jarle Svanæs. (2004, 30.03). *Tre og miljø*. Available: <http://www.trefokus.no/resources/filer/fokus-pa-tre/8-Tre-og-miljo.pdf>
- [35] S. byggforsk. (2015, 30.03). *Trelast. Typer og egenskaper*. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/3236/trelasttyper_og_egenskaper
- [36] HUNTON. (2015, 03.04). *HUNTON I-bjelken*. Available: http://www.hunton.no/wp-content/uploads/2016/08/Hunton_I-bjelken_tekn_h%C3%A5ndbok_WEB-10_2015.pdf
- [37] S. Eide. (30.03). *Etasjeskiller med gitterbjelker*. Available: http://www.trefokus.no/resources/filer/fokus-pa-tre/Fokus_nr_57_aluoH.pdf
- [38] Jatak. (2017, 03.04). *Hulldekke i tre*. Available: <http://www.jatak.no/produkter/hulldekke>
- [39] N. L. Forening, *Limtreboka*, 2015. [Online]. Available.
- [40] H. L. Geir Glasø, Erik Aasheim. (04.04). *Fokus på tre - Tre og brann*. Available: <http://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/fokus-pa-tre/Fokus-nr-37.pdf>
- [41] G. G. Kjell Helge Solli. (2011, 04.04). *Fokus på tre - Trebaserte plater*. Available: <http://www.trefokus.no/resources/filer/fokus-pa-tre/26-Trebaserte-plater.pdf>
- [42] D. f. byggekvalitet. (2016, 30.03). *Byggesaksforskriften (SAK10)*. Available: <https://dibk.no/byggeregler/sak/3/9/>
- [43] D. f. byggekvalitet. (2014, 31.03). *Byggteknisk forskrift (TEK 10)*. Available: <https://dibk.no/byggeregler/tek/3/11/innledning/>
- [44] *NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016*, 2016.
- [45] H. V. Anders Kirkhus, *Innføring i byggreglene*. SINTEF akademisk forlag, 2012.
- [46] *NS 8175:2012*, 2012.
- [47] H. Einstabland. (2013, 04.04). *421.051 Statikkformler for bjelker*. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/183/statikkformler_for_bjelker
- [48] S. byggforsk. (2007, 18.04). *525.002 Takkonstruksjoner. Valg av taktype og konstruksjonsprinsipper*. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/381/takkonstruksjoner_valg_av_taktype_og_konstruksjonsprinsipper
- [49] T. Ramstad. (2015, 18.04). *525.831 Fabrikkframstilte takstoler*. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/403/fabrikkframstilte_takstoler
- [50] S. Alexander, "Betongelementboken bind A del 2," Betongelementboken, 1995. [Online]. Available: <http://www.betongelement.no/betongbok/default.asp>.
- [51] S. Alexander, "Betongelementboken bind C," Betongelementboken: Betongelementforeningen, 2013. [Online]. Available: <http://www.betongelement.no/betongbok/default.asp>.
- [52] (2008, 08.05). *HULLDEKKER PÅ BÆRESYSTEMER AV STÅL*. Available: [http://www.betongelement.no/media/9467/bef.veileder.hulldekker_I3\(5\).pdf](http://www.betongelement.no/media/9467/bef.veileder.hulldekker_I3(5).pdf)
- [53] R. Landolfo. (2014, 09.05). *Seismic design of steel structures*. Available: http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/doc/2014_07_WS_Steel/presentations/09b_Eurocodes_Steel_Workshop_LANDOLFO.pdf
- [54] J. V. Thue. (2009, 19.04). *Jordtrykk*. Available: <https://snl.no/jordtrykk>

- [55] S. C. Jan Ove Busklein. (2010, 19.04). 517.342 *Store støttemurer*. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/273/store_stoettemurer#i12
- [56] M. W. Stein Christensen. (2012, 19.04). 511.101 *Byggegrunn og terreng*. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/240/byggegrunn_og_terreng
- [57] S. A. Leidulv Vinje, *Betongelementboken Bind H*. Betongelementforeningen, 2011.
- [58] O. Olsen, "Dimensjonering jordskjelv," 2016.
- [59] A. Kirkhus. (2015, 28.04). 312.130 *Parkeringsplasser og garasjelegging*. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/61/parkeringsplasser_og_garasjelegging
- [60] A. Kirkhus. (2015, 28.04). 324.301 *Utforming av trapper*. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/86/utforming_av_trapper
- [61] S. Byggforsk. (2016, 16.05). 330.205 *Krav til tilgjengelighet i boligbygninger*.
- [62] *NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008*, 2008.
- [63] V. Å. Tarald Rørvik, *Konstruksjonssikkerhet og belastning - Kompendium i lastberegning*. Høgskolen i Ålesund, 2010.
- [64] *NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009*, 2009.
- [65] T. K. Byggforsk. (2003, 25.04). 471.013 *U-verdier. Tak*. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/212/u-verdier_tak
- [66] s. Byggforsk. (25.04). § 14-5 *Minstekrav*. Available: <https://www.byggforsk.no/dokument/3461/minstekrav>
- [67] S. Byggforsk. (2007, 26.04). 525.207 *Kompakte tak*. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/387/525207_kompakte_tak
- [68] S. Byggforsk. (2015, 26.04). 525.831 *Fabrikkframstilte takstoler*. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/403/fabrikkframstilte_takstoler
- [69] S. Byggforsk. (2005, 26.04). 525.106 *Skrå tretak med kaldt loft*. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/385/skraa_tretak_med_kaldt_loft#i51
- [70] D. Thorvaldsson, "Trekonstruksjoner med spikerplater," Norske Takstolprodusenters Forening, 1999.
- [71] S. Byggforsk. (2012, 26.04). 525.102 *Isolerte skrå tretak med kombinert undertak og vindsperre*. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/383/isolerte_skraa_tretak_med_kombinert_undertak_og_vindsperre
- [72] L. tak. (2017, 27.04). *TAKSYSTEM*. Available: <http://lett-tak.no/taksystem/>
- [73] S. Byggforsk. (2017, 27.04). *Teknisk godkjenning (Lett-Tak elementer)*.
- [74] H. Einstabland. (2004, 10.05). 525.814 *Taksperrer av tre*.
- [75] Moelven. (2015, 10.05). *Kerto® – den sterkeste*. Available: <https://www.moelven.com/Documents/Limtre/Kerto%20brosjyre%20A4.pdf>
- [76] *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008*, 2008.
- [77] Rockwool. (20.04). *Konstruksjonsguide 2*. Available: http://static.rockwool.com/globalassets/rockwool-no/teknisk-support/brosjyrebibliotek/byggisolasjon/konstruksjonsguide_skillevegger_og_etag_eskillere_rockwool.pdf
- [78] *NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008*, 2008.
- [79] J. C. Krohn. (2008, 25.04). 520.321 *Brannmotstand for etasjeskillere*. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/1538/brannmotstand_for_etasjeskillere
- [80] Pretre. (24.04). *Bjelkelag, gitterbjelke*. Available: <http://www.pretre.no/bjelkelag/gitterbjelke/?gclid=CPjfiozjvNMCFUngGQodFiwBpQ#1>
- [81] Jatak. (24.04). *Hulldekker i tre (2)*. Available: http://www.jatak.no/d/Dokumenter/Jatak_Hulldekke_16.pdf
- [82] T. Ø. Ramstad. (2011). 522.351 *Trebjelkelag. Dimensjonering og utførelse*. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/334/trebjelkelag_dimensjonering_og_utfoerelse
- [83] V. S. Sigurd Hveem. (2004, 26.04). 526.301 *Svalganger og altanganger i boligbygninger*. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/3217/svalganger_og_altanganger_i_boligbygninger

- [84] O. M.-J. Ole Prestrud. (2010, 01.05). *522.885 Hulldekker på hattebjelker av stål eller hyllebjelker av betong*. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/arkiv/7351/hulldekker_paa_hattebjelker_av_staal_eller_hyllebjelker_av_betong
- [85] Contiga. (2017, 03.05). *STÅLBJELKER*. Available: <http://contiga.no/produkter/stal/bjelker/>
- [86] S. S. AB. (03.05). *Dimensjonering HSQ*. Available: <http://stalbygggnadsinstituttet.se/uploads/source/files/HSQ-balken.pdf>
- [87] *NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008*, 2008.
- [88] S. Byggforsk. (2016, 12.05). *473.101. Energikrav til bygninger. Oversikt*. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/5162/energikrav_til_bygninger_oversikt
- [89] S. Byggforsk. (2003, 12.05). *471.011 U-verdier. Etasjeskillere*. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/210/u-verdier_etasjeskillere#fig42
- [90] S. Byggforsk. (2008, 12.05). *523.002 Yttervegger over terreng. Egenskaper og konstruksjonsprinsipper. Krav og anbefalinger*. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/348/yttervegger_over_terreng_egenskaper_og_konstruksjonsprinsipper_krav_og_anbefalinger
- [91] S. Byggforsk. (2013, 12.05). *471.451 U-verdier. Vegger over terreng – betong*. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/4104/u-verdier_vegger_over_terreng_betong
- [92] Rockwool. (12.05). *Brannsikring av HSQ-bjelker av stål (CONLIT)*. Available: <http://www.rockwool.no/produkter/brannsikring/brannsikring-av-staal/brannsikring-av-hsq-bjelker-av-staal/>

18 VEDLEGG

Vedlegg A – Opphavsrettsnotis Norsk Standard

Vedlegg B – Naturlaster

B1	Snølast på flatt tak
B2	Snølast på saltak
B3	Vindlast på gavlvegg (flatt tak)
B4	Vindlast på langvegg (flatt tak)
B5	Vindlast på saltak
B6	Vindlast på vegg – gavlvegg
B7	Vindlast på vegg – langvegg

Vedlegg C – Bjelker

C1	Beregningsrapport HD-bjelke (gavl)
C2	Beregningsrapport HD bjelke
C3	Beregningsrapport takbjelke (betong)
C4	Beregningsrapport takbjelke (stål)

Vedlegg D – Prisoverslag

D1	Prisoverslag Lett-tak
D2	Prisoverslag gitterbjelker (Mjøstre)
D3	Prisoverslag gitterbjelker (Pretre)
D4	Prisoverslag WW-takstoler (Pretre)
D5	Prisoverslag prefab svalgang (spenncon)

Vedlegg E – Søylar

E1	Krefter (innspente søylar)
E2	Beregningsrapport søyle 1 (betong)
E3	Beregningsrapport søyle 1 (stål)
E4	Beregningsrapport søyle 2 (betong)
E5	Beregningsrapport søyle 2 (stål)
E6	Beregningsrapport søyle 3 (betong)
E7	Beregningsrapport søyle 3 (stål)
E8	Beregningsrapport søyle 4 (betong)
E9	Beregningsrapport søyle 4 (stål)

Vedlegg F – Etasjeskiller og svalgang

F1	Beregningsrapport plasstøpt plate (1-2 etg)
F2	Beregningsrapport plasstøpt svalgang (200mm)

Vedlegg G – Tegninger

01	Måltegning og fundamentplan
02	Måltegning – dekke over U1. etg
03	Snitt A-A
04	Snitt B-B
05	Detaljtegninger

Vedlegg H – Tak

H1	Beregningsrapport plasstøpt tak
H2	Forankring/avstivning av takstoler

Vedlegg I – Dimensjonering

I1	Lastberegninger
I2	Dimensjoneringsrapport, FEM design

Vedlegg J – Logg og fremdriftsplaner

J1	Fremdriftsplaner
J2	Logg

Vedlegg K – Forprosjektrapport med vedlegg

K1	Forprosjektrapport
K2	Fremdriftsplan
K3	Avtale med arbeidsgiver

Vedlegg A

Opphavsrettnotis

Opphavsrettsnotis – Standard Norge

Hei,

Vi ber om at dere tar inn følgende opphavsrettsnotis i oppgaven:

Utdrag fra NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, NS 8175:2012, NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008, NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 og NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 er gjengitt av Simen Nygård, Kristoffer Isaksen og David Skilbrei i bacheloroppgaven "Vurdering av bæresystemer i småblokker" med tillatelse fra Standard Online AS 05/2017. Standard Online er ikke ansvarlig for eventuelle feil i gjengitt materiale. Se www.standard.no

Lykke til med oppgaven.

Med vennlig hilsen /Best regards
Standard Online AS
Tove Bakke
Seniorkonsulent

Standard Online AS
Postboks 252
NO-1326 Lysaker
Besøksadresse: Mustads vei 1
Mobil 45 21 71 68
Telefaks 67 83 87 01
tba@standard.no
www.standard.no

Vedlegg B

Naturlaster

1. EC1-SNØ-001**SNØLAST PÅ TAK**

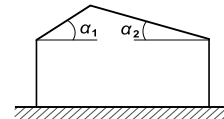
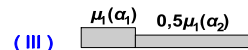
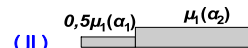
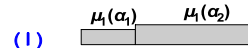
Eurokode 1 (EC1) Laster på konstruksjoner, Snølast , EN1991-1-3:2003

2. Snølast på mark

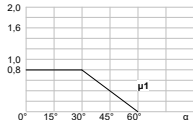
(EN1991-1-3 §4, Tillegg C)

Karakteristiske verdier av snølast på mark: $s_k=3,000 \text{ kN/m}^2$ **3. Snølast på tak**

saltak tak (EC1-1-3 §5.3.3))

Takvinkel : $\alpha_1=0,000^\circ$ Takvinkel : $\alpha_2=0,000^\circ$ Eksponeeringsfaktor : $C_e=1,000$ (EC1-1-3 §5.2(7))Termisk faktor : $C_t=1,000$ (EC1-1-3 §5.2(8))

(EC1 EN1991-1-3:2003 §5)

**3.1. Formfaktorer**

(EN1991-1-3 §5.3)

Formfaktorer, $\alpha_1=0,00^\circ$, $\alpha_2=0,00^\circ$, $\mu_1(\alpha_1)=0,800$, $\mu_1(\alpha_2)=0,800$

(Tabell15.2)

 $S(\alpha_1)=\mu_1(\alpha_1) \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k=0,800 \times 1,000 \times 1,000 \times 3,000=2,400 \text{ kN/m}^2$

(EC1-1-3 §5.2)

 $S(\alpha_2)=\mu_1(\alpha_2) \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k=0,800 \times 1,000 \times 1,000 \times 3,000=2,400 \text{ kN/m}^2$ **3.2. Snølast**

(EN1991-1-3 §5.3.3)

Lasttilfelle (I) , $S(\text{Venstre})=S(\alpha_1) = 2,400 \text{ kN/m}^2$, $S(\text{Hoyre})=S(\alpha_2) = 2,400 \text{ kN/m}^2$ Lasttilfelle (II) , $S(\text{Venstre})=0,5 \times S(\alpha_1)=1,200 \text{ kN/m}^2$, $S(\text{Hoyre})=S(\alpha_2) = 2,400 \text{ kN/m}^2$ Lasttilfelle (III) , $S(\text{Venstre})=S(\alpha_1) = 2,400 \text{ kN/m}^2$, $S(\text{Hoyre})=0,5 \times S(\alpha_2)=1,200 \text{ kN/m}^2$

1. Snølast på tak 2**SNØLAST PÅ TAK**

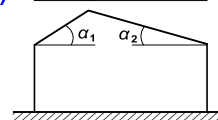
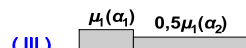
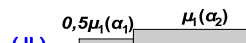
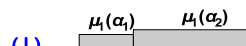
Eurokode 1 (EC1) Laster på konstruksjoner, Snølast, EN1991-1-3:2003

2. Snølast på mark

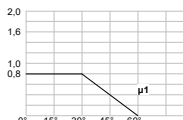
(EN1991-1-3 §4, Tillegg C)

Karakteristiske verdier av snølast på mark: $s_k=3,000 \text{ kN/m}^2$ **3. Snølast på tak**

saltak tak (EC1-1-3 §5.3.3))

Takvinkel : $\alpha_1=14,000^\circ$ Takvinkel : $\alpha_2=14,000^\circ$ Eksponeeringsfaktor : $C_e=1,000$ (EC1-1-3 §5.2(7))Termisk faktor : $C_t=1,000$ (EC1-1-3 §5.2(8))

(EC1 EN1991-1-3:2003 §5)

**3.1. Formfaktorer**

(EN1991-1-3 §5.3)

Formfaktorer, $\alpha_1=14,00^\circ$, $\alpha_2=14,00^\circ$, $\mu_1(\alpha_1)=0,800$, $\mu_1(\alpha_2)=0,800$

(Tabell 15.2)

 $S(\alpha_1)=\mu_1(\alpha_1) \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k=0,800 \times 1,000 \times 1,000 \times 3,000=2,400 \text{ kN/m}^2$

(EC1-1-3 §5.2)

 $S(\alpha_2)=\mu_1(\alpha_2) \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k=0,800 \times 1,000 \times 1,000 \times 3,000=2,400 \text{ kN/m}^2$ **3.2. Snølast**

(EN1991-1-3 §5.3.3)

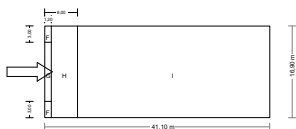
Lasttilfelle (I), $S(\text{Venstre})=S(\alpha_1)=2,400 \text{ kN/m}^2$, $S(\text{Hoyre})=S(\alpha_2)=2,400 \text{ kN/m}^2$ Lasttilfelle (II), $S(\text{Venstre})=0,5 \times S(\alpha_1)=1,200 \text{ kN/m}^2$, $S(\text{Hoyre})=S(\alpha_2)=2,400 \text{ kN/m}^2$ Lasttilfelle (III), $S(\text{Venstre})=S(\alpha_1)=2,400 \text{ kN/m}^2$, $S(\text{Hoyre})=0,5 \times S(\alpha_2)=1,200 \text{ kN/m}^2$

1. Vind0 - Gav1**VINDTRYKK PÅ TAKER**

Eurokode 1 (EC1) Laster på konstruksjoner, Vindlast , EN1991-1-4:2005

1.1. Flate tak

Bygningshøyde : h= 6,00 m
 Bygningsbredde på tvers av vind: b= 16,90 m
 Bygningsdybde : d= 41,10 m

**1.2. Basisvindhastigheten**

(EN1991-1-4, §4.2)

$v_{b0}=29,00$ m/s, Norway NS-EN, Sone: 2
 $v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b0} = 29,00$ m/s

1.3. Terrengvirkninger

(EN1991-1-4, §4.3.2, Tillegg A)

Terrengkategori : III

(EN1991-1-4, Tab.4.1)

Område med jevnt dekke av vegetasjon eller bygninger (landsbyer, forstadsterreng, skog)

Ruhetsfaktor $C_r(z)$

(EN1991-1-4, §4.3.2)

Terrengkategori: III, $z=6,000$ m, $z_0=0,300$ m, $z_{min}=5$ m, $z_{max}:=200$ m, $z_{0II}=0,050$ m $k_r=0,19 \cdot (0,300/0,05)^{0,07}=0,215$ $C_r(z)=k_r \cdot \ln(z/z_0)=0,215 \times \ln(6,000/0,300)=0,645$ **Terrengformfaktor $C_o(z)$**

(EN1991-1-4, §4.3.3)

 $H/L_u=0/0=0,00$, $H/L_u=0,00 \leq 0,05$, $L_e=0,10$ m

(EN1991-1-4, Tab.A.2)

 $C_o(z)=1,000$

(Lign.A.1)

Turbulensfaktor K_t

(EN1991-1-4, §4.4)

 $K_t=1,000$ **Eksponeeringsfaktor $C_e(z)$**

(EN1991-1-4, §4.5)

Terrengkategori: III

(EN1991-1-4, Tab.4.1)

 $z=6,00$ m, $k_r=0,215$, $l_v(z)=0,334$, $C_e(z)=1,389$

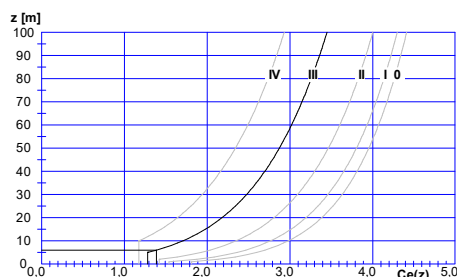
(EC1 EN1991-1-4:2005, Lign.A. 4.8,4.7,4.4,4.3)

 $q(z)=C_e(z) \cdot (\frac{1}{2}\rho) \cdot V_b^2=[0,001] \times 1,389 \times 0,625 \times 29,00^2=0,730$ kN/m²**1.4. Vind koeffisient $q(z)=C_e(z) \cdot q_b = C_e(z) \cdot (0,625) \cdot V_b^2$**

(EN1991-1-4, §4.5)

$V_b=29$
 00m/sec
 $z=6$
 000m
 $C_r(z)=0$
 645

$q(z)=C_e(z) \cdot (\frac{1}{2}\rho) \cdot V_b^2$
 $= [0,001] \times 1,389 \times 0,625 \times 29,00^2$
 $= 0,730$ kN/m²



1.5. Vindkrefter på flate tak, vindretninger: 0,00

(EN1991-1-4, §7.2.3)

Formfaktor Cpe

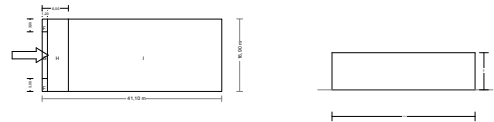
(EN1991-1-4, Tab. 7.2)

vindretninger: $\theta=0,00$

b=16,90m, d=41,10m, h=6,00m, e=min(b,2h)=12,00m

e/4=3,00m, e/10=1,20m, e/2=6,00m

Taktype: Skarp takavslutning

Sone : F, A= 3,60m², Cpe,10=-1,80, Cpe,1=-2,50Sone : G, A= 13,08m², Cpe,10=-1,20, Cpe,1=-2,00Sone : H, A= 81,12m², Cpe,10=-0,70, Cpe,1=-1,20Sone : I, A= 593,19m², Cpe,10=±0,20, Cpe,1=±0,20**Vindtrykk på takoverflater $w_e=q(z) \cdot Cpe=0,730 \times Cpe$ [kN/m²]**

(EN1991-1-4, 5.1)

F		G		H		I	
we,10	we,1	we,10	we,1	we,10	we,1	we,10	we,1
-1,314	-1,826	-0,876	-1,460	-0,511	-0,876	+0,146	-0,146

Vindkrefter på takoverflater $Q_e=we,10 \cdot A$ [kN]

F		G		H		I	
Q=	-4,732 kN	Q=	-11,461 kN	Q=	-41,464 kN	Q=	±86,629 kN

Total kraft på takoverflate (summen av alle områder) : F = -149,0 kN

Totalt moment av takkrefter rundt venstre kant : My = -2177,1 kNm

Totalt moment av takkrefter rundt toppkant : Mx = -1259,2 kNm

1. Vind0 - Langside**VINDTRYKK PÅ TAKER**

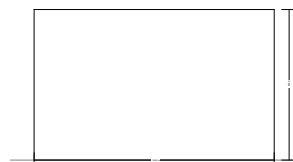
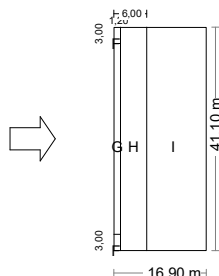
Eurokode 1 (EC1) Laster på konstruksjoner, Vindlast , EN1991-1-4:2005

1.1. Flate tak

Bygningshøyde : h= 6,00 m

Bygningsbredde på tvers av vind: b= 41,10 m

Bygningsdybde : d= 16,90 m

**1.2. Basisvindhastigheten**

(EN1991-1-4, §4.2)

vbo=29,00 m/s, Norway NS-EN, Sone: 2

vb= Cdir · Cseason · Vbo = 29,00 m/s

1.3. Terrengvirkninger

(EN1991-1-4, §4.3.2, Tillegg A)

Terrengkategori : III

(EN1991-1-4, Tab.4.1)

Område med jevnt dekke av vegetasjon eller bygninger (landsbyer, forstadsterreng, skog)

Ruhetsfaktor Cr(z)

(EN1991-1-4, §4.3.2)

Terrengkategori: III, z=6,000m, zo=0,300m, zmin=5m, zmax:=200m, zoII=0,050m

kr=0,19 · (0,300/0,05)^{0,07}=0,215

Cr(z)=kr · ln(z/zo)=0,215 × ln(6,000/0,300)=0,645

Terrengformfaktor Co(z)

(EN1991-1-4, §4.3.3)

H/Lu=0/0=0,00, H/Lu=0,00<=0,05, Le=0,10 m

(EN1991-1-4, Tab.A.2)

Co(z)=1,000

(Lign.A.1)

Turbulensfaktor Kt

(EN1991-1-4, §4.4)

Kt=1,000

Eksponeeringsfaktor Ce(z)

(EN1991-1-4, §4.5)

Terrengkategori: III

(EN1991-1-4, Tab.4.1)

z= 6,00 m, kr=0,215, lv(z)=0,334, Ce(z)= 1,389

(EC1 EN1991-1-4:2005, Lign.A. 4.8,4.7,4.4,4.3)

q(z)=Ce(z) · (½ρ) · Vb²=[0,001] × 1,389 × 0,625 × 29,00²=0,730 kN/m²

1.4. Vind koeffisient q(z)=Ce(z) · qb =Ce(z) · (0,625) · Vb²

(EN1991-1-4, §4.5)

Vb=29

00m/sec

z=6

000m

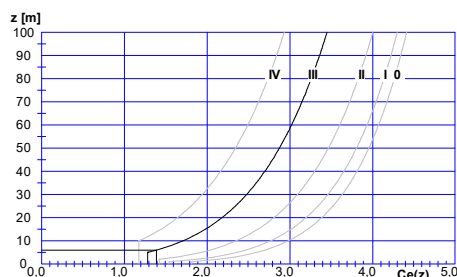
Cr(z)=0

645

q(z)=Ce(z) · (½ρ) · Vb²

=[0,001] × 1,389 × 0,625 × 29,00²

= 0,730 kN/m²



1.5. Vindkrefter på flate tak, vindretninger: 0,00

(EN1991-1-4, §7.2.3)

Formfaktor Cpe

(EN1991-1-4, Tab. 7.2)

vindretninger: $\theta=0,00$ $b=41,10\text{m}$, $d=16,90\text{m}$, $h=6,00\text{m}$, $e=\min(b,2h)=12,00\text{m}$ $e/4=3,00\text{m}$, $e/10=1,20\text{m}$, $e/2=6,00\text{m}$

Taktype: Skarp takavslutning

Sone : F, A= 3,60m², Cpe,10=-1,80, Cpe,1=-2,50Sone : G, A= 42,12m², Cpe,10=-1,20, Cpe,1=-2,00Sone : H, A= 197,28m², Cpe,10=-0,70, Cpe,1=-1,20Sone : I, A= 447,99m², Cpe,10=±0,20, Cpe,1=±0,20**Vindtrykk på takoverflater $w_e=q(z) \cdot C_{pe}=0,730 \times C_{pe}$ [kN/m²]**

(EN1991-1-4, 5.1)

F		G		H		I	
$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$
-1,314	-1,826	-0,876	-1,460	-0,511	-0,876	+0,146	-0,146

Vindkrefter på takoverflater $Q_e=w_{e,10} \cdot A$ [kN]

F		G		H		I	
Q=	-4,732 kN	Q=	-36,907 kN	Q=	-100,838 kN	Q=	±65,424 kN

Total kraft på takoverflate (summen av alle områder) : F = -212,6 kN

Totalt moment av takkrefter rundt venstre kant : My = -1079,4 kNm

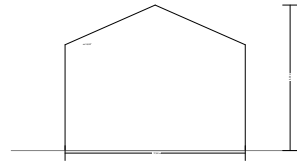
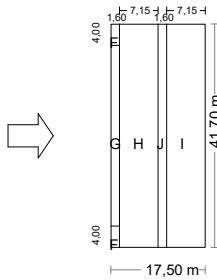
Totalt moment av takkrefter rundt toppkant : Mx = -4369,6 kNm

1. Vind - saltak**VINDTRYKK PÅ TAKER**

Eurokode 1 (EC1) Laster på konstruksjoner, Vindlast , EN1991-1-4:2005

1.1. Saltak

Bygningshøyde : $h = 8,00$ m
 Bygningsbredde på tvers av vind: $b = 41,70$ m
 Bygningsdybde : $d = 17,50$ m
 Takvinkel : $\alpha_1 = 14,00$ °
 Takvinkel : $\alpha_2 = 14,00$ °

**1.2. Basisvindhastigheten**

(EN1991-1-4, §4.2)

 $v_{bo} = 29,00$ m/s, Norway NS-EN, Sone: 2 $v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{bo} = 29,00$ m/s**1.3. Terrengvirkninger**

(EN1991-1-4, §4.3.2, Tillegg A)

Terrengkategori : III

(EN1991-1-4, Tab.4.1)

Område med jevnt dekke av vegetasjon eller bygninger (landsbyer, forstadsterreng, skog)

Ruhetsfaktor $C_r(z)$

(EN1991-1-4, §4.3.2)

Terrengkategori: III, $z = 8,000$ m, $z_o = 0,300$ m, $z_{min} = 5$ m, $z_{max} = 200$ m, $z_{oII} = 0,050$ m $k_r = 0,19 \cdot (0,300/0,05)^{0,07} = 0,215$ $C_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_o) = 0,215 \times \ln(8,000/0,300) = 0,707$ **Terrengformfaktor $C_o(z)$**

(EN1991-1-4, §4.3.3)

 $H/L_u = 0/0 = 0,00$, $H/L_u = 0,00 \leq 0,05$, $L_e = 0,10$ m

(EN1991-1-4, Tab.A.2)

 $C_o(z) = 1,000$

(Lign.A.1)

Turbulensfaktor K_t

(EN1991-1-4, §4.4)

 $K_t = 1,000$ **Eksponeeringsfaktor $C_e(z)$**

(EN1991-1-4, §4.5)

Terrengkategori: III

(EN1991-1-4, Tab.4.1)

 $z = 8,00$ m, $k_r = 0,215$, $l_v(z) = 0,305$, $C_e(z) = 1,566$

(EC1 EN1991-1-4:2005, Lign.A. 4.8, 4.7, 4.4, 4.3)

 $q(z) = C_e(z) \cdot (\frac{1}{2} \rho) \cdot v_b^2 = [0,001] \times 1,566 \times 0,625 \times 29,00^2 = 0,823$ kN/m²

1.4. Vind koeffisient $q(z)=C_e(z) \cdot q_b = C_e(z) \cdot (0,625) \cdot V_b^2$

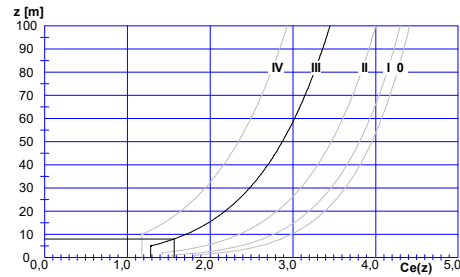
(EN1991-1-4, §4.5)

$V_b=29$
 00m/sec
 $z=8$
 000m
 $C_r(z)=0$
 707

$$q(z) = C_e(z) \cdot (\frac{1}{2}\rho) \cdot V_b^2$$

$$= [0,001] \times 1,566 \times 0,625 \times 29,00^2$$

$$= 0,823 \text{ kN/m}^2$$



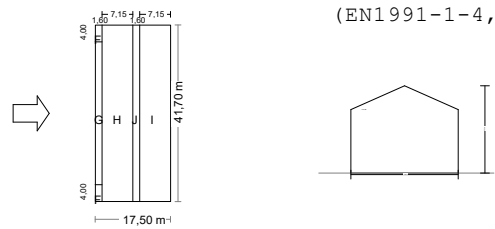
1.5. Vindkrefter på saltak, vindretninger: 0,00

(EN1991-1-4, §7.2.5)

Formfaktor C_{pe}

vindretninger: $\theta=0,00$
 $b=41,70\text{m}$, $d=17,50\text{m}$, $h=8,00\text{m}$, $e=\min(b,2h)=16,00\text{m}$
 $e/4=4,00\text{m}$, $e/10=1,60\text{m}$, $e/2=8,00\text{m}$
 Takvinkel: $\alpha=14,000$

(EN1991-1-4, Tab. 7.4a)



- Sone : F, A= 6,60m², $C_{pe,10}=-0,98$, $C_{pe,1}=-2,05$
- Sone : F, A= 6,60m², $C_{pe,10}=+0,18$, $C_{pe,1}=+0,18$
- Sone : G, A= 55,57m², $C_{pe,10}=-0,84$, $C_{pe,1}=-1,55$
- Sone : G, A= 55,57m², $C_{pe,10}=+0,18$, $C_{pe,1}=+0,18$
- Sone : H, A= 307,28m², $C_{pe,10}=-0,33$, $C_{pe,1}=-0,39$
- Sone : H, A= 307,28m², $C_{pe,10}=+0,18$, $C_{pe,1}=+0,18$
- Sone : I, A= 307,28m², $C_{pe,10}=-0,42$, $C_{pe,1}=-0,42$
- Sone : I, A= 307,28m², $C_{pe,10}=-0,06$, $C_{pe,1}=-0,06$
- Sone : J, A= 68,76m², $C_{pe,10}=-0,88$, $C_{pe,1}=-1,33$
- Sone : J, A= 68,76m², $C_{pe,10}=-0,06$, $C_{pe,1}=-0,06$

Vindtrykk på takoverflater $w_e=q(z) \cdot C_{pe}=0,823 \times C_{pe}$ [kN/m²]

(EN1991-1-4, 5.1)

F		G		H		I		J	
$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$
-0,807	-1,688	-0,692	-1,276	-0,272	-0,321	-0,346	-0,346	-0,725	-1,095
+0,148	+0,148	+0,148	+0,148	+0,148	+0,148	-0,049	-0,049	-0,049	-0,049

Vindkrefter på takoverflater $Q_e=w_{e,10} \cdot A$ [kN]

F		G		H		I		J	
$Q_e = -5,322 \text{ kN}$	$Q_e = -38,434 \text{ kN}$	$Q_e = -83,491 \text{ kN}$	$Q_e = -106,261 \text{ kN}$	$Q_e = -49,822 \text{ kN}$	$Q_e = -3,397 \text{ kN}$	$Q_e = -3,397 \text{ kN}$	$Q_e = -3,397 \text{ kN}$	$Q_e = -3,397 \text{ kN}$	$Q_e = -3,397 \text{ kN}$
$Q_e = +0,978 \text{ kN}$	$Q_e = +8,236 \text{ kN}$	$Q_e = +45,541 \text{ kN}$	$Q_e = -15,180 \text{ kN}$	$Q_e = -15,180 \text{ kN}$	$Q_e = -15,180 \text{ kN}$	$Q_e = -15,180 \text{ kN}$	$Q_e = -15,180 \text{ kN}$	$Q_e = -15,180 \text{ kN}$	$Q_e = -15,180 \text{ kN}$

Total kraft på takoverflate (summen av alle områder) : $F_1 = -288,7 \text{ kN}$, $F = 37,2 \text{ kN}$
 Totalt moment av takkrefter rundt venstre kant : $M_{y1} = -1434,1 \text{ kNm}$, $M_y = 127,0 \text{ kNm}$
 Totalt moment av takkrefter rundt toppkant : $M_{x1} = -6018,4 \text{ kNm}$, $M_x = 774,7 \text{ kNm}$

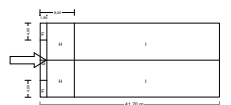
1.6. Vindkrefter på saltak, vindretninger: 90,00

(EN1991-1-4, §7.2.5)

Formfaktor Cpe

(EN1991-1-4, Tab. 7.4a)

vindretninger: $\theta=90,00$
 $b=17,50\text{m}$, $d=41,70\text{m}$, $h=8,00\text{m}$, $e=\min(b,2h)=16,00\text{m}$
 $e/4=4,00\text{m}$, $e/10=1,60\text{m}$, $e/2=8,00\text{m}$
 Takvinkel: $\alpha=14,000$



Sone : F, $A= 6,60\text{m}^2$, $C_{pe,10}=-1,33$, $C_{pe,1}=-2,02$
 Sone : G, $A= 15,67\text{m}^2$, $C_{pe,10}=-1,30$, $C_{pe,1}=-2,00$
 Sone : H, $A= 115,43\text{m}^2$, $C_{pe,10}=-0,61$, $C_{pe,1}=-1,20$
 Sone : I, $A= 607,80\text{m}^2$, $C_{pe,10}=-0,51$, $C_{pe,1}=-0,51$

Vindtrykk på takoverflater $w_e=q(z) \cdot C_{pe}=0,823 \times C_{pe}$ [kN/m^2]

(EN1991-1-4, 5.1)

F		G		H		I	
$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$
-1,095	-1,663	-1,070	-1,647	-0,502	-0,988	-0,420	-0,420

Vindkrefter på takoverflater $Q_e=w_{e,10} \cdot A$ [kN]

F		G		H		I	
Q_e	-7,223 kN	Q_e	-16,768 kN	Q_e	-57,974 kN	Q_e	-255,224 kN

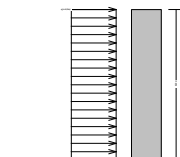
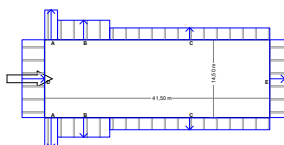
Total kraft på takoverflate (summen av alle områder) : $F = -344,4$ kN
 Totalt moment av takkrefter rundt venstre kant : $M_y = -2991,9$ kNm
 Totalt moment av takkrefter rundt toppkant : $M_x = -6599,2$ kNm

1. Vind - gavlvegg**VINDTRYKK PÅ VERTIKALE VEGGER**

Eurokode 1 (EC1) Laster på konstruksjoner, Vindlast , EN1991-1-4:2005

1.1. Rektangulær bygning

Bygningshøyde : $h = 6,00$ m
 Bygningsbredde på tvers av vind: $b = 14,50$ m
 Bygningsdybde : $d = 41,50$ m

**1.2. Basisvindhastigheten**

(EN1991-1-4, §4.2)

$v_{bo} = 29,00$ m/s, Norway NS-EN, Sone: 2
 $v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{bo} = 29,00$ m/s

1.3. Terrengvirkninger

(EN1991-1-4, §4.3.2, Tillegg A)

Terrengkategori : III

(EN1991-1-4, Tab.4.1)

Område med jevnt dekke av vegetasjon eller bygninger (landsbyer, forstadsterreng, skog)

Ruhetsfaktor $C_r(z)$

(EN1991-1-4, §4.3.2)

Terrengkategori: III, $z = 6,000$ m, $z_o = 0,300$ m, $z_{min} = 5$ m, $z_{max} = 200$ m, $z_{oII} = 0,050$ m $k_r = 0,19 \cdot (0,300/0,05)^{0,07} = 0,215$ $C_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_o) = 0,215 \times \ln(6,000/0,300) = 0,645$ **Terrengformfaktor $C_o(z)$**

(EN1991-1-4, §4.3.3)

 $H/L_u = 0/0 = 0,00$, $H/L_u = 0,00 \leq 0,05$, $L_e = 0,10$ m

(EN1991-1-4, Tab.A.2)

 $C_o(z) = 1,000$

(Lign.A.1)

Turbulensfaktor K_t

(EN1991-1-4, §4.4)

 $K_t = 1,000$ **Eksponeeringsfaktor $C_e(z)$**

(EN1991-1-4, §4.5)

Terrengkategori: III

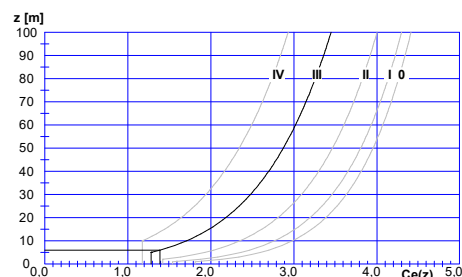
(EN1991-1-4, Tab.4.1)

 $z = 6,00$ m, $k_r = 0,215$, $l_v(z) = 0,334$, $C_e(z) = 1,389$

(EC1 EN1991-1-4:2005, Lign.A. 4.8, 4.7, 4.4, 4.3)

 $q(z) = C_e(z) \cdot (\frac{1}{2} \rho) \cdot V_b^2 = [0,001] \times 1,389 \times 0,625 \times 29,00^2 = 0,730$ kN/m²**1.4. Vind koeffisient $q(z) = C_e(z) \cdot q_b = C_e(z) \cdot (0,625) \cdot V_b^2$**

(EN1991-1-4, §4.5)

 $V_b = 29,00$ m/sec $z = 6,00$ m, $C_r(z) = 0,645$, $C_o(z) = 1,000$, $K_t = 1,000$ $q(z) = C_e(z) \cdot (\frac{1}{2} \rho) \cdot V_b^2 = [10^{-3}] C_e(z) \times 0,625 \times 29,00^2$ kN/m² $c(z) = 1,389$ $q(z) = [10^{-3}] \times 1,389 \times 0,625 \times 29,00^2 = 0,73$ kN/m²

1.5. Vindkrefter på vertikale vegger

(EN1991-1-4, §7.2.2)

Formfaktor Cpe

(EN1991-1-4, Tab.7.1)

h/d=6,00/41,50=0,145, e=12,00m

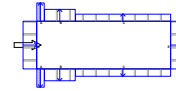
Sone : A, (2,40xh), Cpe,10=-1,20, Cpe,1=-1,40

Sone : B, (9,60xh), Cpe,10=-0,80, Cpe,1=-1,10

Sone : C, (29,50xh), Cpe,10=-0,50, Cpe,1=-0,50

Sone : D, (14,50xh), Cpe,10= 0,70, Cpe,1= 1,00

Sone : E, (14,50xh), Cpe,10=-0,30, Cpe,1=-0,30

**Vindtrykk på veggoverflater $w_e=q(z) \cdot C_{pe}$ [kN/m²]**

(EN1991-1-4, 5.1)

	A		B		C		D		E	
	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$
z= 6,00~ 0,00m,	-0,876	-1,022	-0,584	-0,803	-0,365	-0,365	0,511	0,730	-0,219	-0,219

Vindkrefter på veggoverflater $F_w=w_e \cdot A$ [kN]

	zc [m]	dz [m]	A (2,40m)	B (9,60m)	C (29,50m)	D (14,50m)	E (14,50m)
			F_w [kN]	F_w [kN]	F_w [kN]	F_w [kN]	F_w [kN]
z= 6,00~ 0,00m,	3,00	6,00	-12,618	-33,648	-64,623	44,469	-19,058

Vindkrefter [kN] på veggoverflater, og momenter [kNm] rundt fot

Sone : A, Kraft $F_w = -12,62$ kN, $z_c = 3,00$ m, Moment $M_w = z_c \cdot F_w = 37,85$ kNm
 Sone : B, Kraft $F_w = -33,65$ kN, $z_c = 3,00$ m, Moment $M_w = z_c \cdot F_w = 100,94$ kNm
 Sone : C, Kraft $F_w = -64,62$ kN, $z_c = 3,00$ m, Moment $M_w = z_c \cdot F_w = 193,87$ kNm
 Sone : D, Kraft $F_w = 44,47$ kN, $z_c = 3,00$ m, Moment $M_w = z_c \cdot F_w = 133,41$ kNm
 Sone : E, Kraft $F_w = -19,06$ kN, $z_c = 3,00$ m, Moment $M_w = z_c \cdot F_w = 57,17$ kNm

1. Vind - langvegg**VINDTRYKK PÅ VERTIKALE VEGGER**

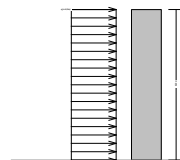
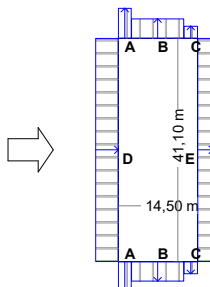
Eurokode 1 (EC1) Laster på konstruksjoner, Vindlast , EN1991-1-4:2005

1.1. Rektangulær bygning

Bygningshøyde : h= 6,00 m

Bygningsbredde på tvers av vind: b= 41,10 m

Bygningsdybde : d= 14,50 m

**1.2. Basisvindhastigheten**

(EN1991-1-4, §4.2)

vbo=29,00 m/s, Norway NS-EN, Sone: 2

vb= Cdir · Cseason · Vbo = 29,00 m/s

1.3. Terrengvirkninger

(EN1991-1-4, §4.3.2, Tillegg A)

Terrengkategori : III

(EN1991-1-4, Tab.4.1)

Område med jevnt dekke av vegetasjon eller bygninger (landsbyer, forstadsterreng, skog)

Ruhetsfaktor Cr(z)

(EN1991-1-4, §4.3.2)

Terrengkategori: III, z=6,000m, zo=0,300m, zmin=5m, zmax:=200m, zoII=0,050m

kr=0,19 · (0,300/0,05)^{0,07}=0,215

Cr(z)=kr · ln(z/zo)=0,215 · ln(6,000/0,300)=0,645

Terrengformfaktor Co(z)

(EN1991-1-4, §4.3.3)

H/Lu=0/0=0,00, H/Lu=0,00<=0,05, Le=0,10 m

(EN1991-1-4, Tab.A.2)

Co(z)=1,000

(Lign.A.1)

Turbulensfaktor Kt

(EN1991-1-4, §4.4)

Kt=1,000

Eksponeeringsfaktor Ce(z)

(EN1991-1-4, §4.5)

Terrengkategori: III

(EN1991-1-4, Tab.4.1)

z= 6,00 m, kr=0,215, lv(z)=0,334, Ce(z)= 1,389

(EC1 EN1991-1-4:2005, Lign.A. 4.8,4.7,4.4,4.3)

q(z)=Ce(z) · (½ρ) · Vb²=[0,001]x1,389x0,625x29,00²=0,730 kN/m²

1.4. Vind koeffisient q(z)=Ce(z) · qb =Ce(z) · (0,625) · Vb²

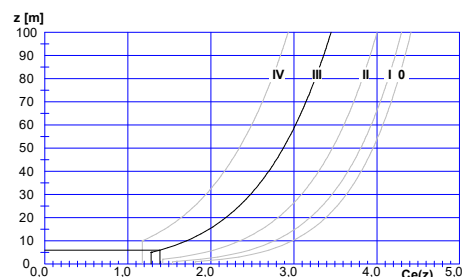
(EN1991-1-4, §4.5)

Vb=29,00m/sec

z=6,00m, Cr(z)=0,645, Co(z)=1,000, Kt=1,000

q(z)=Ce(z) · (½ρ) · Vb²=[10⁻³]Ce(z)x0,625x29,00² kN/m²

c(z)= 1,389

q(z)=[10⁻³]x1,389x0,625x29,00²= 0,73 kN/m²

1.5. Vindkrefter på vertikale vegger

(EN1991-1-4, §7.2.2)

Formfaktor Cpe

$$h/d=6,00/14,50=0,414, \quad e=12,00\text{m}$$

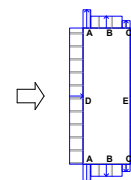
$$\text{Sone : A, (2,40xh), } C_{pe,10}=-1,20, C_{pe,1}=-1,40$$

$$\text{Sone : B, (9,60xh), } C_{pe,10}=-0,80, C_{pe,1}=-1,10$$

$$\text{Sone : C, (2,50xh), } C_{pe,10}=-0,50, C_{pe,1}=-0,50$$

$$\text{Sone : D, (41,10xh), } C_{pe,10}= 0,80, C_{pe,1}= 1,00$$

$$\text{Sone : E, (41,10xh), } C_{pe,10}=-0,34, C_{pe,1}=-0,34$$



(EN1991-1-4, Tab.7.1)

Vindtrykk på veggoverflater $w_e=q(z) \cdot C_{pe}$ [kN/m²]

(EN1991-1-4, 5.1)

	A		B		C		D		E	
	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$
$z= 6,00 \sim 0,00\text{m,}$	-0,876	-1,022	-0,584	-0,803	-0,365	-0,365	0,584	0,730	-0,251	-0,251

Vindkrefter på veggoverflater $F_w=w_e \cdot A$ [kN]

	z_c [m]	d_z [m]	A (2,40m)	B (9,60m)	C (2,50m)	D (41,10m)	E (41,10m)
			F_w [kN]	F_w [kN]	F_w [kN]	F_w [kN]	F_w [kN]
$z= 6,00 \sim 0,00\text{m,}$	3,00	6,00	-12,618	-33,648	-5,477	144,054	-61,885

Vindkrefter [kN] på veggoverflater, og momenter [kNm] rundt fot

$$\text{Sone : A, Kraft } F_w = -12,62 \text{ kN, } z_c = 3,00\text{m, Moment } M_w = z_c \cdot F_w = 37,85 \text{ kNm}$$

$$\text{Sone : B, Kraft } F_w = -33,65 \text{ kN, } z_c = 3,00\text{m, Moment } M_w = z_c \cdot F_w = 100,94 \text{ kNm}$$

$$\text{Sone : C, Kraft } F_w = -5,48 \text{ kN, } z_c = 3,00\text{m, Moment } M_w = z_c \cdot F_w = 16,43 \text{ kNm}$$

$$\text{Sone : D, Kraft } F_w = 144,05 \text{ kN, } z_c = 3,00\text{m, Moment } M_w = z_c \cdot F_w = 432,16 \text{ kNm}$$

$$\text{Sone : E, Kraft } F_w = -61,89 \text{ kN, } z_c = 3,00\text{m, Moment } M_w = z_c \cdot F_w = 185,66 \text{ kNm}$$

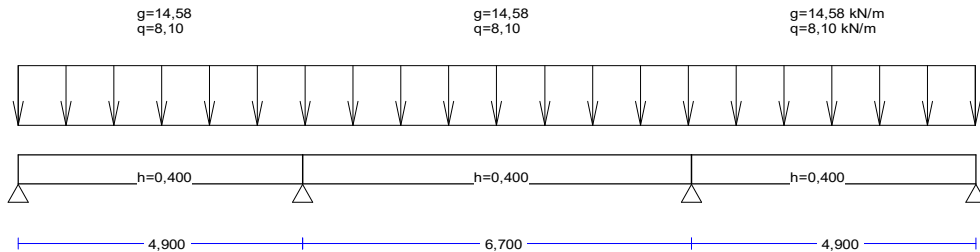
Vedlegg C

Bjelker

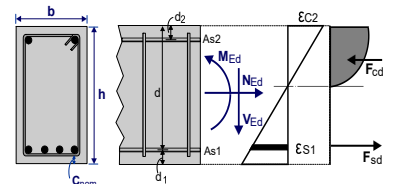
1. HD-bjelke**Kontinuerlig bjelke med fordelt last**

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

B35 - B500C

**Dimensjonering av Betong**

Betong- og stålqualität: B35-B500C (EC2 §3)
 Beskrivelse av miljøet : XC1 (EC2 §4.4.1)
 Betongoverdekning : C_{nom}=15 mm (EC2 §4.4.1)
 Egenvekt betong : 25,0 kN/m³
 $\gamma_c=1,50$, $\gamma_s=1,15$ (EC2 Tabell 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 1,00 \times 35 / 1,50 = 23,33$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05} / \gamma_c = 1,00 \times 2,2 / 1,50 = 1,47$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435$ MPa (EC2 §3.2.7)
 Betongens elastisitetmodul $E_{cm}=34,0$ GPa

**2. Dimensjoner, laster**Kontinuerlig bjelke (rektangulært tverrsnitt), antall felt=3Lastfaktorer : $\gamma_G=1,35$, $\gamma_Q=1,50$, $\xi \cdot \gamma_G=0,89 \times 1,35=1,20$ (EC0 Tillegg A1)Kombinasjon av variable laster : $\psi_0=0,70$, $\psi_1=0,50$, $\psi_2=0,30$ Effektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\varnothing_s+1,1\varnothing=15+8+1,1 \times 16=41$ mmSpenn, bredder, tykkelser, laster i felter (g=egenvekt + permanentlast, q=variabel last)Felt -1 L= 4,90m $b_w=0,150$ m $b_{eff}=0,150$ m $h=0,400$ m $g=1,50+14,58=16,08$ kN/m $q=8,10$ kN/mFelt -2 L= 6,70m $b_w=0,150$ m $b_{eff}=0,150$ m $h=0,400$ m $g=1,50+14,58=16,08$ kN/m $q=8,10$ kN/mFelt -3 L= 4,90m $b_w=0,150$ m $b_{eff}=0,150$ m $h=0,400$ m $g=1,50+14,58=16,08$ kN/m $q=8,10$ kN/m**3. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)**

(EC2 §6.1, §9.3.1)

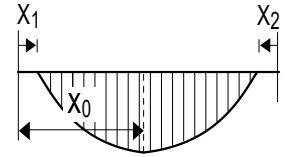
Last (STR) $q_{ed1}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1,35g + 1,50 \times 0,70q = 1,35 \times 16,08 + 1,05 \times 8,10 = 30,21$ kN/m $q_{ed2}=\xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0,89 \times 1,35g + 1,50q = 1,20 \times 16,08 + 1,50 \times 8,10 = 31,45$ kN/mLast (STR) $q_{ed1}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1,35g + 1,50 \times 0,70q = 1,35 \times 16,08 + 1,05 \times 8,10 = 30,21$ kN/m $q_{ed2}=\xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0,89 \times 1,35g + 1,50q = 1,20 \times 16,08 + 1,50 \times 8,10 = 31,45$ kN/mLast (STR) $q_{ed1}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1,35g + 1,50 \times 0,70q = 1,35 \times 16,08 + 1,05 \times 8,10 = 30,21$ kN/m $q_{ed2}=\xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0,89 \times 1,35g + 1,50q = 1,20 \times 16,08 + 1,50 \times 8,10 = 31,45$ kN/m

Tverrsnittverdier (areal A, treghetsmoment I_{yy}, tyngdepunkt hc)

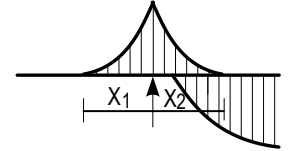
Felt -1 L= 4,900m, A=0,06000m² (6,00E+004mm²), I_{yy}=0,00080m⁴ (8,00E+008mm⁴), z_c=0,000m (0mm)
 Felt -2 L= 6,700m, A=0,06000m² (6,00E+004mm²), I_{yy}=0,00080m⁴ (8,00E+008mm⁴), z_c=0,000m (0mm)
 Felt -3 L= 4,900m, A=0,06000m² (6,00E+004mm²), I_{yy}=0,00080m⁴ (8,00E+008mm⁴), z_c=0,000m (0mm)

4. Skjærkraft og bøyningmomentMaksimum feltmoment for lastkombinasjoner 1,20g+1,50q

Felt -1, Med= 61,55 kNm, x_o=1,978 m, x₁=0,000m, x₂=0,943m
 Felt -2, Med= 81,56 kNm, x_o=3,350 m, x₁=1,073m, x₂=1,073m
 Felt -3, Med= 61,55 kNm, x_o=2,922 m, x₁=0,943m, x₂=0,000m

Maksimum støttemoment for lastkombinasjon 1,20g+1,50q

Opplager-0, Med= 0,00 kNm, x₁=0,000 m, x₂=0,000 m
 Opplager-1, Med=-114,86 kNm, x₁=1,491 m, x₂=1,304 m
 Opplager-2, Med=-114,86 kNm, x₁=1,304 m, x₂=1,491 m
 Opplager-3, Med= 0,00 kNm, x₁=0,000 m, x₂=0,000 m

Maksimum skjærkraft for lastkombinasjoner 1,20g+1,50q

Felt -1, Ved,A= 62,22 kN, Ved,B=-100,48 kN
 Felt -2, Ved,A= 108,58 kN, Ved,B=-108,58 kN
 Felt -3, Ved,A= 100,48 kN, Ved,B= -62,22 kN

Maksimum reaksjonskrefter fra egenlast og nyttelast (R_g og R_q)

Opplager-0, R_g(x₁,20)= 33,50 kN, R_q(x₁,50)= 26,34 kN
 Opplager-1, R_g(x₁,20)= 125,69 kN, R_q(x₁,50)= 83,37 kN
 Opplager-2, R_g(x₁,20)= 125,69 kN, R_q(x₁,50)= 83,37 kN
 Opplager-3, R_g(x₁,20)= 33,50 kN, R_q(x₁,50)= 26,34 kN

5. Dimensjonerende verdier for laster, skjærkraft og bøyningmoment

Dimensjonerende moment etter omfordeling av moment med 0% (EC2 §5.5)

Reduksjon i ytterkant av opplager, (b_{sup}=0,20 m) (EC2 §5.3.2.2.3)

Kontroll for minimumsverdier,

(0,65q₁ (EC2 §5.3.2.2.3N))

Maksimum feltmoment og maksimum skjærkraft for lastkombinasjoner 1,20g+1,50q

Felt -1, Med= 61,55 kNm, Ved,A= 59,07 kN, Ved,B= -97,34 kN
 Felt -2, Med= 81,56 kNm, Ved,A= 105,43 kN, Ved,B=-105,43 kN
 Felt -3, Med= 61,55 kNm, Ved,A= 97,34 kN, Ved,B= -59,07 kN

Maksimum støttemoment for lastkombinasjon 1,20g+1,50q

Opplager-0, Med= 0,00 kNm, x₁=0,000 m, x₂=0,000 m
 Opplager-1, Med=-104,82 kNm, x₁=1,491 m, x₂=1,304 m
 Opplager-2, Med=-104,82 kNm, x₁=1,304 m, x₂=1,491 m
 Opplager-3, Med= 0,00 kNm, x₁=0,000 m, x₂=0,000 m

Maksimum skjærkrefter i avstand d fra ytterkant av opplager 1,20g+1,50q

Felt -1, b/2+d=0,459m, 1,20g+1,50q=31,45kN/m, Ved,A= 47,78kN, Ved,B= 86,05kN
 Felt -2, b/2+d=0,459m, 1,20g+1,50q=31,45kN/m, Ved,A= 94,14kN, Ved,B= 94,14kN
 Felt -3, b/2+d=0,459m, 1,20g+1,50q=31,45kN/m, Ved,A= 86,05kN, Ved,B= 47,78kN

6. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

Felt -1

Effektiv høyde av tverrsnitt d₁=C_{nom}+Ø_s+0,5Ø=15+8+0,5x16=31mm, d₂=41mm, d=400-31=369mm

Armering for bøyning (bare strekkarmering påkrevd)

Med= 61,55kNm bw=150mm d=369mm K_d=0,576 x/d=0,17 ε_{c2}/ε_{s1}=-3,5/16,9 k_s=2476, **A_{s1}= 413mm²**

Minimum strekk lengdearmering, A_s>=0,26bd·f_{ctm}/f_{yk}, (A_s,min= 92mm²) (EC2 §9.2.1.1.1)

Maksimum strekk eller trykkarmering, A_s<=0,04A_c, (A_s,max=2400mm²) (EC2 §9.2.1.1.3)

Bøyningsarmering: 3Ø12+1Ø10 (417mm²) (underkant)

Felt -2

Effektiv høyde av tverrsnitt $d_1 = C_{nom} + \varnothing_s + 0,5\varnothing = 15 + 8 + 0,5 \times 16 = 31 \text{ mm}$, $d_2 = 41 \text{ mm}$, $d = 400 - 31 = 369 \text{ mm}$
 Armering for bøyning (bare strekkarmering påkrevd)
 $Med = 81,56 \text{ kNm}$ $bw = 150 \text{ mm}$ $d = 369 \text{ mm}$ $K_d = 0,500$ $x/d = 0,23$ $\varepsilon_c / \varepsilon_{s1} = -3,5/11,4$ $k_s = 2547$, **As1 = 563 mm²**
 Minimum strekk lengdearmering, $A_s \geq 0,26 b d \cdot f_{ctm} / f_{yk}$, ($A_{s,min} = 92 \text{ mm}^2$)
 Maksimum strekk eller trykkarmering, $A_s \leq 0,04 A_c$, ($A_{s,max} = 2400 \text{ mm}^2$)
Bøyningsarmering: 3Ø14+1Ø12 (575 mm²) (underkant)

Felt -3

Effektiv høyde av tverrsnitt $d_1 = C_{nom} + \varnothing_s + 0,5\varnothing = 15 + 8 + 0,5 \times 16 = 31 \text{ mm}$, $d_2 = 41 \text{ mm}$, $d = 400 - 31 = 369 \text{ mm}$
 Armering for bøyning (bare strekkarmering påkrevd)
 $Med = 61,55 \text{ kNm}$ $bw = 150 \text{ mm}$ $d = 369 \text{ mm}$ $K_d = 0,576$ $x/d = 0,17$ $\varepsilon_c / \varepsilon_{s1} = -3,5/16,9$ $k_s = 2476$, **As1 = 413 mm²**
 Minimum strekk lengdearmering, $A_s \geq 0,26 b d \cdot f_{ctm} / f_{yk}$, ($A_{s,min} = 92 \text{ mm}^2$)
 Maksimum strekk eller trykkarmering, $A_s \leq 0,04 A_c$, ($A_{s,max} = 2400 \text{ mm}^2$)
Bøyningsarmering: 3Ø12+1Ø10 (417 mm²) (underkant)

Opplager-1

Effektiv høyde av tverrsnitt $d_1 = C_{nom} + \varnothing_s + 1,1\varnothing = 15 + 8 + 1,1 \times 16 = 41 \text{ mm}$, $d_2 = 41 \text{ mm}$, $d = 400 - 41 = 359 \text{ mm}$
 Armering for bøyning (bare strekkarmering påkrevd)
 $Med = -104,82 \text{ kNm}$ $bw = 150 \text{ mm}$ $d = 359 \text{ mm}$ $K_d = 0,430$ $x/d = 0,33$ $\varepsilon_c / \varepsilon_{s1} = -3,5/7,0$ $k_s = 2668$, **As2 = 778 mm²**
 Minimum strekk lengdearmering, $A_s \geq 0,26 b d \cdot f_{ctm} / f_{yk}$, ($A_{s,min} = 90 \text{ mm}^2$) (EC2 §9.2.1.1.1)
 Maksimum strekk eller trykkarmering, $A_s \leq 0,04 A_c$, ($A_{s,max} = 2400 \text{ mm}^2$) (EC2 §9.2.1.1.3)
Bøyningsarmering: 4Ø16 (804 mm²) (overkant)

Opplager-2

Effektiv høyde av tverrsnitt $d_1 = C_{nom} + \varnothing_s + 1,1\varnothing = 15 + 8 + 1,1 \times 16 = 41 \text{ mm}$, $d_2 = 41 \text{ mm}$, $d = 400 - 41 = 359 \text{ mm}$
 Armering for bøyning (bare strekkarmering påkrevd)
 $Med = -104,82 \text{ kNm}$ $bw = 150 \text{ mm}$ $d = 359 \text{ mm}$ $K_d = 0,430$ $x/d = 0,33$ $\varepsilon_c / \varepsilon_{s1} = -3,5/7,0$ $k_s = 2668$, **As2 = 778 mm²**
 Minimum strekk lengdearmering, $A_s \geq 0,26 b d \cdot f_{ctm} / f_{yk}$, ($A_{s,min} = 90 \text{ mm}^2$)
 Maksimum strekk eller trykkarmering, $A_s \leq 0,04 A_c$, ($A_{s,max} = 2400 \text{ mm}^2$)
Bøyningsarmering: 4Ø16 (804 mm²) (overkant)

7. Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.2, §9.2.2)

Felt-1 venstre

Skjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc} (EC2 §6.2.2)
 $V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{0,33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$, $V_{rdc} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.a,b)
 $C_{rdc} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,50 = 0,120$, $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $b_w = 150 \text{ mm}$, $d = 369 \text{ mm}$
 $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$, $k = 1,74$, $k_1 = 0,15$
 $V_{rd,c(min)} = 0,001 x (0,30) x 150 x 369 = 16,61 \text{ kN}$, $v_{min} = 0,0350 \cdot k^{0,67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,30 \text{ N/mm}^2$, (EC2 Lign.6.3N)
 $\rho_1 = 191 / (150 x 369) = 0,0035$, $V_{rdc} = 0,001 x [0,120 x 1,74 x (0,35 x 35)^{0,33}] x 150 x 369 = 26,64 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 47,78 \text{ kN} > V_{rdc} = 26,64 \text{ kN}$, **Ved > Vrdc skjærarmering er nødvendig**

Kapasitet for trykkbrudd V_{rdmax}

(EC2 §6.2.3 Lign.6.9)

$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$, $V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0,20$, $\theta = 21,8^\circ$ $\cot \theta = 2,50$ $\tan \theta = 0,40$
 $\alpha_{cw} = 1,00$ $z = 0,9d$, $f_{ck} = 35,0 < 60 \text{ MPa}$ $v_1 = 0,6 [1 - f_{ck}/250] = 0,6 [1 - 35/250] = 0,516$, $f_{cd} = 23,33 \text{ MPa}$
 $V_{rdmax} = 0,001 x 1,00 x 150 x 0,9 x 369 x 0,516 x 23,33 / 2,90 = 206,8 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 59,1 \text{ kN} < 206,8 \text{ kN} = V_{rdmax}$, Kontroll tilfredstilt

Skjærarmering vertikale bøyer

(EC2 §6.2.3 Lign.6.8)

$V_{rds} = (A_{sw}/s) z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$, $V_{rds} = 47,78 \text{ kN}$, $z = 0,9d$, $f_{ywd} = 0,8 f_{yk} = 400,00 \text{ N/mm}^2$, $\cot \theta = 2,50$
 $A_{sw}/s = V_{rds} / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cot 21,8^\circ) = (1,0E+006) x 47,78 / (0,9 x 369 x 400 x 2,50) = 144 \text{ mm}^2/\text{m}$ ($A_{sw}/s = 144 \text{ mm}^2/\text{m}$)
 Påkrevd skjærarmering: ($A_{sw}/s = 144 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Minimum bøylearmering

(EC2 §9.2.2)

Minimum skjærarmeringsforhold $\rho_{w,min}$ (EC2 Lign.9.5N)
 $\rho_{w,min} = (0,10 x (f_{ck})^{0,5} / f_{yk})$, $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$, $\rho_{w,min} = 0,0012$
 $\min A_{sw}/s = 1000 x 0,0012 x 150 x \sin(90^\circ) = 180 \text{ mm}^2/\text{m}$
 Maksimum avstand mellom bøyer $s_{lmax} = 0,60d$ ($\leq 600 \text{ mm}$) = 210 mm (EC2 §9.2.2.6, Lign.9.6N)
 Maksimum avstand mellom bøyer ben $s_{tmax} = 1,00d$ ($\leq 600 \text{ mm}$) = 350 mm (§9.2.2.8, Lign.9.8N)
 Minimum skjærarmering $\varnothing 8s210$ ($A_{sw}/s = 479 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Felt-1 venstre Skjærarmering: $\varnothing 8s210$ ($A_{sw}/s = 479 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Felt-1 høyreSkjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc}

(EC2 §6.2.2)

$$V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \quad V_{rdc} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{EC2 Lign. 6.2.a,b})$$

$$C_{rdc} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,50 = 0,120, \quad f_{ck} = 35 \text{ MPa}, \quad b_w = 150 \text{ mm}, \quad d = 369 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2, \quad k = 1,74, \quad k_1 = 0,15$$

$$V_{rd,c}(\text{min}) = 0,001 \times (0,30) \times 150 \times 369 = 16,61 \text{ kN}, \quad v_{min} = 0,0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,30 \text{ N/mm}^2, \quad (\text{EC2 Lign. 6.3N})$$

$$\rho_1 = 804 / (150 \times 369) = 0,0145, \quad V_{rdc} = 0,001 \times [0,120 \times 1,74 \times (1,45 \times 35)^{0.33}] \times 150 \times 369 = 42,79 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 86,05 \text{ kN} > V_{rdc} = 42,79 \text{ kN}, \quad \mathbf{V_{ed} > V_{rdc} \text{ skjærarmering er nødvendig}}$$

Kapasitet for trykkbrudd V_{rdmax}

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.9)

$$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0,32, \quad \theta = 21,8^\circ, \quad \cot \theta = 2,50, \quad \tan \theta = 0,40$$

$$\alpha_{cw} = 1,00, \quad z = 0,9d, \quad f_{ck} = 35,0 < 60 \text{ MPa}, \quad v_1 = 0,6 [1 - f_{ck}/250] = 0,6 [1 - 35/250] = 0,516, \quad f_{cd} = 23,33 \text{ MPa}$$

$$V_{rdmax} = 0,001 \times 1,00 \times 150 \times 0,9 \times 369 \times 0,516 \times 23,33 / 2,90 = 206,8 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 97,3 \text{ kN} < 206,8 \text{ kN} = V_{rdmax}, \quad \text{Kontroll tilfredstilt}$$

Skjærarmering vertikale bøyer

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.8)

$$V_{rds} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \quad V_{rds} = 86,05 \text{ kN}, \quad z = 0,9d, \quad f_{ywd} = 0,8 f_{yk} = 400,00 \text{ N/mm}^2, \quad \cot \theta = 2,50$$

$$A_{sw}/s = V_{rds} / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cot 21,8^\circ) = (1,0E+006) \times 86,05 / (0,9 \times 369 \times 400 \times 2,50) = 259 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (A_{sw}/s = 259 \text{ mm}^2/\text{m})$$

$$\text{Påkrevd skjærarmering: } (A_{sw}/s = 259 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Minimum bøylearmering

(EC2 §9.2.2)

Minimum skjærarmeringsforhold $\rho_{w,min}$

(EC2 Lign. 9.5N)

$$\rho_{w,min} = (0,10 \times (f_{ck})^{0.5} / f_{yk}), \quad f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2, \quad f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2, \quad \rho_{w,min} = 0,0012$$

$$\text{min } A_{sw}/s = 1000 \times 0,0012 \times 150 \times \sin(90^\circ) = 180 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{Maksimum avstand mellom bøyer } s_{max} = 0,60d \quad (< 600 \text{ mm}) = 210 \text{ mm} \quad (\text{EC2 §9.2.2.6, Lign. 9.6N})$$

$$\text{Maksimum avstand mellom bøyer ben } s_{tmax} = 1,00d \quad (< 600 \text{ mm}) = 350 \text{ mm} \quad (\text{§9.2.2.8, Lign. 9.8N})$$

$$\text{Minimum skjærarmering } \emptyset 8s210 \quad (A_{sw}/s = 479 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Felt-1 høyre Skjærarmering: $\emptyset 8s210$ ($A_{sw}/s = 479 \text{ mm}^2/\text{m}$)**Felt-2 venstre**Skjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc}

(EC2 §6.2.2)

$$V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \quad V_{rdc} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{EC2 Lign. 6.2.a,b})$$

$$C_{rdc} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,50 = 0,120, \quad f_{ck} = 35 \text{ MPa}, \quad b_w = 150 \text{ mm}, \quad d = 369 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2, \quad k = 1,74, \quad k_1 = 0,15$$

$$V_{rd,c}(\text{min}) = 0,001 \times (0,30) \times 150 \times 369 = 16,61 \text{ kN}, \quad v_{min} = 0,0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,30 \text{ N/mm}^2, \quad (\text{EC2 Lign. 6.3N})$$

$$\rho_1 = 804 / (150 \times 369) = 0,0145, \quad V_{rdc} = 0,001 \times [0,120 \times 1,74 \times (1,45 \times 35)^{0.33}] \times 150 \times 369 = 42,79 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 94,14 \text{ kN} > V_{rdc} = 42,79 \text{ kN}, \quad \mathbf{V_{ed} > V_{rdc} \text{ skjærarmering er nødvendig}}$$

Kapasitet for trykkbrudd V_{rdmax}

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.9)

$$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0,35, \quad \theta = 21,8^\circ, \quad \cot \theta = 2,50, \quad \tan \theta = 0,40$$

$$\alpha_{cw} = 1,00, \quad z = 0,9d, \quad f_{ck} = 35,0 < 60 \text{ MPa}, \quad v_1 = 0,6 [1 - f_{ck}/250] = 0,6 [1 - 35/250] = 0,516, \quad f_{cd} = 23,33 \text{ MPa}$$

$$V_{rdmax} = 0,001 \times 1,00 \times 150 \times 0,9 \times 369 \times 0,516 \times 23,33 / 2,90 = 206,8 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 105,4 \text{ kN} < 206,8 \text{ kN} = V_{rdmax}, \quad \text{Kontroll tilfredstilt}$$

Skjærarmering vertikale bøyer

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.8)

$$V_{rds} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \quad V_{rds} = 94,14 \text{ kN}, \quad z = 0,9d, \quad f_{ywd} = 0,8 f_{yk} = 400,00 \text{ N/mm}^2, \quad \cot \theta = 2,50$$

$$A_{sw}/s = V_{rds} / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cot 21,8^\circ) = (1,0E+006) \times 94,14 / (0,9 \times 369 \times 400 \times 2,50) = 283 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (A_{sw}/s = 283 \text{ mm}^2/\text{m})$$

$$\text{Påkrevd skjærarmering: } (A_{sw}/s = 283 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Minimum bøylearmering

(EC2 §9.2.2)

Minimum skjærarmeringsforhold $\rho_{w,min}$

(EC2 Lign. 9.5N)

$$\rho_{w,min} = (0,10 \times (f_{ck})^{0.5} / f_{yk}), \quad f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2, \quad f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2, \quad \rho_{w,min} = 0,0012$$

$$\text{min } A_{sw}/s = 1000 \times 0,0012 \times 150 \times \sin(90^\circ) = 180 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{Maksimum avstand mellom bøyer } s_{max} = 0,60d \quad (< 600 \text{ mm}) = 210 \text{ mm} \quad (\text{EC2 §9.2.2.6, Lign. 9.6N})$$

$$\text{Maksimum avstand mellom bøyer ben } s_{tmax} = 1,00d \quad (< 600 \text{ mm}) = 350 \text{ mm} \quad (\text{§9.2.2.8, Lign. 9.8N})$$

$$\text{Minimum skjærarmering } \emptyset 8s210 \quad (A_{sw}/s = 479 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Felt-2 venstre Skjærarmering: $\emptyset 8s210$ ($A_{sw}/s = 479 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Felt-2 høyreSkjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc}

(EC2 §6.2.2)

$$V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \quad V_{rdc} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{EC2 Lign. 6.2.a,b})$$

$$C_{rdc} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,50 = 0,120, \quad f_{ck} = 35 \text{ MPa}, \quad b_w = 150 \text{ mm}, \quad d = 369 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2, \quad k = 1,74, \quad k_1 = 0,15$$

$$V_{rd,c}(\text{min}) = 0,001 \times (0,30) \times 150 \times 369 = 16,61 \text{ kN}, \quad v_{min} = 0,0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,30 \text{ N/mm}^2, \quad (\text{EC2 Lign. 6.3N})$$

$$\rho_1 = 804 / (150 \times 369) = 0,0145, \quad V_{rdc} = 0,001 \times [0,120 \times 1,74 \times (1,45 \times 35)^{0.33}] \times 150 \times 369 = 42,79 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 94,14 \text{ kN} > V_{rdc} = 42,79 \text{ kN}, \quad \mathbf{V_{ed} > V_{rdc} \text{ skjærarmering er nødvendig}}$$

Kapasitet for trykkbrudd V_{rdmax}

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.9)

$$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0,35, \quad \theta = 21,8^\circ \quad \cot \theta = 2,50 \quad \tan \theta = 0,40$$

$$\alpha_{cw} = 1,00 \quad z = 0,9d, \quad f_{ck} = 35,0 < 60 \text{ MPa} \quad v_1 = 0,6 [1 - f_{ck}/250] = 0,6 [1 - 35/250] = 0,516, \quad f_{cd} = 23,33 \text{ MPa}$$

$$V_{rdmax} = 0,001 \times 1,00 \times 150 \times 0,9 \times 369 \times 0,516 \times 23,33 / 2,90 = 206,8 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 105,4 \text{ kN} < 206,8 \text{ kN} = V_{rdmax}, \quad \text{Kontroll tilfredstilt}$$

Skjærarmering vertikale bøyler

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.8)

$$V_{rds} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \quad V_{rds} = 94,14 \text{ kN}, \quad z = 0,9d, \quad f_{ywd} = 0,8 f_{yk} = 400,00 \text{ N/mm}^2, \quad \cot \theta = 2,50$$

$$A_{sw}/s = V_{rds} / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta) = (1,0E+006) \times 94,14 / (0,9 \times 369 \times 400 \times 2,50) = 283 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (A_{sw}/s = 283 \text{ mm}^2/\text{m})$$

$$\text{Påkrevd skjærarmering: } (A_{sw}/s = 283 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Minimum bøylearmering

(EC2 §9.2.2)

Minimum skjærarmeringsforhold $\rho_{w,min}$

(EC2 Lign. 9.5N)

$$\rho_{w,min} = (0,10 \times (f_{ck})^{0.5} / f_{yk}), \quad f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2, \quad f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2, \quad \rho_{w,min} = 0,0012$$

$$\text{min } A_{sw}/s = 1000 \times 0,0012 \times 150 \times \sin(90^\circ) = 180 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{Maksimum avstand mellom bøyler } s_{lmax} = 0,60d \quad (< 600 \text{ mm}) = 210 \text{ mm} \quad (\text{EC2 §9.2.2.6, Lign. 9.6N})$$

$$\text{Maksimum avstand mellom bøylerben } s_{tmax} = 1,00d \quad (< 600 \text{ mm}) = 350 \text{ mm} \quad (\text{§9.2.2.8, Lign. 9.8N})$$

$$\text{Minimum skjærarmering } \emptyset 8s210 \quad (A_{sw}/s = 479 \text{ mm}^2/\text{m})$$

$$\mathbf{\text{Felt-2 høyre} \quad \text{Skjærarmering: } \emptyset 8s210 \quad (A_{sw}/s = 479 \text{ mm}^2/\text{m})}$$

Felt-3 venstreSkjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc}

(EC2 §6.2.2)

$$V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \quad V_{rdc} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{EC2 Lign. 6.2.a,b})$$

$$C_{rdc} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,50 = 0,120, \quad f_{ck} = 35 \text{ MPa}, \quad b_w = 150 \text{ mm}, \quad d = 369 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2, \quad k = 1,74, \quad k_1 = 0,15$$

$$V_{rd,c}(\text{min}) = 0,001 \times (0,30) \times 150 \times 369 = 16,61 \text{ kN}, \quad v_{min} = 0,0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,30 \text{ N/mm}^2, \quad (\text{EC2 Lign. 6.3N})$$

$$\rho_1 = 804 / (150 \times 369) = 0,0145, \quad V_{rdc} = 0,001 \times [0,120 \times 1,74 \times (1,45 \times 35)^{0.33}] \times 150 \times 369 = 42,79 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 86,05 \text{ kN} > V_{rdc} = 42,79 \text{ kN}, \quad \mathbf{V_{ed} > V_{rdc} \text{ skjærarmering er nødvendig}}$$

Kapasitet for trykkbrudd V_{rdmax}

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.9)

$$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0,32, \quad \theta = 21,8^\circ \quad \cot \theta = 2,50 \quad \tan \theta = 0,40$$

$$\alpha_{cw} = 1,00 \quad z = 0,9d, \quad f_{ck} = 35,0 < 60 \text{ MPa} \quad v_1 = 0,6 [1 - f_{ck}/250] = 0,6 [1 - 35/250] = 0,516, \quad f_{cd} = 23,33 \text{ MPa}$$

$$V_{rdmax} = 0,001 \times 1,00 \times 150 \times 0,9 \times 369 \times 0,516 \times 23,33 / 2,90 = 206,8 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 97,3 \text{ kN} < 206,8 \text{ kN} = V_{rdmax}, \quad \text{Kontroll tilfredstilt}$$

Skjærarmering vertikale bøyler

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.8)

$$V_{rds} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \quad V_{rds} = 86,05 \text{ kN}, \quad z = 0,9d, \quad f_{ywd} = 0,8 f_{yk} = 400,00 \text{ N/mm}^2, \quad \cot \theta = 2,50$$

$$A_{sw}/s = V_{rds} / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta) = (1,0E+006) \times 86,05 / (0,9 \times 369 \times 400 \times 2,50) = 259 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (A_{sw}/s = 259 \text{ mm}^2/\text{m})$$

$$\text{Påkrevd skjærarmering: } (A_{sw}/s = 259 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Minimum bøylearmering

(EC2 §9.2.2)

Minimum skjærarmeringsforhold $\rho_{w,min}$

(EC2 Lign. 9.5N)

$$\rho_{w,min} = (0,10 \times (f_{ck})^{0.5} / f_{yk}), \quad f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2, \quad f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2, \quad \rho_{w,min} = 0,0012$$

$$\text{min } A_{sw}/s = 1000 \times 0,0012 \times 150 \times \sin(90^\circ) = 180 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{Maksimum avstand mellom bøyler } s_{lmax} = 0,60d \quad (< 600 \text{ mm}) = 210 \text{ mm} \quad (\text{EC2 §9.2.2.6, Lign. 9.6N})$$

$$\text{Maksimum avstand mellom bøylerben } s_{tmax} = 1,00d \quad (< 600 \text{ mm}) = 350 \text{ mm} \quad (\text{§9.2.2.8, Lign. 9.8N})$$

$$\text{Minimum skjærarmering } \emptyset 8s210 \quad (A_{sw}/s = 479 \text{ mm}^2/\text{m})$$

$$\mathbf{\text{Felt-3 venstre} \quad \text{Skjærarmering: } \emptyset 8s210 \quad (A_{sw}/s = 479 \text{ mm}^2/\text{m})}$$

Felt-3 høyreSkjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc}

(EC2 §6.2.2)

$$V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{0,33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \quad V_{rdc} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{EC2 Lign. 6.2.a,b})$$

$$C_{rdc} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,50 = 0,120, \quad f_{ck} = 35 \text{ MPa}, \quad b_w = 150 \text{ mm}, \quad d = 369 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{(200/d)} < 2, \quad k_1 = 1,74, \quad k_1 = 0,15$$

$$V_{rd,c}(\text{min}) = 0,001 \times (0,30) \times 150 \times 369 = 16,61 \text{ kN}, \quad v_{min} = 0,0350 \cdot k^{0,67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,30 \text{ N/mm}^2, \quad (\text{EC2 Lign. 6.3N})$$

$$\rho_1 = 191 / (150 \times 369) = 0,0035, \quad V_{rdc} = 0,001 \times [0,120 \times 1,74 \times (0,35 \times 35)^{0,33}] \times 150 \times 369 = 26,64 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 47,78 \text{ kN} > V_{rdc} = 26,64 \text{ kN}, \quad \mathbf{V_{ed} > V_{rdc} \text{ skjærarmering er nødvendig}}$$

Kapasitet for trykkbrudd V_{rdmax}

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.9)

$$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0,20, \quad \theta = 21,8^\circ, \quad \cot \theta = 2,50, \quad \tan \theta = 0,40$$

$$\alpha_{cw} = 1,00, \quad z = 0,9d, \quad f_{ck} = 35,0 < 60 \text{ MPa}, \quad v_1 = 0,6 [1 - f_{ck} / 250] = 0,6 [1 - 35 / 250] = 0,516, \quad f_{cd} = 23,33 \text{ MPa}$$

$$V_{rdmax} = 0,001 \times 1,00 \times 150 \times 0,9 \times 369 \times 0,516 \times 23,33 / 2,90 = 206,8 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 59,1 \text{ kN} < 206,8 \text{ kN} = V_{rdmax}, \quad \text{Kontroll tilfredstilt}$$

Skjærarmering vertikale bøyler

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.8)

$$V_{rds} = (A_{sw} / s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \quad V_{rds} = 47,78 \text{ kN}, \quad z = 0,9d, \quad f_{ywd} = 0,8 f_{yk} = 400,00 \text{ N/mm}^2, \quad \cot \theta = 2,50$$

$$A_{sw} / s = V_{rds} / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta) = (1,0E+006) \times 47,78 / (0,9 \times 369 \times 400 \times 2,50) = 144 \text{ mm}^2 / \text{m} \quad (A_{sw} / s = 144 \text{ mm}^2 / \text{m})$$

$$\text{Påkrevd skjærarmering: } (A_{sw} / s = 144 \text{ mm}^2 / \text{m})$$

Minimum bøylearmering

(EC2 §9.2.2)

Minimum skjærarmeringsforhold $\rho_{w,min}$

(EC2 Lign. 9.5N)

$$\rho_{w,min} = (0,10 \times (f_{ck})^{0,5} / f_{yk}), \quad f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2, \quad f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2, \quad \rho_{w,min} = 0,0012$$

$$\text{min } A_{sw} / s = 1000 \times 0,0012 \times 150 \times \sin(90^\circ) = 180 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$\text{Maksimum avstand mellom bøyler } s_{max} = 0,60d \quad (< 600 \text{ mm}) = 210 \text{ mm} \quad (\text{EC2 §9.2.2.6, Lign. 9.6N})$$

$$\text{Maksimum avstand mellom bøylerben } s_{tmax} = 1,00d \quad (< 600 \text{ mm}) = 350 \text{ mm} \quad (\text{§9.2.2.8, Lign. 9.8N})$$

$$\text{Minimum skjærarmering } \emptyset 8s210 \quad (A_{sw} / s = 479 \text{ mm}^2 / \text{m})$$

$$\mathbf{\text{Felt-3 høyre} \quad \text{Skjærarmering: } \emptyset 8s210 \quad (A_{sw} / s = 479 \text{ mm}^2 / \text{m})}$$

8. Bruksgrensetilstand (SLS), Felt -1

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$$L = 4,900 \text{ m}, \quad b = 0,150 \text{ m}, \quad h = 0,400 \text{ m}, \quad d = 0,369 \text{ m}$$

$$\text{Last (tilnærmet permanent lastsituasjon)} \quad q_{ed} = g + \psi_2 \cdot q = 16,08 + 0,30 \times 8,10 = 18,51 \text{ kN/m}$$

$$L_{eff} = 4,900 \text{ m}, \quad M_{ed} = (18,51 / 31,45) \times 61,55 = 36,23 \text{ kNm}, \quad M_{ed}(\text{SLS}) = 36,23 \text{ kNm}$$

$$\text{Endelig kryptall } \varphi(\infty, t_0) = 2,50$$

(EC2 §3.1.4, Tillegg B)

$$\text{Total svinntøyning } \epsilon_{cs} = -0,30\%$$

$$\gamma_c = 1,00, \quad \gamma_s = 1,00$$

(EC2 §2.4.2.4.2)

$$\text{Betongens elastisitetsmodul } E_{cm} = 34,0 \text{ GPa}, \quad E_{ceff} = 34,0 / (1 + 2,50) = 9,71 \text{ GPa} = 9710 \text{ MPa}$$

(EC2 Lign. 7.20)

$$\text{Stålets elastisitetsmodul } E_s = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulforhold } E_s / E_c = 200 / 34,0 = 5,88, \quad \text{effektivt } E_s / E_{c,eff} = 200 / 9,71 = 20,60$$

$$\text{Strekkarmering: } 3\emptyset 12 + 1\emptyset 10 \quad (417 \text{ mm}^2), \quad \text{Trykkarmering: } 2\emptyset 10 \quad (157 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Armeringsforhold } \rho = A_{s1} / (b \cdot d) = 417 / (150 \times 369) = 0,008, \quad \rho' = A_{s2} / (b \cdot d) = 157 / (150 \times 369) = 0,003$$

8.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS), Felt -1

$$\text{Stivhet av urisset snitt, } EI = (200 / 20,60) \times (0,001 \times 1,148) = 11148 \text{ kNm}^2$$

$$A_i = A_c + (n-1)(A_{s1} + A_{s2}), \quad e = (n-1)(A_{s1} \cdot y_{1s} - A_{s2} \cdot y_{2s}) / A_i, \quad I = I_c + b \cdot h \cdot e^2 + (A_{s1} \cdot y_{1s}^2 + A_{s2} \cdot y_{2s}^2) \cdot (n-1)$$

$$S = A_s \cdot y_2 = (0,001)^2 \times 417 \times 0,158 = (0,001) \times 0,066 \text{ m}^3, \quad y_2 = 189 \text{ mm}, \quad y_2 = y_2 - d = 189 - 31 = 158 \text{ mm} \quad (\text{EC2 Lign. 7.21})$$

$$\text{Krumning på grunn av moment } 1/r_M = 36,23 / 11148 = (0,001) \times 3,250 \quad (1/\text{m})$$

$$\text{Krumning på grunn av svinntøyning } 1/r_{cs} = (0,001 \times 0,30) \times 20,60 \times (0,066 / 1,148) = (0,001) \times 0,355 \quad (1/\text{m})$$

$$\text{Samlet krumning } 1/r = (0,001) \times 3,250 + (0,001) \times 0,355 = (0,001) \times 3,605 \quad (1/\text{m})$$

$$\text{Rissmoment, } M_{cr} = f_{ctm} \cdot (I / y_2) = 3,2 \times (1,148 / 0,189) = 19,42 \text{ kNm}$$

8.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS), Felt -1

$$\rho = 0,008, \quad \rho' = 0,003, \quad \rho' / \rho = 0,375, \quad n = \alpha_e = 20,60, \quad n \cdot \rho = 0,165, \quad \xi = 0,523, \quad \alpha = 0,401, \quad x = \alpha \cdot d = 0,148 \text{ m}$$

$$\text{Stivhet av fullstendig risset snitt, } EI = \xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2 = 0,523 \times 200 \times 417 \times 0,369^2 = 5941 \text{ kNm}^2$$

$$y_2 = (1 - \alpha) d = 221 \text{ mm}, \quad \epsilon_s = y_2 \cdot M / EI = (0,001) \times 221 \times 36,23 / 5941 = 1,35$$

$$S = A_s \cdot y_2 = (0,001)^2 \times 417 \times 0,221 = (0,001) \times 0,092 \text{ m}^3$$

(EC2 Lign. 7.21)

$$\text{Krumning på grunn av moment } 1/r_M = 36,23 / 5941 = (0,001) \times 6,098 \quad (1/\text{m})$$

$$\text{Krumning på grunn av svinntøyning } 1/r_{cs} = (0,001 \times 0,30) \times 20,60 \times (0,092 / 0,612) = (0,001) \times 0,496 \quad (1/\text{m})$$

$$\text{Samlet krumning } 1/r = (0,001) \times 6,098 + (0,001) \times 0,496 = (0,001) \times 6,594 \quad (1/\text{m})$$

$$M_{ed} = 36,23 \text{ kNm}, \quad \epsilon_c / \epsilon_s = 0,90 / 1,35, \quad x = 148 \text{ mm}, \quad \sigma_s = 270 \text{ N/mm}^2$$

8.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS), Felt -1 (EC2 §7.4.2)

$$1/d = K[1 + 1,5 \sqrt{f_{ck}(\rho_o / (\rho - \rho'))} + (1/12) \sqrt{f_{ck} \sqrt{(\rho' / \rho_o)}}] = 28,41 \quad (\text{EC2 Lign.7.16b})$$

$$f_{ck} = 35,00 \text{ N/mm}^2, \rho_o = 0,001 \times \sqrt{35,00} = 0,006, \rho = 0,008, \rho' = 0,003, \rho > \rho_o, K = 1,3$$

$$1/d = (310/\sigma_s) \times (1/d), \sigma_s = 270 \text{ N/mm}^2, 1/d = (310/270) \times 28,41 = 32,64 \quad (\text{EC2 Lign.7.17})$$

$$l_{eff}/d = 4,900/0,369 = 13,28 \leq 32,64, \text{ Felt/høyde er akseptabel}$$

8.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS), Felt -1 (EN1992-1-1, §7.4.3)

$$\zeta = 1 - 0,50 \cdot (M_{cr}/M_{ed})^2 = 1 - 0,50 \times (19,42/36,23)^2 = 0,86 \quad (\text{Lign.7.19})$$

$$\text{Endelig krumning } (1/r) = 0,86 \times (0,001 \times 6,594) + (1 - 0,86) \times (0,001 \times 3,605) = (0,001) \times 6,165 \text{ (1/m)} \quad (\text{Lign.7.18})$$

$$\beta = (M_a + M_b)/M_c = (0,00 + 104,82)/61,55 = 1,70, k = 0,104(1 - 1,70/10) = 0,0863$$

$$f = k \cdot l_{eff}^2 \cdot (1/r) = 0,0863 \times 4,900^2 \times 6,165 = 12,77 \text{ mm}$$

$$f = 12,77 \text{ mm} \leq 1000 \times 4,900/250 = 19,60 \text{ mm}, \text{ Nedbøyningene er akseptable}$$

8.5. Minimumsarmering (SLS) (EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

$$\text{Minimum tverrsnittareal armering } A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s \quad (\text{EC2 Lign.7.1})$$

$$b = 0,150 \text{ m}, b_{eff} = 0,150 \text{ m}, h = 0,400 \text{ m}, d = 0,369 \text{ m}, x = 0,148 \text{ m}, \varnothing = 12 \text{ mm}$$

$$N_{ed} = 0,00 \text{ kN}, \sigma_c = (N_{ed}/bh) = 0,0 \text{ N/mm}^2, \sigma_s = f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{ct} = (h - x) \cdot b = (400 - 148) \times 150 = 37830 \text{ mm}^2$$

$$\max(h, b_1) = 0 \text{ mm}, f_{ctm} = 3,20 \text{ N/mm}^2, A_{ct} = 37830 \text{ mm}^2, k = 0,93, k_c = 0,40, k_1 = 1,50$$

$$\text{Minimumsarmering, } A_{s,min} = 0,40 \times 0,93 \times 3,20 \times 37830 / 435 = 104 \text{ mm}^2$$

8.6. Beregning av rissvidde (SLS), Felt -1 (EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (\text{EC2 Lign.7.8})$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff}/\rho_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0,6 \sigma_s / E_s \quad (\text{EC2 Eq.7.9})$$

$$\sigma_s = 270 \text{ N/mm}^2, \text{ kortvarig belastning: } E_s/E_c = 5,88, k_t = 0,6, \text{ langvarig belastning: } E_s/E_c = 20,60, k_t = 0,4$$

$$A_{c,eff} = 2,5(h - d)b = 2,5 \times (400 - 369) \times 150 = 11625 \text{ mm}^2 \quad (\text{§7.3.2.3})$$

$$\rho_{eff} = A_s/A_{c,eff} = 417/11625 = 0,036$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [270 - 0,4 \times (3,2/0,036) (1 + 20,60 \times 0,036)] / 200 = 1,04\% \geq 0,6 \times 270 / 200 = 0,81\%$$

$$s_{r,max} = k_3 \cdot (C_{nom} + \varnothing_s) + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varnothing / \rho_{eff} \quad (\text{EC2 Lign.7.11})$$

$$\varnothing = 12 \text{ mm}, k_1 = 0,8, k_2 = (e_1 + e_2)/2e_1 = 0,5, k_3 = 3,4, k_4 = 0,425$$

$$s_{r,max} = 3,4 \times 23,00 + 0,8 \times 0,5 \times 0,425 \times 12 / 0,036 = 135,07 \text{ mm}$$

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 135,07 \times 0,001 \times 1,04 = 0,14 \text{ mm}$$

$$w_k = 0,14 \text{ mm} \leq 0,30 \text{ mm} = w_{max}, \text{ Beskrivelse av miljøet: XC1, Rissvidde er akseptabel}$$

9. Bruksgrensetilstand (SLS), Felt -2 (EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$$L = 6,700 \text{ m}, b = 0,150 \text{ m}, h = 0,400 \text{ m}, d = 0,369 \text{ m}$$

$$\text{Last (tilnærmet permanent lastsituasjon) } q_{ed} = g + \psi_2 \cdot q = 16,08 + 0,30 \times 8,10 = 18,51 \text{ kN/m}$$

$$l_{eff} = 6,700 \text{ m}, M_{ed} = (18,51/31,45) \times 81,56 = 48,01 \text{ kNm}, M_{ed}(SLS) = 48,01 \text{ kNm}$$

$$\text{Endelig kryptall } \varphi(\infty, t_0) = 2,50 \quad (\text{EC2 §3.1.4, Tillegg B})$$

$$\text{Total svinntøyning } \epsilon_{cs} = -0,30\%$$

$$\gamma_c = 1,00, \gamma_s = 1,00$$

$$(\text{EC2 §2.4.2.4.2})$$

$$\text{Betongens elastisitetmodul } E_{cm} = 34,0 \text{ GPa}, E_{c,eff} = 34,0 / (1 + 2,50) = 9,71 \text{ GPa} = 9710 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 Lign.7.20})$$

$$\text{Stålets elastisitetmodul } E_s = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulforhold } E_s/E_c = 200/34,0 = 5,88, \text{ effektivt } E_s/E_{c,eff} = 200/9,71 = 20,60$$

$$\text{Strekkarmering: } 3\varnothing14 + 1\varnothing12 \text{ (} 575 \text{ mm}^2 \text{)}, \text{ Trykkarmering: } 2\varnothing14 \text{ (} 308 \text{ mm}^2 \text{)}$$

$$\text{Armeringsforhold } \rho = A_s / (b \cdot d) = 575 / (150 \times 369) = 0,010, \rho' = A_{s2} / (b \cdot d) = 308 / (150 \times 369) = 0,006$$

9.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS), Felt -2

$$\text{Stivhet av urisset snitt, } EI = (200/20,60) \times (0,001 \times 1,357) = 13175 \text{ kNm}^2$$

$$A_i = A_c + (n-1)(A_{s1} + A_{s2}), e = (n-1)(A_{s1} \cdot y_{1s} - A_{s2} \cdot y_{2s}) / A_i, I = I_c + b \cdot h \cdot e^2 + (A_{s1} \cdot y_{1s}^2 + A_{s2} \cdot y_{2s}^2) (n-1)$$

$$S = A_s \cdot y_{2s} = (0,001)^2 \times 575 \times 0,160 = (0,001) \times 0,092 \text{ m}^3, y_2 = 191 \text{ mm}, y_{2s} = y_2 - d_2 = 191 - 31 = 160 \text{ mm} \quad (\text{EC2 Lign.7.21})$$

$$\text{Krumning på grunn av moment } 1/r_M = 48,01/13175 = (0,001) \times 3,644 \text{ (1/m)}$$

$$\text{Krumning på grunn av svinntøyning } 1/r_{cs} = (0,001 \times 0,30) \times 20,60 \times (0,092/1,357) = (0,001) \times 0,419 \text{ (1/m)}$$

$$\text{Samlet krumning } 1/r = (0,001) \times 3,644 + (0,001) \times 0,419 = (0,001) \times 4,062 \text{ (1/m)}$$

$$\text{Rissmoment, } M_{cr} = f_{ctm} \cdot (I/y_2) = 3,2 \times (1,357/0,191) = 22,74 \text{ kNm}$$

9.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS), Felt -2

$\rho=0,010$, $\rho'=0,006$, $\rho'/\rho=0,600$, $n=\alpha=20,60$, $n \cdot \rho=0,206$, $\xi=0,517$, $\alpha=0,409$, $x=\alpha \cdot d=0,151m$
 Stivhet av fullstendig risset snitt, $EI=\xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2=0,517 \times 200 \times 575 \times 0,369^2=8100 \text{ kNm}^2$
 $y_2=(1-\alpha)d=218mm$, $\epsilon_s=y_2 \cdot M/EI=(0,001) \times 218 \times 48,01/8100=1,29$
 $S=A_s \cdot y_2=(0,001)^2 \times 575 \times 0,218=(0,001) \times 0,125 \text{ m}^3$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M=48,01/8100=(0,001) \times 5,927 \text{ (1/m)}$
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs}=(0,001 \times 0,30) \times 20,60 \times (0,125/0,834)=(0,001) \times 0,571 \text{ (1/m)}$
 Samlet krumning $1/r=(0,001) \times 5,927+(0,001) \times 0,571=(0,001) \times 6,498 \text{ (1/m)}$
 $Med=48,01 \text{ kNm}$, $\epsilon_c/\epsilon_s=0,89/1,29$, $x=151mm$, $\sigma_s=259 \text{ N/mm}^2$

9.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS), Felt -2 (EC2 §7.4.2)

$1/d=K[1+1,5\sqrt{f_{ck}(\rho/(\rho-\rho'))}+(1/12)\sqrt{f_{ck}}\sqrt{(\rho'/\rho)}]=32,93$ (EC2 Lign.7.16b)
 $f_{ck}=35,00N/mm^2$, $\rho_0=0,001 \times \sqrt{35,00}=0,006$, $\rho=0,010$, $\rho'=0,005$, $\rho > \rho_0$, $K=1,5$
 $1/d=(310/\sigma_s) \times (1/d)$, $\sigma_s=259 \text{ N/mm}^2$, $1/d=(310/259) \times 32,93=39,48$ (EC2 Lign.7.17)
 $l_{eff}/d=6,700/0,369=18,16 \leq 39,48$, **Felt/høyde er akseptabel**

9.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS), Felt -2 (EN1992-1-1, §7.4.3)

$\zeta=1-0,50 \cdot (M_{cr}/Med)^2=1-0,50 \times (22,74/48,01)^2=0,89$ (Lign.7.19)
 Endelig krumning $(1/r)=0,89 \times (0,001 \times 6,498) + (1-0,89) \times (0,001 \times 4,062) = (0,001) \times 6,225 \text{ (1/m)}$ (Lign.7.18)
 $\beta=(M_a+M_b)/M_c=(104,82+104,82)/81,56=2,57$, $k=0,104(1-2,57/10)=0,0773$
 $f=k \cdot l_{eff}^2 \cdot (1/r)=0,0773 \times 6,700^2 \times 6,225=21,59 \text{ mm}$
 $f=21,59mm \leq 1000 \times 6,700/250=26,80mm$, **Nedbøyningene er akseptable**

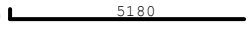
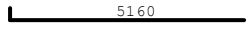
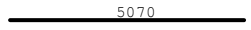
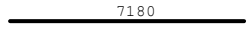
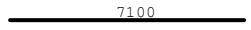
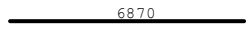
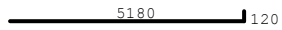
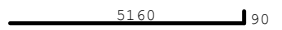
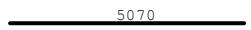

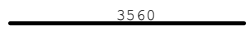
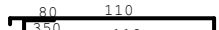
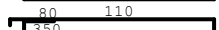
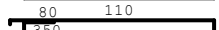
9.5. Minimumsarmering (SLS) (EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

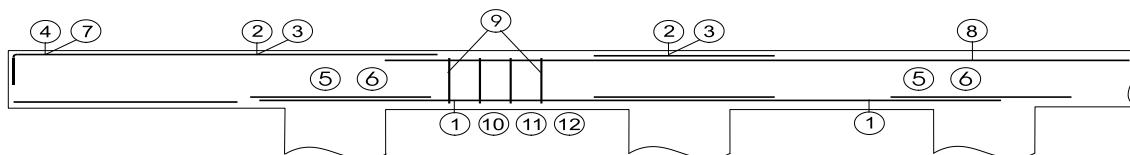
Minimum tverrsnittareal armering $A_{s,min}=k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot Act/\sigma_s$ (EC2 Lign.7.1)
 $b=0,150m$, $b_{eff}=0,150m$, $h=0,400m$, $d=0,369m$, $x=0,151m$, $\emptyset=14mm$
 $Ned=0,00kN$, $\sigma_c=(Ned/bh)=0,0N/mm^2$, $\sigma_s=f_{yd}=435N/mm^2$
 $Act=(h-x) \cdot b=(400-151) \times 150=37368 \text{ mm}^2$
 $\max(h,b_l)=0mm$, $f_{ctm}=3,20N/mm^2$, $Act=37368mm^2$, $k=0,93$, $k_c=0,40$, $k_1=1,50$
 Minimumsarmering, $A_{s,min}=0,40 \times 0,93 \times 3,20 \times 37368/435=102mm^2$

9.6. Beregning av rissvidde (SLS), Felt -2 (EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$w_k=s_r, \max \cdot (\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm})$ (EC2 Lign.7.8)
 $\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}=[\sigma_s-kt \cdot (f_{ct,eff}/\rho_{eff}) + (1+\alpha) \cdot \rho_{eff}]/E_s \geq 0,6 \sigma_s/E_s$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma_s=259N/mm^2$, kortvarig belastning: $E_s/E_c=5,88$, $kt=0,6$, langvarig belastning: $E_s/E_c=20,60$, $kt=0,4$
 $A_{ceff}=2,5(h-d)b=2,5 \times (400-369) \times 150=11625 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $\rho_{eff}=A_s/A_c, eff=575/11625=0,049$
 $\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}=[259-0,4 \times (3,2/0,049) + (1+20,60 \times 0,049)]/200=1,03\% \geq 0,6 \times 259/200=0,78\%$
 $s_r, \max=k_3 \cdot (C_{nom}+\emptyset_s)+k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \emptyset/\rho_{eff}$ (EC2 Lign.7.11)
 $\emptyset=14mm$, $k_1=0,8$, $k_2=(e_1+e_2)/2e_1=0,5$, $k_3=3,4$, $k_4=0,425$
 $s_r, \max=3,4 \times 23,00+0,8 \times 0,5 \times 0,425 \times 14/0,049=126,32 \text{ mm}$
 $w_k=s_r, \max \cdot (\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm})=126,32 \times 0,001 \times 1,03=0,13 \text{ mm}$
 $w_k=0,13mm \leq 0,30mm=w_{max}$, Beskrivelse av miljøet: XC1, **Rissvidde er akseptabel**

10. Bøyleiste

Num		Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	∅	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	(Felt-1)	⑪	120 	3	12	0,888	5,300	14,12
2	(Felt-1)	⑪	90 	1	10	0,617	5,250	3,24
3	(Felt-1)	⑧		2	10	0,617	5,070	6,26
4	(Felt-2)	①		3	14	1,210	7,180	26,06
5	(Felt-2)	①		1	12	0,888	7,100	6,30
6	(Felt-2)	⑧		2	14	1,210	6,870	16,63
7	(Felt-3)	⑫		3	12	0,888	5,300	14,12
8	(Felt-3)	⑫		1	10	0,617	5,250	3,24
9	(Felt-3)	⑧		2	10	0,617	5,070	6,26
10	(Oppl-1)	②		4	16	1,580	3,560	22,50
11	(Oppl-2)	②		4	16	1,580	3,560	22,50
12	(Felt-1)	⑨		23	8	0,395	1,080	9,81
13	(Felt-2)	⑨		32	8	0,395	1,080	13,65
14	(Felt-3)	⑨		23	8	0,395	1,080	9,81
Total vekt [kg]							174,50	

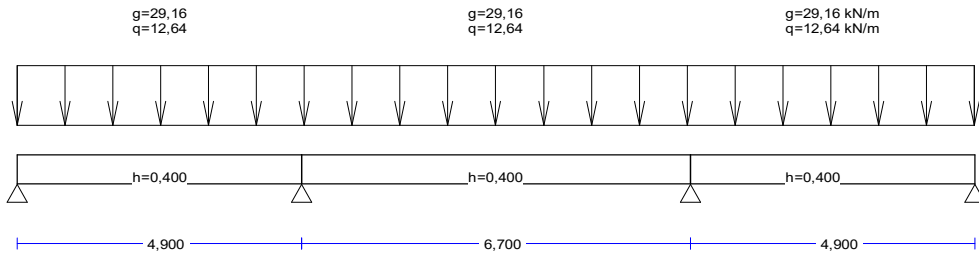


1. HD-bjelke

Kontinuerlig bjelke med fordelt last

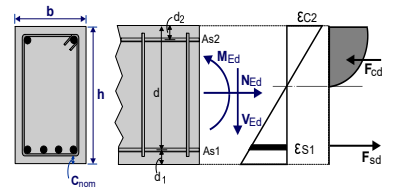
(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

B35 - B500C



Dimensjonering av Betong

Betong- og stålqualität: B35-B500C (EC2 §3)
 Beskrivelse av miljøet : XC1 (EC2 §4.4.1)
 Betongoverdekning : C_{nom}=15 mm (EC2 §4.4.1)
 Egenvekt betong : 25,0 kN/m³
 $\gamma_c=1,50, \gamma_s=1,15$ (EC2 Tabell 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 1,00 \times 35 / 1,50 = 23,33$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05} / \gamma_c = 1,00 \times 2,2 / 1,50 = 1,47$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435$ MPa (EC2 §3.2.7)
 Betongens elastisitetmodul $E_{cm}=34,0$ GPa



2. Dimensjoner, laster

Kontinuerlig bjelke (rektangulært tverrsnitt), antall felt=3
 Lastfaktorer : $\gamma_G=1,35, \gamma_Q=1,50, \xi \cdot \gamma_G=0,89 \times 1,35=1,20$ (EC0 Tillegg A1)
 Kombinasjon av variable laster : $\psi_0=0,70, \psi_1=0,50, \psi_2=0,30$
 Effektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1, d_1=C_{nom}+\varnothing_s+0,5\varnothing=15+8+0,5 \times 16=31$ mm

Spenn, bredder, tykkelser, laster i felter (g=egenvekt + permanentlast, q=variabel last)

Felt -1 L= 4,90m $b_w=0,300$ m $b_{eff}=0,300$ m $h=0,400$ m $g=3,00+ 29,16= 32,16$ kN/m $q= 12,64$ kN/m
 Felt -2 L= 6,70m $b_w=0,300$ m $b_{eff}=0,300$ m $h=0,400$ m $g=3,00+ 29,16= 32,16$ kN/m $q= 12,64$ kN/m
 Felt -3 L= 4,90m $b_w=0,300$ m $b_{eff}=0,300$ m $h=0,400$ m $g=3,00+ 29,16= 32,16$ kN/m $q= 12,64$ kN/m

3. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.1, §9.3.1)

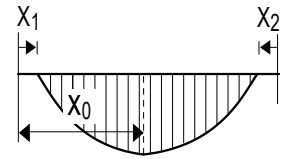
Last (STR) $q_{ed1}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1,35g + 1,50 \times 0,70q = 1,35 \times 32,16 + 1,05 \times 12,64 = 56,69$ kN/m
 $q_{ed2}=\xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0,89 \times 1,35g + 1,50q = 1,20 \times 32,16 + 1,50 \times 12,64 = 57,55$ kN/m
 Last (STR) $q_{ed1}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1,35g + 1,50 \times 0,70q = 1,35 \times 32,16 + 1,05 \times 12,64 = 56,69$ kN/m
 $q_{ed2}=\xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0,89 \times 1,35g + 1,50q = 1,20 \times 32,16 + 1,50 \times 12,64 = 57,55$ kN/m
 Last (STR) $q_{ed1}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1,35g + 1,50 \times 0,70q = 1,35 \times 32,16 + 1,05 \times 12,64 = 56,69$ kN/m
 $q_{ed2}=\xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0,89 \times 1,35g + 1,50q = 1,20 \times 32,16 + 1,50 \times 12,64 = 57,55$ kN/m

Tverrsnittverdier (areal A, treghetsmoment Iyy, tyngdepunkt hc)

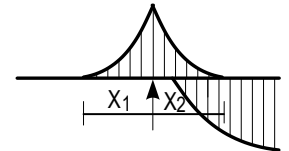
Felt -1 L= 4,900m, A=0,12000m² (1,20E+005mm²), Iyy=0,00160m⁴ (1,60E+009mm⁴), zc=0,000m (0mm)
 Felt -2 L= 6,700m, A=0,12000m² (1,20E+005mm²), Iyy=0,00160m⁴ (1,60E+009mm⁴), zc=0,000m (0mm)
 Felt -3 L= 4,900m, A=0,12000m² (1,20E+005mm²), Iyy=0,00160m⁴ (1,60E+009mm⁴), zc=0,000m (0mm)

4. Skjærkraft og bøyningmomentMaksimum feltmoment for lastkombinasjoner 1,20g+1,50q

Felt -1, Med= 109,80 kNm, xo=1,953 m, x1=0,000m, x2=0,993m
 Felt -2, Med= 146,57 kNm, xo=3,350 m, x1=1,093m, x2=1,093m
 Felt -3, Med= 109,80 kNm, xo=2,947 m, x1=0,993m, x2=0,000m

Maksimum støttemoment for lastkombinasjon 1,20g+1,50q

Opplager-0, Med= 0,00 kNm, x1=0,000 m, x2=0,000 m
 Opplager-1, Med=-208,91 kNm, x1=1,482 m, x2=1,303 m
 Opplager-2, Med=-208,91 kNm, x1=1,303 m, x2=1,482 m
 Opplager-3, Med= 0,00 kNm, x1=0,000 m, x2=0,000 m

Maksimum skjærkraft for lastkombinasjoner 1,20g+1,50q

Felt -1, Ved,A= 112,42 kN, Ved,B=-183,64 kN
 Felt -2, Ved,A= 197,84 kN, Ved,B=-197,84 kN
 Felt -3, Ved,A= 183,64 kN, Ved,B=-112,42 kN

Maksimum reaksjonskrefter fra egenlast og nyttelast (Rg og Rq)

Opplager-0, Rg(x1,20)= 67,00 kN, Rq(x1,50)= 41,10 kN
 Opplager-1, Rg(x1,20)= 251,39 kN, Rq(x1,50)= 130,09 kN
 Opplager-2, Rg(x1,20)= 251,39 kN, Rq(x1,50)= 130,09 kN
 Opplager-3, Rg(x1,20)= 67,00 kN, Rq(x1,50)= 41,10 kN

5. Dimensjonerende verdier for laster, skjærkraft og bøyningmoment

Dimensjonerende moment etter omfordeling av moment med 0% (EC2 §5.5)
 Reduksjon i ytterkant av opplager, (bsup=0,20 m) (EC2 §5.3.2.2.3)
 Kontroll for minimumsverdier, (0,65ql (EC2 §5.3.2.2.3N))

Maksimum feltmoment og maksimum skjærkraft for lastkombinasjoner 1,20g+1,50q

Felt -1, Med= 109,80 kNm, Ved,A= 106,66 kN, Ved,B=-177,88 kN
 Felt -2, Med= 146,57 kNm, Ved,A= 192,09 kN, Ved,B=-192,09 kN
 Felt -3, Med= 109,80 kNm, Ved,A= 177,88 kN, Ved,B=-106,66 kN

Maksimum støttemoment for lastkombinasjon 1,20g+1,50q

Opplager-0, Med= 0,00 kNm, x1=0,000 m, x2=0,000 m
 Opplager-1, Med=-190,55 kNm, x1=1,482 m, x2=1,303 m
 Opplager-2, Med=-190,55 kNm, x1=1,303 m, x2=1,482 m
 Opplager-3, Med= 0,00 kNm, x1=0,000 m, x2=0,000 m

Maksimum skjærkrefter i avstand d fra ytterkant av opplager 1,20g+1,50q

Felt -1, b/2+d=0,469m, 1,20g+1,50q=57,55kN/m, VedA= 85,43kN, VedB= 156,65kN
 Felt -2, b/2+d=0,469m, 1,20g+1,50q=57,55kN/m, VedA= 170,85kN, VedB= 170,85kN
 Felt -3, b/2+d=0,469m, 1,20g+1,50q=57,55kN/m, VedA= 156,65kN, VedB= 85,43kN

6. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

Felt -1

Effektiv høyde av tverrsnitt d1=Cnom+Øs+0,5Ø=15+8+0,5x16=31mm, d2=31mm, d=400-31=369mm

Armering for bøyning (bare strekkarmering påkrevd)

Med=109,80kNm bw=300mm d=369mm Kd=0,610 x/d=0,15 εc2/εs1=-3,5/19,5 ks=2454, **As1= 730mm²**Minimum strekk lengdearmering, As>=0,26bd·fctm/fyk, (As,min= 184mm²) (EC2 §9.2.1.1.1)Maksimum strekk eller trykkarmering, As<=0,04Ac, (As,max=4800mm²) (EC2 §9.2.1.1.3)**Bøyningsarmering: 3Ø16+1Ø14 (757mm²) (underkant)**

Felt -2

Effektiv høyde av tverrsnitt $d_1 = C_{nom} + \varnothing_s + 0,5\varnothing = 15 + 8 + 0,5 \times 16 = 31 \text{ mm}$, $d_2 = 31 \text{ mm}$, $d = 400 - 31 = 369 \text{ mm}$
 Armering for bøyning (bare strekkarmering påkrevd)
 $M_{ed} = 146,57 \text{ kNm}$ $b_w = 300 \text{ mm}$ $d = 369 \text{ mm}$ $K_d = 0,528$ $x/d = 0,21$ $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1} = -3,5/13,3$ $k_s = 2517$, **$A_{s1} = 1000 \text{ mm}^2$**
 Minimum strekk lengdearmering, $A_{s1} \geq 0,26 b_d \cdot f_{ctm} / f_{yk}$, ($A_{s, \min} = 184 \text{ mm}^2$)
 Maksimum strekk eller trykkarmering, $A_{s1} \leq 0,04 A_c$, ($A_{s, \max} = 4800 \text{ mm}^2$)
Bøyningsarmering: 5Ø16 (1005 mm²) (underkant)

Felt -3

Effektiv høyde av tverrsnitt $d_1 = C_{nom} + \varnothing_s + 0,5\varnothing = 15 + 8 + 0,5 \times 16 = 31 \text{ mm}$, $d_2 = 31 \text{ mm}$, $d = 400 - 31 = 369 \text{ mm}$
 Armering for bøyning (bare strekkarmering påkrevd)
 $M_{ed} = 109,80 \text{ kNm}$ $b_w = 300 \text{ mm}$ $d = 369 \text{ mm}$ $K_d = 0,610$ $x/d = 0,15$ $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1} = -3,5/19,5$ $k_s = 2454$, **$A_{s1} = 730 \text{ mm}^2$**
 Minimum strekk lengdearmering, $A_{s1} \geq 0,26 b_d \cdot f_{ctm} / f_{yk}$, ($A_{s, \min} = 184 \text{ mm}^2$)
 Maksimum strekk eller trykkarmering, $A_{s1} \leq 0,04 A_c$, ($A_{s, \max} = 4800 \text{ mm}^2$)
Bøyningsarmering: 3Ø16+1Ø14 (757 mm²) (underkant)

Opplager-1

Effektiv høyde av tverrsnitt $d_1 = C_{nom} + \varnothing_s + 0,5\varnothing = 15 + 8 + 0,5 \times 16 = 31 \text{ mm}$, $d_2 = 31 \text{ mm}$, $d = 400 - 31 = 369 \text{ mm}$
 Armering for bøyning (bare strekkarmering påkrevd)
 $M_{ed} = -190,55 \text{ kNm}$ $b_w = 300 \text{ mm}$ $d = 369 \text{ mm}$ $K_d = 0,463$ $x/d = 0,28$ $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1} = -3,5/9,0$ $k_s = 2601$, **$A_{s2} = 1343 \text{ mm}^2$**
 Minimum strekk lengdearmering, $A_{s1} \geq 0,26 b_d \cdot f_{ctm} / f_{yk}$, ($A_{s, \min} = 184 \text{ mm}^2$) (EC2 §9.2.1.1.1)
 Maksimum strekk eller trykkarmering, $A_{s1} \leq 0,04 A_c$, ($A_{s, \max} = 4800 \text{ mm}^2$) (EC2 §9.2.1.1.3)
Bøyningsarmering: 6Ø16+1Ø14 (1360 mm²) (overkant)

Opplager-2

Effektiv høyde av tverrsnitt $d_1 = C_{nom} + \varnothing_s + 0,5\varnothing = 15 + 8 + 0,5 \times 16 = 31 \text{ mm}$, $d_2 = 31 \text{ mm}$, $d = 400 - 31 = 369 \text{ mm}$
 Armering for bøyning (bare strekkarmering påkrevd)
 $M_{ed} = -190,55 \text{ kNm}$ $b_w = 300 \text{ mm}$ $d = 369 \text{ mm}$ $K_d = 0,463$ $x/d = 0,28$ $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1} = -3,5/9,0$ $k_s = 2601$, **$A_{s2} = 1343 \text{ mm}^2$**
 Minimum strekk lengdearmering, $A_{s1} \geq 0,26 b_d \cdot f_{ctm} / f_{yk}$, ($A_{s, \min} = 184 \text{ mm}^2$)
 Maksimum strekk eller trykkarmering, $A_{s1} \leq 0,04 A_c$, ($A_{s, \max} = 4800 \text{ mm}^2$)
Bøyningsarmering: 6Ø16+1Ø14 (1360 mm²) (overkant)

7. Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.2, §9.2.2)

Felt-1 venstre

Skjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc} (EC2 §6.2.2)
 $V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{0,33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$, $V_{rdc} \geq (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.a,b)
 $C_{rdc} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,50 = 0,120$, $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $b_w = 300 \text{ mm}$, $d = 369 \text{ mm}$
 $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$, $k = 1,74$, $k_1 = 0,15$
 $V_{rd, c(\min)} = 0,001 \times (0,30) \times 300 \times 369 = 33,21 \text{ kN}$, $v_{\min} = 0,0350 \cdot k^{0,67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,30 \text{ N/mm}^2$, (EC2 Lign.6.3N)
 $\rho_1 = 355 / (300 \times 369) = 0,0032$, $V_{rdc} = 0,001 \times [0,120 \times 1,74 \times (0,32 \times 35)^{0,33}] \times 300 \times 369 = 51,72 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 85,43 \text{ kN} > V_{rdc} = 51,72 \text{ kN}$, **$V_{ed} > V_{rdc}$ skjærarmering er nødvendig**

Kapasitet for trykkbrudd V_{rdmax}

(EC2 §6.2.3 Lign.6.9)

$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$, $V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0,18$, $\theta = 21,8^\circ$ $\cot \theta = 2,50$ $\tan \theta = 0,40$
 $\alpha_{cw} = 1,00$ $z = 0,9d$, $f_{ck} = 35,0 \leq 60 \text{ MPa}$ $v_1 = 0,6 [1 - f_{ck}/250] = 0,6 [1 - 35/250] = 0,516$, $f_{cd} = 23,33 \text{ MPa}$
 $V_{rdmax} = 0,001 \times 1,00 \times 300 \times 0,9 \times 369 \times 0,516 \times 23,33 / 2,90 = 413,6 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 106,7 \text{ kN} < 413,6 \text{ kN} = V_{rdmax}$, Kontroll tilfredstilt

Skjærarmering vertikale bøyer

(EC2 §6.2.3 Lign.6.8)

$V_{rds} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$, $V_{rds} = 85,43 \text{ kN}$, $z = 0,9d$, $f_{ywd} = 0,8 f_{yk} = 400,00 \text{ N/mm}^2$, $\cot \theta = 2,50$
 $A_{sw}/s = V_{rds} / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cot 21,8^\circ) = (1,0E+006) \times 85,43 / (0,9 \times 369 \times 400 \times 2,50) = 257 \text{ mm}^2/\text{m}$ ($A_{sw}/s = 257 \text{ mm}^2/\text{m}$)
 Påkrevd skjærarmering: ($A_{sw}/s = 257 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Minimum bøylearmering

(EC2 §9.2.2)

Minimum skjærarmeringsforhold $\rho_{w, \min}$ (EC2 Lign.9.5N)
 $\rho_{w, \min} = (0,10 \times (f_{ck})^{0,5} / f_{yk})$, $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$, $\rho_{w, \min} = 0,0012$
 $\min A_{sw}/s = 1000 \times 0,0012 \times 300 \times \sin(90^\circ) = 360 \text{ mm}^2/\text{m}$
 Maksimum avstand mellom bøyer $s_{\max} = 0,60d$ ($\leq 600 \text{ mm}$) = 210 mm (EC2 §9.2.2.6, Lign.9.6N)
 Maksimum avstand mellom bøyer ben $s_{\max} = 1,00d$ ($\leq 600 \text{ mm}$) = 350 mm (§9.2.2.8, Lign.9.8N)
 Minimum skjærarmering $\varnothing 8s210$ ($A_{sw}/s = 479 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Felt-1 venstre Skjærarmering: $\varnothing 8s210$ ($A_{sw}/s = 479 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Felt-1 høyreSkjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc}

(EC2 §6.2.2)

$$V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{0,33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \quad V_{rdc} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{EC2 Lign. 6.2.a,b})$$

$$C_{rdc} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,50 = 0,120, \quad f_{ck} = 35 \text{ MPa}, \quad b_w = 300 \text{ mm}, \quad d = 369 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2, \quad k = 1,74, \quad k_1 = 0,15$$

$$V_{rd,c}(\text{min}) = 0,001 \times (0,30) \times 300 \times 369 = 33,21 \text{ kN}, \quad v_{min} = 0,0350 \cdot k^{0,67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,30 \text{ N/mm}^2, \quad (\text{EC2 Lign. 6.3N})$$

$$\rho_1 = 1360 / (300 \times 369) = 0,0123, \quad V_{rdc} = 0,001 \times [0,120 \times 1,74 \times (1,23 \times 35)^{0,33}] \times 300 \times 369 = 81,01 \text{ kN}$$

Ved = 156,65 kN > $V_{rdc} = 81,01$ kN, **Ved > V_{rdc} skjærarmering er nødvendig**

Kapasitet for trykkbrudd V_{rdmax}

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.9)

$$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0,30, \quad \theta = 21,8^\circ, \quad \cot \theta = 2,50, \quad \tan \theta = 0,40$$

$$\alpha_{cw} = 1,00, \quad z = 0,9d, \quad f_{ck} = 35,0 < 60 \text{ MPa}, \quad v_1 = 0,6 [1 - f_{ck}/250] = 0,6 [1 - 35/250] = 0,516, \quad f_{cd} = 23,33 \text{ MPa}$$

$$V_{rdmax} = 0,001 \times 1,00 \times 300 \times 0,9 \times 369 \times 0,516 \times 23,33 / 2,90 = 413,6 \text{ kN}$$

Ved = 177,9 kN < 413,6 kN = V_{rdmax} , Kontroll tilfredstilt

Skjærarmering vertikale bøyler

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.8)

$$V_{rds} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{yk} \cdot \cot \theta, \quad V_{rds} = 156,65 \text{ kN}, \quad z = 0,9d, \quad f_{yk} = 400,00 \text{ N/mm}^2, \quad \cot \theta = 2,50$$

$$A_{sw}/s = V_{rds} / (z \cdot f_{yk} \cdot \cot 21,8^\circ) = (1,0E+006) \times 156,65 / (0,9 \times 369 \times 400 \times 2,50) = 472 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (A_{sw}/s = 472 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Påkrevd skjærarmering: (A_{sw}/s = 472 mm²/m)

Minimum bøylearmering

(EC2 §9.2.2)

Minimum skjærarmeringsforhold $\rho_{w,min}$

(EC2 Lign. 9.5N)

$$\rho_{w,min} = (0,10 \times (f_{ck})^{0,5} / f_{yk}), \quad f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2, \quad f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2, \quad \rho_{w,min} = 0,0012$$

$$\min A_{sw}/s = 1000 \times 0,0012 \times 300 \times \sin(90^\circ) = 360 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Maksimum avstand mellom bøyler $s_{lmax} = 0,60d$ (<= 600 mm) = 210 mm

(EC2 §9.2.2.6, Lign. 9.6N)

Maksimum avstand mellom bøylerben $s_{tmax} = 1,00d$ (<= 600 mm) = 350 mm

(§9.2.2.8, Lign. 9.8N)

Minimum skjærarmering $\emptyset 8s210$ (A_{sw}/s = 479 mm²/m)

Felt-1 høyre

Skjærarmering: $\emptyset 8s210$ (A_{sw}/s = 479 mm²/m)

Felt-2 venstreSkjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc}

(EC2 §6.2.2)

$$V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{0,33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \quad V_{rdc} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{EC2 Lign. 6.2.a,b})$$

$$C_{rdc} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,50 = 0,120, \quad f_{ck} = 35 \text{ MPa}, \quad b_w = 300 \text{ mm}, \quad d = 369 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2, \quad k = 1,74, \quad k_1 = 0,15$$

$$V_{rd,c}(\text{min}) = 0,001 \times (0,30) \times 300 \times 369 = 33,21 \text{ kN}, \quad v_{min} = 0,0350 \cdot k^{0,67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,30 \text{ N/mm}^2, \quad (\text{EC2 Lign. 6.3N})$$

$$\rho_1 = 1360 / (300 \times 369) = 0,0123, \quad V_{rdc} = 0,001 \times [0,120 \times 1,74 \times (1,23 \times 35)^{0,33}] \times 300 \times 369 = 81,01 \text{ kN}$$

Ved = 170,85 kN > $V_{rdc} = 81,01$ kN, **Ved > V_{rdc} skjærarmering er nødvendig**

Kapasitet for trykkbrudd V_{rdmax}

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.9)

$$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0,32, \quad \theta = 21,8^\circ, \quad \cot \theta = 2,50, \quad \tan \theta = 0,40$$

$$\alpha_{cw} = 1,00, \quad z = 0,9d, \quad f_{ck} = 35,0 < 60 \text{ MPa}, \quad v_1 = 0,6 [1 - f_{ck}/250] = 0,6 [1 - 35/250] = 0,516, \quad f_{cd} = 23,33 \text{ MPa}$$

$$V_{rdmax} = 0,001 \times 1,00 \times 300 \times 0,9 \times 369 \times 0,516 \times 23,33 / 2,90 = 413,6 \text{ kN}$$

Ved = 192,1 kN < 413,6 kN = V_{rdmax} , Kontroll tilfredstilt

Skjærarmering vertikale bøyler

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.8)

$$V_{rds} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{yk} \cdot \cot \theta, \quad V_{rds} = 170,85 \text{ kN}, \quad z = 0,9d, \quad f_{yk} = 400,00 \text{ N/mm}^2, \quad \cot \theta = 2,50$$

$$A_{sw}/s = V_{rds} / (z \cdot f_{yk} \cdot \cot 21,8^\circ) = (1,0E+006) \times 170,85 / (0,9 \times 369 \times 400 \times 2,50) = 514 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (A_{sw}/s = 514 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Påkrevd skjærarmering: (A_{sw}/s = 514 mm²/m)

Minimum bøylearmering

(EC2 §9.2.2)

Minimum skjærarmeringsforhold $\rho_{w,min}$

(EC2 Lign. 9.5N)

$$\rho_{w,min} = (0,10 \times (f_{ck})^{0,5} / f_{yk}), \quad f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2, \quad f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2, \quad \rho_{w,min} = 0,0012$$

$$\min A_{sw}/s = 1000 \times 0,0012 \times 300 \times \sin(90^\circ) = 360 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Maksimum avstand mellom bøyler $s_{lmax} = 0,60d$ (<= 600 mm) = 210 mm

(EC2 §9.2.2.6, Lign. 9.6N)

Maksimum avstand mellom bøylerben $s_{tmax} = 1,00d$ (<= 600 mm) = 350 mm

(§9.2.2.8, Lign. 9.8N)

Minimum skjærarmering $\emptyset 8s210$ (A_{sw}/s = 479 mm²/m)

Felt-2 venstre

Skjærarmering: $\emptyset 8s195$ (A_{sw}/s = 516 mm²/m)

Felt-2 høyreSkjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc}

(EC2 §6.2.2)

$$V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{0,33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \quad V_{rdc} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{EC2 Lign. 6.2.a,b})$$

$$C_{rdc} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,50 = 0,120, \quad f_{ck} = 35 \text{ MPa}, \quad b_w = 300 \text{ mm}, \quad d = 369 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2, \quad k = 1,74, \quad k_1 = 0,15$$

$$V_{rd,c}(\text{min}) = 0,001 \times (0,30) \times 300 \times 369 = 33,21 \text{ kN}, \quad v_{min} = 0,0350 \cdot k^{0,67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,30 \text{ N/mm}^2, \quad (\text{EC2 Lign. 6.3N})$$

$$\rho_1 = 1360 / (300 \times 369) = 0,0123, \quad V_{rdc} = 0,001 \times [0,120 \times 1,74 \times (1,23 \times 35)^{0,33}] \times 300 \times 369 = 81,01 \text{ kN}$$

$V_{ed} = 170,85 \text{ kN} > V_{rdc} = 81,01 \text{ kN}$, **Ved > Vrdc skjærarmering er nødvendig**

Kapasitet for trykkbrudd V_{rdmax}

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.9)

$$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0,32, \quad \theta = 21,8^\circ \quad \cot \theta = 2,50 \quad \tan \theta = 0,40$$

$$\alpha_{cw} = 1,00 \quad z = 0,9d, \quad f_{ck} = 35,0 < 60 \text{ MPa} \quad v_1 = 0,6 [1 - f_{ck}/250] = 0,6 [1 - 35/250] = 0,516, \quad f_{cd} = 23,33 \text{ MPa}$$

$$V_{rdmax} = 0,001 \times 1,00 \times 300 \times 0,9 \times 369 \times 0,516 \times 23,33 / 2,90 = 413,6 \text{ kN}$$

$V_{ed} = 192,1 \text{ kN} < 413,6 \text{ kN} = V_{rdmax}$, Kontroll tilfredstilt

Skjærarmering vertikale bøyler

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.8)

$$V_{rds} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{yk} \cdot \cot \theta, \quad V_{rds} = 170,85 \text{ kN}, \quad z = 0,9d, \quad f_{yk} = 400,00 \text{ N/mm}^2, \quad \cot \theta = 2,50$$

$$A_{sw}/s = V_{rds} / (z \cdot f_{yk} \cdot \cot 21,8^\circ) = (1,0E+006) \times 170,85 / (0,9 \times 369 \times 400 \times 2,50) = 514 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (A_{sw}/s = 514 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Påkrevd skjærarmering: $(A_{sw}/s = 514 \text{ mm}^2/\text{m})$

Minimum bøylearmering

(EC2 §9.2.2)

Minimum skjærarmeringsforhold $\rho_{w,min}$

(EC2 Lign. 9.5N)

$$\rho_{w,min} = (0,10 \times (f_{ck})^{0,5} / f_{yk}), \quad f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2, \quad f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2, \quad \rho_{w,min} = 0,0012$$

$$\min A_{sw}/s = 1000 \times 0,0012 \times 300 \times \sin(90^\circ) = 360 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Maksimum avstand mellom bøyler $s_{lmax} = 0,60d$ ($\leq 600 \text{ mm}$) = 210 mm

(EC2 §9.2.2.6, Lign. 9.6N)

Maksimum avstand mellom bøylerben $s_{tmax} = 1,00d$ ($\leq 600 \text{ mm}$) = 350 mm

(§9.2.2.8, Lign. 9.8N)

Minimum skjærarmering $\emptyset 8s210$ ($A_{sw}/s = 479 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Felt-2 høyre

Skjærarmering: $\emptyset 8s195$ ($A_{sw}/s = 516 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Felt-3 venstreSkjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc}

(EC2 §6.2.2)

$$V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{0,33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \quad V_{rdc} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{EC2 Lign. 6.2.a,b})$$

$$C_{rdc} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,50 = 0,120, \quad f_{ck} = 35 \text{ MPa}, \quad b_w = 300 \text{ mm}, \quad d = 369 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2, \quad k = 1,74, \quad k_1 = 0,15$$

$$V_{rd,c}(\text{min}) = 0,001 \times (0,30) \times 300 \times 369 = 33,21 \text{ kN}, \quad v_{min} = 0,0350 \cdot k^{0,67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,30 \text{ N/mm}^2, \quad (\text{EC2 Lign. 6.3N})$$

$$\rho_1 = 1360 / (300 \times 369) = 0,0123, \quad V_{rdc} = 0,001 \times [0,120 \times 1,74 \times (1,23 \times 35)^{0,33}] \times 300 \times 369 = 81,01 \text{ kN}$$

$V_{ed} = 156,65 \text{ kN} > V_{rdc} = 81,01 \text{ kN}$, **Ved > Vrdc skjærarmering er nødvendig**

Kapasitet for trykkbrudd V_{rdmax}

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.9)

$$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0,30, \quad \theta = 21,8^\circ \quad \cot \theta = 2,50 \quad \tan \theta = 0,40$$

$$\alpha_{cw} = 1,00 \quad z = 0,9d, \quad f_{ck} = 35,0 < 60 \text{ MPa} \quad v_1 = 0,6 [1 - f_{ck}/250] = 0,6 [1 - 35/250] = 0,516, \quad f_{cd} = 23,33 \text{ MPa}$$

$$V_{rdmax} = 0,001 \times 1,00 \times 300 \times 0,9 \times 369 \times 0,516 \times 23,33 / 2,90 = 413,6 \text{ kN}$$

$V_{ed} = 177,9 \text{ kN} < 413,6 \text{ kN} = V_{rdmax}$, Kontroll tilfredstilt

Skjærarmering vertikale bøyler

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.8)

$$V_{rds} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{yk} \cdot \cot \theta, \quad V_{rds} = 156,65 \text{ kN}, \quad z = 0,9d, \quad f_{yk} = 400,00 \text{ N/mm}^2, \quad \cot \theta = 2,50$$

$$A_{sw}/s = V_{rds} / (z \cdot f_{yk} \cdot \cot 21,8^\circ) = (1,0E+006) \times 156,65 / (0,9 \times 369 \times 400 \times 2,50) = 472 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (A_{sw}/s = 472 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Påkrevd skjærarmering: $(A_{sw}/s = 472 \text{ mm}^2/\text{m})$

Minimum bøylearmering

(EC2 §9.2.2)

Minimum skjærarmeringsforhold $\rho_{w,min}$

(EC2 Lign. 9.5N)

$$\rho_{w,min} = (0,10 \times (f_{ck})^{0,5} / f_{yk}), \quad f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2, \quad f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2, \quad \rho_{w,min} = 0,0012$$

$$\min A_{sw}/s = 1000 \times 0,0012 \times 300 \times \sin(90^\circ) = 360 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Maksimum avstand mellom bøyler $s_{lmax} = 0,60d$ ($\leq 600 \text{ mm}$) = 210 mm

(EC2 §9.2.2.6, Lign. 9.6N)

Maksimum avstand mellom bøylerben $s_{tmax} = 1,00d$ ($\leq 600 \text{ mm}$) = 350 mm

(§9.2.2.8, Lign. 9.8N)

Minimum skjærarmering $\emptyset 8s210$ ($A_{sw}/s = 479 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Felt-3 venstre

Skjærarmering: $\emptyset 8s210$ ($A_{sw}/s = 479 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Felt-3 høyreSkjærkapasitet uten skjærarmering Vrdc

(EC2 §6.2.2)

$$Vrdc = [Crdc \cdot k \cdot (100\rho_1 \cdot f_{ck})^{0,33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot bw \cdot d, \quad Vrdc \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot bw \cdot d \quad (\text{EC2 Lign. 6.2.a,b})$$

$$Crdc = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,50 = 0,120, \quad f_{ck} = 35 \text{ MPa}, \quad bw = 300 \text{ mm}, \quad d = 369 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{(200/d)} < 2, \quad k = 1,74, \quad k_1 = 0,15$$

$$Vrd, c(\text{min}) = 0,001 \times (0,30) \times 300 \times 369 = 33,21 \text{ kN}, \quad v_{min} = 0,0350 \cdot k^{0,67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,30 \text{ N/mm}^2, \quad (\text{EC2 Lign. 6.3N})$$

$$\rho_1 = 355 / (300 \times 369) = 0,0032, \quad Vrdc = 0,001 \times [0,120 \times 1,74 \times (0,32 \times 35)^{0,33}] \times 300 \times 369 = 51,72 \text{ kN}$$

$$Ved = 85,43 \text{ kN} > Vrdc = 51,72 \text{ kN}, \quad \text{Ved} > Vrdc \text{ skjærarmering er nødvendig}$$

Kapasitet for trykkbrudd Vrdmax

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.9)

$$Vrdmax = \alpha_{cw} \cdot bw \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta), \quad Ved / \max(Vrdmax) = 0,18, \quad \theta = 21,8^\circ, \quad \cot\theta = 2,50, \quad \tan\theta = 0,40$$

$$\alpha_{cw} = 1,00, \quad z = 0,9d, \quad f_{cd} = 35,0 < 60 \text{ MPa}, \quad v_1 = 0,6[1 - f_{cd}/250] = 0,6[1 - 35/250] = 0,516, \quad f_{cd} = 23,33 \text{ MPa}$$

$$Vrdmax = 0,001 \times 1,00 \times 300 \times 0,9 \times 369 \times 0,516 \times 23,33 / 2,90 = 413,6 \text{ kN}$$

$$Ved = 106,7 \text{ kN} < 413,6 \text{ kN} = Vrdmax, \quad \text{Kontroll tilfredstilt}$$

Skjærarmering vertikale bøyler

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.8)

$$Vrds = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta, \quad Vrds = 85,43 \text{ kN}, \quad z = 0,9d, \quad f_{ywd} = 0,8f_{yk} = 400,00 \text{ N/mm}^2, \quad \cot\theta = 2,50$$

$$A_{sw}/s = Vrds / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta) = (1,0E+006) \times 85,43 / (0,9 \times 369 \times 400 \times 2,50) = 257 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (A_{sw}/s = 257 \text{ mm}^2/\text{m})$$

$$\text{Påkrevd skjærarmering: } (A_{sw}/s = 257 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Minimum bøylearmering

(EC2 §9.2.2)

Minimum skjærarmeringsforhold $\rho_{w,\text{min}}$

(EC2 Lign. 9.5N)

$$\rho_{w,\text{min}} = (0,10 \times (f_{ck})^{0,5} / f_{yk}), \quad f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2, \quad f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2, \quad \rho_{w,\text{min}} = 0,0012$$

$$\text{min } A_{sw}/s = 1000 \times 0,0012 \times 300 \times \sin(90^\circ) = 360 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{Maksimum avstand mellom bøyler } s_{\text{max}} = 0,60d \quad (< 600 \text{ mm}) = 210 \text{ mm} \quad (\text{EC2 §9.2.2.6, Lign. 9.6N})$$

$$\text{Maksimum avstand mellom bøylerben } s_{\text{max}} = 1,00d \quad (< 600 \text{ mm}) = 350 \text{ mm} \quad (\text{§9.2.2.8, Lign. 9.8N})$$

$$\text{Minimum skjærarmering } \emptyset 8s210 \quad (A_{sw}/s = 479 \text{ mm}^2/\text{m})$$

$$\text{Felt-3 høyre} \quad \text{Skjærarmering: } \emptyset 8s210 \quad (A_{sw}/s = 479 \text{ mm}^2/\text{m})$$

8. Bruksgrensetilstand (SLS), Felt -1

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$$L = 4,900 \text{ m}, \quad b = 0,300 \text{ m}, \quad h = 0,400 \text{ m}, \quad d = 0,369 \text{ m}$$

$$\text{Last (tilnærmet permanent lastsituasjon)} \quad q_{ed} = g + \psi_2 \cdot q = 32,16 + 0,30 \times 12,64 = 35,95 \text{ kN/m}$$

$$L_{eff} = 4,900 \text{ m}, \quad M_{ed} = (35,95/57,55) \times 109,80 = 68,59 \text{ kNm}, \quad M_{ed}(\text{SLS}) = 68,59 \text{ kNm}$$

$$\text{Endelig kryptall } \varphi(\infty, t_0) = 2,50$$

(EC2 §3.1.4, Tillegg B)

$$\text{Total svinntøyning } \epsilon_{cs} = -0,30\%$$

$$\gamma_c = 1,00, \quad \gamma_s = 1,00$$

(EC2 §2.4.2.4.2)

$$\text{Betongens elastisitetsmodul } E_{cm} = 34,0 \text{ GPa}, \quad E_{eff} = 34,0 / (1 + 2,50) = 9,71 \text{ GPa} = 9710 \text{ MPa}$$

(EC2 Lign. 7.20)

$$\text{Stålets elastisitetsmodul } E_s = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulforhold } E_s/E_c = 200/34,0 = 5,88, \quad \text{effektivt } E_s/E_{c,\text{eff}} = 200/9,71 = 20,60$$

$$\text{Strekkarmering: } 3\emptyset 16 + 1\emptyset 14 \quad (757 \text{ mm}^2), \quad \text{Trykkarmering: } 2\emptyset 14 \quad (308 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Armeringsforhold } \rho = A_{s1} / (b \cdot d) = 757 / (300 \times 369) = 0,007, \quad \rho' = A_{s2} / (b \cdot d) = 308 / (300 \times 369) = 0,003$$

8.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS), Felt -1

$$\text{Stivhet av urisset snitt, } EI = (200/20,60) \times (0,001 \times 2,253) = 21876 \text{ kNm}^2$$

$$A_i = A_c + (n-1)(A_{s1} + A_{s2}), \quad e = (n-1)(A_{s1} \cdot y_{1s} - A_{s2} \cdot y_{2s}) / A_i, \quad I = I_c + b \cdot h \cdot e^2 + (A_{s1} \cdot y_{1s}^2 + A_{s2} \cdot y_{2s}^2) \cdot (n-1)$$

$$S = A_s \cdot y_{2s} = (0,001)^2 \times 757 \times 0,160 = (0,001) \times 0,121 \text{ m}^3, \quad y_2 = 191 \text{ mm}, \quad y_{2s} = y_2 - d = 191 - 31 = 160 \text{ mm} \quad (\text{EC2 Lign. 7.21})$$

$$\text{Krumning på grunn av moment } 1/r_M = 68,59 / 21876 = (0,001) \times 3,135 \quad (1/\text{m})$$

$$\text{Krumning på grunn av svinntøyning } 1/r_{cs} = (0,001 \times 0,30) \times 20,60 \times (0,121/2,253) = (0,001) \times 0,332 \quad (1/\text{m})$$

$$\text{Samlet krumning } 1/r = (0,001) \times 3,135 + (0,001) \times 0,332 = (0,001) \times 3,467 \quad (1/\text{m})$$

$$\text{Rissmoment, } M_{cr} = E_{ctm} \cdot (I/y_2) = 3,2 \times (2,253/0,191) = 37,80 \text{ kNm}$$

8.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS), Felt -1

$$\rho = 0,007, \quad \rho' = 0,003, \quad \rho'/\rho = 0,429, \quad n = \alpha_e = 20,60, \quad n \cdot \rho = 0,144, \quad \xi = 0,545, \quad \alpha = 0,380, \quad x = \alpha \cdot d = 0,140 \text{ m}$$

$$\text{Stivhet av fullstendig risset snitt, } EI = \xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2 = 0,545 \times 200 \times 757 \times 0,369^2 = 11232 \text{ kNm}^2$$

$$y_2 = (1 - \alpha)d = 229 \text{ mm}, \quad \epsilon_s = y_2 \cdot M / EI = (0,001) \times 229 \times 68,59 / 11232 = 1,40$$

$$S = A_s \cdot y_2 = (0,001)^2 \times 757 \times 0,229 = (0,001) \times 0,173 \text{ m}^3$$

(EC2 Lign. 7.21)

$$\text{Krumning på grunn av moment } 1/r_M = 68,59 / 11232 = (0,001) \times 6,107 \quad (1/\text{m})$$

$$\text{Krumning på grunn av svinntøyning } 1/r_{cs} = (0,001 \times 0,30) \times 20,60 \times (0,173/1,157) = (0,001) \times 0,475 \quad (1/\text{m})$$

$$\text{Samlet krumning } 1/r = (0,001) \times 6,107 + (0,001) \times 0,475 = (0,001) \times 6,582 \quad (1/\text{m})$$

$$M_{ed} = 68,59 \text{ kNm}, \quad \epsilon_c / \epsilon_s = 0,86/1,40, \quad x = 140 \text{ mm}, \quad \sigma_s = 279 \text{ N/mm}^2$$

8.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS), Felt -1 (EC2 §7.4.2)

$$1/d = K[1 + 1,5 \sqrt{f_{ck}(\rho_o / (\rho - \rho'))} + (1/12) \sqrt{f_{ck} \sqrt{(\rho' / \rho_o)}}] = 31,82 \quad (\text{EC2 Lign.7.16b})$$

$$f_{ck} = 35,00 \text{ N/mm}^2, \rho_o = 0,001 \times \sqrt{35,00} = 0,006, \rho = 0,007, \rho' = 0,003, \rho > \rho_o, K = 1,3$$

$$1/d = (310/\sigma_s) \times (1/d), \sigma_s = 279 \text{ N/mm}^2, 1/d = (310/279) \times 31,82 = 35,29 \quad (\text{EC2 Lign.7.17})$$

$$l_{eff}/d = 4,900/0,369 = 13,28 \leq 35,29, \quad \text{Felt/høyde er akseptabel}$$

8.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS), Felt -1 (EN1992-1-1, §7.4.3)

$$\zeta = 1 - 0,50 \cdot (M_{cr}/M_{ed})^2 = 1 - 0,50 \times (37,80/68,59)^2 = 0,85 \quad (\text{Lign.7.19})$$

$$\text{Endelig krumning } (1/r) = 0,85 \times (0,001 \times 6,582) + (1 - 0,85) \times (0,001 \times 3,467) = (0,001) \times 6,109 \text{ (1/m)} \quad (\text{Lign.7.18})$$

$$\beta = (M_a + M_b)/M_c = (0,00 + 190,55)/109,80 = 1,74, \quad k = 0,104(1 - 1,74/10) = 0,0860$$

$$f = k \cdot l_{eff}^2 \cdot (1/r) = 0,0860 \times 4,900^2 \times 6,109 = 12,61 \text{ mm}$$

$$f = 12,61 \text{ mm} \leq 1000 \times 4,900/250 = 19,60 \text{ mm}, \quad \text{Nedbøyningene er akseptable}$$

8.5. Minimumsarmering (SLS) (EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

$$\text{Minimum tverrsnittareal armering } A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s \quad (\text{EC2 Lign.7.1})$$

$$b = 0,300 \text{ m}, b_{eff} = 0,300 \text{ m}, h = 0,400 \text{ m}, d = 0,369 \text{ m}, x = 0,140 \text{ m}, \varnothing = 16 \text{ mm}$$

$$N_{ed} = 0,00 \text{ kN}, \sigma_c = (N_{ed}/bh) = 0,0 \text{ N/mm}^2, \sigma_s = f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{ct} = (h - x) \cdot b = (400 - 140) \times 300 = 77953 \text{ mm}^2$$

$$\max(h, b) = 0 \text{ mm}, f_{ctm} = 3,20 \text{ N/mm}^2, A_{ct} = 77953 \text{ mm}^2, k = 0,93, k_c = 0,40, k_1 = 1,50$$

$$\text{Minimumsarmering, } A_{s,min} = 0,40 \times 0,93 \times 3,20 \times 77953 / 435 = 213 \text{ mm}^2$$

8.6. Beregning av rissvidde (SLS), Felt -1 (EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (\text{EC2 Lign.7.8})$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff}/\rho_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0,6 \sigma_s / E_s \quad (\text{EC2 Eq.7.9})$$

$$\sigma_s = 279 \text{ N/mm}^2, \text{ kortvarig belastning: } E_s/E_c = 5,88, k_t = 0,6, \text{ langvarig belastning: } E_s/E_c = 20,60, k_t = 0,4$$

$$A_{c,eff} = 2,5(h - d)b = 2,5 \times (400 - 369) \times 300 = 23250 \text{ mm}^2 \quad (\text{§7.3.2.3})$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 757 / 23250 = 0,033$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [279 - 0,4 \times (3,2/0,033) (1 + 20,60 \times 0,033)] / 200 = 1,07\% \geq 0,6 \times 279 / 200 = 0,84\%$$

$$s_{r,max} = k_3 \cdot (C_{nom} + \varnothing_s) + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varnothing / \rho_{eff} \quad (\text{EC2 Lign.7.11})$$

$$\varnothing = 16 \text{ mm}, k_1 = 0,8, k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0,5, k_3 = 3,4, k_4 = 0,425$$

$$s_{r,max} = 3,4 \times 23,00 + 0,8 \times 0,5 \times 0,425 \times 16 / 0,033 = 161,74 \text{ mm}$$

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 161,74 \times 0,001 \times 1,07 = 0,17 \text{ mm}$$

$$w_k = 0,17 \text{ mm} \leq 0,30 \text{ mm} = w_{max}, \text{ Beskrivelse av miljøet: XC1, Rissvidde er akseptabel}$$

9. Bruksgrensetilstand (SLS), Felt -2 (EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$$L = 6,700 \text{ m}, b = 0,300 \text{ m}, h = 0,400 \text{ m}, d = 0,369 \text{ m}$$

$$\text{Last (tilnærmet permanent lastsituasjon)} q_{ed} = g + \psi_2 \cdot q = 32,16 + 0,30 \times 12,64 = 35,95 \text{ kN/m}$$

$$l_{eff} = 6,700 \text{ m}, M_{ed} = (35,95/57,55) \times 146,57 = 91,56 \text{ kNm}, M_{ed}(SLS) = 91,56 \text{ kNm}$$

$$\text{Endelig kryptall } \varphi(\infty, t_o) = 2,50 \quad (\text{EC2 §3.1.4, Tillegg B})$$

$$\text{Total svinntøyning } \epsilon_{cs} = -0,30\%$$

$$\gamma_c = 1,00, \gamma_s = 1,00$$

$$(\text{EC2 §2.4.2.4.2})$$

$$\text{Betongens elastisitetmodul } E_{cm} = 34,0 \text{ GPa}, E_{c,eff} = 34,0 / (1 + 2,50) = 9,71 \text{ GPa} = 9710 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 Lign.7.20})$$

$$\text{Stålets elastisitetmodul } E_s = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulforhold } E_s/E_c = 200/34,0 = 5,88, \text{ effektivt } E_s/E_{c,eff} = 200/9,71 = 20,60$$

$$\text{Strekkarmering: } 5\varnothing 16 (1005 \text{ mm}^2), \text{ Trykkarmering: } 2\varnothing 14 (308 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Armeringsforhold } \rho = A_s / (b \cdot d) = 1005 / (300 \times 369) = 0,009, \quad \rho' = A_{s2} / (b \cdot d) = 308 / (300 \times 369) = 0,003$$

9.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS), Felt -2

$$\text{Stivhet av urisset snitt, } EI = (200/20,60) \times (0,001 \times 2,373) = 23041 \text{ kNm}^2$$

$$A_i = A_c + (n-1)(A_{s1} + A_{s2}), e = (n-1)(A_{s1} \cdot y_{1s} - A_{s2} \cdot y_{2s}) / A_i, I = I_c + b \cdot h \cdot e^2 + (A_{s1} \cdot y_{1s}^2 + A_{s2} \cdot y_{2s}^2) (n-1)$$

$$S = A_s \cdot y_{2s} = (0,001)^2 \times 1005 \times 0,154 = (0,001) \times 0,155 \text{ m}^3, y_2 = 185 \text{ mm}, y_{2s} = y_2 - d = 185 - 31 = 154 \text{ mm} \quad (\text{EC2 Lign.7.21})$$

$$\text{Krumning på grunn av moment } 1/r_M = 91,56 / 23041 = (0,001) \times 3,974 \text{ (1/m)}$$

$$\text{Krumning på grunn av svinntøyning } 1/r_{cs} = (0,001 \times 0,30) \times 20,60 \times (0,155/2,373) = (0,001) \times 0,404 \text{ (1/m)}$$

$$\text{Samlet krumning } 1/r = (0,001) \times 3,974 + (0,001) \times 0,404 = (0,001) \times 4,378 \text{ (1/m)}$$

$$\text{Rissmoment, } M_{cr} = f_{ctm} \cdot (I/y_2) = 3,2 \times (2,373/0,185) = 40,95 \text{ kNm}$$

9.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS), Felt -2

$\rho=0,009$, $\rho'=0,003$, $\rho'/\rho=0,333$, $n=\alpha=20,60$, $n\cdot\rho=0,185$, $\xi=0,504$, $\alpha=0,419$, $x=\alpha\cdot d=0,155m$
 Stivhet av fullstendig risset snitt, $EI=\xi\cdot Es\cdot As\cdot d^2=0,504\times 200\times 1005\times 0,369^2=13786 \text{ kNm}^2$
 $y_2=(1-\alpha)d=214mm$, $\varepsilon_s=y_2\cdot M/EI=(0,001)\times 214\times 91,56/13786=1,42$
 $S=As\cdot y_2=(0,001)^2\times 1005\times 0,214=(0,001)\times 0,215 \text{ m}^3$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M=91,56/13786=(0,001)\times 6,642 \text{ (1/m)}$
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs}=(0,001\times 0,30)\times 20,60\times (0,215/1,420)=(0,001)\times 0,561 \text{ (1/m)}$
 Samlet krumning $1/r=(0,001)\times 6,642+(0,001)\times 0,561=(0,001)\times 7,202 \text{ (1/m)}$
 $Med=91,56 \text{ kNm}$, $\varepsilon_c/\varepsilon_s=1,03/1,42$, $x=155mm$, $\sigma_s=285 \text{ N/mm}^2$

9.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS), Felt -2 (EC2 §7.4.2)

$l/d=K[1+1,5\sqrt{f_{ck}(\rho/(\rho-\rho'))}+(1/12)\sqrt{f_{ck}\sqrt{(\rho'/\rho)}}]=30,15$ (EC2 Lign.7.16b)
 $f_{ck}=35,00N/mm^2$, $\rho_0=0,001\times\sqrt{35,00}=0,006$, $\rho=0,009$, $\rho'=0,003$, $\rho>\rho_0$, $K=1,5$
 $l/d=(310/\sigma_s)\times(1/d)$, $\sigma_s=285 \text{ N/mm}^2$, $l/d=(310/285)\times 30,15=32,84$ (EC2 Lign.7.17)
 $l_{eff}/d=6,700/0,369=18,16 \leq 32,84$, **Felt/høyde er akseptabel**

9.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS), Felt -2 (EN1992-1-1, §7.4.3)

$\zeta=1-0,50\cdot(M_{cr}/Med)^2=1-0,50\times(40,95/91,56)^2=0,90$ (Lign.7.19)
 Endelig krumning $(1/r)=0,90\times(0,001\times 7,202)+(1-0,90)\times(0,001\times 4,378)=(0,001)\times 6,920 \text{ (1/m)}$ (Lign.7.18)
 $\beta=(M_a+M_b)/M_c=(190,55+190,55)/146,57=2,60$, $k=0,104(1-2,60/10)=0,0770$
 $f=k\cdot l_{eff}^2\cdot(1/r)=0,0770\times 6,700^2\times 6,920=23,91 \text{ mm}$
 $f=23,91mm \leq 1000\times 6,700/250=26,80mm$, **Nedbøyningene er akseptable**













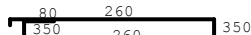
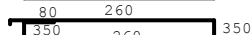
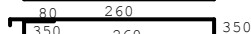
9.5. Minimumsarmering (SLS) (EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

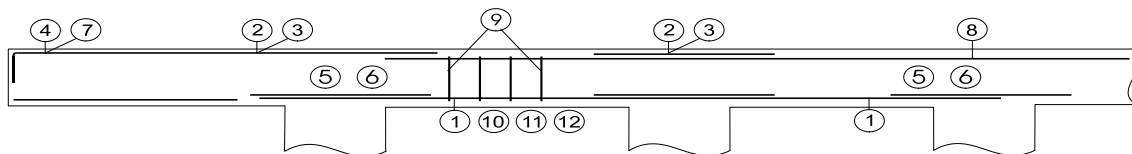
Minimum tverrsnittareal armering $A_{s,min}=k_c\cdot k\cdot f_{ct,eff}\cdot Act/\sigma_s$ (EC2 Lign.7.1)
 $b=0,300m$, $b_{eff}=0,300m$, $h=0,400m$, $d=0,369m$, $x=0,155m$, $\varnothing=16mm$
 $Ned=0,00kN$, $\sigma_c=(Ned/bh)=0,0N/mm^2$, $\sigma_s=f_{yd}=435N/mm^2$
 $Act=(h-x)\cdot b=(400-155)\times 300=73580 \text{ mm}^2$
 $\max(h,b_l)=0mm$, $f_{ctm}=3,20N/mm^2$, $Act=73580mm^2$, $k=0,93$, $k_c=0,40$, $k_1=1,50$
 Minimumsarmering, $A_{s,min}=0,40\times 0,93\times 3,20\times 73580/435=201mm^2$

9.6. Beregning av rissvidde (SLS), Felt -2 (EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$w_k=s_r\cdot\max(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm})$ (EC2 Lign.7.8)
 $\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}=[\sigma_s-k_t\cdot(f_{ct,eff}/p_{eff})(1+\alpha\cdot p_{eff})]/E_s \geq 0,6 \sigma_s/E_s$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma_s=285N/mm^2$, kortvarig belastning: $E_s/E_c=5,88$, $k_t=0,6$, langvarig belastning: $E_s/E_c=20,60$, $k_t=0,4$
 $A_{ceff}=2,5(h-d)b=2,5\times(400-369)\times 300=23250 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $p_{eff}=A_s/A_c$, $eff=1005/23250=0,043$
 $\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}=[285-0,4\times(3,2/0,043)(1+20,60\times 0,043)]/200=1,14\% \geq 0,6\times 285/200=0,85\%$
 $s_{r,max}=k_3\cdot(C_{nom}+\varnothing_s)+k_1\cdot k_2\cdot k_4\cdot\varnothing/p_{eff}$ (EC2 Lign.7.11)
 $\varnothing=16mm$, $k_1=0,8$, $k_2=(e_1+e_2)/2e_1=0,5$, $k_3=3,4$, $k_4=0,425$
 $s_{r,max}=3,4\times 23,00+0,8\times 0,5\times 0,425\times 16/0,043=141,13 \text{ mm}$
 $w_k=s_{r,max}\cdot(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm})=141,13\times 0,001\times 1,14=0,16 \text{ mm}$
 $w_k=0,16mm \leq 0,30mm=w_{max}$, Beskrivelse av miljøet: XC1, **Rissvidde er akseptabel**

10. Bøveliste

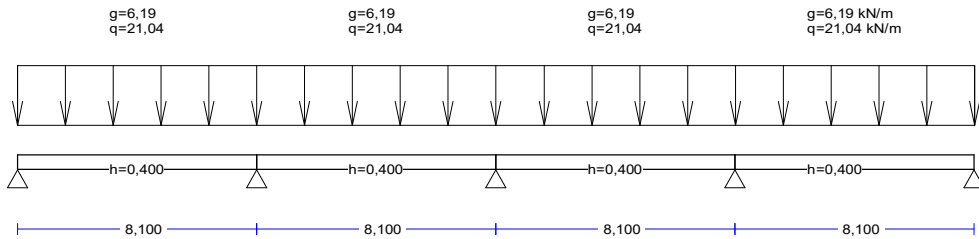
Num		Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	∅	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	(Felt-1)	⑪	190 	3	16	1,580	5,450	25,83
2	(Felt-1)	⑪	160 	1	14	1,210	5,380	6,51
3	(Felt-1)	⑧		2	14	1,210	5,070	12,27
4	(Felt-2)	①		5	16	1,580	7,240	57,20
5	(Felt-2)	⑧		2	14	1,210	6,870	16,63
6	(Felt-3)	⑫		3	16	1,580	5,450	25,83
7	(Felt-3)	⑫		1	14	1,210	5,380	6,51
8	(Felt-3)	⑧		2	14	1,210	5,070	12,27
9	(Oppl-1)	②		6	16	1,580	3,540	33,56
10	(Oppl-1)	②		1	14	1,210	3,440	4,16
11	(Oppl-2)	②		6	16	1,580	3,540	33,56
12	(Oppl-2)	②		1	14	1,210	3,440	4,16
13	(Felt-1)	⑨	80 	23	8	0,395	1,380	12,54
14	(Felt-2)	⑨	80 	34	8	0,395	1,380	18,53
15	(Felt-3)	⑨	80 	23	8	0,395	1,380	12,54
Total vekt [kg]							282,10	



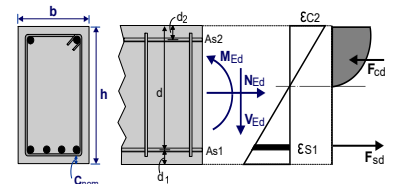
1. EC2-BJELKE-001**Kontinuerlig bjelke med fordelt last**

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

B25 - B500C

Dimensjonering av Betong

Betong- og stålqualität: B25-B500C (EC2 §3)
 Beskrivelse av miljøet : XC1 (EC2 §4.4.1)
 Betongoverdekning : C_{nom}=15 mm (EC2 §4.4.1)
 Egenvekt betong : 25,0 kN/m³
 $\gamma_c=1,50$, $\gamma_s=1,15$ (EC2 Tabell 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=1,00 \times 25/1,50=16,67$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk} \cdot 0,05/\gamma_c=1,00 \times 1,8/1,50=1,20$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1,15=435$ MPa (EC2 §3.2.7)
 Betongens elastisitetmodul $E_{cm}=31,0$ GPa

**2. Dimensjoner, laster**Kontinuerlig bjelke (rektangulært tverrsnitt), antall felt=4Lastfaktorer : $\gamma_G=1,35$, $\gamma_Q=1,50$, $\xi \cdot \gamma_G=0,89 \times 1,35=1,20$ (EC0 Tillegg A1)Kombinasjon av variable laster : $\psi_0=0,70$, $\psi_1=0,50$, $\psi_2=0,30$ Effektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\varnothing s+0,5\varnothing=15+8+0,5 \times 16=31$ mmSpenn, bredder, tykkelser, laster i felter (g=egenvekt + permanentlast, q=variabel last)Felt -1 L= 8,10m $b_w=0,250$ m $b_{eff}=0,250$ m $h=0,400$ m $g=2,50+6,19=8,69$ kN/m $q=21,04$ kN/mFelt -2 L= 8,10m $b_w=0,250$ m $b_{eff}=0,250$ m $h=0,400$ m $g=2,50+6,19=8,69$ kN/m $q=21,04$ kN/mFelt -3 L= 8,10m $b_w=0,250$ m $b_{eff}=0,250$ m $h=0,400$ m $g=2,50+6,19=8,69$ kN/m $q=21,04$ kN/mFelt -4 L= 8,10m $b_w=0,250$ m $b_{eff}=0,250$ m $h=0,400$ m $g=2,50+6,19=8,69$ kN/m $q=21,04$ kN/m**3. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)**

(EC2 §6.1, §9.3.1)

Last (STR) $q_{ed1}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q=1,35g+1,50 \times 0,70q=1,35 \times 8,69+1,05 \times 21,04=33,82$ kN/m $q_{ed2}=\xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q=0,89 \times 1,35g+1,50q=1,20 \times 8,69+1,50 \times 21,04=41,99$ kN/mLast (STR) $q_{ed1}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q=1,35g+1,50 \times 0,70q=1,35 \times 8,69+1,05 \times 21,04=33,82$ kN/m $q_{ed2}=\xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q=0,89 \times 1,35g+1,50q=1,20 \times 8,69+1,50 \times 21,04=41,99$ kN/mLast (STR) $q_{ed1}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q=1,35g+1,50 \times 0,70q=1,35 \times 8,69+1,05 \times 21,04=33,82$ kN/m $q_{ed2}=\xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q=0,89 \times 1,35g+1,50q=1,20 \times 8,69+1,50 \times 21,04=41,99$ kN/mLast (STR) $q_{ed1}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q=1,35g+1,50 \times 0,70q=1,35 \times 8,69+1,05 \times 21,04=33,82$ kN/m $q_{ed2}=\xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q=0,89 \times 1,35g+1,50q=1,20 \times 8,69+1,50 \times 21,04=41,99$ kN/m

Tverrsnittverdier (areal A, treghetsmoment I_{yy}, tyngdepunkt hc)

Felt -1	L= 8,100m, A=0,10000m ² (1,00E+005mm ²), I _{yy} =0,00133m ⁴ (1,33E+009mm ⁴), z _c =0,000m (0mm)
Felt -2	L= 8,100m, A=0,10000m ² (1,00E+005mm ²), I _{yy} =0,00133m ⁴ (1,33E+009mm ⁴), z _c =0,000m (0mm)
Felt -3	L= 8,100m, A=0,10000m ² (1,00E+005mm ²), I _{yy} =0,00133m ⁴ (1,33E+009mm ⁴), z _c =0,000m (0mm)
Felt -4	L= 8,100m, A=0,10000m ² (1,00E+005mm ²), I _{yy} =0,00133m ⁴ (1,33E+009mm ⁴), z _c =0,000m (0mm)

4. Skjærkraft og bøyningmomentMaksimum feltmoment for lastkombinasjoner 1,20g+1,50q

Felt -1, Med= 260,39 kNm, x _o =3,522 m, x ₁ =0,000m, x ₂ =1,056m
Felt -2, Med= 195,74 kNm, x _o =4,217 m, x ₁ =1,164m, x ₂ =0,829m
Felt -3, Med= 195,74 kNm, x _o =3,883 m, x ₁ =0,829m, x ₂ =1,164m
Felt -4, Med= 260,39 kNm, x _o =4,578 m, x ₁ =1,056m, x ₂ =0,000m

Maksimum støttemoment for lastkombinasjon 1,20g+1,50q

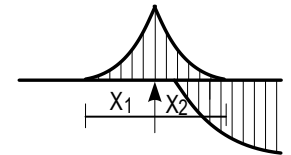
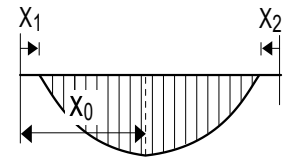
Opplager-0, Med= 0,00 kNm, x ₁ =0,000 m, x ₂ =0,000 m
Opplager-1, Med=-313,65 kNm, x ₁ =1,844 m, x ₂ =2,097 m
Opplager-2, Med=-270,73 kNm, x ₁ =1,848 m, x ₂ =1,848 m
Opplager-3, Med=-313,65 kNm, x ₁ =2,097 m, x ₂ =1,844 m
Opplager-4, Med= 0,00 kNm, x ₁ =0,000 m, x ₂ =0,000 m

Maksimum skjærkraft for lastkombinasjoner 1,20g+1,50q

Felt -1, Ved,A= 147,87 kN, Ved,B=-208,77 kN
Felt -2, Ved,A= 193,61 kN, Ved,B=-185,29 kN
Felt -3, Ved,A= 185,29 kN, Ved,B=-193,61 kN
Felt -4, Ved,A= 208,77 kN, Ved,B=-147,87 kN

Maksimum reaksjonskrefter fra egenlast og nyttelast (R_g og R_q)

Opplager-0, R _g (x ₁ ,20)= 33,18 kN, R _q (x ₁ ,50)= 110,70 kN
Opplager-1, R _g (x ₁ ,20)= 96,53 kN, R _q (x ₁ ,50)= 305,85 kN
Opplager-2, R _g (x ₁ ,20)= 78,43 kN, R _q (x ₁ ,50)= 292,16 kN
Opplager-3, R _g (x ₁ ,20)= 96,53 kN, R _q (x ₁ ,50)= 305,85 kN
Opplager-4, R _g (x ₁ ,20)= 33,18 kN, R _q (x ₁ ,50)= 110,70 kN

**5. Dimensjonerende verdier for laster, skjærkraft og bøyningmoment**

Dimensjonerende moment etter omfordeling av moment med 0%

(EC2 §5.5)

Reduksjon i ytterkant av opplager, (bsup=0,20 m)

(EC2 §5.3.2.2.3)

Kontroll for minimumsverdier,

(0,65q_l (EC2 §5.3.2.2.3N))

Maksimum feltmoment og maksimum skjærkraft for lastkombinasjoner 1,20g+1,50q

Felt -1, Med= 260,39 kNm, Ved,A= 143,67 kN, Ved,B=-204,57 kN
Felt -2, Med= 195,74 kNm, Ved,A= 189,41 kN, Ved,B=-181,10 kN
Felt -3, Med= 195,74 kNm, Ved,A= 181,10 kN, Ved,B=-189,41 kN
Felt -4, Med= 260,39 kNm, Ved,A= 204,57 kN, Ved,B=-143,67 kN

Maksimum støttemoment for lastkombinasjon 1,20g+1,50q

Opplager-0, Med= 0,00 kNm, x ₁ =0,000 m, x ₂ =0,000 m
Opplager-1, Med=-294,29 kNm, x ₁ =1,844 m, x ₂ =2,097 m
Opplager-2, Med=-252,20 kNm, x ₁ =1,848 m, x ₂ =1,848 m
Opplager-3, Med=-294,29 kNm, x ₁ =2,097 m, x ₂ =1,844 m
Opplager-4, Med= 0,00 kNm, x ₁ =0,000 m, x ₂ =0,000 m

Maksimum skjærkrefter i avstand d fra ytterkant av opplager 1,20g+1,50q

Felt -1, b/2+d=0,469m, 1,20g+1,50q=41,99kN/m, Ved,A= 128,18kN, Ved,B= 189,08kN
Felt -2, b/2+d=0,469m, 1,20g+1,50q=41,99kN/m, Ved,A= 173,92kN, Ved,B= 165,60kN
Felt -3, b/2+d=0,469m, 1,20g+1,50q=41,99kN/m, Ved,A= 165,60kN, Ved,B= 173,92kN
Felt -4, b/2+d=0,469m, 1,20g+1,50q=41,99kN/m, Ved,A= 189,08kN, Ved,B= 128,18kN

6. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

Felt -1Effektiv høyde av tverrsnitt $d_1=C_{nom}+\varnothing s+1,1\varnothing=15+8+1,1 \times 16=41\text{mm}$, $d_2=31\text{mm}$, $d=400-41=359\text{mm}$

Armering for bøyning (både strekk- og trykkarmering påkrevd)

Med=260,39kNm, bw=250mm, d=359mm, Kd=0,352, ks1=2736, ks2=1005, **As1=1983, As2= 728mm²**Minimum strekk lengdearmering, $As \geq 0,26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$, (As,min= 121mm²) (EC2 §9.2.1.1.1)Maksimum strekk eller trykkarmering, $As \leq 0,04Ac$, (As,max=4000mm²) (EC2 §9.2.1.1.3)**Bøyningsarmering: 6Ø16+5Ø14 (1976mm²) (underkant), 3Ø16+1Ø20 (917mm²) (overkant)****Felt -2**Effektiv høyde av tverrsnitt $d_1=C_{nom}+\varnothing s+1,1\varnothing=15+8+1,1 \times 16=41\text{mm}$, $d_2=31\text{mm}$, $d=400-41=359\text{mm}$

Armering for bøyning (både strekk- og trykkarmering påkrevd)

Med=195,74kNm, bw=250mm, d=359mm, Kd=0,406, ks1=2784, ks2=481, **As1=1516, As2= 262mm²**Minimum strekk lengdearmering, $As \geq 0,26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$, (As,min= 121mm²)Maksimum strekk eller trykkarmering, $As \leq 0,04Ac$, (As,max=4000mm²)**Bøyningsarmering: 6Ø16+2Ø14 (1514mm²) (underkant), 3Ø12+1Ø10 (417mm²) (overkant)****Felt -3**Effektiv høyde av tverrsnitt $d_1=C_{nom}+\varnothing s+1,1\varnothing=15+8+1,1 \times 16=41\text{mm}$, $d_2=31\text{mm}$, $d=400-41=359\text{mm}$

Armering for bøyning (både strekk- og trykkarmering påkrevd)

Med=195,74kNm, bw=250mm, d=359mm, Kd=0,406, ks1=2784, ks2=481, **As1=1516, As2= 262mm²**Minimum strekk lengdearmering, $As \geq 0,26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$, (As,min= 121mm²)Maksimum strekk eller trykkarmering, $As \leq 0,04Ac$, (As,max=4000mm²)**Bøyningsarmering: 6Ø16+2Ø14 (1514mm²) (underkant), 3Ø12+1Ø10 (417mm²) (overkant)****Felt -4**Effektiv høyde av tverrsnitt $d_1=C_{nom}+\varnothing s+1,1\varnothing=15+8+1,1 \times 16=41\text{mm}$, $d_2=31\text{mm}$, $d=400-41=359\text{mm}$

Armering for bøyning (både strekk- og trykkarmering påkrevd)

Med=260,39kNm, bw=250mm, d=359mm, Kd=0,352, ks1=2736, ks2=1005, **As1=1983, As2= 728mm²**Minimum strekk lengdearmering, $As \geq 0,26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$, (As,min= 121mm²)Maksimum strekk eller trykkarmering, $As \leq 0,04Ac$, (As,max=4000mm²)**Bøyningsarmering: 6Ø16+5Ø14 (1976mm²) (underkant), 3Ø16+1Ø20 (917mm²) (overkant)****Opplager-1**Effektiv høyde av tverrsnitt $d_1=C_{nom}+\varnothing s+1,1\varnothing=15+8+1,1 \times 16=41\text{mm}$, $d_2=41\text{mm}$, $d=400-41=359\text{mm}$

Armering for bøyning (både strekk- og trykkarmering påkrevd)

Med=-294,29kNm, bw=250mm, d=359mm, Kd=0,331, ks1=2720, ks2=1188, **As2=2227, As1= 973mm²**Minimum strekk lengdearmering, $As \geq 0,26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$, (As,min= 121mm²) (EC2 §9.2.1.1.1)Maksimum strekk eller trykkarmering, $As \leq 0,04Ac$, (As,max=4000mm²) (EC2 §9.2.1.1.3)**Bøyningsarmering: 8Ø16+4Ø14 (2224mm²) (overkant), 5Ø16 (1005mm²) (underkant)****Opplager-2**Effektiv høyde av tverrsnitt $d_1=C_{nom}+\varnothing s+1,1\varnothing=15+8+1,1 \times 16=41\text{mm}$, $d_2=41\text{mm}$, $d=400-41=359\text{mm}$

Armering for bøyning (både strekk- og trykkarmering påkrevd)

Med=-252,20kNm, bw=250mm, d=359mm, Kd=0,358, ks1=2741, ks2=954, **As2=1923, As1= 669mm²**Minimum strekk lengdearmering, $As \geq 0,26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$, (As,min= 121mm²)Maksimum strekk eller trykkarmering, $As \leq 0,04Ac$, (As,max=4000mm²)**Bøyningsarmering: 8Ø16+2Ø14 (1916mm²) (overkant), 2Ø16+2Ø14 (710mm²) (underkant)****Opplager-3**Effektiv høyde av tverrsnitt $d_1=C_{nom}+\varnothing s+1,1\varnothing=15+8+1,1 \times 16=41\text{mm}$, $d_2=41\text{mm}$, $d=400-41=359\text{mm}$

Armering for bøyning (både strekk- og trykkarmering påkrevd)

Med=-294,29kNm, bw=250mm, d=359mm, Kd=0,331, ks1=2720, ks2=1188, **As2=2227, As1= 973mm²**Minimum strekk lengdearmering, $As \geq 0,26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$, (As,min= 121mm²)Maksimum strekk eller trykkarmering, $As \leq 0,04Ac$, (As,max=4000mm²)**Bøyningsarmering: 8Ø16+4Ø14 (2224mm²) (overkant), 5Ø16 (1005mm²) (underkant)**

7. Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.2, §9.2.2)

Felt-1 venstreSkjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc}

(EC2 §6.2.2)

$$V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \quad V_{rdc} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

(EC2 Lign.6.2.a,b)

$$C_{rdc} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,50 = 0,120, \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}, \quad b_w = 250 \text{ mm}, \quad d = 359 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2, \quad k = 1,75, \quad k_1 = 0,15$$

$$V_{rd,c}(\text{min}) = 0,001 \times (0,25) \times 250 \times 359 = 22,46 \text{ kN}, \quad v_{min} = 0,0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,25 \text{ N/mm}^2,$$

(EC2 Lign.6.3N)

$$\rho_1 = 911 / (250 \times 359) = 0,0101, \quad V_{rdc} = 0,001 \times [0,120 \times 1,75 \times (1,01 \times 25)^{0.33}] \times 250 \times 359 = 55,36 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 128,18 \text{ kN} > V_{rdc} = 55,36 \text{ kN}, \quad \text{Ved} > V_{rdc} \text{ skjærarmering er nødvendig}$$

Kapasitet for trykkbrudd V_{rdmax}

(EC2 §6.2.3 Lign.6.9)

$$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0,39, \quad \theta = 21,8^\circ \cot \theta = 2,50 \tan \theta = 0,40$$

$$\alpha_{cw} = 1,00 \quad z = 0,9d, \quad f_{ck} = 25,0 < 60 \text{ MPa} \quad v_1 = 0,6 [1 - f_{ck}/250] = 0,6 [1 - 25/250] = 0,540, \quad f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$$

$$V_{rdmax} = 0,001 \times 1,00 \times 250 \times 0,9 \times 359 \times 0,540 \times 16,67 / 2,90 = 251,0 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 143,7 \text{ kN} < 251,0 \text{ kN} = V_{rdmax}, \quad \text{Kontroll tilfredstilt}$$

Skjærarmering vertikale bøyer

(EC2 §6.2.3 Lign.6.8)

$$V_{rds} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \quad V_{rds} = 128,18 \text{ kN}, \quad z = 0,9d, \quad f_{ywd} = 0,8 f_{yk} = 400,00 \text{ N/mm}^2, \quad \cot \theta = 2,50$$

$$A_{sw}/s = V_{rds} / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cot 21,8^\circ) = (1,0E+006) \times 128,18 / (0,9 \times 359 \times 400 \times 2,50) = 396 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (A_{sw}/s = 396 \text{ mm}^2/\text{m})$$

$$\text{Påkrevd skjærarmering: } (A_{sw}/s = 396 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Minimum bøylearmering

(EC2 §9.2.2)

Minimum skjærarmeringsforhold $\rho_{w,min}$

(EC2 Lign.9.5N)

$$\rho_{w,min} = (0,10 \times (f_{ck})^{0.5} / f_{yk}), \quad f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2, \quad f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2, \quad \rho_{w,min} = 0,0010$$

$$\text{min } A_{sw}/s = 1000 \times 0,0010 \times 250 \times \sin(90^\circ) = 250 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{Maksimum avstand mellom bøyer } s_{lmax} = 0,60d \quad (< 600 \text{ mm}) = 205 \text{ mm}$$

(EC2 §9.2.2.6, Lign.9.6N)

$$\text{Maksimum avstand mellom bøyerben } s_{tmax} = 1,00d \quad (< 600 \text{ mm}) = 340 \text{ mm}$$

(§9.2.2.8, Lign.9.8N)

$$\text{Minimum skjærarmering } \emptyset 8s205 \quad (A_{sw}/s = 491 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Felt-1 venstre Skjærarmering: $\emptyset 8s205$ ($A_{sw}/s = 491 \text{ mm}^2/\text{m}$)**Felt-1 høyre**Skjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc}

(EC2 §6.2.2)

$$V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \quad V_{rdc} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

(EC2 Lign.6.2.a,b)

$$C_{rdc} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,50 = 0,120, \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}, \quad b_w = 250 \text{ mm}, \quad d = 359 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2, \quad k = 1,75, \quad k_1 = 0,15$$

$$V_{rd,c}(\text{min}) = 0,001 \times (0,25) \times 250 \times 359 = 22,46 \text{ kN}, \quad v_{min} = 0,0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,25 \text{ N/mm}^2,$$

(EC2 Lign.6.3N)

$$\rho_1 = 2224 / (250 \times 359) = 0,0248, \quad \rho_1 > 0,02, \quad \rho_1 = 0,02, \quad V_{rdc} = 0,001 \times [0,120 \times 1,75 \times (2,00 \times 25)^{0.33}] \times 250 \times 359 = 69,51 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 189,08 \text{ kN} > V_{rdc} = 69,51 \text{ kN}, \quad \text{Ved} > V_{rdc} \text{ skjærarmering er nødvendig}$$

Kapasitet for trykkbrudd V_{rdmax}

(EC2 §6.2.3 Lign.6.9)

$$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0,56, \quad \theta = 21,8^\circ \cot \theta = 2,50 \tan \theta = 0,40$$

$$\alpha_{cw} = 1,00 \quad z = 0,9d, \quad f_{ck} = 25,0 < 60 \text{ MPa} \quad v_1 = 0,6 [1 - f_{ck}/250] = 0,6 [1 - 25/250] = 0,540, \quad f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$$

$$V_{rdmax} = 0,001 \times 1,00 \times 250 \times 0,9 \times 359 \times 0,540 \times 16,67 / 2,90 = 251,0 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 204,6 \text{ kN} < 251,0 \text{ kN} = V_{rdmax}, \quad \text{Kontroll tilfredstilt}$$

Skjærarmering vertikale bøyer

(EC2 §6.2.3 Lign.6.8)

$$V_{rds} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \quad V_{rds} = 189,08 \text{ kN}, \quad z = 0,9d, \quad f_{ywd} = 0,8 f_{yk} = 400,00 \text{ N/mm}^2, \quad \cot \theta = 2,50$$

$$A_{sw}/s = V_{rds} / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cot 21,8^\circ) = (1,0E+006) \times 189,08 / (0,9 \times 359 \times 400 \times 2,50) = 585 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (A_{sw}/s = 585 \text{ mm}^2/\text{m})$$

$$\text{Påkrevd skjærarmering: } (A_{sw}/s = 585 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Minimum bøylearmering

(EC2 §9.2.2)

Minimum skjærarmeringsforhold $\rho_{w,min}$

(EC2 Lign.9.5N)

$$\rho_{w,min} = (0,10 \times (f_{ck})^{0.5} / f_{yk}), \quad f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2, \quad f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2, \quad \rho_{w,min} = 0,0010$$

$$\text{min } A_{sw}/s = 1000 \times 0,0010 \times 250 \times \sin(90^\circ) = 250 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{Maksimum avstand mellom bøyer } s_{lmax} = 0,60d \quad (< 600 \text{ mm}) = 205 \text{ mm}$$

(EC2 §9.2.2.6, Lign.9.6N)

$$\text{Maksimum avstand mellom bøyerben } s_{tmax} = 1,00d \quad (< 600 \text{ mm}) = 340 \text{ mm}$$

(§9.2.2.8, Lign.9.8N)

$$\text{Minimum skjærarmering } \emptyset 8s205 \quad (A_{sw}/s = 491 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Felt-1 høyre Skjærarmering: $\emptyset 8s170$ ($A_{sw}/s = 592 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Felt-2 venstreSkjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc}

(EC2 §6.2.2)

$$V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \quad V_{rdc} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{EC2 Lign. 6.2.a,b})$$

$$C_{rdc} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,50 = 0,120, \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}, \quad b_w = 250 \text{ mm}, \quad d = 359 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2, \quad k = 1,75, \quad k_1 = 0,15$$

$$V_{rd,c}(\text{min}) = 0,001 \times (0,25) \times 250 \times 359 = 22,46 \text{ kN}, \quad v_{min} = 0,0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,25 \text{ N/mm}^2, \quad (\text{EC2 Lign. 6.3N})$$

$$\rho_1 = 2224 / (250 \times 359) = 0,0248, \quad \rho_1 > 0,02, \quad \rho_1 = 0,02, \quad V_{rdc} = 0,001 \times [0,120 \times 1,75 \times (2,00 \times 25)^{0.33}] \times 250 \times 359 = 69,51 \text{ kN}$$

$V_{ed} = 173,92 \text{ kN} > V_{rdc} = 69,51 \text{ kN}$, **Ved > Vrdc skjærarmering er nødvendig**

Kapasitet for trykkbrudd V_{rdmax}

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.9)

$$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0,52, \quad \theta = 21,8^\circ, \quad \cot \theta = 2,50, \quad \tan \theta = 0,40$$

$$\alpha_{cw} = 1,00, \quad z = 0,9d, \quad f_{ck} = 25,0 < 60 \text{ MPa}, \quad v_1 = 0,6 [1 - f_{ck}/250] = 0,6 [1 - 25/250] = 0,540, \quad f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$$

$$V_{rdmax} = 0,001 \times 1,00 \times 250 \times 0,9 \times 359 \times 0,540 \times 16,67 / 2,90 = 251,0 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 173,92 \text{ kN} < 251,0 \text{ kN} = V_{rdmax}, \quad \text{Kontroll tilfredstilt}$$

Skjærarmering vertikale bøyler

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.8)

$$V_{rds} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \quad V_{rds} = 173,92 \text{ kN}, \quad z = 0,9d, \quad f_{ywd} = 0,8 f_{yk} = 400,00 \text{ N/mm}^2, \quad \cot \theta = 2,50$$

$$A_{sw}/s = V_{rds} / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cot 21,8^\circ) = (1,0E+006) \times 173,92 / (0,9 \times 359 \times 400 \times 2,50) = 538 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (A_{sw}/s = 538 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Påkrevd skjærarmering: (A_{sw}/s = 538 mm²/m)

Minimum bøylearmering

(EC2 §9.2.2)

Minimum skjærarmeringsforhold $\rho_{w,min}$

(EC2 Lign. 9.5N)

$$\rho_{w,min} = (0,10 \times (f_{ck})^{0.5} / f_{yk}), \quad f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2, \quad f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2, \quad \rho_{w,min} = 0,0010$$

$$\text{min } A_{sw}/s = 1000 \times 0,0010 \times 250 \times \sin(90^\circ) = 250 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{Maksimum avstand mellom bøyler } s_{max} = 0,60d \quad (< 600 \text{ mm}) = 205 \text{ mm} \quad (\text{EC2 §9.2.2.6, Lign. 9.6N})$$

$$\text{Maksimum avstand mellom bøylerben } s_{tmax} = 1,00d \quad (< 600 \text{ mm}) = 340 \text{ mm} \quad (\text{§9.2.2.8, Lign. 9.8N})$$

$$\text{Minimum skjærarmering } \emptyset 8s205 \quad (A_{sw}/s = 491 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Felt-2 venstre Skjærarmering: $\emptyset 8s185$ (A_{sw}/s = 544 mm²/m)

Felt-2 høyreSkjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc}

(EC2 §6.2.2)

$$V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \quad V_{rdc} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{EC2 Lign. 6.2.a,b})$$

$$C_{rdc} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,50 = 0,120, \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}, \quad b_w = 250 \text{ mm}, \quad d = 359 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2, \quad k = 1,75, \quad k_1 = 0,15$$

$$V_{rd,c}(\text{min}) = 0,001 \times (0,25) \times 250 \times 359 = 22,46 \text{ kN}, \quad v_{min} = 0,0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,25 \text{ N/mm}^2, \quad (\text{EC2 Lign. 6.3N})$$

$$\rho_1 = 1916 / (250 \times 359) = 0,0213, \quad \rho_1 > 0,02, \quad \rho_1 = 0,02, \quad V_{rdc} = 0,001 \times [0,120 \times 1,75 \times (2,00 \times 25)^{0.33}] \times 250 \times 359 = 69,51 \text{ kN}$$

$V_{ed} = 165,60 \text{ kN} > V_{rdc} = 69,51 \text{ kN}$, **Ved > Vrdc skjærarmering er nødvendig**

Kapasitet for trykkbrudd V_{rdmax}

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.9)

$$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0,50, \quad \theta = 21,8^\circ, \quad \cot \theta = 2,50, \quad \tan \theta = 0,40$$

$$\alpha_{cw} = 1,00, \quad z = 0,9d, \quad f_{ck} = 25,0 < 60 \text{ MPa}, \quad v_1 = 0,6 [1 - f_{ck}/250] = 0,6 [1 - 25/250] = 0,540, \quad f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$$

$$V_{rdmax} = 0,001 \times 1,00 \times 250 \times 0,9 \times 359 \times 0,540 \times 16,67 / 2,90 = 251,0 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 165,60 \text{ kN} < 251,0 \text{ kN} = V_{rdmax}, \quad \text{Kontroll tilfredstilt}$$

Skjærarmering vertikale bøyler

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.8)

$$V_{rds} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \quad V_{rds} = 165,60 \text{ kN}, \quad z = 0,9d, \quad f_{ywd} = 0,8 f_{yk} = 400,00 \text{ N/mm}^2, \quad \cot \theta = 2,50$$

$$A_{sw}/s = V_{rds} / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cot 21,8^\circ) = (1,0E+006) \times 165,60 / (0,9 \times 359 \times 400 \times 2,50) = 512 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (A_{sw}/s = 512 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Påkrevd skjærarmering: (A_{sw}/s = 512 mm²/m)

Minimum bøylearmering

(EC2 §9.2.2)

Minimum skjærarmeringsforhold $\rho_{w,min}$

(EC2 Lign. 9.5N)

$$\rho_{w,min} = (0,10 \times (f_{ck})^{0.5} / f_{yk}), \quad f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2, \quad f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2, \quad \rho_{w,min} = 0,0010$$

$$\text{min } A_{sw}/s = 1000 \times 0,0010 \times 250 \times \sin(90^\circ) = 250 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{Maksimum avstand mellom bøyler } s_{max} = 0,60d \quad (< 600 \text{ mm}) = 205 \text{ mm} \quad (\text{EC2 §9.2.2.6, Lign. 9.6N})$$

$$\text{Maksimum avstand mellom bøylerben } s_{tmax} = 1,00d \quad (< 600 \text{ mm}) = 340 \text{ mm} \quad (\text{§9.2.2.8, Lign. 9.8N})$$

$$\text{Minimum skjærarmering } \emptyset 8s205 \quad (A_{sw}/s = 491 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Felt-2 høyre Skjærarmering: $\emptyset 8s195$ (A_{sw}/s = 516 mm²/m)

Felt-3 venstreSkjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc}

(EC2 §6.2.2)

$$V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{0,33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \quad V_{rdc} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{EC2 Lign. 6.2.a,b})$$

$$C_{rdc} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,50 = 0,120, \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}, \quad b_w = 250 \text{ mm}, \quad d = 359 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2, \quad k = 1,75, \quad k_1 = 0,15$$

$$V_{rd,c}(\text{min}) = 0,001 \times (0,25) \times 250 \times 359 = 22,46 \text{ kN}, \quad v_{min} = 0,0350 \cdot k^{0,67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,25 \text{ N/mm}^2, \quad (\text{EC2 Lign. 6.3N})$$

$$\rho_1 = 1916 / (250 \times 359) = 0,0213, \quad \rho_1 > 0,02, \quad \rho_1 = 0,02, \quad V_{rdc} = 0,001 \times [0,120 \times 1,75 \times (2,00 \times 25)^{0,33}] \times 250 \times 359 = 69,51 \text{ kN}$$

Ved = 165,60 kN > $V_{rdc} = 69,51$ kN, **Ved > V_{rdc} skjærarmering er nødvendig**

Kapasitet for trykkbrudd V_{rdmax}

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.9)

$$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad \text{Ved} / \max(V_{rdmax}) = 0,50, \quad \theta = 21,8^\circ \quad \cot \theta = 2,50 \quad \tan \theta = 0,40$$

$$\alpha_{cw} = 1,00 \quad z = 0,9d, \quad f_{ck} = 25,0 < 60 \text{ MPa} \quad v_1 = 0,6 [1 - f_{ck}/250] = 0,6 [1 - 25/250] = 0,540, \quad f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$$

$$V_{rdmax} = 0,001 \times 1,00 \times 250 \times 0,9 \times 359 \times 0,540 \times 16,67 / 2,90 = 251,0 \text{ kN}$$

$$\text{Ved} = 181,1 \text{ kN} < 251,0 \text{ kN} = V_{rdmax}, \quad \text{Kontroll tilfredstilt}$$

Skjærarmering vertikale bøyler

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.8)

$$V_{rds} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \quad V_{rds} = 165,60 \text{ kN}, \quad z = 0,9d, \quad f_{ywd} = 0,8 f_{yk} = 400,00 \text{ N/mm}^2, \quad \cot \theta = 2,50$$

$$A_{sw}/s = V_{rds} / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cot 21,8^\circ) = (1,0E+006) \times 165,60 / (0,9 \times 359 \times 400 \times 2,50) = 512 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (A_{sw}/s = 512 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Påkrevd skjærarmering: (A_{sw}/s = 512 mm²/m)

Minimum bøylearmering

(EC2 §9.2.2)

Minimum skjærarmeringsforhold $\rho_{w,min}$

(EC2 Lign. 9.5N)

$$\rho_{w,min} = (0,10 \times (f_{ck})^{0,5} / f_{yk}), \quad f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2, \quad f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2, \quad \rho_{w,min} = 0,0010$$

$$\text{min } A_{sw}/s = 1000 \times 0,0010 \times 250 \times \sin(90^\circ) = 250 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{Maksimum avstand mellom bøyler } s_{max} = 0,60d \quad (< 600 \text{ mm}) = 205 \text{ mm} \quad (\text{EC2 §9.2.2.6, Lign. 9.6N})$$

$$\text{Maksimum avstand mellom bøylerben } s_{tmax} = 1,00d \quad (< 600 \text{ mm}) = 340 \text{ mm} \quad (\text{§9.2.2.8, Lign. 9.8N})$$

$$\text{Minimum skjærarmering } \emptyset 8s205 \quad (A_{sw}/s = 491 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Felt-3 venstre Skjærarmering: $\emptyset 8s195$ (A_{sw}/s = 516 mm²/m)

Felt-3 høyreSkjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc}

(EC2 §6.2.2)

$$V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{0,33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \quad V_{rdc} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{EC2 Lign. 6.2.a,b})$$

$$C_{rdc} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,50 = 0,120, \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}, \quad b_w = 250 \text{ mm}, \quad d = 359 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2, \quad k = 1,75, \quad k_1 = 0,15$$

$$V_{rd,c}(\text{min}) = 0,001 \times (0,25) \times 250 \times 359 = 22,46 \text{ kN}, \quad v_{min} = 0,0350 \cdot k^{0,67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,25 \text{ N/mm}^2, \quad (\text{EC2 Lign. 6.3N})$$

$$\rho_1 = 2224 / (250 \times 359) = 0,0248, \quad \rho_1 > 0,02, \quad \rho_1 = 0,02, \quad V_{rdc} = 0,001 \times [0,120 \times 1,75 \times (2,00 \times 25)^{0,33}] \times 250 \times 359 = 69,51 \text{ kN}$$

Ved = 173,92 kN > $V_{rdc} = 69,51$ kN, **Ved > V_{rdc} skjærarmering er nødvendig**

Kapasitet for trykkbrudd V_{rdmax}

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.9)

$$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad \text{Ved} / \max(V_{rdmax}) = 0,52, \quad \theta = 21,8^\circ \quad \cot \theta = 2,50 \quad \tan \theta = 0,40$$

$$\alpha_{cw} = 1,00 \quad z = 0,9d, \quad f_{ck} = 25,0 < 60 \text{ MPa} \quad v_1 = 0,6 [1 - f_{ck}/250] = 0,6 [1 - 25/250] = 0,540, \quad f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$$

$$V_{rdmax} = 0,001 \times 1,00 \times 250 \times 0,9 \times 359 \times 0,540 \times 16,67 / 2,90 = 251,0 \text{ kN}$$

$$\text{Ved} = 189,4 \text{ kN} < 251,0 \text{ kN} = V_{rdmax}, \quad \text{Kontroll tilfredstilt}$$

Skjærarmering vertikale bøyler

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.8)

$$V_{rds} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \quad V_{rds} = 173,92 \text{ kN}, \quad z = 0,9d, \quad f_{ywd} = 0,8 f_{yk} = 400,00 \text{ N/mm}^2, \quad \cot \theta = 2,50$$

$$A_{sw}/s = V_{rds} / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cot 21,8^\circ) = (1,0E+006) \times 173,92 / (0,9 \times 359 \times 400 \times 2,50) = 538 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (A_{sw}/s = 538 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Påkrevd skjærarmering: (A_{sw}/s = 538 mm²/m)

Minimum bøylearmering

(EC2 §9.2.2)

Minimum skjærarmeringsforhold $\rho_{w,min}$

(EC2 Lign. 9.5N)

$$\rho_{w,min} = (0,10 \times (f_{ck})^{0,5} / f_{yk}), \quad f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2, \quad f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2, \quad \rho_{w,min} = 0,0010$$

$$\text{min } A_{sw}/s = 1000 \times 0,0010 \times 250 \times \sin(90^\circ) = 250 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{Maksimum avstand mellom bøyler } s_{max} = 0,60d \quad (< 600 \text{ mm}) = 205 \text{ mm} \quad (\text{EC2 §9.2.2.6, Lign. 9.6N})$$

$$\text{Maksimum avstand mellom bøylerben } s_{tmax} = 1,00d \quad (< 600 \text{ mm}) = 340 \text{ mm} \quad (\text{§9.2.2.8, Lign. 9.8N})$$

$$\text{Minimum skjærarmering } \emptyset 8s205 \quad (A_{sw}/s = 491 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Felt-3 høyre Skjærarmering: $\emptyset 8s185$ (A_{sw}/s = 544 mm²/m)

Felt-4 venstreSkjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc}

(EC2 §6.2.2)

$$V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \quad V_{rdc} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{EC2 Lign. 6.2.a,b})$$

$$C_{rdc} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,50 = 0,120, \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}, \quad b_w = 250 \text{ mm}, \quad d = 359 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2, \quad k = 1,75, \quad k_1 = 0,15$$

$$V_{rd,c}(\min) = 0,001 \times (0,25) \times 250 \times 359 = 22,46 \text{ kN}, \quad v_{min} = 0,0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,25 \text{ N/mm}^2, \quad (\text{EC2 Lign. 6.3N})$$

$$\rho_1 = 2224 / (250 \times 359) = 0,0248, \quad \rho_1 > 0,02, \quad \rho_1 = 0,02, \quad V_{rdc} = 0,001 \times [0,120 \times 1,75 \times (2,00 \times 25)^{0.33}] \times 250 \times 359 = 69,51 \text{ kN}$$

Ved = 189,08 kN > $V_{rdc} = 69,51$ kN, **Ved > V_{rdc} skjærarmering er nødvendig**

Kapasitet for trykkbrudd V_{rdmax}

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.9)

$$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad \text{Ved}/\max(V_{rdmax}) = 0,56, \quad \theta = 21,8^\circ, \quad \cot \theta = 2,50, \quad \tan \theta = 0,40$$

$$\alpha_{cw} = 1,00, \quad z = 0,9d, \quad f_{ck} = 25,0 < 60 \text{ MPa}, \quad v_1 = 0,6 [1 - f_{ck}/250] = 0,6 [1 - 25/250] = 0,540, \quad f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$$

$$V_{rdmax} = 0,001 \times 1,00 \times 250 \times 0,9 \times 359 \times 0,540 \times 16,67 / 2,90 = 251,0 \text{ kN}$$

$$\text{Ved} = 204,6 \text{ kN} < 251,0 \text{ kN} = V_{rdmax}, \quad \text{Kontroll tilfredstilt}$$

Skjærarmering vertikale bøyer

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.8)

$$V_{rds} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{yk} \cdot \cot \theta, \quad V_{rds} = 189,08 \text{ kN}, \quad z = 0,9d, \quad f_{yk} = 400,00 \text{ N/mm}^2, \quad \cot \theta = 2,50$$

$$A_{sw}/s = V_{rds} / (z \cdot f_{yk} \cdot \cot \theta) = (1,0E+006) \times 189,08 / (0,9 \times 359 \times 400 \times 2,50) = 585 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (A_{sw}/s = 585 \text{ mm}^2/\text{m})$$

$$\text{Påkrevd skjærarmering: } (A_{sw}/s = 585 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Minimum bøylearmering

(EC2 §9.2.2)

Minimum skjærarmeringsforhold $\rho_{w,\min}$

(EC2 Lign. 9.5N)

$$\rho_{w,\min} = (0,10 \times (f_{ck})^{0.5} / f_{yk}), \quad f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2, \quad f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2, \quad \rho_{w,\min} = 0,0010$$

$$\min A_{sw}/s = 1000 \times 0,0010 \times 250 \times \sin(90^\circ) = 250 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{Maksimum avstand mellom bøyer } s_{\max} = 0,60d \quad (< 600 \text{ mm}) = 205 \text{ mm} \quad (\text{EC2 §9.2.2.6, Lign. 9.6N})$$

$$\text{Maksimum avstand mellom bøyerben } s_{\max} = 1,00d \quad (< 600 \text{ mm}) = 340 \text{ mm} \quad (\text{§9.2.2.8, Lign. 9.8N})$$

$$\text{Minimum skjærarmering } \emptyset 8s205 \quad (A_{sw}/s = 491 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Felt-4 venstre Skjærarmering: $\emptyset 8s170$ ($A_{sw}/s = 592 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Felt-4 høyreSkjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc}

(EC2 §6.2.2)

$$V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \quad V_{rdc} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{EC2 Lign. 6.2.a,b})$$

$$C_{rdc} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,50 = 0,120, \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}, \quad b_w = 250 \text{ mm}, \quad d = 359 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2, \quad k = 1,75, \quad k_1 = 0,15$$

$$V_{rd,c}(\min) = 0,001 \times (0,25) \times 250 \times 359 = 22,46 \text{ kN}, \quad v_{min} = 0,0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,25 \text{ N/mm}^2, \quad (\text{EC2 Lign. 6.3N})$$

$$\rho_1 = 911 / (250 \times 359) = 0,0101, \quad V_{rdc} = 0,001 \times [0,120 \times 1,75 \times (1,01 \times 25)^{0.33}] \times 250 \times 359 = 55,36 \text{ kN}$$

Ved = 128,18 kN > $V_{rdc} = 55,36$ kN, **Ved > V_{rdc} skjærarmering er nødvendig**

Kapasitet for trykkbrudd V_{rdmax}

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.9)

$$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad \text{Ved}/\max(V_{rdmax}) = 0,39, \quad \theta = 21,8^\circ, \quad \cot \theta = 2,50, \quad \tan \theta = 0,40$$

$$\alpha_{cw} = 1,00, \quad z = 0,9d, \quad f_{ck} = 25,0 < 60 \text{ MPa}, \quad v_1 = 0,6 [1 - f_{ck}/250] = 0,6 [1 - 25/250] = 0,540, \quad f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$$

$$V_{rdmax} = 0,001 \times 1,00 \times 250 \times 0,9 \times 359 \times 0,540 \times 16,67 / 2,90 = 251,0 \text{ kN}$$

$$\text{Ved} = 143,7 \text{ kN} < 251,0 \text{ kN} = V_{rdmax}, \quad \text{Kontroll tilfredstilt}$$

Skjærarmering vertikale bøyer

(EC2 §6.2.3 Lign. 6.8)

$$V_{rds} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{yk} \cdot \cot \theta, \quad V_{rds} = 128,18 \text{ kN}, \quad z = 0,9d, \quad f_{yk} = 400,00 \text{ N/mm}^2, \quad \cot \theta = 2,50$$

$$A_{sw}/s = V_{rds} / (z \cdot f_{yk} \cdot \cot \theta) = (1,0E+006) \times 128,18 / (0,9 \times 359 \times 400 \times 2,50) = 396 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (A_{sw}/s = 396 \text{ mm}^2/\text{m})$$

$$\text{Påkrevd skjærarmering: } (A_{sw}/s = 396 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Minimum bøylearmering

(EC2 §9.2.2)

Minimum skjærarmeringsforhold $\rho_{w,\min}$

(EC2 Lign. 9.5N)

$$\rho_{w,\min} = (0,10 \times (f_{ck})^{0.5} / f_{yk}), \quad f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2, \quad f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2, \quad \rho_{w,\min} = 0,0010$$

$$\min A_{sw}/s = 1000 \times 0,0010 \times 250 \times \sin(90^\circ) = 250 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{Maksimum avstand mellom bøyer } s_{\max} = 0,60d \quad (< 600 \text{ mm}) = 205 \text{ mm} \quad (\text{EC2 §9.2.2.6, Lign. 9.6N})$$

$$\text{Maksimum avstand mellom bøyerben } s_{\max} = 1,00d \quad (< 600 \text{ mm}) = 340 \text{ mm} \quad (\text{§9.2.2.8, Lign. 9.8N})$$

$$\text{Minimum skjærarmering } \emptyset 8s205 \quad (A_{sw}/s = 491 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Felt-4 høyre Skjærarmering: $\emptyset 8s205$ ($A_{sw}/s = 491 \text{ mm}^2/\text{m}$)

8. Bruksgrensetilstand (SLS), Felt -1

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

L=8,100m, b=0,250m, h=0,400m, d=0,359m

Last (tilnærmet permanent lastsituasjon) $q_{ed}=g+\psi_2 \cdot q=8,69+0,30 \times 21,04=15,00$ kN/mLeff=8,100m, Med=(15,00/41,99) $\times 260,39=93,03$ kNm, Med(SLS)=93,03 kNmEndelig kryptall $\varphi(\infty, t_0)=2,50$

(EC2 §3.1.4, Tillegg B)

Total svinntøyning $\epsilon_{cs}=-0,30\%$ $\gamma_c=1,00$, $\gamma_s=1,00$

(EC2 §2.4.2.4.2)

Betongens elastisitetmodul $E_{cm}=31,0$ GPa, $E_{ceff}=31,0/(1+2,50)=8,86$ GPa=8860MPa

(EC2 Lign.7.20)

Stålets elastisitetmodul $E_s=200$ GPa=200000MPaModulforhold $E_s/E_c=200/31,0=6,45$, effektivt $E_s/E_{c,eff}=200/8,86=22,57$ Strekkarmering: $6\emptyset 16+5\emptyset 14$ (1976mm²), Trykkarmering: $3\emptyset 16+1\emptyset 20$ (917mm²)Armeringsforhold $\rho=As_1/(b \cdot d)=1976/(250 \times 359)=0,022$, $\rho'=As_2/(b \cdot d)=917/(250 \times 359)=0,010$ **8.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS), Felt -1**Stivhet av urisset snitt, $EI=(200/22,57) \times (0,001 \times 3,158)=27983$ kNm² $A_i=A_c+(n-1)(As_1+As_2)$, $e=(n-1)(As_1 \cdot y_{1s}-As_2 \cdot y_{2s})/A_i$, $I=I_c+b \cdot h \cdot e^2+(As_1 \cdot y_{1s}^2+As_2 \cdot y_{2s}^2)(n-1)$ $S=As_1 \cdot y_{2s}=(0,001)^2 \times 1976 \times 0,142=(0,001) \times 0,280$ m³, $y_2=183$ mm, $y_{2s}=y_2-d_2=183-41=142$ mm (EC2 Lign.7.21)Krumning på grunn av moment $1/r_M=93,03/27983=(0,001) \times 3,325$ (1/m)Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs}=(0,001 \times 0,30) \times 22,57 \times (0,280/3,158)=(0,001) \times 0,601$ (1/m)Samlet krumning $1/r=(0,001) \times 3,325+(0,001) \times 0,601=(0,001) \times 3,926$ (1/m)Rissmoment, $M_{cr}=f_{ctm} \cdot (I/y_2)=2,6 \times (3,158/0,183)=44,98$ kNm**8.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS), Felt -1** $\rho=0,022$, $\rho'=0,010$, $\rho'/\rho=0,455$, $n=\alpha_e=22,57$, $n \cdot \rho=0,497$, $\xi=0,405$, $\alpha=0,527$, $x=\alpha \cdot d=0,189$ mStivhet av fullstendig risset snitt, $EI=\xi \cdot E_s \cdot As \cdot d^2=0,405 \times 200 \times 1976 \times 0,359^2=20667$ kNm² $y_2=(1-\alpha)d=170$ mm, $\epsilon_s=y_2 \cdot M/EI=(0,001) \times 170 \times 93,03/20667=0,77$ $S=As \cdot y_2=(0,001)^2 \times 1976 \times 0,170=(0,001) \times 0,336$ m³

(EC2 Lign.7.21)

Krumning på grunn av moment $1/r_M=93,03/20667=(0,001) \times 4,502$ (1/m)Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs}=(0,001 \times 0,30) \times 22,57 \times (0,336/2,333)=(0,001) \times 0,721$ (1/m)Samlet krumning $1/r=(0,001) \times 4,502+(0,001) \times 0,721=(0,001) \times 5,222$ (1/m)Med=93,03 kNm, $\epsilon_c/\epsilon_s=0,85/0,77$, $x=189$ mm, $\sigma_s=153$ N/mm²**8.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS), Felt -1**

(EC2 §7.4.2)

 $1/d=K[1+1,5\sqrt{f_{ck}(\rho_o/(\rho-\rho'))}+(1/12)\sqrt{f_{ck}}\sqrt{(\rho'/\rho_o)}]=19,13$

(EC2 Lign.7.16b)

 $f_{ck}=25,00$ N/mm², $\rho_o=0,001 \times \sqrt{25,00}=0,005$, $\rho=0,022$, $\rho'=0,010$, $\rho > \rho_o$, $K=1,3$ $1/d=(310/\sigma_s) \times (1/d)$, $\sigma_s=153$ N/mm², $1/d=(310/153) \times 19,13=38,72$

(EC2 Lign.7.17)

 $l_{eff}/d=8,100/0,359=22,54 \leq 38,72$, **Felt/høyde er akseptabel****8.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS), Felt -1**

(EN1992-1-1, §7.4.3)

 $\zeta=1-0,50 \cdot (M_{cr}/Med)^2=1-0,50 \times (44,98/93,03)^2=0,88$

(Lign.7.19)

Endelig krumning $(1/r)=0,88 \times (0,001 \times 5,222)+(1-0,88) \times (0,001 \times 3,926)=(0,001) \times 5,071$ (1/m)

(Lign.7.18)

 $\beta=(M_a+M_b)/M_c=(0,00+294,29)/260,39=1,13$, $k=0,104(1-1,13/10)=0,0922$ $f=k \cdot Leff^2 \cdot (1/r)=0,0922 \times 8,100^2 \times 5,071=30,69$ mm $f=30,69$ mm $\leq 1000 \times 8,100/250=32,40$ mm, **Nedbøyningene er akseptable****8.5. Minimumsarmering (SLS)**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Minimum tverrsnittareal armering $As_{min}=k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot Act/\sigma_s$

(EC2 Lign.7.1)

 $b=0,250$ m, $b_{eff}=0,250$ m, $h=0,400$ m, $d=0,359$ m, $x=0,189$ m, $\emptyset=16$ mmNed=0,00kN, $\sigma_c=(Ned/bh)=0,0$ N/mm², $\sigma_s=f_{yd}=435$ N/mm² $Act=(h-x) \cdot b=(400-189) \times 250=52676$ mm² $\max(h, b_l)=0$ mm, $f_{ctm}=2,60$ N/mm², $Act=52676$ mm², $k=0,93$, $k_c=0,40$, $k_1=1,50$ Minimumsarmering, $As_{min}=0,40 \times 0,93 \times 2,60 \times 52676/435=117$ mm²

8.6. Beregning av rissvidde (SLS), Felt -1

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ (EC2 Lign.7.8)
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff} / p_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot p_{eff})] / E_s \geq 0,6 \sigma_s / E_s$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma_s = 153 \text{ N/mm}^2$, kortvarig belastning: $E_s / E_c = 6,45$, langvarig belastning: $E_s / E_c = 22,57$, $k_t = 0,4$
 $A_{ceff} = 0,333 (h - x) b = 0,333 x (400 - 189) x 250 = 17541 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $p_{eff} = A_s / A_c, eff = 1976 / 17541 = 0,113$
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [153 - 0,4 x (2,6 / 0,113) (1 + 22,57 x 0,113)] / 200 = 0,60\% \geq 0,6 x 153 / 200 = 0,46\%$
 $s_{r,max} = k_3 \cdot (C_{nom} + \varnothing_s) + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varnothing / p_{eff}$ (EC2 Lign.7.11)
 $\varnothing = 15 \text{ mm}$, $k_1 = 0,8$, $k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0,5$, $k_3 = 3,4$, $k_4 = 0,425$
 $s_{r,max} = 3,4 x 23,00 + 0,8 x 0,5 x 0,425 x 15 / 0,113 = 100,84 \text{ mm}$
 $w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 100,84 x 0,001 x 0,60 = 0,06 \text{ mm}$
 $w_k = 0,06 \text{ mm} < 0,30 \text{ mm} = w_{max}$, Beskrivelse av miljøet: XC1, **Rissvidde er akseptabel**

9. Bruksgrensetilstand (SLS), Felt -2

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$L = 8,100 \text{ m}$, $b = 0,250 \text{ m}$, $h = 0,400 \text{ m}$, $d = 0,359 \text{ m}$
 Last (tilnærmet permanent lastsituasjon) $q_{ed} = g + \psi_2 \cdot q = 8,69 + 0,30 x 21,04 = 15,00 \text{ kN/m}$
 $l_{eff} = 8,100 \text{ m}$, $M_{ed} = (15,00 / 41,99) x 195,74 = 69,94 \text{ kNm}$, $M_{ed}(SLS) = 69,94 \text{ kNm}$
 Endelig kryptall $\varphi(\infty, t_0) = 2,50$ (EC2 §3.1.4, Tillegg B)
 Total svinntøyning $\epsilon_{cs} = -0,30\%$
 $\gamma_c = 1,00$, $\gamma_s = 1,00$ (EC2 §2.4.2.4.2)
 Betongens elastisitetsmodul $E_{cm} = 31,0 \text{ GPa}$, $E_{ceff} = 31,0 / (1 + 2,50) = 8,86 \text{ GPa} = 8860 \text{ MPa}$ (EC2 Lign.7.20)
 Stålets elastisitetsmodul $E_s = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$
 Modulforhold $E_s / E_c = 200 / 31,0 = 6,45$, effektivt $E_s / E_c, eff = 200 / 8,86 = 22,57$
 Strekkarmering: $6\varnothing16 + 2\varnothing14 (1514 \text{ mm}^2)$, Trykkarmering: $3\varnothing12 + 1\varnothing10 (417 \text{ mm}^2)$
 Armeringsforhold $\rho = A_s / (b \cdot d) = 1514 / (250 x 359) = 0,017$, $\rho' = A_s' / (b \cdot d) = 417 / (250 x 359) = 0,005$

9.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS), Felt -2

Stivhet av urisset snitt, $EI = (200 / 22,57) x (0,001 x 2,441) = 21630 \text{ kNm}^2$
 $A_i = A_c + (n - 1) (A_{s1} + A_{s2})$, $e = (n - 1) (A_{s1} \cdot y_{1s} - A_{s2} \cdot y_{2s}) / A_i$, $I = I_c + b \cdot h \cdot e^2 + (A_{s1} \cdot y_{1s}^2 + A_{s2} \cdot y_{2s}^2) (n - 1)$
 $S = A_s \cdot y_2 = (0,001)^2 x 1514 x 0,135 = (0,001) x 0,205 \text{ m}^3$, $y_2 = 176 \text{ mm}$, $y_{2s} = y_2 - d_2 = 176 - 41 = 135 \text{ mm}$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M = 69,94 / 21630 = (0,001) x 3,233 (1/m)$
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs} = (0,001 x 0,30) x 22,57 x (0,205 / 2,441) = (0,001) x 0,568 (1/m)$
 Samlet krumning $1/r = (0,001) x 3,233 + (0,001) x 0,568 = (0,001) x 3,802 (1/m)$
 Rissmoment, $M_{cr} = f_{ctm} \cdot (I / y_2) = 2,6 x (2,441 / 0,176) = 36,07 \text{ kNm}$

9.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS), Felt -2

$\rho = 0,017$, $\rho' = 0,005$, $\rho' / \rho = 0,294$, $n = \alpha_e = 22,57$, $n \cdot \rho = 0,384$, $\xi = 0,404$, $\alpha = 0,522$, $x = \alpha \cdot d = 0,187 \text{ m}$
 Stivhet av fullstendig risset snitt, $EI = \xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2 = 0,404 x 200 x 1514 x 0,359^2 = 15818 \text{ kNm}^2$
 $y_2 = (1 - \alpha) d = 172 \text{ mm}$, $\epsilon_s = y_2 \cdot M / EI = (0,001) x 172 x 69,94 / 15818 = 0,76$
 $S = A_s \cdot y_2 = (0,001)^2 x 1514 x 0,172 = (0,001) x 0,260 \text{ m}^3$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M = 69,94 / 15818 = (0,001) x 4,421 (1/m)$
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs} = (0,001 x 0,30) x 22,57 x (0,260 / 1,785) = (0,001) x 0,722 (1/m)$
 Samlet krumning $1/r = (0,001) x 4,421 + (0,001) x 0,722 = (0,001) x 5,143 (1/m)$
 $M_{ed} = 69,94 \text{ kNm}$, $\epsilon_c / \epsilon_s = 0,83 / 0,76$, $x = 187 \text{ mm}$, $\sigma_s = 152 \text{ N/mm}^2$

9.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS), Felt -2

(EC2 §7.4.2)

$1/d = K [1 + 1,5 \sqrt{f_{ck} (\rho_0 / (\rho - \rho'))} + (1/12) \sqrt{f_{ck} (\rho' / \rho_0)}] = 21,81$ (EC2 Lign.7.16b)
 $f_{ck} = 25,00 \text{ N/mm}^2$, $\rho_0 = 0,001 x \sqrt{25,00} = 0,005$, $\rho = 0,017$, $\rho' = 0,005$, $\rho > \rho_0$, $K = 1,5$
 $1/d = (310 / \sigma_s) x (1/d)$, $\sigma_s = 152 \text{ N/mm}^2$, $1/d = (310 / 152) x 21,81 = 44,47$ (EC2 Lign.7.17)
 $l_{eff} / d = 8,100 / 0,359 = 22,54 \leq 44,47$, **Felt/høyde er akseptabel**

9.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS), Felt -2

(EN1992-1-1, §7.4.3)

$\zeta = 1 - 0,50 \cdot (M_{cr} / M_{ed})^2 = 1 - 0,50 x (36,07 / 69,94)^2 = 0,87$ (Lign.7.19)
 Endelig krumning $(1/r) = 0,87 x (0,001 x 5,143) + (1 - 0,87) x (0,001 x 3,802) = (0,001) x 4,965 (1/m)$ (Lign.7.18)
 $\beta = (M_a + M_b) / M_c = (294,29 + 252,20) / 195,74 = 2,79$, $k = 0,104 (1 - 2,79 / 10) = 0,0750$
 $f = k \cdot l_{eff}^2 \cdot (1/r) = 0,0750 x 8,100^2 x 4,965 = 24,42 \text{ mm}$
 $f = 24,42 \text{ mm} \leq 1000 x 8,100 / 250 = 32,40 \text{ mm}$, **Nedbøyningene er akseptable**

9.5. Minimumsarmering (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

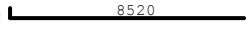
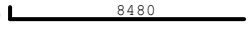
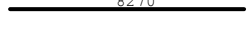
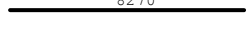
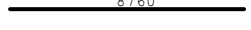
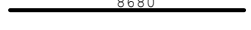
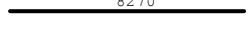
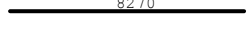
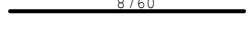
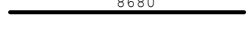
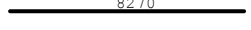
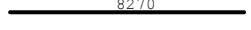
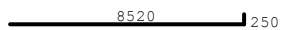
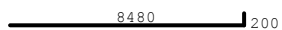
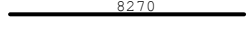
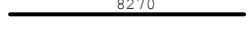
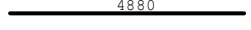
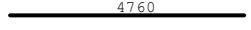
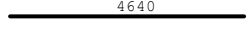
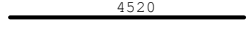
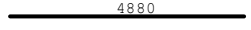
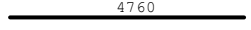
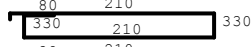
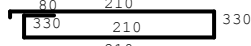
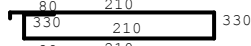
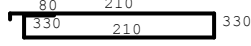
Minimum tverrsnittareal armering $A_{s,min}=k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s$ (EC2 Lign.7.1)
 $b=0,250m$, $b_{eff}=0,250m$, $h=0,400m$, $d=0,359m$, $x=0,187m$, $\varnothing=16mm$
 $N_{ed}=0,00kN$, $\sigma_c=(N_{ed}/bh)=0,0N/mm^2$, $\sigma_s=f_{yd}=435N/mm^2$
 $A_{ct}=(h-x) \cdot b=(400-187) \times 250=53139 \text{ mm}^2$
 $\max(h,b_1)=0mm$, $f_{ctm}=2,60N/mm^2$, $A_{ct}=53139mm^2$, $k=0,93$, $k_c=0,40$, $k_1=1,50$
 Minimumsarmering, $A_{s,min}=0,40 \times 0,93 \times 2,60 \times 53139 / 435=118mm^2$

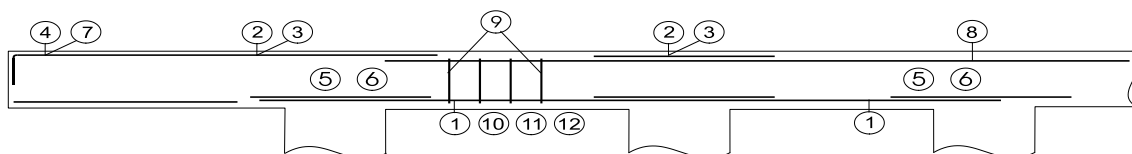
9.6. Beregning av rissvidde (SLS), Felt -2

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$w_k=s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm})$ (EC2 Lign.7.8)
 $\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}=[\sigma_s-k_t \cdot (f_{ct,eff}/\rho_{eff}) (1+\alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0,6 \sigma_s / E_s$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma_s=152N/mm^2$, kortvarig belastning: $E_s/E_c=6,45$, $k_t=0,6$, langvarig belastning: $E_s/E_c=22,57$, $k_t=0,4$
 $A_{ceff}=0,333(h-x)b=0,333 \times (400-187) \times 250=17695 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $\rho_{eff}=A_s/A_{c,eff}=1514/17695=0,086$
 $\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}=[152-0,4 \times (2,6/0,086) (1+22,57 \times 0,086)] / 200=0,58\% \geq 0,6 \times 152 / 200=0,46\%$
 $s_{r,max}=k_3 \cdot (C_{nom}+\varnothing_s) + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varnothing / \rho_{eff}$ (EC2 Lign.7.11)
 $\varnothing=16mm$, $k_1=0,8$, $k_2=(e_1+e_2)/2e_1=0,5$, $k_3=3,4$, $k_4=0,425$
 $s_{r,max}=3,4 \times 23,00 + 0,8 \times 0,5 \times 0,425 \times 16 / 0,086=109,99 \text{ mm}$
 $w_k=s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm})=109,99 \times 0,001 \times 0,58=0,06 \text{ mm}$
 $w_k=0,06mm \leq 0,30mm=w_{max}$, Beskrivelse av miljøet: XC1, **Rissvidde er akseptabel**

10. Bøveliste

Num		Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	∅	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	(Felt-1)	⑪	250 	6	16	1,580	8,770	83,14
2	(Felt-1)	⑪	200 	5	14	1,210	8,680	52,51
3	(Felt-1)	⑧		3	16	1,580	8,270	39,20
4	(Felt-1)	⑧		1	20	2,470	8,270	20,43
5	(Felt-2)	①		6	16	1,580	8,760	83,04
6	(Felt-2)	①		2	14	1,210	8,680	21,01
7	(Felt-2)	⑧		3	12	0,888	8,270	22,03
8	(Felt-2)	⑧		1	10	0,617	8,270	5,10
9	(Felt-3)	①		6	16	1,580	8,760	83,04
10	(Felt-3)	①		2	14	1,210	8,680	21,01
11	(Felt-3)	⑧		3	12	0,888	8,270	22,03
12	(Felt-3)	⑧		1	10	0,617	8,270	5,10
13	(Felt-4)	⑫		6	16	1,580	8,770	83,14
14	(Felt-4)	⑫		5	14	1,210	8,680	52,51
15	(Felt-4)	⑧		3	16	1,580	8,270	39,20
16	(Felt-4)	⑧		1	20	2,470	8,270	20,43
17	(Oppl-1)	②		8	16	1,580	4,880	61,68
18	(Oppl-1)	②		4	14	1,210	4,760	23,04
19	(Oppl-2)	②		8	16	1,580	4,640	58,65
20	(Oppl-2)	②		2	14	1,210	4,520	10,94
21	(Oppl-3)	②		8	16	1,580	4,880	61,68
22	(Oppl-3)	②		4	14	1,210	4,760	23,04
23	(Felt-1)	⑨		48	8	0,395	1,240	23,51
24	(Felt-2)	⑨		44	8	0,395	1,240	21,55
25	(Felt-3)	⑨		44	8	0,395	1,240	21,55
26	(Felt-4)	⑨		48	8	0,395	1,240	23,51
Total vekt [kg]								982,07



Knutepunkter

Kn.P.	x [m]	y [m]
1	0.000	0.000
2	8.100	0.000
3	16.200	0.000
4	24.300	0.000
5	32.400	0.000
6	40.500	0.000

Opplager

Kn.P.	Type	ux [mm]	uy [mm]	ur [rad]
1	Fritt opplegg			
2	Rullelager uy=0			
3	Rullelager uy=0			
4	Rullelager uy=0			
5	Rullelager uy=0			
6	Rullelager uy=0			

Materialtyper

Materialtype : Stål, E= 210.000 [GPa]
 Egenlast : 78.500 [kN/m³]
 Elementegenlast er inkludert i statisk last og masser

Elementtverrsnitt

Tverrsnitt	b [mm]	h [mm]	Ac [mm²]	Ic [mm⁴]
1		1.06000E+004		1.12600E+008

Elementer

Element	Kn.P 1	Kn.P 2	Material	Lengde (m)	Vinkel (°)
1	1	2	1	8.100	0.000
2	2	3	1	8.100	0.000
3	3	4	1	8.100	0.000
4	4	5	1	8.100	0.000
5	5	6	1	8.100	0.000

Fordelte elementlaster, (yg=1.35, yg=1.50)

Element	lasttype	lastfordeling	G [kN/m]	Q [kN/m]	ygG+ygQ [kN/m]
1	jevnt fordelt	perpendikulært	6.190	21.040	39.917
2	jevnt fordelt	perpendikulært	6.190	21.040	39.917
3	jevnt fordelt	perpendikulært	6.190	21.040	39.917
4	jevnt fordelt	perpendikulært	6.190	21.040	39.917
5	jevnt fordelt	perpendikulært	6.190	21.040	39.917

Fordeling av elementlast fra egenlast, (yg=1.35, yg=1.50)

Element	lasttype	lastfordeling	G [kN/m]	Q [kN/m]	ygG+ygQ [kN/m]
1	jevnt fordelt	vertikalt	0.832	0.000	1.123
2	jevnt fordelt	vertikalt	0.832	0.000	1.123
3	jevnt fordelt	vertikalt	0.832	0.000	1.123
4	jevnt fordelt	vertikalt	0.832	0.000	1.123
5	jevnt fordelt	vertikalt	0.832	0.000	1.123

2-Resultatene av statisk-lineær-elastisk analyse**Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 1**

n	x/l	x [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]	dx [mm]	dy [mm]	d [mm]
0	0.000	0.00	0.00	-131.22	0.00	0.000	0.000	0.000
1	0.100	0.81	92.82	-97.98	0.00	0.000	-17.562	17.562
2	0.200	1.62	158.72	-64.73	0.00	0.000	-32.611	32.611
3	0.300	2.43	197.69	-31.49	0.00	0.000	-43.318	43.318
4	0.400	3.24	209.74	1.75	0.00	0.000	-48.602	48.602
5	0.500	4.05	194.86	34.99	0.00	0.000	-48.128	48.128
6	0.600	4.86	153.05	68.23	0.00	0.000	-42.310	42.310
7	0.700	5.67	84.32	101.48	0.00	0.000	-32.308	32.308
8	0.800	6.48	-11.34	134.72	0.00	0.000	-20.028	20.028
9	0.900	7.29	-133.92	167.96	0.00	0.000	-8.125	8.125
10	1.000	8.10	-283.43	201.20	0.00	0.000	0.000	0.000

Maksimalverdi for element 1

maxM= 209.74 kNm, minM= -283.43 kNm
 maxV= 201.20 kN, minV= -131.22 kN
 maxN= 0.00 kN, minN= 0.00 kN
 maxd= 48.602 mm

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 2

n	x/l	x [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]	dx [mm]	dy [mm]	d [mm]
0	0.000	0.00	-283.43	-174.96	0.00	0.000	0.000	0.000

1	0.100	0.81	-155.18	-141.72	0.00	0.000	1.607	1.607
2	0.200	1.62	-53.85	-108.47	0.00	0.000	-1.153	1.153
3	0.300	2.43	20.55	-75.23	0.00	0.000	-5.471	5.471
4	0.400	3.24	68.02	-41.99	0.00	0.000	-9.280	9.280
5	0.500	4.05	88.57	-8.75	0.00	0.000	-11.264	11.264
6	0.600	4.86	82.20	24.49	0.00	0.000	-10.853	10.853
7	0.700	5.67	48.89	57.74	0.00	0.000	-8.223	8.223
8	0.800	6.48	-11.34	90.98	0.00	0.000	-4.299	4.299
9	0.900	7.29	-98.49	124.22	0.00	0.000	-0.752	0.752
10	1.000	8.10	-212.57	157.46	0.00	0.000	0.000	0.000

Maksimalverdi for element 2

maxM= 88.57 kNm, minM= -283.43 kNm
maxV= 157.46 kN, minV= -174.96 kN
maxN= 0.00 kN, minN= 0.00 kN
maxd= 11.264 mm

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 3

n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx [mm]	dy [mm]	d [mm]
0	0.000	0.00	-212.57	-166.21	0.00	0.000	0.000	0.000
1	0.100	0.81	-91.41	-132.97	0.00	-0.001	-3.996	3.996
2	0.200	1.62	2.83	-99.73	0.00	0.001	-10.591	10.591
3	0.300	2.43	70.15	-66.48	0.00	0.000	-17.169	17.169
4	0.400	3.24	110.54	-33.24	0.00	0.000	-21.863	21.863
5	0.500	4.05	124.00	0.00	0.00	-0.001	-23.552	23.552
6	0.600	4.86	110.54	33.24	0.00	0.000	-21.863	21.863
7	0.700	5.67	70.15	66.48	0.00	0.000	-17.169	17.169
8	0.800	6.48	2.83	99.73	0.00	-0.001	-10.591	10.591
9	0.900	7.29	-91.41	132.97	0.00	0.001	-3.996	3.996
10	1.000	8.10	-212.57	166.21	0.00	0.000	0.000	0.000

Maksimalverdi for element 3

maxM= 124.00 kNm, minM= -212.57 kNm
maxV= 166.21 kN, minV= -166.21 kN
maxN= 0.00 kN, minN= 0.00 kN
maxd= 23.552 mm

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 4

n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx [mm]	dy [mm]	d [mm]
0	0.000	0.00	-212.57	-157.46	0.00	0.000	0.000	0.000
1	0.100	0.81	-98.49	-124.22	0.00	-0.001	-0.752	0.752
2	0.200	1.62	-11.34	-90.98	0.00	0.001	-4.299	4.299
3	0.300	2.43	48.89	-57.74	0.00	0.000	-8.223	8.223
4	0.400	3.24	82.20	-24.49	0.00	0.000	-10.853	10.853
5	0.500	4.05	88.57	8.75	0.00	0.001	-11.264	11.264
6	0.600	4.86	68.02	41.99	0.00	0.000	-9.280	9.280
7	0.700	5.67	20.55	75.23	0.00	0.000	-5.471	5.471
8	0.800	6.48	-53.85	108.47	0.00	-0.001	-1.153	1.153
9	0.900	7.29	-155.18	141.72	0.00	0.001	1.607	1.607
10	1.000	8.10	-283.43	174.96	0.00	0.000	0.000	0.000

Maksimalverdi for element 4

maxM= 88.57 kNm, minM= -283.43 kNm
maxV= 174.96 kN, minV= -157.46 kN
maxN= 0.00 kN, minN= 0.00 kN
maxd= 11.264 mm

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 5

n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx [mm]	dy [mm]	d [mm]
0	0.000	0.00	-283.43	-201.20	0.00	0.000	0.000	0.000
1	0.100	0.81	-133.92	-167.96	0.00	0.002	-8.125	8.125
2	0.200	1.62	-11.34	-134.72	0.00	-0.001	-20.028	20.028
3	0.300	2.43	84.32	-101.48	0.00	0.001	-32.308	32.308
4	0.400	3.24	153.05	-68.23	0.00	-0.002	-42.310	42.310
5	0.500	4.05	194.86	-34.99	0.00	0.000	-48.128	48.128
6	0.600	4.86	209.74	-1.75	0.00	0.001	-48.602	48.602
7	0.700	5.67	197.69	31.49	0.00	-0.001	-43.318	43.318
8	0.800	6.48	158.72	64.73	0.00	0.001	-32.611	32.611
9	0.900	7.29	92.82	97.98	0.00	-0.001	-17.562	17.562
10	1.000	8.10	0.00	131.22	0.00	0.000	0.000	0.000

Maksimalverdi for element 5

maxM= 209.74 kNm, minM= -283.43 kNm
maxV= 131.22 kN, minV= -201.20 kN
maxN= 0.00 kN, minN= 0.00 kN
maxd= 48.602 mm

3-Dimensjonering av stål (EC3 EN1993-1-1:2005)

Beregningsstandard

EN1990:2002, Eurokode 0 Grunnlag for prosjektering
EN1991-1-1:2002, Eurokode 1-1 Laster på konstruksjoner
EN1993-1-1:2005, Eurokode 3 Prosjektering av stålkonstruksjoner
EN1997-1-1:2004, Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering
EN1998-1-1:2004, Eurokode 8 Prosjektering av konstruksjoner i jordskjelvområder
NA - Nasjonalt tillegg: NA-NS:2008

Materialer

Stål: S 355 (EN1993-1-1, §3.2)

$t \leq 40$ mm, Flytegrense $f_y = 355$ N/mm², Strekkfasthet $f_u = 510$ N/mm²
40mm < $t \leq 80$ mm, Flytegrense $f_y = 335$ N/mm², Strekkfasthet $f_u = 470$ N/mm²
Elastisitetmodul $E = 210000$ MPa, Poisson-tall $\nu = 0.30$, Enhetsmasse 7850 Kg/m³

Partial Lasterfaktorer (EN1990, Tillegg A1)

$\gamma_G = 1.35$, $\gamma_Q = 1.50$, $\psi_0 = 0.30$

Materialfaktorer (EN1993-1-1, §6.1)

$\gamma_{M0} = 1.05$, $\gamma_{M1} = 1.05$, $\gamma_{M2} = 1.25$

Ståltverrsnitt geometri

Tverrsnitt : 1, HE 240 B-S 355

Tverrsnittsdata for profiler

Profilets totale høyde	h=	240.00	mm
Profilets totale bredde	b=	240.00	mm
Steghøyde	hw=	223.00	mm
Høyde på den rette delen av steget	dw=	164.00	mm
Stegtykkelse	tw=	10.00	mm
Flenstykkelse	tf=	17.00	mm
Avrundingsradius for en kilsveis	r=	21.00	mm
Egenvekt pr løpemeter	=	83.20	Kg/m

Tverrsnitt geometri

Areal	A=	10600	mm ²	
Tregghetsmoment	I _y =	112.60x10 ⁶	mm ⁴	I _z =39.230x10 ⁶ mm ⁴
Tverrsnittsmodul	W _y =	938.30x10 ³	mm ³	W _z =326.90x10 ³ mm ³
Plastisk tverrsnittsmodul	W _{py} =	1053.0x10 ³	mm ³	W _{pz} =498.40x10 ³ mm ³
Tregghetsradius	i _y =	103.1	mm	i _z = 60.8 mm
Skjærareal	A _{vz} =	3324	mm ²	A _{vy} = 8160 mm ²
Torsjonskonstant	I _t =	1.027x10 ⁶	mm ⁴	i _p = 120 mm
Torsjonsmodul	W _t =	60.403x10 ³	mm ³	
Hvelvingskonstant	I _w =	486.95x10 ⁹	mm ⁶	

Dimensjonering av Stål, Element 1, L= 8.100m, HE 240 B

Klassifisering av ståltverrsnitt, Bøyningsmoment M_y (EN1993-1-1, §5.5)

Steg

$c = 240.0 - 2 \times 17.0 - 2 \times 21.0 = 164.0$ mm, $t = 10.0$ mm, $c/t = 164.0/10.0 = 16.40$

S 355, $t = 10.0 \leq 40$ mm, $f_y = 355$ N/mm², $\epsilon = (235/355)^{0.5} = 0.81$

$c/t = 16.40 < 72\epsilon = 72 \times 0.81 = 58.32$

Steget er i tverrsnittsklasse 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)

Flens

$c = 240.0/2 - 10.0/2 - 21.0 = 94.0$ mm, $t = 17.0$ mm, $c/t = 94.0/17.0 = 5.53$

S 355, $t = 17.0 \leq 40$ mm, $f_y = 355$ N/mm², $\epsilon = (235/355)^{0.5} = 0.81$

$c/t = 5.53 < 9\epsilon = 9 \times 0.81 = 7.29$

Flensene er i tverrsnittsklasse 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)

Tverrsnittsklasse er 1, Bøyningsmoment M_{y,ed}

Tverrsnittskapasitet (EN1993-1-1 §6.2.3, §6.2.4, §6.2.6, §6.2.5)

Strekkraftkapasitet	N _{rd,t} , $rd = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 10600 \times 355 / 1.05 = 3583.81$ kN
Trykkraftkapasitet	N _{rd,c} , $rd = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 10600 \times 355 / 1.05 = 3583.81$ kN
Skjærkraftkapasitet	V _{rd,z} , $rd = A_v (f_y / 3^{0.5}) / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 3324 \times (355 / 1.73) / 1.05 = 648.84$ kN
Bøyningsmomentkapasitet	M _{rd,y} , $rd = W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 1053.0 \times 10^3 \times 355 / 1.05 = 356.01$ kNm

Dimensjonering av Stål, Element 1, [Spenn], L= 8.100m, HE 240 B

Med = 209.74 kNm, Ved = 1.75 kN, Ned = 0.00 kN

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyningsmoment y-y (EN1993-1-1, §6.2.5)

My,ed=209.74 kNm

Bøyningsmomentkapasitet $M_{ply,rd} = W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 1053.0 \times 10^3 \times 355 / 1.05 = 356.01$ kNm

$M_{y,ed} = 209.74$ kNm < 356.01 kNm = $M_{y,rd} = M_{ply,rd}$, Kontroll godkjent

$M_{y,ed} / M_{y,rd} = 209.74 / 356.01 = 0.589 < 1$

Dimensjonering av Stål, Element 1, [Venstre ende], L= 8.100m, HE 240 B

MedA= 0.00 kNm, VedA= 131.22 kN, NedA= 0.00 kN

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for skjær z (EN1993-1-1, §6.2.6)

Vz,ed=131.22 kN

$A_v = A - 2b \cdot t_f + (tw + 2r) \cdot t_f = 10600 - 2 \times 240.0 \times 17.0 + (10.0 + 2 \times 21.0) \times 17.0 = 3324$ mm² (EC3 §6.2.6.3)

$A_v = 3324$ mm² > $\eta \cdot h_w \cdot t_w = 1.00 \times (240.0 - 2 \times 17.0) \times 10.0 = 1.00 \times 223.0 \times 10.0 = 2230$ mm²

Plastisk skjærkraftkapasitet $V_{pl,z,rd} = A_v (f_y / 3^{0.5}) / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 3324 \times (355 / 1.73) / 1.05 = 648.84$ kN

$V_{z,ed} = 131.22$ kN < 648.84 kN = $V_{z,rd} = V_{pl,z,rd}$, Kontroll godkjent

$V_{z,ed} / V_{z,rd} = 131.22 / 648.84 = 0.202 < 1$

$hw/tw = (240.0 - 2 \times 17.0) / 10.0 = 223.0 / 10.0 = 22.30 < 72\epsilon / \eta = 72 \times 0.81 / 1.00 = 58.32$ ($\eta = 1.00$)

S 355, $t = 10.0 \leq 40$ mm, $f_y = 355$ N/mm², $\epsilon = (235/355)^{0.5} = 0.81$

Skjærknækking er ikke aktuelt (EC3 §6.2.6.6)

Dimensjonering av Stål, Element 1, [Høyre ende], L= 8.100m, HE 240 B

MedB = -283.43 kNm, Ved = 201.20 kN, NedB = 0.00 kN

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyningmoment y-y (EN1993-1-1, §6.2.5)

My,ed=283.43 kNm

Bøyningmomentkapasitet $M_{pl,y,rd} = W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 1053.0 \times 10^3 \times 355 / 1.05 = 356.01 \text{ kNm}$

My,ed = 283.43 kNm < 356.01 kNm = My,rd = M_{pl,y,rd}, Kontroll godkjent

My,ed/My,rd = 283.43/356.01 = 0.796 < 1

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for skjær z (EN1993-1-1, §6.2.6)

Vz,ed=201.20 kN

$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f = 10600 - 2 \times 240.0 \times 17.0 + (10.0 + 2 \times 21.0) \times 17.0 = 3324 \text{ mm}^2$ (EC3 §6.2.6.3)

$A_v = 3324 \text{ mm}^2 > \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1.00 \times (240.0 - 2 \times 17.0) \times 10.0 = 1.00 \times 223.0 \times 10.0 = 2230 \text{ mm}^2$

Plastisk skjærkraftkapasitet $V_{pl,z,rd} = A_v (f_y / 3^{\wedge{0.5}}) / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 3324 \times (355 / 1.73) / 1.05 = 648.84 \text{ kN}$

Vz,ed = 201.20 kN < 648.84 kN = Vz,rd = V_{pl,z,rd}, Kontroll godkjent

Vz,ed/Vz,rd = 201.20/648.84 = 0.310 < 1

$h_w / t_w = (240.0 - 2 \times 17.0) / 10.0 = 223.0 / 10.0 = 22.30 \leq 72 \times 0.81 / 1.00 = 72 \epsilon / \eta = 58.32$ ($\eta = 1.00$)

S 355, $t = 10.0 \leq 40 \text{ mm}$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon = (235/355)^{0.5} = 0.81$

Skjærknekkning er ikke aktuelt (EC3 §6.2.6.6)

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyning, aksialkraft og skjær (EN1993-1-1, §6.2.9)

N,ed= 0.00kN, Vz,ed= 201.20kN, My,ed= 283.43kNm

$M_{pl,y,rd} = 356.01 \text{ kNm}$, $V_{pl,z,rd} = 648.84 \text{ kN}$

Ned=0 kN, Ikke nødvendig å ta hensyn til virkning av aksialkraft (EC3 §6.2.9.1 Lign.6.33, Lign.6.34, Lign.6.35)

Ved=201.20kN <= 0.50x648.84=0.50xV_{pl,z,rd}=324.42kN

Ikke nødvendig å ta hensyn til virkning av skjærkraft (EC3 §6.2.8.2)

Dimensjonering av Stål, Element 1, L= 8.100m, HE 240 B, Knekkapasitet

Vipping, (ULS) (EN1993-1-1, §6.3.2)

My,ed=283.43 kN, L=8.100m, Lcr,y=8.100m, Lcr,z=8.100m, Lcr,lt=8.100m

Ideelle momentet for vipping (EC3 §6.3.2.2.2, EN1993:2002 TilleggC)

Timoshenko, S.P, Gere, J.M, Theory of elastic stability, McGraw-Hill, 1961

$M_{cr} = C_1 \cdot [\pi^2 EI_z / (kL)^2] \{ [(k_z/k_w)^2 (I_w/I_z) + (kL)^2 GI_t / (\pi^2 EI_z) + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2] \wedge{0.5} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \}$

Beregningsmetode C1, C2, C3 : ECCS 119/Galea SN030a-EN-EU Access Steel 2006

$\mu = M_o / M = qL^2 / 8M = -336.6 / 283.4 = -1.19$, $\psi = M_b / M_a = 0.0 / -283.4 = 0.00$, $C_1 = 1.637$, $C_2 = 0.806$

$G = E / (2(1+\nu)) = 210000 / (2(1+0.30)) = 80769 = 8.1 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

$k \cdot L = 8100 \text{ mm}$, $z_g = h/2 = 240/2 = 120 \text{ mm}$, $z_j = 0 \text{ mm}$ (EN1993:2002 Lign.C.11)

$k_y = 1.0$, $k_z = 1.0$, $k_w = 1.0$, $C_1 = 1.637$, $C_2 = 0.806$, $C_3 = 0.000$

$M_{cr} = [10^{-6}] 1.637 \times [\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 39.230 \times 10^6 / 8100^2]$

$\times \{ [(1.0/1.0)^2 \times (486.95 \times 10^9 / 39.230 \times 10^6)$

$+ 8100^2 \times 8.1 \times 10^4 \times 1.027 \times 10^6 / (\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 39.230 \times 10^6)$

$+ (0.806 \times 120)^2 \wedge{0.5} - (0.806 \times 120) \} = 408.0 \text{ kNm}$

$\wedge{\lambda, lt} = (W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr}) \wedge{0.5} = \{ [10^{-6}] \times 1053.0 \times 10^3 \times 355 / 408.0 \} \wedge{0.5} = 0.957$ (EC3 Lign.6.56)

$h/b = 240/240 = 1.00 \leq 2.00$ Knekkurve: a

Imperfeksjonsfaktor: $\alpha, lt = 0.21$, $\wedge{\lambda, lt} = 0.695$ (T.6.2, T.6.1, Fig.6.4)

$\Phi, lt = 0.5 [1 + \alpha, lt (\wedge{\lambda, lt} - 0.2) + \wedge{\lambda, lt}^2] = 0.5 [1 + 0.21 \times (0.957 - 0.2) + 0.957^2] = 1.038$

$\chi, lt = 1 / [\Phi, lt + (\Phi, lt^2 - \wedge{\lambda, lt}^2) \wedge{0.5}] = 1 / [1.038 + (1.038^2 - 0.957^2) \wedge{0.5}] = 0.695 \leq 1$, $\chi, lt = 0.695$

Reduksjonsfaktor $\wedge{\lambda, lt} = 1 / [\Phi, lt + (\Phi, lt^2 - \wedge{\lambda, lt}^2) \wedge{0.5}]$, $\wedge{\lambda, lt} \leq 1.0$, $\wedge{\lambda, lt} = 0.695$ (Lign.6.56)

$M_b, rd = \chi, lt \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0.695 \times [10^{-6}] \times 1053.0 \times 10^3 \times 355 / 1.05 = 247.43 \text{ kNm}$ (EC3 Lign.6.55)

My,ed = 283.43 kNm > 247.43 kNm = Mb,rd, Kontroll IKKE godkjent

My,ed/Mb,rd = 283.43/247.43 = 1.146 > 1

Dimensjonering av Stål, Element 2, L= 8.100m, HE 240 B

Klassifisering av stålverrsnitt, Bøyningmoment My (EN1993-1-1, §5.5)

Steg

$c = 240.0 - 2 \times 17.0 - 2 \times 21.0 = 164.0 \text{ mm}$, $t = 10.0 \text{ mm}$, $c/t = 164.0 / 10.0 = 16.40$

S 355, $t = 10.0 \leq 40 \text{ mm}$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon = (235/355)^{0.5} = 0.81$

$c/t = 16.40 \leq 72 \epsilon = 72 \times 0.81 = 58.32$

Steg er i tverrsnittsklasse 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)

Flens

$c = 240.0 / 2 - 10.0 / 2 - 21.0 = 94.0 \text{ mm}$, $t = 17.0 \text{ mm}$, $c/t = 94.0 / 17.0 = 5.53$

S 355, $t = 17.0 \leq 40 \text{ mm}$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon = (235/355)^{0.5} = 0.81$

$c/t = 5.53 \leq 9 \epsilon = 9 \times 0.81 = 7.29$

Flensene er i tverrsnittsklasse 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)

Tverrsnittsklasse er 1, Bøyningmoment My,ed

Tverrsnittskapasitet (EN1993-1-1 §6.2.3, §6.2.4, §6.2.6, §6.2.5)

Strekraftkapasitet $N_{rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 10600 \times 355 / 1.05 = 3583.81 \text{ kN}$

Trykkraftkapasitet $N_{rd,c} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 10600 \times 355 / 1.05 = 3583.81 \text{ kN}$

Skjærkraftkapasitet $V_{rd,z} = A_v (f_y / 3^{\wedge{0.5}}) / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 3324 \times (355 / 1.73) / 1.05 = 648.84 \text{ kN}$

Bøyningmomentkapasitet $M_{rd,y} = W_{ely} \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 1053.0 \times 10^3 \times 355 / 1.05 = 356.01 \text{ kNm}$

Dimensjonering av Stål, Element 2, [Spenn], L= 8.100m, HE 240 B

Med = 88.57 kNm, Ved = 8.75 kN, Ned = 0.00 kN

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyningmoment y-y (EN1993-1-1, §6.2.5)

My,ed= 88.57 kNm

Bøyningmomentkapasitet $M_{pl,y,rd} = W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 1053.0 \times 10^3 \times 355 / 1.05 = 356.01 \text{ kNm}$

My,ed = 88.57 kNm < 356.01 kNm = My,rd = M_{pl,y,rd}, Kontroll godkjent

My,ed/My,rd = 88.57/356.01 = 0.249 < 1

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for skjær z (EN1993-1-1, §6.2.6)

Vz,ed= 8.75 kN

$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f = 10600 - 2 \times 240.0 \times 17.0 + (10.0 + 2 \times 21.0) \times 17.0 = 3324 \text{ mm}^2$ (EC3 §6.2.6.3)

$A_v = 3324 \text{ mm}^2 > \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1.00 \times (240.0 - 2 \times 17.0) \times 10.0 = 1.00 \times 223.0 \times 10.0 = 2230 \text{ mm}^2$

Plastisk skjærkraftkapasitet $V_{pl,z,rd} = A_v (f_y / 3^{\wedge{0.5}}) / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 3324 \times (355 / 1.73) / 1.05 = 648.84 \text{ kN}$

Vz,ed = 8.75 kN < 648.84 kN = Vz,rd = V_{pl,z,rd}, Kontroll godkjent

Vz,ed/Vz,rd = 8.75/648.84 = 0.013 < 1

$h_w / t_w = (240.0 - 2 \times 17.0) / 10.0 = 223.0 / 10.0 = 22.30 \leq 72 \times 0.81 / 1.00 = 72 \epsilon / \eta = 58.32$ ($\eta = 1.00$)

S 355, $t = 10.0 \leq 40 \text{ mm}$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon = (235/355)^{0.5} = 0.81$

Skjærknekkning er ikke aktuelt (EC3 §6.2.6.6)

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyning, aksialkraft og skjær (EN1993-1-1, §6.2.9)

N,ed= 0.00kN, Vz,ed= 8.75kN, My,ed= 88.57kNm

$M_{pl,y,rd} = 356.01 \text{ kNm}$, $V_{pl,z,rd} = 648.84 \text{ kN}$

Ned=0 kN, Ikke nødvendig å ta hensyn til virkning av aksialkraft (EC3 §6.2.9.1 Lign.6.33, Lign.6.34, Lign.6.35)

Ved=8.75kN <= 0.50x648.84=0.50xV_{pl,z,rd}=324.42kN

Ikke nødvendig å ta hensyn til virkning av skjærkraft (EC3 §6.2.8.2)

Dimensjonering av Stål, Element 2, [Venstre ende], L= 8.100m, HE 240 B

MedA= -283.43 kNm, VedA= 174.96 kN, NedA= 0.00 kN

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyningmoment y-y (EN1993-1-1, §6.2.5)

My.ed=283.43 kNm

Bøyningmomentkapasitet $M_{pl,y,rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 1053.0 \times 10^3 \times 355 / 1.05 = 356.01 \text{ kNm}$

$My,ed = 283.43 \text{ kNm} < 356.01 \text{ kNm} = M_{pl,y,rd}$, Kontroll godkjent

$My,ed / M_{pl,y,rd} = 283.43 / 356.01 = 0.796 < 1$

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for skjær z (EN1993-1-1, §6.2.6)

Vz.ed=174.96 kN

$A_v = A \cdot 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f = 10600 - 2 \times 240.0 \times 17.0 + (10.0 + 2 \times 21.0) \times 17.0 = 3324 \text{ mm}^2$ (EC3 §6.2.6.3)

$A_v = 3324 \text{ mm}^2 > \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1.00 \times (240.0 - 2 \times 17.0) \times 10.0 = 1.00 \times 223.0 \times 10.0 = 2230 \text{ mm}^2$

Plastisk skjærkraftkapasitet $V_{pl,z,rd} = A_v (f_y / 3^{\sqrt{2}}) / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 3324 \times (355 / 1.73) / 1.05 = 648.84 \text{ kN}$

$Vz,ed = 174.96 \text{ kN} < 648.84 \text{ kN} = V_{pl,z,rd}$, Kontroll godkjent

$Vz,ed / V_{pl,z,rd} = 174.96 / 648.84 = 0.270 < 1$

$h_w / t_w = (240.0 - 2 \times 17.0) / 10.0 = 223.0 / 10.0 = 22.30 \leq 72 \times 0.81 / 1.00 = 72 \epsilon / \eta = 58.32$ ($\eta = 1.00$)

S 355, $t = 10.0 \leq 40 \text{ mm}$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon = (235 / 355)^{0.5} = 0.81$

Skjærknækning er ikke aktuelt (EC3 §6.2.6.6)

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyning, aksialkraft og skjær (EN1993-1-1, §6.2.9)

N.ed= 0.00kN, Vz.ed= 174.96kN, My.ed= 283.43kNm

$M_{pl,y,rd} = 356.01 \text{ kNm}$, $V_{pl,z,rd} = 648.84 \text{ kN}$

Ned=0 kN, Ikke nødvendig å ta hensyn til virkning av aksialkraft (EC3 §6.2.9.1 Lign.6.33, Lign.6.34, Lign.6.35)

$Ved = 174.96 \text{ kN} \leq 0.50 \times 648.84 = 0.50 \times V_{pl,z,rd} = 324.42 \text{ kN}$

Ikke nødvendig å ta hensyn til virkning av skjærkraft (EC3 §6.2.8.2)

Dimensjonering av Stål, Element 2, [Høyre ende], L= 8.100m, HE 240 B

MedB= -212.57 kNm, VedB= 157.46 kN, NedB= 0.00 kN

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyningmoment y-y (EN1993-1-1, §6.2.5)

My.ed=212.57 kNm

Bøyningmomentkapasitet $M_{pl,y,rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 1053.0 \times 10^3 \times 355 / 1.05 = 356.01 \text{ kNm}$

$My,ed = 212.57 \text{ kNm} < 356.01 \text{ kNm} = M_{pl,y,rd}$, Kontroll godkjent

$My,ed / M_{pl,y,rd} = 212.57 / 356.01 = 0.597 < 1$

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for skjær z (EN1993-1-1, §6.2.6)

Vz.ed=157.46 kN

$A_v = A \cdot 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f = 10600 - 2 \times 240.0 \times 17.0 + (10.0 + 2 \times 21.0) \times 17.0 = 3324 \text{ mm}^2$ (EC3 §6.2.6.3)

$A_v = 3324 \text{ mm}^2 > \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1.00 \times (240.0 - 2 \times 17.0) \times 10.0 = 1.00 \times 223.0 \times 10.0 = 2230 \text{ mm}^2$

Plastisk skjærkraftkapasitet $V_{pl,z,rd} = A_v (f_y / 3^{\sqrt{2}}) / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 3324 \times (355 / 1.73) / 1.05 = 648.84 \text{ kN}$

$Vz,ed = 157.46 \text{ kN} < 648.84 \text{ kN} = V_{pl,z,rd}$, Kontroll godkjent

$Vz,ed / V_{pl,z,rd} = 157.46 / 648.84 = 0.243 < 1$

$h_w / t_w = (240.0 - 2 \times 17.0) / 10.0 = 223.0 / 10.0 = 22.30 \leq 72 \times 0.81 / 1.00 = 72 \epsilon / \eta = 58.32$ ($\eta = 1.00$)

S 355, $t = 10.0 \leq 40 \text{ mm}$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon = (235 / 355)^{0.5} = 0.81$

Skjærknækning er ikke aktuelt (EC3 §6.2.6.6)

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyning, aksialkraft og skjær (EN1993-1-1, §6.2.9)

N.ed= 0.00kN, Vz.ed= 157.46kN, My.ed= 212.57kNm

$M_{pl,y,rd} = 356.01 \text{ kNm}$, $V_{pl,z,rd} = 648.84 \text{ kN}$

Ned=0 kN, Ikke nødvendig å ta hensyn til virkning av aksialkraft (EC3 §6.2.9.1 Lign.6.33, Lign.6.34, Lign.6.35)

$Ved = 157.46 \text{ kN} \leq 0.50 \times 648.84 = 0.50 \times V_{pl,z,rd} = 324.42 \text{ kN}$

Ikke nødvendig å ta hensyn til virkning av skjærkraft (EC3 §6.2.8.2)

Dimensjonering av Stål, Element 2, L= 8.100m, HE 240 B, Knekkapasitet

Vipping, (ULS) (EN1993-1-1, §6.3.2)

My.ed=283.43 kN, L=8.100m, Lcr,y=8.100m, Lcr,z=8.100m, Lcr,lt=8.100m

Ideelle momentet for vipping (EC3 §6.3.2.2.2, EN1993:2002 TilleggC)

Timoshenko, S.P, Gere, J.M, Theory of elastic stability, McGraw-Hill, 1961

$M_{cr} = C_1 \cdot [\pi^2 E I_z / (kL)^2] \{ [(kz/kw)^2 (I_w / I_z) + (kL)^2 G I_t / (\pi^2 E I_z) + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2]^{\sqrt{2}} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \}$

Beregningsmetode C1, C2, C3 : ECCS 119/Galea SN030a-EN-EU Access Steel 2006

$\mu = M_o / M = q L^2 / 8 M = 336.6 / 283.4 = 1.19$, $\psi = M_b / M_a = -212.6 / -283.4 = 0.75$, $C_1 = 3.973$, $C_2 = 1.866$

$G = E / (2(1+\nu)) = 210000 / (2(1+0.30)) = 80769 = 8.1 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

$k \cdot L = 8100 \text{ mm}$, $z_g = h / 2 = 240 / 2 = 120 \text{ mm}$, $z_j = 0 \text{ mm}$ (EN1993:2002 Lign.C.11)

$k_y = 1.0$, $k_z = 1.0$, $k_w = 1.0$, $C_1 = 3.973$, $C_2 = 1.866$, $C_3 = 0.000$

$M_{cr} = [10^{-6}] 3.973 \times [\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 39.230 \times 10^6 / 8100^2]$

$\times \{ [(1.0 / 1.0)^2 \times (486.95 \times 10^9 / 39.230 \times 10^6) + 8100^2 \times 8.1 \times 10^4 \times 1.027 \times 10^6 / (\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 39.230 \times 10^6)$

$+ (1.866 \times 120)^2]^{\sqrt{2}} - (1.866 \times 120) \} = 669.3 \text{ kNm}$

$\lambda, lt = (W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr})^{\sqrt{2}} = \{ [10^{-6}] \times 1053.0 \times 10^3 \times 355 / 669.3 \}^{\sqrt{2}} = 0.747$ (EC3 Lign.6.56)

$h/b = 240 / 240 = 1.00 \leq 2.00$ Knekkurve: a

Imperfeksjonsfaktor: $\alpha, lt = 0.21$, $\div, lt = 0.824$ (T.6.2, T.6.1, Fig.6.4)

$\Phi, lt = 0.5 [1 + \alpha, lt (\lambda, lt - 0.2) + \lambda, lt^2] = 0.5 [1 + 0.21 \times (0.747 - 0.2) + 0.747^2] = 0.837$

$\chi, lt = 1 / [\Phi, lt + (\Phi, lt^2 - \lambda, lt^2)^{\sqrt{2}}] = 1 / [0.837 + (0.837^2 - 0.747^2)^{\sqrt{2}}] = 0.824 \leq 1$, $\chi, lt = 0.824$

Reduksjonsfaktor $\div, lt = 1 / [\ddot{O}, lt + (\ddot{O}, lt^2 - \ddot{e}, lt^2)^{\sqrt{2}}]$, $\div, lt \leq 1.0$, $\div, lt = 0.824$ (Lign.6.56)

$M_b, rd = \chi, lt \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0.824 \times [10^{-6}] \times 1053.0 \times 10^3 \times 355 / 1.05 = 293.36 \text{ kNm}$ (EC3 Lign.6.55)

$My,ed = 283.43 \text{ kNm} < 293.36 \text{ kNm} = M_b, rd$, Kontroll godkjent

$My,ed / M_b, rd = 283.43 / 293.36 = 0.966 < 1$

Dimensjonering av Stål, Element 3, L= 8.100m, HE 240 B

Klassifisering av stältverrsnitt, Bøyningmoment My (EN1993-1-1, §5.5)

Steg

$c = 240.0 - 2 \times 17.0 - 2 \times 21.0 = 164.0 \text{ mm}$, $t = 10.0 \text{ mm}$, $c/t = 164.0 / 10.0 = 16.40$

S 355, $t = 10.0 \leq 40 \text{ mm}$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon = (235 / 355)^{0.5} = 0.81$

$c/t = 16.40 \leq 72 \epsilon = 72 \times 0.81 = 58.32$

Steg er i tverrsnittsklasse 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)

Flens

$c = 240.0 / 2 - 10.0 / 2 - 21.0 = 94.0 \text{ mm}$, $t = 17.0 \text{ mm}$, $c/t = 94.0 / 17.0 = 5.53$

S 355, $t = 17.0 \leq 40 \text{ mm}$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon = (235 / 355)^{0.5} = 0.81$

$c/t = 5.53 \leq 9 \epsilon = 9 \times 0.81 = 7.29$

Flensene er i tverrsnittsklasse 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)

Tverrsnittsklasse er 1, Bøyningmoment My,ed

Tverrsnittskapasitet (EN1993-1-1 §6.2.3, §6.2.4, §6.2.6, §6.2.5)

Strekraftkapasitet $N_{rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 10600 \times 355 / 1.05 = 3583.81 \text{ kN}$

Trykkraftkapasitet $N_{rd,c} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 10600 \times 355 / 1.05 = 3583.81 \text{ kN}$

Skjærkraftkapasitet $V_{rd,z} = A_v (f_y / 3^{\sqrt{2}}) / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 3324 \times (355 / 1.73) / 1.05 = 648.84 \text{ kN}$

Bøyningmomentkapasitet $M_{rd,y} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 1053.0 \times 10^3 \times 355 / 1.05 = 356.01 \text{ kNm}$

Dimensjonering av Stål, Element 3, [Spenn], L= 8.100m, HE 240 B

Med=124.00 kNm, Ved= 0.00 kNm, Ned= 0.00 kNm

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyningsmoment y-y (EN1993-1-1, §6.2.5)

My,ed=124.00 kNm

Bøyningsmomentkapasitet $M_{pl,y,rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 1053.0 \times 10^3 \times 355 / 1.05 = 356.01 \text{ kNm}$

My,ed= 124.00 kNm < 356.01 kNm =My,rd=Mpl,y,rd, Kontroll godkjent

My,ed/My,rd= 124.00/356.01= 0.348<1

Dimensjonering av Stål, Element 3, [Venstre ende], L= 8.100m, HE 240 B

MedA= -212.57 kNm, VedA= 166.21 kN, NedA= 0.00 kN

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyningsmoment y-y (EN1993-1-1, §6.2.5)

My,ed=212.57 kNm

Bøyningsmomentkapasitet $M_{pl,y,rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 1053.0 \times 10^3 \times 355 / 1.05 = 356.01 \text{ kNm}$

My,ed= 212.57 kNm < 356.01 kNm =My,rd=Mpl,y,rd, Kontroll godkjent

My,ed/My,rd= 212.57/356.01= 0.597<1

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for skjær z (EN1993-1-1, §6.2.6)

Vz,ed=166.21 kN

$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f = 10600 - 2 \times 240.0 \times 17.0 + (10.0 + 2 \times 21.0) \times 17.0 = 3324 \text{ mm}^2$ (EC3 §6.2.6.3)

$A_v = 3324 \text{ mm}^2 > \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1.00 \times (240.0 - 2 \times 17.0) \times 10.0 = 1.00 \times 223.0 \times 10.0 = 2230 \text{ mm}^2$

Plastisk skjærkraftkapasitet $V_{pl,z,rd} = A_v (f_y / 3^{\sqrt{2}}) / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 3324 \times (355 / 1.73) / 1.05 = 648.84 \text{ kN}$

Vz,ed= 166.21 kN < 648.84 kN =Vz,rd=Vpl,z,rd, Kontroll godkjent

Vz,ed/Vz,rd= 166.21/648.84= 0.256<1

$h_w / t_w = (240.0 - 2 \times 17.0) / 10.0 = 223.0 / 10.0 = 22.30 \leq 72 \times 0.81 / 1.00 = 72 \epsilon / \eta = 58.32$ ($\eta = 1.00$)

S 355, $t = 10.0 \leq 40 \text{ mm}$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon = (235/355)^{0.5} = 0.81$

Skjærknækking er ikke aktuelt (EC3 §6.2.6.6)

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyning, aksialkraft og skjær (EN1993-1-1, §6.2.9)

N,ed= 0.00kN, Vz,ed= 166.21kN, My,ed= 212.57kNm

$M_{pl,y,rd} = 356.01 \text{ kNm}$, $V_{pl,z,rd} = 648.84 \text{ kN}$

Ned=0 kN, Ikke nødvendig å ta hensyn til virkning av aksialkraft (EC3 §6.2.9.1 Lign.6.33, Lign.6.34, Lign.6.35)

Ved=166.21kN <= 0.50x648.84=0.50xVpl,rd=324.42kN

Ikke nødvendig å ta hensyn til virkning av skjærkraft (EC3 §6.2.8.2)

Dimensjonering av Stål, Element 3, [Høyre ende], L= 8.100m, HE 240 B

MedB= -212.57 kNm, VedB= 166.21 kN, NedB= 0.00 kN

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyningsmoment y-y (EN1993-1-1, §6.2.5)

My,ed=212.57 kNm

Bøyningsmomentkapasitet $M_{pl,y,rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 1053.0 \times 10^3 \times 355 / 1.05 = 356.01 \text{ kNm}$

My,ed= 212.57 kNm < 356.01 kNm =My,rd=Mpl,y,rd, Kontroll godkjent

My,ed/My,rd= 212.57/356.01= 0.597<1

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for skjær z (EN1993-1-1, §6.2.6)

Vz,ed=166.21 kN

$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f = 10600 - 2 \times 240.0 \times 17.0 + (10.0 + 2 \times 21.0) \times 17.0 = 3324 \text{ mm}^2$ (EC3 §6.2.6.3)

$A_v = 3324 \text{ mm}^2 > \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1.00 \times (240.0 - 2 \times 17.0) \times 10.0 = 1.00 \times 223.0 \times 10.0 = 2230 \text{ mm}^2$

Plastisk skjærkraftkapasitet $V_{pl,z,rd} = A_v (f_y / 3^{\sqrt{2}}) / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 3324 \times (355 / 1.73) / 1.05 = 648.84 \text{ kN}$

Vz,ed= 166.21 kN < 648.84 kN =Vz,rd=Vpl,z,rd, Kontroll godkjent

Vz,ed/Vz,rd= 166.21/648.84= 0.256<1

$h_w / t_w = (240.0 - 2 \times 17.0) / 10.0 = 223.0 / 10.0 = 22.30 \leq 72 \times 0.81 / 1.00 = 72 \epsilon / \eta = 58.32$ ($\eta = 1.00$)

S 355, $t = 10.0 \leq 40 \text{ mm}$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon = (235/355)^{0.5} = 0.81$

Skjærknækking er ikke aktuelt (EC3 §6.2.6.6)

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyning, aksialkraft og skjær (EN1993-1-1, §6.2.9)

N,ed= 0.00kN, Vz,ed= 166.21kN, My,ed= 212.57kNm

$M_{pl,y,rd} = 356.01 \text{ kNm}$, $V_{pl,z,rd} = 648.84 \text{ kN}$

Ned=0 kN, Ikke nødvendig å ta hensyn til virkning av aksialkraft (EC3 §6.2.9.1 Lign.6.33, Lign.6.34, Lign.6.35)

Ved=166.21kN <= 0.50x648.84=0.50xVpl,rd=324.42kN

Ikke nødvendig å ta hensyn til virkning av skjærkraft (EC3 §6.2.8.2)

Dimensjonering av Stål, Element 3, L= 8.100m, HE 240 B, Knekkkapasitet

Vipping, (ULS) (EN1993-1-1, §6.3.2)

My,ed=212.57 kN, L=8.100m, Lcr,y=8.100m, Lcr,z=8.100m, Lcr,lt=8.100m

Ideelle momentet for vipping (EC3 §6.3.2.2.2, EN1993:2002 TilleggC)

Timoshenko, S.P., Gere, J.M., Theory of elastic stability, McGraw-Hill, 1961

$M_{cr} = C_1 \cdot [\pi^2 EI_z / (kL)^2] \{ [(kz/kw)^2 (I_w / I_z) + (kL)^2 GI_t / (\pi^2 EI_z) + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2]^{\sqrt{2}} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \}$

Beregningsmetode C1, C2, C3 : ECCS 119/Galea SN030a-EN-EU Access Steel 2006

$\mu = M_o / M = qL^2 / 8M = -336.6 / 212.6 = -1.58$, $\psi = M_b / M_a = -212.6 / -212.6 = 1.00$, $C_1 = 2.367$, $C_2 = 1.458$

$G = E / (2(1+\nu)) = 210000 / (2(1+0.30)) = 80769 = 8.1 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

$k \cdot L = 8100 \text{ mm}$, $z_g = h/2 = 240/2 = 120 \text{ mm}$, $z_j = 0 \text{ mm}$ (EN1993:2002 Lign.C.11)

$k_y = 1.0$, $k_z = 1.0$, $k_w = 1.0$, $C_1 = 2.367$, $C_2 = 1.458$, $C_3 = 0.000$

$M_{cr} = [10^{-6}] 2.367 \times [\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 39.230 \times 10^6 / 8100^2]$

$\times \{ [1.0 / 1.0]^2 \times (486.95 \times 10^9 / 39.230 \times 10^6)$

$+ 8100^2 \times 8.1 \times 10^4 \times 1.027 \times 10^6 / (\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 39.230 \times 10^6)$

$+ (1.458 \times 120)^2 \}^{0.5} - (1.458 \times 120) \} = 459.3 \text{ kNm}$

$-\lambda, lt = (W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr})^{\sqrt{2}} = \{ [10^{-6}] \times 1053.0 \times 10^3 \times 355 / 459.3 \}^{\sqrt{2}} = 0.902$ (EC3 Lign.6.56)

$h/b = 240 / 240 = 1.00 \leq 2.00$ Knekkurve: a

Imperfeksjonsfaktor: $\alpha, lt = 0.21$, $\beta, lt = 0.733$ (T.6.2, T.6.1, Fig.6.4)

$\Phi, lt = 0.5 [1 + \alpha, lt (-\lambda, lt - 0.2) + \beta, lt^2] = 0.5 [1 + 0.21 \times (0.902 - 0.2) + 0.902^2] = 0.981$

$\chi, lt = 1 / [\Phi, lt + (\Phi, lt^2 - \lambda, lt^2)^{\sqrt{2}}] = 1 / [0.981 + (0.981^2 - 0.902^2)^{\sqrt{2}}] = 0.733 < 1$, $\chi, lt = 0.733$

Reduksjonsfaktor $\eta, lt = 1 / [\Phi, lt + (\Phi, lt^2 - \beta, lt^2)^{\sqrt{2}}]$, $\eta, lt \leq 1.0$, $\eta, lt = 0.733$ (Lign.6.56)

$M_b, rd = \chi, lt \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0.733 \times [10^{-6}] \times 1053.0 \times 10^3 \times 355 / 1.05 = 260.96 \text{ kNm}$ (EC3 Lign.6.55)

My,ed= 212.57 kNm < 260.96 kNm =Mb,rd, Kontroll godkjent

My,ed/Mb,rd= 212.57/260.96= 0.815<1

Dimensjonering av Stål, Element 4, L= 8.100m, HE 240 B

Klassifisering av ståltverrsnitt, Bøyningsmoment My (EN1993-1-1, §5.5)

Steg

$c = 240.0 - 2 \times 17.0 - 2 \times 21.0 = 164.0 \text{ mm}$, $t = 10.0 \text{ mm}$, $c/t = 164.0 / 10.0 = 16.40$

S 355, $t = 10.0 \leq 40 \text{ mm}$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon = (235/355)^{0.5} = 0.81$

$c/t = 16.40 \leq 72 \epsilon = 72 \times 0.81 = 58.32$

Steg er i tverrsnittsklasse 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)

Flens

$c = 240.0 / 2 - 10.0 / 2 - 21.0 = 94.0 \text{ mm}$, $t = 17.0 \text{ mm}$, $c/t = 94.0 / 17.0 = 5.53$

S 355, $t = 17.0 \leq 40 \text{ mm}$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon = (235/355)^{0.5} = 0.81$

$c/t = 5.53 \leq 9 \epsilon = 9 \times 0.81 = 7.29$

Element i tverrsnittsklasse 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)

Tverrsnittsklasse er 1, Bøyningsmoment My,ed

Tverrsnittskapasitet (EN1993-1-1 §6.2.3, §6.2.4, §6.2.6, §6.2.5)

Strekraftkapasitet $N_{rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 10600 \times 355 / 1.05 = 3583.81 \text{ kN}$
Trykkraftkapasitet $N_{rd,c} = A_c \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 10600 \times 355 / 1.05 = 3583.81 \text{ kN}$
Skjærkraftkapasitet $V_{rd} = A_v \cdot (f_y / 3^{\wedge} 0.5) / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 3324 \times (355 / 1.73) / 1.05 = 648.84 \text{ kN}$
Bøyningsmomentkapasitet $M_{rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 1053.0 \times 10^3 \times 355 / 1.05 = 356.01 \text{ kNm}$

Dimensjonering av Stål, Element 4, [Spenn], L= 8.100m, HE 240 B

Med = 88.57 kNm, Ved = 8.75 kN, Ned = 0.00 kN

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyningsmoment y-y (EN1993-1-1, §6.2.5)

My,ed= 88.57 kNm

Bøyningsmomentkapasitet $M_{pl,y,rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 1053.0 \times 10^3 \times 355 / 1.05 = 356.01 \text{ kNm}$

$M_{y,ed} = 88.57 \text{ kNm} < 356.01 \text{ kNm} = M_{y,rd} = M_{pl,y,rd}$, Kontroll godkjent

$M_{y,ed} / M_{y,rd} = 88.57 / 356.01 = 0.249 < 1$

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for skjær z (EN1993-1-1, §6.2.6)

Vz,ed= 8.75 kN

$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f = 10600 - 2 \times 240.0 \times 17.0 + (10.0 + 2 \times 21.0) \times 17.0 = 3324 \text{ mm}^2$ (EC3 §6.2.6.3)

$A_v = 3324 \text{ mm}^2 > \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1.00 \times (240.0 - 2 \times 17.0) \times 10.0 = 1.00 \times 223.0 \times 10.0 = 2230 \text{ mm}^2$

Plastisk skjærkraftkapasitet $V_{pl,z,rd} = A_v \cdot (f_y / 3^{\wedge} 0.5) / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 3324 \times (355 / 1.73) / 1.05 = 648.84 \text{ kN}$

$V_{z,ed} = 8.75 \text{ kN} < 648.84 \text{ kN} = V_{z,rd} = V_{pl,z,rd}$, Kontroll godkjent

$V_{z,ed} / V_{z,rd} = 8.75 / 648.84 = 0.013 < 1$

$h_w / t_w = (240.0 - 2 \times 17.0) / 10.0 = 223.0 / 10.0 = 22.30 \leq 72 \times 0.81 / 1.00 = 72 \epsilon / \eta = 58.32$ ($\eta = 1.00$)

S 355, $t = 10.0 \leq 40 \text{ mm}$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon = (235 / 355)^{0.5} = 0.81$

Skjærknækking er ikke aktuelt (EC3 §6.2.6.6)

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyning, aksialkraft og skjær (EN1993-1-1, §6.2.9)

N,ed= 0.00kN, Vz,ed= 8.75kN, My,ed= 88.57kNm

$M_{pl,y,rd} = 356.01 \text{ kNm}$, $V_{pl,z,rd} = 648.84 \text{ kN}$

$N_{ed} = 0 \text{ kN}$, Ikke nødvendig å ta hensyn til virkning av aksialkraft (EC3 §6.2.9.1 Lign.6.33, Lign.6.34, Lign.6.35)

$V_{ed} = 8.75 \text{ kN} \leq 0.50 \times 648.84 = 0.50 \times V_{pl,z,rd} = 324.42 \text{ kN}$

Ikke nødvendig å ta hensyn til virkning av skjærkraft (EC3 §6.2.8.2)

Dimensjonering av Stål, Element 4, [Venstre ende], L= 8.100m, HE 240 B

MedA= -212.57 kNm, VedA= 157.46 kN, NedA= 0.00 kN

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyningsmoment y-y (EN1993-1-1, §6.2.5)

My,ed=212.57 kNm

Bøyningsmomentkapasitet $M_{pl,y,rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 1053.0 \times 10^3 \times 355 / 1.05 = 356.01 \text{ kNm}$

$M_{y,ed} = 212.57 \text{ kNm} < 356.01 \text{ kNm} = M_{y,rd} = M_{pl,y,rd}$, Kontroll godkjent

$M_{y,ed} / M_{y,rd} = 212.57 / 356.01 = 0.597 < 1$

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for skjær z (EN1993-1-1, §6.2.6)

Vz,ed=157.46 kN

$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f = 10600 - 2 \times 240.0 \times 17.0 + (10.0 + 2 \times 21.0) \times 17.0 = 3324 \text{ mm}^2$ (EC3 §6.2.6.3)

$A_v = 3324 \text{ mm}^2 > \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1.00 \times (240.0 - 2 \times 17.0) \times 10.0 = 1.00 \times 223.0 \times 10.0 = 2230 \text{ mm}^2$

Plastisk skjærkraftkapasitet $V_{pl,z,rd} = A_v \cdot (f_y / 3^{\wedge} 0.5) / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 3324 \times (355 / 1.73) / 1.05 = 648.84 \text{ kN}$

$V_{z,ed} = 157.46 \text{ kN} < 648.84 \text{ kN} = V_{z,rd} = V_{pl,z,rd}$, Kontroll godkjent

$V_{z,ed} / V_{z,rd} = 157.46 / 648.84 = 0.243 < 1$

$h_w / t_w = (240.0 - 2 \times 17.0) / 10.0 = 223.0 / 10.0 = 22.30 \leq 72 \times 0.81 / 1.00 = 72 \epsilon / \eta = 58.32$ ($\eta = 1.00$)

S 355, $t = 10.0 \leq 40 \text{ mm}$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon = (235 / 355)^{0.5} = 0.81$

Skjærknækking er ikke aktuelt (EC3 §6.2.6.6)

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyning, aksialkraft og skjær (EN1993-1-1, §6.2.9)

N,ed= 0.00kN, Vz,ed= 157.46kN, My,ed= 212.57kNm

$M_{pl,y,rd} = 356.01 \text{ kNm}$, $V_{pl,z,rd} = 648.84 \text{ kN}$

$N_{ed} = 0 \text{ kN}$, Ikke nødvendig å ta hensyn til virkning av aksialkraft (EC3 §6.2.9.1 Lign.6.33, Lign.6.34, Lign.6.35)

$V_{ed} = 157.46 \text{ kN} \leq 0.50 \times 648.84 = 0.50 \times V_{pl,z,rd} = 324.42 \text{ kN}$

Ikke nødvendig å ta hensyn til virkning av skjærkraft (EC3 §6.2.8.2)

Dimensjonering av Stål, Element 4, [Høyre ende], L= 8.100m, HE 240 B

MedB= -283.43 kNm, VedB= 174.96 kN, NedB= 0.00 kN

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyningsmoment y-y (EN1993-1-1, §6.2.5)

My,ed=283.43 kNm

Bøyningsmomentkapasitet $M_{pl,y,rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 1053.0 \times 10^3 \times 355 / 1.05 = 356.01 \text{ kNm}$

$M_{y,ed} = 283.43 \text{ kNm} < 356.01 \text{ kNm} = M_{y,rd} = M_{pl,y,rd}$, Kontroll godkjent

$M_{y,ed} / M_{y,rd} = 283.43 / 356.01 = 0.796 < 1$

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for skjær z (EN1993-1-1, §6.2.6)

Vz,ed=174.96 kN

$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f = 10600 - 2 \times 240.0 \times 17.0 + (10.0 + 2 \times 21.0) \times 17.0 = 3324 \text{ mm}^2$ (EC3 §6.2.6.3)

$A_v = 3324 \text{ mm}^2 > \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1.00 \times (240.0 - 2 \times 17.0) \times 10.0 = 1.00 \times 223.0 \times 10.0 = 2230 \text{ mm}^2$

Plastisk skjærkraftkapasitet $V_{pl,z,rd} = A_v \cdot (f_y / 3^{\wedge} 0.5) / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 3324 \times (355 / 1.73) / 1.05 = 648.84 \text{ kN}$

$V_{z,ed} = 174.96 \text{ kN} < 648.84 \text{ kN} = V_{z,rd} = V_{pl,z,rd}$, Kontroll godkjent

$V_{z,ed} / V_{z,rd} = 174.96 / 648.84 = 0.270 < 1$

$h_w / t_w = (240.0 - 2 \times 17.0) / 10.0 = 223.0 / 10.0 = 22.30 \leq 72 \times 0.81 / 1.00 = 72 \epsilon / \eta = 58.32$ ($\eta = 1.00$)

S 355, $t = 10.0 \leq 40 \text{ mm}$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon = (235 / 355)^{0.5} = 0.81$

Skjærknækking er ikke aktuelt (EC3 §6.2.6.6)

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyning, aksialkraft og skjær (EN1993-1-1, §6.2.9)

N,ed= 0.00kN, Vz,ed= 174.96kN, My,ed= 283.43kNm

$M_{pl,y,rd} = 356.01 \text{ kNm}$, $V_{pl,z,rd} = 648.84 \text{ kN}$

$N_{ed} = 0 \text{ kN}$, Ikke nødvendig å ta hensyn til virkning av aksialkraft (EC3 §6.2.9.1 Lign.6.33, Lign.6.34, Lign.6.35)

$V_{ed} = 174.96 \text{ kN} \leq 0.50 \times 648.84 = 0.50 \times V_{pl,z,rd} = 324.42 \text{ kN}$

Ikke nødvendig å ta hensyn til virkning av skjærkraft (EC3 §6.2.8.2)

Dimensjonering av Stål, Element 4, L= 8.100m, HE 240 B, Knekkapasitet

Vipping, (ULS) (EN1993-1-1, §6.3.2)

My,ed=283.43 kN, L=8.100m, Lcr,y=8.100m, Lcr,z=8.100m, Lcr,lt=8.100m

Ideelle momentet for vipping (EC3 §6.3.2.2.2, EN1993:2002 TilleggC)

Timoshenko, S.P, Gere, J.M, Theory of elastic stability, McGraw-Hill, 1961

$M_{cr} = C_1 \cdot [\pi^2 E I_z / (k L)^2] \{ [(k z / k w)^2 (I_w / I_z) + (k L)^2 G I_t / (\pi^2 E I_z) + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2]^{0.5} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \}$

Beregningsmetode C1, C2, C3 : ECCS 119/Galea SN030a-EN-EU Access Steel 2006

$\mu = M_o / M = q L^2 / 8 M = -336.6 / 283.4 = -1.19$, $\psi = M_b / M_a = -212.6 / -283.4 = 0.75$, $C_1 = 3.973$, $C_2 = 1.866$

$G = E / (2(1+\nu)) = 210000 / (2(1+0.30)) = 80769 = 8.1 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

$k \cdot L = 8100 \text{ mm}$, $z_g = h / 2 = 240 / 2 = 120 \text{ mm}$, $z_j = 0 \text{ mm}$ (EN1993:2002 Lign.C.11)

$k_y = 1.0$, $k_z = 1.0$, $k_w = 1.0$, $C_1 = 3.973$, $C_2 = 1.866$, $C_3 = 0.000$

$M_{cr} = [10^{-6} / 3.973 \times [n^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 5 \times 39.230 \times 10^6 / 8100^2] \times \{ [(1.0/1.0)^2 \times (486.95 \times 10^9 / 39.230 \times 10^6) + 8100^2 \times 8.1 \times 10^4 \times 1.027 \times 10^6 / (\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 5 \times 39.230 \times 10^6) + (1.866 \times 120)^2 \} \times 0.5 - (1.866 \times 120)] = 669.3 \text{ kNm}$
 $\lambda, \text{lt} = (W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr})^{1/2} = \{ [10^{-6} \times 1053.0 \times 10^3 \times 355 / 669.3] \}^{1/2} = 0.747 \text{ (EC3 Lign.6.56)}$
 $h/b = 240/240 = 1.00 < 2.00 \text{ Knekkurve: a}$
 Imperfeksjonsfaktor: $\alpha, \text{lt} = 0.21, \psi, \text{lt} = 0.824 \text{ (T.6.2, T.6.1, Fig.6.4)}$
 $\Phi, \text{lt} = 0.5 [1 + \alpha, \text{lt} (\lambda, \text{lt} - 0.2) + \lambda, \text{lt}^2] = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (0.747 - 0.2) + 0.747^2] = 0.837$
 $\chi, \text{lt} = 1 / [\Phi, \text{lt} + (\Phi, \text{lt}^2 - \lambda, \text{lt}^2)^{1/2}] = 1 / [0.837 + (0.837^2 - 0.747^2)^{1/2}] = 0.824 < 1 \chi, \text{lt} = 0.824$
 Reduksjonsfaktor $\psi, \text{lt} = 1 / [\Phi, \text{lt} + (\Phi, \text{lt}^2 - \lambda, \text{lt}^2)^{1/2}] = 0.824 < 1.0, \psi, \text{lt} = 0.824 \text{ (Lign.6.56)}$
 $M_b, \text{rd} = \chi, \text{lt} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0.824 \times [10^{-6}] \times 1053.0 \times 10^3 \times 355 / 1.05 = 293.36 \text{ kNm (EC3 Lign.6.55)}$
 $M_y, \text{ed} = 283.43 \text{ kNm} < 293.36 \text{ kNm} = M_b, \text{rd}, \text{ Kontroll godkjent}$
 $M_y, \text{ed} / M_b, \text{rd} = 283.43 / 293.36 = 0.966 < 1$
Dimensjonering av Stål, Element 5, L= 8.100m, HE 240 B

Klassifisering av stålverrsnitt, Bøyningmoment My (EN1993-1-1, §5.5)

Steg
 $c = 240.0 - 2 \times 17.0 - 2 \times 21.0 = 164.0 \text{ mm}, t = 10.0 \text{ mm}, c/t = 164.0 / 10.0 = 16.40$
 $S 355, t = 10.0 \leq 40 \text{ mm}, f_y = 355 \text{ N/mm}^2, \epsilon = (235/355)^{0.5} = 0.81$
 $c/t = 16.40 < 72 \epsilon = 72 \times 0.81 = 58.32$
 Steget er i tverrsnittsklasse 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)

Flens
 $c = 240.0 / 2 - 10.0 / 2 - 21.0 = 94.0 \text{ mm}, t = 17.0 \text{ mm}, c/t = 94.0 / 17.0 = 5.53$
 $S 355, t = 17.0 \leq 40 \text{ mm}, f_y = 355 \text{ N/mm}^2, \epsilon = (235/355)^{0.5} = 0.81$
 $c/t = 5.53 < 9 \epsilon = 9 \times 0.81 = 7.29$
 Flensene er i tverrsnittsklasse 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)

Tverrsnittsklasse er 1, Bøyningmoment My,ed
Tverrsnittskapasitet (EN1993-1-1 §6.2.3, §6.2.4, §6.2.6, §6.2.5)

Strekkraftkapasitet $N_{rdt}, \text{rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 10600 \times 355 / 1.05 = 3583.81 \text{ kN}$
 Trykkraftkapasitet $N_{rdc}, \text{rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 10600 \times 355 / 1.05 = 3583.81 \text{ kN}$
 Skjærkraftkapasitet $V_{rdz}, \text{rd} = A_v (f_y / 3)^{1/2} / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 3324 \times (355 / 1.73) / 1.05 = 648.84 \text{ kN}$
 Bøyningmomentkapasitet $M_{rdy}, \text{rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 1053.0 \times 10^3 \times 355 / 1.05 = 356.01 \text{ kNm}$
Dimensjonering av Stål, Element 5, [Spenn], L= 8.100m, HE 240 B

Med = 209.74 kNm, Ved = 1.75 kN, Ned = 0.00 kN

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyningmoment y-y (EN1993-1-1, §6.2.5)

My,ed=209.74 kNm
 Bøyningmomentkapasitet $M_{ply}, \text{rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 1053.0 \times 10^3 \times 355 / 1.05 = 356.01 \text{ kNm}$
 $M_y, \text{ed} = 209.74 \text{ kNm} < 356.01 \text{ kNm} = M_{ply}, \text{rd}, \text{ Kontroll godkjent}$
 $M_y, \text{ed} / M_{ply}, \text{rd} = 209.74 / 356.01 = 0.589 < 1$

Dimensjonering av Stål, Element 5, [Venstre ende], L= 8.100m, HE 240 B

MedA= -283.43 kNm, VedA= 201.20 kN, NedA= 0.00 kN

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyningmoment y-y (EN1993-1-1, §6.2.5)

My,ed=283.43 kNm
 Bøyningmomentkapasitet $M_{ply}, \text{rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 1053.0 \times 10^3 \times 355 / 1.05 = 356.01 \text{ kNm}$
 $M_y, \text{ed} = 283.43 \text{ kNm} < 356.01 \text{ kNm} = M_{ply}, \text{rd}, \text{ Kontroll godkjent}$
 $M_y, \text{ed} / M_{ply}, \text{rd} = 283.43 / 356.01 = 0.796 < 1$

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for skjær z (EN1993-1-1, §6.2.6)

Vz,ed=201.20 kN
 $A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f = 10600 - 2 \times 240.0 \times 17.0 + (10.0 + 2 \times 21.0) \times 17.0 = 3324 \text{ mm}^2 \text{ (EC3 §6.2.6.3)}$
 $A_v = 3324 \text{ mm}^2 > \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1.00 \times (240.0 - 2 \times 17.0) \times 10.0 = 1.00 \times 223.0 \times 10.0 = 2230 \text{ mm}^2$
 Plastisk skjærkraftkapasitet $V_{pl,z}, \text{rd} = A_v (f_y / 3)^{1/2} / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 3324 \times (355 / 1.73) / 1.05 = 648.84 \text{ kN}$
 $V_z, \text{ed} = 201.20 \text{ kN} < 648.84 \text{ kN} = V_{pl,z}, \text{rd}, \text{ Kontroll godkjent}$
 $V_z, \text{ed} / V_{pl,z}, \text{rd} = 201.20 / 648.84 = 0.310 < 1$
 $h_w / t_w = (240.0 - 2 \times 17.0) / 10.0 = 223.0 / 10.0 = 22.30 \leq 72 \epsilon / \eta = 58.32 \text{ (}\eta = 1.00\text{)}$
 $S 355, t = 10.0 \leq 40 \text{ mm}, f_y = 355 \text{ N/mm}^2, \epsilon = (235/355)^{0.5} = 0.81$
 Skjærknekkning er ikke aktuelt (EC3 §6.2.6.6)

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyning, aksialkraft og skjær (EN1993-1-1, §6.2.9)

N,ed= 0.00kN, Vz,ed= 201.20kN, My,ed= 283.43kNm
 $M_{pl,y}, \text{rd} = 356.01 \text{ kNm}, V_{pl,z}, \text{rd} = 648.84 \text{ kN}$
 $N_{ed} = 0 \text{ kN}$, Ikke nødvendig å ta hensyn til virkning av aksialkraft (EC3 §6.2.9.1 Lign.6.33, Lign.6.34, Lign.6.35)
 $V_{ed} = 201.20 \text{ kN} < 0.50 \times 648.84 = 0.50 \times V_{pl,z}, \text{rd} = 324.42 \text{ kN}$
 Ikke nødvendig å ta hensyn til virkning av skjærkraft (EC3 §6.2.8.2)

Dimensjonering av Stål, Element 5, [Høyre ende], L= 8.100m, HE 240 B

MedB= 0.00 kNm, VedB= 131.22 kN, NedB= 0.00 kN

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for skjær z (EN1993-1-1, §6.2.6)

Vz,ed=131.22 kN
 $A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f = 10600 - 2 \times 240.0 \times 17.0 + (10.0 + 2 \times 21.0) \times 17.0 = 3324 \text{ mm}^2 \text{ (EC3 §6.2.6.3)}$
 $A_v = 3324 \text{ mm}^2 > \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1.00 \times (240.0 - 2 \times 17.0) \times 10.0 = 1.00 \times 223.0 \times 10.0 = 2230 \text{ mm}^2$
 Plastisk skjærkraftkapasitet $V_{pl,z}, \text{rd} = A_v (f_y / 3)^{1/2} / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 3324 \times (355 / 1.73) / 1.05 = 648.84 \text{ kN}$
 $V_z, \text{ed} = 131.22 \text{ kN} < 648.84 \text{ kN} = V_{pl,z}, \text{rd}, \text{ Kontroll godkjent}$
 $V_z, \text{ed} / V_{pl,z}, \text{rd} = 131.22 / 648.84 = 0.202 < 1$
 $h_w / t_w = (240.0 - 2 \times 17.0) / 10.0 = 223.0 / 10.0 = 22.30 \leq 72 \epsilon / \eta = 58.32 \text{ (}\eta = 1.00\text{)}$
 $S 355, t = 10.0 \leq 40 \text{ mm}, f_y = 355 \text{ N/mm}^2, \epsilon = (235/355)^{0.5} = 0.81$
 Skjærknekkning er ikke aktuelt (EC3 §6.2.6.6)

Dimensjonering av Stål, Element 5, L= 8.100m, HE 240 B, Knekkapasitet

Vipping, (ULS) (EN1993-1-1, §6.3.2)

My,ed=283.43 kN, L=8.100m, Lcr,y=8.100m, Lcr,z=8.100m, Lcr,lt=8.100m

Ideelle momentet for vipping (EC3 §6.3.2.2.2, EN1993:2002 TilleggC)
Timoshenko, S.P, Gere, J.M, Theory of elastic stability, McGraw-Hill, 1961
 $M_{cr} = C_1 \cdot [n^2 EI_z / (kL)^2] \{ [(kz/kw)^2 (I_w / I_z) + (kL)^2 GIt / (\pi^2 EI_z) + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2]^{1/2} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \}$
 Beregningsmetode C_1, C_2, C_3 : ECCS 119/Galea SN030a-EN-EU Access Steel 2006
 $\mu = M_o / M = qL^2 / 8M = -336.6 / 283.4 = -1.19, \psi = M_b / M_a = 0.0 / -283.4 = 0.00, C_1 = 1.637, C_2 = 0.806$
 $G = E / (2(1+\nu)) = 210000 / (2(1+0.30)) = 80769 = 8.1 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
 $k \cdot L = 8100 \text{ mm}, z_g = h/2 = 240/2 = 120 \text{ mm}, z_j = 0 \text{ mm (EN1993:2002 Lign.C.11)}$
 $k_y = 1.0, k_z = 1.0, k_w = 1.0, C_1 = 1.637, C_2 = 0.806, C_3 = 0.000$
 $M_{cr} = [10^{-6}] \times 1.637 \times [n^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 5 \times 39.230 \times 10^6 / 8100^2] \times \{ [(1.0/1.0)^2 \times (486.95 \times 10^9 / 39.230 \times 10^6) + 8100^2 \times 8.1 \times 10^4 \times 1.027 \times 10^6 / (\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 5 \times 39.230 \times 10^6) + (1.866 \times 120)^2 \} \times 0.5 - (1.866 \times 120) \}$

$+8100^2 \times 8.1 \times 10^{-4} \times 1.027 \times 10^6 / (\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 39.230 \times 10^6)$
 $+ (0.806 \times 120)^2]^{0.5} - (0.806 \times 120) = 408.0 \text{ kNm}$
 $-\lambda, lt = (W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr})^{0.5} = \{ [10^{-6}] \times 1053.0 \times 10^3 \times 355 / 408.0 \}^{0.5} = 0.957 \text{ (EC3 Lign.6.56)}$
 $h/b = 240/240 = 1.00 \leq 2.00$ Knekkurve: a
 Imperfekjonsfaktor: $\alpha, lt = 0.21, \psi, lt = 0.695 \text{ (T.6.2, T.6.1, Fig.6.4)}$
 $\Phi, lt = 0.5 [1 + \alpha, lt (-\lambda, lt - 0.2) + -\lambda, lt^2] = 0.5 [1 + 0.21 \times (0.957 - 0.2) + 0.957^2] = 1.038$
 $\chi, lt = 1 / [\Phi, lt + (\Phi, lt^2 - -\lambda, lt^2)^{0.5}] = 1 / [1.038 + (1.038^2 - 0.957^2)^{0.5}] = 0.695 \leq 1 \chi, lt = 0.695$
 Reduksjonsfaktor $\psi, lt = 1 / [\alpha, lt + (\alpha, lt^2 - -\lambda, lt^2)^{0.5}], \psi, lt \leq 1.0, \psi, lt = 0.695 \text{ (Lign.6.56)}$
 $M_{b,rd} = \chi, lt \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0.695 \times [10^{-6}] \times 1053.0 \times 10^3 \times 355 / 1.05 = 247.43 \text{ kNm (EC3 Lign.6.55)}$
 $M_{y,ed} = 283.43 \text{ kNm} > 247.43 \text{ kNm} = M_{b,rd}, \text{ Kontroll IKKE godkjent}$
 $M_{y,ed} / M_{b,rd} = 283.43 / 247.43 = 1.146 > 1$

Vedlegg D

Prisoverslag



Kristoffer Isaksen

SV: Priseksempel

1 e-post

salg lett-tak <salg@lett-tak.no>

Hei.

Pris levert og montert i Oslo er 1250,-/m²+mva.

Ferdig tekket med protanduk og med stålskinne på cc 600 for gips i himling.

Les vårt kundemagasin: <http://lett-tak.no/kundemagasin/>

Med vennlig hilsen

Gard Brunsell

Salgssjef

gb@lett-tak.no

D: +47 33 13 28 02

M: +47 40 47 04 37

Lett-Tak Systemer AS

Hegdalveien 139

3261 Larvik

S: +47 33 13 28 00

www.lett-tak.nowww.lett-tak.se**Fra:** Kristoffer Isaksen**Sendt:** mandag 24. april 2017 16.43**Til:** salg lett-tak <salg@lett-tak.no>**Emne:** Priseksempel

Hei,

Vi skriver bacheloroppgave der vi sammenlikner pris på forskjellige bæresystem i småblokker. Vi lurer i den anledning på om det er mulig å få et prisoverslag på takelementer fra dere?

Vi har spennvidder på 8,1m, med et totalt takareal på ca 700m². Løsningen må tilfredsstillende lydklasse C og U-verdi på ≤ 0,13 W/(m² K).

Mvh.

Kristoffer Isaksen



Kristoffer Isaksen

SV: Prisoverslag

1 e-post

Firmapost Mjøstre AS <post@mjostre.no> Til:
Kristoffer Isaksen

14. mars 2017 kl. 10:35

Hei!

Ca 140.000,- + mva. Frakt kommer i tillegg.

Med hilsen*Terje Sørli**Tlf 62 57 47 01***Fra:** Kristoffer Isaksen
Sendt: 9. mars 2017 11:51
Emne: Prisoverslag

Hei

Vi skriver bacheloroppgave der vi skal kalkulere pris på bæresystem der vi har gått for gitterbjelker. Vi lurte derfor på om vi kunne fått et raskt prisoverslag på bjelker fra dere.

Vi trenger ca 850 løpemeter, med spenn på 8m. Disse skal tverravstives, tenker derfor at vi må opp i H550.

Med vennlig hilsen

Kristoffer Isaksen



Kristoffer Isaksen

SV: Prisoverslag

1 e-post

Rune Sandbakk <rune@pretre.no>
Til: Kristoffer Isaksen

9. mars 2017 kl. 12:31

Hei

Ca 850 lm H550 mm Gitterbjelker eks. tverravstivere vil koste ca kr 145.000,- eks. mva.

Mvh

**RUNE SANDBAKK**
Salgssjef

Mob: 913 98 240

www.pretre.no**Fra:** Kristoffer Isaksen
Sendt: 9. mars 2017 11:51
Emne: Prisoverslag

Hei

Vi skriver bacheloroppgave der vi skal kalkulere pris på bæresystem der vi har gått for gitterbjelker. Vi lurer derfor på om vi kunne fått et raskt prisoverslag på bjelker fra dere.

Vi trenger ca 850 løpemeter, med spenn på 8m. Disse skal tverravstives, tenker derfor at vi må opp i H550.

Med vennlig hilsen

Kristoffer Isaksen

Denne epost har blitt kontrollert for virus av Serit
This e-mail has been scanned for viruses by Serit



SV: Prisoverslag på takstoler

1 e-post

Rune Sandbakk <rune@pretre.no>
Til: Kristoffer Isaksen Kopi: Per Skogstad
<per.skogstad@treteknisk.no>

25. april 2017 kl. 11:40

Hei

Disse vil koste ca kr 203.000,- eks. mva

Mvh

**RUNE SANDBAKK****Salgssjef**

Mob: 913 98 240

www.pretre.no

Fra: Per Skogstad [mailto:per.skogstad@treteknisk.no]**Sendt:** 25. april 2017 06:46**Til:** Rune Sandbakk <rune@pretre.no>**Emne:** VS: Prisoverslag på takstoler

Har du en «katalogpris»

ps

Fra: Kristoffer Isaksen**Sendt:** 24. april 2017 17:06**Emne:** Prisoverslag på takstoler

Hei!

Vi skriver bacheloroppgave der vi sammenlikner priser på div. bæresystemer i småblokker. Vi lurer i den anledning på om dere har mulighet til å lage et raskt prisoverslag på noen takstoler for oss?

27.4.2017

Gmail - SV: Prisoverslag på takstoler

Bygget er på 41x16,5m eks. takutstikk, noe som resulterer i 69 takstoler med spennvidde på 16m. Høyde på bygget blir 8m og terrengkategori 3.

Plassering Ålesund med

$$s = 2,4 \text{ kn/m}^2$$

$$v_b = 29 \text{ m/s}$$

Med vennlig hilsen

Kristoffer Isaksen



HD svalgang

1 e-post

Lovberg Svein <Svein.Lovberg@spenncon.no>
Til: Kristoffer Isaksen

25. april 2017 kl. 14:50

Hei!

Svalganger med bredde 1,5 m må være en massiv plate og ikke HD element.

Kappe til ett tilpasningselement er ingen god løsning.

Pris for massiv element vil typisk være ca. 1800 kr/m² eks transport og montasje.



Svein LOVBERG
Regionsdirektør
SPENNCON

Svein.Lovberg@spenncon.no
Tel.: +4748076481

www.spenncon.no

Vedlegg E

Søyler

Knutepunktsforskyvninger

Kn.P.	ux [mm]	uy [mm]	ur [rad]
1	0.000	0.000	0.00000
2	0.000	-1.899	0.00035
3	0.000	-3.506	0.00039
4	0.000	-4.467	-0.00020
5	-0.007	-2.930	0.00055
6	0.013	-4.466	0.00041
7	0.000	0.000	0.00000
8	-0.022	-1.858	0.00018
9	0.043	-2.903	0.00022
10	0.000	0.000	0.00000
11	0.019	-1.897	-0.00015
12	-0.029	-2.958	-0.00018
13	0.009	-3.354	0.00015
14	-0.014	-4.672	0.00032
15	0.000	0.000	0.00000
16	0.000	-1.925	-0.00041
17	0.000	-3.521	-0.00041
18	0.000	-4.482	0.00020
19	-0.029	-0.344	-0.00009
20	0.027	-0.351	0.00008

Opplagerkrefter

Kn.P.	Fx [kN]	Fy [kN]	M [kNm]
1	24.331	703.160	21.898
2	21.575	0.000	0.000
3	-36.846	0.000	0.000
4	-13.412	-356.000	0.000
7	59.081	688.316	29.330
10	-56.844	702.480	-27.251
15	-27.861	713.077	-25.075
16	-21.242	0.000	0.000
17	37.240	0.000	0.000
18	13.977	-356.000	0.000

Element endekrefter (globalkoordinater)

Element	FxA [kN]	FyA [kN]	MA [kNm]	FxB [kN]	FyB [kN]	MB [kNm]
1	24.331	703.160	21.898	-24.331	-703.160	43.796
2	41.435	535.854	61.143	-41.435	-535.854	63.161
3	13.412	356.000	36.211	-13.412	-356.000	0.000
4	59.081	688.316	29.330	-59.081	-688.316	0.210
5	19.669	348.114	28.569	-19.669	-348.114	30.437
6	-56.844	702.480	-27.251	56.844	-702.480	-1.170
7	-16.852	353.842	-24.364	16.852	-353.842	-26.191
8	-27.861	713.077	-25.075	27.861	-713.077	-50.150
9	-45.211	531.912	-67.779	45.211	-531.912	-67.854
10	-13.977	356.000	-37.739	13.977	-356.000	0.000
11	-8.823	179.854	-99.373	8.823	-34.054	-61.058
12	-8.823	34.054	61.058	8.823	167.539	165.867
13	10.845	180.575	-196.303	-10.845	180.903	197.402
14	-6.006	172.939	-171.210	6.006	-24.709	-75.850
15	-6.006	24.709	75.850	6.006	175.912	105.593
16	4.471	167.306	-104.939	-4.471	-41.918	-51.979
17	4.471	41.918	51.979	-4.471	159.675	148.208
18	-6.116	180.526	-196.967	6.116	180.952	198.393
19	3.892	167.685	-157.802	-3.892	-19.455	-76.123
20	3.892	19.455	76.123	-3.892	181.166	117.929
21	9.081	688.316	-0.210	-9.081	-688.316	20.190
22	-6.844	702.480	1.170	6.844	-702.480	-16.226

Element endekrefter (lokalkoordinater)

Element	fxA [kN]	fyA [kN]	mA [kNm]	fxB [kN]	fyB [kN]	mB [kNm]
1	703.160	-24.331	21.898	-703.160	24.331	43.796
2	535.854	-41.435	61.143	-535.854	41.435	63.161
3	356.000	-13.412	36.211	-356.000	13.412	0.000
4	688.316	-59.081	29.330	-688.316	59.081	0.210
5	348.114	-19.669	28.569	-348.114	19.669	30.437
6	702.480	56.844	-27.251	-702.480	-56.844	-1.170
7	353.842	16.852	-24.364	-353.842	-16.852	-26.191
8	713.077	27.861	-25.075	-713.077	-27.861	-50.150
9	531.912	45.211	-67.779	-531.912	-45.211	-67.854
10	356.000	13.977	-37.739	-356.000	-13.977	0.000
11	-8.823	179.854	-99.373	8.823	-34.054	-61.058
12	-8.823	34.054	61.058	8.823	167.539	165.867
13	10.845	180.575	-196.303	-10.845	180.903	197.402
14	-6.006	172.939	-171.210	6.006	-24.709	-75.850
15	-6.006	24.709	75.850	6.006	175.912	105.593
16	4.471	167.306	-104.939	-4.471	-41.918	-51.979
17	4.471	41.918	51.979	-4.471	159.675	148.208
18	-6.116	180.526	-196.967	6.116	180.952	198.393
19	3.892	167.685	-157.802	-3.892	-19.455	-76.123
20	3.892	19.455	76.123	-3.892	181.166	117.929
21	688.316	-9.081	-0.210	-688.316	9.081	20.190
22	702.480	6.844	1.170	-702.480	-6.844	-16.226

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 1

n	x/l	x [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]	dx [mm]	dy [mm]	d [mm]
0	0.000	0.00	21.90	24.33	-703.16	0.000	0.000	0.000
1	0.100	0.27	15.33	24.33	-703.16	-0.009	-0.190	0.190
2	0.200	0.54	8.76	24.33	-703.16	-0.031	-0.380	0.381
3	0.300	0.81	2.19	24.33	-703.16	-0.060	-0.570	0.573
4	0.400	1.08	-4.38	24.33	-703.16	-0.092	-0.759	0.765
5	0.500	1.35	-10.95	24.33	-703.16	-0.120	-0.949	0.957
6	0.600	1.62	-17.52	24.33	-703.16	-0.138	-1.139	1.147

7	0.700	1.89	-24.09	24.33	-703.16	-0.141	-1.329	1.336
8	0.800	2.16	-30.66	24.33	-703.16	-0.123	-1.519	1.524
9	0.900	2.43	-37.23	24.33	-703.16	-0.078	-1.709	1.710
10	1.000	2.70	-43.80	24.33	-703.16	0.000	-1.899	1.899

Maksimalverdi for element 1

maxM=	21.90 kNm, minM=	-43.80 kNm
maxV=	24.33 kN, minV=	24.33 kN
maxN=	-703.16 kN, minN=	-703.16 kN
maxd=	1.899 mm	

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 2

n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]	d[mm]
0	0.000	0.00	61.14	41.43	-535.85	0.000	-1.899	1.899
1	0.100	0.30	48.71	41.43	-535.85	0.076	-2.059	2.061
2	0.200	0.60	36.28	41.43	-535.85	0.099	-2.220	2.222
3	0.300	0.90	23.85	41.43	-535.85	0.083	-2.381	2.382
4	0.400	1.20	11.42	41.43	-535.85	0.041	-2.542	2.542
5	0.500	1.50	-1.01	41.43	-535.85	-0.014	-2.702	2.702
6	0.600	1.80	-13.44	41.43	-535.85	-0.067	-2.863	2.864
7	0.700	2.10	-25.87	41.43	-535.85	-0.105	-3.024	3.026
8	0.800	2.40	-38.30	41.43	-535.85	-0.116	-3.185	3.187
9	0.900	2.70	-50.73	41.43	-535.85	-0.085	-3.345	3.346
10	1.000	3.00	-63.16	41.43	-535.85	0.000	-3.506	3.506

Maksimalverdi for element 2

maxM=	61.14 kNm, minM=	-63.16 kNm
maxV=	41.43 kN, minV=	41.43 kN
maxN=	-535.85 kN, minN=	-535.85 kN
maxd=	3.506 mm	

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 3

n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]	d[mm]
0	0.000	0.00	36.21	13.41	-356.00	0.000	-3.506	3.506
1	0.100	0.27	32.59	13.41	-356.00	0.090	-3.602	3.603
2	0.200	0.54	28.97	13.41	-356.00	0.152	-3.698	3.701
3	0.300	0.81	25.35	13.41	-356.00	0.188	-3.794	3.799
4	0.400	1.08	21.73	13.41	-356.00	0.203	-3.891	3.896
5	0.500	1.35	18.11	13.41	-356.00	0.198	-3.987	3.992
6	0.600	1.62	14.48	13.41	-356.00	0.177	-4.083	4.087
7	0.700	1.89	10.86	13.41	-356.00	0.144	-4.179	4.181
8	0.800	2.16	7.24	13.41	-356.00	0.101	-4.275	4.276
9	0.900	2.43	3.62	13.41	-356.00	0.052	-4.371	4.371
10	1.000	2.70	0.00	13.41	-356.00	0.000	-4.467	4.467

Maksimalverdi for element 3

maxM=	36.21 kNm, minM=	0.00 kNm
maxV=	13.41 kN, minV=	13.41 kN
maxN=	-356.00 kN, minN=	-356.00 kN
maxd=	4.467 mm	

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 4

n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]	d[mm]
0	0.000	0.00	29.33	59.08	-688.32	0.000	0.000	0.000
1	0.100	0.05	26.38	59.08	-688.32	0.000	-0.034	0.034
2	0.200	0.10	23.42	59.08	-688.32	-0.001	-0.069	0.069
3	0.300	0.15	20.47	59.08	-688.32	-0.003	-0.103	0.103
4	0.400	0.20	17.51	59.08	-688.32	-0.006	-0.138	0.138
5	0.500	0.25	14.56	59.08	-688.32	-0.009	-0.172	0.172
6	0.600	0.30	11.61	59.08	-688.32	-0.013	-0.207	0.207
7	0.700	0.35	8.65	59.08	-688.32	-0.017	-0.241	0.241
8	0.800	0.40	5.70	59.08	-688.32	-0.021	-0.275	0.276
9	0.900	0.45	2.74	59.08	-688.32	-0.025	-0.310	0.311
10	1.000	0.50	-0.21	59.08	-688.32	-0.029	-0.344	0.345

Maksimalverdi for element 4

maxM=	29.33 kNm, minM=	-0.21 kNm
maxV=	59.08 kN, minV=	59.08 kN
maxN=	-688.32 kN, minN=	-688.32 kN
maxd=	0.345 mm	

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 5

n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]	d[mm]
0	0.000	0.00	28.57	19.67	-348.11	-0.022	-1.858	1.859
1	0.100	0.30	22.67	19.67	-348.11	0.018	-1.963	1.963
2	0.200	0.60	16.77	19.67	-348.11	0.034	-2.067	2.068
3	0.300	0.90	10.87	19.67	-348.11	0.031	-2.172	2.172
4	0.400	1.20	4.97	19.67	-348.11	0.018	-2.276	2.276
5	0.500	1.50	-0.93	19.67	-348.11	-0.002	-2.380	2.380
6	0.600	1.80	-6.83	19.67	-348.11	-0.021	-2.485	2.485
7	0.700	2.10	-12.74	19.67	-348.11	-0.031	-2.589	2.590
8	0.800	2.40	-18.64	19.67	-348.11	-0.029	-2.694	2.694
9	0.900	2.70	-24.54	19.67	-348.11	-0.006	-2.798	2.798
10	1.000	3.00	-30.44	19.67	-348.11	0.043	-2.903	2.903

Maksimalverdi for element 5

maxM=	28.57 kNm, minM=	-30.44 kNm
maxV=	19.67 kN, minV=	19.67 kN
maxN=	-348.11 kN, minN=	-348.11 kN
maxd=	2.903 mm	

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 6

n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]	d[mm]
0	0.000	0.00	-27.25	-56.84	-702.48	0.000	0.000	0.000
1	0.100	0.05	-24.41	-56.84	-702.48	0.000	-0.035	0.035
2	0.200	0.10	-21.57	-56.84	-702.48	0.002	-0.070	0.070
3	0.300	0.15	-18.72	-56.84	-702.48	0.003	-0.105	0.105
4	0.400	0.20	-15.88	-56.84	-702.48	0.006	-0.141	0.141

5	0.500	0.25	-13.04	-56.84	-702.48	0.009	-0.176	0.176
6	0.600	0.30	-10.20	-56.84	-702.48	0.011	-0.211	0.211
7	0.700	0.35	-7.36	-56.84	-702.48	0.015	-0.246	0.246
8	0.800	0.40	-4.51	-56.84	-702.48	0.019	-0.281	0.282
9	0.900	0.45	-1.67	-56.84	-702.48	0.023	-0.316	0.317
10	1.000	0.50	1.17	-56.84	-702.48	0.027	-0.351	0.352

Maksimalverdi for element 6

maxM= 1.17 kNm, minM= -27.25 kNm
maxV= -56.84 kN, minV= -56.84 kN
maxN= -702.48 kN, minN= -702.48 kN
maxd= 0.352 mm

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 7

n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx [mm]	dy [mm]	d[mm]
0	0.000	0.00	-24.36	-16.85	-353.84	0.019	-1.897	1.897
1	0.100	0.30	-19.31	-16.85	-353.84	-0.014	-2.003	2.003
2	0.200	0.60	-14.25	-16.85	-353.84	-0.027	-2.109	2.109
3	0.300	0.90	-9.20	-16.85	-353.84	-0.023	-2.215	2.215
4	0.400	1.20	-4.14	-16.85	-353.84	-0.010	-2.321	2.321
5	0.500	1.50	0.91	-16.85	-353.84	0.007	-2.427	2.427
6	0.600	1.80	5.97	-16.85	-353.84	0.024	-2.533	2.534
7	0.700	2.10	11.02	-16.85	-353.84	0.033	-2.640	2.640
8	0.800	2.40	16.08	-16.85	-353.84	0.031	-2.746	2.746
9	0.900	2.70	21.14	-16.85	-353.84	0.012	-2.852	2.852
10	1.000	3.00	26.19	-16.85	-353.84	-0.030	-2.958	2.958

Maksimalverdi for element 7

maxM= 26.19 kNm, minM= -24.36 kNm
maxV= -16.85 kN, minV= -16.85 kN
maxN= -353.84 kN, minN= -353.84 kN
maxd= 2.958 mm

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 8

n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx [mm]	dy [mm]	d[mm]
0	0.000	0.00	-25.08	-27.86	-713.08	0.000	0.000	0.000
1	0.100	0.27	-17.55	-27.86	-713.08	0.010	-0.193	0.193
2	0.200	0.54	-10.03	-27.86	-713.08	0.034	-0.385	0.387
3	0.300	0.81	-2.51	-27.86	-713.08	0.069	-0.578	0.582
4	0.400	1.08	5.02	-27.86	-713.08	0.105	-0.770	0.777
5	0.500	1.35	12.54	-27.86	-713.08	0.137	-0.963	0.972
6	0.600	1.62	20.06	-27.86	-713.08	0.158	-1.155	1.166
7	0.700	1.89	27.58	-27.86	-713.08	0.162	-1.348	1.357
8	0.800	2.16	35.11	-27.86	-713.08	0.141	-1.540	1.547
9	0.900	2.43	42.63	-27.86	-713.08	0.090	-1.733	1.735
10	1.000	2.70	50.15	-27.86	-713.08	0.000	-1.925	1.925

Maksimalverdi for element 8

maxM= 50.15 kNm, minM= -25.08 kNm
maxV= -27.86 kN, minV= -27.86 kN
maxN= -713.08 kN, minN= -713.08 kN
maxd= 1.925 mm

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 9

n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx [mm]	dy [mm]	d[mm]
0	0.000	0.00	-67.78	-45.21	-531.91	0.000	-1.925	1.925
1	0.100	0.30	-54.22	-45.21	-531.91	-0.088	-2.085	2.087
2	0.200	0.60	-40.65	-45.21	-531.91	-0.116	-2.245	2.248
3	0.300	0.90	-27.09	-45.21	-531.91	-0.103	-2.404	2.406
4	0.400	1.20	-13.53	-45.21	-531.91	-0.057	-2.564	2.564
5	0.500	1.50	0.04	-45.21	-531.91	0.000	-2.723	2.723
6	0.600	1.80	13.60	-45.21	-531.91	0.059	-2.883	2.884
7	0.700	2.10	27.16	-45.21	-531.91	0.103	-3.042	3.044
8	0.800	2.40	40.73	-45.21	-531.91	0.118	-3.202	3.204
9	0.900	2.70	54.29	-45.21	-531.91	0.088	-3.361	3.363
10	1.000	3.00	67.85	-45.21	-531.91	0.000	-3.521	3.521

Maksimalverdi for element 9

maxM= 67.85 kNm, minM= -67.78 kNm
maxV= -45.21 kN, minV= -45.21 kN
maxN= -531.91 kN, minN= -531.91 kN
maxd= 3.521 mm

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 10

n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx [mm]	dy [mm]	d[mm]
0	0.000	0.00	-37.74	-13.98	-356.00	0.000	-3.521	3.521
1	0.100	0.27	-33.96	-13.98	-356.00	-0.093	-3.617	3.618
2	0.200	0.54	-30.19	-13.98	-356.00	-0.158	-3.713	3.717
3	0.300	0.81	-26.42	-13.98	-356.00	-0.196	-3.809	3.815
4	0.400	1.08	-22.64	-13.98	-356.00	-0.212	-3.905	3.911
5	0.500	1.35	-18.87	-13.98	-356.00	-0.206	-4.002	4.007
6	0.600	1.62	-15.10	-13.98	-356.00	-0.185	-4.098	4.102
7	0.700	1.89	-11.32	-13.98	-356.00	-0.151	-4.194	4.196
8	0.800	2.16	-7.55	-13.98	-356.00	-0.105	-4.290	4.291
9	0.900	2.43	-3.77	-13.98	-356.00	-0.055	-4.386	4.387
10	1.000	2.70	0.00	-13.98	-356.00	0.000	-4.482	4.482

Maksimalverdi for element 10

maxM= 0.00 kNm, minM= -37.74 kNm
maxV= -13.98 kN, minV= -13.98 kN
maxN= -356.00 kN, minN= -356.00 kN
maxd= 4.482 mm

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 11

n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx [mm]	dy [mm]	d[mm]
0	0.000	0.00	-99.37	-179.85	8.82	0.000	-3.506	3.506
1	0.100	0.15	-73.49	-165.27	8.82	0.001	-3.577	3.577
2	0.200	0.30	-49.79	-150.69	8.82	0.003	-3.668	3.668

3	0.300	0.45	-28.28	-136.11	8.82	0.004	-3.772	3.772
4	0.400	0.60	-8.96	-121.53	8.82	0.005	-3.884	3.884
5	0.500	0.75	8.18	-106.95	8.82	0.007	-3.998	3.998
6	0.600	0.90	23.13	-92.37	8.82	0.008	-4.111	4.111
7	0.700	1.05	35.89	-77.79	8.82	0.009	-4.217	4.217
8	0.800	1.20	46.47	-63.21	8.82	0.011	-4.313	4.313
9	0.900	1.35	54.86	-48.63	8.82	0.012	-4.397	4.397
10	1.000	1.50	61.06	-34.05	8.82	0.013	-4.466	4.466

Maksimalverdi for element 11

maxM=	61.06 kNm,	minM=	-99.37 kNm
maxV=	-34.05 kN,	minV=	-179.85 kN
maxN=	8.82 kN,	minN=	8.82 kN
maxd=	4.466 mm		

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 12

n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]	d[mm]
0	0.000	0.00	61.06	-34.05	8.82	0.013	-4.466	4.466
1	0.100	0.34	69.21	-13.89	8.82	0.016	-4.560	4.560
2	0.200	0.68	70.51	6.26	8.82	0.019	-4.559	4.559
3	0.300	1.02	64.95	26.42	8.82	0.022	-4.461	4.461
4	0.400	1.36	52.54	46.58	8.82	0.025	-4.273	4.273
5	0.500	1.70	33.27	66.74	8.82	0.028	-4.014	4.014
6	0.600	2.04	7.15	86.90	8.82	0.031	-3.709	3.709
7	0.700	2.38	-25.82	107.06	8.82	0.034	-3.395	3.395
8	0.800	2.72	-65.65	127.22	8.82	0.037	-3.118	3.118
9	0.900	3.06	-112.33	147.38	8.82	0.040	-2.932	2.932
10	1.000	3.40	-165.87	167.54	8.82	0.043	-2.903	2.903

Maksimalverdi for element 12

maxM=	70.51 kNm,	minM=	-165.87 kNm
maxV=	167.54 kN,	minV=	-34.05 kN
maxN=	8.82 kN,	minN=	8.82 kN
maxd=	4.560 mm		

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 13

n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]	d[mm]
0	0.000	0.00	-196.30	-180.58	-10.85	0.043	-2.903	2.903
1	0.100	0.67	-87.43	-144.43	-10.85	0.036	-3.473	3.473
2	0.200	1.34	-2.77	-108.28	-10.85	0.029	-4.525	4.525
3	0.300	2.01	57.67	-72.13	-10.85	0.022	-5.602	5.602
4	0.400	2.68	93.89	-35.98	-10.85	0.014	-6.380	6.380
5	0.500	3.35	105.89	0.16	-10.85	0.006	-6.663	6.663
6	0.600	4.02	93.67	36.31	-10.85	0.000	-6.386	6.386
7	0.700	4.69	57.23	72.46	-10.85	-0.008	-5.616	5.616
8	0.800	5.36	-3.43	108.61	-10.85	-0.014	-4.549	4.549
9	0.900	6.03	-88.31	144.76	-10.85	-0.022	-3.510	3.510
10	1.000	6.70	-197.40	180.90	-10.85	-0.030	-2.958	2.958

Maksimalverdi for element 13

maxM=	105.89 kNm,	minM=	-197.40 kNm
maxV=	180.90 kN,	minV=	-180.58 kN
maxN=	-10.85 kN,	minN=	-10.85 kN
maxd=	6.663 mm		

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 14

n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]	d[mm]
0	0.000	0.00	-171.21	-172.94	6.01	-0.030	-2.958	2.958
1	0.100	0.25	-129.83	-158.12	6.01	-0.028	-2.971	2.971
2	0.200	0.50	-92.15	-143.29	6.01	-0.027	-3.081	3.081
3	0.300	0.75	-58.18	-128.47	6.01	-0.025	-3.261	3.261
4	0.400	1.00	-27.92	-113.65	6.01	-0.024	-3.485	3.485
5	0.500	1.25	-1.36	-98.82	6.01	-0.022	-3.730	3.730
6	0.600	1.50	21.49	-84.00	6.01	-0.020	-3.976	3.976
7	0.700	1.75	40.64	-69.18	6.01	-0.019	-4.206	4.206
8	0.800	2.00	56.08	-54.36	6.01	-0.017	-4.406	4.406
9	0.900	2.25	67.82	-39.53	6.01	-0.016	-4.564	4.564
10	1.000	2.50	75.85	-24.71	6.01	-0.014	-4.672	4.672

Maksimalverdi for element 14

maxM=	75.85 kNm,	minM=	-171.21 kNm
maxV=	-24.71 kN,	minV=	-172.94 kN
maxN=	6.01 kN,	minN=	6.01 kN
maxd=	4.672 mm		

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 15

n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]	d[mm]
0	0.000	0.00	75.85	-24.71	6.01	-0.014	-4.672	4.672
1	0.100	0.24	79.37	-4.65	6.01	-0.013	-4.722	4.722
2	0.200	0.48	78.08	15.42	6.01	-0.012	-4.717	4.717
3	0.300	0.72	71.97	35.48	6.01	-0.010	-4.659	4.659
4	0.400	0.96	61.05	55.54	6.01	-0.008	-4.551	4.551
5	0.500	1.20	45.31	75.60	6.01	-0.008	-4.401	4.401
6	0.600	1.44	24.76	95.66	6.01	-0.006	-4.220	4.220
7	0.700	1.68	-0.60	115.73	6.01	-0.004	-4.023	4.023
8	0.800	1.92	-30.79	135.79	6.01	-0.003	-3.826	3.826
9	0.900	2.16	-65.78	155.85	6.01	-0.002	-3.651	3.651
10	1.000	2.40	-105.59	175.91	6.01	0.000	-3.521	3.521

Maksimalverdi for element 15

maxM=	79.37 kNm,	minM=	-105.59 kNm
maxV=	175.91 kN,	minV=	-24.71 kN
maxN=	6.01 kN,	minN=	6.01 kN
maxd=	4.722 mm		

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 16

n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]	d[mm]
0	0.000	0.00	-104.94	-167.31	-4.47	0.000	-1.899	1.899

1	0.100	0.15	-80.78	-154.77	-4.47	-0.001	-1.965	1.965
2	0.200	0.30	-58.51	-142.23	-4.47	-0.001	-2.053	2.053
3	0.300	0.45	-38.11	-129.69	-4.47	-0.002	-2.157	2.157
4	0.400	0.60	-19.60	-117.15	-4.47	-0.003	-2.271	2.271
5	0.500	0.75	-2.97	-104.61	-4.47	-0.003	-2.391	2.391
6	0.600	0.90	11.78	-92.07	-4.47	-0.004	-2.511	2.511
7	0.700	1.05	24.65	-79.53	-4.47	-0.005	-2.629	2.629
8	0.800	1.20	35.64	-67.00	-4.47	-0.005	-2.739	2.739
9	0.900	1.35	44.75	-54.46	-4.47	-0.006	-2.841	2.841
10	1.000	1.50	51.98	-41.92	-4.47	-0.007	-2.930	2.930

Maksimalverdi for element 16

maxM=	51.98 kNm,	minM=	-104.94 kNm
maxV=	-41.92 kN,	minV=	-167.31 kN
maxN=	-4.47 kN,	minN=	-4.47 kN
maxd=	2.930 mm		

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 17

n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]	d[mm]
0	0.000	0.00	51.98	-41.92	-4.47	-0.007	-2.930	2.930
1	0.100	0.34	62.80	-21.76	-4.47	-0.008	-3.078	3.078
2	0.200	0.68	66.77	-1.60	-4.47	-0.010	-3.139	3.139
3	0.300	1.02	63.89	18.56	-4.47	-0.011	-3.109	3.109
4	0.400	1.36	54.15	38.72	-4.47	-0.013	-2.990	2.990
5	0.500	1.70	37.56	58.88	-4.47	-0.014	-2.798	2.798
6	0.600	2.04	14.12	79.04	-4.47	-0.016	-2.554	2.554
7	0.700	2.38	-16.18	99.20	-4.47	-0.017	-2.291	2.291
8	0.800	2.72	-53.34	119.36	-4.47	-0.019	-2.052	2.052
9	0.900	3.06	-97.35	139.52	-4.47	-0.021	-1.887	1.887
10	1.000	3.40	-148.21	159.67	-4.47	-0.022	-1.858	1.859

Maksimalverdi for element 17

maxM=	66.77 kNm,	minM=	-148.21 kNm
maxV=	159.67 kN,	minV=	-41.92 kN
maxN=	-4.47 kN,	minN=	-4.47 kN
maxd=	3.139 mm		

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 18

n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]	d[mm]
0	0.000	0.00	-196.97	-180.53	6.12	-0.022	-1.858	1.859
1	0.100	0.67	-88.12	-144.38	6.12	-0.018	-2.408	2.408
2	0.200	1.34	-3.50	-108.23	6.12	-0.014	-3.443	3.443
3	0.300	2.01	56.91	-72.08	6.12	-0.009	-4.507	4.507
4	0.400	2.68	93.09	-35.93	6.12	-0.006	-5.276	5.276
5	0.500	3.35	105.06	0.21	6.12	-0.001	-5.554	5.554
6	0.600	4.02	92.81	36.36	6.12	0.003	-5.277	5.277
7	0.700	4.69	56.34	72.51	6.12	0.007	-4.512	4.512
8	0.800	5.36	-4.36	108.66	6.12	0.011	-3.453	3.453
9	0.900	6.03	-89.26	144.80	6.12	0.015	-2.429	2.429
10	1.000	6.70	-198.39	180.95	6.12	0.019	-1.897	1.897

Maksimalverdi for element 18

maxM=	105.06 kNm,	minM=	-198.39 kNm
maxV=	180.95 kN,	minV=	-180.53 kN
maxN=	6.12 kN,	minN=	6.12 kN
maxd=	5.554 mm		

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 19

n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]	d[mm]
0	0.000	0.00	-157.80	-167.69	-3.89	0.019	-1.897	1.897
1	0.100	0.25	-117.73	-152.86	-3.89	0.018	-1.913	1.913
2	0.200	0.50	-81.37	-138.04	-3.89	0.017	-2.018	2.018
3	0.300	0.75	-48.71	-123.22	-3.89	0.016	-2.184	2.184
4	0.400	1.00	-19.76	-108.39	-3.89	0.015	-2.386	2.386
5	0.500	1.25	5.48	-93.57	-3.89	0.014	-2.604	2.604
6	0.600	1.50	27.02	-78.75	-3.89	0.013	-2.818	2.818
7	0.700	1.75	44.86	-63.92	-3.89	0.012	-3.012	3.012
8	0.800	2.00	58.98	-49.10	-3.89	0.011	-3.173	3.173
9	0.900	2.25	69.41	-34.28	-3.89	0.011	-3.289	3.289
10	1.000	2.50	76.12	-19.46	-3.89	0.010	-3.354	3.354

Maksimalverdi for element 19

maxM=	76.12 kNm,	minM=	-157.80 kNm
maxV=	-19.46 kN,	minV=	-167.69 kN
maxN=	-3.89 kN,	minN=	-3.89 kN
maxd=	3.354 mm		

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 20

n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]	d[mm]
0	0.000	0.00	76.12	-19.46	-3.89	0.010	-3.354	3.354
1	0.100	0.24	78.39	0.61	-3.89	0.008	-3.362	3.362
2	0.200	0.48	75.83	20.67	-3.89	0.007	-3.317	3.317
3	0.300	0.72	68.46	40.73	-3.89	0.006	-3.220	3.220
4	0.400	0.96	56.28	60.79	-3.89	0.006	-3.075	3.075
5	0.500	1.20	39.28	80.86	-3.89	0.005	-2.892	2.892
6	0.600	1.44	17.47	100.92	-3.89	0.004	-2.682	2.682
7	0.700	1.68	-9.16	120.98	-3.89	0.003	-2.460	2.460
8	0.800	1.92	-40.60	141.04	-3.89	0.002	-2.245	2.245
9	0.900	2.16	-76.86	161.10	-3.89	0.000	-2.059	2.059
10	1.000	2.40	-117.93	181.17	-3.89	0.000	-1.925	1.925

Maksimalverdi for element 20

maxM=	78.39 kNm,	minM=	-117.93 kNm
maxV=	181.17 kN,	minV=	-19.46 kN
maxN=	-3.89 kN,	minN=	-3.89 kN
maxd=	3.362 mm		

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 21

n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]	d[mm]
0	0.000	0.00	-0.21	9.08	-688.32	-0.029	-0.344	0.345
1	0.100	0.22	-2.21	9.08	-688.32	-0.048	-0.496	0.498
2	0.200	0.44	-4.21	9.08	-688.32	-0.066	-0.647	0.650
3	0.300	0.66	-6.20	9.08	-688.32	-0.081	-0.798	0.803
4	0.400	0.88	-8.20	9.08	-688.32	-0.093	-0.950	0.954
5	0.500	1.10	-10.20	9.08	-688.32	-0.100	-1.101	1.106
6	0.600	1.32	-12.20	9.08	-688.32	-0.101	-1.253	1.257
7	0.700	1.54	-14.20	9.08	-688.32	-0.094	-1.404	1.407
8	0.800	1.76	-16.19	9.08	-688.32	-0.080	-1.556	1.558
9	0.900	1.98	-18.19	9.08	-688.32	-0.056	-1.707	1.708
10	1.000	2.20	-20.19	9.08	-688.32	-0.022	-1.858	1.859

Maksimalverdi for element 21

maxM= -0.21 kNm, minM= -20.19 kNm
maxV= 9.08 kN, minV= 9.08 kN
maxN= -688.32 kN, minN= -688.32 kN
maxd= 1.859 mm

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 22

n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]	d[mm]
0	0.000	0.00	1.17	-6.84	-702.48	0.027	-0.351	0.352
1	0.100	0.22	2.68	-6.84	-702.48	0.044	-0.506	0.508
2	0.200	0.44	4.18	-6.84	-702.48	0.058	-0.660	0.663
3	0.300	0.66	5.69	-6.84	-702.48	0.072	-0.815	0.818
4	0.400	0.88	7.19	-6.84	-702.48	0.081	-0.969	0.973
5	0.500	1.10	8.70	-6.84	-702.48	0.086	-1.124	1.127
6	0.600	1.32	10.20	-6.84	-702.48	0.086	-1.279	1.281
7	0.700	1.54	11.71	-6.84	-702.48	0.080	-1.433	1.435
8	0.800	1.76	13.22	-6.84	-702.48	0.068	-1.588	1.589
9	0.900	1.98	14.72	-6.84	-702.48	0.048	-1.742	1.743
10	1.000	2.20	16.23	-6.84	-702.48	0.019	-1.897	1.897

Maksimalverdi for element 22

maxM= 16.23 kNm, minM= 1.17 kNm
maxV= -6.84 kN, minV= -6.84 kN
maxN= -702.48 kN, minN= -702.48 kN
maxd= 1.897 mm

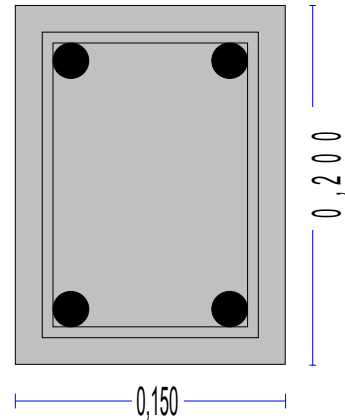
E2

1. Søyle 1 (betong)**Enkeltstående søyle**

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

b = 0,150 m, h = 0,200 m, Ned = 356,00 kN**Med yy = 37,70 kNm, Med zz = 0,00 kNm**Dimensjonering av Betong

Betong- og stålqualität: B35-B500C (EC2 §3)
 Beskrivelse av miljøet : XC1 (EC2 §4.4.1)
 Betongoverdekning : Cnom=15 mm (EC2 §4.4.1)
 Egenvekt betong : 25,0 kN/m³
 $\gamma_c=1,50, \gamma_s=1,15$ (EC2 Tabell 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 1,00 \times 35 / 1,50 = 23,33$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05} / \gamma_c = 1,00 \times 2,2 / 1,50 = 1,47$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435$ MPa (EC2 §3.2.7)
 Betongens elastisitetmodul $E_{cm}=34,0$ GPa

**2. Dimensjoner, laster**Søylar med rektangulære tverrsnitt $b=0,150$ m, $h=0,200$ m, søylelengde $L=2,700$ mLaster , Laster, aksial $Ned=356,00$ kN (trykk), momenter $Med_{xx}=37,70$ kNm, $Med_{yy}=0,00$ kNmKnekk lengder for rammesøylar retning z-z : $L_{cz}=0,50 \times L=1,350$ mKnekk lengder for rammesøylar retning y-y : $L_{cy}=1,00 \times L=2,700$ mEffektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1, d_1=d_2=C_{nom}+\phi_s+\phi/2=15+8+20/2=33$ mm, $d_x=117$ mm, $d_y=167$ mm**3. Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)**

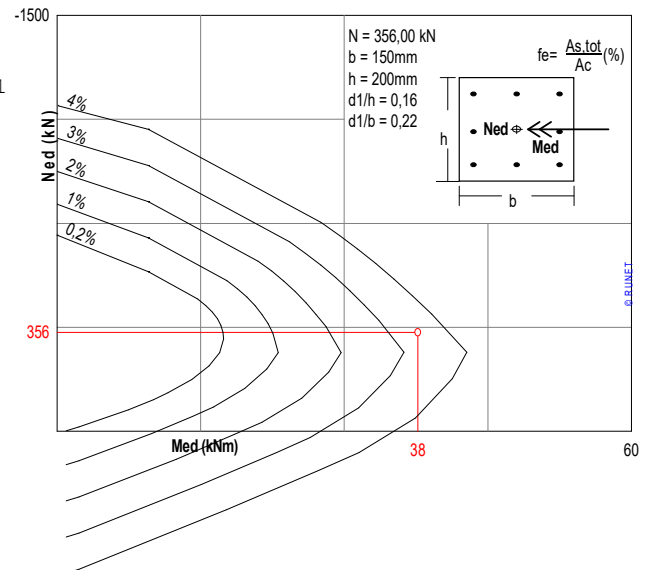
(EC2 §6.1, §9.2.1)

Ned=356,00 kN, Med, yy=37,70 kNm, Med, zz=0,00 kNmTilnærmet beregning med tabeller ($d_1/h=0,10$)Kordina K, *Bemessungshilfsmittel zu EC 2 Teil 1*

Planung von Stahlbeton ..., Berlin, Beuth, 1992

 $M_y / (b h^2 f_{cd}) = 0,27, M_z / (b h^2 f_{cd}) = 0,00, N / (b h \cdot f_{cd}) = -0,51$ $As \cdot f_{yk} / (b h \cdot f_{ck}) = 0,72, As = 1158 \text{ mm}^2, As / Ac = 3,86\%$ Beregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er laget med numerisk integrasjon av betong- og stålkrefter over tverrsnittet
 $Ned=356,00$ kN (trykk), $Med=37,70$ kNm
 B35-B500C
 $b=150$ mm, $h=200$ mm

 $d=167$ mm, $d_1=33$ mm, $d_2=33$ mm, $d_1/h=0,165$ $e=Med/Ned=37,70/356,00=0,106$ m=106 mm $z_s=h/2-d_1=200/2-33=67$ mm, $e=106$ mm > $z_s=67$ mm $As_1=As_2=525 \text{ mm}^2, (As_1+As_2)/Ac=3,50\%$ $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-3,50/1,50$ **$As_1=525 \text{ mm}^2, As_2=525 \text{ mm}^2$** **$As_{tot}=1050 \text{ mm}^2$** Minimum lengdearming, $As \geq 0,10 Ned / f_{yk}, \phi_s \geq 8, As_{min}=4\phi_8$ (201 mm²) (EC2 §9.5.2.2)Maksimum lengdearming, $As \leq 0,04 Ac, (As_{max}=1200 \text{ mm}^2)$ (EC2 §9.5.2.3)Transvers armering, bøylar med minimum ϕ_s ved maksimum avstand $S_{cl,t}$ (EC2 §9.5.3)i søylehøyde fra 0,20 m til H-0,20 m : Bøylar $\phi_s \geq 6, S_{cl,t} \leq 150$ mmi område 0 til 0,20 m og H-0,20 m til H : Bøylar $\phi_s \geq 6, S_{cl,t} \leq 90$ mmForankringslengde er minst lik $L_{bd}=400$ mm = 0,400 m (EC2 Lign.8.3)**Lengdearming: 4Ø20 (1256 mm²)****Transvers armering: Bøylar Ø 8s150h:0,20m~H-0,20m], Ø 8s90h:0~0,20m, H-0,20m~H]**

4. Dimensjonering for annen ordens effekter

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3)

Endelig kryptall $\varphi(\infty, t_0) = 2,50$

(EC2 §3.1.4, Tillegg B)

Effektivt kryptall $\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot (M_{oEqp}/M_{oEd}) = 2,50 \times 0,50 = 1,25$

(EC2 §5.8.4)

Betongens elastisitetsmodul $E_{cd} = E_{cm}/\gamma_{ce} = 1000 \times 34,0/1,20 = 28,33 \text{ GPa} = 28333 \text{ MPa}$

(EC2 Lign.5.20)

Stålets elastisitetsmodul $E_s = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$ Armeringsforhold $\rho = A_s/(b \cdot d) = 1256/(150 \times 200) = 0,042$ **4.1. Slanketskriterium for enkeltstående konstruksjonsdeler**

(EC2 §5.8.3.1)

 $\lambda, \text{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$

(Lign.5.13N)

 $\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd}) = 1256 \times 435 / (150 \times 200 \times 23,33) = 0,78$ $n = N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 356000 / (150 \times 200 \times 23,33) = 0,509$ $A = 1 / (1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef}) = 1 / (1 + 0,2 \times 1,25) = 0,80$ $B = \sqrt{1 + 2,0 \cdot \omega} = \sqrt{1 + 2,0 \cdot 0,78} = 1,60$ $C = 1,70 - r_m = 0,70, \quad (r_m = M_{01}/M_{02} = 1,0)$ $\lambda, \text{lim} = 20 \times 0,80 \times 1,60 \times 0,70 / \sqrt{0,509} = 25,13$ **4.2. Slankhet og effektiv lengde, retning z-z**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3.2)

Effektiv lengde $L_0 = \beta \cdot L = 0,50 \times 2,700 = 1,350 \text{ m}$ Slankhetsforhold $\lambda = L_0/i, \quad i = 0,289 \times 200 \text{ mm}, \quad \lambda = 1350/58 = 23,36$

(Lign.5.14)

 $\lambda = 23,36 < \lambda, \text{lim} = 25,13$, annen ordens effekter kan overses**4.3. Nominell stivhet**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.2)

 $EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s$

(EC2 Lign.5.21)

 $\rho = A_s/A_c = 0,042, \quad E_{cd} = 28333 \text{ MPa}, \quad E_s = 200000 \text{ MPa}$ $n = N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 356000 / (150 \times 200 \times 23,33) = 0,509$ $K_s = 1, \quad K_c = k_1 \cdot k_2 / (1 + \varphi_{ef}), \quad \varphi_{ef} = 1,25$

(EC2 Lign.5.22)

 $k_1 = \sqrt{(f_{ck}/20) \text{ MPa}} = \sqrt{(35/20)} = 1,32 \text{ MPa}$

(EC2 Lign.5.23)

 $k_2 = n \cdot \lambda / 170 < 0,20, \quad n = 0,509, \quad \lambda = 23,36, \quad k_2 = 0,070$

(EC2 Lign.5.24)

 $K_c = 1,323 \times 0,070 / (1 + 1,25) = 0,041$ $EI = 0,041 \times 28333 \times 150 \times 200^3 / 12 + 1,0 \times 200000 \times 628 \times (167/2)^2 = 0,99 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2 = 992 \text{ kNm}^2$ **4.4. Faktor for økning av moment**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.3)

 $M_{ed} = M_{oed} [1 + \beta / ((N_b / N_{ed}) - 1)], \quad N_b = \pi^2 \cdot EI / L_0^2$

(EC2 Lign.5.28)

 $\beta = \pi^2 / c_o, \quad c_o = 12,0, \quad \beta = 0,82$

(EC2 Lign.5.29)

 $N_b = 3,14^2 \times 992 / 1,350^2 = 5372,79 \text{ kN}$ $M_{ed}/M_{oed} = 1 + 0,82 / (5372,79 / 356,00 - 1) = 1,06, \quad \text{Med} = 39,90 \text{ kNm}$

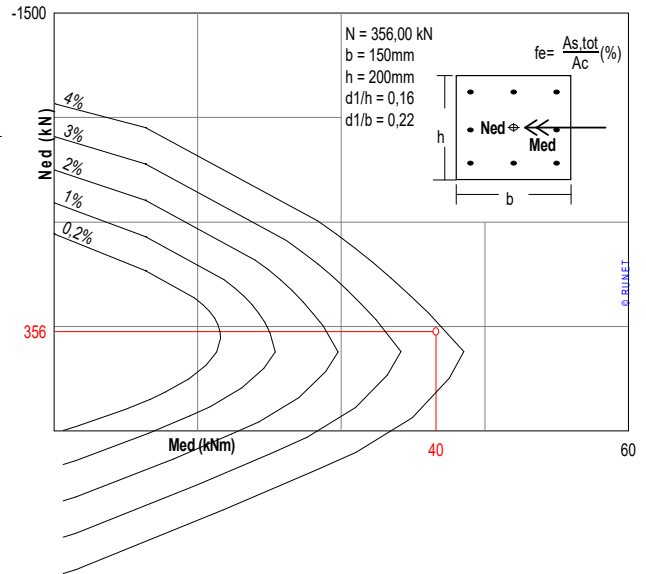
5. Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

Ned=356,00kN, Med,yy=39,90kNm, Med,zz=0,00kNm

Tilnærmet beregning med tabeller (d1/h=0,10)

Kordina K, Bemessungshilfsmittel zu EC 2 Teil 1
 Planung von Stahlbeton ..., Berlin, Beuth, 1992
 $M_y/(bh^2f_{cd})=0,28$, $M_z/(hb^2f_{cd})=0,00$, $N/(bh \cdot f_{cd})=-0,51$
 $As \cdot f_{yk}/(bh \cdot f_{ck})=0,78$, $As=1255mm^2$, $As/Ac=4,18\%$



Beregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er laget med numerisk integrasjon av betong- og stålkrefter over tverrsnittet
 Ned=356,00kN (trykk), Med=39,90kNm
 B35-B500C
 b=150mm, h=200mm
 d=167mm, d1= 33mm, d2= 33mm, d1/h=0,165
 $e=Med/Ned=39,90/356,00=0,112m=112mm$
 $zs=h/2-d1=200/2-33=67mm$, $e=112mm > sz=67mm$
 $As1=As2=600mm^2$, $(As1+As2)/Ac=4,00\%$
 $ec2/\epsilon s1=-3,50/1,50$

As1= 600mm², As2= 600mm²
 As,tot=1200mm²

- Minimum lengdearmoring, $As \geq 0,10Ned/f_{yk}$, $\phi s \geq 8$, $As_{min}=4\phi 8$ (201mm²) (EC2 §9.5.2.2)
- Maksimum lengdearmoring, $As \leq 0,04Ac$, ($As_{max}=1200mm^2$) (EC2 §9.5.2.3)
- Transvers armering, bøyer med minimum ϕs ved maksimum avstand $Sc1,t$ i søylehøyde fra 0,20m til H-0,20m : Bøyer $\phi s \geq 6$, $Sc1,t \leq 150mm$ (EC2 §9.5.3)
- i område 0 til 0,20m og H-0,20m til H : Bøyer $\phi s \geq 6$, $Sc1,t \leq 90mm$
- Forankringslengde er minst lik $Lbd=400mm = 0,400m$ (EC2 Lign.8.3)

Lengdearmoring: 4Ø20 (1256mm²)

Transversarmering: Bøyer Ø 8s150h:0,20m~H-0,20m], Ø 8s90h:0~0,20m, H-0,20m~H]

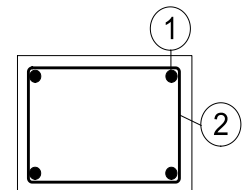
5.1. Beregning av rissvidde (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

Ned=178 kN, Mxxed=20kN, Myyed=0kNm
 $As=1256mm^2$, $As/Ac=4,19\%$, $ec2=-0,87\%$, $\epsilon s1=0,58\%$
 $wk=sr,max \cdot (\epsilon sm-\epsilon cm)$ (EC2 Lign.7.8)
 $h_{cef}=2,5(h-d)=82,5mm$, $Ac,eff=12375mm^2$, $As=0,4 \times 1256=502mm^2$, $E_c=E_c/(1+Ct)=34/(1+2,5)=9,7GPa$
 $\epsilon s=0,58\%$, $\sigma s=116N/mm^2$, $E_s/E_c=200/9,7=20,59$, $kt=0,4$, $\rho_{eff}=As/Ac,eff=502/12375=0,041$
 $\epsilon sm-\epsilon cm=[116-0,4 \times (3,2/0,041)(1+20,59 \times 0,041)]/200=0,29\% \geq 0,6 \times 116/200=0,35\%$
 $sr,max=k3 \cdot c+k1 \cdot k2 \cdot k4 \cdot \phi / \rho_{eff}$ (EC2 Lign.7.11)
 $\phi=20mm$, $k1=0,8$, $k2=(e1+e2)/2e1=0,5$, $k3=3,4$, $k4=0,425$
 $sr,max=3,4 \times 33,00+0,8 \times 0,5 \times 0,425 \times 20/0,041=195,95 mm$
 $wk=sr,max \cdot (\epsilon sm-\epsilon cm)=195,95 \times 0,001 \times 0,35=0,07 mm$
 $wk=0,07mm \leq 0,30mm=w_{max}$, Beskrivelse av miljøet: XC1, Rissvidde er akseptabel

6. Bøyeliste

Num	Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	Ø	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	①	2700	4	20	2,470	2,700	26,68
2	②	80 110 160 110	23	8	0,395	0,700	6,36



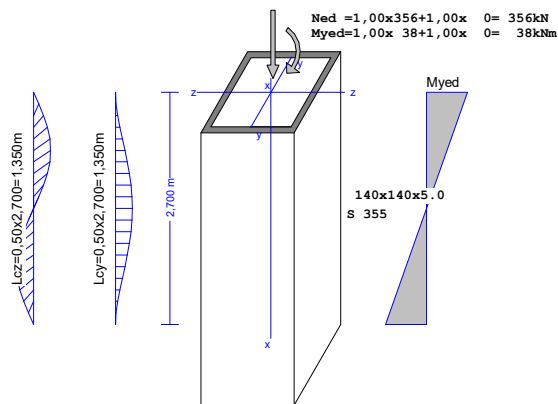
Total vekt [kg]

33,04

E3

1. Søyle 1 (stål)

Dimensjonering av søyler, Søyler belastet med aksiallast og bøyningmoment
(EC3 EN1993-1-1:2005)



1.1. Beregningsstandard

EN1990:2002, Eurokode 0 Grunnlag for prosjektering
 EN1991-1-1:2002, Eurokode 1-1 Laster på konstruksjoner
 EN1993-1-1:2005, Eurokode 3 1-1 Prosjektering av stålkonstruksjoner
 EN1993-1-3:2005, Eurokode 3 1-3 Kaldformede tynnplateprofiler
 EN1993-1-5:2006, Eurokode 3 1-5 Platekonstruksjoner

1.2. Materialer

Stål: S 355

(EN1993-1-1, §3.2)

$t \leq 40$ mm, Flytegrense $f_y = 355$ N/mm², Strekkfasthet $f_u = 510$ N/mm²
 $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm, Flytegrense $f_y = 335$ N/mm², Strekkfasthet $f_u = 470$ N/mm²
 Elastisitetsmodul $E = 210000$ MPa, Poisson-tall $\nu = 0,30$, Enhetsmasse 7850 Kg/m³

Partial Lasterfaktorer

(EN1990, Tillegg A1)

$\gamma_G = 1,00$, $\gamma_Q = 1,00$

Materialfaktorer

(EN1993-1-1, §6.1)

$\gamma_{M0} = 1,00$, $\gamma_{M1} = 1,00$, $\gamma_{M2} = 1,25$

1.3. Last

(EN1991-1-1)

Permanent last $N_{gk} = 356,00$ kN, $M_{y,gk} = 37,70$ kNm
 Variabel last $N_{qk} = 0,00$ kN, $M_{y,qk} = 0,00$ kNm

1.4. Dimensjoner

Søylelengde $L = 2,700$ m
 Knekk lengde y: $L_{cr,y} = 0,500 \times 2,700 = 1,350$ m
 Knekk lengde z: $L_{cr,z} = 0,500 \times 2,700 = 1,350$ m

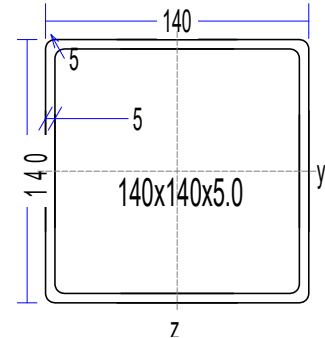
1.5. Dimensjonerende laster, LastkombinasjonerBruddgrensetilstanden, Lastkombinasjoner

(EN1990 §6.4.3.2, T.A1.2A, T.A1.2B)

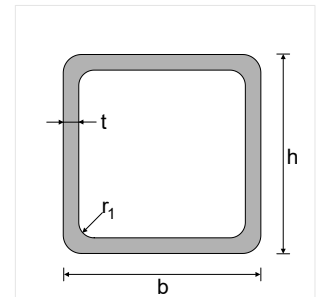
$$\begin{aligned} \text{Ned} &= \gamma_G \cdot \text{Ngk} + \gamma_Q \cdot \text{Nqk} = 1,00 \times 356,00 + 1,00 \times 0,00 = 356,00 \text{ kN} \\ \text{Myed} &= \gamma_G \cdot \text{Mygk} + \gamma_Q \cdot \text{Myqk} = 1,00 \times 37,70 + 1,00 \times 0,00 = 37,70 \text{ kNm} \\ \text{Vzed} &= \text{Myed}/L = 37,70 / 1,350 = 27,93 \text{ kNm} \end{aligned}$$

1.6. Ståltverrsnitt geometri**Tverrsnitt 140x140x5.0-S 355****Tverrsnittsdata for profiler**

Profilets totale høyde	h=	140,00 mm
Profilets totale bredde	b=	140,00 mm
Steghøyde	hw=	130,00 mm
Høyde på den rette delen av steget	dw=	125,00 mm
Stegtykkelse	tw=	5,00 mm
Flenstykkelse	tf=	5,00 mm
Avrundingsradius for en kilsveis	r=	5,00 mm
Egenvekt pr løpometer	=	20,90 Kg/m

**Tverrsnitt geometri**

Areal	A=	2660 mm ²	
Tregghetsmoment	I _y =	8,030x10 ⁶ mm ⁴	I _z = 8,030x10 ⁶ mm ⁴
Tverrsnittsmodul	W _y =	115,00x10 ³ mm ³	W _z =115,00x10 ³ mm ³
Plastisk tverrsnittsmodul	W _{py} =	134,00x10 ³ mm ³	W _{pz} =134,00x10 ³ mm ³
Tregghetsradius	i _y =	54,9 mm	i _z = 54,9 mm
Skjærareal	Av _z =	1330 mm ²	Av _y = 1330 mm ²
Torsjonskonstant	It=	12,480x10 ⁶ mm ⁴	ip= 78 mm ⁴
Torsjonsmodul	Wt=	182,00x10 ³ mm ³	

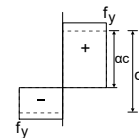
**1.7. Klassifisering av ståltverrsnitt, Bøyning og trykk**

(EN1993-1-1, §5.5)

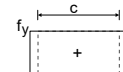
Maksimalle og minimale spenninger i tverrsnitt $\sigma = \text{Ned}/A_e1 \pm \text{Myed}/W_{el.y} \pm \text{Mzed}/W_{el.z}$
 $\sigma = [10^3]356,00/2660 \pm [10^6]37,70/115,0 \times 10^3 \pm [10^6]0,00/115,0 \times 10^3$
 $\sigma_1 = 462 \text{ N/mm}^2, \sigma_2 = -194 \text{ N/mm}^2$ (trykk har positivt fortegn)

Steg

$c = 140,0 - 3 \times 5,0 = 125,0 \text{ mm}$, $t = 5,0 \text{ mm}$, $c/t = 125,0/5,0 = 25,00$
 S 355, $t = 5,0 \leq 40 \text{ mm}$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon = (235/355)^{0,5} = 0,81$
 Posisjon av nøytralaksel for kombinert Bøyning og trykk
 $\text{Ned}/(2t_w \cdot f_y/\gamma_{M0}) = 178000/(2 \times 5,0 \times 355/1,00) = 50,1 \text{ mm}$
 $\alpha = (125,0/2 + 50,1)/125,0 = 0,901 > 0,5$
 $c/t = 25,00 \leq 396 \times 0,81/(13 \times 0,901 - 1) = 29,94$
 Steget er i tverrsnittsklasse 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)

Flens

$c = 140,0 - 3 \times 5,0 = 125,0 \text{ mm}$, $t = 5,0 \text{ mm}$, $c/t = 125,0/5,0 = 25,00$
 S 355, $t = 5,0 \leq 40 \text{ mm}$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon = (235/355)^{0,5} = 0,81$
 $c/t = 25,00 \leq 33 \times \epsilon = 33 \times 0,81 = 26,73$
 Flensene er i tverrsnittsklasse 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)

**Tverrsnittsklasse er 1, Bøyning og trykk****1.8. Tverrsnittskapasitet, Søyletverrsnitt**

(EN1993-1-1, §6.2)

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for trykk

(EN1993-1-1, §6.2.4)

Nc.ed=356,00 kN

Trykkraftkapasitet $N_{plrd} = A \cdot f_y/\gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 2660 \times 355/1,00 = 944,30 \text{ kN}$
 $\text{Ned} = 356,00 \text{ kN} < 944,30 \text{ kN} = N_{c,rd} = N_{plrd}$, Kontroll godkjent
 $\text{Ned}/N_{c,rd} = 356,00/944,30 = 0,377 < 1$

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyningmoment y-y

(EN1993-1-1, §6.2.5)

My,ed= 37,70 kNmBøyningmomentkapasitet $M_{pl,y,rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 134,00 \times 10^3 \times 355 / 1,00 = 47,57 \text{ kNm}$

My,ed= 37,70 kNm < 47,57 kNm = My,rd = Mpl,y,rd, Kontroll godkjent

My,ed/My,rd= 37,70/47,57= 0,793 < 1

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for skjær z

(EN1993-1-1, §6.2.6)

Vz,ed= 27,93 kNAv=A·h/(b+h)=2660x140,0/(140,0+140,0)= 1330mm², Av=1330mm²Plastisk skjærkraftkapasitet $V_{pl,z,rd} = A_v (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 1330 \times (355 / 1,73) / 1,00 = 272,60 \text{ kN}$

Vz,ed= 27,93 kN < 272,60 kN = Vz,rd = Vpl,z,rd, Kontroll godkjent

Vz,ed/Vz,rd= 27,93/272,60= 0,102 < 1

hw/tw=(140,0-2x5,0)/5,0=130,0/5,0=26,00 <= 72x0,81/1,00=72ε/η=58,32 (η=1,00)

S 355, t= 5,0 <= 40 mm, fy=355 N/mm², ε=(235/355)^{0,5}=0,81

Skjærknekking er ikke aktuelt

(EC3 §6.2.6.6)

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyning, aksialkraft og skjær

(EN1993-1-1, §6.2.9)

N.ed= 356,00kN (Trykk), Vz,ed= 27,93kN, My,ed= 37,70kNm

Npl,rd=944,30kN, Mpl,y,rd=47,57kNm, Vpl,z,rd=272,60kN

Ned=356,00kN > 0,25x944,30=0,25xNpl,rd=236,07kN

Ned=356,00kN > [10⁻³]x0,5x2x130,0x5,0x355/1,00=0,5hw·tw·fy/γM0=230,75 kN

n=Ned/Npl,rd=356/944= 0,377

Må ta hensyn til virkning av aksialkraft

(EC3 §6.2.9.1 Lign.6.33, Lign.6.34, Lign.6.35)

Ved=27,93kN <= 0,50x272,60=0,50xVpl,rd=136,30kN

Ikke nødvendig å ta hensyn til virkning av skjærkraft

(EC3 §6.2.8.2)

Mny,rd=Mpl,y,rd(1-n)/(1-0,50aw), Mny,rd<=Mpl,y,rd

(EC3 Lign.6.39)

n=Ned/Npl,rd=356/944=0,377

aw=(A-2b·t)/A, aw<=0,5, aw=(2660-2x140x5,0)/2660=0,47

(§6.2.9.1.5)

af=(A-2h·t)/A, af<=0,5, af=(2660-2x140x5,0)/2660=0,47

Mny,rd=Mpl,y,rd(1-n)/(1-0,50aw)=47,57x0,816, Mny,rd<=Mpl,y,rd, Mny,rd=38,83kNm

(EC3 Lign.6.39)

Mnz,rd=Mpl,z,rd(1-n)/(1-0,50af)=0,00x0,816, Mnz,rd<=Mpl,z,rd, Mnz,rd=0,00kNm

(EC3 Lign.6.40)

My,ed= 37,70 kNm < 38,83 kNm = Mny,rd, Kontroll godkjent

My,ed/Mny,rd= 37,70/38,83= 0,971 < 1

1.9. Bøyningknekking, (Bruddgrensetilstanden)

(EN1993-1-1, §6.3.1)

Nc,ed=356,00 kN, Lcr,y=1,350 m, Lcr,z=1,350 m

Knekk lengder: Lcr,y=0,500x2700=1350mm, Lcr,z=0,500x2700=1350mm

Relativ slankhet (Tverrsnittsklasse: 1)

(EC3 §6.3.1.3)

 $\bar{\lambda}_y = \sqrt{(A \cdot f_y / N_{cr,y})} = (L_{cr,y} / i_y) \cdot (1 / \lambda_1) = (1350 / 54,9) \times (1 / 76,06) = 0,323$ $\bar{\lambda}_z = \sqrt{(A \cdot f_y / N_{cr,z})} = (L_{cr,z} / i_z) \cdot (1 / \lambda_1) = (1350 / 54,9) \times (1 / 76,06) = 0,323$ $\lambda_1 = \pi \sqrt{(E / f_y)} = 93,9 \epsilon = 76,06, \epsilon = \sqrt{(235 / f_y)} = 0,81$

y-y Knekkurve: a, Imperfeksjonsfaktor: αy=0,21, χy=0,972

(T.6.2, T.6.1, Fig.6.4)

Φy=0,5[1+αy(λ̄y-0,2)+λ̄y²]=0,5x[1+0,21x(0,323-0,2)+0,323²]=0,565χy=1/[Φy+√(Φy²-λ̄y²)] = 1/[0,565+√(0,565²-0,323²)] = 0,972 <= 1 χy=0,972

z-z Knekkurve: a, Imperfeksjonsfaktor: αz=0,21, χz=0,972

Φz=0,5[1+αz(λ̄z-0,2)+λ̄z²]=0,5x[1+0,21x(0,323-0,2)+0,323²]=0,565χz=1/[Φz+√(Φz²-λ̄z²)] = 1/[0,565+√(0,565²-0,323²)] = 0,972 <= 1 χz=0,972Reduksjonsfaktor $\chi = 1 / [\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}]$, χ<=1,0, Φ=0,5[1+α(λ̄-0,2)+λ̄²], χ=0,972

(EC3 Lign.6.49)

Nb,rd=χ·A·fy/γM1= 0,972x[10⁻³]x2660x355/1,00=917,86kN

(EC3 Lign.6.47)

Nc,ed= 356,00 kN < 917,86 kN = Nb,rd, Kontroll godkjent

Nc,ed/Nb,rd= 356,00/917,86= 0,388 < 1

1.10. Vipping, (ULS)

(EN1993-1-1, §6.3.2)

My,ed=37,70 kN, L=2,700m, Lcr,y=1,350m, Lcr,z=1,350m, Lcr,lt=1,350m

Ideelle momentet for vipping (EC3 §6.3.2.2.2, EN1993:2002 TilleggC)

Timoshenko, S.P, Gere, J.M, Theory of elastic stability, McGraw-Hill, 1961

 $M_{cr} = C_1 \cdot [\pi^2 EI_z / (kL)^2] \{ \sqrt{[(kz/kw)^2 (I_w/I_z) + (kL)^2 GI_t / (\pi^2 EI_z) + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2]} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \}$

Beregningsmetode C1, C2, C3 : ECCS 119/Galea SN030a-EN-EU Access Steel 2006

 $G = E / (2(1+\nu)) = 210000 / (2(1+0,30)) = 80769 = 8,1 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ $k \cdot L = 1350 \text{ mm}, z_g = h/2 = 140/2 = 70 \text{ mm}, z_j = 0 \text{ mm}$ (EN1993:2002 Lign.C.11) $k_y = 0,5, k_z = 1,0, k_w = 1,0, \psi = -1,000, C_1 = 2,550, C_2 = 0,000, C_3 = 0,000$ $M_{cr} = [10^{-6}] 2,550 \times [\pi^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 8,030 \times 10^6 / 1350^2]$ $\times \{ [(1,0/1,0)^2 \times (0,000 \times 10^9 / 8,030 \times 10^6)$ $+ 1350^2 \times 8,1 \times 10^4 \times 12,480 \times 10^6 / (\pi^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 8,030 \times 10^6)]^{0,5} \} = 7736,7 \text{ kNm}$ $\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{(W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr})} = \sqrt{[10^{-6}] \times 115,00 \times 10^3 \times 355 / 7736,7} = 0,073$ (EC3 Lign.6.56) $\bar{\lambda}_{lt} \leq 0,40, \chi_{lt} = 1,00$ (EC3 §6.3.2.2.4) $\chi_{lt,mod} = \chi_{lt} / f, \chi_{lt,mod} \leq 1, \chi_{lt,mod} \leq 1 / \bar{\lambda}_{lt}^2 = 1 / 0,073^2 = 189,51$ (EC3 §6.3.2.3(2), Lign.6.58) $K_c = 1 / (1,33 - 0,33\psi) = 0,602, \psi = -1,00$ (EC3 Tab.6.6) $f = 1 - 0,5(1 - k_c) [1 - 2,0(\bar{\lambda}_{lt} - 0,8)^2] = 1 - 0,5 \times (1 - 0,602) [1 - 2,0 \times (0,073 - 0,8)^2] = 1,012, f \leq 1,0$ $\chi_{lt,mod} = \chi_{lt} / f = 1,000 / 1,000 = 1,000, \chi_{lt,mod} \leq 1,0, \chi_{lt,mod} \leq 189,51, \chi_{lt,mod} = 1,000$ $M_{b,rd} = \chi_{lt} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 1,000 \times [10^{-6}] \times 115,00 \times 10^3 \times 355 / 1,00 = 40,82 \text{ kNm}$ (EC3 Lign.6.55) $M_{y,ed} = 37,70 \text{ kNm} < 40,82 \text{ kNm} = M_{b,rd}, \text{ Kontroll godkjent}$ $M_{y,ed} / M_{b,rd} = 37,70 / 40,82 = 0,924 < 1$ **1.11. Bøyning og aksialkraft, Søyle (ULS)**

(EN1993-1-1, §6.3.3)

Ned=356,00 kN, My,ed=37,70 kNm $N_{ed} / (\chi_y \cdot N_{rk} / \gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,ed} / (\chi_{LT} \cdot M_{y,rk} / \gamma_{M1}) \leq 1$ (EC3 Lign.6.61) $N_{ed} / (\chi_z \cdot N_{rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,ed} / (\chi_{LT} \cdot M_{y,rk} / \gamma_{M1}) \leq 1$ (EC3 Lign.6.62) $N_{rk} = A \cdot f_y = [10^{-3}] \times 2660 \times 355 = 944,3 \text{ kN}$ (Tab.6.7) $M_{y,rk} = W_{pl,y} \cdot f_y = [10^{-6}] \times 115,00 \times 10^3 \times 355 = 40,8 \text{ kNm}$ $\chi_y \cdot N_{rk} / \gamma_{M1} = \chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,972 \times [10^{-3}] \times 2660 \times 355 / 1,00 = 917,9 \text{ kN}$ $\chi_z \cdot N_{rk} / \gamma_{M1} = \chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,972 \times [10^{-3}] \times 2660 \times 355 / 1,00 = 917,9 \text{ kN}$ $\chi_{LT} \cdot M_{y,rk} / \gamma_{M1} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 1,000 \times [10^{-6}] \times 115,00 \times 10^3 \times 355 / 1,00 = 40,8 \text{ kNm}$ **Interaksjonsfaktorer, Beregningsmetode: Metode 1 Tillegg A** (EC3 TilleggA) $k_{yy} = C_{my} \cdot C_{mLT} (\mu_y / (1 - N_{ed} / N_{cr,y}) (1 / C_{yy}), \mu_y = (1 - N_{ed} / N_{cr,y}) / (1 - \chi_y \cdot N_{ed} / N_{cr,y})$ (EC3 Tab.A.1) $k_{zy} = C_{my} \cdot C_{mLT} (\mu_z / (1 - N_{ed} / N_{cr,y}) (1 / C_{zy}), \mu_z = (1 - N_{ed} / N_{cr,z}) / (1 - \chi_z \cdot N_{ed} / N_{cr,z})$ $N_{cr,y} = \pi^2 EI_y / l_{cr,y}^2 = 3,14^2 \times [10^{-3}] \times 210000 \times 8,030 \times 10^6 / 1350^2 = 9132 \text{ kN}$ $N_{cr,z} = \pi^2 EI_z / l_{cr,z}^2 = 3,14^2 \times [10^{-3}] \times 210000 \times 8,030 \times 10^6 / 1350^2 = 9132 \text{ kN}$ $N_{cr,t} = (1 / i_p^2) \times (G \cdot I_t + \pi^2 EI_w / L_{cr,t}^2)$

(EC3 NCCI SN003b-EN-EU)

 $N_{cr,t} = [10^{-3}] \times (1 / 78^2) [80769 \times 12,480 \times 10^6 + \pi^2 \times 210000 \times 0,000 \times 10^9 / 675^2] = 166954 \text{ kN}$ $\mu_y = (1 - N_{ed} / N_{cr,y}) / (1 - \chi_y \cdot N_{ed} / N_{cr,y}) = (1 - 356,0 / 9132) / (1 - 0,972 \times 356,0 / 9132) = 0,999$ $\mu_z = (1 - N_{ed} / N_{cr,z}) / (1 - \chi_z \cdot N_{ed} / N_{cr,z}) = (1 - 356,0 / 9132) / (1 - 0,972 \times 356,0 / 9132) = 0,999$ $\alpha_{lt} = 1 - I_t / I_y > 0 = 1 - 12,480 \times 10^6 / 8,030 \times 10^6 = 0,000$ (EC3 Tillegg A.1) $w_y = W_{pl,y} / W_{el,y} \leq 1,50, w_y = 0,134 \times 10^6 / 0,115 \times 10^6 = 1,165 \leq 1,50$ (EC3 Tillegg A.1) $w_z = W_{pl,z} / W_{el,z} \leq 1,50, w_z = 0,134 \times 10^6 / 0,115 \times 10^6 = 1,165 \leq 1,50$ $n_{pl} = N_{ed} / (N_{rk} / \gamma_{M1}) = 356,00 / (944,30 / 1,00) = 0,377$ $\bar{\lambda}_{max} = \max(0,323, 0,323) = 0,320$ (EC3 Tillegg A.1) $M_{cr,o} = (1,00 / 2,55) \times 7736,70 = 3034,0, C_1 = 1,00$ $\bar{\lambda}_o = \sqrt{([10^{-6}] \times 134,00 \times 10^3 \times 355 / 3034,0)} = 0,130$ $\bar{\lambda}_o, \text{lim} = 0,2 \sqrt{C_1 [(1 - N_{ed} / N_{cr,z}) (1 - N_{ed} / N_{cr,t})]^{0,25}}$ (EC3 Tillegg A.1) $\bar{\lambda}_o, \text{lim} = 0,2 \sqrt{2,550 [(1 - 356,0 / 9132) (1 - 356,0 / 166954)]^{0,25}} = 0,316$ $\epsilon_y = (M_{y,ed} / N_{ed}) (A / W_{el}) = ([10^3] \times 37,70 / 356,00) \times (2660,0 / 115,00 \times 10^3) = 2,45$

$$C_{my, o} = 0,79 + 0,21\psi + 0,36(\psi - 0,33) \times (356,00/9132,0) = 0,561, \quad (\psi = -1,00) \quad (\text{EC3 Tillegg A, T.A.1})$$

$$\bar{\lambda}_o = 0,130 \leq \bar{\lambda}_{o, \text{lim}} = 0,316$$

$$C_{my} = C_{my, o} = 0,561, \quad C_{mz} = C_{mz, o} = 1,000, \quad C_{m1t} = 1,00$$

$$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) [(2 - 1,6C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{\text{max}}/w_y - 1,6C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{\text{max}}^2/w_y) n_{pl} - b_{lt}] \geq W_{el, y}/W_{pl, y} \quad (\text{Tillegg A, T.A.1})$$

$$b_{lt} = 0,5 a_{lt} \cdot \bar{\lambda}_o^2 [M_{y, ed}/(\chi_{lt} \cdot M_{pl, y, rd})] (M_{z, ed}/M_{pl, z, rd}) =$$

$$= 0,5 \times 0,000 \times 0,130^2 [0,0/(1,000 \times 40,8)] (0,0/40,8) = 0,000$$

$$C_{yy} = 1 + (1,165 - 1) [(2 - 1,6 \times 0,561^2 \times 0,320/1,165 - 1,6 \times 0,561^2 \times 0,320^2/1,165) \times 0,377 - 0,000] = 1,113$$

$$C_{yy} \geq 115,00 \times 10^3 / 134,00 \times 10^3 = 0,858, \quad C_{yy} = 1,113$$

$$C_{zy} = 1 + (w_y - 1) [(2 - 14,0C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{\text{max}}^2/w_y^5) n_{pl} - d_{lt}] \geq 0,6 \sqrt{(w_y/w_z)} (W_{el, y}/W_{pl, y}) \quad (\text{Tillegg A, T.A.1})$$

$$d_{lt} = 2 a_{lt} \cdot [\bar{\lambda}_o / (0,1 + \bar{\lambda}_z^4)] [M_{y, ed}/(C_{my} \cdot \chi_{lt} \cdot M_{pl, y, rd})] [M_{z, ed}/(C_{mz} \cdot M_{pl, z, rd})] =$$

$$= 20,000 \times [0,130 / (0,1 + 0,323^4)] [0,0 / (0,561 \times 1,000 \times 40,8)] [0,0 / (1,000 \times 40,8)] = 0,000$$

$$C_{zy} = 1 + (1,165 - 1) [(2 - 14,0 \times 0,561^2 \times 0,320^2/1,165^5) \times 0,377 - 0,000] = 1,111$$

$$C_{zy} \geq 0,6 \sqrt{(1,165/1,165)} (115,00 \times 10^3 / 134,00 \times 10^3) = 0,515, \quad C_{zy} = 1,111$$

$$C_{yy} = 1,113, \quad C_{zy} = 1,111 \quad (\text{Tillegg A, T.A.1})$$

$$k_{yy} = 0,561 \times 1,000 \times 0,999 / (1 - 356,00/9132,0) \times (1/1,113) = 0,524$$

$$k_{zy} = 0,561 \times 1,000 \times 0,999 / (1 - 356,00/9132,0) \times (1/1,111) \times 0,6 \times \sqrt{(1,165/1,165)} = 0,315$$

$$N_{ed} / (\chi_y \cdot N_{rk} / \gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y, ed} / (\chi_{LT} \cdot M_{y, rk} / \gamma_{M1}) = \quad (\text{EC3 Lign.6.61})$$

$$356,0 / (0,972 \times 944,3/1,00) + 0,524 \times 37,7 / (1,000 \times 40,8/1,00) = 0,388 + 0,484 = 0,872$$

$$0,872 < 1,000, \quad \text{Kontroll godkjent}$$

$$N_{ed} / (\chi_z \cdot N_{rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y, ed} / (\chi_{LT} \cdot M_{y, rk} / \gamma_{M1}) = \quad (\text{EC3 Lign.6.62})$$

$$356,0 / (0,972 \times 944,3/1,00) + 0,315 \times 37,7 / (1,000 \times 40,8/1,00) = 0,388 + 0,291 = 0,679$$

$$0,679 < 1,000, \quad \text{Kontroll godkjent}$$

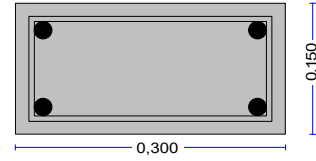
E4

1. Søyle 2 (betong)**Enkeltstående søyle**

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

b = 0,150 m, h = 0,300 m, Ned = 535,83 kN**Med yy = 67,90 kNm, Med zz = 0,00 kNm**Dimensjonering av Betong

Betong- og stålqualität: B35-B500C (EC2 §3)
 Beskrivelse av miljøet : XC1 (EC2 §4.4.1)
 Betongoverdekning : Cnom=15 mm (EC2 §4.4.1)
 Egenvekt betong : 25,0 kN/m³
 $\gamma_c=1,50$, $\gamma_s=1,15$ (EC2 Tabell 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=1,00 \times 35/1,50=23,33$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk} \cdot 0,05/\gamma_c=1,00 \times 2,2/1,50=1,47$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1,15=435$ MPa (EC2 §3.2.7)
 Betongens elastisitetsmodul $E_{cm}=34,0$ GPa

**2. Dimensjoner, laster**

Søyler med rektangulære tverrsnitt $b=0,150$ m, $h=0,300$ m, søyle lengde $L=3,000$ m
 Laster , Laster, aksial $Ned=535,83$ kN (trykk), momenter $Med_{xx}=67,90$ kNm, $Med_{yy}=0,00$ kNm
 Knekk lengder for rammesøyler retning z-z : $L_{cz}=0,50 \times L=1,500$ m
 Knekk lengder for rammesøyler retning y-y : $L_{cy}=1,00 \times L=3,000$ m
 Effektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1$, $d_1=d_2=C_{nom}+\varnothing_s+\varnothing/2=15+8+20/2=33$ mm, $dx=117$ mm, $dy=267$ mm

3. Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

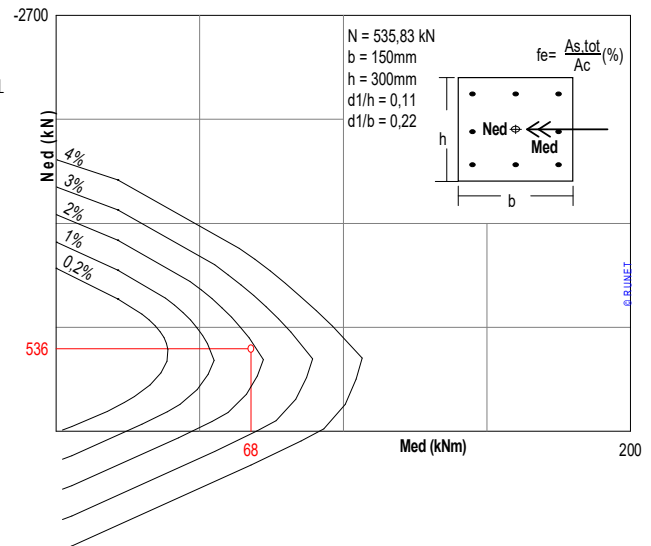
(EC2 §6.1, §9.2.1)

Ned=535,83kN, Med,yy=67,90kNm, Med,zz=0,00kNmTilnærmet beregning med tabeller ($d_1/h=0,10$)

Kordina K, *Bemessungshilfsmittel zu EC 2 Teil 1 Planung von Stahlbeton ...*, Berlin, Beuth, 1992
 $M_y/(b h^2 f_{cd})=0,22$, $M_z/(b h^2 f_{cd})=0,00$, $N/(b h \cdot f_{cd})=-0,51$
 $As \cdot f_{yk}/(b h \cdot f_{ck})=0,52$, $As=1255$ mm², $As/A_c=2,79\%$

Beregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er laget med numerisk integrasjon av betong- og stålkrefter over tverrsnittet
 $Ned=535,83$ kN (trykk), $Med=67,90$ kNm
 B35-B500C
 $b=150$ mm, $h=300$ mm
 $d=267$ mm, $d_1=33$ mm, $d_2=33$ mm, $d_1/h=0,110$
 $e=Med/Ned=67,90/535,83=0,127$ m=127 mm
 $z_s=h/2-d_1=300/2-33=117$ mm, $e=127$ mm $>$ $z_s=117$ mm
 $As_1=As_2=450$ mm², $(As_1+As_2)/A_c=2,00\%$
 $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-3,50/1,50$

As1= 450mm², As2= 450mm²**As, tot= 900mm²**Minimum lengdearming, $As \geq 0,10 Ned/f_{yk}$, $\varnothing_s \geq 8$, $As_{min}=4\varnothing 8$ (201 mm²) (EC2 §9.5.2.2)Maksimum lengdearming, $As \leq 0,04 A_c$, ($As_{max}=1800$ mm²) (EC2 §9.5.2.3)Transvers armering, bøylar med minimum \varnothing_s ved maksimum avstand $S_{cl,t}$ (EC2 §9.5.3)i søyle høyde fra 0,30 m til H-0,30 m : Bøylar $\varnothing_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 150$ mmi område 0 til 0,30 m og H-0,30 m til H : Bøylar $\varnothing_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 90$ mmForankringslengde er minst lik $L_{bd}=400$ mm = 0,400 m (EC2 Lign.8.3)**Lengdearming: 4Ø20 (1256 mm²)****Transvers armering: Bøylar Ø 8s150h:0,30m~H-0,30m], Ø 8s90h:0~0,30m, H-0,30m~H]**

4. Dimensjonering for annen ordens effekter

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3)

Endelig kryptall $\varphi(\infty, t_0) = 2,50$

(EC2 §3.1.4, Tillegg B)

Effektivt kryptall $\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot (M_{oEqp}/M_{oEd}) = 2,50 \times 0,50 = 1,25$

(EC2 §5.8.4)

Betongens elastisitetsmodul $E_{cd} = E_{cm}/\gamma_{ce} = 1000 \times 34,0/1,20 = 28,33 \text{ GPa} = 28333 \text{ MPa}$

(EC2 Lign.5.20)

Stålets elastisitetsmodul $E_s = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$ Armeringsforhold $\rho = A_s/(b \cdot d) = 1256/(150 \times 300) = 0,028$ **4.1. Slankhetskriterium for enkeltstående konstruksjonsdeler**

(EC2 §5.8.3.1)

 $\lambda, \text{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$

(Lign.5.13N)

 $\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd}) = 1256 \times 435 / (150 \times 300 \times 23,33) = 0,52$ $n = N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 535830 / (150 \times 300 \times 23,33) = 0,510$ $A = 1 / (1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef}) = 1 / (1 + 0,2 \times 1,25) = 0,80$ $B = \sqrt{1 + 2,0 \cdot \omega} = \sqrt{1 + 2,0 \cdot 0,52} = 1,43$ $C = 1,70 - r_m = 0,70, \quad (r_m = M_{01}/M_{02} = 1,0)$ $\lambda, \text{lim} = 20 \times 0,80 \times 1,43 \times 0,70 / \sqrt{0,510} = 22,40$ **4.2. Slankhet og effektiv lengde, retning z-z**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3.2)

Effektiv lengde $L_0 = \beta \cdot L = 0,50 \times 3,000 = 1,500 \text{ m}$ Slankhetsforhold $\lambda = L_0/i, \quad i = 0,289 \times 300 \text{ mm}, \quad \lambda = 1500/87 = 17,30$

(Lign.5.14)

 $\lambda = 17,30 < \lambda, \text{lim} = 22,40$, annen ordens effekter kan overses**4.3. Nominell stivhet**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.2)

 $EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s$

(EC2 Lign.5.21)

 $\rho = A_s/A_c = 0,028, \quad E_{cd} = 28333 \text{ MPa}, \quad E_s = 200000 \text{ MPa}$ $n = N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 535830 / (150 \times 300 \times 23,33) = 0,510$ $K_s = 1, \quad K_c = k_1 \cdot k_2 / (1 + \varphi_{ef}), \quad \varphi_{ef} = 1,25$

(EC2 Lign.5.22)

 $k_1 = \sqrt{(f_{ck}/20) \text{ MPa}} = \sqrt{(35/20)} = 1,32 \text{ MPa}$

(EC2 Lign.5.23)

 $k_2 = n \cdot \lambda / 170 < 0,20, \quad n = 0,510, \quad \lambda = 17,30, \quad k_2 = 0,052$

(EC2 Lign.5.24)

 $K_c = 1,323 \times 0,052 / (1 + 1,25) = 0,031$ $EI = 0,031 \times 28333 \times 150 \times 300^3 / 12 + 1,0 \times 200000 \times 628 \times (267/2)^2 = 2,53 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2 = 2531 \text{ kNm}^2$ **4.4. Faktor for økning av moment**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.3)

 $M_{ed} = M_{oed} [1 + \beta / ((N_b / N_{ed}) - 1)], \quad N_b = \pi^2 \cdot EI / L_0^2$

(EC2 Lign.5.28)

 $\beta = \pi^2 / c_o, \quad c_o = 12,0, \quad \beta = 0,82$

(EC2 Lign.5.29)

 $N_b = 3,14^2 \times 2531 / 1,500^2 = 11100,05 \text{ kN}$ $M_{ed}/M_{oed} = 1 + 0,82 / (11100,05/535,83 - 1) = 1,04, \quad \mathbf{M_{ed} = 70,73 \text{ kNm}}$

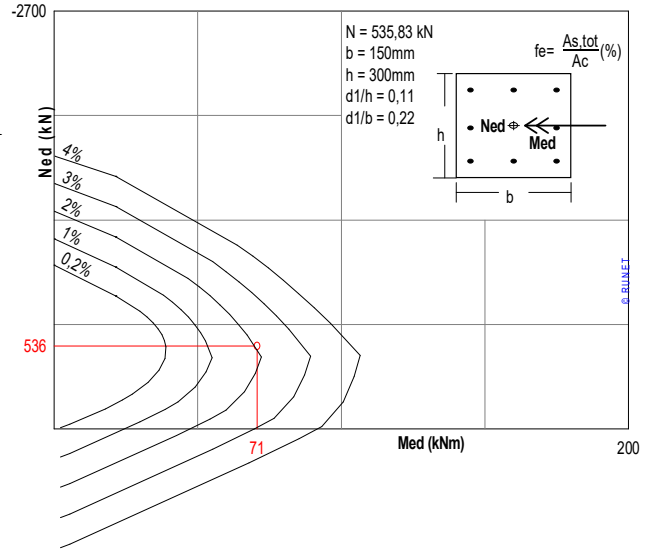
5. Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

Ned=535,83kN, Med,yy=70,73kNm, Med,zz=0,00kNm

Tilnærmet beregning med tabeller (d1/h=0,10)

Kordina K, Bemessungshilfsmittel zu EC 2 Teil 1
 Planung von Stahlbeton ..., Berlin, Beuth, 1992
 $M_y/(bh^2f_{cd})=0,22$, $M_z/(hb^2f_{cd})=0,00$, $N/(bh \cdot f_{cd})=-0,51$
 $As \cdot f_{yk}/(bh \cdot f_{ck})=0,55$, $As=1327mm^2$, $As/Ac=2,95\%$



Beregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er laget med numerisk integrasjon av betong- og stålkrefter over tverrsnittet
 Ned=535,83kN (trykk), Med=70,73kNm
 B35-B500C
 b=150mm, h=300mm
 d=267mm, d1= 33mm, d2= 33mm, d1/h=0,110
 e=Med/Ned=70,73/535,83=0,132m=132mm
 zs=h/2-d1=300/2-33=117mm, e=132mm>sz=117mm
 $As1=As2=506mm^2$, $(As1+As2)/Ac=2,25\%$
 $ec2/\epsilon s1=-3,50/1,50$

As1= 506mm², As2= 506mm²
As,tot=1013mm²

- Minimum lengdearmoring, $As \geq 0,10Ned/f_{yk}$, $\phi_s \geq 8$, $As,min=4\phi 8$ (201mm²) (EC2 §9.5.2.2)
- Maksimum lengdearmoring, $As \leq 0,04Ac$, ($As,max=1800mm^2$) (EC2 §9.5.2.3)
- Transvers armering, bøyer med minimum ϕ_s ved maksimum avstand $S_{cl,t}$ i søylehøyde fra 0,30m til H-0,30m : Bøyer $\phi_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 150mm$ (EC2 §9.5.3)
- i område 0 til 0,30m og H-0,30m til H : Bøyer $\phi_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 90mm$
- Forankringslengde er minst lik $L_{bd}=400mm = 0,400m$ (EC2 Lign.8.3)

Lengdearmoring: 4Ø20 (1256mm²)

Transversarmering: Bøyer Ø 8s150h:0,30m~H-0,30m], Ø 8s90h:0~0,30m, H-0,30m~H]

5.1. Beregning av rissvidde (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

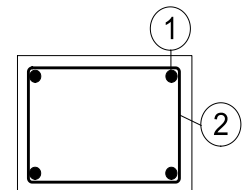
Ned=268 kN, Mxxed=35kN, Myyed=0kNm
 $As=1256mm^2$, $As/Ac=2,79\%$, $ec2=-0,69\%$, $\epsilon s1=0,37\%$
 $wk=sr,max \cdot (\epsilon sm-\epsilon cm)$ (EC2 Lign.7.8)
 $h_{cef}=2,5(h-d)=82,5mm$, $Ac,eff=12375mm^2$, $As=0,4 \times 1256=440mm^2$, $E_c=E_c/(1+C_t)=34/(1+2,5)=9,7GPa$
 $\epsilon s=0,37\%$, $\sigma_s=74N/mm^2$, $E_s/E_c=200/9,7=20,59$, $kt=0,4$, $\rho_{eff}=As/Ac,eff=440/12375=0,036$
 $\epsilon sm-\epsilon cm=[74-0,4 \times (3,2/0,036)(1+20,59 \times 0,036)]/200=0,06\% \geq 0,6 \times 74/200=0,22\%$
 $sr,max=k_3 \cdot c+k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{eff}$ (EC2 Lign.7.11)
 $\phi=20mm$, $k_1=0,8$, $k_2=(e_1+e_2)/2e_1=0,5$, $k_3=3,4$, $k_4=0,425$
 $sr,max=3,4 \times 33,00+0,8 \times 0,5 \times 0,425 \times 20/0,036=207,91$ mm
 $wk=sr,max \cdot (\epsilon sm-\epsilon cm)=207,91 \times 0,001 \times 0,22=0,05$ mm
 $wk=0,05mm \leq 0,30mm=w_{max}$, Beskrivelse av miljøet: XC1, **Rissvidde er akseptabel**

6. Bøyeliste

Num	Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	Ø	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	①	3000	4	20	2,470	3,000	29,64
2	②	80 110 260 110	25	8	0,395	0,900	8,89

Total vekt [kg]

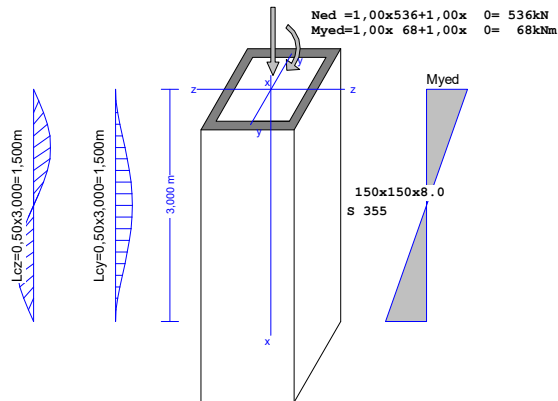
38,53



E5

1. Søyle 2 (stål)

Dimensjonering av søyler, Søyler belastet med aksiallast og bøyingsmoment
(EC3 EN1993-1-1:2005)



1.1. Beregningsstandard

EN1990:2002, Eurokode 0 Grunnlag for prosjektering
 EN1991-1-1:2002, Eurokode 1-1 Laster på konstruksjoner
 EN1993-1-1:2005, Eurokode 3 1-1 Prosjektering av stålkonstruksjoner
 EN1993-1-3:2005, Eurokode 3 1-3 Kaldformede tynnplateprofiler
 EN1993-1-5:2006, Eurokode 3 1-5 Platekonstruksjoner

1.2. Materialer

Stål: S 355

(EN1993-1-1, §3.2)

$t \leq 40 \text{ mm}$, Flytegrense $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, Strekkfasthet $f_u = 510 \text{ N/mm}^2$
 $40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$, Flytegrense $f_y = 335 \text{ N/mm}^2$, Strekkfasthet $f_u = 470 \text{ N/mm}^2$
 Elastisitetsmodul $E = 210000 \text{ MPa}$, Poisson-tall $\nu = 0,30$, Enhetsmasse 7850 Kg/m^3

Partial Lasterfaktorer

(EN1990, Tillegg A1)

$\gamma_G = 1,00$, $\gamma_Q = 1,00$

Materialfaktorer

(EN1993-1-1, §6.1)

$\gamma_{M0} = 1,00$, $\gamma_{M1} = 1,00$, $\gamma_{M2} = 1,25$

1.3. Last

(EN1991-1-1)

Permanent last $N_{gk} = 535,83 \text{ kN}$, $M_{y,gk} = 67,90 \text{ kNm}$
 Variabel last $N_{qk} = 0,00 \text{ kN}$, $M_{y,qk} = 0,00 \text{ kNm}$

1.4. Dimensjoner

Søylelengde $L = 3,000 \text{ m}$
 Knekk lengde y: $L_{cr,y} = 0,500 \times 3,000 = 1,500 \text{ m}$
 Knekk lengde z: $L_{cr,z} = 0,500 \times 3,000 = 1,500 \text{ m}$

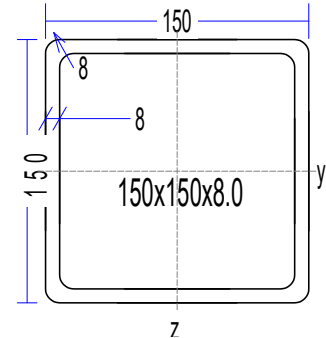
1.5. Dimensjonerende laster, LastkombinasjonerBruddgrensetilstanden, Lastkombinasjoner

(EN1990 §6.4.3.2, T.A1.2A, T.A1.2B)

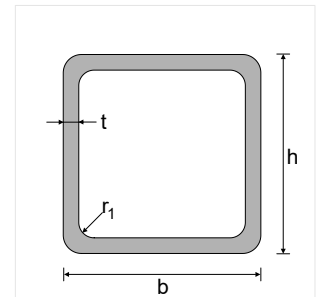
$$\begin{aligned} \text{Ned} &= \gamma_G \cdot \text{Ngk} + \gamma_Q \cdot \text{Nqk} = 1,00 \times 535,83 + 1,00 \times 0,00 = 535,83 \text{ kN} \\ \text{Myed} &= \gamma_G \cdot \text{Mygk} + \gamma_Q \cdot \text{Myqk} = 1,00 \times 67,90 + 1,00 \times 0,00 = 67,90 \text{ kNm} \\ \text{Vzed} &= \text{Myed}/L = 67,90 / 1,500 = 45,27 \text{ kNm} \end{aligned}$$

1.6. Ståltverrsnitt geometri**Tverrsnitt 150x150x8.0-S 355****Tverrsnittsdata for profiler**

Profilets totale høyde	h=	150,00 mm
Profilets totale bredde	b=	150,00 mm
Steghøyde	hw=	134,00 mm
Høyde på den rette delen av steget	dw=	126,00 mm
Stegtykkelse	tw=	8,00 mm
Flenstykkelse	tf=	8,00 mm
Avrundingsradius for en kilsveis	r=	8,00 mm
Egenvekt pr løpometer	=	34,40 Kg/m

**Tverrsnitt geometri**

Areal	A=	4380 mm ²	
Tregghetsmoment	I _y =	14,430x10 ⁶ mm ⁴	I _z =14,430x10 ⁶ mm ⁴
Tverrsnittsmodul	W _y =	192,00x10 ³ mm ³	W _z =192,00x10 ³ mm ³
Plastisk tverrsnittsmodul	W _{py} =	230,00x10 ³ mm ³	W _{pz} =230,00x10 ³ mm ³
Tregghetsradius	i _y =	57,4 mm	i _z = 57,4 mm
Skjærareal	Av _z =	2190 mm ²	Av _y = 2190 mm ²
Torsjonskonstant	It=	23,570x10 ⁶ mm ⁴	ip= 81 mm
Torsjonsmodul	W _t =	323,00x10 ³ mm ³	

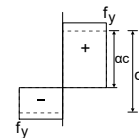
**1.7. Klassifisering av ståltverrsnitt, Bøyning og trykk**

(EN1993-1-1, §5.5)

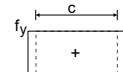
Maksimale og minimale spenninger i tverrsnitt $\sigma = \text{Ned}/A_e1 \pm \text{Myed}/W_{el.y} \pm \text{Mzed}/W_{el.z}$
 $\sigma = [10^3]535,83/4380 \pm [10^6]67,90/192,00 \times 10^3 \pm [10^6]0,00/192,00 \times 10^3$
 $\sigma_1 = 476 \text{ N/mm}^2, \sigma_2 = -231 \text{ N/mm}^2$ (trykk har positivt fortegn)

Steg

$c = 150,0 - 3 \times 8,0 = 126,0 \text{ mm}$, $t = 8,0 \text{ mm}$, $c/t = 126,0/8,0 = 15,75$
 S 355, $t = 8,0 \leq 40 \text{ mm}$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon = (235/355)^{0,5} = 0,81$
 Posisjon av nøytralaksel for kombinert Bøyning og trykk
 $\text{Ned}/(2 \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0}) = 267915 / (2 \times 8,0 \times 355 / 1,00) = 47,2 \text{ mm}$
 $\alpha = (126,0/2 + 47,2) / 126,0 = 0,874 > 0,5$
 $c/t = 15,75 \leq 396 \times 0,81 / (13 \times 0,874 - 1) = 30,94$
 Steget er i tverrsnittsklasse 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)

Flens

$c = 150,0 - 3 \times 8,0 = 126,0 \text{ mm}$, $t = 8,0 \text{ mm}$, $c/t = 126,0/8,0 = 15,75$
 S 355, $t = 8,0 \leq 40 \text{ mm}$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon = (235/355)^{0,5} = 0,81$
 $c/t = 15,75 \leq 33 \times \epsilon = 33 \times 0,81 = 26,73$
 Flensene er i tverrsnittsklasse 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)

**Tverrsnittsklasse er 1, Bøyning og trykk****1.8. Tverrsnittskapasitet, Søyletverrsnitt**

(EN1993-1-1, §6.2)

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for trykk

(EN1993-1-1, §6.2.4)

Nc.ed=535,83 kN

Trykkraftkapasitet $N_{plrd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 4380 \times 355 / 1,00 = 1554,90 \text{ kN}$
 $\text{Ned} = 535,83 \text{ kN} < 1554,90 \text{ kN} = N_{c,rd} = N_{plrd}$, Kontroll godkjent
 $\text{Ned}/N_{c,rd} = 535,83/1554,90 = 0,345 < 1$

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyningmoment y-y

(EN1993-1-1, §6.2.5)

My,ed= 67,90 kNmBøyningmomentkapasitet $M_{pl,y,rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 230,00 \times 10^3 \times 355 / 1,00 = 81,65 \text{ kNm}$

My,ed= 67,90 kNm < 81,65 kNm = My,rd = Mpl,y,rd, Kontroll godkjent

My,ed/My,rd= 67,90/81,65= 0,832 < 1

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for skjær z

(EN1993-1-1, §6.2.6)

Vz,ed= 45,27 kNAv=A·h/(b+h)=4380x150,0/(150,0+150,0)= 2190mm², Av=2190mm²Plastisk skjærkraftkapasitet $V_{pl,z,rd} = A_v (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 2190 \times (355 / 1,73) / 1,00 = 448,86 \text{ kN}$

Vz,ed= 45,27 kN < 448,86 kN = Vz,rd = Vpl,z,rd, Kontroll godkjent

Vz,ed/Vz,rd= 45,27/448,86= 0,101 < 1

hw/tw=(150,0-2x8,0)/8,0=134,0/8,0=16,75 <= 72x0,81/1,00=72ε/η=58,32 (η=1,00)

S 355, t= 8,0 <= 40 mm, fy=355 N/mm², ε=(235/355)^{0,5}=0,81

Skjærknekking er ikke aktuelt

(EC3 §6.2.6.6)

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyning, aksialkraft og skjær

(EN1993-1-1, §6.2.9)

N.ed= 535,83kN (Trykk), Vz,ed= 45,27kN, My.ed= 67,90kNm

Npl,rd=1554,90kN, Mpl,y,rd=81,65kNm, Vpl,z,rd=448,86kN

Ned=535,83kN > 0,25x1554,90=0,25xNpl,rd=388,73kN

Ned=535,83kN > [10⁻³]x0,5x2x134,0x8,0x355/1,00=0,5hw·tw·fy/γM0=380,56 kN

n=Ned/Npl,rd=536/1555= 0,345

Må ta hensyn til virkning av aksialkraft

(EC3 §6.2.9.1 Lign.6.33, Lign.6.34, Lign.6.35)

Ved=45,27kN <= 0,50x448,86=0,50xVpl,rd=224,43kN

Ikke nødvendig å ta hensyn til virkning av skjærkraft

(EC3 §6.2.8.2)

Mny,rd=Mpl,y,rd(1-n)/(1-0,50aw), Mny,rd<=Mpl,y,rd

(EC3 Lign.6.39)

n=Ned/Npl,rd=536/1555=0,345

aw=(A-2b·t)/A, aw<=0,5, aw=(4380-2x150x8,0)/4380=0,45

(§6.2.9.1.5)

af=(A-2h·t)/A, af<=0,5, af=(4380-2x150x8,0)/4380=0,45

Mny,rd=Mpl,y,rd(1-n)/(1-0,50aw)=81,65x0,847, Mny,rd<=Mpl,y,rd, Mny,rd=69,14kNm

(EC3 Lign.6.39)

Mnz,rd=Mpl,z,rd(1-n)/(1-0,50af)=0,00x0,847, Mnz,rd<=Mpl,z,rd, Mnz,rd=0,00kNm

(EC3 Lign.6.40)

My,ed= 67,90 kNm < 69,14 kNm = Mny,rd, Kontroll godkjent

My,ed/Mny,rd= 67,90/69,14= 0,982 < 1

1.9. Bøyningknekking, (Bruddgrensetilstanden)

(EN1993-1-1, §6.3.1)

Nc,ed=535,83 kN, Lcr,y=1,500 m, Lcr,z=1,500 m

Knekk lengder: Lcr,y=0,500x3000=1500mm, Lcr,z=0,500x3000=1500mm

Relativ slankhet (Tverrsnittsklasse: 1)

(EC3 §6.3.1.3)

 $\bar{\lambda}_y = \sqrt{(A \cdot f_y / N_{cr,y})} = (L_{cr,y} / i_y) \cdot (1 / \lambda_1) = (1500 / 57,4) \times (1 / 76,06) = 0,344$ $\bar{\lambda}_z = \sqrt{(A \cdot f_y / N_{cr,z})} = (L_{cr,z} / i_z) \cdot (1 / \lambda_1) = (1500 / 57,4) \times (1 / 76,06) = 0,344$ $\lambda_1 = \pi \sqrt{(E / f_y)} = 93,9 \epsilon = 76,06, \epsilon = \sqrt{(235 / f_y)} = 0,81$

y-y Knekkurve: a, Imperfeksjonsfaktor: αy=0,21, χy=0,967

(T.6.2, T.6.1, Fig.6.4)

Φy=0,5[1+αy(λ̄y-0,2)+λ̄y²]=0,5x[1+0,21x(0,344-0,2)+0,344²]=0,574χy=1/[Φy+√(Φy²-λ̄y²)] = 1/[0,574+√(0,574²-0,344²)] = 0,967 <= 1 χy=0,967

z-z Knekkurve: a, Imperfeksjonsfaktor: αz=0,21, χz=0,967

Φz=0,5[1+αz(λ̄z-0,2)+λ̄z²]=0,5x[1+0,21x(0,344-0,2)+0,344²]=0,574χz=1/[Φz+√(Φz²-λ̄z²)] = 1/[0,574+√(0,574²-0,344²)] = 0,967 <= 1 χz=0,967Reduksjonsfaktor $\chi = 1 / [\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}]$, χ<=1,0, Φ=0,5[1+α(λ̄-0,2)+λ̄²], χ=0,967

(EC3 Lign.6.49)

Nb,rd=χ·A·fy/γM1= 0,967x[10⁻³]x4380x355/1,00=1503,59kN

(EC3 Lign.6.47)

Nc,ed= 535,83 kN < 1503,59 kN = Nb,rd, Kontroll godkjent

Nc,ed/Nb,rd= 535,83/1503,59= 0,356 < 1

1.10. Vipping, (ULS)

(EN1993-1-1, §6.3.2)

My,ed=67,90 kN, L=3,000m, Lcr,y=1,500m, Lcr,z=1,500m, Lcr,lt=1,500m

Ideelle momentet for vipping (EC3 §6.3.2.2.2, EN1993:2002 TilleggC)

Timoshenko, S.P, Gere, J.M, Theory of elastic stability, McGraw-Hill, 1961

 $M_{cr} = C_1 \cdot [\pi^2 EI_z / (kL)^2] \{ \sqrt{[(kz/kw)^2 (I_w/I_z) + (kL)^2 GI_t / (\pi^2 EI_z) + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2]} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \}$

Beregningsmetode C1, C2, C3 : ECCS 119/Galea SN030a-EN-EU Access Steel 2006

 $G = E / (2(1+\nu)) = 210000 / (2(1+0,30)) = 80769 = 8,1 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ $k \cdot L = 1500 \text{ mm}, z_g = h/2 = 150/2 = 75 \text{ mm}, z_j = 0 \text{ mm}$ (EN1993:2002 Lign.C.11) $k_y = 0,5, k_z = 1,0, k_w = 1,0, \psi = -1,000, C_1 = 2,550, C_2 = 0,000, C_3 = 0,000$ $M_{cr} = [10^{-6}] 2,550 \times [\pi^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 14,430 \times 10^6 / 1500^2]$ $\times \{ [(1,0/1,0)^2 \times (0,000 \times 10^9 / 14,430 \times 10^6)]$ $+ 1500^2 \times 8,1 \times 10^4 \times 23,570 \times 10^6 / (\pi^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 14,430 \times 10^6) \}^{0,5} = 12827,6 \text{ kNm}$ $\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{(W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr})} = \sqrt{[10^{-6}] \times 192,00 \times 10^3 \times 355 / 12827,6} = 0,073$ (EC3 Lign.6.56) $\bar{\lambda}_{lt} \leq 0,40, \chi_{lt} = 1,00$ (EC3 §6.3.2.2.4) $\chi_{lt,mod} = \chi_{lt} / f, \chi_{lt,mod} \leq 1, \chi_{lt,mod} \leq 1 / \bar{\lambda}_{lt}^2 = 1 / 0,073^2 = 188,20$ (EC3 §6.3.2.3(2), Lign.6.58) $K_c = 1 / (1,33 - 0,33\psi) = 0,602, \psi = -1,00$ (EC3 Tab.6.6) $f = 1 - 0,5(1 - k_c) [1 - 2,0(\bar{\lambda}_{lt} - 0,8)^2] = 1 - 0,5 \times (1 - 0,602) [1 - 2,0 \times (0,073 - 0,8)^2] = 1,011, f \leq 1,0$ $\chi_{lt,mod} = \chi_{lt} / f = 1,000 / 1,000 = 1,000, \chi_{lt,mod} \leq 1,0, \chi_{lt,mod} \leq 188,20, \chi_{lt,mod} = 1,000$ $M_{b,rd} = \chi_{lt} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 1,000 \times [10^{-6}] \times 192,00 \times 10^3 \times 355 / 1,00 = 68,16 \text{ kNm}$ (EC3 Lign.6.55) $M_{y,ed} = 67,90 \text{ kNm} \leq 68,16 \text{ kNm} = M_{b,rd}$, Kontroll godkjent $M_{y,ed} / M_{b,rd} = 67,90 / 68,16 = 0,996 \leq 1$ **1.11. Bøyning og aksialkraft, Søyle (ULS)**

(EN1993-1-1, §6.3.3)

Ned=535,83 kN, My,ed=67,90 kNm $N_{ed} / (\chi_y \cdot N_{rk} / \gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,ed} / (\chi_{LT} \cdot M_{y,rk} / \gamma_{M1}) \leq 1$ (EC3 Lign.6.61) $N_{ed} / (\chi_z \cdot N_{rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,ed} / (\chi_{LT} \cdot M_{y,rk} / \gamma_{M1}) \leq 1$ (EC3 Lign.6.62) $N_{rk} = A \cdot f_y = [10^{-3}] \times 4380 \times 355 = 1554,9 \text{ kN}$ (Tab.6.7) $M_{y,rk} = W_{pl,y} \cdot f_y = [10^{-6}] \times 192,00 \times 10^3 \times 355 = 68,2 \text{ kNm}$ $\chi_y \cdot N_{rk} / \gamma_{M1} = \chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,967 \times [10^{-3}] \times 4380 \times 355 / 1,00 = 1503,6 \text{ kN}$ $\chi_z \cdot N_{rk} / \gamma_{M1} = \chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,967 \times [10^{-3}] \times 4380 \times 355 / 1,00 = 1503,6 \text{ kN}$ $\chi_{LT} \cdot M_{y,rk} / \gamma_{M1} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 1,000 \times [10^{-6}] \times 192,00 \times 10^3 \times 355 / 1,00 = 68,2 \text{ kNm}$ **Interaksjonsfaktorer, Beregningsmetode: Metode 1 Tillegg A** (EC3 TilleggA) $k_{yy} = C_{my} \cdot C_{mLT} (\mu_y / (1 - N_{ed} / N_{cr,y}) (1 / C_{yy}), \mu_y = (1 - N_{ed} / N_{cr,y}) / (1 - \chi_y \cdot N_{ed} / N_{cr,y})$ (EC3 Tab.A.1) $k_{zy} = C_{my} \cdot C_{mLT} (\mu_z / (1 - N_{ed} / N_{cr,y}) (1 / C_{zy}), \mu_z = (1 - N_{ed} / N_{cr,z}) / (1 - \chi_z \cdot N_{ed} / N_{cr,z})$ $N_{cr,y} = \pi^2 EI_y / l_{cr,y}^2 = 3,14^2 \times [10^{-3}] \times 210000 \times 14,430 \times 10^6 / 1500^2 = 13292 \text{ kN}$ $N_{cr,z} = \pi^2 EI_z / l_{cr,z}^2 = 3,14^2 \times [10^{-3}] \times 210000 \times 14,430 \times 10^6 / 1500^2 = 13292 \text{ kN}$ $N_{cr,t} = (1 / i_p^2) \times (G \cdot I_t + \pi^2 EI_w / L_{cr,t}^2)$

(EC3 NCCI SN003b-EN-EU)

 $N_{cr,t} = [10^{-3}] \times (1 / 81^2) [80769 \times 23,570 \times 10^6 + \pi^2 \times 210000 \times 0,000 \times 10^9 / 750^2] = 288924 \text{ kN}$ $\mu_y = (1 - N_{ed} / N_{cr,y}) / (1 - \chi_y \cdot N_{ed} / N_{cr,y}) = (1 - 535,8 / 13292) / (1 - 0,967 \times 535,8 / 13292) = 0,999$ $\mu_z = (1 - N_{ed} / N_{cr,z}) / (1 - \chi_z \cdot N_{ed} / N_{cr,z}) = (1 - 535,8 / 13292) / (1 - 0,967 \times 535,8 / 13292) = 0,999$ $alt = 1 - I_t / I_y > 0 = 1 - 23,570 \times 10^6 / 14,430 \times 10^6 = 0,000$ (EC3 Tillegg A.1) $w_y = W_{pl,y} / W_{el,y} \leq 1,50, w_y = 0,230 \times 10^6 / 0,192 \times 10^6 = 1,198 \leq 1,50$ (EC3 Tillegg A.1) $w_z = W_{pl,z} / W_{el,z} \leq 1,50, w_z = 0,230 \times 10^6 / 0,192 \times 10^6 = 1,198 \leq 1,50$ $n_{pl} = N_{ed} / (N_{rk} / \gamma_{M1}) = 535,83 / (1554,90 / 1,00) = 0,345$ $\bar{\lambda}_{max} = \max(0,344, 0,344) = 0,344$ (EC3 Tillegg A.1) $M_{cr,o} = (1,00 / 2,55) \times 12827,60 = 5030,4, C_1 = 1,00$ $\bar{\lambda}_o = \sqrt{([10^{-6}] \times 230,00 \times 10^3 \times 355 / 5030,4)} = 0,130$ $\bar{\lambda}_o, lim = 0,2 \sqrt{C_1 [(1 - N_{ed} / N_{cr,z}) (1 - N_{ed} / N_{cr,t})]^{0,25}}$ (EC3 Tillegg A.1) $\bar{\lambda}_o, lim = 0,2 \sqrt{2,550 [(1 - 535,8 / 13292) (1 - 535,8 / 288924)]^{0,25}} = 0,316$ $\epsilon_y = (M_{y,ed} / N_{ed}) (A / W_{el}) = ([10^3] \times 67,90 / 535,83) \times (4380,0 / 192,00 \times 10^3) = 2,89$

$$C_{my, o} = 0,79 + 0,21\psi + 0,36(\psi - 0,33) \times (535,83/13292,0) = 0,561, \quad (\psi = -1,00) \quad (\text{EC3 Tillegg A, T.A.1})$$

$$\bar{\lambda}_o = 0,130 \leq \bar{\lambda}_{o, \text{lim}} = 0,316$$

$$C_{my} = C_{my, o} = 0,561, \quad C_{mz} = C_{mz, o} = 1,000, \quad C_{m1t} = 1,00$$

$$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) [(2 - 1,6C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{\text{max}}/w_y - 1,6C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{\text{max}}^2/w_y) n_{pl} - b_{lt}] \geq W_{el, y}/W_{pl, y} \quad (\text{Tillegg A, T.A.1})$$

$$b_{lt} = 0,5 a_{lt} \cdot \bar{\lambda}_o^2 [M_{y, ed}/(\chi_{lt} \cdot M_{pl, y, rd})] (M_{z, ed}/M_{pl, z, rd}) =$$

$$= 0,5 \times 0,000 \times 0,130^2 [0,0/(1,000 \times 68,2)] (0,0/68,2) = 0,000$$

$$C_{yy} = 1 + (1,198 - 1) [(2 - 1,6 \times 0,561^2 \times 0,340/1,198 - 1,6 \times 0,561^2 \times 0,340^2/1,198) \times 0,345 - 0,000] = 1,124$$

$$C_{yy} \geq 192,00 \times 10^3 / 230,00 \times 10^3 = 0,835, \quad C_{yy} = 1,124$$

$$C_{zy} = 1 + (w_y - 1) [(2 - 14,0C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{\text{max}}^2/w_y^5) n_{pl} - d_{lt}] \geq 0,6 \sqrt{(w_y/w_z)} (W_{el, y}/W_{pl, y}) \quad (\text{Tillegg A, T.A.1})$$

$$d_{lt} = 2 a_{lt} \cdot [\bar{\lambda}_o / (0,1 + \bar{\lambda}_z^4)] [M_{y, ed}/(C_{my} \cdot \chi_{lt} \cdot M_{pl, y, rd})] [M_{z, ed}/(C_{mz} \cdot M_{pl, z, rd})] =$$

$$= 20,000 \times [0,130 / (0,1 + 0,344^4)] [0,0 / (0,561 \times 1,000 \times 68,2)] [0,0 / (1,000 \times 68,2)] = 0,000$$

$$C_{zy} = 1 + (1,198 - 1) [(2 - 14,0 \times 0,561^2 \times 0,340^2/1,198^5) \times 0,345 - 0,000] = 1,123$$

$$C_{zy} \geq 0,6 \sqrt{(1,198/1,198)} (192,00 \times 10^3 / 230,00 \times 10^3) = 0,501, \quad C_{zy} = 1,123$$

$$C_{yy} = 1,124, \quad C_{zy} = 1,123$$

(Tillegg A, T.A.1)

$$k_{yy} = 0,561 \times 1,000 \times 0,999 / (1 - 535,83/13292,0) \times (1/1,124) = 0,520$$

$$k_{zy} = 0,561 \times 1,000 \times 0,999 / (1 - 535,83/13292,0) \times (1/1,123) \times 0,6 \times \sqrt{(1,198/1,198)} = 0,312$$

$$N_{ed} / (\chi_y \cdot N_{rk} / \gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y, ed} / (\chi_{LT} \cdot M_{y, rk} / \gamma_{M1}) = \quad (\text{EC3 Lign.6.61})$$

$$535,8 / (0,967 \times 1554,9/1,00) + 0,520 \times 67,9 / (1,000 \times 68,2/1,00) = 0,356 + 0,518 = 0,874$$

$$0,874 < 1,000, \quad \text{Kontroll godkjent}$$

$$N_{ed} / (\chi_z \cdot N_{rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y, ed} / (\chi_{LT} \cdot M_{y, rk} / \gamma_{M1}) = \quad (\text{EC3 Lign.6.62})$$

$$535,8 / (0,967 \times 1554,9/1,00) + 0,312 \times 67,9 / (1,000 \times 68,2/1,00) = 0,356 + 0,311 = 0,667$$

$$0,667 < 1,000, \quad \text{Kontroll godkjent}$$

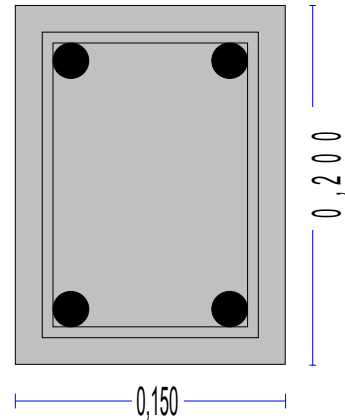
E6

1. Søyle 3 (betong)**Enkeltstående søyle**

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

b = 0,150 m, h = 0,200 m, Ned = 353,86 kN**Med yy = 30,34 kNm, Med zz = 0,00 kNm**Dimensjonering av Betong

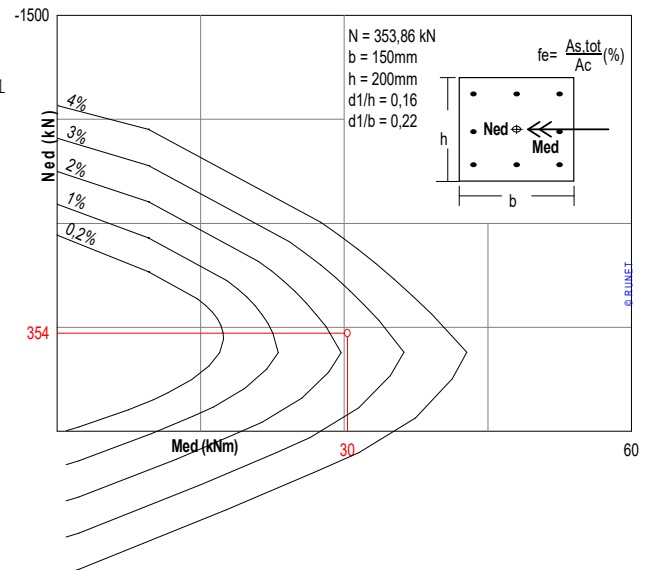
Betong- og stålkalitet: B35-B500C (EC2 §3)
 Beskrivelse av miljøet : XC1 (EC2 §4.4.1)
 Betongoverdekning : Cnom=15 mm (EC2 §4.4.1)
 Egenvekt betong : 25,0 kN/m³
 $\gamma_c=1,50, \gamma_s=1,15$ (EC2 Tabell 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=1,00 \times 35/1,50=23,33$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk} \cdot 0,05/\gamma_c=1,00 \times 2,2/1,50=1,47$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1,15=435$ MPa (EC2 §3.2.7)
 Betongens elastisitetsmodul $E_{cm}=34,0$ GPa

**2. Dimensjoner, laster**Søylar med rektangulære tverrsnitt $b=0,150$ m, $h=0,200$ m, søylelengde $L=3,000$ mLaster , Laster, aksial $Ned=353,86$ kN (trykk), momenter $Med_{xx}=30,34$ kNm, $Med_{yy}=0,00$ kNmKnekkleingder for rammesøylar retning z-z : $L_{cz}=0,50 \times L=1,500$ mKnekkleingder for rammesøylar retning y-y : $L_{cy}=1,00 \times L=3,000$ mEffektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1, d_1=d_2=C_{nom}+\varnothing_s+\varnothing/2=15+8+20/2=33$ mm, $dx=117$ mm, $dy=167$ mm**3. Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)**

(EC2 §6.1, §9.2.1)

Ned=353,86 kN, Med,yy=30,34 kNm, Med,zz=0,00 kNmTilnærmet beregning med tabeller ($d_1/h=0,10$)*Kordina K, Bemessungshilfsmittel zu EC 2 Teil 1**Planung von Stahlbeton ... , Berlin, Beuth, 1992* $M_y/(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})=0,22, M_z/(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})=0,00, N/(b \cdot h \cdot f_{cd})=-0,51$ $As \cdot f_{yk}/(b \cdot h \cdot f_{ck})=0,52, As=837$ mm², $As/A_c=2,79\%$ Beregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er laget med numerisk integrasjon av betong- og stålkrefter over tverrsnittet
 Ned=353,86 kN (trykk), Med=30,34 kNm
 B35-B500C

 $b=150$ mm, $h=200$ mm $d=167$ mm, $d_1=33$ mm, $d_2=33$ mm, $d_1/h=0,165$ $e=Med/Ned=30,34/353,86=0,086$ m=86 mm $z_s=h/2-d_1=200/2-33=67$ mm, $e=86$ mm > $z_s=67$ mm $As_1=As_2=375$ mm², $(As_1+As_2)/A_c=2,50\%$ $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-3,50/1,50$ **As1= 375 mm², As2= 375 mm²****As,tot= 750 mm²**Minimum lengdearming, $As \geq 0,10 Ned/f_{yk}, \varnothing_s \geq 8, As_{min}=4\varnothing 8$ (201 mm²) (EC2 §9.5.2.2)Maksimum lengdearming, $As \leq 0,04 A_c, (As_{max}=1200$ mm²) (EC2 §9.5.2.3)Transvers armering, bøylar med minimum \varnothing_s ved maksimum avstand $S_{cl,t}$ (EC2 §9.5.3)i søylehøyde fra 0,20 m til H-0,20 m : Bøylar $\varnothing_s \geq 6, S_{cl,t} \leq 150$ mmi område 0 til 0,20 m og H-0,20 m til H : Bøylar $\varnothing_s \geq 6, S_{cl,t} \leq 90$ mmForankringslengde er minst lik $L_{bd}=320$ mm = 0,320 m (EC2 Lign.8.3)**Lengdearming: 4Ø16** (804 mm²)**Transversarmering: Bøylar Ø 8s150h:0,20m~H-0,20m], Ø 8s90h:0~0,20m, H-0,20m~H]**

4. Dimensjonering for annen ordens effekter

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3)

Endelig kryptall $\varphi(\infty, t_0) = 2,50$

(EC2 §3.1.4, Tillegg B)

Effektivt kryptall $\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot (M_{oEqp}/M_{oEd}) = 2,50 \times 0,50 = 1,25$

(EC2 §5.8.4)

Betongens elastisitetsmodul $E_{cd} = E_{cm}/\gamma_{ce} = 1000 \times 34,0/1,20 = 28,33 \text{ GPa} = 28333 \text{ MPa}$

(EC2 Lign.5.20)

Stålets elastisitetsmodul $E_s = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$ Armeringsforhold $\rho = A_s/(b \cdot d) = 804/(150 \times 200) = 0,027$ **4.1. Slankhetskriterium for enkeltstående konstruksjonsdeler**

(EC2 §5.8.3.1)

 $\lambda, \text{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$

(Lign.5.13N)

 $\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd}) = 804 \times 435 / (150 \times 200 \times 23,33) = 0,50$ $n = N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 353860 / (150 \times 200 \times 23,33) = 0,506$ $A = 1 / (1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef}) = 1 / (1 + 0,2 \times 1,25) = 0,80$ $B = \sqrt{1 + 2,0 \cdot \omega} = \sqrt{1 + 2,0 \cdot 0,50} = 1,41$ $C = 1,70 - r_m = 0,70, \quad (r_m = M_{01}/M_{02} = 1,0)$ $\lambda, \text{lim} = 20 \times 0,80 \times 1,41 \times 0,70 / \sqrt{0,506} = 22,27$ **4.2. Slankhet og effektiv lengde, retning z-z**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3.2)

Effektiv lengde $L_0 = \beta \cdot L = 0,50 \times 3,000 = 1,500 \text{ m}$ Slankhetsforhold $\lambda = L_0/i, \quad i = 0,289 \times 200 \text{ mm}, \quad \lambda = 1500/58 = 25,95$

(Lign.5.14)

 $\lambda = 25,95 > \lambda, \text{lim} = 22,27$, annen ordens effekter må tas hensyn til**4.3. Nominell stivhet**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.2)

 $EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s$

(EC2 Lign.5.21)

 $\rho = A_s/A_c = 0,027, \quad E_{cd} = 28333 \text{ MPa}, \quad E_s = 200000 \text{ MPa}$ $n = N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 353860 / (150 \times 200 \times 23,33) = 0,506$ $K_s = 1, \quad K_c = k_1 \cdot k_2 / (1 + \varphi_{ef}), \quad \varphi_{ef} = 1,25$

(EC2 Lign.5.22)

 $k_1 = \sqrt{(f_{ck}/20) \text{ MPa}} = \sqrt{(35/20)} = 1,32 \text{ MPa}$

(EC2 Lign.5.23)

 $k_2 = n \cdot \lambda / 170 \leq 0,20, \quad n = 0,506, \quad \lambda = 25,95, \quad k_2 = 0,077$

(EC2 Lign.5.24)

 $K_c = 1,323 \times 0,077 / (1 + 1,25) = 0,045$ $EI = 0,045 \times 28333 \times 150 \times 200^3 / 12 + 1,0 \times 200000 \times 402 \times (167/2)^2 = 0,69 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2 = 689 \text{ kNm}^2$ **4.4. Faktor for økning av moment**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.3)

 $M_{ed} = M_{oed} [1 + \beta / ((N_b / N_{ed}) - 1)], \quad N_b = \pi^2 \cdot EI / L_0^2$

(EC2 Lign.5.28)

 $\beta = \pi^2 / \alpha_0, \quad \alpha_0 = 12,0, \quad \beta = 0,82$

(EC2 Lign.5.29)

 $N_b = 3,14^2 \times 689 / 1,500^2 = 3022,91 \text{ kN}$ $M_{ed}/M_{oed} = 1 + 0,82 / (3022,91 / 353,86 - 1) = 1,11, \quad \text{Med} = 33,65 \text{ kNm}$

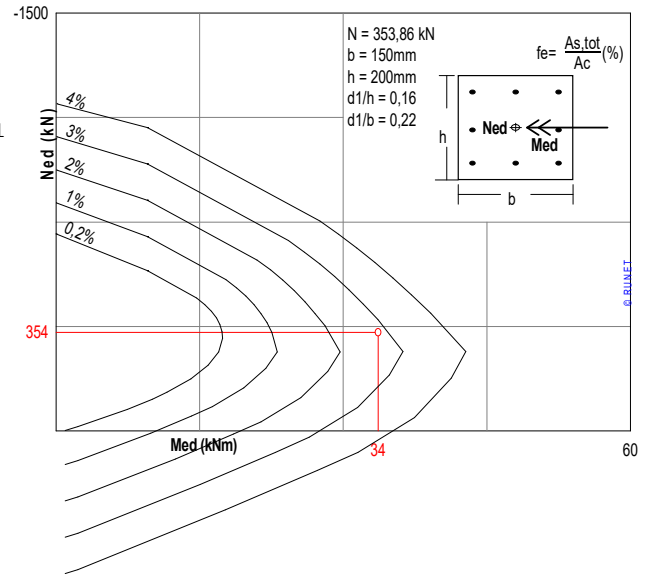
5. Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

Ned=353,86kN, Med,yy=33,65kNm, Med,zz=0,00kNm

Tilnærmet beregning med tabeller (d1/h=0,10)

Kordina K, Bemessungshilfsmittel zu EC 2 Teil 1
 Planung von Stahlbeton ..., Berlin, Beuth, 1992
 $M_y/(bh^2f_{cd})=0,24$, $M_z/(hb^2f_{cd})=0,00$, $N/(bh \cdot f_{cd})=-0,51$
 $As \cdot f_{yk}/(bh \cdot f_{ck})=0,61$, $As=981mm^2$, $As/Ac=3,27\%$



Beregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er laget med numerisk integrasjon av betong- og stålkrefter over tverrsnittet
 Ned=353,86kN (trykk), Med=33,65kNm
 B35-B500C
 b=150mm, h=200mm
 d=167mm, d1= 33mm, d2= 33mm, d1/h=0,165
 $e=Med/Ned=33,65/353,86=0,095m=95mm$
 $z_s=h/2-d_1=200/2-33=67mm$, $e=95mm > z_s=67mm$
 $As1=As2=450mm^2$, $(As1+As2)/Ac=3,00\%$
 $ec2/\epsilon_{s1}=-3,50/1,50$

As1= 450mm², As2= 450mm²
As,tot= 900mm²

- Minimum lengdearmoring, $As \geq 0,10Ned/f_{yk}$, $\phi_s \geq 8$, $As,min=4\phi 8$ (201mm²) (EC2 §9.5.2.2)
- Maksimum lengdearmoring, $As \leq 0,04Ac$, ($As,max=1200mm^2$) (EC2 §9.5.2.3)
- Transvers armering, bøyler med minimum ϕ_s ved maksimum avstand $S_{cl,t}$ i søylehøyde fra 0,20m til H-0,20m : Bøyler $\phi_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 150mm$ (EC2 §9.5.3)
- i område 0 til 0,20m og H-0,20m til H : Bøyler $\phi_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 90mm$
- Forankringslengde er minst lik $L_{bd}=400mm = 0,400m$ (EC2 Lign.8.3)

Lengdearmoring: 4Ø20 (1256mm²)

Transversarmering: Bøyler Ø 8s150h:0,20m~H-0,20m], Ø 8s90h:0~0,20m, H-0,20m~H]

5.1. Beregning av rissvidde (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

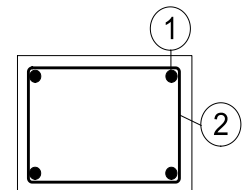
Ned=177 kN, Mxxed=17kNm, Myyed=0kNm
 $As=1256mm^2$, $As/Ac=4,19\%$, $ec2=-0,72\%$, $\epsilon_{s1}=0,39\%$
 $wk=sr,max \cdot (\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm})$ (EC2 Lign.7.8)
 $h_{cef}=2,5(h-d)=82,5mm$, $Ac,eff=12375mm^2$, $As=0,4 \times 1256=440mm^2$, $E_c=E_c/(1+C_t)=34/(1+2,5)=9,7GPa$
 $\epsilon_s=0,39\%$, $\sigma_s=78N/mm^2$, $E_s/E_c=200/9,7=20,59$, $kt=0,4$, $\rho_{eff}=As/Ac,eff=440/12375=0,036$
 $\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}=[78-0,4 \times (3,2/0,036)(1+20,59 \times 0,036)]/200=0,08\% \geq 0,6 \times 78/200=0,23\%$
 $sr,max=k_3 \cdot c+k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{eff}$ (EC2 Lign.7.11)
 $\phi=20mm$, $k_1=0,8$, $k_2=(e_1+e_2)/2e_1=0,5$, $k_3=3,4$, $k_4=0,425$
 $sr,max=3,4 \times 33,00+0,8 \times 0,5 \times 0,425 \times 20/0,036=207,91 mm$
 $wk=sr,max \cdot (\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm})=207,91 \times 0,001 \times 0,23=0,05 mm$
 $wk=0,05mm \leq 0,30mm=w_{max}$, Beskrivelse av miljøet: XC1, **Rissvidde er akseptabel**

6. Bøyeliste

Num	Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	Ø	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	①	3000	4	20	2,470	3,000	29,64
2	②	80 110 160 110	25	8	0,395	0,700	6,91

Total vekt [kg]

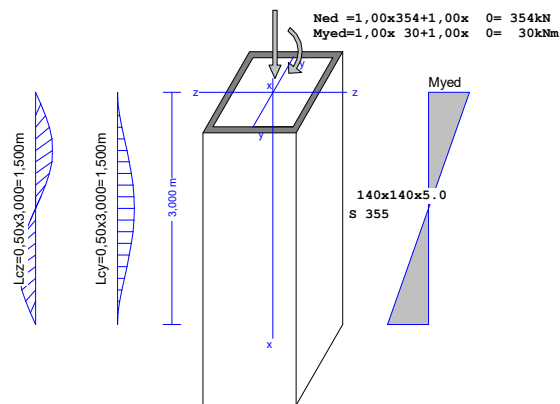
36,55



E7

1. Søyle 3 (stål)

Dimensjonering av søyler, Søyler belastet med aksiallast og bøyingsmoment
(EC3 EN1993-1-1:2005)

**1.1. Beregningsstandard**

EN1990:2002, Eurokode 0 Grunnlag for prosjektering
 EN1991-1-1:2002, Eurokode 1-1 Laster på konstruksjoner
 EN1993-1-1:2005, Eurokode 3 1-1 Prosjektering av stålkonstruksjoner
 EN1993-1-3:2005, Eurokode 3 1-3 Kaldformede tynnplateprofiler
 EN1993-1-5:2006, Eurokode 3 1-5 Platekonstruksjoner

1.2. Materialer

Stål: S 355

(EN1993-1-1, §3.2)

$t \leq 40$ mm, Flytegrense $f_y = 355$ N/mm², Strekkfasthet $f_u = 510$ N/mm²
 $40\text{mm} < t \leq 80$ mm, Flytegrense $f_y = 335$ N/mm², Strekkfasthet $f_u = 470$ N/mm²
 Elastisitetsmodul $E = 210000$ MPa, Poisson-tall $\nu = 0,30$, Enhetsmasse 7850 Kg/m³

Partial Lasterfaktorer

(EN1990, Tillegg A1)

$\gamma_G = 1,00$, $\gamma_Q = 1,00$

Materialfaktorer

(EN1993-1-1, §6.1)

$\gamma_{M0} = 1,00$, $\gamma_{M1} = 1,00$, $\gamma_{M2} = 1,25$

1.3. Last

(EN1991-1-1)

Permanent last $N_{gk} = 353,86$ kN, $M_{y,gk} = 30,34$ kNm
 Variabel last $N_{qk} = 0,00$ kN, $M_{y,qk} = 0,00$ kNm

1.4. Dimensjoner

Søyle lengde $L = 3,000$ m
 Knekk lengde y: $L_{cr,y} = 0,500 \times 3,000 = 1,500$ m
 Knekk lengde z: $L_{cr,z} = 0,500 \times 3,000 = 1,500$ m

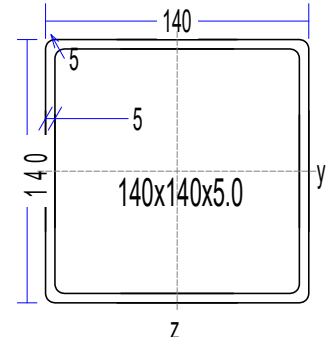
1.5. Dimensjonerende laster, LastkombinasjonerBruddgrensetilstanden, Lastkombinasjoner

(EN1990 §6.4.3.2, T.A1.2A, T.A1.2B)

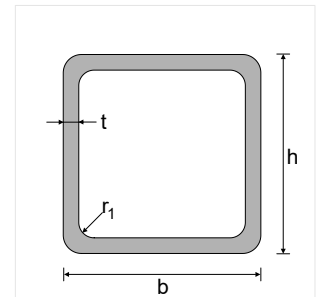
$$\begin{aligned} N_{ed} &= \gamma_G \cdot N_{gk} + \gamma_Q \cdot N_{qk} = 1,00 \times 353,86 + 1,00 \times 0,00 = 353,86 \text{ kN} \\ M_{y,ed} &= \gamma_G \cdot M_{y,gk} + \gamma_Q \cdot M_{y,qk} = 1,00 \times 30,34 + 1,00 \times 0,00 = 30,34 \text{ kNm} \\ V_{z,ed} &= M_{y,ed} / L = 30,34 / 1,500 = 20,23 \text{ kNm} \end{aligned}$$

1.6. Ståltverrsnitt geometri**Tverrsnitt 140x140x5.0-S 355****Tverrsnittsdata for profiler**

Profilets totale høyde	h=	140,00 mm
Profilets totale bredde	b=	140,00 mm
Steghøyde	hw=	130,00 mm
Høyde på den rette delen av steget	dw=	125,00 mm
Stegtykkelse	tw=	5,00 mm
Flenstykkelse	tf=	5,00 mm
Avrundingsradius for en kilsveis	r=	5,00 mm
Egenvekt pr løpometer	=	20,90 Kg/m

**Tverrsnitt geometri**

Areal	A=	2660 mm ²	
Tregghetsmoment	I _y =	8,030x10 ⁶ mm ⁴	I _z = 8,030x10 ⁶ mm ⁴
Tverrsnittsmodul	W _y =	115,00x10 ³ mm ³	W _z =115,00x10 ³ mm ³
Plastisk tverrsnittsmodul	W _{py} =	134,00x10 ³ mm ³	W _{pz} =134,00x10 ³ mm ³
Tregghetsradius	i _y =	54,9 mm	i _z = 54,9 mm
Skjærareal	Av _z =	1330 mm ²	Av _y = 1330 mm ²
Torsjonskonstant	It=	12,480x10 ⁶ mm ⁴	ip= 78 mm
Torsjonsmodul	W _t =	182,00x10 ³ mm ³	

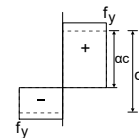
**1.7. Klassifisering av ståltverrsnitt, Bøyning og trykk**

(EN1993-1-1, §5.5)

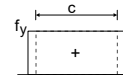
Maksimalle og minimale spenninger i tverrsnitt $\sigma = N_{ed}/A_{el} \pm M_{y,ed}/W_{el,y} \pm M_{z,ed}/W_{el,z}$
 $\sigma = [10^3]353,86/2660 \pm [10^6]30,34/115,00 \times 10^3 \pm [10^6]0,00/115,00 \times 10^3$
 $\sigma_1 = 397 \text{ N/mm}^2, \sigma_2 = -131 \text{ N/mm}^2$ (trykk har positivt fortegn)

Steg

$c = 140,0 - 3 \times 5,0 = 125,0 \text{ mm}$, $t = 5,0 \text{ mm}$, $c/t = 125,0/5,0 = 25,00$
 S 355, $t = 5,0 \leq 40 \text{ mm}$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon = (235/355)^{0,5} = 0,81$
 Posisjon av nøytralaksel for kombinert Bøyning og trykk
 $N_{ed} / (2 \cdot t \cdot f_y / \gamma_{M0}) = 176930 / (2 \times 5,0 \times 355 / 1,00) = 49,8 \text{ mm}$
 $\alpha = (125,0 / 2 + 49,8) / 125,0 = 0,899 > 0,5$
 $c/t = 25,00 \leq 396 \times 0,81 / (13 \times 0,899 - 1) = 30,02$
 Steget er i tverrsnittsklasse 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)

Flens

$c = 140,0 - 3 \times 5,0 = 125,0 \text{ mm}$, $t = 5,0 \text{ mm}$, $c/t = 125,0/5,0 = 25,00$
 S 355, $t = 5,0 \leq 40 \text{ mm}$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon = (235/355)^{0,5} = 0,81$
 $c/t = 25,00 \leq 33 \times \epsilon = 33 \times 0,81 = 26,73$
 Flensene er i tverrsnittsklasse 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)

**Tverrsnittsklasse er 1, Bøyning og trykk****1.8. Tverrsnittskapasitet, Søyletverrsnitt**

(EN1993-1-1, §6.2)

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for trykk

(EN1993-1-1, §6.2.4)

N_{c,ed} = 353,86 kN

Trykkraftkapasitet $N_{pl,rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 2660 \times 355 / 1,00 = 944,30 \text{ kN}$
 $N_{ed} = 353,86 \text{ kN} < 944,30 \text{ kN} = N_{c,rd} = N_{pl,rd}$, Kontroll godkjent
 $N_{ed} / N_{c,rd} = 353,86 / 944,30 = 0,375 < 1$

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyningmoment y-y

(EN1993-1-1, §6.2.5)

My,ed= 30,34 kNmBøyningmomentkapasitet $M_{pl,y,rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 134,00 \times 10^3 \times 355 / 1,00 = 47,57 \text{ kNm}$

My,ed= 30,34 kNm < 47,57 kNm = My,rd = Mpl,y,rd, Kontroll godkjent

My,ed/My,rd= 30,34/47,57= 0,638 < 1

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for skjær z

(EN1993-1-1, §6.2.6)

Vz,ed= 20,23 kNAv=A·h/(b+h)=2660x140,0/(140,0+140,0)= 1330mm², Av=1330mm²Plastisk skjærkraftkapasitet $V_{pl,z,rd} = A_v (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 1330 \times (355 / 1,73) / 1,00 = 272,60 \text{ kN}$

Vz,ed= 20,23 kN < 272,60 kN = Vz,rd = Vpl,z,rd, Kontroll godkjent

Vz,ed/Vz,rd= 20,23/272,60= 0,074 < 1

hw/tw=(140,0-2x5,0)/5,0=130,0/5,0=26,00 <= 72x0,81/1,00=72ε/η=58,32 (η=1,00)

S 355, t= 5,0 <= 40 mm, fy=355 N/mm², ε=(235/355)^{0,5}=0,81

Skjærknekking er ikke aktuelt

(EC3 §6.2.6.6)

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyning, aksialkraft og skjær

(EN1993-1-1, §6.2.9)

N.ed= 353,86kN (Trykk), Vz,ed= 20,23kN, My,ed= 30,34kNm

Npl,rd=944,30kN, Mpl,y,rd=47,57kNm, Vpl,z,rd=272,60kN

Ned=353,86kN > 0,25x944,30=0,25xNpl,rd=236,07kN

Ned=353,86kN > [10⁻³]x0,5x2x130,0x5,0x355/1,00=0,5hw·tw·fy/γM0=230,75 kN

n=Ned/Npl,rd=354/944= 0,375

Må ta hensyn til virking av aksialkraft

(EC3 §6.2.9.1 Lign.6.33, Lign.6.34, Lign.6.35)

Ved=20,23kN <= 0,50x272,60=0,50xVpl,rd=136,30kN

Ikke nødvendig å ta hensyn til virking av skjærkraft

(EC3 §6.2.8.2)

Mny,rd=Mpl,y,rd(1-n)/(1-0,50aw), Mny,rd<=Mpl,y,rd

(EC3 Lign.6.39)

n=Ned/Npl,rd=354/944=0,375

aw=(A-2b·t)/A, aw<=0,5, aw=(2660-2x140x5,0)/2660=0,47

(§6.2.9.1.5)

af=(A-2h·t)/A, af<=0,5, af=(2660-2x140x5,0)/2660=0,47

Mny,rd=Mpl,y,rd(1-n)/(1-0,50aw)=47,57x0,819, Mny,rd<=Mpl,y,rd, Mny,rd=38,97kNm

(EC3 Lign.6.39)

Mnz,rd=Mpl,z,rd(1-n)/(1-0,50af)=0,00x0,819, Mnz,rd<=Mpl,z,rd, Mnz,rd=0,00kNm

(EC3 Lign.6.40)

My,ed= 30,34 kNm < 38,97 kNm = Mny,rd, Kontroll godkjent

My,ed/Mny,rd= 30,34/38,97= 0,778 < 1

1.9. Bøyningknekking, (Bruddgrensetilstanden)

(EN1993-1-1, §6.3.1)

Nc,ed=353,86 kN, Lcr,y=1,500 m, Lcr,z=1,500 m

Knekk lengder: Lcr,y=0,500x3000=1500mm, Lcr,z=0,500x3000=1500mm

Relativ slankhet (Tverrsnittsklasse: 1)

(EC3 §6.3.1.3)

 $\bar{\lambda}_y = \sqrt{(A \cdot f_y / N_{cr,y})} = (L_{cr,y} / i_y) \cdot (1 / \lambda_1) = (1500 / 54,9) \times (1 / 76,06) = 0,359$ $\bar{\lambda}_z = \sqrt{(A \cdot f_y / N_{cr,z})} = (L_{cr,z} / i_z) \cdot (1 / \lambda_1) = (1500 / 54,9) \times (1 / 76,06) = 0,359$ $\lambda_1 = \pi \sqrt{(E / f_y)} = 93,9 \epsilon = 76,06, \epsilon = \sqrt{(235 / f_y)} = 0,81$

y-y Knekkurve:a, Imperfeksjonsfaktor:αy=0,21, χy=0,963

(T.6.2,T.6.1, Fig.6.4)

Φy=0,5[1+αy(λ̄y-0,2)+λ̄y²]=0,5x[1+0,21x(0,359-0,2)+0,359²]=0,581χy=1/[Φy+√(Φy²-λ̄y²)]=1/[0,581+√(0,581²-0,359²)]=0,963 <=1 χy=0,963

z-z Knekkurve:a, Imperfeksjonsfaktor:αz=0,21, χz=0,963

Φz=0,5[1+αz(λ̄z-0,2)+λ̄z²]=0,5x[1+0,21x(0,359-0,2)+0,359²]=0,581χz=1/[Φz+√(Φz²-λ̄z²)]=1/[0,581+√(0,581²-0,359²)]=0,963 <=1 χz=0,963Reduksjonsfaktor $\chi = 1 / [\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}]$, χ<=1,0, Φ=0,5[1+α(λ̄-0,2)+λ̄²], χ=0,963

(EC3 Lign.6.49)

Nb,rd=χ·A·fy/γM1= 0,963x[10⁻³]x2660x355/1,00=909,36kN

(EC3 Lign.6.47)

Nc,ed= 353,86 kN < 909,36 kN = Nb,rd, Kontroll godkjent

Nc,ed/Nb,rd= 353,86/909,36= 0,389 < 1

1.10. Vipping, (ULS)

(EN1993-1-1, §6.3.2)

My,ed=30,34 kN, L=3,000m, Lcr,y=1,500m, Lcr,z=1,500m, Lcr,lt=1,500m

Ideelle momentet for vipping (EC3 §6.3.2.2.2, EN1993:2002 TilleggC)

Timoshenko, S.P, Gere, J.M, Theory of elastic stability, McGraw-Hill, 1961

 $M_{cr} = C_1 \cdot [\pi^2 EI_z / (kL)^2] \{ \sqrt{[(kz/kw)^2 (I_w/I_z) + (kL)^2 GIt / (\pi^2 EI_z) + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2]} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \}$

Beregningsmetode C1, C2, C3 : ECCS 119/Galea SN030a-EN-EU Access Steel 2006

 $G = E / (2(1+\nu)) = 210000 / (2(1+0,30)) = 80769 = 8,1 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ $k \cdot L = 1500 \text{ mm}, z_g = h/2 = 140/2 = 70 \text{ mm}, z_j = 0 \text{ mm}$ (EN1993:2002 Lign.C.11) $k_y = 0,5, k_z = 1,0, k_w = 1,0, \psi = -1,000, C_1 = 2,550, C_2 = 0,000, C_3 = 0,000$ $M_{cr} = [10^{-6}] 2,550 \times [\pi^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 8,030 \times 10^6 / 1500^2]$ $\times \{ [(1,0/1,0)^2 \times (0,000 \times 10^9 / 8,030 \times 10^6)$ $+ 1500^2 \times 8,1 \times 10^4 \times 12,480 \times 10^6 / (\pi^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 8,030 \times 10^6)]^{0,5} \} = 6963,0 \text{ kNm}$ $\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{(W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr})} = \sqrt{[10^{-6}] \times 115,00 \times 10^3 \times 355 / 6963,0} = 0,077$ (EC3 Lign.6.56) $\bar{\lambda}_{lt} \leq 0,40, \chi_{lt} = 1,00$ (EC3 §6.3.2.2.4) $\chi_{lt,mod} = \chi_{lt} / f, \chi_{lt,mod} \leq 1, \chi_{lt,mod} \leq 1 / \bar{\lambda}_{lt}^2 = 1 / 0,077^2 = 170,56$ (EC3 §6.3.2.3(2), Lign.6.58) $K_c = 1 / (1,33 - 0,33\psi) = 0,602, \psi = -1,00$ (EC3 Tab.6.6) $f = 1 - 0,5(1 - k_c) [1 - 2,0(\bar{\lambda}_{lt} - 0,8)^2] = 1 - 0,5 \times (1 - 0,602) [1 - 2,0 \times (0,077 - 0,8)^2] = 1,009, f \leq 1,0$ $\chi_{lt,mod} = \chi_{lt} / f = 1,000 / 1,000 = 1,000, \chi_{lt,mod} \leq 1,0, \chi_{lt,mod} \leq 170,56, \chi_{lt,mod} = 1,000$ $M_{b,rd} = \chi_{lt} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 1,000 \times [10^{-6}] \times 115,00 \times 10^3 \times 355 / 1,00 = 40,82 \text{ kNm}$ (EC3 Lign.6.55) $M_{y,ed} = 30,34 \text{ kNm} < 40,82 \text{ kNm} = M_{b,rd}, \text{ Kontroll godkjent}$ $M_{y,ed} / M_{b,rd} = 30,34 / 40,82 = 0,743 < 1$ **1.11. Bøyning og aksialkraft, Søyle (ULS)**

(EN1993-1-1, §6.3.3)

Ned=353,86 kN, My,ed=30,34 kNm $N_{ed} / (\chi_y \cdot N_{rk} / \gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,ed} / (\chi_{LT} \cdot M_{y,rk} / \gamma_{M1}) \leq 1$ (EC3 Lign.6.61) $N_{ed} / (\chi_z \cdot N_{rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,ed} / (\chi_{LT} \cdot M_{y,rk} / \gamma_{M1}) \leq 1$ (EC3 Lign.6.62) $N_{rk} = A \cdot f_y = [10^{-3}] \times 2660 \times 355 = 944,3 \text{ kN}$ (Tab.6.7) $M_{y,rk} = W_{pl,y} \cdot f_y = [10^{-6}] \times 115,00 \times 10^3 \times 355 = 40,8 \text{ kNm}$ $\chi_y \cdot N_{rk} / \gamma_{M1} = \chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,963 \times [10^{-3}] \times 2660 \times 355 / 1,00 = 909,4 \text{ kN}$ $\chi_z \cdot N_{rk} / \gamma_{M1} = \chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,963 \times [10^{-3}] \times 2660 \times 355 / 1,00 = 909,4 \text{ kN}$ $\chi_{LT} \cdot M_{y,rk} / \gamma_{M1} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 1,000 \times [10^{-6}] \times 115,00 \times 10^3 \times 355 / 1,00 = 40,8 \text{ kNm}$ **Interaksjonsfaktorer, Beregningsmetode: Metode 1 Tillegg A** (EC3 TilleggA) $k_{yy} = C_{my} \cdot C_{mLT} (\mu_y / (1 - N_{ed} / N_{cr,y}) (1 / C_{yy}), \mu_y = (1 - N_{ed} / N_{cr,y}) / (1 - \chi_y \cdot N_{ed} / N_{cr,y})$ (EC3 Tab.A.1) $k_{zy} = C_{my} \cdot C_{mLT} (\mu_z / (1 - N_{ed} / N_{cr,y}) (1 / C_{zy}), \mu_z = (1 - N_{ed} / N_{cr,z}) / (1 - \chi_z \cdot N_{ed} / N_{cr,z})$ $N_{cr,y} = \pi^2 EI_y / l_{cr,y}^2 = 3,14^2 \times [10^{-3}] \times 210000 \times 8,030 \times 10^6 / 1500^2 = 7397 \text{ kN}$ $N_{cr,z} = \pi^2 EI_z / l_{cr,z}^2 = 3,14^2 \times [10^{-3}] \times 210000 \times 8,030 \times 10^6 / 1500^2 = 7397 \text{ kN}$ $N_{cr,t} = (1 / i_p^2) \times (G \cdot I_t + \pi^2 EI_w / L_{cr,t}^2)$

(EC3 NCCI SN003b-EN-EU)

 $N_{cr,t} = [10^{-3}] \times (1 / 78^2) [80769 \times 12,480 \times 10^6 + \pi^2 \times 210000 \times 0,000 \times 10^9 / 750^2] = 166954 \text{ kN}$ $\mu_y = (1 - N_{ed} / N_{cr,y}) / (1 - \chi_y \cdot N_{ed} / N_{cr,y}) = (1 - 353,9 / 7397) / (1 - 0,963 \times 353,9 / 7397) = 0,998$ $\mu_z = (1 - N_{ed} / N_{cr,z}) / (1 - \chi_z \cdot N_{ed} / N_{cr,z}) = (1 - 353,9 / 7397) / (1 - 0,963 \times 353,9 / 7397) = 0,998$ $alt = 1 - I_t / I_y > 0 = 1 - 12,480 \times 10^6 / 8,030 \times 10^6 = 0,000$ (EC3 Tillegg A.1) $w_y = W_{pl,y} / W_{el,y} \leq 1,50, w_y = 0,134 \times 10^6 / 0,115 \times 10^6 = 1,165 \leq 1,50$ (EC3 Tillegg A.1) $w_z = W_{pl,z} / W_{el,z} \leq 1,50, w_z = 0,134 \times 10^6 / 0,115 \times 10^6 = 1,165 \leq 1,50$ $n_{pl} = N_{ed} / (N_{rk} / \gamma_{M1}) = 353,86 / (944,30 / 1,00) = 0,375$ $\bar{\lambda}_{max} = \max(0,359, 0,359) = 0,360$ (EC3 Tillegg A.1) $M_{cr,o} = (1,00 / 2,55) \times 6963,00 = 2730,6, C_1 = 1,00$ $\bar{\lambda}_o = \sqrt{([10^{-6}] \times 134,00 \times 10^3 \times 355 / 2730,6)} = 0,130$ $\bar{\lambda}_o, \text{lim} = 0,2 \sqrt{C_1 [(1 - N_{ed} / N_{cr,z}) (1 - N_{ed} / N_{cr,t})]^{0,25}}$ (EC3 Tillegg A.1) $\bar{\lambda}_o, \text{lim} = 0,2 \sqrt{2,550 [(1 - 353,9 / 7397) (1 - 353,9 / 166954)]^{0,25}} = 0,315$ $\epsilon_y = (M_{y,ed} / N_{ed}) (A / W_{el}) = ([10^3] \times 30,34 / 353,86) \times (2660,0 / 115,00 \times 10^3) = 1,98$

$$C_{my, o} = 0,79 + 0,21\psi + 0,36(\psi - 0,33) \times (353,86/7397,0) = 0,557, \quad (\psi = -1,00) \quad (\text{EC3 Tillegg A, T.A.1})$$

$$\bar{\lambda}_o = 0,130 \leq \bar{\lambda}_{o, \text{lim}} = 0,315$$

$$C_{my} = C_{my, o} = 0,557, \quad C_{mz} = C_{mz, o} = 1,000, \quad C_{m1t} = 1,00$$

$$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) [(2 - 1,6C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{\text{max}}/w_y - 1,6C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{\text{max}}^2/w_y) n_{pl} - b_{lt}] \geq W_{el, y}/W_{pl, y} \quad (\text{Tillegg A, T.A.1})$$

$$b_{lt} = 0,5 a_{lt} \cdot \bar{\lambda}_o^2 [M_{y, ed}/(\chi_{lt} \cdot M_{pl, y, rd})] (M_{z, ed}/M_{pl, z, rd}) =$$

$$= 0,5 \times 0,000 \times 0,130^2 [0,0/(1,000 \times 40,8)] (0,0/40,8) = 0,000$$

$$C_{yy} = 1 + (1,165 - 1) [(2 - 1,6 \times 0,557^2 \times 0,360/1,165 - 1,6 \times 0,557^2 \times 0,360^2/1,165) \times 0,375 - 0,000] = 1,111$$

$$C_{yy} \geq 115,00 \times 10^3 / 134,00 \times 10^3 = 0,858, \quad C_{yy} = 1,111$$

$$C_{zy} = 1 + (w_y - 1) [(2 - 14,0C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{\text{max}}^2/w_y^5) n_{pl} - d_{lt}] \geq 0,6 \sqrt{(w_y/w_z)} (W_{el, y}/W_{pl, y}) \quad (\text{Tillegg A, T.A.1})$$

$$d_{lt} = 2 a_{lt} \cdot [\bar{\lambda}_o / (0,1 + \bar{\lambda}_z^4)] [M_{y, ed}/(C_{my} \cdot \chi_{lt} \cdot M_{pl, y, rd})] [M_{z, ed}/(C_{mz} \cdot M_{pl, z, rd})] =$$

$$= 20,000 \times [0,130 / (0,1 + 0,359^4)] [0,0 / (0,557 \times 1,000 \times 40,8)] [0,0 / (1,000 \times 40,8)] = 0,000$$

$$C_{zy} = 1 + (1,165 - 1) [(2 - 14,0 \times 0,557^2 \times 0,360^2/1,165^5) \times 0,375 - 0,000] = 1,108$$

$$C_{zy} \geq 0,6 \sqrt{(1,165/1,165)} (115,00 \times 10^3 / 134,00 \times 10^3) = 0,515, \quad C_{zy} = 1,108$$

$$C_{yy} = 1,111, \quad C_{zy} = 1,108$$

(Tillegg A, T.A.1)

$$k_{yy} = 0,557 \times 1,000 \times 0,998 / (1 - 353,86/7397,0) \times (1/1,111) = 0,525$$

$$k_{zy} = 0,557 \times 1,000 \times 0,998 / (1 - 353,86/7397,0) \times (1/1,108) \times 0,6 \times \sqrt{(1,165/1,165)} = 0,316$$

$$N_{ed}/(\chi_y \cdot N_{rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y, ed}/(\chi_{LT} \cdot M_{y, rk}/\gamma_{M1}) = \quad (\text{EC3 Lign.6.61})$$

$$353,9 / (0,963 \times 944,3/1,00) + 0,525 \times 30,3 / (1,000 \times 40,8/1,00) = 0,389 + 0,390 = 0,780$$

$$0,780 < 1,000, \quad \text{Kontroll godkjent}$$

$$N_{ed}/(\chi_z \cdot N_{rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y, ed}/(\chi_{LT} \cdot M_{y, rk}/\gamma_{M1}) = \quad (\text{EC3 Lign.6.62})$$

$$353,9 / (0,963 \times 944,3/1,00) + 0,316 \times 30,3 / (1,000 \times 40,8/1,00) = 0,389 + 0,235 = 0,624$$

$$0,624 < 1,000, \quad \text{Kontroll godkjent}$$

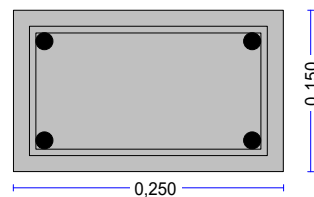
E8

1. Søyle 4 (betong)**Enkeltstående søyle**

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

b = 0,150 m, h = 0,250 m, Ned = 702,29 kN**Med yy = 29,33 kNm, Med zz = 0,00 kNm**Dimensjonering av Betong

Betong- og stålqualitet: B35-B500C (EC2 §3)
 Beskrivelse av miljøet : XC1 (EC2 §4.4.1)
 Betongoverdekning : Cnom=15 mm (EC2 §4.4.1)
 Egenvekt betong : 25,0 kN/m³
 $\gamma_c=1,50$, $\gamma_s=1,15$ (EC2 Tabell 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=1,00 \times 35/1,50=23,33$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk} \cdot 0,05/\gamma_c=1,00 \times 2,2/1,50=1,47$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1,15=435$ MPa (EC2 §3.2.7)
 Betongens elastisitetsmodul $E_{cm}=34,0$ GPa

**2. Dimensjoner, laster**Søylar med rektangulære tverrsnitt $b=0,150$ m, $h=0,250$ m, søylelengde $L=2,700$ mLaster , Laster, aksial $Ned=702,29$ kN (trykk), momenter $Med_{xx}=29,33$ kNm, $Med_{yy}=0,00$ kNmKnekk lengder for rammesøylar retning z-z : $L_{cz} = 0,50 \times L = 1,350$ mKnekk lengder for rammesøylar retning y-y : $L_{cy} = 1,00 \times L = 2,700$ mEffektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1$, $d_1=d_2=C_{nom}+\varnothing_s+\varnothing/2=15+8+20/2=33$ mm, $d_x=117$ mm, $d_y=217$ mm**3. Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)**

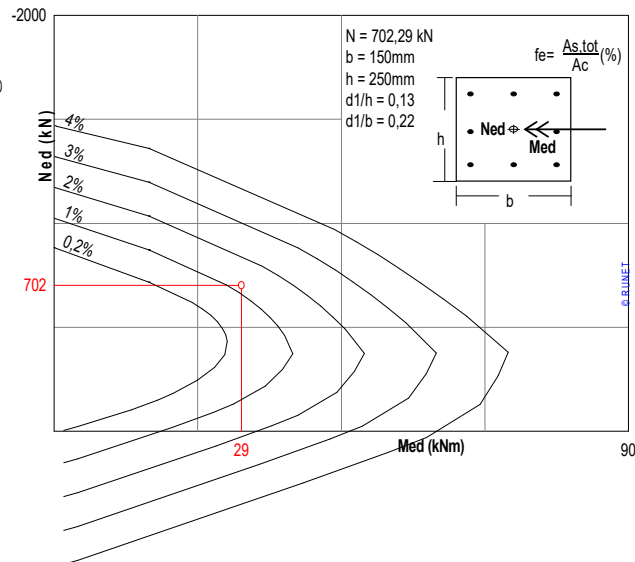
(EC2 §6.1, §9.2.1)

Ned=702,29 kN, Med,yy=29,33 kNm, Med,zz=0,00 kNmTilnærmet beregning med tabeller ($d_1/h=0,10$)Kordina K, *Bemessungshilfsmittel zu EC 2 Teil 1*

Planung von Stahlbeton ..., Berlin, Beuth, 1992

 $M_y/(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})=0,13$, $M_z/(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})=0,00$, $N/(b \cdot h \cdot f_{cd})=-0,80$ $A_s \cdot f_{yk}/(b \cdot h \cdot f_{ck})=0,33$, $A_s = 664$ mm², $A_s/A_c=1,77\%$ Beregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er laget med numerisk integrasjon av betong- og stålkrefter over tverrsnittet
 $Ned=702,29$ kN (trykk), $Med=29,33$ kNm
 B35-B500C
 $b=150$ mm, $h=250$ mm

 $d=217$ mm, $d_1=33$ mm, $d_2=33$ mm, $d_1/h=0,132$ $e=Med/Ned=29,33/702,29=0,042$ m = 42 mm $z_s=h/2-d_1=250/2-33=92$ mm, $e=42$ mm $\leq z_s=92$ mm $A_{s1}=A_{s2}=234$ mm², $(A_{s1}+A_{s2})/A_c=1,25\%$ $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-3,50/0,00$ **$A_{s1}=234$ mm², $A_{s2}=234$ mm²** **$A_{s,tot}=469$ mm²**Minimum lengdearming, $A_s \geq 0,10 Ned/f_{yk}$, $\varnothing_s \geq 8$, $A_{s,min}=4\varnothing 8$ (201 mm²) (EC2 §9.5.2.2)Maksimum lengdearming, $A_s \leq 0,04 A_c$, ($A_{s,max}=1500$ mm²) (EC2 §9.5.2.3)Transvers armering, bøylar med minimum \varnothing_s ved maksimum avstand $S_{cl,t}$ (EC2 §9.5.3)i søylehøyde fra 0,25 m til H-0,25 m : Bøylar $\varnothing_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 150$ mmi område 0 til 0,25 m og H-0,25 m til H : Bøylar $\varnothing_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 90$ mmForankringslengde er minst lik $L_{bd}=320$ mm = 0,320 m (EC2 Lign.8.3)**Lengdearming: 4Ø16** (804 mm²)**Transversarmering: Bøylar Ø 8s150h:0,25m~H-0,25m, Ø 8s90h:0~0,25m, H-0,25m~H]**

4. Dimensjonering for annen ordens effekter

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3)

Endelig kryptall $\varphi(\infty, t_0) = 2,50$ (EC2 §3.1.4, Tillegg B)
 Effektivt kryptall $\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot (M_{oEqp}/M_{oEd}) = 2,50 \times 0,50 = 1,25$ (EC2 §5.8.4)
 Betongens elastisitetsmodul $E_{cd} = E_{cm}/\gamma_{ce} = 1000 \times 34,0/1,20 = 28,33 \text{ GPa} = 28333 \text{ MPa}$ (EC2 Lign.5.20)
 Stålets elastisitetsmodul $E_s = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$
 Armeringsforhold $\rho = A_s/(b \cdot d) = 804/(150 \times 250) = 0,021$

4.1. Slanketskriterium for enkeltstående konstruksjonsdeler

(EC2 §5.8.3.1)

$\lambda, \text{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$ (Lign.5.13N)
 $\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd}) = 804 \times 435 / (150 \times 250 \times 23,33) = 0,40$
 $n = N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 702290 / (150 \times 250 \times 23,33) = 0,803$
 $A = 1 / (1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef}) = 1 / (1 + 0,2 \times 1,25) = 0,80$
 $B = \sqrt{1 + 2,0 \cdot \omega} = \sqrt{1 + 2,0 \cdot 0,40} = 1,34$
 $C = 1,70 - r_m = 0,70, (r_m = M_{01}/M_{02} = 1,0)$
 $\lambda, \text{lim} = 20 \times 0,80 \times 1,34 \times 0,70 / \sqrt{0,803} = 16,77$

4.2. Slankhet og effektiv lengde, retning z-z

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3.2)

Effektiv lengde $L_0 = \beta \cdot L = 0,50 \times 2,700 = 1,350 \text{ m}$
 Slankhetsforhold $\lambda = L_0/i, i = 0,289 \times 250 \text{ mm}, \lambda = 1350/72 = 18,69$ (Lign.5.14)
 $\lambda = 18,69 > \lambda, \text{lim} = 16,77$, **annen ordens effekter må tas hensyn til**

4.3. Nominell stivhet

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.2)

$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s$ (EC2 Lign.5.21)
 $\rho = A_s/A_c = 0,021, E_{cd} = 28333 \text{ MPa}, E_s = 200000 \text{ MPa}$
 $n = N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 702290 / (150 \times 250 \times 23,33) = 0,803$
 $K_s = 1, K_c = k_1 \cdot k_2 / (1 + \varphi_{ef}), \varphi_{ef} = 1,25$ (EC2 Lign.5.22)
 $k_1 = \sqrt{(f_{ck}/20) \text{ MPa}} = \sqrt{(35/20)} = 1,32 \text{ MPa}$ (EC2 Lign.5.23)
 $k_2 = n \cdot \lambda / 170 \leq 0,20, n = 0,803, \lambda = 18,69, k_2 = 0,088$ (EC2 Lign.5.24)
 $K_c = 1,323 \times 0,088 / (1 + 1,25) = 0,052$
 $EI = 0,052 \times 28333 \times 150 \times 250^3 / 12 + 1,0 \times 200000 \times 402 \times (217/2)^2 = 1,23 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2 = 1234 \text{ kNm}^2$

4.4. Faktor for økning av moment

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.3)

$M_{ed} = M_{oed} [1 + \beta / ((N_b/N_{ed}) - 1)]$, $N_b = \pi^2 \cdot EI / L_0^2$ (EC2 Lign.5.28)
 $\beta = \pi^2 / c_o, c_o = 12,0, \beta = 0,82$ (EC2 Lign.5.29)
 $N_b = 3,14^2 \times 1234 / 1,350^2 = 6680,22 \text{ kN}$
 $M_{ed}/M_{oed} = 1 + 0,82 / (6680,22/702,29 - 1) = 1,10$, **Med=32,16kNm**

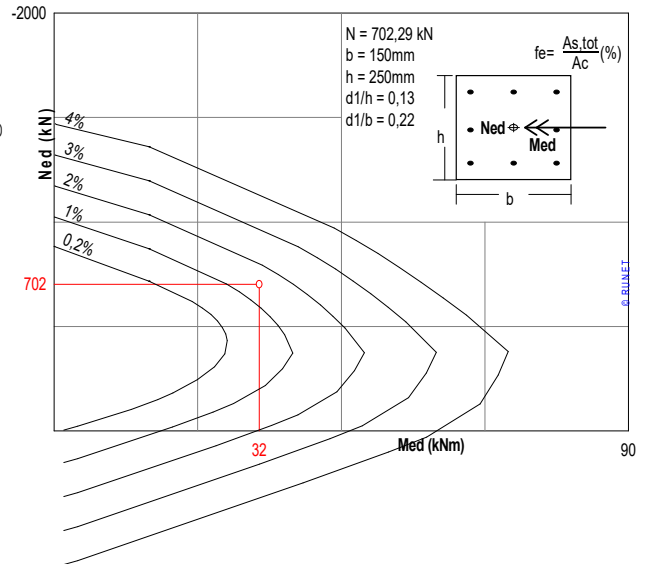
5. Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

Ned=702,29kN, Med,yy=32,16kNm, Med,zz=0,00kNm

Tilnærmet beregning med tabeller (d1/h=0,10)

Kordina K, Bemessungshilfsmittel zu EC 2 Teil 1
 Planung von Stahlbeton ..., Berlin, Beuth, 1992
 $M_y/(bh^2f_{cd})=0,15$, $M_z/(hb^2f_{cd})=0,00$, $N/(bh \cdot f_{cd})=-0,80$
 $As \cdot f_{yk}/(bh \cdot f_{ck})=0,38$, $As=764mm^2$, $As/Ac=2,04\%$



Beregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er laget med numerisk integrasjon av betong- og stålkrefter over tverrsnittet
 Ned=702,29kN (trykk), Med=32,16kNm
 B35-B500C
 b=150mm, h=250mm
 d=217mm, d1= 33mm, d2= 33mm, d1/h=0,132
 $e=Med/Ned=32,16/702,29=0,046m=46mm$
 $z_s=h/2-d_1=250/2-33=92mm$, $e=46mm \leq z_s=92mm$
 $As1=As2=281mm^2$, $(As1+As2)/Ac=1,50\%$
 $ec2/\epsilon s1=-3,50/0,18$

As1= 281mm², As2= 281mm²
As,tot= 563mm²

- Minimum lengdearmering, $As \geq 0,10Ned/f_{yk}$, $\phi_s \geq 8$, $As,min=4\phi 8$ (201mm²) (EC2 §9.5.2.2)
- Maksimum lengdearmering, $As \leq 0,04Ac$, ($As,max=1500mm^2$) (EC2 §9.5.2.3)
- Transvers armering, bøyer med minimum ϕ_s ved maksimum avstand $S_{cl,t}$ i søylehøyde fra 0,25m til H-0,25m : Bøyer $\phi_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 150mm$ (EC2 §9.5.3)
- i område 0 til 0,25m og H-0,25m til H : Bøyer $\phi_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 90mm$
- Forankringslengde er minst lik $L_{bd}=320mm = 0,320m$ (EC2 Lign.8.3)

Lengdearmering: 4Ø16 (804mm²)

Transversarmering: Bøyer Ø 8s150h:0,25m~H-0,25m], Ø 8s90h:0~0,25m, H-0,25m~H]

5.1. Beregning av rissvidde (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

Ned=351 kN, Mxxed=16kN, Myyed=0kNm
 $As=804mm^2$, $As/Ac=2,14\%$, $ec2=-0,61\%$, $\epsilon s1=0,00\%$
 $wk=sr,max \cdot (\epsilon sm-\epsilon cm)$
 $\epsilon s=0,00\%$, $wk=0$ mm
 $wk=0,00mm \leq 0,30mm=wmax$, Beskrivelse av miljøet: XC1, **Rissvidde er akseptabel**

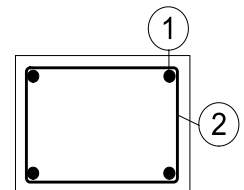
(EC2 Lign.7.8)

6. Bøyeliste

Num	Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	Ø	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	①	2700	4	16	1,580	2,700	17,06
2	②	80 110 210 110	23	8	0,395	0,800	7,27

Total vekt [kg]

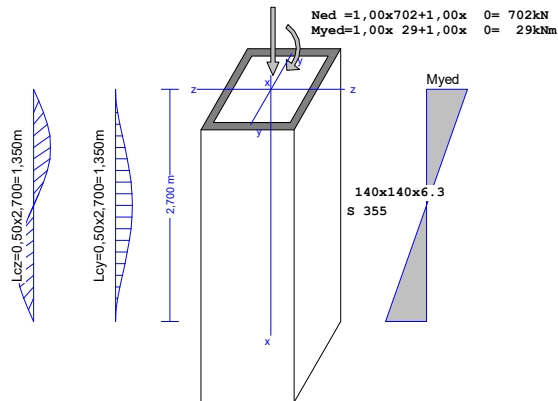
24,33



E9

1. Søyle 4 (stål)

Dimensjonering av søyler, Søyler belastet med aksiallast og bøyingsmoment
(EC3 EN1993-1-1:2005)

**1.1. Beregningsstandard**

EN1990:2002, Eurokode 0 Grunnlag for prosjektering
EN1991-1-1:2002, Eurokode 1-1 Laster på konstruksjoner
EN1993-1-1:2005, Eurokode 3 1-1 Prosjektering av stålkonstruksjoner
EN1993-1-3:2005, Eurokode 3 1-3 Kaldformede tynnplateprofiler
EN1993-1-5:2006, Eurokode 3 1-5 Platekonstruksjoner

1.2. Materialer

Stål: S 355

(EN1993-1-1, §3.2)

$t \leq 40 \text{ mm}$, Flytegrense $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, Strekkfasthet $f_u = 510 \text{ N/mm}^2$
 $40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$, Flytegrense $f_y = 335 \text{ N/mm}^2$, Strekkfasthet $f_u = 470 \text{ N/mm}^2$
Elastisitetsmodul $E = 210000 \text{ MPa}$, Poisson-tall $\nu = 0,30$, Enhetsmasse 7850 Kg/m^3

Partial Lasterfaktorer

(EN1990, Tillegg A1)

$\gamma_G = 1,00$, $\gamma_Q = 1,00$

Materialfaktorer

(EN1993-1-1, §6.1)

$\gamma_{M0} = 1,00$, $\gamma_{M1} = 1,00$, $\gamma_{M2} = 1,25$

1.3. Last

(EN1991-1-1)

Permanent last $N_{gk} = 702,29 \text{ kN}$, $M_{y,gk} = 29,33 \text{ kNm}$
Variabel last $N_{qk} = 0,00 \text{ kN}$, $M_{y,qk} = 0,00 \text{ kNm}$

1.4. Dimensjoner

Søylelengde $L = 2,700 \text{ m}$
Knekk lengde y: $L_{cr,y} = 0,500 \times 2,700 = 1,350 \text{ m}$
Knekk lengde z: $L_{cr,z} = 0,500 \times 2,700 = 1,350 \text{ m}$

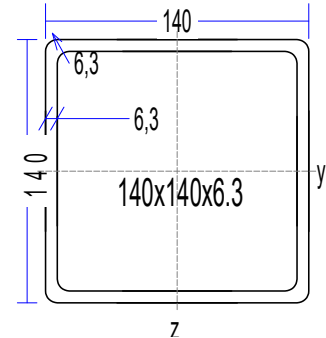
1.5. Dimensjonerende laster, LastkombinasjonerBruddgrensetilstanden, Lastkombinasjoner

(EN1990 §6.4.3.2, T.A1.2A, T.A1.2B)

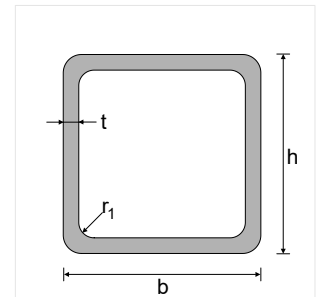
$$\begin{aligned} \text{Ned} &= \gamma_G \cdot \text{Ngk} + \gamma_Q \cdot \text{Nqk} = 1,00 \times 702,29 + 1,00 \times 0,00 = 702,29 \text{ kN} \\ \text{Myed} &= \gamma_G \cdot \text{Mygk} + \gamma_Q \cdot \text{Myqk} = 1,00 \times 29,33 + 1,00 \times 0,00 = 29,33 \text{ kNm} \\ \text{Vzed} &= \text{Myed}/L = 29,33 / 1,350 = 21,73 \text{ kNm} \end{aligned}$$

1.6. Ståltverrsnitt geometri**Tverrsnitt 140x140x6.3-S 355****Tverrsnittsdata for profiler**

Profilets totale høyde	h=	140,00 mm
Profilets totale bredde	b=	140,00 mm
Steghøyde	hw=	127,40 mm
Høyde på den rette delen av steget	dw=	121,10 mm
Stegtykkelse	tw=	6,30 mm
Flenstykkelse	tf=	6,30 mm
Avrundingsradius for en kilsveis	r=	6,30 mm
Egenvekt pr løpometer	=	26,00 Kg/m

**Tverrsnitt geometri**

Areal	A=	3310 mm ²	
Tregghetsmoment	I _y =	9,770x10 ⁶ mm ⁴	I _z = 9,770x10 ⁶ mm ⁴
Tverrsnittsmodul	W _y =	140,00x10 ³ mm ³	W _z =140,00x10 ³ mm ³
Plastisk tverrsnittsmodul	W _{py} =	165,00x10 ³ mm ³	W _{pz} =165,00x10 ³ mm ³
Tregghetsradius	i _y =	54,3 mm	i _z = 54,3 mm
Skjærareal	Av _z =	1655 mm ²	Av _y = 1655 mm ²
Torsjonskonstant	It=	15,330x10 ⁶ mm ⁴	ip= 77 mm
Torsjonsmodul	W _t =	225,00x10 ³ mm ³	

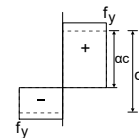
**1.7. Klassifisering av ståltverrsnitt, Bøyning og trykk**

(EN1993-1-1, §5.5)

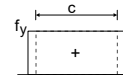
Maksimale og minimale spenninger i tverrsnitt $\sigma = \text{Ned}/A_e1 \pm \text{Myed}/W_{el.y} \pm \text{Mzed}/W_{el.z}$
 $\sigma = [10^3]702,29/3310 \pm [10^6]29,33/140,0 \times 10^3 \pm [10^6]0,00/140,0 \times 10^3$
 $\sigma_1 = 422 \text{ N/mm}^2, \sigma_2 = 3 \text{ N/mm}^2$ (trykk har positivt fortegn)

Steg

$c = 140,0 - 3 \times 6,3 = 121,1 \text{ mm}$, $t = 6,3 \text{ mm}$, $c/t = 121,1/6,3 = 19,22$
 S 355, $t = 6,3 \leq 40 \text{ mm}$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon = (235/355)^{0,5} = 0,81$
 Posisjon av nøytralaksel for kombinert Bøyning og trykk
 $\text{Ned}/(2t_w \cdot f_y/\gamma_{M0}) = 351145/(2 \times 6,3 \times 355/1,00) = 78,5 \text{ mm}$
 $\alpha = (121,1/2 + 78,5)/121,1 = 1,148 > 0,5$, $\alpha = 1 > 0,5$
 $c/t = 19,22 \leq 396 \times 0,81/(13 \times 1,000 - 1) = 26,73$
 Steget er i tverrsnittsklasse 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)

Flens

$c = 140,0 - 3 \times 6,3 = 121,1 \text{ mm}$, $t = 6,3 \text{ mm}$, $c/t = 121,1/6,3 = 19,22$
 S 355, $t = 6,3 \leq 40 \text{ mm}$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon = (235/355)^{0,5} = 0,81$
 $c/t = 19,22 \leq 33 \times \epsilon = 33 \times 0,81 = 26,73$
 Flensene er i tverrsnittsklasse 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)

**Tverrsnittsklasse er 1, Bøyning og trykk****1.8. Tverrsnittskapasitet, Søyletverrsnitt**

(EN1993-1-1, §6.2)

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for trykk

(EN1993-1-1, §6.2.4)

Nc.ed=702,29 kN

Trykkraftkapasitet $N_{plrd} = A \cdot f_y/\gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 3310 \times 355/1,00 = 1175,05 \text{ kN}$
 $\text{Ned} = 702,29 \text{ kN} < 1175,05 \text{ kN} = N_{c,rd} = N_{plrd}$, Kontroll godkjent
 $\text{Ned}/N_{c,rd} = 702,29/1175,05 = 0,598 < 1$

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyningmoment y-y

(EN1993-1-1, §6.2.5)

My.ed= 29,33 kNmBøyningmomentkapasitet $M_{pl,y,rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 165,00 \times 10^3 \times 355 / 1,00 = 58,57 \text{ kNm}$ $M_{y,ed} = 29,33 \text{ kNm} < 58,57 \text{ kNm} = M_{y,rd} = M_{pl,y,rd}$, Kontroll godkjent $M_{y,ed} / M_{y,rd} = 29,33 / 58,57 = 0,501 < 1$ **Bruddgrensetilstanden, Verifisering for skjær z**

(EN1993-1-1, §6.2.6)

Vz.ed= 21,73 kN $A_v = A \cdot h / (b+h) = 3310 \times 140,0 / (140,0 + 140,0) = 1655 \text{ mm}^2$, $A_v = 1655 \text{ mm}^2$ Plastisk skjærkraftkapasitet $V_{pl,z,rd} = A_v (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 1655 \times (355 / 1,73) / 1,00 = 339,21 \text{ kN}$ $V_{z,ed} = 21,73 \text{ kN} < 339,21 \text{ kN} = V_{z,rd} = V_{pl,z,rd}$, Kontroll godkjent $V_{z,ed} / V_{z,rd} = 21,73 / 339,21 = 0,064 < 1$ $h_w / t_w = (140,0 - 2 \times 6,3) / 6,3 = 127,4 / 6,3 = 20,22 < = 72 \times 0,81 / 1,00 = 72 \epsilon / \eta = 58,32$ ($\eta = 1,00$)S 355, $t = 6,3 < = 40 \text{ mm}$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon = (235 / 355)^{0,5} = 0,81$

Skjærknekking er ikke aktuelt

(EC3 §6.2.6.6)

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyning, aksialkraft og skjær

(EN1993-1-1, §6.2.9)

N.ed= 702,29 kN (Trykk), Vz.ed= 21,73 kN, My.ed= 29,33 kNm $N_{pl,rd} = 1175,05 \text{ kN}$, $M_{pl,y,rd} = 58,57 \text{ kNm}$, $V_{pl,z,rd} = 339,21 \text{ kN}$ $N_{ed} = 702,29 \text{ kN} > 0,25 \times 1175,05 = 0,25 \times N_{pl,rd} = 293,76 \text{ kN}$ $N_{ed} = 702,29 \text{ kN} > [10^{-3}] \times 0,5 \times 2 \times 127,4 \times 6,3 \times 355 / 1,00 = 0,5 h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 284,93 \text{ kN}$ $n = N_{ed} / N_{pl,rd} = 702 / 1175 = 0,598$

Må ta hensyn til virkning av aksialkraft

(EC3 §6.2.9.1 Lign.6.33, Lign.6.34, Lign.6.35)

 $V_{ed} = 21,73 \text{ kN} < = 0,50 \times 339,21 = 0,50 \times V_{pl,rd} = 169,60 \text{ kN}$

Ikke nødvendig å ta hensyn til virkning av skjærkraft

(EC3 §6.2.8.2)

 $M_{ny,rd} = M_{pl,y,rd} (1-n) / (1-0,50a_w)$, $M_{ny,rd} < = M_{pl,y,rd}$

(EC3 Lign.6.39)

 $n = N_{ed} / N_{pl,rd} = 702 / 1175 = 0,598$ $a_w = (A - 2b \cdot t) / A$, $a_w < = 0,5$, $a_w = (3310 - 2 \times 140 \times 6,3) / 3310 = 0,47$

(§6.2.9.1.5)

 $a_f = (A - 2h \cdot t) / A$, $a_f < = 0,5$, $a_f = (3310 - 2 \times 140 \times 6,3) / 3310 = 0,47$ $M_{ny,rd} = M_{pl,y,rd} (1-n) / (1-0,50a_w) = 58,57 \times 0,525$, $M_{ny,rd} < = M_{pl,y,rd}$, $M_{ny,rd} = 30,74 \text{ kNm}$

(EC3 Lign.6.39)

 $M_{nz,rd} = M_{pl,z,rd} (1-n) / (1-0,50a_f) = 0,00 \times 0,525$, $M_{nz,rd} < = M_{pl,z,rd}$, $M_{nz,rd} = 0,00 \text{ kNm}$

(EC3 Lign.6.40)

 $M_{y,ed} = 29,33 \text{ kNm} < 30,74 \text{ kNm} = M_{ny,rd}$, Kontroll godkjent $M_{y,ed} / M_{ny,rd} = 29,33 / 30,74 = 0,954 < 1$ **1.9. Bøyningknekking, (Bruddgrensetilstanden)**

(EN1993-1-1, §6.3.1)

Nc.ed=702,29 kN, Lcr,y=1,350 m, Lcr,z=1,350 mKnekk lengder: $L_{cr,y} = 0,500 \times 2700 = 1350 \text{ mm}$, $L_{cr,z} = 0,500 \times 2700 = 1350 \text{ mm}$

Relativ slankhet (Tverrsnittsklasse: 1)

(EC3 §6.3.1.3)

 $\bar{\lambda}_y = \sqrt{(A \cdot f_y / N_{cr,y})} = (L_{cr,y} / i_y) \cdot (1 / \lambda_1) = (1350 / 54,3) \times (1 / 76,06) = 0,327$ $\bar{\lambda}_z = \sqrt{(A \cdot f_y / N_{cr,z})} = (L_{cr,z} / i_z) \cdot (1 / \lambda_1) = (1350 / 54,3) \times (1 / 76,06) = 0,327$ $\lambda_1 = \pi \sqrt{(E / f_y)} = 93,9 \epsilon = 76,06$, $\epsilon = \sqrt{(235 / f_y)} = 0,81$ y-y Knekkurve: a, Imperfeksjonsfaktor: $\alpha_y = 0,21$, $\chi_y = 0,971$

(T.6.2, T.6.1, Fig.6.4)

 $\Phi_y = 0,5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 [1 + 0,21 \times (0,327 - 0,2) + 0,327^2] = 0,567$ $\chi_y = 1 / [\Phi_y + \sqrt{(\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)}] = 1 / [0,567 + \sqrt{(0,567^2 - 0,327^2)}] = 0,971 < = 1$, $\chi_y = 0,971$ z-z Knekkurve: a, Imperfeksjonsfaktor: $\alpha_z = 0,21$, $\chi_z = 0,971$ $\Phi_z = 0,5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 [1 + 0,21 \times (0,327 - 0,2) + 0,327^2] = 0,567$ $\chi_z = 1 / [\Phi_z + \sqrt{(\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2)}] = 1 / [0,567 + \sqrt{(0,567^2 - 0,327^2)}] = 0,971 < = 1$, $\chi_z = 0,971$ Reduksjonsfaktor $\chi = 1 / [\Phi + \sqrt{(\Phi^2 - \bar{\lambda}^2)}]$, $\chi < = 1,0$, $\Phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$, $\chi = 0,971$

(EC3 Lign.6.49)

 $N_{b,rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,971 \times [10^{-3}] \times 3310 \times 355 / 1,00 = 1140,97 \text{ kN}$

(EC3 Lign.6.47)

 $N_{c,ed} = 702,29 \text{ kN} < 1140,97 \text{ kN} = N_{b,rd}$, Kontroll godkjent $N_{c,ed} / N_{b,rd} = 702,29 / 1140,97 = 0,616 < 1$

1.10. Vipping, (ULS)

(EN1993-1-1, §6.3.2)

My,ed=29,33 kN, L=2,700m, Lcr,y=1,350m, Lcr,z=1,350m, Lcr,lt=1,350m

Ideelle momentet for vipping (EC3 §6.3.2.2.2, EN1993:2002 TilleggC)

Timoshenko, S.P, Gere, J.M, Theory of elastic stability, McGraw-Hill, 1961

 $M_{cr} = C_1 \cdot [\pi^2 EI_z / (kL)^2] \{ \sqrt{[(kz/kw)^2 (I_w/I_z) + (kL)^2 GI_t / (\pi^2 EI_z) + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2]} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \}$

Beregningsmetode C1, C2, C3 : ECCS 119/Galea SN030a-EN-EU Access Steel 2006

 $G = E / (2(1+\nu)) = 210000 / (2(1+0,30)) = 80769 = 8,1 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ $k \cdot L = 1350 \text{ mm}, z_g = h/2 = 140/2 = 70 \text{ mm}, z_j = 0 \text{ mm}$ (EN1993:2002 Lign.C.11) $k_y = 0,5, k_z = 1,0, k_w = 1,0, \psi = -1,000, C_1 = 2,550, C_2 = 0,000, C_3 = 0,000$ $M_{cr} = [10^{-6}] 2,550 \times [\pi^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 9,770 \times 10^6 / 1350^2]$ $\times \{ [(1,0/1,0)^2 \times (0,000 \times 10^9 / 9,770 \times 10^6)$ $+ 1350^2 \times 8,1 \times 10^4 \times 15,330 \times 10^6 / (\pi^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 9,770 \times 10^6)]^{0,5} \} = 9458,2 \text{ kNm}$ $\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{(W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr})} = \sqrt{[10^{-6}] \times 140,00 \times 10^3 \times 355 / 9458,2} = 0,072$

(EC3 Lign.6.56)

 $\bar{\lambda}_{lt} \leq 0,40, \chi_{lt} = 1,00$

(EC3 §6.3.2.2.4)

 $\chi_{lt,mod} = \chi_{lt} / f, \chi_{lt,mod} \leq 1, \chi_{lt,mod} \leq 1 / \bar{\lambda}_{lt}^2 = 1 / 0,072^2 = 190,31$ (EC3 §6.3.2.3(2), Lign.6.58) $K_c = 1 / (1,33 - 0,33\psi) = 0,602, \psi = -1,00$

(EC3 Tab.6.6)

 $f = 1 - 0,5(1 - K_c) [1 - 2,0(\bar{\lambda}_{lt} - 0,8)^2] = 1 - 0,5 \times (1 - 0,602) [1 - 2,0 \times (0,072 - 0,8)^2] = 1,012, f \leq 1,0$ $\chi_{lt,mod} = \chi_{lt} / f = 1,000 / 1,000 = 1,000, \chi_{lt,mod} \leq 1,0, \chi_{lt,mod} \leq 190,31, \chi_{lt,mod} = 1,000$ $M_{b,rd} = \chi_{lt} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 1,000 \times [10^{-6}] \times 140,00 \times 10^3 \times 355 / 1,00 = 49,70 \text{ kNm}$ (EC3 Lign.6.55) $M_{y,ed} = 29,33 \text{ kNm} < 49,70 \text{ kNm} = M_{b,rd}, \text{ Kontroll godkjent}$ $M_{y,ed} / M_{b,rd} = 29,33 / 49,70 = 0,590 < 1$ **1.11. Bøyning og aksialkraft, Søyle (ULS)**

(EN1993-1-1, §6.3.3)

Ned=702,29 kN, My,ed=29,33 kNm $N_{ed} / (\chi_y \cdot N_{rk} / \gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,ed} / (\chi_{LT} \cdot M_{y,rk} / \gamma_{M1}) \leq 1$

(EC3 Lign.6.61)

 $N_{ed} / (\chi_z \cdot N_{rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,ed} / (\chi_{LT} \cdot M_{y,rk} / \gamma_{M1}) \leq 1$

(EC3 Lign.6.62)

 $N_{rk} = A \cdot f_y = [10^{-3}] \times 3310 \times 355 = 1175,0 \text{ kN}$

(Tab.6.7)

 $M_{y,rk} = W_{pl,y} \cdot f_y = [10^{-6}] \times 140,00 \times 10^3 \times 355 = 49,7 \text{ kNm}$ $\chi_y \cdot N_{rk} / \gamma_{M1} = \chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,971 \times [10^{-3}] \times 3310 \times 355 / 1,00 = 1141,0 \text{ kN}$ $\chi_z \cdot N_{rk} / \gamma_{M1} = \chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,971 \times [10^{-3}] \times 3310 \times 355 / 1,00 = 1141,0 \text{ kN}$ $\chi_{LT} \cdot M_{y,rk} / \gamma_{M1} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 1,000 \times [10^{-6}] \times 140,00 \times 10^3 \times 355 / 1,00 = 49,7 \text{ kNm}$ **Interaksjonsfaktorer, Beregningsmetode: Metode 1 Tillegg A**

(EC3 TilleggA)

 $k_{yy} = C_{my} \cdot C_{mLT} (\mu_y / (1 - N_{ed} / N_{cr,y}) (1 / C_{yy}), \mu_y = (1 - N_{ed} / N_{cr,y}) / (1 - \chi_y \cdot N_{ed} / N_{cr,y})$ (EC3 Tab.A.1) $k_{zy} = C_{my} \cdot C_{mLT} (\mu_z / (1 - N_{ed} / N_{cr,y}) (1 / C_{zy}), \mu_z = (1 - N_{ed} / N_{cr,z}) / (1 - \chi_z \cdot N_{ed} / N_{cr,z})$ $N_{cr,y} = \pi^2 EI_y / l_{cr,y}^2 = 3,14^2 \times [10^{-3}] \times 210000 \times 9,770 \times 10^6 / 1350^2 = 1111 \text{ kN}$ $N_{cr,z} = \pi^2 EI_z / l_{cr,z}^2 = 3,14^2 \times [10^{-3}] \times 210000 \times 9,770 \times 10^6 / 1350^2 = 1111 \text{ kN}$ $N_{cr,t} = (1 / i_p^2) \times (G \cdot I_t + \pi^2 EI_w / L_{cr,t}^2)$

(EC3 NCCI SN003b-EN-EU)

 $N_{cr,t} = [10^{-3}] \times (1 / 77^2) [80769 \times 15,330 \times 10^6 + \pi^2 \times 210000 \times 0,000 \times 10^9 / 675^2] = 209745 \text{ kN}$ $\mu_y = (1 - N_{ed} / N_{cr,y}) / (1 - \chi_y \cdot N_{ed} / N_{cr,y}) = (1 - 702,3 / 1111) / (1 - 0,971 \times 702,3 / 1111) = 0,998$ $\mu_z = (1 - N_{ed} / N_{cr,z}) / (1 - \chi_z \cdot N_{ed} / N_{cr,z}) = (1 - 702,3 / 1111) / (1 - 0,971 \times 702,3 / 1111) = 0,998$ $alt = 1 - I_t / I_y > 0 = 1 - 15,330 \times 10^6 / 9,770 \times 10^6 = 0,000$

(EC3 Tillegg A.1)

 $w_y = W_{pl,y} / W_{el,y} \leq 1,50, w_y = 0,165 \times 10^6 / 0,140 \times 10^6 = 1,179 \leq 1,50$ (EC3 Tillegg A.1) $w_z = W_{pl,z} / W_{el,z} \leq 1,50, w_z = 0,165 \times 10^6 / 0,140 \times 10^6 = 1,179 \leq 1,50$ $n_{pl} = N_{ed} / (N_{rk} / \gamma_{M1}) = 702,29 / (1175,00 / 1,00) = 0,598$ $\bar{\lambda}_{max} = \max(0,327, 0,327) = 0,330$

(EC3 Tillegg A.1)

 $M_{cr,o} = (1,00 / 2,55) \times 9458,20 = 3709,1, C_1 = 1,00$ $\bar{\lambda}_o = \sqrt{([10^{-6}] \times 165,00 \times 10^3 \times 355 / 3709,1)} = 0,130$ $\bar{\lambda}_o, \text{lim} = 0,2 \sqrt{C_1 [(1 - N_{ed} / N_{cr,z}) (1 - N_{ed} / N_{cr,t})]^{0,25}}$

(EC3 Tillegg A.1)

 $\bar{\lambda}_o, \text{lim} = 0,2 \sqrt{2,550 [(1 - 702,3 / 1111) (1 - 702,3 / 209745)]^{0,25}} = 0,314$ $\epsilon_y = (M_{y,ed} / N_{ed}) (A / W_{el}) = ([10^3] \times 29,33 / 702,29) \times (3310,0 / 140,00 \times 10^3) = 0,99$

$$C_{my, o} = 0,79 + 0,21\psi + 0,36(\psi - 0,33) \times (702,29/11111,0) = 0,550, \quad (\psi = -1,00) \quad (\text{EC3 Tillegg A, T.A.1})$$

$$\bar{\lambda}_o = 0,130 \leq \bar{\lambda}_{o, \text{lim}} = 0,314$$

$$C_{my} = C_{my, o} = 0,550, \quad C_{mz} = C_{mz, o} = 1,000, \quad C_{m1t} = 1,00$$

$$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) [(2 - 1,6C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{\text{max}}/w_y - 1,6C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{\text{max}}^2/w_y) n_{pl} - b_{lt}] \geq W_{el, y}/W_{pl, y} \quad (\text{Tillegg A, T.A.1})$$

$$b_{lt} = 0,5 a_{lt} \cdot \bar{\lambda}_o^2 [M_{y, ed}/(\chi_{lt} \cdot M_{pl, y, rd})] (M_{z, ed}/M_{pl, z, rd}) =$$

$$= 0,5 \times 0,000 \times 0,130^2 [0,0/(1,000 \times 49,7)] (0,0/49,7) = 0,000$$

$$C_{yy} = 1 + (1,179 - 1) [(2 - 1,6 \times 0,550^2 \times 0,330/1,179 - 1,6 \times 0,550^2 \times 0,330^2/1,179) \times 0,598 - 0,000] = 1,195$$

$$C_{yy} > 140,00 \times 10^3 / 165,00 \times 10^3 = 0,848, \quad C_{yy} = 1,195$$

$$C_{zy} = 1 + (w_y - 1) [(2 - 14,0C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{\text{max}}^2/w_y^5) n_{pl} - d_{lt}] \geq 0,6 \sqrt{(w_y/w_z)} (W_{el, y}/W_{pl, y}) \quad (\text{Tillegg A, T.A.1})$$

$$d_{lt} = 2 a_{lt} \cdot [\bar{\lambda}_o / (0,1 + \bar{\lambda}_z^4)] [M_{y, ed}/(C_{my} \cdot \chi_{lt} \cdot M_{pl, y, rd})] [M_{z, ed}/(C_{mz} \cdot M_{pl, z, rd})] =$$

$$= 20,000 \times [0,130 / (0,1 + 0,327^4)] [0,0 / (0,550 \times 1,000 \times 49,7)] [0,0 / (1,000 \times 49,7)] = 0,000$$

$$C_{zy} = 1 + (1,179 - 1) [(2 - 14,0 \times 0,550^2 \times 0,330^2/1,179^5) \times 0,598 - 0,000] = 1,192$$

$$C_{zy} > 0,6 \sqrt{(1,179/1,179)} (140,00 \times 10^3 / 165,00 \times 10^3) = 0,509, \quad C_{zy} = 1,192$$

$$C_{yy} = 1,195, \quad C_{zy} = 1,192$$

(Tillegg A, T.A.1)

$$k_{yy} = 0,550 \times 1,000 \times 0,998 / (1 - 702,29/11111,0) \times (1/1,195) = 0,490$$

$$k_{zy} = 0,550 \times 1,000 \times 0,998 / (1 - 702,29/11111,0) \times (1/1,192) \times 0,6 \times \sqrt{(1,179/1,179)} = 0,295$$

$$N_{ed} / (\chi_y \cdot N_{rk} / \gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y, ed} / (\chi_{LT} \cdot M_{y, rk} / \gamma_{M1}) = \quad (\text{EC3 Lign.6.61})$$

$$702,3 / (0,971 \times 1175,0/1,00) + 0,490 \times 29,3 / (1,000 \times 49,7/1,00) = 0,616 + 0,289 = 0,905$$

$$0,905 < 1,000, \quad \text{Kontroll godkjent}$$

$$N_{ed} / (\chi_z \cdot N_{rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y, ed} / (\chi_{LT} \cdot M_{y, rk} / \gamma_{M1}) = \quad (\text{EC3 Lign.6.62})$$

$$702,3 / (0,971 \times 1175,0/1,00) + 0,295 \times 29,3 / (1,000 \times 49,7/1,00) = 0,616 + 0,174 = 0,790$$

$$0,790 < 1,000, \quad \text{Kontroll godkjent}$$

Vedlegg F

Etasjeskiller og svalgang

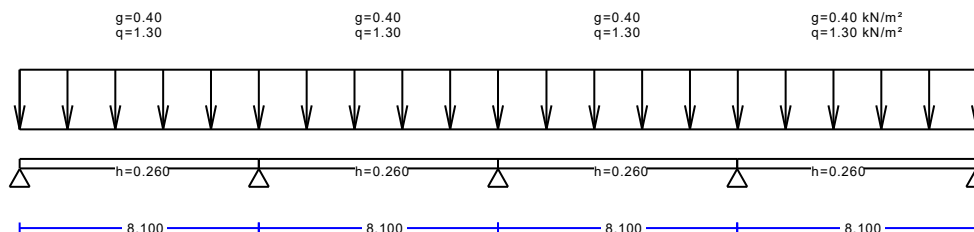
F1

1. plate 2. etg og 1. etg

Kontinuerlig plate

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

B35 - B500C



Dimensjonering av Betong

Betong- og stålqualität: B35-B500C (EC2 §3)
 Beskrivelse av miljøet : XC1 (EC2 §4.4.1)
 Betongoverdekning : Cnom=15 mm (EC2 §4.4.1)
 Egenvekt betong : 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2 Tabell 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 35 / 1.50 = 19.83$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk} \cdot 0.05 / \gamma_c = 0.85 \times 2.2 / 1.50 = 1.25$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1.15 = 435$ MPa (EC2 §3.2.7)
 Betongens elastisitetmodul $E_{cm}=34.0$ GPa

2. Dimensjoner, laster

Kontinuerlig plate, antall spenn=4, tverrlengde $L_y=12.00$ m

Lastfaktorer : $\gamma_G=1.35$, $\gamma_Q=1.50$, $\xi \cdot \gamma_G=0.89 \times 1.35=1.20$

(EC0 Tillegg A1)

Kombinasjon av variable laster : $\psi_0=0.70$, $\psi_1=0.60$, $\psi_2=0.30$

Effektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\varnothing/2=15+25/2=27$ mm

Spenn, tykkelser, laster i felt (g=egenvekt + permanent last, q=variabel last)

Felt -1, $L=8.100$ m, $h=0.260$ m, $g=(6.50+0.40) \times 1.000=6.90$ kN/m², $q=1.30 \times 1.000=1.30$ kN/m²

Felt -2, $L=8.100$ m, $h=0.260$ m, $g=(6.50+0.40) \times 1.000=6.90$ kN/m², $q=1.30 \times 1.000=1.30$ kN/m²

Felt -3, $L=8.100$ m, $h=0.260$ m, $g=(6.50+0.40) \times 1.000=6.90$ kN/m², $q=1.30 \times 1.000=1.30$ kN/m²

Felt -4, $L=8.100$ m, $h=0.260$ m, $g=(6.50+0.40) \times 1.000=6.90$ kN/m², $q=1.30 \times 1.000=1.30$ kN/m²

3. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.1, §9.3.1)

Last (STR) $q_{ed1}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35 \times 6.90 + 1.05 \times 1.30 = 10.68$ kN/m

$q_{ed2}=\xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.20 \times 6.90 + 1.50 \times 1.30 = 10.23$ kN/m

Last (STR) $q_{ed1}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35 \times 6.90 + 1.05 \times 1.30 = 10.68$ kN/m

$q_{ed2}=\xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.20 \times 6.90 + 1.50 \times 1.30 = 10.23$ kN/m

Last (STR) $q_{ed1}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35 \times 6.90 + 1.05 \times 1.30 = 10.68$ kN/m

$q_{ed2}=\xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.20 \times 6.90 + 1.50 \times 1.30 = 10.23$ kN/m

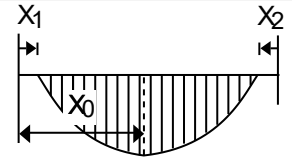
Last (STR) $q_{ed1}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35 \times 6.90 + 1.05 \times 1.30 = 10.68$ kN/m

$q_{ed2}=\xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.20 \times 6.90 + 1.50 \times 1.30 = 10.23$ kN/m

4. Skjærkraft og bøyningmoment

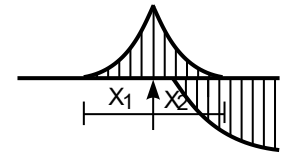
Maksimum feltmoment for lastkombinasjoner 1.35g+1.05q

Felt -1, Med= 58.55 kNm/m, $x_0=3.311$ m, $x_1=0.000$ m, $x_2=1.478$ m
 Felt -2, Med= 35.24 kNm/m, $x_0=4.247$ m, $x_1=1.678$ m, $x_2=1.284$ m
 Felt -3, Med= 35.24 kNm/m, $x_0=3.853$ m, $x_1=1.284$ m, $x_2=1.678$ m
 Felt -4, Med= 58.55 kNm/m, $x_0=4.789$ m, $x_1=1.478$ m, $x_2=0.000$ m



Maksimum støttemoment for lastkombinasjon 1.35g+1.05q

Opplager-0, Med= 0.00 kNm/m, $x_1=0.000$ m, $x_2=0.000$ m
 Opplager-1, Med= -75.88 kNm/m, $x_1=1.754$ m, $x_2=2.144$ m
 Opplager-2, Med= -53.25 kNm/m, $x_1=1.632$ m, $x_2=1.632$ m
 Opplager-3, Med= -75.88 kNm/m, $x_1=2.144$ m, $x_2=1.754$ m
 Opplager-4, Med= 0.00 kNm/m, $x_1=0.000$ m, $x_2=0.000$ m



Maksimum skjærkraft for lastkombinasjoner 1.35g+1.05q

Felt -1, Ved,A= 35.36 kN/m, Ved,B= -52.62 kN/m
 Felt -2, Ved,A= 46.84 kN/m, Ved,B= -41.35 kN/m
 Felt -3, Ved,A= 41.35 kN/m, Ved,B= -46.84 kN/m
 Felt -4, Ved,A= 52.62 kN/m, Ved,B= -35.36 kN/m

Maksimum reaksjonskrefter fra egenlast og nyttelast (Rg og Rq)

Opplager-0, Rg($x_1.35$)= 29.64 kN/m, Rq($x_1.05$)= 4.79 kN/m
 Opplager-1, Rg($x_1.35$)= 86.23 kN/m, Rq($x_1.05$)= 13.23 kN/m
 Opplager-2, Rg($x_1.35$)= 70.06 kN/m, Rq($x_1.05$)= 12.64 kN/m
 Opplager-3, Rg($x_1.35$)= 86.23 kN/m, Rq($x_1.05$)= 13.23 kN/m
 Opplager-4, Rg($x_1.35$)= 29.64 kN/m, Rq($x_1.05$)= 4.79 kN/m

5. Dimensjonerende verdier for laster, skjærkraft og bøyningmoment

Dimensjonerende moment etter omfordeling av moment med 0% (EC2 §5.5)

Reduksjon i ytterkant av opplager, (bsup=0.20 m) (EC2 §5.3.2.2.3)

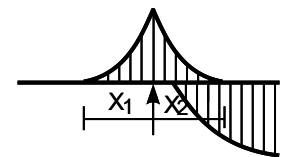
Kontroll for minimumsverdier, (0.65q_l (EC2 §5.3.2.2.3N))

Maksimum feltmoment og maksimum skjærkraft for lastkombinasjoner 1.35g+1.05q

Felt -1, Med= 58.55 kNm/m, Ved,A= 34.30 kN/m, Ved,B= -51.55 kN/m
 Felt -2, Med= 35.24 kNm/m, Ved,A= 45.77 kN/m, Ved,B= -40.28 kN/m
 Felt -3, Med= 35.24 kNm/m, Ved,A= 40.28 kN/m, Ved,B= -45.77 kN/m
 Felt -4, Med= 58.55 kNm/m, Ved,A= 51.55 kN/m, Ved,B= -34.30 kN/m

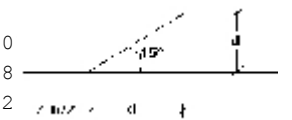
Maksimum støttemoment for lastkombinasjon 1.35g+1.05q

Opplager-0, Med= 0.00 kNm/m, $x_1=0.000$ m, $x_2=0.000$ m
 Opplager-1, Med= -71.19 kNm/m, $x_1=1.754$ m, $x_2=2.144$ m
 Opplager-2, Med= -49.11 kNm/m, $x_1=1.632$ m, $x_2=1.632$ m
 Opplager-3, Med= -71.19 kNm/m, $x_1=2.144$ m, $x_2=1.754$ m
 Opplager-4, Med= 0.00 kNm/m, $x_1=0.000$ m, $x_2=0.000$ m



Maksimum skjærkrefter i avstand d fra ytterkant av opplager 1.35g+1.05q

Felt -1, $b/2+d=0.332$ m, $1.35g+1.05q=10.68$ kN/m², VedA= 31.81 kN/m, VedB= 49.0
 Felt -2, $b/2+d=0.332$ m, $1.35g+1.05q=10.68$ kN/m², VedA= 43.29 kN/m, VedB= 37.8
 Felt -3, $b/2+d=0.332$ m, $1.35g+1.05q=10.68$ kN/m², VedA= 37.80 kN/m, VedB= 43.2
 Felt -4, $b/2+d=0.332$ m, $1.35g+1.05q=10.68$ kN/m², VedA= 49.07 kN/m, VedB= 31.8

**6. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)**

(EC2 §6.1, §9.3.1)

Armering i felt

Med1= 58.55 kNm/m, $d=232$ mm, $K_d=0.961$ $x/d=0.09$ $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-1.9/20.0$ $k_s=2376$, **As= 598 mm²/m**
 Med2= 35.24 kNm/m, $d=232$ mm, $K_d=1.238$ $x/d=0.06$ $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-1.4/20.0$ $k_s=2353$, **As= 357 mm²/m**
 Med3= 35.24 kNm/m, $d=232$ mm, $K_d=1.238$ $x/d=0.06$ $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-1.4/20.0$ $k_s=2353$, **As= 357 mm²/m**
 Med4= 58.55 kNm/m, $d=232$ mm, $K_d=0.961$ $x/d=0.09$ $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-1.9/20.0$ $k_s=2376$, **As= 598 mm²/m**

Armering over støtte

Med1=-71.19kNm/m, d=232mm, Kd=0.871 x/d=0.10 $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-2.2/20.0$ ks=2389, **As= 732mm²/m**

Med2=-49.11kNm/m, d=232mm, Kd=1.049 x/d=0.08 $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-1.7/20.0$ ks=2366, **As= 500mm²/m**

Med3=-71.19kNm/m, d=232mm, Kd=0.871 x/d=0.10 $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-2.2/20.0$ ks=2389, **As= 732mm²/m**

7. Minimum feltarmering

(EC2 EN1992-1-1:2004, §9.3.1)

Felt -1, As>=0.26bd·fctm/fyk=387mm²/m, s<=400mm, s'<=450mm Ø10s200 (393mm²/m), Ø10s450 (120mm²/m)

Felt -2, As>=0.26bd·fctm/fyk=387mm²/m, s<=400mm, s'<=450mm Ø10s200 (393mm²/m), Ø 8s450 (112mm²/m)

Felt -3, As>=0.26bd·fctm/fyk=387mm²/m, s<=400mm, s'<=450mm Ø10s200 (393mm²/m), Ø 8s450 (112mm²/m)

Felt -4, As>=0.26bd·fctm/fyk=387mm²/m, s<=400mm, s'<=450mm Ø10s200 (393mm²/m), Ø10s450 (120mm²/m)

8. Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.2, §9.2.2)

Skjærkapasitet uten skjærarmering Vrdc

(EC2 §6.2.2)

Vrdc=[Crdc·k·(100ρ_l·fck)^{0.33}+k₁·σ_{cp}]·bw·d

(EC2 Lign.6.2.a)

Vrdc>=(vmin+k₁·σ_{cp})·bw·d

(EC2 Lign.6.2.b)

Crdc=0.18/γ_c=0.18/1.50=0.120, fck=35MPa, bw=1000mm, d=232mm

k=1+√(200/d)<=2, k=1.93, k₁=0.15

ρ_l=As_l/(bw·d)=732/(1000x232)=0.0031

vmin=0.0350·k^{0.67}·√fck = 0.32N/mm²,

(EC2 Lign.6.3N)

Vrd,c(min)=0.001x(0.32)x1000x232=74.40kN/m

Vrdc=0.001x[0.120x1.93x(0.31x35)^{0.33}]x1000x232=119.21kN/m

Ved=49.07 kN/m <= Vrdc=119.21 kN/m, **Ved<=Vrdc skjærarmering ikke påkrevd**

9. Armering:Feltarmering

Felt -1 **Ø12s185** (611mm²/m) hovedarmering i bunn, **Ø10s450** (174mm²/m) fordelingsarmering

Felt -2 **Ø10s200** (393mm²/m) hovedarmering i bunn, **Ø 8s450** (112mm²/m) fordelingsarmering

Felt -3 **Ø10s200** (393mm²/m) hovedarmering i bunn, **Ø 8s450** (112mm²/m) fordelingsarmering

Felt -4 **Ø12s185** (611mm²/m) hovedarmering i bunn, **Ø10s450** (174mm²/m) fordelingsarmering

Armering over støtte

Opplager-0 **Ø10s450** (174mm²/m) armering i topp

Opplager-1 **Ø12s150** (753mm²/m) armering i topp

Opplager-2 **Ø10s155** (506mm²/m) armering i topp

Opplager-3 **Ø12s150** (753mm²/m) armering i topp

Opplager-4 **Ø10s450** (174mm²/m) armering i topp

10. Bruksgrensetilstand (SLS), Felt -1

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

L=8.100m, b=1.000m, h=0.260m, d=0.232m

Last (tilnærmet permanent lastsituasjon) qed=g+ψ₂·q=6.90+0.30x1.30=7.29 kN/m

Leff=8.100m, Med=(7.29/10.68)x58.55=39.96 kNm/m, Med(SLS)=39.96 kNm/m

Endelig kryptall φ(∞,t₀)=2.00

(EC2 §3.1.4, Tillegg B)

Total svinntøyning ε_{cs}=-0.30%

γ_c=1.00, γ_s=1.00

(EC2 §2.4.2.4.2)

Betongens elastisitetmodul E_{cm}=34.0GPa, E_{ceff}=34.0/(1+2.00)=11.33GPa=11330MPa

(EC2 Lign.7.20)

Stålets elastisitetmodul E_s=200GPa=200000MPa

Modulforhold E_s/E_c=200/34.0=5.88, effektivt E_s/E_{c,eff}=200/11.33=17.65

Strekkarmering: Ø12s185 (611mm²/m)

Armeringsforhold ρ=As_l/(b·d)=611/(1000x232)=0.003

10.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS), Felt -1

Stivhet av urisset snitt, EI=(200/17.65)x(0.001x1.568)=17762 kNm²

A_i=A_c+(n-1)(As₁+As₂), e=(n-1)(As₁·y_{1s}-As₂·y_{2s})/A_i, I=I_c+b·h·e²+(As₁·y_{1s}²+As₂·y_{2s}²)(n-1)

S=As₁·y_{2s}=(0.001)²x611x0.099=(0.001)x0.060 m³, y_{2s}=126mm, y_{2s}=y₂-d₂=126-28=99mm (EC2 Lign.7.21)

Krumning på grunn av moment 1/r_M=39.96/17762=(0.001)x2.250 (1/m)

Krumning på grunn av svinntøyning 1/r_{cs}=(0.001x0.30)x17.65x(0.060/1.568)=(0.001)x0.204 (1/m)

Samlet krumning 1/r=(0.001)x2.250+(0.001)x0.204=(0.001)x2.454 (1/m)

Rissmoment, M_{cr}=fctm·(I/y₂)=3.2x(1.568/0.126)=39.77 kNm

10.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS), Felt -1

$\rho = A_s / (b \cdot d) = 0.003$, $n \cdot \rho = 17.65$, $n \cdot \rho = 0.053$, $\xi = 0.657$, $\alpha = 0.277$, $x = \alpha \cdot d = 0.064m$
 Stivhet av fullstendig risset snitt, $EI = \xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2 = 0.657 \times 200 \times 611 \times 0.232^2 = 4337 \text{ kNm}^2$
 $y_2 = (1 - \alpha) d = 168mm$, $\epsilon_s = y_2 \cdot M / EI = (0.001) \times 168 \times 39.96 / 4337 = 1.55$
 $S = A_s \cdot y_2 = (0.001)^2 \times 611 \times 0.168 = (0.001) \times 0.103 \text{ m}^3$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M = 39.96 / 4337 = (0.001) \times 9.215 \text{ (1/m)}$
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 17.65 \times (0.103 / 0.383) = (0.001) \times 0.347 \text{ (1/m)}$
 Samlet krumning $1/r = (0.001) \times 9.215 + (0.001) \times 0.347 = (0.001) \times 9.562 \text{ (1/m)}$
 $Med = 39.96 \text{ kNm}$, $\epsilon_c / \epsilon_s = 0.59 / 1.55$, $x = 64mm$, $\sigma_s = 310 \text{ N/mm}^2$

10.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS), Felt -1 (EC2 §7.4.2)

$l/d = K[1 + 1.5 \sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho) + 3.2 \sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho - 1)^{3/2}}}] = 60.64$ (EC2 Lign.7.16a)
 $f_{ck} = 35.00 \text{ N/mm}^2$, $\rho_0 = 0.001 \times \sqrt{35.00} = 0.006$, $\rho = 0.003$, $\rho' = 0.000$, $\rho < \rho_0$, $K = 1.3$
 $l/d = (310/\sigma_s) \times (l/d)$, $\sigma_s = 310 \text{ N/mm}^2$, $l/d = (310/310) \times 60.64 = 60.65$ (EC2 Lign.7.17)
 $l_{eff}/d = 8.100 / 0.232 = 34.84 \leq 60.65$, **Felt/høyde er akseptabel**

10.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS), Felt -1 (EN1992-1-1, §7.4.3)

$\zeta = 1 - 0.50 \cdot (M_{cr}/Med)^2 = 1 - 0.50 \times (39.77/39.96)^2 = 0.50$ (Lign.7.19)
 Endelig krumning $(1/r) = 0.50 \times (0.001 \times 9.562) + (1 - 0.50) \times (0.001 \times 2.454) = (0.001) \times 6.043 \text{ (1/m)}$ (Lign.7.18)
 $\beta = (M_a + M_b) / M_c = (0.00 + 71.19) / 58.55 = 1.22$, $k = 0.104(1 - 1.22/10) = 0.0914$
 $f = k \cdot l_{eff}^2 \cdot (1/r) = 0.0914 \times 8.100^2 \times 6.043 = 36.22 \text{ mm}$
 $f = 36.22 \text{ mm} > 1000 \times 8.100 / 250 = 32.40 \text{ mm}$, Nedbøyningene er ikke akseptable

10.5. Minimumsarmering (SLS) (EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Minimum tverrsnittareal armering $A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot Act / \sigma_s$ (EC2 Lign.7.1)
 $b = 1.000m$, $b_{eff} = 1.000m$, $h = 0.260m$, $d = 0.232m$, $x = 0.064m$, $\emptyset = 12mm$
 $Ned = 0.00kN$, $\sigma_c = (Ned/bh) = 0.0N/mm^2$, $\sigma_s = f_{yd} = 435N/mm^2$
 $Act = (h - x) \cdot b = (260 - 64) \times 1000 = 195655 \text{ mm}^2$
 $\max(h, b_1) = 0mm$, $f_{ctm} = 3.20N/mm^2$, $Act = 195655mm^2$, $k = 1.00$, $k_c = 0.40$, $k_1 = 1.50$
 Minimumsarmering, $A_{s,min} = 0.40 \times 1.00 \times 3.20 \times 195655 / 435 = 576mm^2/m$

10.6. Beregning av rissvidde (SLS), Felt -1 (EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$w_k = s_r, \max \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ (EC2 Lign.7.8)
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff} / \rho_{eff}) (1 + \alpha \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma_s = 310N/mm^2$, kortvarig belastning: $E_s/E_c = 5.88$, $k_t = 0.6$, langvarig belastning: $E_s/E_c = 17.65$, $k_t = 0.4$
 $A_{ceff} = 0.333(h - x)b = 0.333 \times (260 - 64) \times 1000 = 65153 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $\rho_{eff} = A_s / A_{ceff}$, $eff = 611 / 65153 = 0.009$
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [310 - 0.4 \times (3.2 / 0.009) (1 + 17.65 \times 0.009)] / 200 = 0.75\% \geq 0.6 \times 310 / 200 = 0.93\%$
 $s_r, \max = k_3 \cdot C_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \emptyset / \rho_{eff}$ (EC2 Lign.7.11)
 $\emptyset = 12mm$, $k_1 = 0.8$, $k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5$, $k_3 = 3.4$, $k_4 = 0.425$
 $s_r, \max = 3.4 \times 15.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 12 / 0.009 = 268.53 \text{ mm}$
 $w_k = s_r, \max \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 268.53 \times 0.001 \times 0.93 = 0.25 \text{ mm}$
 $w_k = 0.25mm \leq 0.39mm = w_{max}$, Beskrivelse av miljøet: XC1, **Rissvidde er akseptabel**

11. Bruksgrensetilstand (SLS), Felt -2 (EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$L = 8.100m$, $b = 1.000m$, $h = 0.260m$, $d = 0.232m$
 Last (tilnærmet permanent lastsituasjon) $q_{ed} = g + \psi_2 \cdot q = 6.90 + 0.30 \times 1.30 = 7.29 \text{ kN/m}$
 $l_{eff} = 8.100m$, $Med = (7.29 / 10.68) \times 35.24 = 24.06 \text{ kNm/m}$, $Med(SLS) = 24.06 \text{ kNm/m}$
 Endelig kryptall $\phi(\infty, t_0) = 2.00$ (EC2 §3.1.4, Tillegg B)
 Total svinntøyning $\epsilon_{cs} = -0.30\%$
 $\gamma_c = 1.00$, $\gamma_s = 1.00$ (EC2 §2.4.2.4.2)
 Betongens elastisitetsmodul $E_{cm} = 34.0GPa$, $E_{ceff} = 34.0 / (1 + 2.00) = 11.33GPa = 11330MPa$ (EC2 Lign.7.20)
 Stålets elastisitetsmodul $E_s = 200GPa = 200000MPa$
 Modulforhold $E_s/E_c = 200 / 34.0 = 5.88$, effektivt $E_s/E_c, eff = 200 / 11.33 = 17.65$
 Strekkarmering: $\emptyset 10s200$ ($393mm^2/m$)
 Armeringsforhold $\rho = A_s / (b \cdot d) = 393 / (1000 \times 232) = 0.002$

11.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS), Felt -2

Stivhet av urisset snitt, $EI=(200/17.65) \times (0.001 \times 1.532) = 17357 \text{ kNm}^2$
 $A_i = A_c + (n-1)(A_{s1} + A_{s2})$, $e = (n-1)(A_{s1} \cdot y_{1s} - A_{s2} \cdot y_{2s}) / A_i$, $I = I_c + b \cdot h \cdot e^2 + (A_{s1} \cdot y_{1s}^2 + A_{s2} \cdot y_{2s}^2) (n-1)$
 $S = A_s \cdot y_2 = (0.001)^2 \times 393 \times 0.100 = (0.001) \times 0.039 \text{ m}^3$, $y_2 = 127 \text{ mm}$, $y_{2s} = y_2 - d_2 = 127 - 28 = 100 \text{ mm}$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M = 24.06 / 17357 = (0.001) \times 1.386 \text{ (1/m)}$
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 17.65 \times (0.039 / 1.532) = (0.001) \times 0.136 \text{ (1/m)}$
 Samlet krumning $1/r = (0.001) \times 1.386 + (0.001) \times 0.136 = (0.001) \times 1.522 \text{ (1/m)}$
 Rissmoment, $M_{cr} = f_{ctm} \cdot (I / y_2) = 3.2 \times (1.532 / 0.127) = 38.45 \text{ kNm}$

11.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS), Felt -2

$\rho = A_s / (b \cdot d) = 0.002$, $n \cdot \alpha_e = 17.65$, $n \cdot \rho = 0.035$, $\xi = 0.708$, $\alpha = 0.233$, $x = \alpha \cdot d = 0.054 \text{ m}$
 Stivhet av fullstendig risset snitt, $EI = \xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2 = 0.708 \times 200 \times 393 \times 0.232^2 = 3007 \text{ kNm}^2$
 $y_2 = (1 - \alpha) d = 178 \text{ mm}$, $\epsilon_s = y_2 \cdot M / EI = (0.001) \times 178 \times 24.06 / 3007 = 1.43$
 $S = A_s \cdot y_2 = (0.001)^2 \times 393 \times 0.178 = (0.001) \times 0.070 \text{ m}^3$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M = 24.06 / 3007 = (0.001) \times 8.000 \text{ (1/m)}$
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 17.65 \times (0.070 / 0.265) = (0.001) \times 0.242 \text{ (1/m)}$
 Samlet krumning $1/r = (0.001) \times 8.000 + (0.001) \times 0.242 = (0.001) \times 8.243 \text{ (1/m)}$
 $Med = 24.06 \text{ kNm}$, $\epsilon_c / \epsilon_s = 0.43 / 1.43$, $x = 54 \text{ mm}$, $\sigma_s = 285 \text{ N/mm}^2$

11.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS), Felt -2 (EC2 §7.4.2)

$1/d = K [1 + 1.5 \sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho)} + 3.2 \sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho - 1)^{3/2}}] = 133.68$ (EC2 Lign.7.16a)
 $f_{ck} = 35.00 \text{ N/mm}^2$, $\rho_0 = 0.001 \times \sqrt{35.00} = 0.006$, $\rho = 0.002$, $\rho' = 0.000$, $\rho < \rho_0$, $K = 1.5$
 $1/d = (310/\sigma_s) \times (1/d)$, $\sigma_s = 285 \text{ N/mm}^2$, $1/d = (310/285) \times 133.68 = 145.19$ (EC2 Lign.7.17)
 $l_{eff}/d = 8.100 / 0.232 = 34.84 \leq 145.19$, **Felt/høyde er akseptabel**

11.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS), Felt -2 (EN1992-1-1, §7.4.3)

$Med = 24.06 < 0.70 \times M_{cr} = 0.70 \times 38.45 = 26.91 \text{ kNm}$, $\zeta = 0.00$ (Lign.7.19)
 Endelig krumning $(1/r) = 0.00 \times (0.001 \times 8.243) + (1 - 0.00) \times (0.001 \times 1.522) = (0.001) \times 1.522 \text{ (1/m)}$ (Lign.7.18)
 $\beta = (M_a + M_b) / M_c = (71.19 + 49.11) / 35.24 = 3.41$, $k = 0.104 (1 - 3.41/10) = 0.0685$
 $f = k \cdot l_{eff}^2 \cdot (1/r) = 0.0685 \times 8.100^2 \times 1.522 = 6.84 \text{ mm}$
 $f = 6.84 \text{ mm} \leq 1000 \times 8.100 / 250 = 32.40 \text{ mm}$, **Nedbøyningene er akseptable**

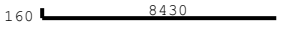
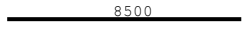


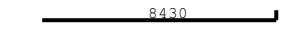
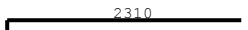
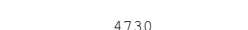

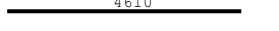
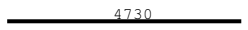
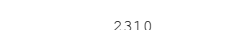

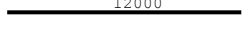
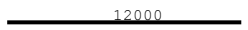


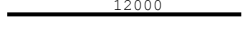
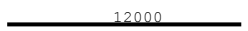
11.5. Minimumsarmering (SLS) (EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Minimum tverrsnittareal armering $A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot Act / \sigma_s$ (EC2 Lign.7.1)
 $b = 1.000 \text{ m}$, $b_{eff} = 1.000 \text{ m}$, $h = 0.260 \text{ m}$, $d = 0.232 \text{ m}$, $x = 0.054 \text{ m}$, $\varnothing = 10 \text{ mm}$
 $Ned = 0.00 \text{ kN}$, $\sigma_c = (Ned/bh) = 0.0 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$
 $Act = (h - x) \cdot b = (260 - 54) \times 1000 = 205888 \text{ mm}^2$
 $\max(h, b_1) = 0 \text{ mm}$, $f_{ctm} = 3.20 \text{ N/mm}^2$, $Act = 205888 \text{ mm}^2$, $k = 1.00$, $k_c = 0.40$, $k_1 = 1.50$
 Minimumsarmering, $A_{s,min} = 0.40 \times 1.00 \times 3.20 \times 205888 / 435 = 606 \text{ mm}^2 / \text{m}$

11.6. Beregning av rissvidde (SLS), Felt -2 (EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

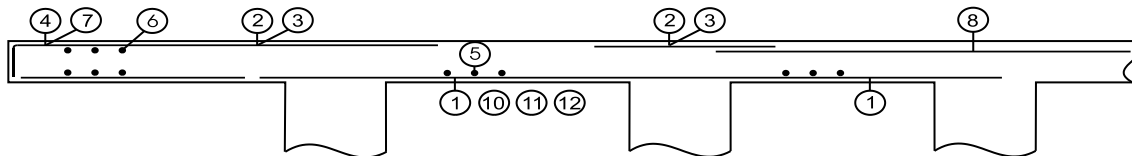
$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ (EC2 Lign.7.8)
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff} / \rho_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma_s = 285 \text{ N/mm}^2$, kortvarig belastning: $E_s / E_c = 5.88$, $k_t = 0.6$, langvarig belastning: $E_s / E_c = 17.65$, $k_t = 0.4$
 $A_{ceff} = 0.333 (h - x) b = 0.333 \times (260 - 54) \times 1000 = 68561 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $\rho_{eff} = A_s / A_c$, $eff = 393 / 68561 = 0.006$
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [285 - 0.4 \times (3.2 / 0.006) (1 + 17.65 \times 0.006)] / 200 = 0.20\% \geq 0.6 \times 285 / 200 = 0.86\%$
 $s_{r,max} = k_3 \cdot C_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varnothing / \rho_{eff}$ (EC2 Lign.7.11)
 $\varnothing = 10 \text{ mm}$, $k_1 = 0.8$, $k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5$, $k_3 = 3.4$, $k_4 = 0.425$
 $s_{r,max} = 3.4 \times 15.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 10 / 0.006 = 347.57 \text{ mm}$
 $w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 347.57 \times 0.001 \times 0.86 = 0.30 \text{ mm}$
 $w_k = 0.30 \text{ mm} < 0.39 \text{ mm} = w_{max}$, Beskrivelse av miljøet: XC1, **Rissvidde er akseptabel**

12. Bøveliste

Num		Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	∅	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	(Felt-1)	⑪	160 	65	12	0.888	8.590	495.81
2	(Felt-2)	①		60	10	0.617	8.500	314.67
3	(Felt-3)	①		60	10	0.617	8.500	314.67
4	(Felt-4)	⑫		65	12	0.888	8.590	495.81
5	(Oppl-0)	④	100 	27	10	0.617	2.410	40.15
6	(Oppl-1)	②		80	12	0.888	4.730	336.02
7	(Oppl-2)	②		77	10	0.617	4.610	219.02
8	(Oppl-3)	②		80	12	0.888	4.730	336.02
9	(Oppl-4)	④		27	10	0.617	2.410	40.15
10	(Felt-1)	⑤		18	10	0.617	12.000	133.27
11	(Felt-2)	⑤		18	8	0.395	12.000	85.32
12	(Felt-3)	⑤		18	8	0.395	12.000	85.32
13	(Felt-4)	⑤		18	10	0.617	12.000	133.27
14	(Oppl-0)	⑥		5	10	0.617	12.000	37.02
15	(Oppl-1)	⑥		9	10	0.617	12.000	66.64
16	(Oppl-2)	⑥		9	10	0.617	12.000	66.64
17	(Oppl-3)	⑥		9	10	0.617	12.000	66.64
18	(Oppl-4)	⑥		5	10	0.617	12.000	37.02

Total vekt [kg]

3303.46



F2

1. Svalgang

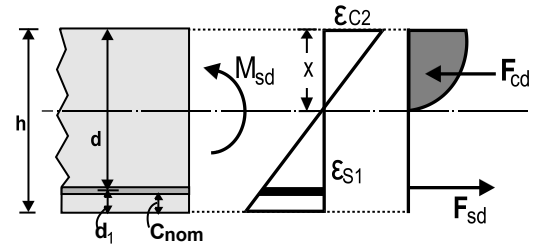
Tverrsnitt av plate med bøyning

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

h=0.200 m, Med=98.40 kNm

Dimensjonering av Betong

Betong- og stålqualitet: B35-B500C (EC2 §3)
 Beskrivelse av miljøet : XC4 (EC2 §4.4.1)
 Betongoverdekning : C_{nom}=30 mm (EC2 §4.4.1)
 $\gamma_c=1.50, \gamma_s=1.15$ (EC2 Tabell 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 35 / 1.50 = 19.83$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05} / \gamma_c = 0.85 \times 2.2 / 1.50 = 1.25$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1.15 = 435$ MPa (EC2 §3.2.7)
 Betongens elastisitetsmodul $E_{cm}=34.0$ GPa



2. Dimensjoner, laster

Platetykkelse $h=0.200$ [m], Bøyningmoment $Med=98.40$ kNm (ULS), $Med=68.88$ kNm (SLS)
 Effektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\varnothing/2=30+12/2=36$ mm, $d=200-36=164$ mm

3. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.1, §9.3.1)

$Med(ULS)=98.40$ kNm/m

Dimensjonering for bøyning: Allgower, G.-Avak, R. Bemessungstabellen nach Eurocode 2 für Rechteck und Plattenbalkenquerschnitte, In: Beton - und Stahlbetonbau 87 (1992)
 $(\sigma_c = f_{cd} [1 - (1 - \epsilon_c / \epsilon_{c2})^2])$, $f_{cd}=19.83$ MPa, $\epsilon_{c2}=0.0020$, $\epsilon_{cu2}=0.0035$, $f_{yd}=435$ MPa

$Med=98.40$ kNm/m, $d=164$ mm, $K_d=0.523$ $x/d=0.25$ $\epsilon_c / \epsilon_{s1} = -3.5 / 10.2$ $k_s=2571$, **$A_s=1543$ mm²/m**

Minimum platearmering, $A_s >= 0.26 b d \cdot f_{ctm} / f_{yk} = 273$ mm²/m, $s \leq 400$ mm, $s' \leq 450$ mm

(EC2 §9.3.1)

minimum hovedarmering $\varnothing 12s400$ (282 mm²/m), fordelingsarmering $\varnothing 12s365$ (310 mm²/m)

Platearmering hovedarmering $\varnothing 20s200$ (1570 mm²/m), fordelingsarmering $\varnothing 12s365$ (310 mm²/m)

3.1. Momentkapasitet av tverrsnitt

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

$b=1000$ mm, $h=200$ mm, $d=164$ mm, $A_{s1}=1570$ mm²

$\epsilon_{c2}=-3.5\%$, $\epsilon_{s1}=9.98\%$, $A_{s1}/b \cdot d=0.00958$ (0.958%)

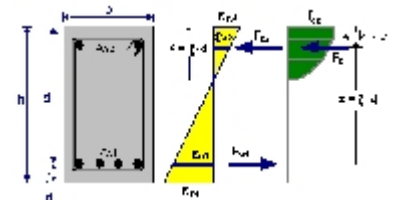
$x/d=\epsilon_{c2}/(\epsilon_{c2}+\epsilon_{s1})=3.5/(3.5+9.98)=0.260$, $x=42.6$ mm

$ar=0.810$, $ka=0.416$, $F_c=ar \cdot b \cdot x \cdot f_{cd}=F_{s1}=683.56$ kN, $A_{s1}=F_{s1}/f_{yd}=1571$ mm²/m

$z=d-ka \cdot x=(1-ka \cdot \epsilon_{c2}/(\epsilon_{c2}+\epsilon_{s1}))d$, $z/d=1.0-0.416 \times 0.260=0.892$, $z=146.3$ mm,

$K_d^2=1/(0.810 \cdot 0.260 \cdot 0.892 \cdot 19.83)=0.269$ mm²/N, $K_d=0.519$

Momentkapasitet $M_r=b \cdot d^2 / K_d^2 = [10^{-6}] \times 1000 \times 164^2 / 0.269 = 100.00$ kNm



4. Bruksgrensetilstand (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$Med(SLS)=68.88$ kNm/m

Endelig kryptall $\phi(\infty, t_0)=2.49$

(EC2 §3.1.4, Tillegg B)

Total svinntøyning $\epsilon_{cs}=-0.42\%$

$\gamma_c=1.00, \gamma_s=1.00$

(EC2 §2.4.2.4.2)

Betongens elastisitetsmodul $E_{cm}=34.0$ GPa, $E_{ceff}=34.0/(1+2.49)=9.74$ GPa=9740 MPa

(EC2 Lign.7.20)

Stålets elastisitetsmodul $E_s=200$ GPa=200000 MPa

Modulforhold $E_s/E_c=200/34.0=5.88$, effektivt $E_s/E_{c,eff}=200/9.74=20.53$

Strekkarmering: $\varnothing 20s200$ (1570 mm²/m)

Armeringsforhold $\rho=A_{s1}/(b \cdot d)=1570/(1000 \times 164)=0.010$

4.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS)

Stivhet av urisset snitt, $EI=(200/20.53) \times (0.001 \times 0.776) = 7555 \text{ kNm}^2$
 $A_i = A_c + (n-1)(A_{s1} + A_{s2})$, $e = (n-1)(A_{s1} \cdot y_{1s} - A_{s2} \cdot y_{2s}) / A_i$, $I = I_c + b \cdot h \cdot e^2 + (A_{s1} \cdot y_{1s}^2 + A_{s2} \cdot y_{2s}^2) (n-1)$
 $S = A_s \cdot y_{2s} = (0.001)^2 \times 1570 \times 0.055 = (0.001) \times 0.087 \text{ m}^3$, $y_2 = 91 \text{ mm}$, $y_{2s} = y_2 - d_2 = 91 - 36 = 55 \text{ mm}$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M = 68.88/7555 = (0.001) \times 9.117 \text{ (1/m)}$
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.42) \times 20.53 \times (0.087/0.776) = (0.001) \times 0.969 \text{ (1/m)}$
 Samlet krumning $1/r = (0.001) \times 9.117 + (0.001) \times 0.969 = (0.001) \times 10.085 \text{ (1/m)}$
 Rissmoment, $M_{cr} = f_{ctm} \cdot (I/y_2) = 3.2 \times (0.776/0.091) = 27.13 \text{ kNm}$

4.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS)

$\rho = A_s / (b \cdot d) = 0.010$, $n = \alpha_e = 20.53$, $n \cdot \rho = 0.205$, $\xi = 0.449$, $\alpha = 0.468$, $x = \alpha \cdot d = 0.077 \text{ m}$
 Stivhet av fullstendig risset snitt, $EI = \xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2 = 0.449 \times 200 \times 1570 \times 0.164^2 = 3796 \text{ kNm}^2$
 $y_2 = (1 - \alpha) d = 87 \text{ mm}$, $\epsilon_s = y_2 \cdot M / EI = (0.001) \times 87 \times 68.88 / 3796 = 1.58$
 $S = A_s \cdot y_2 = (0.001)^2 \times 1570 \times 0.087 = (0.001) \times 0.137 \text{ m}^3$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M = 68.88/3796 = (0.001) \times 18.146 \text{ (1/m)}$
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.42) \times 20.53 \times (0.137/0.390) = (0.001) \times 1.524 \text{ (1/m)}$
 Samlet krumning $1/r = (0.001) \times 18.146 + (0.001) \times 1.524 = (0.001) \times 19.671 \text{ (1/m)}$
 $M_{ed} = 68.88 \text{ kNm}$, $\epsilon_c / \epsilon_s = 1.39/1.58$, $x = 77 \text{ mm}$, $\sigma_s = 317 \text{ N/mm}^2$

4.3. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS)

(EN1992-1-1, §7.4.3)

$\zeta = 1 - 0.50 \cdot (M_{cr} / M_{ed})^2 = 1 - 0.50 \times (27.13/68.88)^2 = 0.92$ (Lign.7.19)
 Endelig krumning $(1/r) = 0.92 \times (0.001 \times 19.671) + (1 - 0.92) \times (0.001 \times 10.085) = (0.001) \times 18.927 \text{ (1/m)}$ (Lign.7.18)

4.4. Minimumsarmering (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Minimum tverrsnittareal armering $A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s$ (EC2 Lign.7.1)
 $b = 1.000 \text{ m}$, $b_{eff} = 1.000 \text{ m}$, $h = 0.200 \text{ m}$, $d = 0.164 \text{ m}$, $x = 0.077 \text{ m}$, $\emptyset = 20 \text{ mm}$
 $N_{ed} = 0.00 \text{ kN}$, $\sigma_c = (N_{ed} / b h) = 0.0 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$
 $A_{ct} = (h - x) \cdot b = (200 - 77) \times 1000 = 123319 \text{ mm}^2$
 $\max(h, b_1) = 0 \text{ mm}$, $f_{ctm} = 3.20 \text{ N/mm}^2$, $A_{ct} = 123319 \text{ mm}^2$, $k = 1.00$, $k_c = 0.40$, $k_1 = 1.50$
 Minimumsarmering, $A_{s,min} = 0.40 \times 1.00 \times 3.20 \times 123319 / 435 = 363 \text{ mm}^2 / \text{m}$

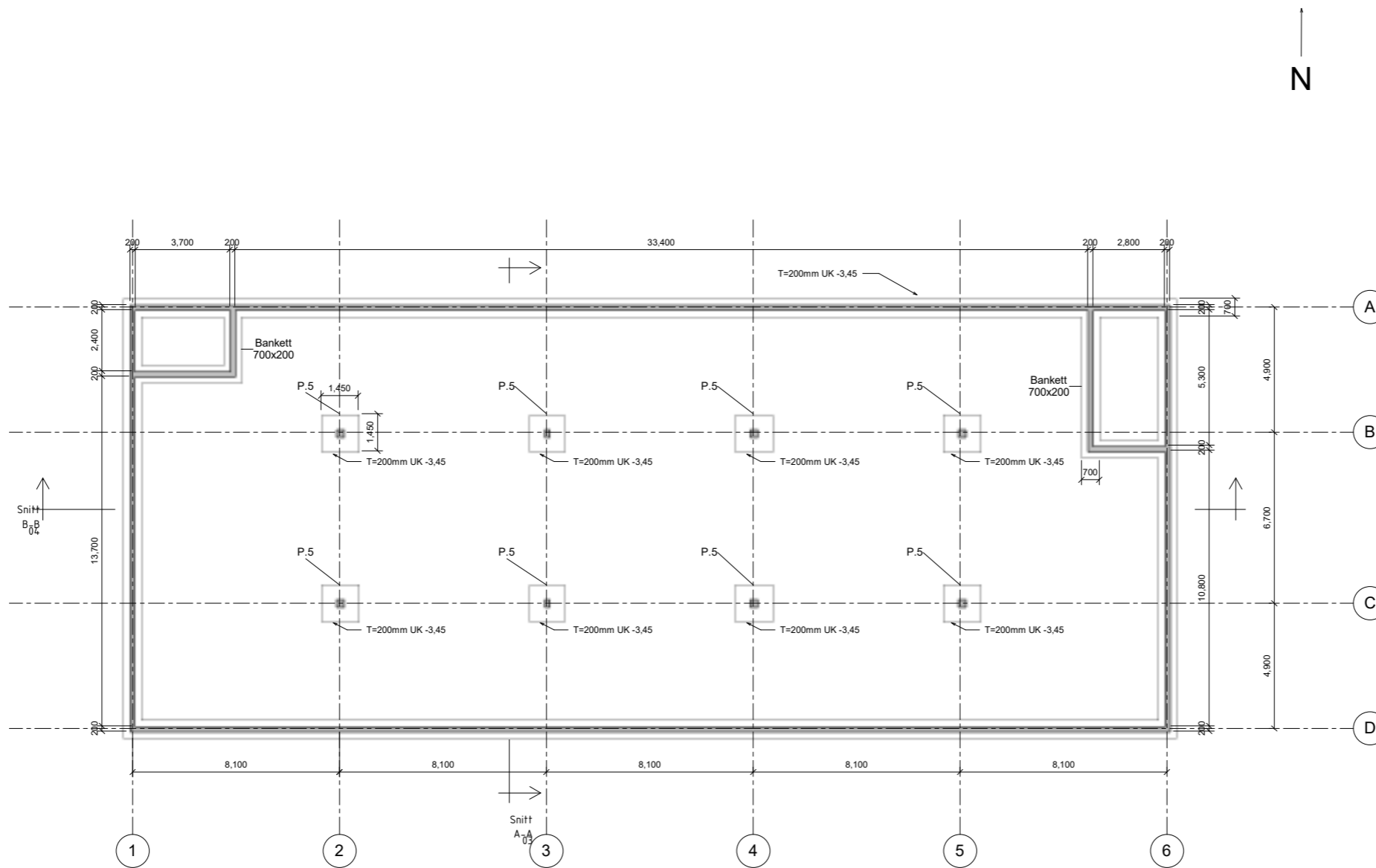
4.5. Beregning av rissvidde (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ (EC2 Lign.7.8)
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff} / \rho_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma_s = 317 \text{ N/mm}^2$, kortvarig belastning: $E_s / E_c = 5.88$, $k_t = 0.6$, langvarig belastning: $E_s / E_c = 20.53$, $k_t = 0.4$
 $A_{ceff} = 0.333 (h - x) b = 0.333 \times (200 - 77) \times 1000 = 41065 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $\rho_{eff} = A_s / A_c$, $eff = 1570 / 41065 = 0.038$
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [317 - 0.4 \times (3.2 / 0.038) (1 + 20.53 \times 0.038)] / 200 = 1.29\% \geq 0.6 \times 317 / 200 = 0.95\%$
 $s_{r,max} = k_3 \cdot C_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \emptyset / \rho_{eff}$ (EC2 Lign.7.11)
 $\emptyset = 20 \text{ mm}$, $k_1 = 0.8$, $k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5$, $k_3 = 3.4$, $k_4 = 0.425$
 $s_{r,max} = 3.4 \times 30.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 20 / 0.038 = 190.93 \text{ mm}$
 $w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 190.93 \times 0.001 \times 1.29 = 0.25 \text{ mm}$
 $w_k = 0.25 \text{ mm} \leq 0.39 \text{ mm} = w_{max}$, Beskrivelse av miljøet: XC4, **Rissvidde er akseptabel**

Vedlegg G

Tegninger

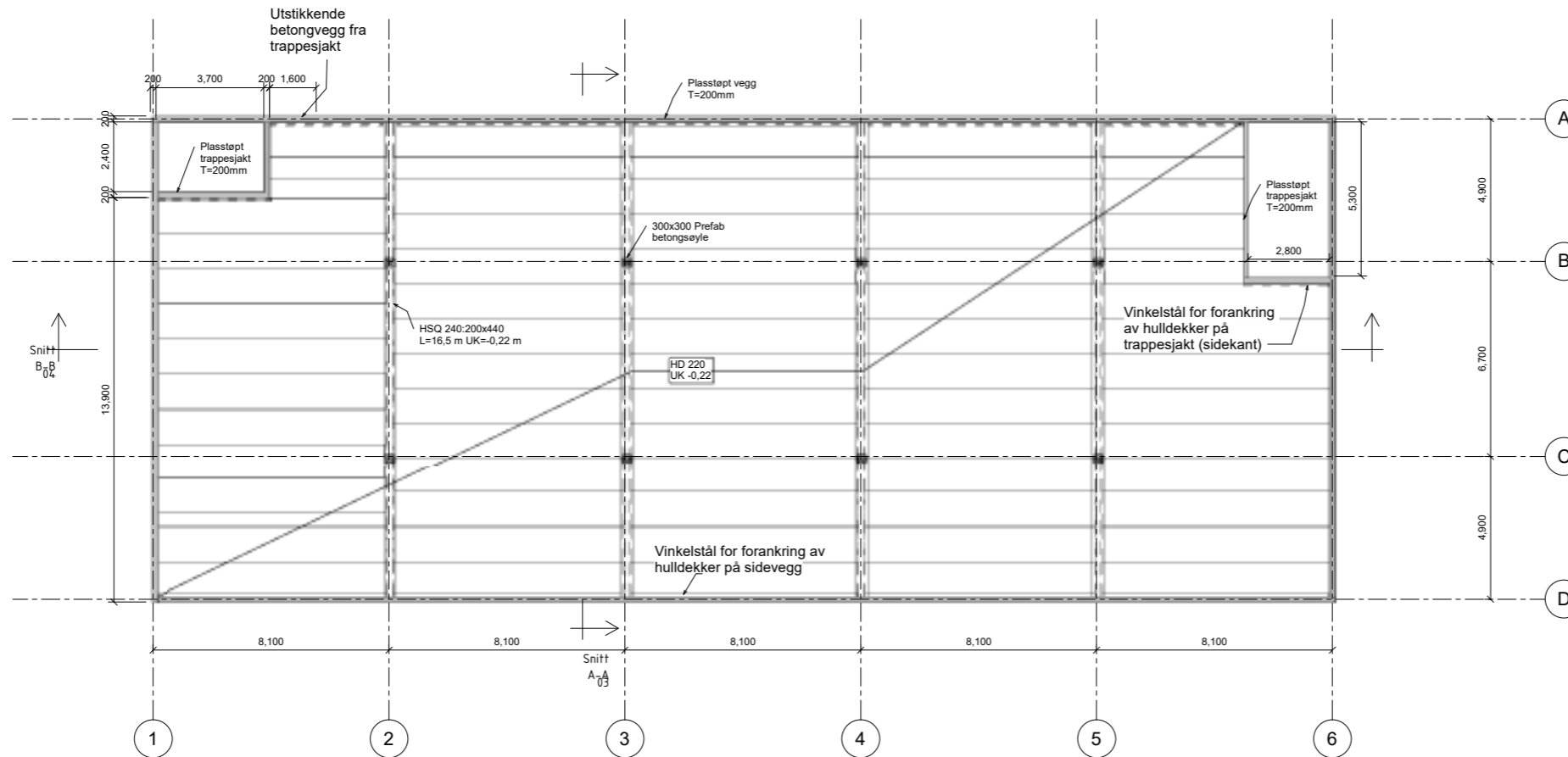


NTNU Ålesund
 Bacheloroppgave
 Måltegning -
 Fundamentplan

Dato 09.05.17

01
 Scale (Gjelder A1) 1 : 100

13.05.2017 14:38:27



- MERKNADER:**
1. TEGNINGEN VISER DEKKEPLANER MED STØRRELSER AV SØYLER OG DEKKER, SAMT STEDSTØPTE VEGGER.
 2. TEGNINGEN ER SETT NEDENFRA OG OPP PÅ DEKKET.
- ANVISNINGER:**
1. Forskaling
 - Forskalingsoverflate *Glatt*
 - Alle synlige, utgående hjørner avfases med 20 mm trekantlist.
- HENVISNINGER:**
1. Tegning nr 03 - Snitt A-A
 2. Tegning nr 04 - Snitt B-B
 3. Tegning nr 05 - Detaljer

NTNU Ålesund
Bacheloroppgave

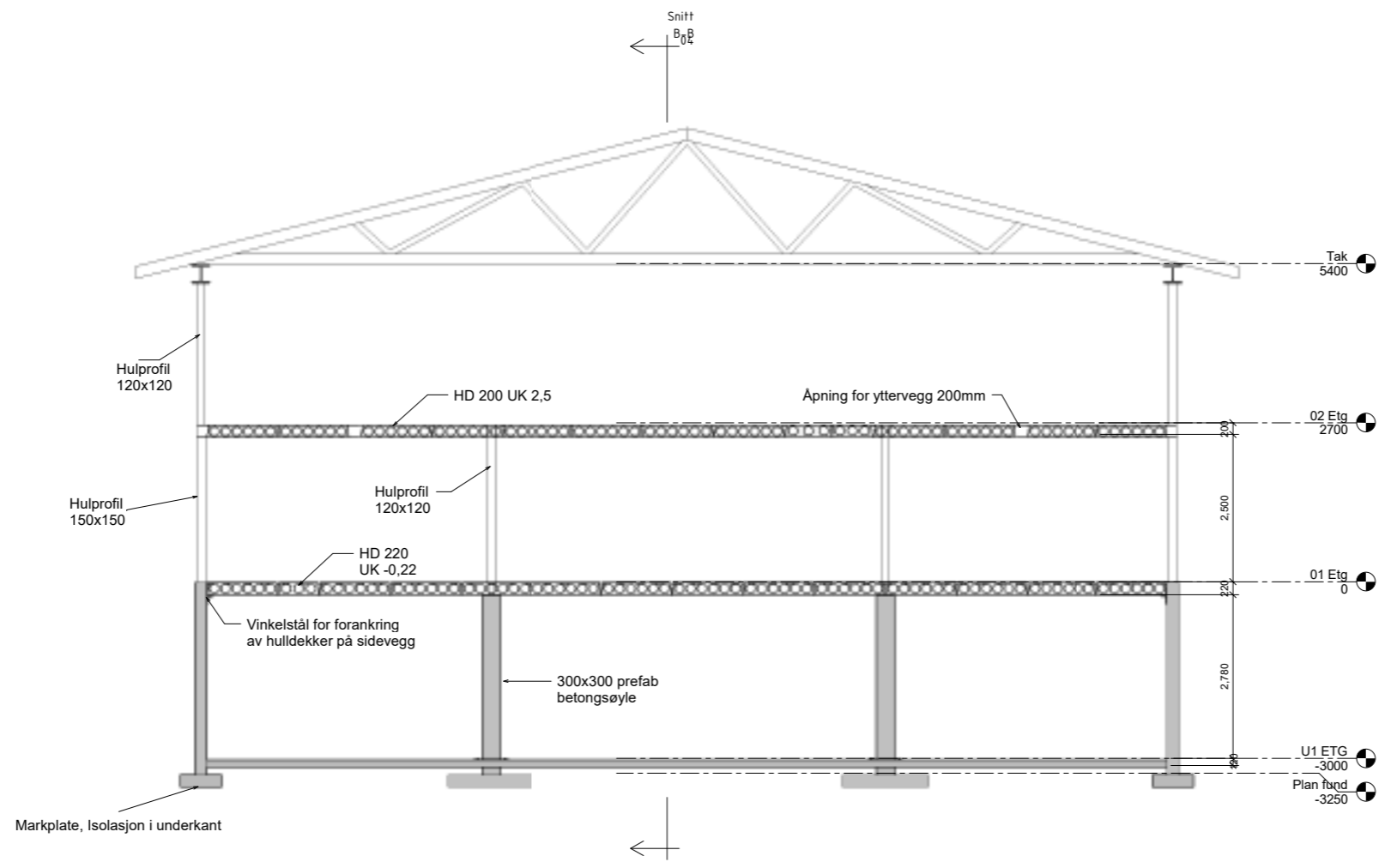
**Måltegning -Dekke
 over U1. ETG**

Dato 09.05.17

02

Scale (Gjelder A1) 1 : 100

13.05.2017 14.38.30



NTNU Ålesund
Bacheloroppgave

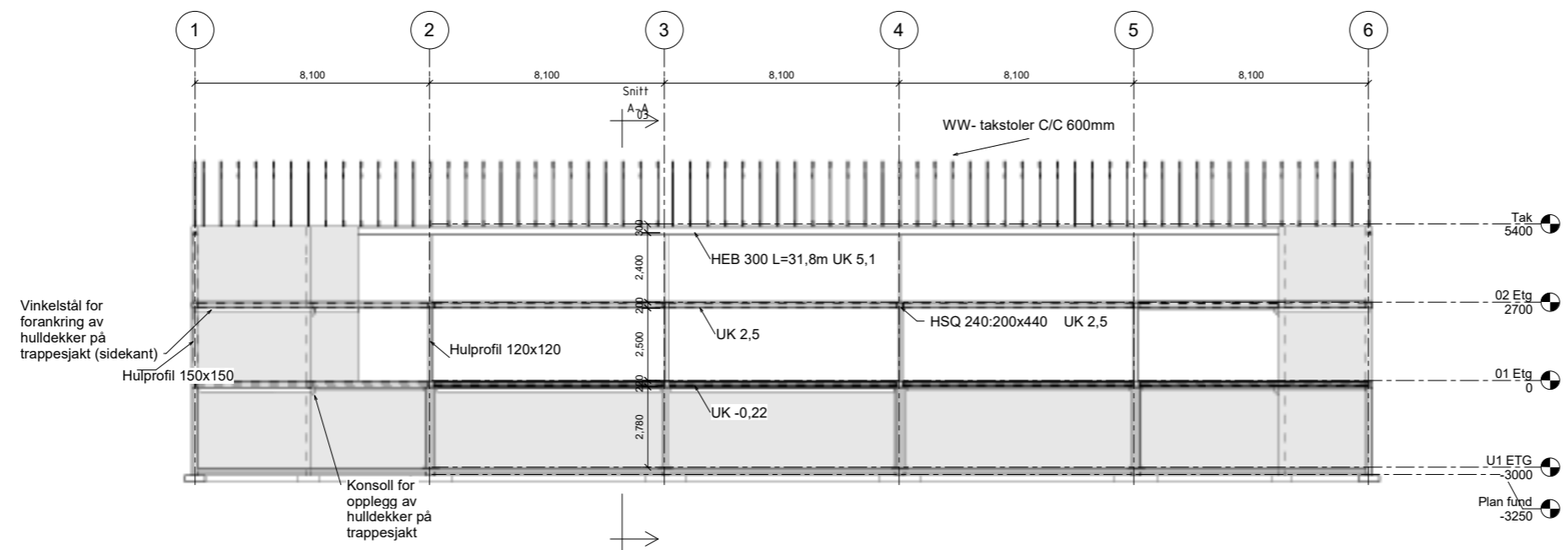
SNITT A-A

Dato 09.05.17

03

Scale (Gjelder A1) 1 : 50

13.05.2017 14.38.31



NTNU Ålesund
Bacheloroppgave

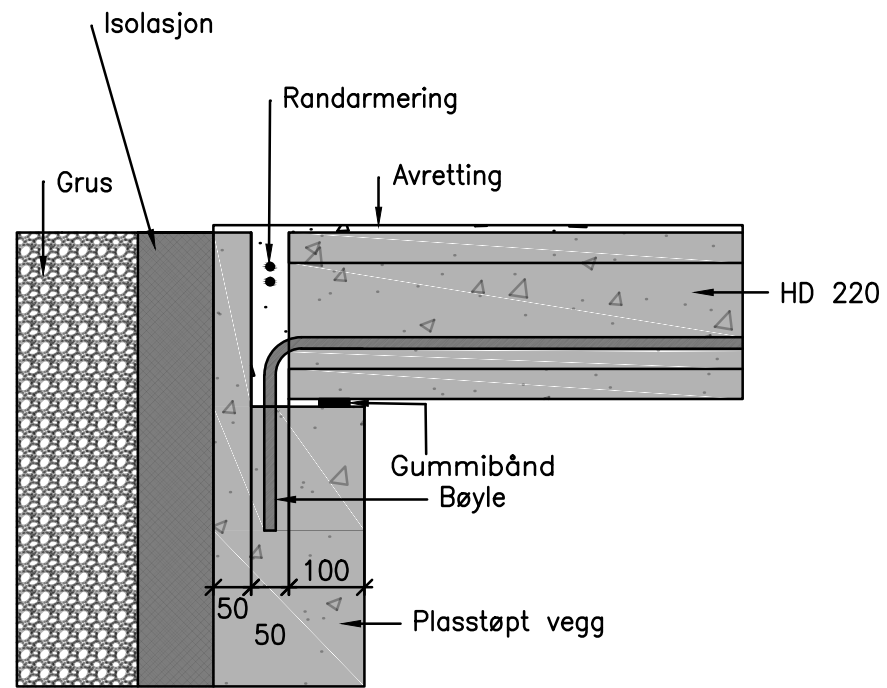
SNITT B-B

Dato 09.05.17

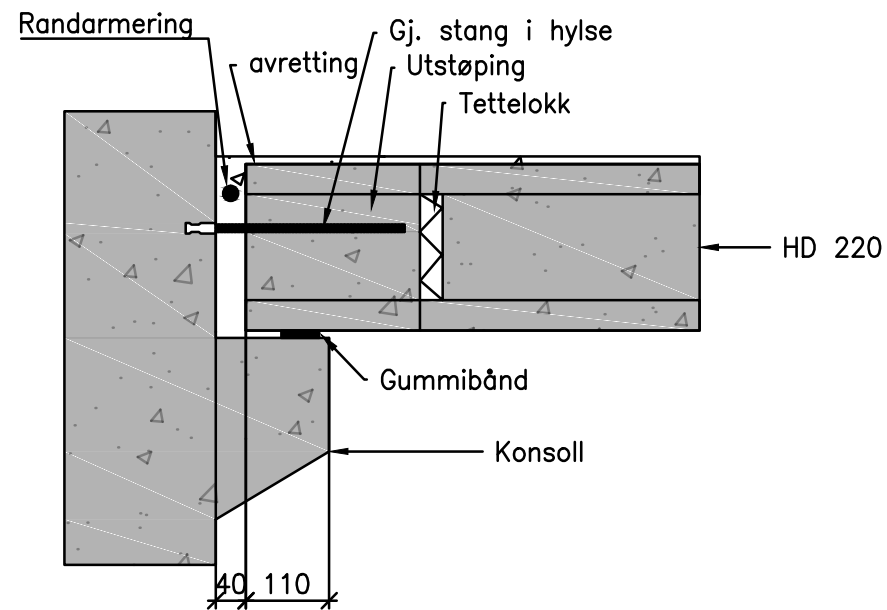
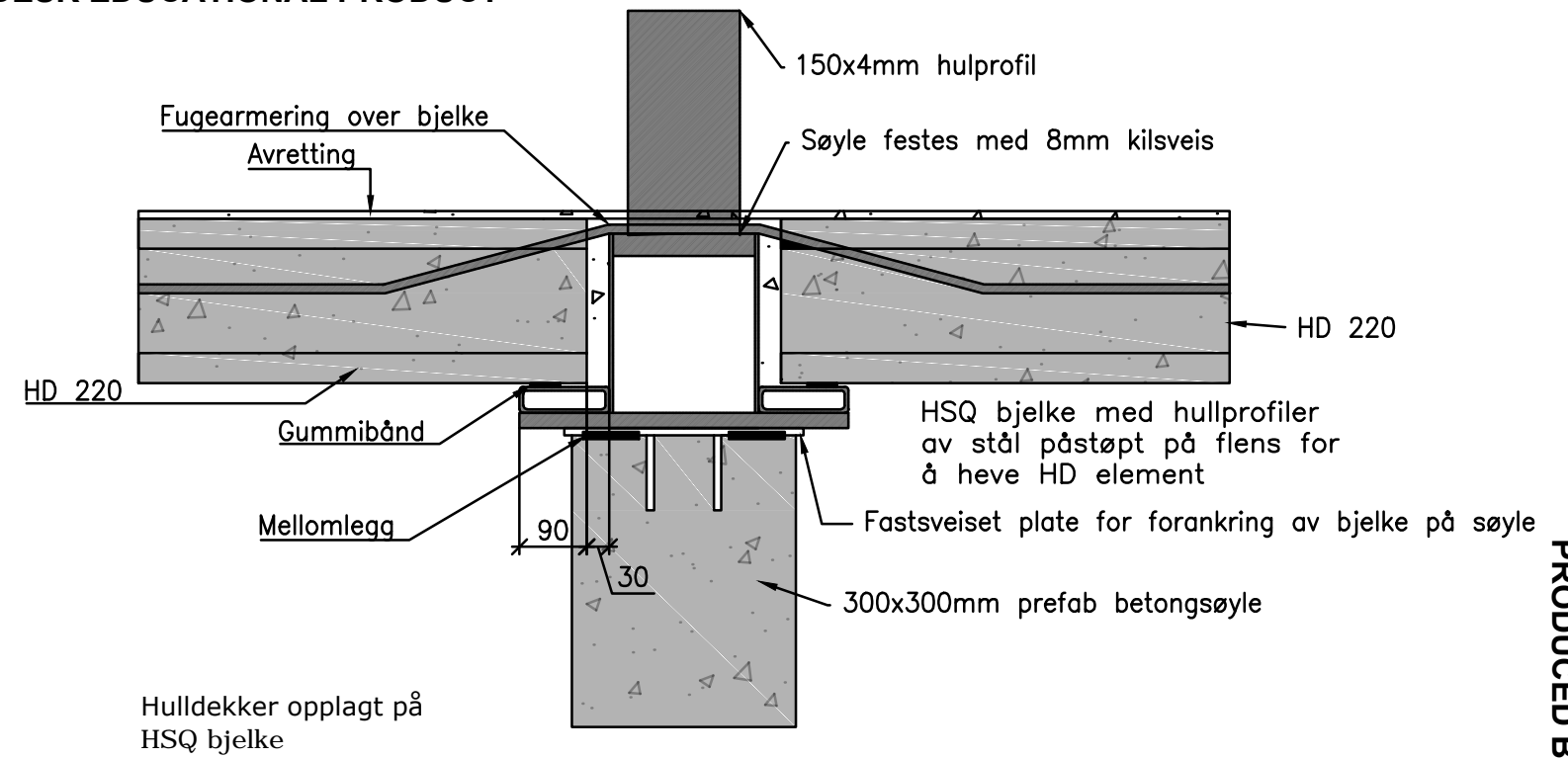
04

Scale (Gjelder A1) 1 : 100

13.05.2017 14.36.32



Kjellervegg



Opplegg mellom hulldekke og trappesjakt

REV	ANT	REVIDERINGEN GJELDER	SIGN.	DATO
		TILTAKSHAVER: NTNU Ålesund	MÅLESTOKK: 1:10	
		ADRESSE: NTNU Ålesund	TEGNET DATO: 10.05.17	
		TEGN. INNH: Detaljtegninger		
Bacheloroppgave			TEGNINGENS NUMMER:	REV.
			05	

Vedlegg H

Tak

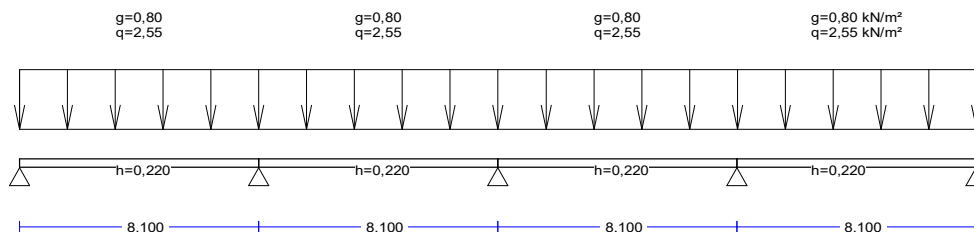
H1

1. Plasstøpt tak

Kontinuerlig plate

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

B35 - B500C



Dimensjonering av Betong

Betong- og stålkvalitet: B35-B500C (EC2 §3)
 Beskrivelse av miljøet : XC1 (EC2 §4.4.1)
 Betongoverdekning : $C_{nom}=15$ mm (EC2 §4.4.1)
 Egenvekt betong : $25,0$ kN/m³
 $\gamma_c=1,50$, $\gamma_s=1,15$ (EC2 Tabell 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=1,00 \times 35/1,50=23,33$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk} \cdot 0,05/\gamma_c=1,00 \times 2,2/1,50=1,47$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1,15=435$ MPa (EC2 §3.2.7)
 Betongens elastisitetsmodul $E_{cm}=34,0$ GPa

2. Dimensjoner, laster

Kontinuerlig plate, antall spenn=4, tverrlengde $L_y=16,50$ m

Lastfaktorer : $\gamma_G=1,35$, $\gamma_Q=1,50$, $\xi \cdot \gamma_G=0,89 \times 1,35=1,20$

(EC0 Tillegg A1)

Kombinasjon av variable laster : $\psi_0=0,70$, $\psi_1=0,50$, $\psi_2=0,30$

Effektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\varnothing/2=15+10/2=20$ mm

Spenn, tykkelser, laster i felt (g =egenvekt + permanent last, q =variabel last)

Felt -1, $L=8,100$ m, $h=0,220$ m, $g=(5,50+0,80) \times 1,000=6,30$ kN/m², $q=2,55 \times 1,000=2,55$ kN/m²

Felt -2, $L=8,100$ m, $h=0,220$ m, $g=(5,50+0,80) \times 1,000=6,30$ kN/m², $q=2,55 \times 1,000=2,55$ kN/m²

Felt -3, $L=8,100$ m, $h=0,220$ m, $g=(5,50+0,80) \times 1,000=6,30$ kN/m², $q=2,55 \times 1,000=2,55$ kN/m²

Felt -4, $L=8,100$ m, $h=0,220$ m, $g=(5,50+0,80) \times 1,000=6,30$ kN/m², $q=2,55 \times 1,000=2,55$ kN/m²

3. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.1, §9.3.1)

Last (STR) $q_{ed1}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q=1,35g+1,50 \times 0,70q=1,35 \times 6,30+1,05 \times 2,55=11,18$ kN/m

$q_{ed2}=\xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q=0,89 \times 1,35g+1,50q=1,20 \times 6,30+1,50 \times 2,55=11,39$ kN/m

Last (STR) $q_{ed1}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q=1,35g+1,50 \times 0,70q=1,35 \times 6,30+1,05 \times 2,55=11,18$ kN/m

$q_{ed2}=\xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q=0,89 \times 1,35g+1,50q=1,20 \times 6,30+1,50 \times 2,55=11,39$ kN/m

Last (STR) $q_{ed1}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q=1,35g+1,50 \times 0,70q=1,35 \times 6,30+1,05 \times 2,55=11,18$ kN/m

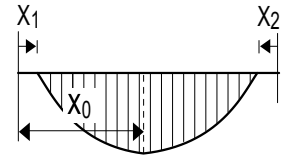
$q_{ed2}=\xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q=0,89 \times 1,35g+1,50q=1,20 \times 6,30+1,50 \times 2,55=11,39$ kN/m

Last (STR) $q_{ed1}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q=1,35g+1,50 \times 0,70q=1,35 \times 6,30+1,05 \times 2,55=11,18$ kN/m

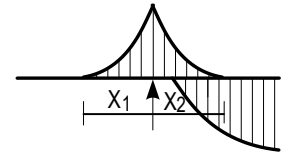
$q_{ed2}=\xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q=0,89 \times 1,35g+1,50q=1,20 \times 6,30+1,50 \times 2,55=11,39$ kN/m

4. Skjærkraft og bøyningmomentMaksimum feltmoment for lastkombinasjoner 1,20g+1,50q

Felt -1, Med= 64,42 kNm/m, $x_0=3,364$ m, $x_1=0,000$ m, $x_2=1,372$ m
 Felt -2, Med= 41,26 kNm/m, $x_0=4,255$ m, $x_1=1,563$ m, $x_2=1,153$ m
 Felt -3, Med= 41,26 kNm/m, $x_0=3,845$ m, $x_1=1,153$ m, $x_2=1,563$ m
 Felt -4, Med= 64,42 kNm/m, $x_0=4,736$ m, $x_1=1,372$ m, $x_2=0,000$ m

Maksimum støttemoment for lastkombinasjon 1,20g+1,50q

Opplager-0, Med= 0,00 kNm/m, $x_1=0,000$ m, $x_2=0,000$ m
 Opplager-1, Med= -82,27 kNm/m, $x_1=1,784$ m, $x_2=2,127$ m
 Opplager-2, Med= -62,32 kNm/m, $x_1=1,713$ m, $x_2=1,713$ m
 Opplager-3, Med= -82,27 kNm/m, $x_1=2,127$ m, $x_2=1,784$ m
 Opplager-4, Med= 0,00 kNm/m, $x_1=0,000$ m, $x_2=0,000$ m

Maksimum skjærkraft for lastkombinasjoner 1,20g+1,50q

Felt -1, Ved,A= 38,30 kN/m, Ved,B= -56,27 kN/m
 Felt -2, Ved,A= 50,79 kN/m, Ved,B= -46,14 kN/m
 Felt -3, Ved,A= 46,14 kN/m, Ved,B= -50,79 kN/m
 Felt -4, Ved,A= 56,27 kN/m, Ved,B= -38,30 kN/m

Maksimum reaksjonskrefter fra egenlast og nyttelast (Rg og Rq)

Opplager-0, Rg($x_1,20$)= 24,06 kN/m, Rq($x_1,50$)= 13,42 kN/m
 Opplager-1, Rg($x_1,20$)= 69,98 kN/m, Rq($x_1,50$)= 37,07 kN/m
 Opplager-2, Rg($x_1,20$)= 56,86 kN/m, Rq($x_1,50$)= 35,41 kN/m
 Opplager-3, Rg($x_1,20$)= 69,98 kN/m, Rq($x_1,50$)= 37,07 kN/m
 Opplager-4, Rg($x_1,20$)= 24,06 kN/m, Rq($x_1,50$)= 13,42 kN/m

5. Dimensjonerende verdier for laster, skjærkraft og bøyningmoment

Dimensjonerende moment etter omfordeling av moment med 0% (EC2 §5.5)

Reduksjon i ytterkant av opplager, (bsup=0,20 m) (EC2 §5.3.2.2.3)

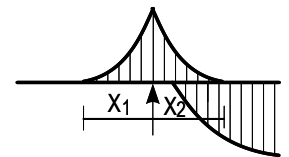
Kontroll for minimumsverdier, (0,65q_l (EC2 §5.3.2.2.3N))

Maksimum feltmoment og maksimum skjærkraft for lastkombinasjoner 1,20g+1,50q

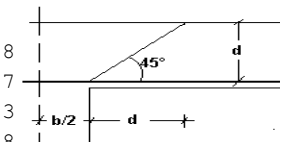
Felt -1, Med= 64,42 kNm/m, Ved,A= 37,16 kN/m, Ved,B= -55,13 kN/m
 Felt -2, Med= 41,26 kNm/m, Ved,A= 49,65 kN/m, Ved,B= -45,00 kN/m
 Felt -3, Med= 41,26 kNm/m, Ved,A= 45,00 kN/m, Ved,B= -49,65 kN/m
 Felt -4, Med= 64,42 kNm/m, Ved,A= 55,13 kN/m, Ved,B= -37,16 kN/m

Maksimum støttemoment for lastkombinasjon 1,20g+1,50q

Opplager-0, Med= 0,00 kNm/m, $x_1=0,000$ m, $x_2=0,000$ m
 Opplager-1, Med= -77,19 kNm/m, $x_1=1,784$ m, $x_2=2,127$ m
 Opplager-2, Med= -57,70 kNm/m, $x_1=1,713$ m, $x_2=1,713$ m
 Opplager-3, Med= -77,19 kNm/m, $x_1=2,127$ m, $x_2=1,784$ m
 Opplager-4, Med= 0,00 kNm/m, $x_1=0,000$ m, $x_2=0,000$ m

Maksimum skjærkrefter i avstand d fra ytterkant av opplager 1,20g+1,50q

Felt -1, $b/2+d=0,300$ m, $1,20g+1,50q=11,39$ kN/m², Ved,A= 34,88 kN/m, Ved,B= 52,8
 Felt -2, $b/2+d=0,300$ m, $1,20g+1,50q=11,39$ kN/m², Ved,A= 47,37 kN/m, Ved,B= 42,7
 Felt -3, $b/2+d=0,300$ m, $1,20g+1,50q=11,39$ kN/m², Ved,A= 42,72 kN/m, Ved,B= 47,3
 Felt -4, $b/2+d=0,300$ m, $1,20g+1,50q=11,39$ kN/m², Ved,A= 52,85 kN/m, Ved,B= 34,8

**6. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)**

(EC2 §6.1, §9.3.1)

Armering i felt

Med1= 64,42 kNm/m, $d=200$ mm, $K_d=0,788$ $x/d=0,10$ $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-2,3/20,0$ $k_s=2392$, **As= 770 mm²/m**
 Med2= 41,26 kNm/m, $d=200$ mm, $K_d=0,985$ $x/d=0,08$ $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-1,6/20,0$ $k_s=2365$, **As= 488 mm²/m**
 Med3= 41,26 kNm/m, $d=200$ mm, $K_d=0,985$ $x/d=0,08$ $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-1,6/20,0$ $k_s=2365$, **As= 488 mm²/m**
 Med4= 64,42 kNm/m, $d=200$ mm, $K_d=0,788$ $x/d=0,10$ $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-2,3/20,0$ $k_s=2392$, **As= 770 mm²/m**

Armering over støtte

Med1=-77,19kNm/m, d=200mm, Kd=0,720 x/d=0,12 $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-2,6/20,0$ ks=2409, **As= 930mm²/m**

Med2=-57,70kNm/m, d=200mm, Kd=0,833 x/d=0,09 $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-2,1/20,0$ ks=2384, **As= 688mm²/m**

Med3=-77,19kNm/m, d=200mm, Kd=0,720 x/d=0,12 $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-2,6/20,0$ ks=2409, **As= 930mm²/m**

7. Minimum feltarmering

(EC2 EN1992-1-1:2004, §9.3.1)

Felt -1, As>=0,26bd·fctm/fyk=333mm²/m, s<=400mm, s'<=450mm Ø12s340 (332mm²/m), Ø10s450 (154mm²/m)

Felt -2, As>=0,26bd·fctm/fyk=333mm²/m, s<=400mm, s'<=450mm Ø12s340 (332mm²/m), Ø 8s450 (112mm²/m)

Felt -3, As>=0,26bd·fctm/fyk=333mm²/m, s<=400mm, s'<=450mm Ø12s340 (332mm²/m), Ø 8s450 (112mm²/m)

Felt -4, As>=0,26bd·fctm/fyk=333mm²/m, s<=400mm, s'<=450mm Ø12s340 (332mm²/m), Ø10s450 (154mm²/m)

8. Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.2, §9.2.2)

Skjærkapasitet uten skjærarmering Vrdc

(EC2 §6.2.2)

Vrdc=[Crdc·k·(100ρ_l·fck)^{0,33}+k₁·σ_{cp}]·bw·d

(EC2 Lign.6.2.a)

Vrdc>=(vmin+k₁·σ_{cp})·bw·d

(EC2 Lign.6.2.b)

Crdc=0,18/γ_c=0,18/1,50=0,120, fck=35MPa, bw=1000mm, d=200mm

k=1+√(200/d)<=2, k=2,00, k₁=0,15

ρ_l=As_l/(bw·d)=930/(1000x200)=0,0047

vmin=0,0350·k^{0,67}·√fck = 0,33N/mm²,

(EC2 Lign.6.3N)

Vrd,c(min)=0,001x(0,33)x1000x200=66,00kN/m

Vrdc=0,001x[0,120x2,00x(0,47x35)^{0,33}]x1000x200=122,08kN/m

Ved=52,85 kN/m <= Vrdc=122,08 kN/m, **Ved<=Vrdc skjærarmering ikke påkrevd**

9. Armering:Feltarmering

Felt -1 **Ø12s145** (779mm²/m) hovedarmering i bunn, **Ø10s450** (174mm²/m) fordelingsarmering

Felt -2 **Ø12s230** (491mm²/m) hovedarmering i bunn, **Ø 8s450** (112mm²/m) fordelingsarmering

Felt -3 **Ø12s230** (491mm²/m) hovedarmering i bunn, **Ø 8s450** (112mm²/m) fordelingsarmering

Felt -4 **Ø12s145** (779mm²/m) hovedarmering i bunn, **Ø10s450** (174mm²/m) fordelingsarmering

Armering over støtte

Opplager-0 **Ø10s450** (174mm²/m) armering i topp

Opplager-1 **Ø12s120** (942mm²/m) armering i topp

Opplager-2 **Ø12s160** (706mm²/m) armering i topp

Opplager-3 **Ø12s120** (942mm²/m) armering i topp

Opplager-4 **Ø10s420** (187mm²/m) armering i topp

10. Bruksgrensetilstand (SLS), Felt -1

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

L=8,100m, b=1,000m, h=0,220m, d=0,200m

Last (tilnærmet permanent lastsituasjon) qed=g+ψ₂·q=6,30+0,30x2,55=7,07 kN/m

Leff=8,100m, Med=(7,07/11,39)x64,42=39,97 kNm/m, Med(SLS)=39,97 kNm/m

Endelig kryptall φ(∞,t₀)=2,50

(EC2 §3.1.4, Tillegg B)

Total svinntøyning ε_{cs}=-0,30%

γ_c=1,00, γ_s=1,00

(EC2 §2.4.2.4.2)

Betongens elastisitetmodul E_{cm}=34,0GPa, E_{ceff}=34,0/(1+2,50)=9,71GPa=9710MPa

(EC2 Lign.7.20)

Stålets elastisitetmodul E_s=200GPa=200000MPa

Modulforhold E_s/E_c=200/34,0=5,88, effektivt E_s/E_{c,eff}=200/9,71=20,60

Strekkarmering: Ø12s145 (779mm²/m)

Armeringsforhold ρ=As_l/(b·d)=779/(1000x200)=0,004

10.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS), Felt -1

Stivhet av urisset snitt, EI=(200/20,60)x(0,001x1,003)=9738 kNm²

A_i=A_c+(n-1)(A_{s1}+A_{s2}), e=(n-1)(A_{s1}·y_{1s}-A_{s2}·y_{2s})/A_i, I=I_c+b·h·e²+(A_{s1}·y_{1s}²+A_{s2}·y_{2s}²)(n-1)

S=As·y_{2s}=(0,001)²x779x0,084=(0,001)x0,066 m³, y_{2s}=104mm, y_{2s}=y₂-d₂=104-20=84mm (EC2 Lign.7.21)

Krumning på grunn av moment 1/r_M=39,97/9738=(0,001)x4,105 (1/m)

Krumning på grunn av svinn 1/r_{cs}=(0,001x0,30)x20,60x(0,066/1,003)=(0,001)x0,404 (1/m)

Samlet krumning 1/r=(0,001)x4,105+(0,001)x0,404=(0,001)x4,509 (1/m)

Rissmoment, M_{cr}=fctm·(I/y₂)=3,2x(1,003/0,104)=30,81 kNm

10.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS), Felt -1

$\rho = A_s / (b \cdot d) = 0,004$, $n \cdot \rho = 20,60$, $n \cdot \rho = 0,082$, $\xi = 0,594$, $\alpha = 0,332$, $x = \alpha \cdot d = 0,066m$
 Stivhet av fullstendig risset snitt, $EI = \xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2 = 0,594 \times 200 \times 779 \times 0,200^2 = 3703 \text{ kNm}^2$
 $y_2 = (1 - \alpha) d = 134mm$, $\epsilon_s = y_2 \cdot M / EI = (0,001) \times 134 \times 39,97 / 3703 = 1,44$
 $S = A_s \cdot y_2 = (0,001) \times 779 \times 0,134 = (0,001) \times 0,104 \text{ m}^3$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M = 39,97 / 3703 = (0,001) \times 10,794 \text{ (1/m)}$
 Krumning på grunn av svinne $1/r_{cs} = (0,001 \times 0,30) \times 20,60 \times (0,104 / 0,381) = (0,001) \times 0,641 \text{ (1/m)}$
 Samlet krumning $1/r = (0,001) \times 10,794 + (0,001) \times 0,641 = (0,001) \times 11,435 \text{ (1/m)}$
 $Med = 39,97 \text{ kNm}$, $\epsilon_c / \epsilon_s = 0,72 / 1,44$, $x = 66mm$, $\sigma_s = 288 \text{ N/mm}^2$

10.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS), Felt -1 (EC2 §7.4.2)

$l/d = K[1 + 1,5\sqrt{f_{ck}(\rho_o/\rho) + 3,2\sqrt{f_{ck}(\rho_o/\rho - 1)^{3/2}}}] = 39,52$ (EC2 Lign.7.16a)
 $f_{ck} = 35,00 \text{ N/mm}^2$, $\rho_o = 0,001 \times \sqrt{35,00} = 0,006$, $\rho = 0,004$, $\rho' = 0,000$, $\rho \leq \rho_o$, $K = 1,3$
 $l/d = (310/\sigma_s) \times (1/d)$, $\sigma_s = 288 \text{ N/mm}^2$, $l/d = (310/288) \times 39,52 = 42,47$ (EC2 Lign.7.17)
 $l_{eff}/d = 8,100 / 0,200 = 40,50 \leq 42,47$, **Felt/høyde er akseptabel**

10.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS), Felt -1 (EN1992-1-1, §7.4.3)

$\zeta = 1 - 0,50 \cdot (M_{cr}/Med)^2 = 1 - 0,50 \times (30,81/39,97)^2 = 0,70$ (Lign.7.19)
 Endelig krumning $(1/r) = 0,70 \times (0,001 \times 11,435) + (1 - 0,70) \times (0,001 \times 4,509) = (0,001) \times 9,378 \text{ (1/m)}$ (Lign.7.18)
 $\beta = (M_a + M_b) / M_c = (0,00 + 77,19) / 64,42 = 1,20$, $k = 0,104(1 - 1,20/10) = 0,0915$
 $f = k \cdot l_{eff}^2 \cdot (1/r) = 0,0915 \times 8,100^2 \times 9,378 = 56,32 \text{ mm}$
 $f = 56,32 \text{ mm} > 1000 \times 8,100 / 250 = 32,40 \text{ mm}$, Nedbøyningene er ikke akseptable

10.5. Minimumsarmering (SLS) (EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Minimum tverrsnittareal armering $A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s$ (EC2 Lign.7.1)
 $b = 1,000m$, $b_{eff} = 1,000m$, $h = 0,220m$, $d = 0,200m$, $x = 0,066m$, $\varnothing = 12mm$
 $Ned = 0,00kN$, $\sigma_c = (Ned/bh) = 0,0N/mm^2$, $\sigma_s = f_{yd} = 435N/mm^2$
 $A_{ct} = (h - x) \cdot b = (220 - 66) \times 1000 = 153633 \text{ mm}^2$
 $\max(h, b_1) = 0mm$, $f_{ctm} = 3,20N/mm^2$, $A_{ct} = 153633mm^2$, $k = 1,00$, $k_c = 0,40$, $k_1 = 1,50$
 Minimumsarmering, $A_{s,min} = 0,40 \times 1,00 \times 3,20 \times 153633 / 435 = 452mm^2/m$

10.6. Beregning av rissvidde (SLS), Felt -1 (EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$w_k = s_r \cdot \max(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ (EC2 Lign.7.8)
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff} / \rho_{eff}) (1 + \alpha \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0,6 \sigma_s / E_s$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma_s = 288N/mm^2$, kortvarig belastning: $E_s / E_c = 5,88$, $k_t = 0,6$, langvarig belastning: $E_s / E_c = 20,60$, $k_t = 0,4$
 $A_{ceff} = 2,5(h - d)b = 2,5 \times (220 - 200) \times 1000 = 50000 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $\rho_{eff} = A_s / A_{ceff} = 779 / 50000 = 0,016$
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [288 - 0,4 \times (3,2 / 0,016) (1 + 20,60 \times 0,016)] / 200 = 0,90\% \geq 0,6 \times 288 / 200 = 0,87\%$
 $s_r, \max = k_3 \cdot C_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varnothing / \rho_{eff}$ (EC2 Lign.7.11)
 $\varnothing = 12mm$, $k_1 = 0,8$, $k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0,5$, $k_3 = 3,4$, $k_4 = 0,425$
 $s_r, \max = 3,4 \times 15,00 + 0,8 \times 0,5 \times 0,425 \times 12 / 0,016 = 181,94 \text{ mm}$
 $w_k = s_r \cdot \max(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 181,94 \times 0,001 \times 0,90 = 0,16 \text{ mm}$
 $w_k = 0,16mm \leq 0,39mm = w_{max}$, Beskrivelse av miljøet: XC1, **Rissvidde er akseptabel**

11. Bruksgrensetilstand (SLS), Felt -2 (EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$L = 8,100m$, $b = 1,000m$, $h = 0,220m$, $d = 0,200m$
 Last (tilnærmet permanent lastsituasjon) $q_{ed} = g + \psi_2 \cdot q = 6,30 + 0,30 \times 2,55 = 7,07 \text{ kN/m}$
 $l_{eff} = 8,100m$, $Med = (7,07 / 11,39) \times 41,26 = 25,60 \text{ kNm/m}$, $Med(SLS) = 25,60 \text{ kNm/m}$
 Endelig kryptall $\phi(\infty, t_o) = 2,50$ (EC2 §3.1.4, Tillegg B)
 Total svinntøyning $\epsilon_{cs} = -0,30\%$
 $\gamma_c = 1,00$, $\gamma_s = 1,00$ (EC2 §2.4.2.4.2)
 Betongens elastisitetsmodul $E_{cm} = 34,0GPa$, $E_{ceff} = 34,0 / (1 + 2,50) = 9,71GPa = 9710MPa$ (EC2 Lign.7.20)
 Stålets elastisitetsmodul $E_s = 200GPa = 200000MPa$
 Modulforhold $E_s / E_c = 200 / 34,0 = 5,88$, effektivt $E_s / E_c, eff = 200 / 9,71 = 20,60$
 Strekkarmering: $\varnothing 12s230$ ($491mm^2/m$)
 Armeringsforhold $\rho = A_s / (b \cdot d) = 491 / (1000 \times 200) = 0,002$

11.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS), Felt -2

Stivhet av urisset snitt, $EI=(200/20,60) \times (0,001 \times 0,962) = 9340 \text{ kNm}^2$
 $A_i = A_c + (n-1)(A_{s1} + A_{s2})$, $e = (n-1)(A_{s1} \cdot y_{1s} - A_{s2} \cdot y_{2s}) / A_i$, $I = I_c + b \cdot h \cdot e^2 + (A_{s1} \cdot y_{1s}^2 + A_{s2} \cdot y_{2s}^2) (n-1)$
 $S = A_s \cdot y_2 = (0,001)^2 \times 491 \times 0,086 = (0,001) \times 0,042 \text{ m}^3$, $y_2 = 106 \text{ mm}$, $y_{2s} = y_2 - d_2 = 106 - 20 = 86 \text{ mm}$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M = 25,60/9340 = (0,001) \times 2,741 \text{ (1/m)}$
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs} = (0,001 \times 0,30) \times 20,60 \times (0,042/0,962) = (0,001) \times 0,272 \text{ (1/m)}$
 Samlet krumning $1/r = (0,001) \times 2,741 + (0,001) \times 0,272 = (0,001) \times 3,013 \text{ (1/m)}$
 Rissmoment, $M_{cr} = f_{ctm} \cdot (I/y_2) = 3,2 \times (0,962/0,106) = 28,98 \text{ kNm}$

11.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS), Felt -2

$\rho = A_s / (b \cdot d) = 0,002$, $n = \alpha_e = 20,60$, $n \cdot \rho = 0,041$, $\xi = 0,689$, $\alpha = 0,249$, $x = \alpha \cdot d = 0,050 \text{ m}$
 Stivhet av fullstendig risset snitt, $EI = \xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2 = 0,689 \times 200 \times 491 \times 0,200^2 = 2706 \text{ kNm}^2$
 $y_2 = (1 - \alpha) d = 150 \text{ mm}$, $\epsilon_s = y_2 \cdot M / EI = (0,001) \times 150 \times 25,60 / 2706 = 1,42$
 $S = A_s \cdot y_2 = (0,001)^2 \times 491 \times 0,150 = (0,001) \times 0,074 \text{ m}^3$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M = 25,60/2706 = (0,001) \times 9,461 \text{ (1/m)}$
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs} = (0,001 \times 0,30) \times 20,60 \times (0,074/0,279) = (0,001) \times 0,474 \text{ (1/m)}$
 Samlet krumning $1/r = (0,001) \times 9,461 + (0,001) \times 0,474 = (0,001) \times 9,935 \text{ (1/m)}$
 $M_{ed} = 25,60 \text{ kNm}$, $\epsilon_c / \epsilon_s = 0,47/1,42$, $x = 50 \text{ mm}$, $\sigma_s = 284 \text{ N/mm}^2$

11.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS), Felt -2 (EC2 §7.4.2)

$l/d = K[1 + 1,5\sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho)} + 3,2\sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho - 1)^{3/2}}] = 133,68$ (EC2 Lign.7.16a)
 $f_{ck} = 35,00 \text{ N/mm}^2$, $\rho_0 = 0,001 \times \sqrt{35,00} = 0,006$, $\rho = 0,002$, $\rho' = 0,000$, $\rho \leq \rho_0$, $K = 1,5$
 $l/d = (310/\sigma_s) \times (l/d)$, $\sigma_s = 284 \text{ N/mm}^2$, $l/d = (310/284) \times 133,68 = 145,77$ (EC2 Lign.7.17)
 $l_{eff}/d = 8,100/0,200 = 40,50 \leq 145,77$, **Felt/høyde er akseptabel**

11.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS), Felt -2 (EN1992-1-1, §7.4.3)

$\zeta = 1 - 0,50 \cdot (M_{cr}/M_{ed})^2 = 1 - 0,50 \times (28,98/25,60)^2 = 0,36$ (Lign.7.19)
 Endelig krumning $(1/r) = 0,36 \times (0,001 \times 9,935) + (1 - 0,36) \times (0,001 \times 3,013) = (0,001) \times 5,501 \text{ (1/m)}$ (Lign.7.18)
 $\beta = (M_a + M_b) / M_c = (77,19 + 57,70) / 41,26 = 3,27$, $k = 0,104(1 - 3,27/10) = 0,0700$
 $f = k \cdot l_{eff}^2 \cdot (1/r) = 0,0700 \times 8,100^2 \times 5,501 = 25,26 \text{ mm}$
 $f = 25,26 \text{ mm} \leq 1000 \times 8,100/250 = 32,40 \text{ mm}$, **Nedbøyningene er akseptable**

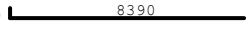
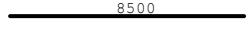


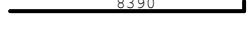
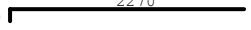
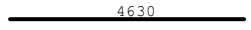



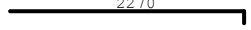
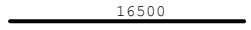
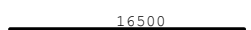
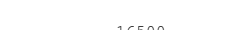

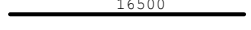
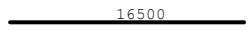
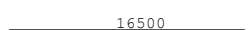
11.5. Minimumsarmering (SLS) (EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Minimum tverrsnittareal armering $A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot Act / \sigma_s$ (EC2 Lign.7.1)
 $b = 1,000 \text{ m}$, $b_{eff} = 1,000 \text{ m}$, $h = 0,220 \text{ m}$, $d = 0,200 \text{ m}$, $x = 0,050 \text{ m}$, $\varnothing = 12 \text{ mm}$
 $N_{ed} = 0,00 \text{ kN}$, $\sigma_c = (N_{ed}/bh) = 0,0 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$
 $Act = (h - x) \cdot b = (220 - 50) \times 1000 = 170241 \text{ mm}^2$
 $\max(h, b) = 0 \text{ mm}$, $f_{ctm} = 3,20 \text{ N/mm}^2$, $Act = 170241 \text{ mm}^2$, $k = 1,00$, $k_c = 0,40$, $k_1 = 1,50$
 Minimumsarmering, $A_{s,min} = 0,40 \times 1,00 \times 3,20 \times 170241 / 435 = 501 \text{ mm}^2/\text{m}$

11.6. Beregning av rissvidde (SLS), Felt -2 (EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

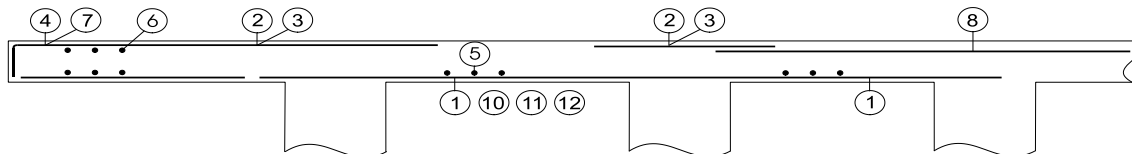
$w_{k,max} = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ (EC2 Lign.7.8)
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff}/\rho_{eff})(1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0,6 \sigma_s / E_s$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma_s = 284 \text{ N/mm}^2$, kortvarig belastning: $E_s/E_c = 5,88$, $k_t = 0,6$, langvarig belastning: $E_s/E_c = 20,60$, $k_t = 0,4$
 $A_{ceff} = 2,5(h - d)b = 2,5 \times (220 - 200) \times 1000 = 50000 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $\rho_{eff} = A_s/A_c, eff = 491/50000 = 0,010$
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [284 - 0,4 \times (3,2/0,010)(1 + 20,60 \times 0,010)] / 200 = 0,64\% \geq 0,6 \times 284 / 200 = 0,85\%$
 $s_{r,max} = k_3 \cdot C_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varnothing / \rho_{eff}$ (EC2 Lign.7.11)
 $\varnothing = 12 \text{ mm}$, $k_1 = 0,8$, $k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0,5$, $k_3 = 3,4$, $k_4 = 0,425$
 $s_{r,max} = 3,4 \times 15,00 + 0,8 \times 0,5 \times 0,425 \times 12 / 0,010 = 258,74 \text{ mm}$
 $w_{k,max} = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 258,74 \times 0,001 \times 0,85 = 0,22 \text{ mm}$
 $w_k = 0,22 \text{ mm} \leq 0,39 \text{ mm} = w_{max}$, Beskrivelse av miljøet: XC1, **Rissvidde er akseptabel**

12. Bøveliste

Num		Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	∅	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	(Felt-1)	⑪	120 	114	12	0,888	8,510	861,48
2	(Felt-2)	①		72	12	0,888	8,500	543,46
3	(Felt-3)	①		72	12	0,888	8,500	543,46
4	(Felt-4)	⑫		114	12	0,888	8,510	861,48
5	(Oppl-0)	④	100 	37	10	0,617	2,370	54,10
6	(Oppl-1)	②		138	12	0,888	4,630	567,38
7	(Oppl-2)	②		103	12	0,888	4,630	423,48
8	(Oppl-3)	②		138	12	0,888	4,630	567,38
9	(Oppl-4)	④		39	10	0,617	2,370	57,03
10	(Felt-1)	⑤		18	10	0,617	16,500	183,25
11	(Felt-2)	⑤		18	8	0,395	16,500	117,32
12	(Felt-3)	⑤		18	8	0,395	16,500	117,32
13	(Felt-4)	⑤		18	10	0,617	16,500	183,25
14	(Oppl-0)	⑥		5	10	0,617	16,500	50,90
15	(Oppl-1)	⑥		9	10	0,617	16,500	91,62
16	(Oppl-2)	⑥		9	10	0,617	16,500	91,62
17	(Oppl-3)	⑥		9	10	0,617	16,500	91,62
18	(Oppl-4)	⑥		5	10	0,617	16,500	50,90

Total vekt [kg]

5457,05



PRETRE

Generell

MONTERINGSVEILEDNING

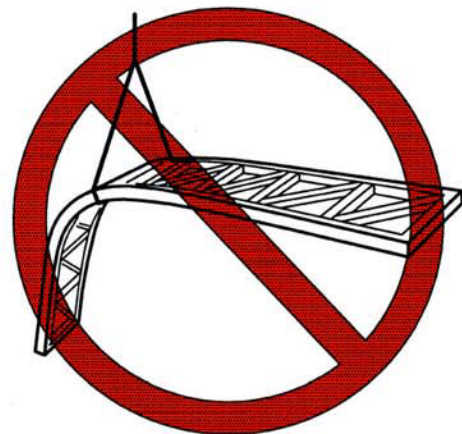
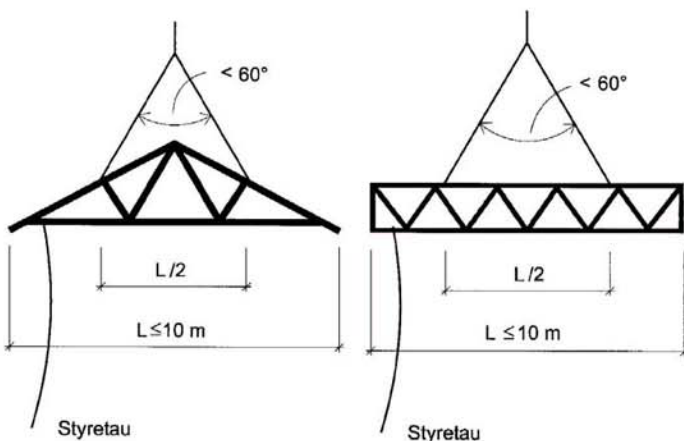
FOR TAKSTOLER I MINDRE BYGG

Ansvarlig for utførelsen av bygget har hovedansvaret for at konstruksjonene håndteres og monteres riktig og at bygget er forskriftsmessig avstivet og forankret. Denne veiledningen bare ment som et hjelpemiddel under montering

- Rett takstol skal på rett plass, snudd rett vei!
- Takstolene skal forankres og avstives som forutsatt!
- Takflaten skal avstives!
- Trykkstaver skal avstives der dette er forutsatt!

MOTTAKSKONTROLL LØFTING OG HÅNDTERING

- Opplysningene på Takstolkontrollens stempel skal stemme for dette bygget!
- Kontroller at det ikke er skader på trevirke og spikerplater!
- Antall konstruksjonstyper skal stemme overens med beskrivelsen!
- Ender som er merket skal ligge på samme side av bygget!

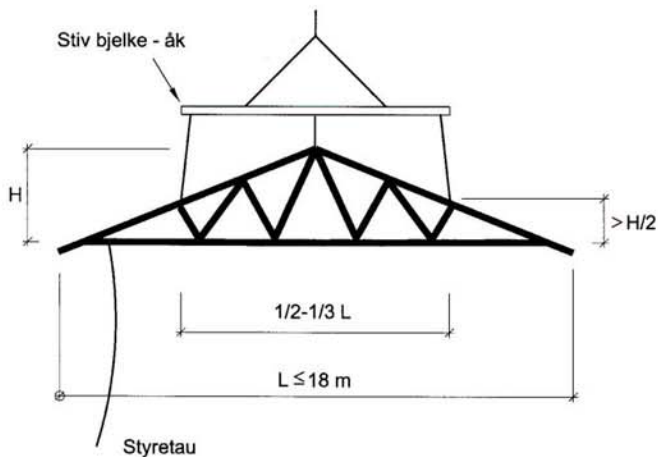


Løft aldri slik !

Løft aldri slik at konstruksjonene bøyes sideveis!

LAGRING PÅ BYGGEPLASSEN

- **Underlaget** skal være plant, stabilt og med god klaring til bakken !
- Konstruksjonene lagres helst **stående og tørt** (tildekket) !
- **Sikre** konstruksjonene godt **mot velting** (noen kan få de over seg!)



For å unngå overbelastning og skade, bør løftingen foregå som vist over!

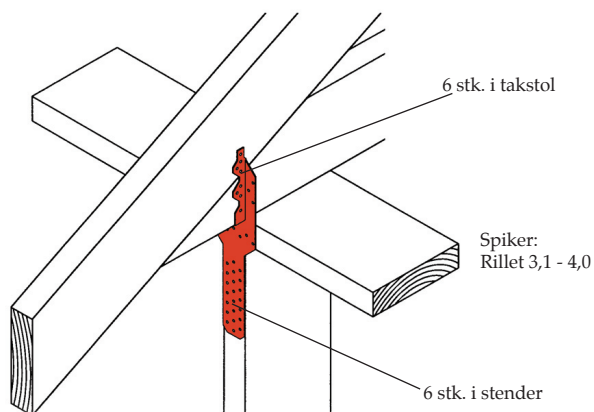
VIKTIG!

- Ikke kapp i noen deler av konstruksjonene uten anvisning fra leverandør!
- Utvekslinger, arker og takopplett skal utføres kun etter anvisning!
- Skjøting av konstruksjoner gjøres kun etter anvisning fra leverandør!

FORANKRING

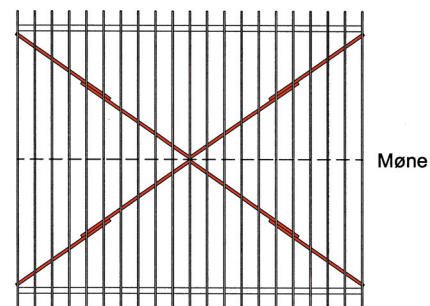
- I områder med **vindhastighet over 26 m/s** og referanse høyde over 10 m, må forankring og avstivning for vind **beregnes spesielt!** Det samme gjelder bygg med **store porter** slik som **næringsbygg, lager og landbruksbygg**. Ellers kan anvisningene nedenfor benyttes dersom ikke nøyaktigere dimensjonering er gjort.
- Forankring for vindlast til underliggende konstruksjon gjøres med **hullbånd, beslag eller skruer**. Med underliggende konstruksjon menes stendere, bjelker eller toppsvill som **forutsettes å være forankret videre nedover i bygget**.
- Det skal **alltid** være **beslag på de to ytterste konstruksjonene** mot gavlvegg + på hver annen videre innover taket. Altså – på nummer **1, 2, 4, 6 osv.!** På bygg med **store porter** slik som næringsbygg, lager og landbruksbygg **forankres hver takstol!**
- Alle beslag **spikres** eller **skrus etter anvisning** fra ansvarlig prosjekterende for bygget.

Eksempel på forankring!

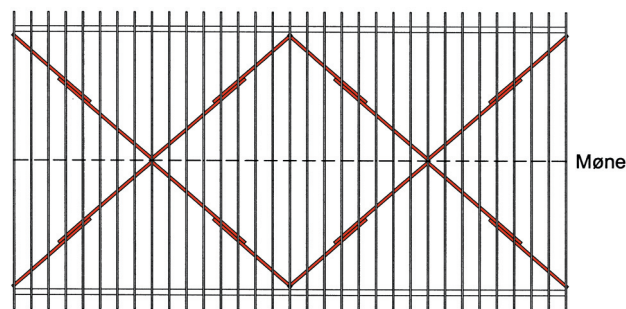


PERMANENT AVSTIVNING AV TAKFLATEN

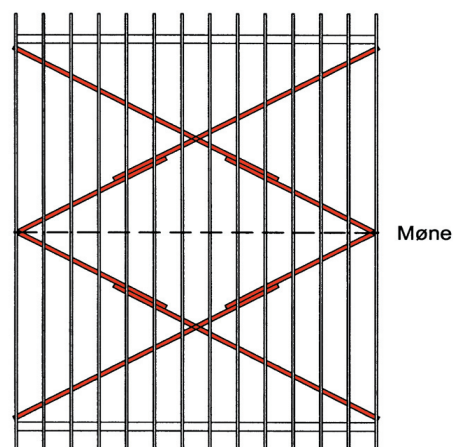
- Spesiell skråavstivning er ikke nødvendig på **boliger** dersom undertaket består av : Rupanel, 3 mm harde trefiberplater, sponplater, OSB-plater eller kryssfinerplater som er **spikret godt** til overgurtene. Det samme gjelder A-takstoler der loftrømmet kles innvendig med plater eller panel.
- Der det benyttes **undertak av folie eller kartong** må takflaten i tillegg til lekter **avstives** med skråband av bord eller stålband.
- På **småhus med senteravstand 600 mm** mellom konstruksjonene kan permanent kryssavstivning gjøres med **minst 23 x 98 mm bord av god kvalitet**. Bordene plasseres **på undersiden av overgurtene**. Start nede ved raft på den ytterste konstruksjonen og monter bordene i tilnærmet 45° vinkel opp mot mønet. Bordene **festes med 3 stk. spiker 2,8 – 75 til hver overgurt**. Se figurene under!



Avstivningen monteres fra gavlvegg (ved raft) mot mønet!

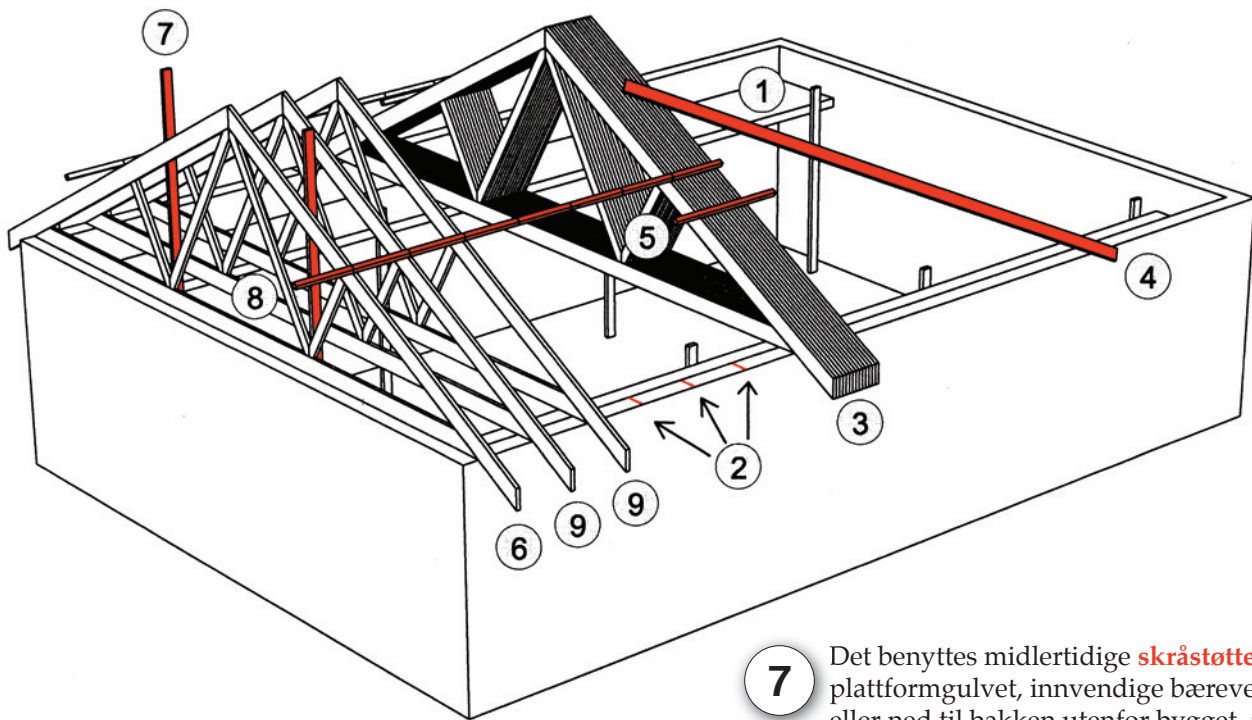


Ved lange bygg gjentas avstivningen!



Ved brede, korte bygg kryssavstives hver takflate!

MONTERING

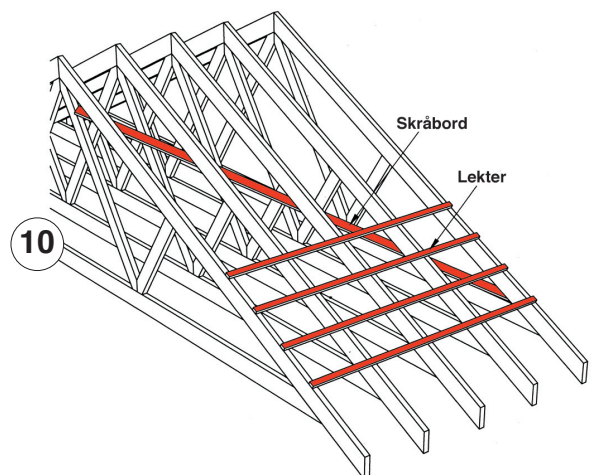


RETT TAKSTOL PÅ RETT Plass, SNUDD RETT VEG!

Alle bærevegger, dragere og søyler må være opprettet og avstivet før montasjen starter !

- 1 Sett opp **stillas** litt under toppsvillen, utvendig eller innvendig. Er spennvidden over 10 m, sett også opp stillas midt i bygget.
- 2 **Merk av takstolenes plassering** på alle bærevegger og dragere. På bindingsverksvegger er dette rett over hver stender – altså det skal alltid være **minst én stender under hver takstol**.
- 3 **Løft takstolpakkene** opp på toppsvillen og **plasser de** slik at takstolene senere kan fordeles sidevegs. Merkede ender skal på samme side av bygget.
- 4 Pakkene må **støttes forsvarlig opp** for å unngå velting. Bruk minst 36 x 98 mm planker til støtter.
- 5 **Før båndstålene fjernes**; monter en kort **lekt** over pakka på begge sider av bygget med én **spiker** gjennom lekta **til hver overgurt**.
- 6 Monter **gavltakstolene først** – det gjøres også ved oppheising av enkelttakstoler. Plasser de nøyaktig **i lodd** og med **riktig takutstikk**. **Forankringsbeslag** skal alltid benyttes på gavltakstolene.

- 7 Det benyttes midlertidige **skråstøtter** mot plattformgulvet, innvendige bærevegger eller ned til bakken utenfor bygget, for å holde **takstolene fast og i lodd** under montering.
- 8 Fest en **monteringslekt** på hver side av taket mellom gavltakstolen og takstolpakka. På lekta er det merket av riktig plassering av takstolene. Lekta festes så høyt opp at første rad med undertaksplater kan monteres uten å komme i konflikt med lekta.
- 9 Fortsett så monteringen fra gavltakstolen og inn mot takstolpakka. Bruk snor på ene siden for å få **utstikkene på linje**.
- 10 Når 6 – 7 takstoler er montert, festes et **skråbord** fra hjørne av bygget og opp mot mønet i ca. 45 graders vinkel. Dette gjøres på hver side av bygget. Bruk min. 23 x 98 mm bord og fest de på undersiden av overgurtene slik at de ikke kommer i konflikt med undertaksplatene.



For å sikre stabilitet må takflaten avstives både i møneretningen og diagonalt (skråbord)!

OBS! Sakstakstoler er spesielt utsatt for velting under montering.

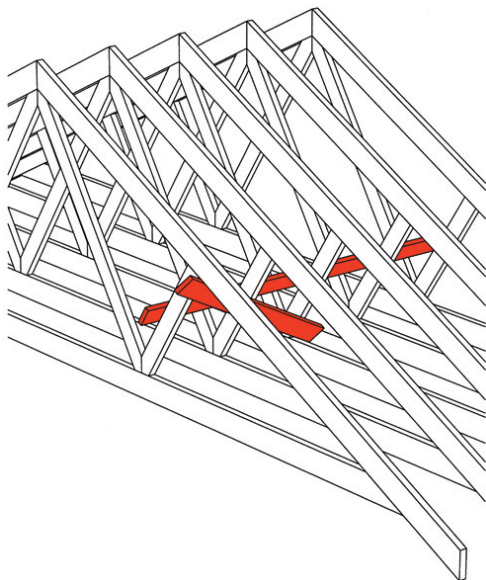
AVSTIVNING AV TRYKKSTAVER

- Noen **trykkstaver** i konstruksjonene er beregnet for å **avstives sidevegs** på byggeplassen. Dersom dette er tilfelle er avstivningspunktene stemplet med: **AVSTIVES HER**
- Til avstivning kan brukes 23 x 98 mm bord av god kvalitet som **plasseres rett over** stemplet **AVSTIVES HER**
Bordene festes til trykkstaven med 3 stk. 2,8 – 75 spiker.

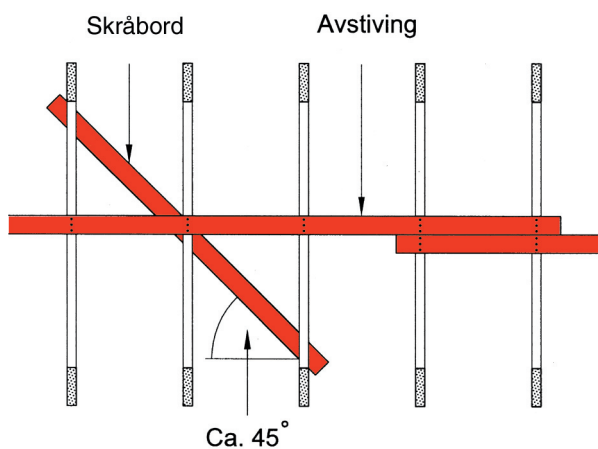
For å hindre at alle trykkstavene knekker ut samme vei, må **avstivningsbordene** også **forankres**. Dette gjøres ved å montere inn et **skråbord** i hver ende. Skråbordet festes til takflate eller til himling. Se figurene 1, 2 og 3!

NB: Antall avstivningspunkter og plassering er angitt i beregningen.

1.



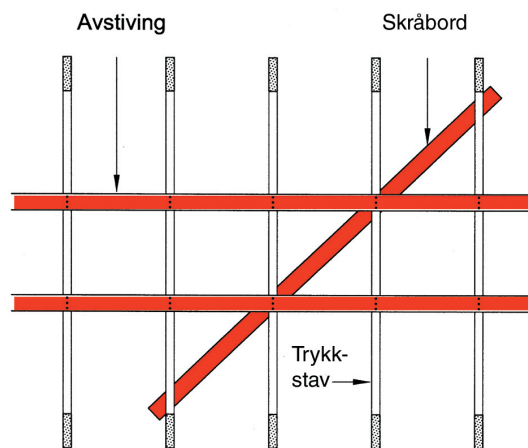
2.



Skråbord kan festes på motsatt side av trykkstaven. For trykkstaver som opptar store laster som inntrekkstav ned på opplegg må diagonalforankringen gjentas hver 3. meter. For øvrige trykkstaver gjentas diagonalforankringen for hver 6. meter.

Samme system benyttes også når flere avstivningspunkter er forutsatt:

3.

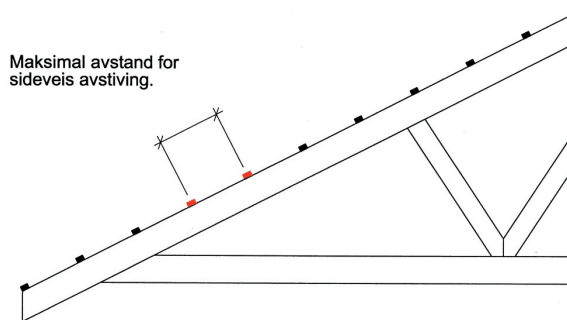


To avstivningspunkter!

AVSTIVNING AV GURTER

Vanligvis fastholdes overgurten av undertaket og/eller lekter. Dersom kun lektene sørger for avstivning må ikke lekteaavstanden bli for stor. Maksimal avstand for sidevegs avstivning er angitt i beregningene og på Takstolkontrollens stempel.

På noen typer valmtakstoler, gitterdragere med oppføring for takfall og store konstruksjoner som er delte i høyden, er det gurter som ikke kommer i kontakt med takflaten. Avstivning av slike underliggende gurter skal være angitt av leverandøren!



HENVISNINGER TIL ANNEN UTFYLLENDE INFORMASJON

- På NTF's nettside: www.takstol.com finner du utfyllende informasjon.
- Byggforsk-serien / Byggdetaljer: 520.241 – 520.243 – 525.831

Vedlegg I

Dimensjonering

1.1 Håndkontroll

Håndkontroll av laster i akse 2A ned til fundament:

Tak : Egenlast med lastfaktorer:						
Lastkombinasjoner:	Permanente laster	Egenlast	Dominerende snølast*	Nyttelast	Sum	Enhet
B1: Egenlast + snølast	$1,35 \cdot 1,1 =$	1,49	$1,05 \cdot 2,4 =$	2,52	4,01	kN/m ²
B2: Egenlast + snølast	$1,2 \cdot 1,1 =$	1,32	$1,50 \cdot 2,4 =$	3,60	4,92	kN/m ²
2.etg. : Egenlast med lastfaktorer:						
Lastkombinasjoner:	Permanente laster	Egenlast	Dominerende nyttelast	Nyttelast	Sum	Enhet
B1 (Ligning 6.10a)	$1,35 \cdot (3,0+0,5+0,1) =$	4,86	$1,05 \cdot 2,0 =$	2,10	6,96	kN/m ²
B2 (Ligning 6.10b)	$1,2 \cdot (3,0+0,5+0,1) =$	4,32	$1,50 \cdot 2,0 =$	3,00	7,32	kN/m ²
Svalgang 2.etg. : Egenlast med lastfaktorer:						
Lastkombinasjoner:	Permanente laster	Egenlast	Dominerende nyttelast	Nyttelast	Sum	Enhet
B1 (Ligning 6.10a)	$1,35 \cdot (3,0+0,5) =$	4,73	$1,05 \cdot 4,0 =$	4,20	8,93	kN/m ²
B2 (Ligning 6.10b)	$1,2 \cdot (3,0+0,5) =$	4,20	$1,50 \cdot 4,0 =$	6,00	10,20	kN/m ²
Ballkøng 2.etg. : Egenlast med lastfaktorer:						
Lastkombinasjoner:	Permanente laster	Egenlast	Dominerende nyttelast	Nyttelast	Sum	Enhet
B1 (Ligning 6.10a)	$1,35 \cdot (3,0+0,5) =$	4,73	$1,05 \cdot 4,0 =$	4,20	8,93	kN/m ²
B2 (Ligning 6.10b)	$1,2 \cdot (3,0+0,5) =$	4,20	$1,50 \cdot 4,0 =$	6,00	10,20	kN/m ²
1.etg. : Egenlast med lastfaktorer:						
Lastkombinasjoner:	Permanente laster	Egenlast	Dominerende nyttelast	Nyttelast	Sum	Enhet
B1 (Ligning 6.10a)	$1,35 \cdot (3,5+0,09+0,5+2,0) =$	8,22	$1,05 \cdot 2,0 =$	2,10	10,32	kN/m ²
B2 (Ligning 6.10b)	$1,2 \cdot (3,5+0,09+0,5+2,0) =$	7,31	$1,50 \cdot 2,0 =$	3,00	10,31	kN/m ²
Svalgang 1.etg. : Egenlast med lastfaktorer:						
Lastkombinasjoner:	Permanente laster	Egenlast	Dominerende nyttelast	Nyttelast	Sum	Enhet
B1 (Ligning 6.10a)	$1,35 \cdot (3,5+0,5) =$	5,40	$1,05 \cdot 4,0 =$	4,20	9,60	kN/m ²
B2 (Ligning 6.10b)	$1,2 \cdot (3,5+0,5) =$	4,80	$1,50 \cdot 4,0 =$	6,00	10,80	kN/m ²
Ballkøng 1.etg. : Egenlast med lastfaktorer:						
Lastkombinasjoner:	Permanente laster	Egenlast	Dominerende nyttelast	Nyttelast	Sum	Enhet
B1 (Ligning 6.10a)	$1,35 \cdot (3,5+0,5) =$	5,40	$1,05 \cdot 4,0 =$	4,20	9,60	kN/m ²
B2 (Ligning 6.10b)	$1,2 \cdot (3,5+0,5) =$	4,80	$1,50 \cdot 4,0 =$	6,00	10,80	kN/m ²

Figur 1 Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand.

Akse 2:													
Kontroll av vertikal last i boligblokk.													
PLAN	Søyle nr	Egenvekt	Nytte-last	L	B	Areal	Sum laster bruddgr	Reduksjonsfaktor	Red. laster	Akkum. kN	Nødv. A mm2	Dimensjon stål	
Tak	S/2A	1,32	3,60	8,15	8,1	66,015	324,7938	1	325	325	1 372		
Plan 2	S/2A	4,20	6,00	2,5	8,1	20,25	191,97	1	192	517	2 184	HUP100x5	
Plan garas	S/2A					0	0	1	0	517	42 448		
sum	S/2A									517	42 448	141	

Kontroll av vertikal last i boligblokk.													
PLAN	Søyle nr	Egenvekt	Nytte-last	L	B	Areal	Sum laster bruddgr	Reduksjonsfaktor	Red. laster	Akkum. kN	Nødv. A mm2	Dimensjon stål	Dimensjon betong b=250
							0	1	0	0	0		
Plan 2	S/2B	4,32	3,00	5,85	8,1	47,385	361,4382	1	361	361	1 527	HUP100x5	
Plan garas	S/2B	8,22	2,10	5,85	8,1	47,385	491,4432	1	491	853	70 058		280
egen,bjelke	S/2B	15,00		5,85	0,3	1,755	26,325	1	26	879			
egen,søyle	S/2B	6,25		3,1	0,4	1,24	7,75	1	8	887			
sum	S/2B									887	72 857	243	

Kontroll av vertikal last i boligblokk.													
PLAN	Søyle nr	Egenvekt	Nytte-last	L	B	Areal	Sum laster bruddgr	Reduksjonsfaktor	Red. laster	Akkum. kN	Nødv. A mm2	Dimensjon stål	Dimensjon betong b=250
							0	1	0	0	0		
Plan 2	S/2C	4,32	3,00	5,65	8,1	45,765	337,7882	1	338	338	1 427	HUP100x5	
Plan garas	S/2C	8,22	2,10	5,65	8,1	45,765	472,3634	1	472	810	66 548		266
sum	S/2-1									810	66 548	222	

Kontroll av vertikal last i boligblokk.													
PLAN	Søyle nr	Egenvekt	Nytte-last	L	B	Areal	Sum laster bruddgr	Reduksjonsfaktor	Red. laster	Akkum. kN	Nødv. A mm2	Dimensjon stål	
Tak	S/2D	1,32	3,60	8,15	5,25	42,7875	210,5145	1	211	211	889		
Plan 2	S/2D	4,20	6,00	2,3	6,25	14,375	126,1857	1	126	337	1 423	HUP120x5	
									0	337	27 658		
sum	S/2G									337	27 658	92	

Figur 2 Beregninger av vertikale laster fra tak til fundament.

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

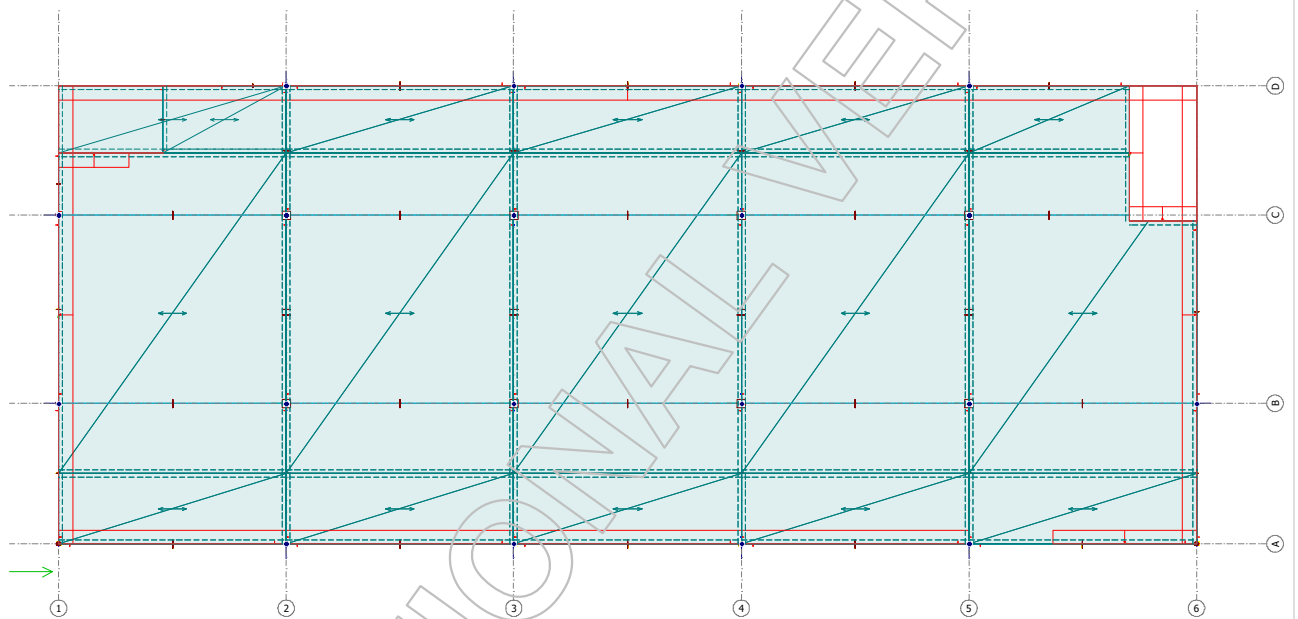
7 Ståldimensjonering

7.1.1 Inndata dimensjonering

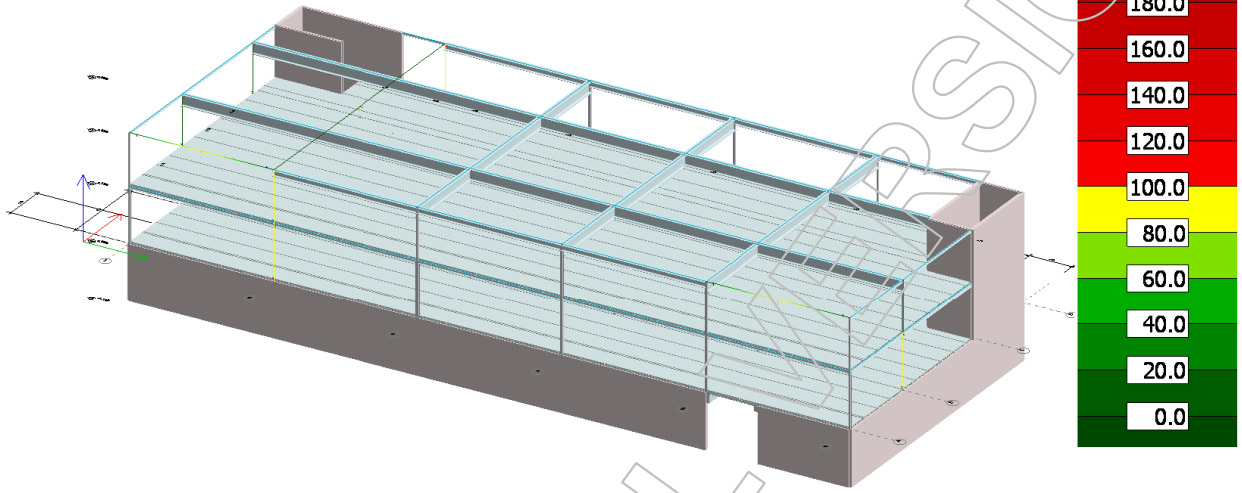
7.1.2 Bjelke og Søyle Utnyttelser

Bilde første side

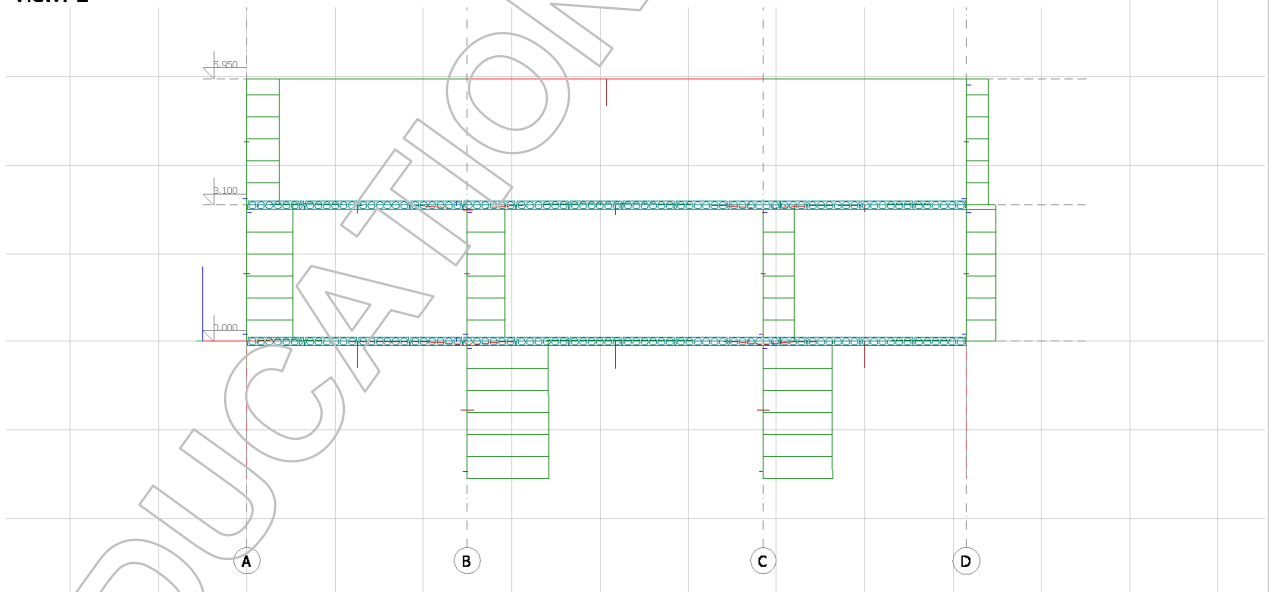
Eurocode (NA: Norwegian)



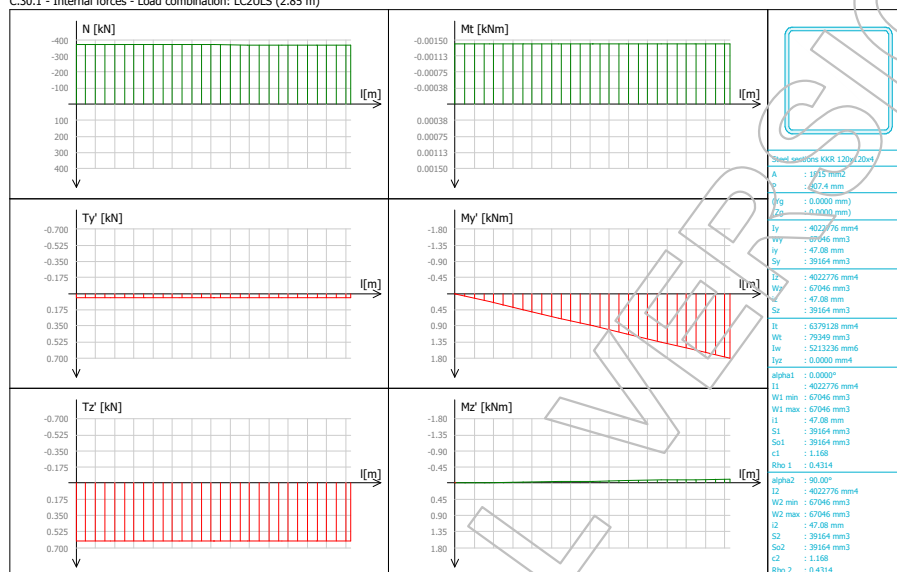
Eurocode (NA: Norwegian) code: Steel bar - Utilization - Load combinations - Maximum - Colour palette - [%]



Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - Load combinations - LC2ULS - Bars, N - Graph - [kN]
View: 2



C.30.1 - Internal forces - Load combination: LC2ULS (2.85 m)



Load combinations

No.	Name	Type	Factor	Load cases
1	Egenl...	Ultimate	1.000	Egenlast Bygg...
2	Nyttel...	Ultimate	1.000	Nyttelast
3	LC1ULS	Ultimate	1.350	Egenlast Bygg...
			1.050	Nyttelast
4	LC2ULS	Ultimate	1.202	Egenlast Bygg...
			1.500	Nyttelast
5	LC1S...	Charact...	1.000	Egenlast Bygg...
			1.000	Nyttelast

C.30.1
Maximum of load combinations

S 355

$E = 210000 \text{ N/mm}^2$

$G = 80769 \text{ N/mm}^2$

$Y_{M0,ult} = 1.05$

$Y_{M1,ult} = 1.05$

$Y_{M2,ult} = 1.25$

$Y_{M0,acc/seis} = 1.00$

$Y_{M1,acc/seis} = 1.00$

$Y_{M2,acc/seis} = 1.00$

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

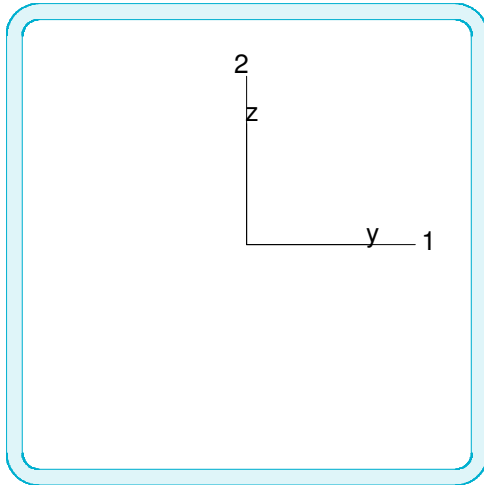
Prosj.nr / Proj.no

14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

KKR 120x120x4

A	=	1815 mm ²	f _y	=	355 N/mm ²
I _y	=	4.023e+06 mm ⁴	ε	=	0.81
I _z	=	4.023e+06 mm ⁴	λ _y	=	76.40
I ₁	=	4.023e+06 mm ⁴			
I ₂	=	4.023e+06 mm ⁴			
W _{pl,1}	=	7.833e+04 mm ³			
W _{pl,2}	=	7.833e+04 mm ³			
W _{el,min,1}	=	6.705e+04 mm ³			
W _{el,min,2}	=	6.705e+04 mm ³			
i ₁	=	47 mm			
i ₂	=	47 mm			
I _t	=	6.379e+06 mm ⁴			
I _w	=	5.213e+06 mm ⁶			

Shear resistance, 1-1 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8

LC: 'LC1ULS', x = 0 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,pl,Rd} = \frac{A_{1,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{907 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 177.12 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,pl,T,Rd} = 1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}} = 1 - \frac{0.02}{(355 / \sqrt{3}) / 1.05} = 177.11 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pl,T,Rd}} = \frac{0.04}{177.11} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8

LC: 'LC1ULS', x = 1900 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{2,pl,Rd} = \frac{A_{2,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{907 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 177.12 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,pl,T,Rd} = 1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}} = 1 - \frac{0.02}{(355 / \sqrt{3}) / 1.05} = 177.11 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,pl,T,Rd}} = \frac{0.73}{177.11} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1: 6.2.7

LC: 'LC1ULS', x = 1900 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

T_{max,unit} = 12.60 $\frac{\text{N/mm}^2}{\text{kNm}}$ is calculated by FEM analysis.

$$T_{Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot T_{max,unit}} = \frac{355}{\sqrt{3} \cdot 12.60} = 15.49 \text{ kNm}$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.00}{15.49} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

Shear stress - Part 1-1: 6.2.6

Not relevant

Normal stress - Part 1-1: 6.2.1

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1: 6.2LC: 'LC2ULS', $x = 2850$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1 $V_{1,Ed} = 0.04$ kN $\leq 0.5 \cdot V_{1,pl,T,Rd} = 88.55$ kN $\rightarrow \rho_1 = 0.00$ $V_{2,Ed} = 0.63$ kN $\leq 0.5 \cdot V_{2,pl,T,Rd} = 88.55$ kN $\rightarrow \rho_1 = 0.00$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{367.89}{613.57} + \frac{1.80}{26.48} + \frac{0.11}{26.48} = 0.67 \leq 1.00 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1: 6.3.1LC: 'LC2ULS', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{L_{cr,1}}{i_1 \cdot \lambda_1} = \frac{2850}{47 \cdot 76.40} = 0.79 \quad (6.50)$$

 $\alpha_1 = 0.49$ (Buckling curve: c)

$$\varphi_1 = 0.5 \left[1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_1 - 0.2) + \bar{\lambda}_1^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.79 - 0.2) + 0.79^2 \right] = 0.96$$

$$X_1 = \min \left(\frac{1}{\varphi_1 + \sqrt{\varphi_1^2 - \bar{\lambda}_1^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.96 + \sqrt{0.96^2 - 0.79^2}}, 1.0 \right) = 0.67 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{X_1 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.67 \cdot 1815 \cdot 355}{1.05} = 409.23 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{368.37}{409.23} = 0.90 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1: 6.3.1LC: 'LC2ULS', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{L_{cr,2}}{i_2 \cdot \lambda_1} = \frac{2850}{47 \cdot 76.40} = 0.79 \quad (6.50)$$

 $\alpha_2 = 0.49$ (Buckling curve: c)

$$\varphi_2 = 0.5 \left[1 + \alpha_2 \cdot (\bar{\lambda}_2 - 0.2) + \bar{\lambda}_2^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.79 - 0.2) + 0.79^2 \right] = 0.96$$

$$X_2 = \min \left(\frac{1}{\varphi_2 + \sqrt{\varphi_2^2 - \bar{\lambda}_2^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.96 + \sqrt{0.96^2 - 0.79^2}}, 1.0 \right) = 0.67 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,2} = \frac{X_2 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.67 \cdot 1815 \cdot 355}{1.05} = 409.23 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{368.37}{409.23} = 0.90 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

Torsional-flexural buckling - Part 1-1: 6.3.1LC: 'LC2ULS', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$i_0 = \sqrt{i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2} = \sqrt{47^2 + 47^2 + 0^2 + 0^2} = 67 \text{ mm}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{l_T^2} \right) =$$

$$= \frac{1}{67^2} \left(80769 \cdot 6.379e+06 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 5.213e+06}{2.85^2} \right) = 116220.27 \text{ kN}$$

$$i_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) (N - N_{b,Rd,2}) (N - N_{cr,T}) - N^2 y_0^2 (N - N_{b,Rd,2}) - N^2 z_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) = 0$$

Smallest root of the above equation:

$$N_{cr,TF} = 116220.27 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \min(N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min(116220.27, 116220.27) = 116220.27 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{1815 \cdot 355}{116220.27}} = 0.07 \quad (6.53)$$

$$\alpha_T = 0.49 \quad (\text{Buckling curve: c})$$

$$\varphi_T = 0.5 \left[1 + \alpha_T \cdot (\bar{\lambda}_T - 0.2) + \bar{\lambda}_T^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.07 - 0.2) + 0.07^2 \right] = 0.47$$

$$X_T = \min \left(\frac{1}{\varphi_T + \sqrt{\varphi_T^2 - \bar{\lambda}_T^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.47 + \sqrt{0.47^2 - 0.07^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{X_T \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1.00 \cdot 1815 \cdot 355}{1.05} = 613.57 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{368.37}{613.57} = 0.60 \leq 1.00 - \text{OK}$$

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

Lateral torsional buckling - Part 1-1: 6.3.2.2LC: 'LC1ULS', $x = 2850$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$N_{cr,LT} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k_z \cdot L_{cr})^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.100e+05 \cdot 4.023e+06}{(1.00 \cdot 2850)^2} = 1026.49 \text{ kN}$$

Loaded on top edge.

$$Z = (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) = (0.00 \cdot 60 - 0.94 \cdot 0) = 0.00 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot N_{cr,LT} \cdot \left\{ \left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{G \cdot I_t}{N_{cr,LT}} + Z^2 \right]^{0.5} - Z \right\} =$$

$$= 1.77 \cdot 1.026e+06 \cdot \left\{ \left[\left(\frac{1.00}{1.00} \right)^2 \cdot \frac{5.213e+06}{4.023e+06} + \frac{8.077e+04 \cdot 6.379e+06}{1.026e+06} + 0.00^2 \right]^{0.5} - 0.00 \right\} =$$

$$= 1287.23 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{78327 \cdot 355}{1.287e+09}} = 0.15$$

 $\alpha_{LT} = 0.76$ (Buckling curve: d)

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] =$$

$$= 0.5 \left[1 + 0.76 \cdot (0.15 - 0.2) + 0.15^2 \right] = 0.49$$

$$X_{LT} = \min \left(\frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.49 + \sqrt{0.49^2 - 0.15^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.56)$$

$$M_{y,b,Rd} = X_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{Y_{M1}} = 1.00 \cdot 78327 \cdot \frac{355}{1.05} = 26.48 \text{ kNm} \quad (6.55)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{2.08}{26.48} = 0.08 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1: 6.3.3LC: 'LC2ULS', $x = 2850$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1 k_{ij} factors are calculated according to Method 1

$$C_{my} = 0.75 \quad C_{yy} = 1.09$$

$$C_{mz} = 0.75 \quad C_{yz} = 0.97$$

$$C_{mLT} = 1.00 \quad C_{zy} = 0.97$$

$$C_{zz} = 1.09$$

$$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 78327 = 27.81 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,1}} + k_{11} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{12} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rk}} =$$

$$= \frac{367.89}{409.23} + 0.90 \cdot \frac{1.80}{26.48} + 0.60 \cdot \frac{0.11}{\frac{27.81}{1.05}} = 0.96 \leq 1.00 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1: 6.3.3LC: 'LC2ULS', $x = 2850$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1 k_{ij} factors are calculated according to Method 1

$$C_{my} = 0.75 \quad C_{yy} = 1.09$$

$$C_{mz} = 0.75 \quad C_{yz} = 0.97$$

$$C_{mLT} = 1.00 \quad C_{zy} = 0.97$$

$$C_{zz} = 1.09$$

$$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 78327 = 27.81 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,2}} + k_{21} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{22} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rk}} =$$

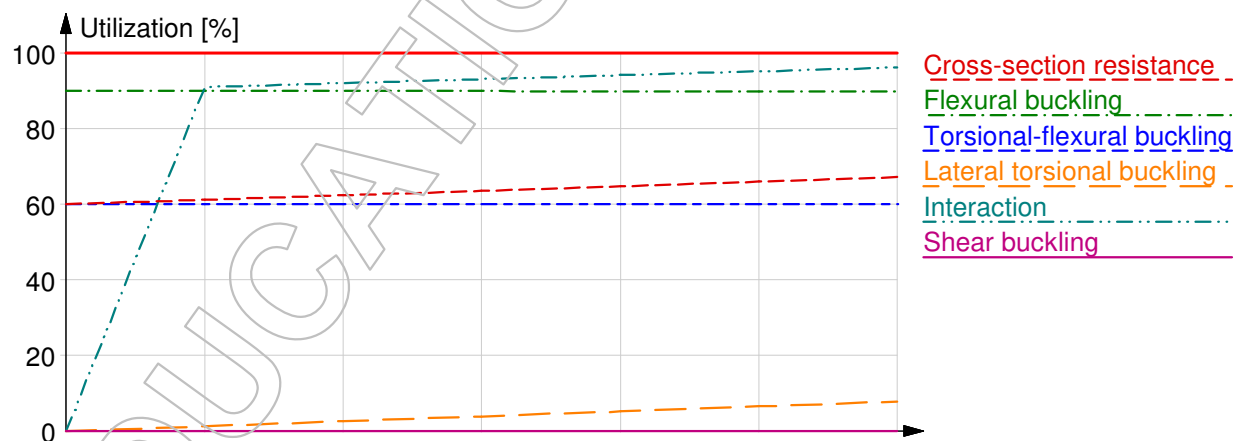
$$= \frac{367.89}{409.23} + 0.60 \cdot \frac{1.80}{26.48} + 0.90 \cdot \frac{Y_{M1} \cdot 0.11}{\frac{27.81}{1.05}} = 0.94 \leq 1.00 \quad (6.62) \text{ OK}$$

Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1: 6.3.3

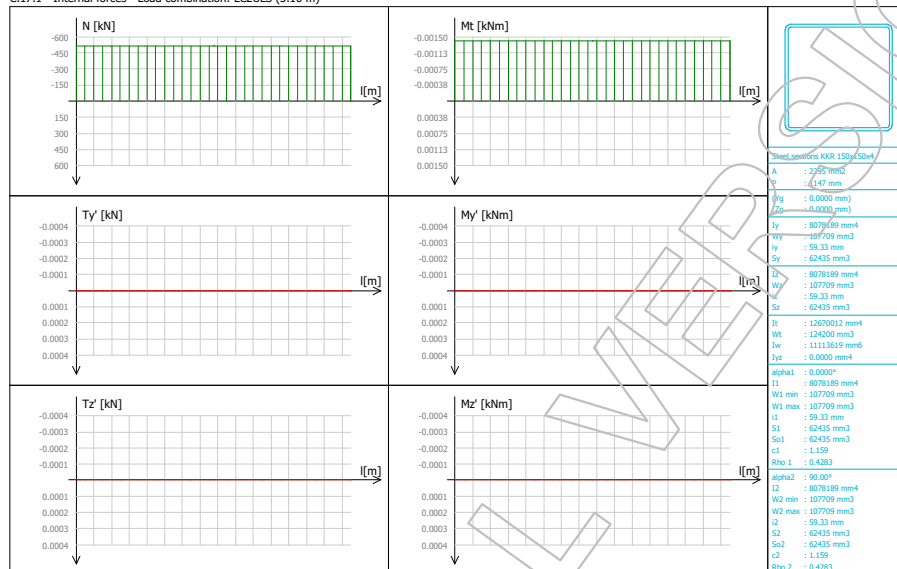
Not relevant

Shear buckling - Part 1-5: 5

$$\frac{h_w}{t} = \frac{112}{4} = 28.0 \leq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1.20} \cdot 0.81 = 48.8 \text{ ---> Not relevant}$$

Summary

C.17.1 - Internal forces - Load combination: LC2ULS (3.10 m)



**C.17.1
Maximum of load combinations**

S 355

$E = 210000 \text{ N/mm}^2$

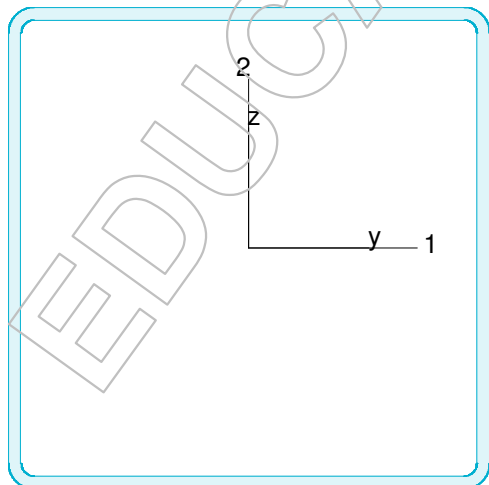
$G = 80769 \text{ N/mm}^2$

$Y_{M0,ult} = 1.05 \quad Y_{M0,acc/seis} = 1.00$

$Y_{M1,ult} = 1.05 \quad Y_{M1,acc/seis} = 1.00$

$Y_{M2,ult} = 1.25 \quad Y_{M2,acc/seis} = 1.00$

KKR 150x150x4



A	$=$	2295 mm^2	f_y	$=$	355 N/mm^2
I_y	$=$	$8.078e+06 \text{ mm}^4$	ϵ	$=$	0.81
I_z	$=$	$8.078e+06 \text{ mm}^4$	λ_1	$=$	76.40
I_1	$=$	$8.078e+06 \text{ mm}^4$			
I_2	$=$	$8.078e+06 \text{ mm}^4$			
$W_{pl,1}$	$=$	$1.249e+05 \text{ mm}^3$			
$W_{pl,2}$	$=$	$1.249e+05 \text{ mm}^3$			
$W_{el,min,1}$	$=$	$1.077e+05 \text{ mm}^3$			
$W_{el,min,2}$	$=$	$1.077e+05 \text{ mm}^3$			
i_1	$=$	59 mm			
i_2	$=$	59 mm			
I_t	$=$	$1.267e+07 \text{ mm}^4$			
I_w	$=$	$1.111e+07 \text{ mm}^6$			

Shear resistance, 1-1 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8

Not relevant

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8

Not relevant

Torsional resistance - Part 1-1: 6.2.7

Not relevant

Shear stress - Part 1-1: 6.2.6

Not relevant because EN 1993-1-5 Section 5 applies. See EN 1993-1-1 6.2.6(4)

Normal stress - Part 1-1: 6.2.1LC: 'LC2ULS', $x = 0$ mmClass_N = 3, Class_{M1} = 3, Class_{M2} = 3

$$\left(\frac{\sigma_{Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}\right)^2 + 3 \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}\right)^2 = \left(\frac{225.09}{355 / 1.05}\right)^2 + 3 \left(\frac{0.01}{355 / 1.05}\right)^2 = 0.44 \leq 1.00 \quad (6.1) - \text{OK}$$

Normal capacity - Part 1-1: 6.2

Not relevant

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1: 6.3.1LC: 'LC2ULS', $x = 0$ mmClass_N = 3, Class_{M1} = 3, Class_{M2} = 3

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{L_{cr,1}}{i_1 \cdot \lambda_1} = \frac{3100}{59 \cdot 76.40} = 0.68 \quad (6.50)$$

 $\alpha_1 = 0.49$ (Buckling curve: c)

$$\varphi_1 = 0.5 \left[1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_1 - 0.2) + \bar{\lambda}_1^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.68 - 0.2) + 0.68^2 \right] = 0.85$$

$$\chi_1 = \min \left(\frac{1}{\varphi_1 + \sqrt{\varphi_1^2 - \bar{\lambda}_1^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.85 + \sqrt{0.85^2 - 0.68^2}}, 1.0 \right) = 0.73 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{\chi_1 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.73 \cdot 2295 \cdot 355}{1.05} = 569.97 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{516.53}{569.97} = 0.91 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1: 6.3.1LC: 'LC2ULS', $x = 0$ mmClass_N = 3, Class_{M1} = 3, Class_{M2} = 3

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{L_{cr,2}}{i_2 \cdot \lambda_1} = \frac{3100}{59 \cdot 76.40} = 0.68 \quad (6.50)$$

 $\alpha_2 = 0.49$ (Buckling curve: c)

$$\varphi_2 = 0.5 \left[1 + \alpha_2 \cdot (\bar{\lambda}_2 - 0.2) + \bar{\lambda}_2^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.68 - 0.2) + 0.68^2 \right] = 0.85$$

$$\chi_2 = \min \left(\frac{1}{\varphi_2 + \sqrt{\varphi_2^2 - \bar{\lambda}_2^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.85 + \sqrt{0.85^2 - 0.68^2}}, 1.0 \right) = 0.73 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,2} = \frac{\chi_2 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.73 \cdot 2295 \cdot 355}{1.05} = 569.97 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{516.53}{569.97} = 0.91 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

Torsional-flexural buckling - Part 1-1: 6.3.1LC: 'LC2ULS', $x = 0$ mmClass_N = 3, Class_{M1} = 3, Class_{M2} = 3

$$i_0 = \sqrt{i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2} = \sqrt{59^2 + 59^2 + 0^2 + 0^2} = 84 \text{ mm}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{l_T^2} \right) =$$

$$= \frac{1}{84^2} \left(80769 \cdot 1.267e+07 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 1.111e+07}{3.10^2} \right) = 145353.29 \text{ kN}$$

$$i_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) (N - N_{b,Rd,2}) (N - N_{cr,T}) - N^2 y_0^2 (N - N_{b,Rd,2}) - N^2 z_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) = 0$$

Smallest root of the above equation:

$$N_{cr,TF} = 145353.29 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \min(N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min(145353.29, 145353.29) = 145353.29 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{2295 \cdot 355}{145353.29}} = 0.07 \quad (6.53)$$

$$\alpha_T = 0.49 \quad (\text{Buckling curve: c})$$

$$\varphi_T = 0.5 \left[1 + \alpha_T \cdot (\bar{\lambda}_T - 0.2) + \bar{\lambda}_T^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.07 - 0.2) + 0.07^2 \right] = 0.47$$

$$X_T = \min \left(\frac{1}{\varphi_T + \sqrt{\varphi_T^2 - \bar{\lambda}_T^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.47 + \sqrt{0.47^2 - 0.07^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{X_T \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1.00 \cdot 2295 \cdot 355}{1.05} = 775.86 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{516.53}{775.86} = 0.67 \leq 1.00 - \text{OK}$$

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

Lateral torsional buckling - Part 1-1: 6.3.2.2LC: 'Egenlast Bygg', $x = 0$ mmClass_N = 3, Class_{M1} = 3, Class_{M2} = 3

$$N_{cr,LT} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k_z \cdot L_{cr})^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.100e+05 \cdot 8.078e+06}{(1.00 \cdot 3100)^2} = 1742.25 \text{ kN}$$

Loaded on top edge.

$$Z = (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_i) = (0.45 \cdot -75 - 0.49 \cdot 0) = -33.75 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot N_{cr,LT} \cdot \left\{ \left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{G \cdot I_t}{N_{cr,LT}} + Z^2 \right]^{0.5} - Z \right\} =$$

$$= 1.13 \cdot 1.742e+06 \cdot \left\{ \left[\left(\frac{1.00}{1.00} \right)^2 \cdot \frac{1.111e+07}{8.078e+06} + \frac{8.077e+04 \cdot 1.267e+07}{1.742e+06} + (-33.75)^2 \right]^{0.5} - (-33.75) \right\} =$$

$$= 1576.75 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{107709 \cdot 355}{1.577e+09}} = 0.16$$

 $\alpha_{LT} = 0.76$ (Buckling curve: d)

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] =$$

$$= 0.5 \left[1 + 0.76 \cdot (0.16 - 0.2) + 0.16^2 \right] = 0.50$$

$$\chi_{LT} = \min \left(\frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.50 + \sqrt{0.50^2 - 0.16^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.56)$$

$$M_{y,b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1.00 \cdot 107709 \cdot \frac{355}{1.05} = 36.42 \text{ kNm} \quad (6.55)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{0.00}{36.42} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

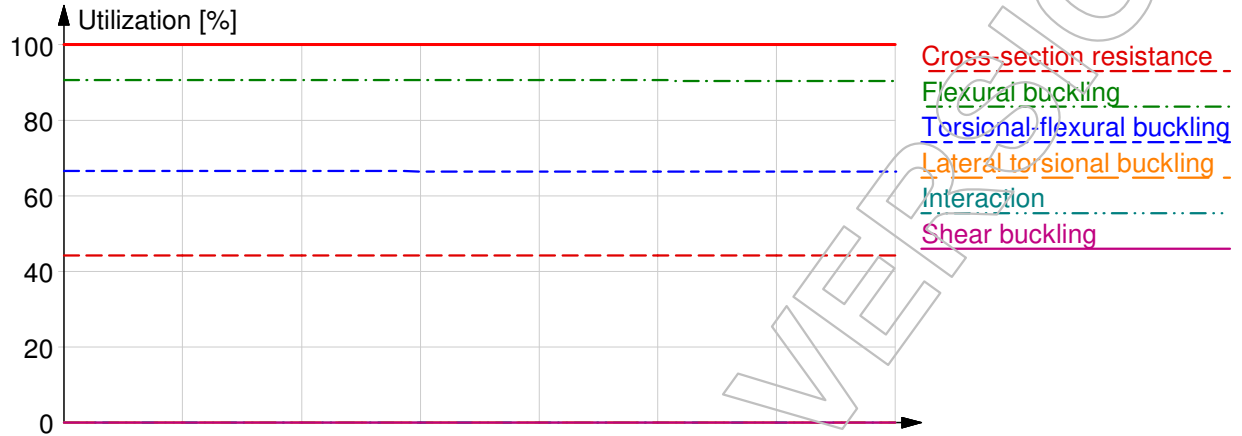
Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

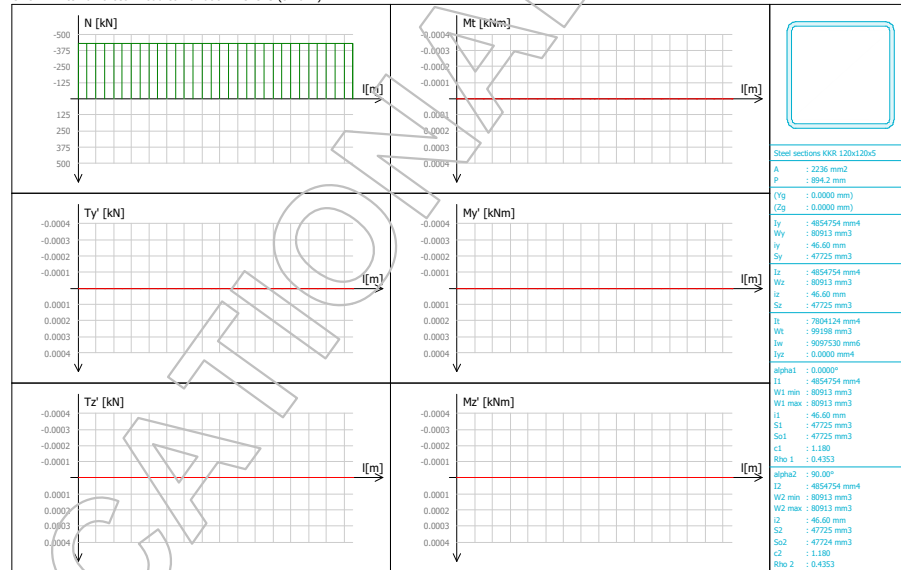
Shear buckling - Part 1-5: 5

$$\frac{h_w}{t} = \frac{142}{4} = 35.5 \leq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1.20} \cdot 0.81 = 48.8 \rightarrow \text{Not relevant}$$

Summary



C.13.1 - Internal forces - Load combination: LC2ULS (3.10 m)



C.13.1 Maximum of load combinations

S 355

$E = 210000 \text{ N/mm}^2$

$G = 80769 \text{ N/mm}^2$

$Y_{M0,ult} = 1.05$

$Y_{M1,ult} = 1.05$

$Y_{M2,ult} = 1.25$

$Y_{M0,acc/seis} = 1.00$

$Y_{M1,acc/seis} = 1.00$

$Y_{M2,acc/seis} = 1.00$

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

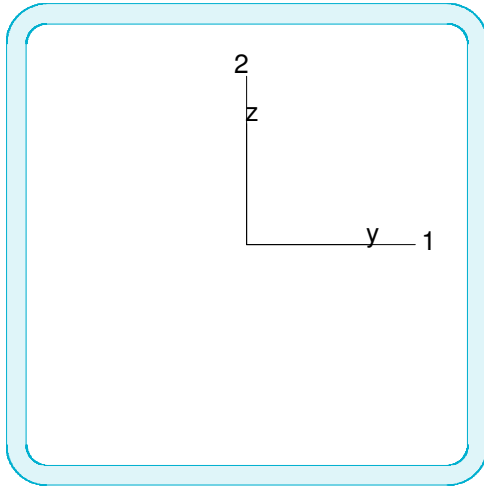
Prosj.nr / Proj.no

14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

KKR 120x120x5

$$\begin{aligned}
 A &= 2236 \text{ mm}^2 & f_y &= 355 \text{ N/mm}^2 \\
 I_y &= 4.855e+06 \text{ mm}^4 & \epsilon &= 0.81 \\
 I_z &= 4.855e+06 \text{ mm}^4 & \lambda_y &= 76.40 \\
 I_1 &= 4.855e+06 \text{ mm}^4 \\
 I_2 &= 4.855e+06 \text{ mm}^4 \\
 W_{pl,1} &= 9.545e+04 \text{ mm}^3 \\
 W_{pl,2} &= 9.545e+04 \text{ mm}^3 \\
 W_{el,min,1} &= 8.091e+04 \text{ mm}^3 \\
 W_{el,min,2} &= 8.091e+04 \text{ mm}^3 \\
 i_1 &= 47 \text{ mm} \\
 i_2 &= 47 \text{ mm} \\
 I_t &= 7.804e+06 \text{ mm}^4 \\
 I_w &= 9.098e+06 \text{ mm}^6
 \end{aligned}$$

Shear resistance, 1-1 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8LC: 'Egenlast Bygg', $x = 0 \text{ mm}$ Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,pl,Rd} = \frac{A_{1,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot Y_{M0}} = \frac{1118 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 218.20 \text{ kN} \quad (6.13)$$

$$V_{1,pl,T,Rd} = 1 - \frac{T_{1,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / Y_{M0}} = 1 - \frac{0.00}{(355 / \sqrt{3}) / 1.05} = 218.20 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{218.20} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8LC: 'Egenlast Bygg', $x = 0 \text{ mm}$ Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{2,pl,Rd} = \frac{A_{2,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot Y_{M0}} = \frac{1118 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 218.20 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,pl,T,Rd} = 1 - \frac{T_{2,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / Y_{M0}} = 1 - \frac{0.00}{(355 / \sqrt{3}) / 1.05} = 218.20 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{218.20} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1: 6.2.7LC: 'Egenlast Bygg', $x = 0 \text{ mm}$ Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1
$$T_{max,unit} = 10.08 \frac{\text{N/mm}^2}{\text{kNm}}$$
 is calculated by FEM analysis.

$$T_{Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot T_{max,unit}} = \frac{355}{\sqrt{3} \cdot 10.08} = 19.36 \text{ kNm}$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.00}{19.36} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

Shear stress - Part 1-1: 6.2.6

Not relevant

Normal stress - Part 1-1: 6.2.1

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1: 6.2LC: 'LC2ULS', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1 $V_{1,Ed} = 0.00$ kN $\leq 0.5 \cdot V_{1,pl,T,Rd} = 109.10$ kN $\rightarrow \rho_1 = 0.00$ $V_{2,Ed} = 0.00$ kN $\leq 0.5 \cdot V_{2,pl,T,Rd} = 109.10$ kN $\rightarrow \rho_1 = 0.00$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{428.73}{755.85} + \frac{0.00}{32.27} + \frac{0.00}{32.27} = 0.57 \leq 1.00 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1: 6.3.1LC: 'LC2ULS', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{L_{cr,1}}{i_1 \cdot \lambda_1} = \frac{3100}{47 \cdot 76.40} = 0.87 \quad (6.50)$$

 $\alpha_1 = 0.49$ (Buckling curve: c)

$$\varphi_1 = 0.5 \left[1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_1 - 0.2) + \bar{\lambda}_1^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.87 - 0.2) + 0.87^2 \right] = 1.04$$

$$X_1 = \min \left(\frac{1}{\varphi_1 + \sqrt{\varphi_1^2 - \bar{\lambda}_1^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{1.04 + \sqrt{1.04^2 - 0.87^2}}, 1.0 \right) = 0.62 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{X_1 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.62 \cdot 2236 \cdot 355}{1.05} = 467.05 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{428.73}{467.05} = 0.92 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1: 6.3.1LC: 'LC2ULS', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{L_{cr,2}}{i_2 \cdot \lambda_1} = \frac{3100}{47 \cdot 76.40} = 0.87 \quad (6.50)$$

 $\alpha_2 = 0.49$ (Buckling curve: c)

$$\varphi_2 = 0.5 \left[1 + \alpha_2 \cdot (\bar{\lambda}_2 - 0.2) + \bar{\lambda}_2^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.87 - 0.2) + 0.87^2 \right] = 1.04$$

$$X_2 = \min \left(\frac{1}{\varphi_2 + \sqrt{\varphi_2^2 - \bar{\lambda}_2^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{1.04 + \sqrt{1.04^2 - 0.87^2}}, 1.0 \right) = 0.62 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,2} = \frac{X_2 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.62 \cdot 2236 \cdot 355}{1.05} = 467.05 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{428.73}{467.05} = 0.92 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

Torsional-flexural buckling - Part 1-1: 6.3.1LC: 'LC2ULS', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$i_0 = \sqrt{i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2} = \sqrt{47^2 + 47^2 + 0^2 + 0^2} = 66 \text{ mm}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{l_T^2} \right) =$$

$$= \frac{1}{66^2} \left(80769 \cdot 7.804e+06 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 9.098e+06}{3.10^2} \right) = 145135.18 \text{ kN}$$

$$i_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) (N - N_{b,Rd,2}) (N - N_{cr,T}) - N^2 y_0^2 (N - N_{b,Rd,2}) - N^2 z_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) = 0$$

Smallest root of the above equation:

$$N_{cr,TF} = 145135.18 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \min(N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min(145135.18, 145135.18) = 145135.18 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{2236 \cdot 355}{145135.18}} = 0.07 \quad (6.53)$$

$$\alpha_T = 0.49 \quad (\text{Buckling curve: c})$$

$$\varphi_T = 0.5 \left[1 + \alpha_T \cdot (\bar{\lambda}_T - 0.2) + \bar{\lambda}_T^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.07 - 0.2) + 0.07^2 \right] = 0.47$$

$$X_T = \min \left(\frac{1}{\varphi_T + \sqrt{\varphi_T^2 - \bar{\lambda}_T^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.47 + \sqrt{0.47^2 - 0.07^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{X_T \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1.00 \cdot 2236 \cdot 355}{1.05} = 755.85 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{428.73}{755.85} = 0.57 \leq 1.00 - \text{OK}$$

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

Lateral torsional buckling - Part 1-1: 6.3.2.2LC: 'Egenlast Bygg', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$N_{cr,LT} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k_z \cdot L_{cr})^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.100e+05 \cdot 4.855e+06}{(1.00 \cdot 3100)^2} = 1047.04 \text{ kN}$$

Loaded on top edge.

$$Z = (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_i) = (0.45 \cdot -60 - 0.49 \cdot 0) = -27.00 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot N_{cr,LT} \cdot \left\{ \left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{G \cdot I_t}{N_{cr,LT}} + Z^2 \right]^{0.5} - Z \right\} =$$

$$= 1.13 \cdot 1.047e+06 \cdot \left\{ \left[\left(\frac{1.00}{1.00} \right)^2 \cdot \frac{9.098e+06}{4.855e+06} + \frac{8.077e+04 \cdot 7.804e+06}{1.047e+06} + (-27.00)^2 \right]^{0.5} - (-27.00) \right\} =$$

$$= 950.51 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{95449 \cdot 355}{9.505e+08}} = 0.19$$

 $\alpha_{LT} = 0.76$ (Buckling curve: d)

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] =$$

$$= 0.5 \left[1 + 0.76 \cdot (0.19 - 0.2) + 0.19^2 \right] = 0.51$$

$$\chi_{LT} = \min \left(\frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.51 + \sqrt{0.51^2 - 0.19^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.56)$$

$$M_{y,b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1.00 \cdot 95449 \cdot \frac{355}{1.05} = 32.27 \text{ kNm} \quad (6.55)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{0.00}{32.27} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1: 6.3.3

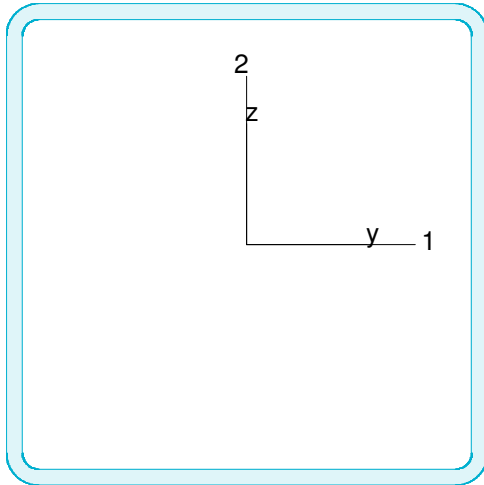
Not relevant

Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

Shear buckling - Part 1-5: 5

$$\frac{h_w}{t} = \frac{110}{5} = 22.0 \leq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1.20} \cdot 0.81 = 48.8 \rightarrow \text{Not relevant}$$

KKR 120x120x4

A	=	1815 mm ²	f _y	=	355 N/mm ²
I _y	=	4.023e+06 mm ⁴	ε	=	0.81
I _z	=	4.023e+06 mm ⁴	λ _y	=	76.40
I ₁	=	4.023e+06 mm ⁴			
I ₂	=	4.023e+06 mm ⁴			
W _{pl,1}	=	7.833e+04 mm ³			
W _{pl,2}	=	7.833e+04 mm ³			
W _{el,min,1}	=	6.705e+04 mm ³			
W _{el,min,2}	=	6.705e+04 mm ³			
i ₁	=	47 mm			
i ₂	=	47 mm			
I _t	=	6.379e+06 mm ⁴			
I _w	=	5.213e+06 mm ⁶			

Shear resistance, 1-1 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8

LC: 'Egenlast Bygg', x = 0 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,pl,Rd} = \frac{A_{1,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot Y_{M0}} = \frac{907 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 177.12 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,pl,T,Rd} = 1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / Y_{M0}} = 1 - \frac{0.00}{(355 / \sqrt{3}) / 1.05} = 177.12 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{177.12} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8

LC: 'Egenlast Bygg', x = 0 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{2,pl,Rd} = \frac{A_{2,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot Y_{M0}} = \frac{907 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 177.12 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,pl,T,Rd} = 1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / Y_{M0}} = 1 - \frac{0.00}{(355 / \sqrt{3}) / 1.05} = 177.12 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{177.12} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1: 6.2.7

LC: 'Egenlast Bygg', x = 0 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

T_{max,unit} = 12.60 $\frac{\text{N/mm}^2}{\text{kNm}}$ is calculated by FEM analysis.

$$T_{Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot T_{max,unit}} = \frac{355}{\sqrt{3} \cdot 12.60} = 15.49 \text{ kNm}$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.00}{15.49} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

Shear stress - Part 1-1: 6.2.6

Not relevant

Normal stress - Part 1-1: 6.2.1

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1: 6.2LC: 'LC2ULS', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1 $V_{1,Ed} = 0.00$ kN $\leq 0.5 \cdot V_{1,pl,T,Rd} = 88.56$ kN $\rightarrow \rho_1 = 0.00$ $V_{2,Ed} = 0.00$ kN $\leq 0.5 \cdot V_{2,pl,T,Rd} = 88.56$ kN $\rightarrow \rho_1 = 0.00$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{352.47}{613.57} + \frac{0.00}{26.48} + \frac{0.00}{26.48} = 0.57 \leq 1.00 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1: 6.3.1LC: 'LC2ULS', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{L_{cr,1}}{i_1 \cdot \lambda_1} = \frac{3100}{47 \cdot 76.40} = 0.86 \quad (6.50)$$

 $\alpha_1 = 0.49$ (Buckling curve: c)

$$\varphi_1 = 0.5 \left[1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_1 - 0.2) + \bar{\lambda}_1^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.86 - 0.2) + 0.86^2 \right] = 1.03$$

$$X_1 = \min \left(\frac{1}{\varphi_1 + \sqrt{\varphi_1^2 - \bar{\lambda}_1^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{1.03 + \sqrt{1.03^2 - 0.86^2}}, 1.0 \right) = 0.62 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{X_1 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.62 \cdot 1815 \cdot 355}{1.05} = 382.53 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{352.47}{382.53} = 0.92 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1: 6.3.1LC: 'LC2ULS', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{L_{cr,2}}{i_2 \cdot \lambda_1} = \frac{3100}{47 \cdot 76.40} = 0.86 \quad (6.50)$$

 $\alpha_2 = 0.49$ (Buckling curve: c)

$$\varphi_2 = 0.5 \left[1 + \alpha_2 \cdot (\bar{\lambda}_2 - 0.2) + \bar{\lambda}_2^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.86 - 0.2) + 0.86^2 \right] = 1.03$$

$$X_2 = \min \left(\frac{1}{\varphi_2 + \sqrt{\varphi_2^2 - \bar{\lambda}_2^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{1.03 + \sqrt{1.03^2 - 0.86^2}}, 1.0 \right) = 0.62 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,2} = \frac{X_2 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.62 \cdot 1815 \cdot 355}{1.05} = 382.53 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{352.47}{382.53} = 0.92 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

Torsional-flexural buckling - Part 1-1: 6.3.1LC: 'LC2ULS', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$i_0 = \sqrt{i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2} = \sqrt{47^2 + 47^2 + 0^2 + 0^2} = 67 \text{ mm}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{l_T^2} \right) =$$

$$= \frac{1}{67^2} \left(80769 \cdot 6.379e+06 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 5.213e+06}{3.10^2} \right) = 116220.23 \text{ kN}$$

$$i_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) (N - N_{b,Rd,2}) (N - N_{cr,T}) - N^2 y_0^2 (N - N_{b,Rd,2}) - N^2 z_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) = 0$$

Smallest root of the above equation:

$$N_{cr,TF} = 116220.23 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \min(N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min(116220.23, 116220.23) = 116220.23 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{1815 \cdot 355}{116220.23}} = 0.07 \quad (6.53)$$

$$\alpha_T = 0.49 \quad (\text{Buckling curve: c})$$

$$\varphi_T = 0.5 [1 + \alpha_T \cdot (\bar{\lambda}_T - 0.2) + \bar{\lambda}_T^2] = 0.5 [1 + 0.49 \cdot (0.07 - 0.2) + 0.07^2] = 0.47$$

$$X_T = \min \left(\frac{1}{\varphi_T + \sqrt{\varphi_T^2 - \bar{\lambda}_T^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.47 + \sqrt{0.47^2 - 0.07^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{X_T \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1.00 \cdot 1815 \cdot 355}{1.05} = 613.57 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{352.47}{613.57} = 0.57 \leq 1.00 - \text{OK}$$

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

Lateral torsional buckling - Part 1-1: 6.3.2.2LC: 'Egenlast Bygg', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$N_{cr,LT} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k_z \cdot L_{cr})^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.100e+05 \cdot 4.023e+06}{(1.00 \cdot 3100)^2} = 867.60 \text{ kN}$$

Loaded on top edge.

$$Z = (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_i) = (0.45 \cdot -60 - 0.49 \cdot 0) = -27.00 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot N_{cr,LT} \cdot \left\{ \left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{G \cdot I_t}{N_{cr,LT}} + Z^2 \right]^{0.5} - Z \right\} =$$

$$= 1.13 \cdot 8.676e+05 \cdot \left\{ \left[\left(\frac{1.00}{1.00} \right)^2 \cdot \frac{5.213e+06}{4.023e+06} + \frac{8.077e+04 \cdot 6.379e+06}{8.676e+05} + (-27.00)^2 \right]^{0.5} - (-27.00) \right\} =$$

$$= 782.45 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{78327 \cdot 355}{7.824e+08}} = 0.19$$

 $\alpha_{LT} = 0.76$ (Buckling curve: d)

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] =$$

$$= 0.5 \left[1 + 0.76 \cdot (0.19 - 0.2) + 0.19^2 \right] = 0.51$$

$$X_{LT} = \min \left(\frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.51 + \sqrt{0.51^2 - 0.19^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.56)$$

$$M_{y,b,Rd} = X_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1.00 \cdot 78327 \cdot \frac{355}{1.05} = 26.48 \text{ kNm} \quad (6.55)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{0.00}{26.48} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

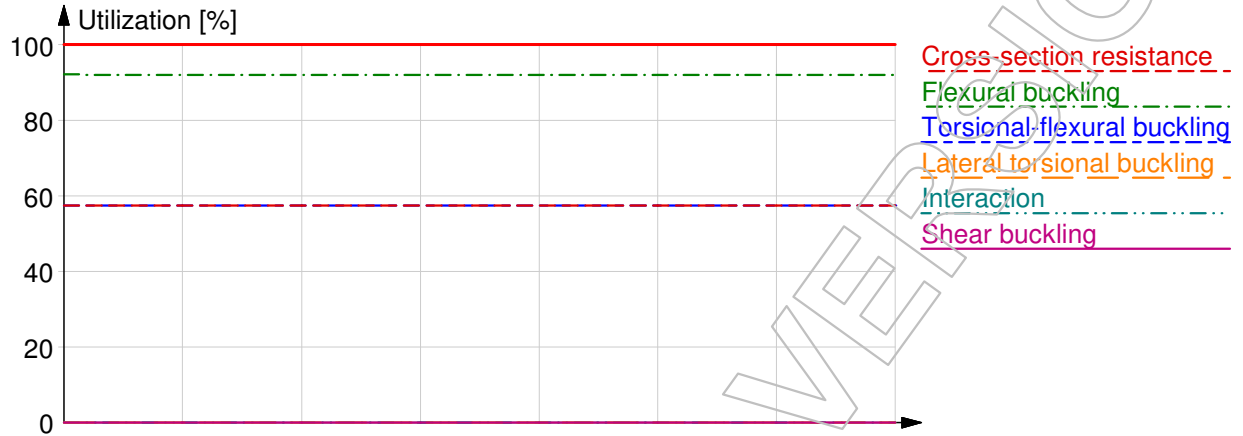
Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

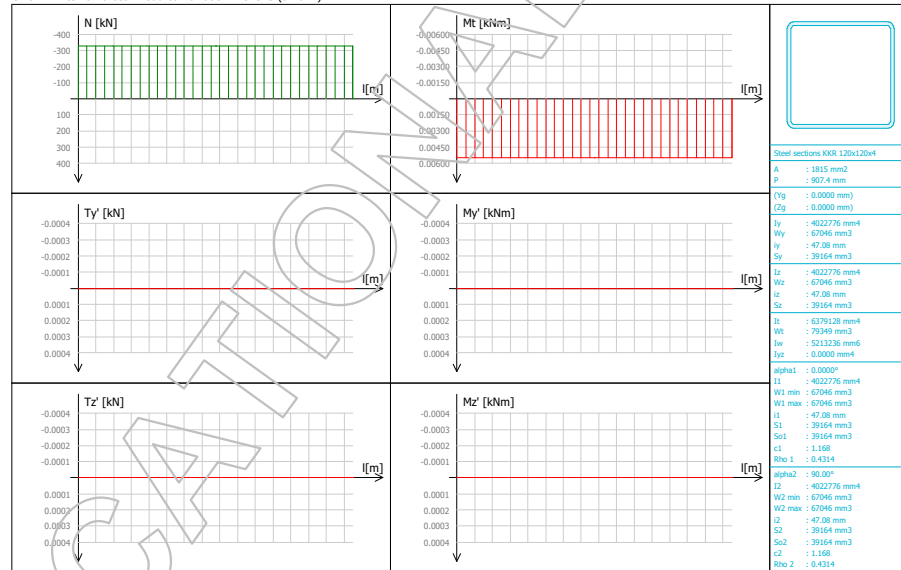
Shear buckling - Part 1-5: 5

$$\frac{h_w}{t} = \frac{112}{4} = 28.0 \leq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1.20} \cdot 0.81 = 48.8 \rightarrow \text{Not relevant}$$

Summary



C.18.1 - Internal forces - Load combination: LC2ULS (3.10 m)



C.18.1 Maximum of load combinations

S 355

$E = 210000 \text{ N/mm}^2$

$G = 80769 \text{ N/mm}^2$

$Y_{M0,ult} = 1.05$

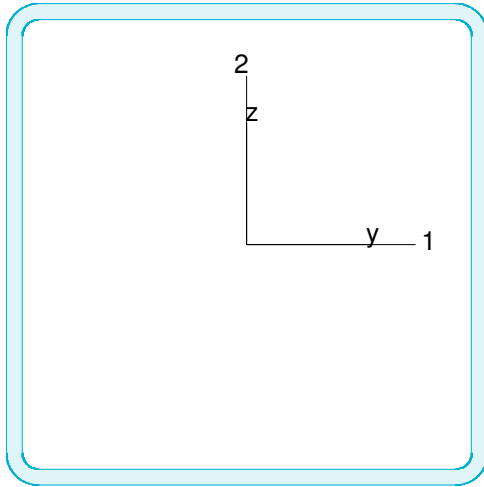
$Y_{M0,acc/seis} = 1.00$

$Y_{M1,ult} = 1.05$

$Y_{M1,acc/seis} = 1.00$

$Y_{M2,ult} = 1.25$

$Y_{M2,acc/seis} = 1.00$

KKR 120x120x4

A	$=$	1815 mm^2	f_y	$=$	355 N/mm^2
I_y	$=$	$4.023\text{e}+06 \text{ mm}^4$	ϵ	$=$	0.81
I_z	$=$	$4.023\text{e}+06 \text{ mm}^4$	λ_y	$=$	76.40
I_1	$=$	$4.023\text{e}+06 \text{ mm}^4$			
I_2	$=$	$4.023\text{e}+06 \text{ mm}^4$			
$W_{pl,1}$	$=$	$7.833\text{e}+04 \text{ mm}^3$			
$W_{pl,2}$	$=$	$7.833\text{e}+04 \text{ mm}^3$			
$W_{el,min,1}$	$=$	$6.705\text{e}+04 \text{ mm}^3$			
$W_{el,min,2}$	$=$	$6.705\text{e}+04 \text{ mm}^3$			
i_1	$=$	47 mm			
i_2	$=$	47 mm			
I_t	$=$	$6.379\text{e}+06 \text{ mm}^4$			
I_w	$=$	$5.213\text{e}+06 \text{ mm}^6$			

Shear resistance, 1-1 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8LC: 'Egenlast Bygg', $x = 0 \text{ mm}$ Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,pl,Rd} = \frac{A_{1,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{907 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 177.12 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,pl,T,Rd} = 1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}} = 1 - \frac{0.03}{(355 / \sqrt{3}) / 1.05} = 177.10 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{177.10} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8LC: 'Egenlast Bygg', $x = 0 \text{ mm}$ Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{2,pl,Rd} = \frac{A_{2,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{907 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 177.12 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,pl,T,Rd} = 1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}} = 1 - \frac{0.03}{(355 / \sqrt{3}) / 1.05} = 177.10 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{177.10} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1: 6.2.7LC: 'LC2ULS', $x = 1771 \text{ mm}$ Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1
 $T_{\max,unit} = 12.60 \frac{\text{N/mm}^2}{\text{kNm}}$ is calculated by FEM analysis.

$$T_{Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot T_{\max,unit}} = \frac{355}{\sqrt{3} \cdot 12.60} = 15.49 \text{ kNm}$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.01}{15.49} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

Shear stress - Part 1-1: 6.2.6

Not relevant

Normal stress - Part 1-1: 6.2.1

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1: 6.2LC: 'LC2ULS', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1 $V_{1,Ed} = 0.00$ kN $\leq 0.5 \cdot V_{1,pl,T,Rd} = 88.53$ kN $\rightarrow \rho_1 = 0.00$ $V_{2,Ed} = 0.00$ kN $\leq 0.5 \cdot V_{2,pl,T,Rd} = 88.53$ kN $\rightarrow \rho_1 = 0.00$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{328.95}{613.57} + \frac{0.00}{26.48} + \frac{0.00}{26.48} = 0.54 \leq 1.00 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1: 6.3.1LC: 'LC2ULS', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{L_{cr,1}}{i_1 \cdot \lambda_1} = \frac{3100}{47 \cdot 76.40} = 0.86 \quad (6.50)$$

 $\alpha_1 = 0.49$ (Buckling curve: c)

$$\varphi_1 = 0.5 \left[1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_1 - 0.2) + \bar{\lambda}_1^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.86 - 0.2) + 0.86^2 \right] = 1.03$$

$$X_1 = \min \left(\frac{1}{\varphi_1 + \sqrt{\varphi_1^2 - \bar{\lambda}_1^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{1.03 + \sqrt{1.03^2 - 0.86^2}}, 1.0 \right) = 0.62 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{X_1 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.62 \cdot 1815 \cdot 355}{1.05} = 382.53 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{328.95}{382.53} = 0.86 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1: 6.3.1LC: 'LC2ULS', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{L_{cr,2}}{i_2 \cdot \lambda_1} = \frac{3100}{47 \cdot 76.40} = 0.86 \quad (6.50)$$

 $\alpha_2 = 0.49$ (Buckling curve: c)

$$\varphi_2 = 0.5 \left[1 + \alpha_2 \cdot (\bar{\lambda}_2 - 0.2) + \bar{\lambda}_2^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.86 - 0.2) + 0.86^2 \right] = 1.03$$

$$X_2 = \min \left(\frac{1}{\varphi_2 + \sqrt{\varphi_2^2 - \bar{\lambda}_2^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{1.03 + \sqrt{1.03^2 - 0.86^2}}, 1.0 \right) = 0.62 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,2} = \frac{X_2 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.62 \cdot 1815 \cdot 355}{1.05} = 382.53 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{328.95}{382.53} = 0.86 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

Torsional-flexural buckling - Part 1-1: 6.3.1LC: 'LC2ULS', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$i_0 = \sqrt{i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2} = \sqrt{47^2 + 47^2 + 0^2 + 0^2} = 67 \text{ mm}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{l_T^2} \right) =$$

$$= \frac{1}{67^2} \left(80769 \cdot 6.379e+06 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 5.213e+06}{3.10^2} \right) = 116220.23 \text{ kN}$$

$$i_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) (N - N_{b,Rd,2}) (N - N_{cr,T}) - N^2 y_0^2 (N - N_{b,Rd,2}) - N^2 z_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) = 0$$

Smallest root of the above equation:

$$N_{cr,TF} = 116220.23 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \min(N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min(116220.23, 116220.23) = 116220.23 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{1815 \cdot 355}{116220.23}} = 0.07 \quad (6.53)$$

$$\alpha_T = 0.49 \quad (\text{Buckling curve: c})$$

$$\varphi_T = 0.5 \left[1 + \alpha_T \cdot (\bar{\lambda}_T - 0.2) + \bar{\lambda}_T^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.07 - 0.2) + 0.07^2 \right] = 0.47$$

$$X_T = \min \left(\frac{1}{\varphi_T + \sqrt{\varphi_T^2 - \bar{\lambda}_T^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.47 + \sqrt{0.47^2 - 0.07^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{X_T \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1.00 \cdot 1815 \cdot 355}{1.05} = 613.57 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{328.95}{613.57} = 0.54 \leq 1.00 - \text{OK}$$

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

Lateral torsional buckling - Part 1-1: 6.3.2.2LC: 'Egenlast Bygg', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$N_{cr,LT} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k_z \cdot L_{cr})^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.100e+05 \cdot 4.023e+06}{(1.00 \cdot 3100)^2} = 867.60 \text{ kN}$$

Loaded on top edge.

$$Z = (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_i) = (0.45 \cdot -60 - 0.49 \cdot 0) = -27.00 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot N_{cr,LT} \cdot \left\{ \left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{G \cdot I_t}{N_{cr,LT}} + Z^2 \right]^{0.5} - Z \right\} =$$

$$= 1.13 \cdot 8.676e+05 \cdot \left\{ \left[\left(\frac{1.00}{1.00} \right)^2 \cdot \frac{5.213e+06}{4.023e+06} + \frac{8.077e+04 \cdot 6.379e+06}{8.676e+05} + (-27.00)^2 \right]^{0.5} - (-27.00) \right\} =$$

$$= 782.45 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{78327 \cdot 355}{7.824e+08}} = 0.19$$

 $\alpha_{LT} = 0.76$ (Buckling curve: d)

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] =$$

$$= 0.5 \left[1 + 0.76 \cdot (0.19 - 0.2) + 0.19^2 \right] = 0.51$$

$$\chi_{LT} = \min \left(\frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.51 + \sqrt{0.51^2 - 0.19^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.56)$$

$$M_{y,b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1.00 \cdot 78327 \cdot \frac{355}{1.05} = 26.48 \text{ kNm} \quad (6.55)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{0.00}{26.48} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1: 6.3.3

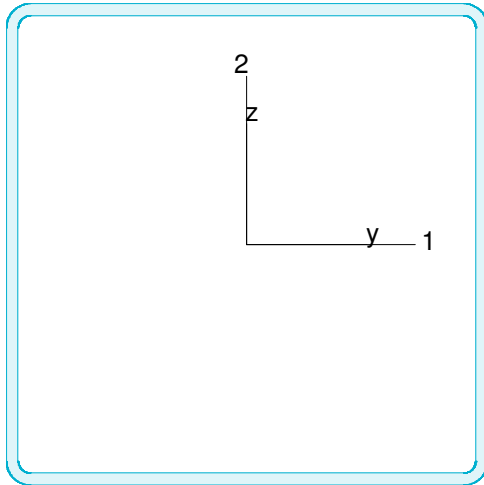
Not relevant

Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

Shear buckling - Part 1-5: 5

$$\frac{h_w}{t} = \frac{112}{4} = 28.0 \leq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1.20} \cdot 0.81 = 48.8 \rightarrow \text{Not relevant}$$

KKR 120x120x3

A	=	1381 mm ²	f _y	=	355 N/mm ²
I _y	=	3.123e+06 mm ⁴	ε	=	0.81
I _z	=	3.123e+06 mm ⁴	λ _y	=	76.40
I ₁	=	3.123e+06 mm ⁴			
I ₂	=	3.123e+06 mm ⁴			
W _{pl,1}	=	6.024e+04 mm ³			
W _{pl,2}	=	6.024e+04 mm ³			
W _{el,min,1}	=	5.206e+04 mm ³			
W _{el,min,2}	=	5.206e+04 mm ³			
i ₁	=	48 mm			
i ₂	=	48 mm			
I _t	=	4.885e+06 mm ⁴			
I _w	=	2.453e+06 mm ⁶			

Shear resistance, 1-1 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8

Not relevant

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8

Not relevant

Torsional resistance - Part 1-1: 6.2.7

Not relevant

Shear stress - Part 1-1: 6.2.6

Not relevant because EN 1993-1-5 Section 5 applies. See EN 1993-1-1 6.2.6(4)

Normal stress - Part 1-1: 6.2.1

LC: 'LC2ULS', x = 0 mm

Class_N = 4, Class_{M1} = 4, Class_{M2} = 4

$$\left(\frac{\sigma_{Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}\right)^2 + 3 \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}\right)^2 = \left(\frac{194.55}{355 / 1.05}\right)^2 + 3 \left(\frac{6.78}{355 / 1.05}\right)^2 = 0.33 \leq 1.00 \quad (6.1) - \text{OK}$$

Normal capacity - Part 1-1: 6.2

Not relevant

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1: 6.3.1LC: 'LC2ULS', $x = 0$ mmClass_N = 4, Class_{M1} = 4, Class_{M2} = 4

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{L_{cr,1}}{i_1 \cdot \lambda_1} \cdot \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} = \frac{2850}{48 \cdot 76.40} \cdot \sqrt{\frac{1284}{1381}} = 0.76 \quad (6.51)$$

 $\alpha_1 = 0.49$ (Buckling curve: c)

$$\varphi_1 = 0.5 \left[1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_1 - 0.2) + \bar{\lambda}_1^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.76 - 0.2) + 0.76^2 \right] = 0.92$$

$$\chi_1 = \min \left(\frac{1}{\varphi_1 + \sqrt{\varphi_1^2 - \bar{\lambda}_1^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.92 + \sqrt{0.92^2 - 0.76^2}}, 1.0 \right) = 0.69 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{\chi_1 \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.69 \cdot 1284 \cdot 355}{1.05} = 299.33 \text{ kN} \quad (6.48)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{249.56}{299.33} = 0.83 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1: 6.3.1LC: 'LC2ULS', $x = 0$ mmClass_N = 4, Class_{M1} = 4, Class_{M2} = 4

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{L_{cr,2}}{i_2 \cdot \lambda_1} \cdot \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} = \frac{2850}{48 \cdot 76.40} \cdot \sqrt{\frac{1284}{1381}} = 0.76 \quad (6.51)$$

 $\alpha_2 = 0.49$ (Buckling curve: c)

$$\varphi_2 = 0.5 \left[1 + \alpha_2 \cdot (\bar{\lambda}_2 - 0.2) + \bar{\lambda}_2^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.76 - 0.2) + 0.76^2 \right] = 0.92$$

$$\chi_2 = \min \left(\frac{1}{\varphi_2 + \sqrt{\varphi_2^2 - \bar{\lambda}_2^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.92 + \sqrt{0.92^2 - 0.76^2}}, 1.0 \right) = 0.69 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,2} = \frac{\chi_2 \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.69 \cdot 1284 \cdot 355}{1.05} = 299.33 \text{ kN} \quad (6.48)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{249.56}{299.33} = 0.83 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

Torsional-flexural buckling - Part 1-1: 6.3.1LC: 'LC2ULS', $x = 0$ mmClass_N = 4, Class_{M1} = 4, Class_{M2} = 4

$$i_0 = \sqrt{i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2} = \sqrt{48^2 + 48^2 + 0^2 + 0^2} = 67 \text{ mm}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{l_T^2} \right) =$$

$$= \frac{1}{67^2} \left(80769 \cdot 4.885e+06 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 2.453e+06}{2.85^2} \right) = 87220.77 \text{ kN}$$

$$i_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) (N - N_{b,Rd,2}) (N - N_{cr,T}) - N^2 y_0^2 (N - N_{b,Rd,2}) - N^2 z_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) = 0$$

Smallest root of the above equation:

$$N_{cr,TF} = 87220.77 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \min(N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min(87220.77, 87220.77) = 87220.77 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{1284 \cdot 355}{87220.77}} = 0.07 \quad (6.52)$$

$$\alpha_T = 0.49 \quad (\text{Buckling curve: c})$$

$$\varphi_T = 0.5 \left[1 + \alpha_T \cdot (\bar{\lambda}_T - 0.2) + \bar{\lambda}_T^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.07 - 0.2) + 0.07^2 \right] = 0.47$$

$$X_T = \min \left(\frac{1}{\varphi_T + \sqrt{\varphi_T^2 - \bar{\lambda}_T^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.47 + \sqrt{0.47^2 - 0.07^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{X_T \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1.00 \cdot 1284 \cdot 355}{1.05} = 434.08 \text{ kN} \quad (6.48)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{249.56}{434.08} = 0.57 \leq 1.00 - \text{OK}$$

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

Lateral torsional buckling - Part 1-1: 6.3.2.2LC: 'Egenlast Bygg', $x = 0$ mmClass_N = 4, Class_{M1} = 4, Class_{M2} = 4

$$N_{cr,LT} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k_z \cdot L_{cr})^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.100e+05 \cdot 3.123e+06}{(1.00 \cdot 2850)^2} = 797.02 \text{ kN}$$

Loaded on top edge.

$$Z = (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_i) = (0.45 \cdot -60 - 0.49 \cdot 0) = -27.00 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot N_{cr,LT} \cdot \left\{ \left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{G \cdot I_t}{N_{cr,LT}} + Z^2 \right]^{0.5} - Z \right\} =$$

$$= 1.13 \cdot 7.970e+05 \cdot \left\{ \left[\left(\frac{1.00}{1.00} \right)^2 \cdot \frac{2.453e+06}{3.123e+06} + \frac{8.077e+04 \cdot 4.885e+06}{7.970e+05} + (-27.00)^2 \right]^{0.5} - (-27.00) \right\} =$$

$$= 658.49 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{49943 \cdot 355}{6.585e+08}} = 0.16$$

 $\alpha_{LT} = 0.76$ (Buckling curve: d)

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] =$$

$$= 0.5 \left[1 + 0.76 \cdot (0.16 - 0.2) + 0.16^2 \right] = 0.50$$

$$\chi_{LT} = \min \left(\frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.50 + \sqrt{0.50^2 - 0.16^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.56)$$

$$M_{y,b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1.00 \cdot 49943 \cdot \frac{355}{1.05} = 16.89 \text{ kNm} \quad (6.55)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{0.00}{16.89} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

Shear buckling - Part 1-5: 5

$$\frac{h_w}{t} = \frac{114}{3} = 38.0 \leq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1.20} \cdot 0.81 = 48.8 \rightarrow \text{Not relevant}$$

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

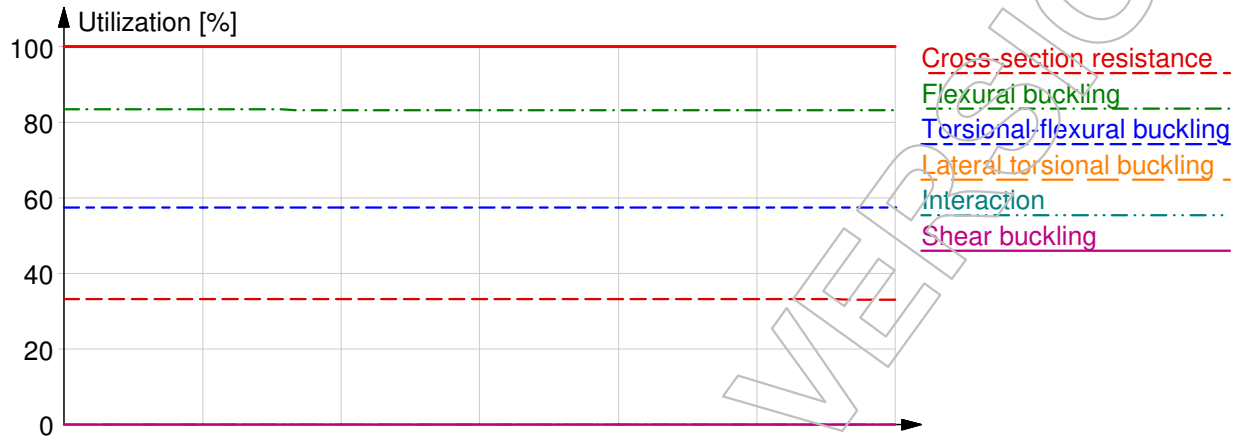
14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

Summary

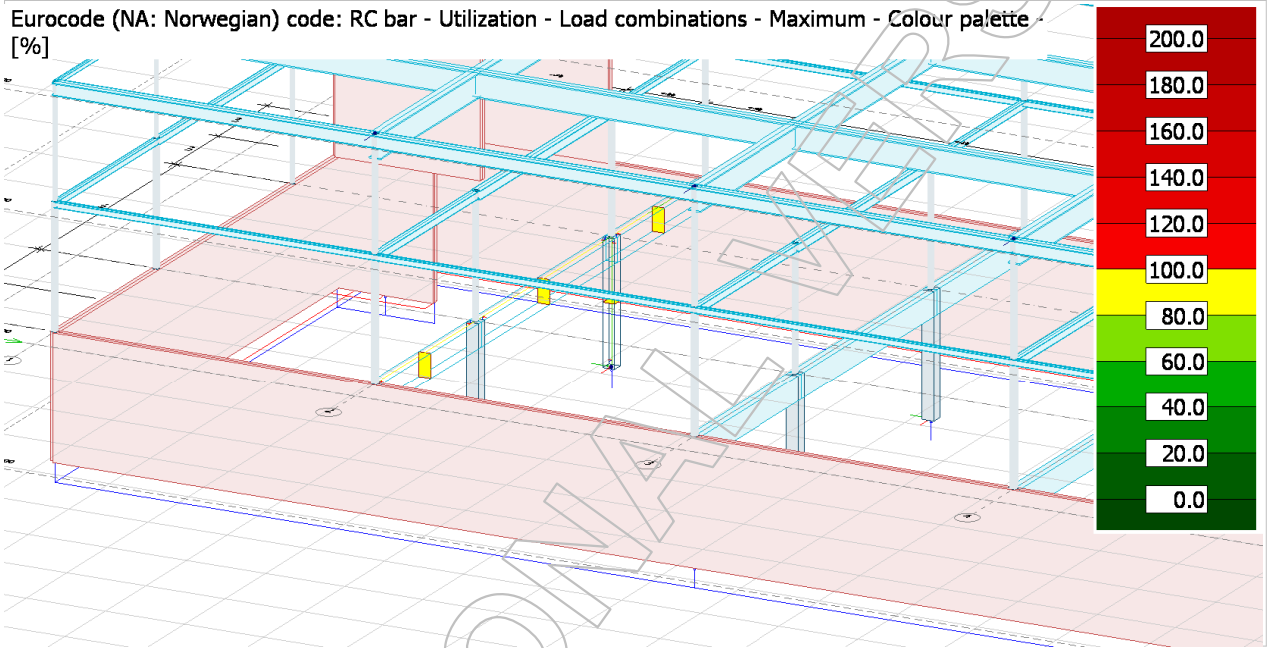


EDUCATION

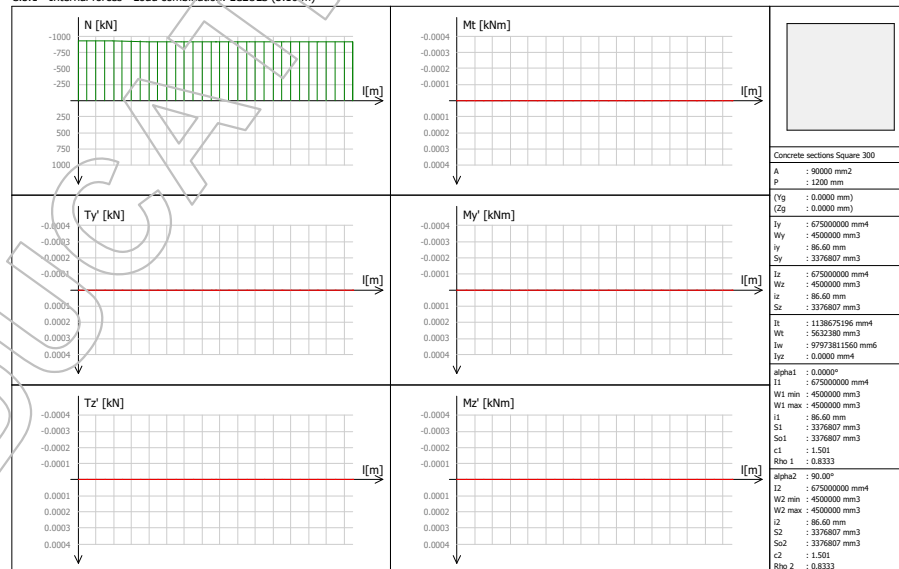
8 Betongdimensjonering

8.1.1 Inndata dimensjonering

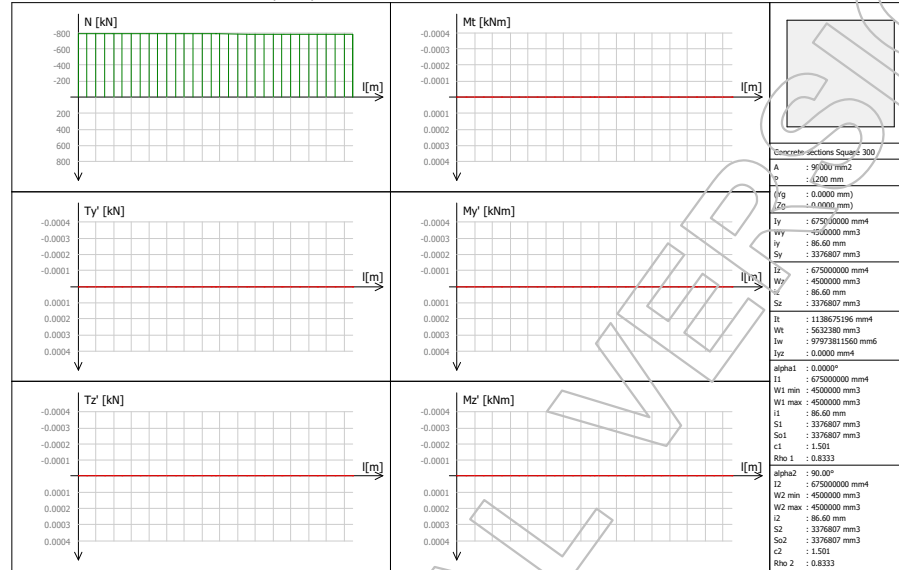
8.1.2 Søyler Utnyttelser



C.5.1 - Internal forces - Load combination: LC2ULS (3.10 m)

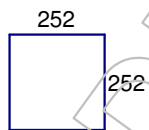
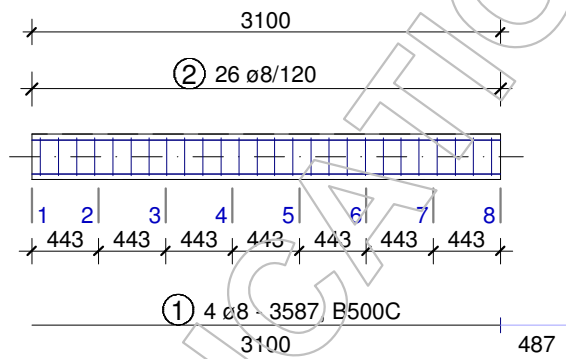


C.1.1 - Internal forces - Load combination: LC2ULS (3.10 m)



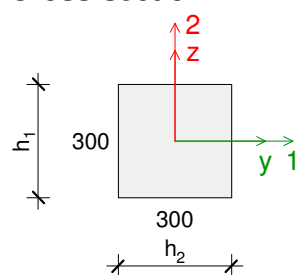
C.1.1 Maximum of load combinations

Reinforcement



② 26 ø8 - 1008 B500C

Cross-section



- $h_1 = 300 \text{ mm}$
- $h_2 = 300 \text{ mm}$
- $A_c = 90000 \text{ mm}^2$
- $I_{cy} = 675000000 \text{ mm}^4$
- $I_{cz} = 675000000 \text{ mm}^4$
- $I_{c1} = 675000000 \text{ mm}^4$
- $I_{c2} = 675000000 \text{ mm}^4$

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

**Materials
C30/37**

$$f_{ck} = 30.00 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 2.90 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk,0.05} = 2.00 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 33000.00 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

$$\alpha_{ct} = 0.85$$

$$\gamma_c = 1.50$$

$$\gamma_{CE} = 1.20$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\varphi_{ef} = 1.70$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 17.00 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk} / \gamma_c = 1.13 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{CE} = 27500.00 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_{c2} = 0.00200 \text{ (Table 3.1)}$$

$$\epsilon_{cu2} = 0.00350 \text{ (Table 3.1)}$$

$$\cot(\Theta) = 1.00 \text{ (Eq. 6.8)}$$

B500C

$$f_{yd} = f_{ywd} = 434.78 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 200000.00 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 0.00217$$

$$\epsilon_{ud} = 0.03000$$

Section utilization for axial effects (Part 1.1: 5.8, 6.1)

Consideration of second order effects

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (5.14)$$

2nd order effect is considered according to nominal stiffness method. (Part 1.1: 5.8.7)

Sections	δ
$\lambda_{lim} [-]$	17.84
$l_{0,1} [\text{mm}]$	3100
$i_1 [\text{mm}]$	86.6
$\lambda_1 [-]$	35.80
2nd order effect in direction 1	considered
$l_{0,2} [\text{mm}]$	3100
$i_2 [\text{mm}]$	86.6
$\lambda_2 [-]$	35.80
2nd order effect in direction 2	considered

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

$$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$$

$$k_1 = \sqrt{f_{ck} / 20} \quad (5.23)$$

$$k_2 = \min\left(n \frac{\lambda}{170}, 0.20\right) \quad (5.24)$$

$$K_c = k_1 \cdot k_2 / (1 + \varphi_{ef}) \quad (5.22)$$

$$K_s = 1.00 \quad (5.22)$$

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad (5.21)$$

$$N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} \quad (5.17)$$

$$M_{0Ed} = M_{Ed}^I + s N_{Ed} \frac{l_0}{400} \quad (5.17)$$

$$M_{Ed}^{II} = \frac{M_{0Ed}}{1 - |N_{Ed} / N_B|} \quad (5.30)$$

$$e_{\min,1} = \max(20 \text{ mm}, h_1 / 30) = 20 \text{ mm} \quad (6.1(4))$$

$$e_{\min,2} = \max(20 \text{ mm}, h_2 / 30) = 20 \text{ mm} \quad (6.1(4))$$

$$|M_{Ed}^{II}| \leq |N_{Ed} e_{\min}| \rightarrow M_{Ed} = s N_{Ed} e_{\min}$$

$$|M_{Ed}^{II}| > |N_{Ed} e_{\min}| \rightarrow M_{Ed} = M_{Ed}^{II}$$

Sections	8
LC	LC2ULS
N_{Ed} [kN]	-779.18
n [-]	0.51
k_1 [-]	1.22
$k_{2,1}$ [-]	0.11
$K_{c,1}$ [-]	0.05
$(E_s I_s)_1$ [N/mm ²]	5.2260e+11
$(EI)_1$ [N mm ²]	1.4352e+12
$N_{B,1}$ [kN]	1474.00
$M_{Ed,1}^I$ [kNm]	0.00
s_1 [-]	-1.00
$M_{0Ed,1}$ [kNm]	6.10
$M_{Ed,1}^{II}$ [kNm]	13.11
$M_{Ed,1}$ [kNm]	15.75
$k_{2,2}$ [-]	0.11
$K_{c,2}$ [-]	0.05
$(E_s I_s)_2$ [N/mm ²]	5.2260e+11
$(EI)_2$ [N mm ²]	1.4352e+12

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

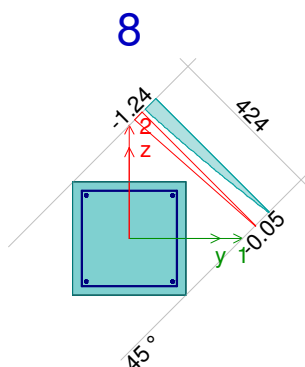
Dimensjonering av Boligblokk

Sections	8
$N_{B,2}$ [kNm]	1474.00
$M_{Ed,2}^I$ [kNm]	0.00
s_2 [-]	-1.00
$M_{0Ed,2}$ [kNm]	6.10
$M_{Ed,2}^{II}$ [kNm]	13.11
$M_{Ed,2}$ [kNm]	15.75

Stresses and strains (Part 1.1: 6.1(2), 6.1(8), 3.1.7)

$$\epsilon_{\text{steel,lim}} = \epsilon_{\text{ud}}$$

Ultimate limit state



Sections	8
LC	LC2ULS
ϵ_{steel} [-]	0.00110
$\epsilon_{\text{steel,lim}}$ [-]	0.03000
$(\epsilon_{\text{steel}}/\epsilon_{\text{steel,lim}})_{\text{max}}$ [-]	0.04
$\epsilon_{c,\text{max}}$ [-]	-0.00124
$\epsilon_{c,\text{comp}}$ [-]	-0.00073
$\max(\epsilon_{c,\text{max}}/\epsilon_{cu2}, \epsilon_{c,\text{comp}}/\epsilon_{cu2})$ [-]	0.36

Section utilization

Ultimate internal forces: $N_{\text{ult}} = v N_{\text{Ed}}$; $M_{\text{ult},1} = v M_{\text{Ed},1}$; $M_{\text{ult},2} = v M_{\text{Ed},2}$

Utilization: 1 / v

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

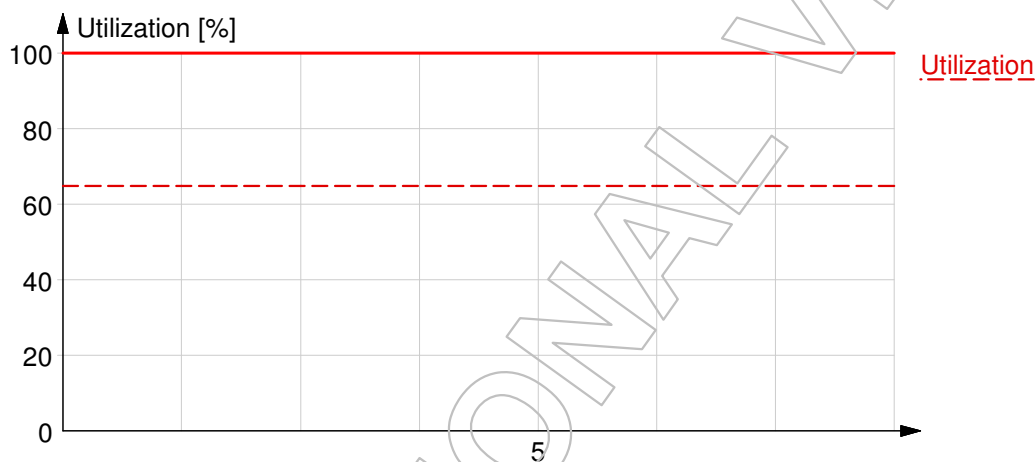
14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

Sections	8
LC	LC2ULS
N_{Ed} [kN]	-779.18
$M_{Ed,1}$ [kNm]	15.75
$M_{Ed,2}$ [kNm]	15.75
Utilization [%]	65



Stirrup utilization for shear and torsion (Part 1.1: 6.2, 6.3)

$C_{Rd,c}$ is calculated according to National Annex.

k_1 is calculated according to National Annex.

$$\sigma_{cp} = \min\left(\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2 f_{cd}\right)$$

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

$$\rho_1 = \min\left(\frac{A_{sl}}{b_w d}, 0.02\right)$$

v_{min} is calculated according to National Annex.

$$V_{Rd,c} = \max\left([C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d, (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d\right) \quad (6.2.a, 6.2.b)$$

$$V_{Rd,s} = \max\left(\frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot(\Theta), V_{Rd,c}\right) \quad (6.8)$$

$$T_{Rd,c} = 2 f_{ctd} t_{ef} A_k \quad (6.26)$$

$$T_{Rd,s} = \max\left(2 \frac{A_{sw,min}}{s} f_{ywd} A_k, T_{Rd,c}\right) \quad (6.8, 6.26, 6.27)$$

$$\text{Utilization: } \max\left(\frac{V_{Ed,y} + (T_{Ed} / A_k) d_y}{V_{Rd,s,y}}, \frac{V_{Ed,z} + (T_{Ed} / A_k) d_z}{V_{Rd,s,z}}\right)$$

If the stirrups are not correct by the detailing rules, the utilization is 100%. (9.2.2 or 9.5.3)

Sections	8
LC	Egenlast Bygg

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

14.05.2017

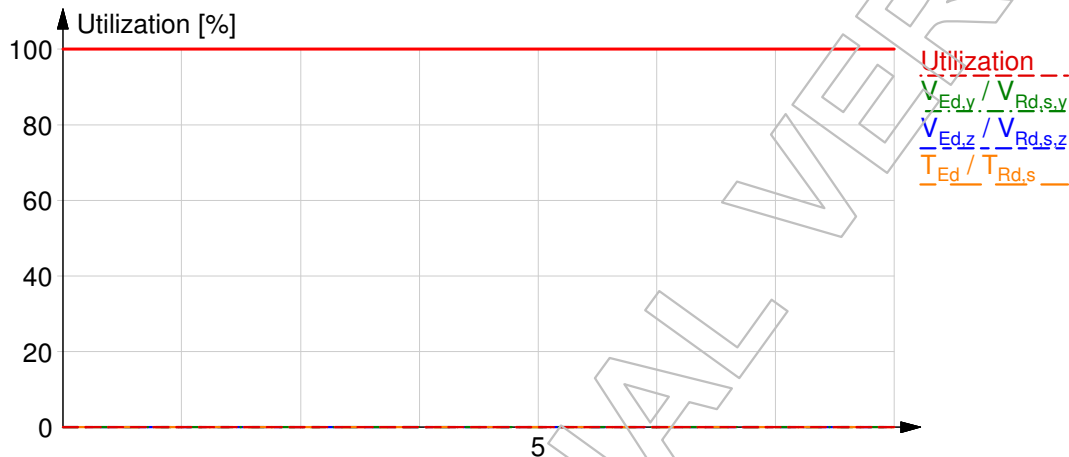
Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

Sections	8
N_{Ed} [kN]	-410.12
$V_{Ed,y}$ [kN]	0.00
$V_{Ed,z}$ [kN]	0.00
T_{Ed} [kNm]	0.00
σ_{cp} [N/mm ²]	0.00
A_{sl} [mm ²]	0
d_y [mm]	264
k_y [-]	0.00
$b_{w,y}$ [mm]	300
$\rho_{1,y}$ [-]	0.00000
$v_{min,y}$ [N/mm ²]	0.00
$V_{Rd,c,y}$ [kN]	0.00
$(A_{sw,y}/s) f_{ywd}$ [N/mm]	0.00
z_y [mm]	0
$V_{Rd,s,y}$ [kN]	0.00
$V_{Ed,y}/V_{Rd,s,y}$ [-]	0.00
d_z [mm]	264
k_z [-]	0.00
$b_{w,z}$ [mm]	300
$\rho_{1,z}$ [-]	0.00000
$v_{min,z}$ [N/mm ²]	0.00
$V_{Rd,c,z}$ [kN]	0.00
$(A_{sw,z}/s) f_{ywd}$ [N/mm]	0.00
z_z [mm]	0
$V_{Rd,s,z}$ [kN]	0.00
$V_{Ed,z}/V_{Rd,s,z}$ [-]	0.00
A_k [mm ²]	0
t_{ef} [mm]	0
$T_{Rd,c}$ [kNm]	0.00
$(A_{sw,min}/s) f_{ywd}$ [N/mm]	0.00
$T_{Rd,s}$ [kNm]	0.00

Sections	8
$T_{Ed}/T_{Rd,s}$ [-]	0.00
Utilization [%]	0



Concrete utilization for shear and torsion (Part 1.1: 6.2, 6.3)

$$\sigma_{cp} = \min\left(\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2 f_{cd}\right)$$

$\alpha_{cw} = 1.0$ for non-prestressed structural elements.

$$\sigma_{cp} \leq 0.25 f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = 1.0 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \quad (6.11.aN)$$

$$0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} < 0.50 f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = 0.25 \quad (6.11.bN)$$

$$0.50 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \rightarrow \alpha_{cw} = 2.5 \left(1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) \quad (6.11.cN)$$

$$f_{ck} \leq 60.00 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.60$$

$$f_{ck} > 60.00 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = \max\left(0.9 - \frac{f_{ck}}{200}, 0.5\right)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w (0.9 d) v_1 f_{cd}}{\cot(\Theta) + \tan(\Theta)} \quad (6.9)$$

$$v = 0.60 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (6.6.N)$$

$$T_{Rd,max} = 2 v \alpha_{cw} f_{cd} A_k t_{ef} \sin(\Theta) \cos(\Theta) \quad (6.30)$$

$$\text{Utilization: } \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \max\left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,y}}, \frac{V_{Ed,z}}{V_{Rd,max,z}}\right) \quad (6.29)$$

Sections	1	8
LC	Egenlast Bygg	Egenlast Bygg
N_{Ed} [kN]	-417.09	-410.12
$V_{Ed,y}$ [kN]	0.00	0.00
$V_{Ed,z}$ [kN]	0.00	0.00

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

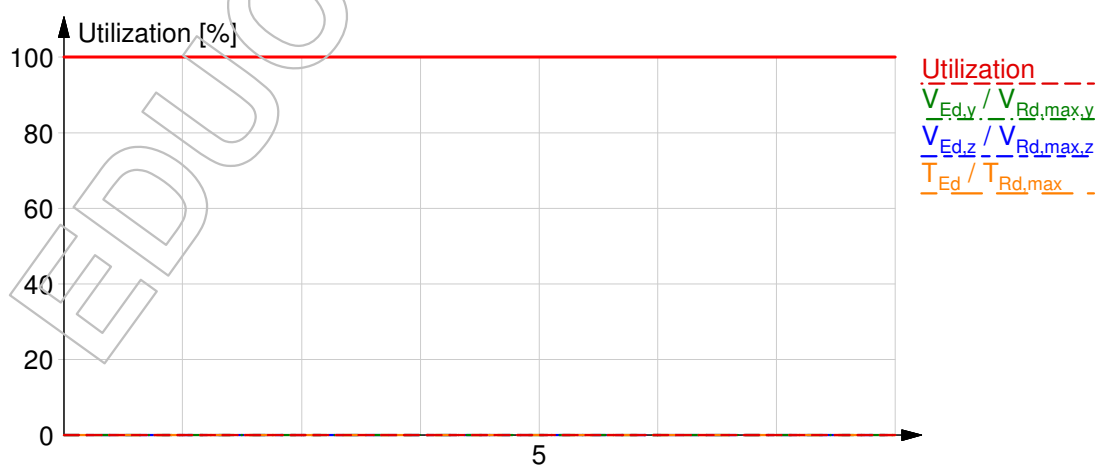
14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

Detailed result - C.5.1, LC max - Invalid		
Sections	1	8
T_{Ed} [kNm]	0.00	0.00
σ_{cp} [N/mm ²]	0.00	0.00
α_{cw} [-]	0.00	0.00
v_1 [-]	0.00	0.00
d_y [mm]	264	264
$b_{w,y}$ [mm]	300	300
$V_{Rd,max,y}$ [kN]	0.00	0.00
$V_{Ed,y} / V_{Rd,max,y}$ [-]	0.00	0.00
d_z [mm]	264	264
$b_{w,z}$ [mm]	300	300
$V_{Rd,max,z}$ [kN]	0.00	0.00
$V_{Ed,z} / V_{Rd,max,z}$ [-]	0.00	0.00
v [-]	0.00	0.00
A_k [mm ²]	0	0
t_{ef} [mm]	0	0
$T_{Rd,max}$ [kNm]	0.00	0.00
$T_{Ed} / T_{Rd,max}$ [-]	0.00	0.00
Utilization [%]	0	0



Torsional reinforcement utilization (Part 1.1: 6.3)

$$T_{Rd,sl} = 2 A_k \frac{\sum (A_{sl} f_{yd})}{u_k} \tan(\Theta) \quad (6.28)$$

$$\text{Utilization: } \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,sl}}$$

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

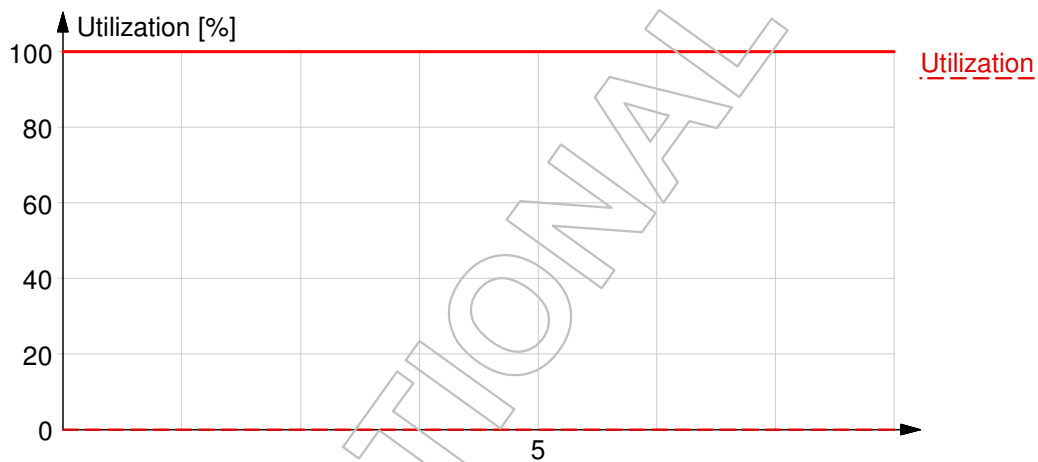
14.05.2017

Ktr. / Chkd

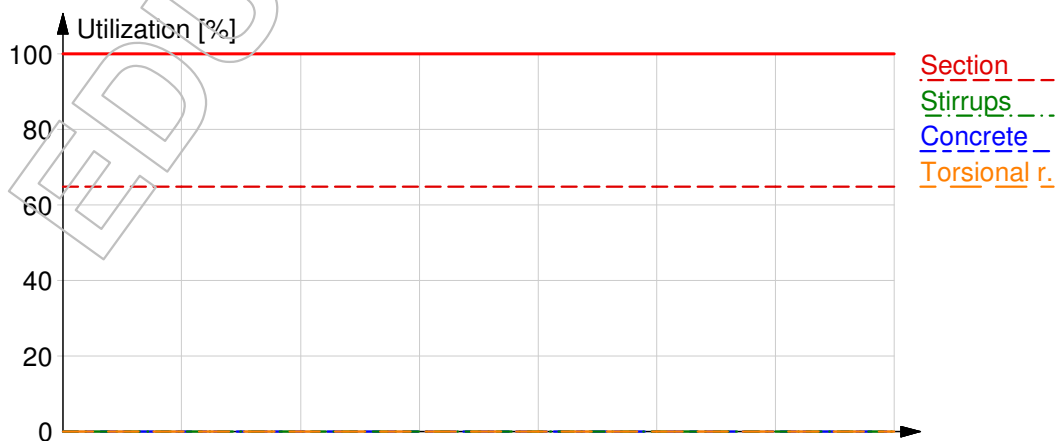
Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

Sections	8
LC	Egenlast Bygg
T_{Ed} [kNm]	0.00
A_k [mm ²]	0
u_k [mm]	900
$\Sigma(A_{sl}f_{yd})$ [N]	87418
$T_{Rd,sl}$ [kNm]	0.00
Utilization [%]	0

**Crack width (Part 1.1: 7.3)**

Not relevant

Summary

Sign.	Dato / Date 14.05.2017
Ktr. / Chkd	Dato / Date

Prosjekt / Project Dimensjonering av Boligblokk

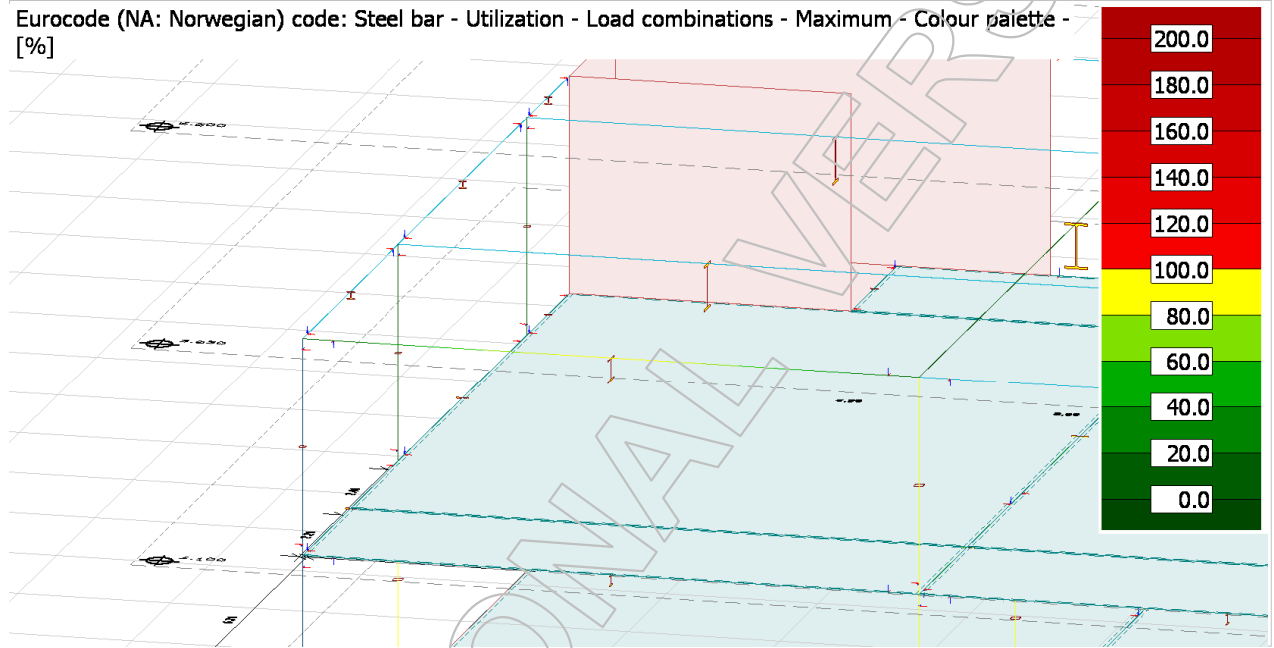
Prosj.nr / Proj.no

9 Ståldimensjonering

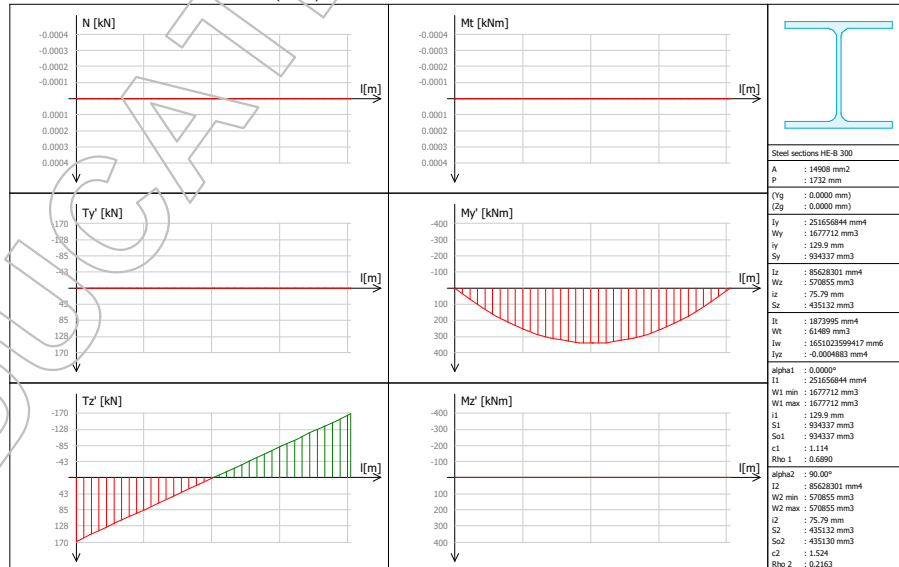
9.1.1 Inndata dimensjonering

9.1.2 Bjelker Utnyttelser

Eurocode (NA: Norwegian) code: Steel bar - Utilization - Load combinations - Maximum - Colour palette - [%]



B.43.1 - Internal forces - Load combination: LC2ULS (8.10 m)



Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

B.43.1**Maximum of load combinations****S 355**

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$Y_{M0,ult} = 1.05$$

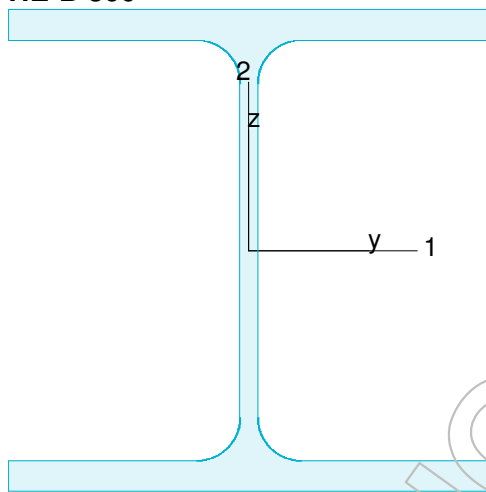
$$Y_{M0,acc/seis} = 1.00$$

$$Y_{M1,ult} = 1.05$$

$$Y_{M1,acc/seis} = 1.00$$

$$Y_{M2,ult} = 1.25$$

$$Y_{M2,acc/seis} = 1.00$$

HE-B 300

$$A = 14908 \text{ mm}^2 \quad f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$I_y = 2.517e+08 \text{ mm}^4 \quad \epsilon = 0.81$$

$$I_z = 8.563e+07 \text{ mm}^4 \quad \lambda_1 = 76.40$$

$$I_1 = 2.517e+08 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = 8.563e+07 \text{ mm}^4$$

$$W_{pl,1} = 1.869e+06 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,2} = 8.703e+05 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,min,1} = 1.678e+06 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,min,2} = 5.709e+05 \text{ mm}^3$$

$$i_1 = 130 \text{ mm}$$

$$i_2 = 76 \text{ mm}$$

$$I_t = 1.874e+06 \text{ mm}^4$$

$$I_w = 1.651e+12 \text{ mm}^6$$

Shear resistance, 1-1 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8LC: 'LC2ULS', $x = 0 \text{ mm}$ Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,pl,Rd} = \frac{A_{1,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot Y_{M0}} = \frac{12026 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 2347.42 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{I_{t,Ed}}{1.25 (f_y / \sqrt{3}) / Y_{M0}}} \cdot V_{1,pl,Rd} =$$

$$= \sqrt{1 - \frac{0.00}{1.25 (355 / \sqrt{3}) / 1.05}} \cdot 2347.42 = 2347.42 \text{ kN} \quad (6.26)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{2347.42} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8LC: 'LC2ULS', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{2,pl,Rd} = \frac{A_{2,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot Y_{M0}} = \frac{4743 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 925.79 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{T_{t,Ed}}{1.25 (f_y / \sqrt{3}) / Y_{M0}}} \cdot V_{2,pl,Rd} =$$

$$= \sqrt{1 - \frac{0.00}{1.25 (355 / \sqrt{3}) / 1.05}} \cdot 925.79 = 925.79 \text{ kN} \quad (6.26)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,pl,T,Rd}} = \frac{168.04}{925.79} = 0.18 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1: 6.2.7LC: 'Egenlast Bygg', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1
 $T_{\max,unit} = 16.26 \frac{\text{N/mm}^2}{\text{kNm}}$ is calculated by FEM analysis.

$$T_{Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot T_{\max,unit}} = \frac{355}{\sqrt{3} \cdot 16.26} = 12.00 \text{ kNm}$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.00}{12.00} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Shear stress - Part 1-1: 6.2.6

Not relevant

Normal stress - Part 1-1: 6.2.1

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1: 6.2LC: 'LC2ULS', $x = 3812$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,Ed} = 0.00 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{1,pl,T,Rd} = 1173.71 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$V_{2,Ed} = 9.88 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{2,pl,T,Rd} = 462.89 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{0.00}{5040.25} + \frac{339.10}{631.79} + \frac{0.00}{294.23} = 0.54 \leq 1.00 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1: 6.3.1LC: 'Egenlast Bygg', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{L_{cr,1}}{i_1 \cdot \lambda_1} = \frac{8100}{130 \cdot 76.40} = 0.82 \quad (6.50)$$

 $\alpha_1 = 0.34$ (Buckling curve: b)

$$\varphi_1 = 0.5 \left[1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_1 - 0.2) + \bar{\lambda}_1^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.34 \cdot (0.82 - 0.2) + 0.82^2 \right] = 0.94$$

$$\chi_1 = \min \left(\frac{1}{\varphi_1 + \sqrt{\varphi_1^2 - \bar{\lambda}_1^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.94 + \sqrt{0.94^2 - 0.82^2}}, 1.0 \right) = 0.71 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{\chi_1 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.71 \cdot 14908 \cdot 355}{1.05} = 3601.34 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{0.00}{3601.34} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1: 6.3.1LC: 'Egenlast Bygg', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{L_{cr,2}}{i_2 \cdot \lambda_1} = \frac{8100}{76 \cdot 76.40} = 1.40 \quad (6.50)$$

 $\alpha_2 = 0.49$ (Buckling curve: c)

$$\varphi_2 = 0.5 \left[1 + \alpha_2 \cdot (\bar{\lambda}_2 - 0.2) + \bar{\lambda}_2^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (1.40 - 0.2) + 1.40^2 \right] = 1.77$$

$$\chi_2 = \min \left(\frac{1}{\varphi_2 + \sqrt{\varphi_2^2 - \bar{\lambda}_2^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{1.77 + \sqrt{1.77^2 - 1.40^2}}, 1.0 \right) = 0.35 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,2} = \frac{\chi_2 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.35 \cdot 14908 \cdot 355}{1.05} = 1762.14 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{0.00}{1762.14} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

Torsional-flexural buckling - Part 1-1: 6.3.1LC: 'Egenlast Bygg', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$i_0 = \sqrt{i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2} = \sqrt{130^2 + 76^2 + 0^2 + 0^2} = 150 \text{ mm}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{l_T^2} \right) =$$

$$= \frac{1}{150^2} \left(80769 \cdot 1.874e+06 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 1.651e+12}{8.10^2} \right) = 8995.31 \text{ kN}$$

$$i_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) (N - N_{b,Rd,2}) (N - N_{cr,T}) - N^2 y_0^2 (N - N_{b,Rd,2}) - N^2 z_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) = 0$$

Smallest root of the above equation:

$$N_{cr,TF} = 8995.31 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \min(N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min(8995.31, 8995.31) = 8995.31 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{14908 \cdot 355}{8995.31}} = 0.77 \quad (6.53)$$

$$\alpha_T = 0.49 \quad (\text{Buckling curve: c})$$

$$\varphi_T = 0.5 \left[1 + \alpha_T \cdot (\bar{\lambda}_T - 0.2) + \bar{\lambda}_T^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.77 - 0.2) + 0.77^2 \right] = 0.93$$

$$X_T = \min \left(\frac{1}{\varphi_T + \sqrt{\varphi_T^2 - \bar{\lambda}_T^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.93 + \sqrt{0.93^2 - 0.77^2}}, 1.0 \right) = 0.68 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{X_T \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.68 \cdot 14908 \cdot 355}{1.05} = 3441.78 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{0.00}{3441.78} = 0.00 \leq 1.00 - \text{OK}$$

Sign.

Dato / Date

Prosjekt / Project

Prosj.nr / Proj.no

14.05.2017

Ktr. / Chkd

Dato / Date

Dimensjonering av Boligblokk

Lateral torsional buckling - Part 1-1: 6.3.2.2LC: 'LC2ULS', $x = 3812$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$N_{cr,LT} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k_z \cdot L_{cr})^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.100e+05 \cdot 8.563e+07}{(1.00 \cdot 8100)^2} = 2704.99 \text{ kN}$$

Loaded on top edge.

$$Z = (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_i) = (0.45 \cdot 150 - 0.52 \cdot 0) = 67.50 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot N_{cr,LT} \cdot \left\{ \left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{G \cdot I_t}{N_{cr,LT}} + Z^2 \right]^{0.5} - Z \right\} =$$

$$= 1.13 \cdot 2.705e+06 \cdot \left\{ \left[\left(\frac{1.00}{1.00} \right)^2 \cdot \frac{1.651e+12}{8.563e+07} + \frac{8.077e+04 \cdot 1.874e+06}{2.705e+06} + 67.50^2 \right]^{0.5} - 67.50 \right\} =$$

$$= 657.11 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1868674 \cdot 355}{6.571e+08}} = 1.00$$

 $\alpha_{LT} = 0.21$ (Buckling curve: a)

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] =$$

$$= 0.5 \left[1 + 0.21 \cdot (1.00 - 0.2) + 1.00^2 \right] = 1.09$$

$$X_{LT} = \min \left(\frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{1.09 + \sqrt{1.09^2 - 1.00^2}}, 1.0 \right) = 0.66 \quad (6.56)$$

$$M_{y,b,Rd} = X_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0.66 \cdot 1868674 \cdot \frac{355}{1.05} = 418.42 \text{ kNm} \quad (6.55)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{339.10}{418.42} = 0.81 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1: 6.3.3LC: 'LC2ULS', $x = 3812$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1 k_{ij} factors are calculated according to Method 1

$$C_{my} = 1.00 \quad C_{yy} = 1.00$$

$$C_{mz} = 1.00 \quad C_{yz} = 0.59$$

$$C_{mLT} = 1.00 \quad C_{zy} = 1.00$$

$$C_{zz} = 0.84$$

$$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 870259 = 308.94 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,1}} + k_{11} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{12} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rk}} =$$

$$= \frac{0.00}{3601.34} + 1.00 \cdot \frac{339.10}{418.42} + 1.17 \cdot \frac{0.00}{\frac{308.94}{1.05}} = 0.81 \leq 1.00 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1: 6.3.3LC: 'LC2ULS', $x = 3812$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1 k_{ij} factors are calculated according to Method 1

$$C_{my} = 1.00 \quad C_{yy} = 1.00$$

$$C_{mz} = 1.00 \quad C_{yz} = 0.59$$

$$C_{mLT} = 1.00 \quad C_{zy} = 1.00$$

$$C_{zz} = 0.84$$

$$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 870259 = 308.94 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,2}} + k_{21} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{22} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rk}} =$$

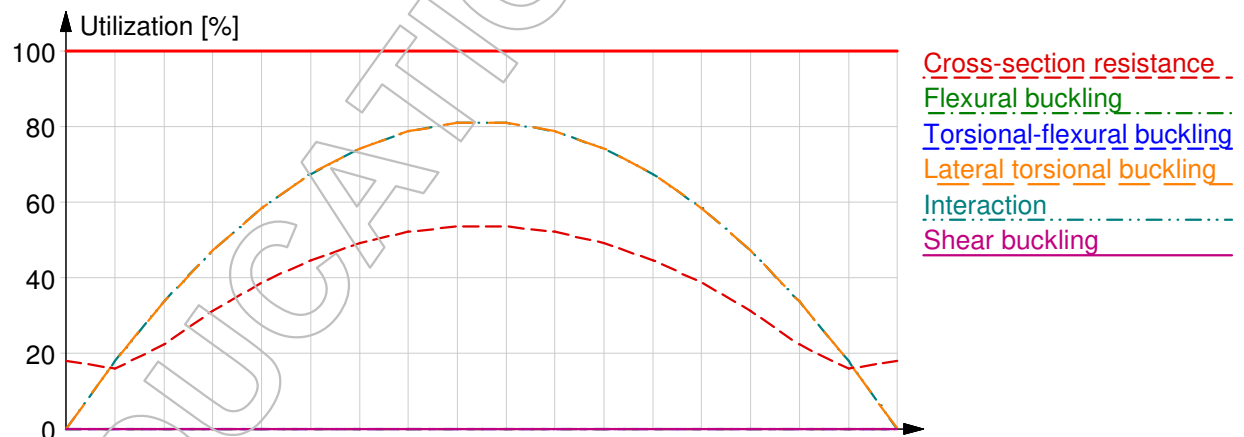
$$= \frac{0.00}{1762.14} + 0.52 \cdot \frac{339.10}{418.42} + 1.20 \cdot \frac{0.00}{\frac{308.94}{1.05}} = 0.42 \leq 1.00 \quad (6.62) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

Shear buckling - Part 1-5: 5

$$\frac{h_w}{t} = \frac{262}{11} = 23.8 \leq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1.20} \cdot 0.81 = 48.8 \rightarrow \text{Not relevant}$$

Summary

Vedlegg J

Logg og fremdriftsplaner

ID301702 Hovedprosjekt	Prosjekt	Antall møter denne periode 1). 0	Firma - Oppdragsgiver Vestlandshus	Side 1 av 2
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r) Uke 5 og 6	Antall timer denne per. (fra logg) 32	Prosjektgruppe (navn) Kristoffer, David og Simen	Dato 10.02.17

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden Innsamling av informasjon om de ulike løsningene
Planlagte aktiviteter i denne perioden Innsamling av informasjon om de ulike løsningene
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden Samlet inn info om de ulike løsningene vi skal vurdere.
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen
Hovederfaring fra denne perioden Fått mer innsikt i de forskjellige materialene og løsninger for bæresystemer.
Hovedhensikt/fokus neste periode Vurdere løsningene vi har funnet mot hverandre og bestemme oss for en løsning. Intervjue entreprenører.
Planlagte aktiviteter neste periode Vurdere løsningene vi har funnet mot hverandre og bestemme oss for en løsning. Intervjue entreprenører ang. deres erfaringer om de forskjellige løsningene.
Annet
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

ID301702 Hovedprosjekt	Prosjekt	Antall møter denne periode 1). 0	Firma - Oppdragsgiver Vestlandshus	Side 2 av 2
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r) Uke 5 og 6	Antall timer denne per. (fra logg) 32	Prosjektgruppe (navn) Kristoffer, David og Simen	Dato 10.02.17

Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

ID301702 Hovedprosjekt	Prosjekt	Antall møter denne periode 1).	Firma - Oppdragsgiver	Side
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r)	Antall timer denne per. (fra logg)	Prosjektgruppe (navn)	Dato
	7-8	39	Vestlandshus Kristoffer, David og Simen	1 av 1 24.02.17

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden	
Finne krav knyttet til bygningsfysikk (brann og lyd) for å kunne vurdere priser av de forskjellige bresystem. Vi har også begynt å hente inn priser av de forskjellige bæresystemene og vurdere utformingen av disse.	
Planlagte aktiviteter i denne perioden	
Vurdere løsningene vi har funnet mot hverandre og intervjuje entreprenører.	
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> • Krav og regler knyttet til bygningsfysikk • Vurdering av bæresystemer • Prisvurderinger 	
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter	
Møte med veileder i Vestlandshus som førte til endring av fremgangsmåte.	
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen	
Endring av problemstilling i forprosjektet, grunnet upresist antall etasjer.	
Hovederfaring fra denne perioden	
Samarbeidsproblemer	
Hovedhensikt/fokus neste periode	
Kostnadsvurderinger samt valg av bæresystem	
Planlagte aktiviteter neste periode	
<ul style="list-style-type: none"> • Avtale og gjennomføring av møter med entreprenører • Fortsette prisberegninger • Grovberegning av de forskjellige bæresystemene • Krav knyttet til utforming 	
Annet	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

ID301702 Hovedprosjekt	Prosjekt Bachelor	Antall møter denne periode 1). 1	Firma - Oppdragsgiver Vestlandshus	Side 1 av 2
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r) Uke 9-10	Antall timer denne per. (fra logg) 163	Prosjektgruppe (navn) David, Simen, Kristoffer.	Dato 10.03.17

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden Finne gunstig bæresystem for blokk.
Planlagte aktiviteter i denne perioden <ul style="list-style-type: none"> - Orientering for beregning av materiale kostnader ved hjelp av program/intervju. - Bli kjent med dataprogram (Femdesign, Isy-calcus, Holte-smartkalk). - Oppfriskning av kunnskap fra tidligere brukt tegneprogram (Revit).
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden Diskutert valg for bæresystem (søyleplasseringer, bærevegger), i tillegg bestemmelse av løsning for plassering/størrelse av garasje i underetasjen.
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen Forsøk på endringer av garasjeplan fra arkitekturtegninger bortfaller.
Hovederfaring fra denne perioden I denne perioden har vi fått litt større oversikt over ulike priser på material via programmene Isy-calcus og Holte-smartkalk. Vi var også i et møte/intervju med entreprenør og ble tildelt deres erfaringer fra liknende prosjekt hva gjelder materialvalg og priser.
Hovedhensikt/fokus neste periode Bestemme oss for et valg av material for bæresystem i bygning mht. pris.
Planlagte aktiviteter neste periode Videre utarbeiding av et konkret bæresystem og materialvalg. Eventuell start på dimensjonering av valgt bæresystem.
Annet
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

ID301702 Hovedprosjekt	Prosjekt Bachelor	Antall møter denne periode 1). 1	Firma - Oppdragsgiver Vestlandshus	Side 2 av 2
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r) Uke 9-10	Antall timer denne per. (fra logg) 163	Prosjektgruppe (navn) David, Simen, Kristoffer.	Dato 10.03.17

Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

ID301702 Hovedprosjekt	Prosjekt	Antall møter denne periode 1). 0	Firma - Oppdragsgiver Vestlandshus	Side 1 av 2
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r) Uke 11 og 12	Antall timer denne per. (fra logg) 13	Prosjektgruppe (navn) Kristoffer, David og Simen	Dato 24.3.17

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden Utarbeide løsninger til bæresystem	
Planlagte aktiviteter i denne perioden Utarbeide løsninger for bæresystem	
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden Utarbeidet 2 av 3 forslag til bæresystem, siste fullføres i løpet av starten på neste periode.	
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter Valgte å øve til eksamen 22.3 i annet fag.	
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen Velger å se bort i fra massivtre som løsning, da vi ikke har funnet noe særlig informasjon om dette.	
Hovederfaring fra denne perioden Vanskelig å finne informasjon om kostnader, samt hvordan massivtre dimensjoneres.	
Hovedhensikt/fokus neste periode Fullføre siste løsning, for å begynne å vurdere de mot hverandre og finne den løsningen vi ønsker å bruke videre.	
Planlagte aktiviteter neste periode Fullføre siste løsning, for å begynne å vurdere de mot hverandre og finne den løsningen vi ønsker å bruke videre. Begynne å dimensjonere valgte løsning.	
Annet	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

ID301702 Hovedprosjekt	Prosjekt	Antall møter denne periode 1). 0	Firma - Oppdragsgiver Vestlandshus	Side 2 av 2
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r) Uke 11 og 12	Antall timer denne per. (fra logg) 13	Prosjektgruppe (navn) Kristoffer, David og Simen	Dato 24.3.17

--	--

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

ID301702 Hovedprosjekt	Prosjekt	Antall møter denne periode 1).	Firma - Oppdragsgiver	Side
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r)	Antall timer denne per. (fra logg)	Prosjektgruppe (navn)	Dato
	13-14	73, 43 og 72,5	Vestlandshus Kristoffer, David og Simen	1 av 1 07.04.17

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden	
Ta et endelig valg, begynne den fullstendige dimensjoneringen og rapportskrivningen.	
Planlagte aktiviteter i denne perioden	
Fullføre siste løsning, for å begynne å vurdere de mot hverandre og finne den løsningen vi ønsker å bruke videre.	
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden	
Valg av løsning utført. Teoridel på rapport fullført med unntak av jordskjelv og programmer.	
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter	
Modellering har tatt lengre tid enn forventet grunnet lite erfaring med FEM-Design.	
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen	
Rapportskrivning påbegynt da ikke alle kunne dimensjonere.	
Hovederfaring fra denne perioden	
Rapportskrivningen har gått raskere enn forventet.	
Hovedhensikt/fokus neste periode	
Videre modellering, dimensjonering og rapportskrivning.	
Planlagte aktiviteter neste periode	
Modellering, dimensjonering, ferdigstille teoridel og påbegynne metode.	
Annet	
David tok en uforventet ferie som gikk utover arbeidsmengden. Disiplinærmøte med Terje Tvedt angående arbeidsinnsats og moral.	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Veileder var borte så møte tas i neste periode.	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

ID301702 Hovedprosjekt	Prosjekt	Antall møter denne periode 1).	Firma - Oppdragsgiver	Side
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r)	Antall timer denne per. (fra logg)	Prosjektgruppe (navn)	Dato
	15-16	134	Vestlandshus Kristoffer, David og Simen	1 av 1 21.04.17

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden	
Fortsette på dimensjonering og rapportskrivning.	
Planlagte aktiviteter i denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> - Dimensjonere et utvalg av søyler, bjelker i tillegg til yttervegg i garasje, fundamenter på grunn og vindlast på bygg. - Skrive ferdig teori, oppstart av metode 	
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden	
<ul style="list-style-type: none"> - Kommet i gang med dimensjonering av bygget. - Teori ferdigskrevet og startet med skriving av metode. 	
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter	
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen	
Hovederfaring fra denne perioden	
Dimensjoneringen er mer krevende enn forventet.	
Hovedhensikt/fokus neste periode	
Videre modellering, dimensjonering og rapportskrivning.	
Planlagte aktiviteter neste periode	
Modellering, dimensjonering og arbeide videre med metode.	
Annet	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

ID301702 Hovedprosjekt	Prosjekt	Antall møter denne periode 1). 0	Firma - Oppdragsgiver Vestlandshus	Side 1 av 1
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r) Uke 17 og 18	Antall timer denne per. (fra logg) 101, 71.5, 101	Prosjektgruppe (navn) Kristoffer, David og Simen	Dato 05.05.17

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden Dimensjonering, tegning og rapportskrivning	
Planlagte aktiviteter i denne perioden Modellering, dimensjonering og rapportskrivning	
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden Modellert i revit, dimensjonering, skrevet videre på rapport	
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter Dimensjonering forsinket 1,5 uke grunnet ustrukturert arbeid fra David. Kristoffer brukte en dag ekstra på kapittel om søyler, grunnet endring av spennretning på tak.	
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen	
Hovederfaring fra denne perioden En del ting endrer seg når man nærmer seg slutten av arbeidet med oppgaven.	
Hovedhensikt/fokus neste periode Fullføre tegninger og dimensjonering. Fullføre rapport.	
Planlagte aktiviteter neste periode Fullføre tegninger, dimensjonering og rapport. Korrekturlesing, lage presentasjon og poster.	
Annet	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

ID301702 Hovedprosjekt	Prosjekt	Antall møter denne periode 1).	Firma - Oppdragsgiver	Side
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r)	Antall timer denne per. (fra logg)	Prosjektgruppe (navn)	Dato
	19 og 20	120.5, 116.5 og 122	Kristoffer, David og Simen	1 av 1 18.05.17

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden Tegning og rapportskrivning.	
Planlagte aktiviteter i denne perioden Ferdigstillelse av tegninger og rapport. Forberede presentasjon av prosjektet.	
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden Ferdigstillelse av rapport.	
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter	
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen	
Hovederfaring fra denne perioden Ferdigstillelse av oppgaven har gått raskere enn forventet.	
Hovedhensikt/fokus neste periode	
Planlagte aktiviteter neste periode	
Annet	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

IB303312 Bacheloroppgave

LOG

Utført arbeid i perioden

Navn på studenter:

Stud1: Kristoffer Isaksen

Stud2: David Skilbrei

Stud3: Simen Nygård

Navn på bedrift/organisasjon: Vestlandshus AS

Navn på veileder ved bedrift/organisasjon: Lars Erik Vinje

Aktivitetsplan

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer	Stu 4 Timer
19	08.05	Rapportskriving og tegninger	9	9	10,5	
19	09.05	Rapportskriving og tegninger	10,5	9	10,5	
19	10.05	Rapportskriving og tegninger	10,5	9	10,5	
19	11.05	Rapportskriving og tegninger	8,5	8,5	8,5	
19	12.05	Rapportskriving	10	9	10	
19	14.05	Rapportskriving	8	8	8	
20	15.05	Korrekturlesing	8	8	8	
20	16.05	Korrektur og endringer	8	8	8	
20	17.05	Korrektur og endringer	8	8	8	
20	18.05	Korrektur og endringer	8	8	8	
20	19.05	Ferdigstillelse av rapport	8	8	8	
20	20.05	Arbeid med presentasjon	8	8	8	
20	21.05	Arbeid med presentasjon	8	8	8	
21	22.05	Arbeid med presentasjon	8	8	8	
Sum timer			120,5	116,5	122	

Vedlegg K

Forprosjektrapport med vedlegg

FORPROSJEKT - RAPPORT
FOR BACHELOROPPGAVE

TITTEL:

Vurdering av materialvalg og bæresystem på småblokk

KANDIDATNUMMER(E):

DATO:

26.01.2017

EMNEKODE:

IB303312

EMNE:

Bacheloroppgave Bygg 2017

DOKUMENT TILGANG:

- Åpen

STUDIUM:

BYGG - KONSTRUKSJON

ANT SIDER/VEDLEGG:

8/2

BIBL. NR:

- Ikke i bruk -

OPPDRAGSGIVER(E)/VEILEDER(E):

Vestlandshus - Lars Erik Vinje
NTNU - Kristian Normann

OPPGAVE/SAMMENDRAG:

Vi skal vurdere fordeler og ulemper med forskjellige bæresystemer til en småblokk. Dette innebærer vurderinger av materialkostnader på de forskjellige løsningene for bæresystem og bygningsfysikk, samt byggetid av de forskjellige løsningene, i tillegg til dimensjonering av selve bæresystemet. Målet med oppgaven er å komme fram til den mest lønnsomme løsningen for bæresystem i småblokk på denne størrelsen.

Postadresse
Høgskolen i Ålesund
N-6025 Ålesund
Foretaksregisteret
Norway
572 140

Besøksadresse
Larsgårdsvegen 2
Internett
www.hials.no

Telefon
70 16 12 00
Epostadresse
postmottak@hials.no

Telefax
70 16 13 00

Bankkonto
7694 05 00636

NO 971

INNHold

1 INNLEDNING	3
2 BEGREPER	3
3 PROSJEKTORGANISASJON	3
3.1 PROSJEKTGRUPPE	3
3.2 STYRINGSGRUPPE (VEILEDER OG KONTAKTPERSON OPPDRAGSGIVER)	4
4 AVTALER	4
4.1 AVTALE MED OPPDRAGSGIVER	4
4.2 ARBEIDSSTED OG RESSURSER	4
4.3 GRUPPENORMER – SAMARBEIDSREGLER – HOLDNINGER	4
5 PROSJEKTBESKRIVELSE	5
5.1 PROBLEMSTILLING -	
5.2 MÅLSETTING - HENSIKT	5
5.3 KRAV TIL LØSNING ELLER PROSJEKTRESULTAT – SPESIFIKASJON	5
5.4 INFORMASJONSINNSAMLING – UTFØRT OG PLANLAGT	5
5.5 VURDERING – ANALYSE AV RISIKO	6
5.6 HOVEDAKTIVITETER I VIDERE ARBEID	6
5.7 FRAMDRIFTSPLAN – STYRING AV PROSJEKTET	6
5.8 BESLUTNINGER – BESLUTNINGSPROSESS	7
6 DOKUMENTASJON	7
6.1 RAPPORTER OG TEKNISKE DOKUMENTER	7
7 PLANLAGTE MØTER OG RAPPORTER	8
7.1 MØTER	8
7.2 PERIODISKE RAPPORTER	8
8 PLANLAGT AVVIKSBEHANDLING	8

1 INNLEDNING

Vi har i byggingeniørstudiet fordypet oss innen konstruksjon og ønsket derfor oppgave relatert til konstruksjon og bæresystemer i bygningskonstruksjoner. Oppgaven vi fikk av Vestlandshus virket som en relevant oppgave, og lærerik uansett videre arbeidsområde. Vi har valgt og se på fordeler og ulemper ved bruk av materialene stål, tre, og betong. I tillegg til dette skal vi se på forskjellige byggemetoder for bygging av en boligblokk, og vurdere dette opp mot hva som er lønnsomt med tanke på kostnad og tid. Formålet med oppgaven er å lære mer om de forskjellige materialene og byggemetodene og når de er mest lønnsomme å bruke.

2 BEGREPER

- Dimensjonering
- Bæresystem
- Materialfaktor
- Jordskjelvberegning
- Skjærkraft
- Bruksgrensetilstand
- Sidemannskontroll
- Vindlaster, Snølast, Nyttelast
- Bygningsfysikk
- Fundament, Søyler, Bærevegg, Bjelkelag, Etasjeskiller, Takstoler, Betongdekker, armering
- Norsk standard, Eurokode
- Revit, Autocad

3 PROSJEKTORGANISASJON

3.1 Prosjektgruppe

Studentnummer(e)	E-post	tlf
140306 - Simen Nygård	simennyg@stud.ntnu.no	48188154
140313 - David Skilbrei	davidski@stud.ntnu.no	93085018
140304 - Kristoffer Isaksen	kristois@stud.ntnu.no	48193213

3.1.1 Oppgaver for prosjektgruppen - organisering

Prosjektgruppen

- Fordele arbeidsoppgaver mellom medlemmene i gruppa
- Avtale veiledningsmøter
- Forholde oss til oppgavens rammer og fremdriftsplaner.
- Få til et godt samarbeid internt i gruppen, samt god kommunikasjon med oppdragsgiver hos Vestlandshus.

3.2 Styringsgruppe (veileder og kontaktperson oppdragsgiver)

Veileder: Kristian Normann, kristian.normann@ntnu.no tlf: 94499445

Kontaktperson Vestlandshus AS: Lars Erik Vinje, lars.erik.vinje@vestlandshus.no tlf: 70178904

4 AVTALER

4.1 Avtale med oppdragsgiver

Se vedlegg nr 2

4.2 Arbeidssted og ressurser

- Tilgang til arbeidsplass:

Vi har fått tilbud om kontor plass hos Vestlandshus (oppdragsgiver). Vi vil primært jobbe på skolen, men planlegger å ha ukentlige besøk hos oppdragsgiver for veiledning.

- Tilgang til ressurser:

Vi har kun behov for dataprogram for å kontrollere beregninger, men dette har vi selv. I tillegg kommer vi til å bruke tidligere innkjøpte lærebøker om dimensjonering av stål og betong, og andre relevante lærebøker.

- Tilgang til personer:

Vi har både en fast veileder på skolen, i tillegg til at vi har fått muligheten til å få veiledning av oppdragsgiver.

- Datasikkerhet/informasjon unndratt offentlighet:

Vi vil lagre arbeidet på våre egne datamaskiner, i tillegg til å ta sikkerhets kopi på en minnepinne.

Vi har ikke fått beskjed om at vi ikke har tillatelse til å dele arbeid og informasjon med offentligheten.

- Avtalt rapportering:

Leverer ukentlig framdriftsrapport og logg til veileder.

4.3 Gruppenormer – samarbeidsregler – holdninger

- Etterstrebe å følge planlagte timeplaner/tidsfrister for ferdigstilling av arbeid i gruppearbeid og individuelle oppgaver.
- Følge planlagte timeplaner for skriving av rapport som leveres til veileder annenhver uke.
- Legge ved ny relevant informasjon til prosjektet fortløpende etter møter med oppdragsgiver.
- Arbeide mest mulig konstruktivt med hensyn til relevante tema for prosjektet, få god innsikt og forståelse for hovedpunkt i oppgaven.
- Alle på gruppen skal bidra til god arbeidsmoral, og et godt arbeidsmiljø.

5 PROSJEKTBEKRIVELSE

5.1 Problemstilling

Vurdere fordeler/ulemper ved ulike bæresystem for småblokker på 2 etasjer og samlet BRA på ca. 500m² med tilhørende parkeringskjeller. Målet er å komme frem til hvilke materialvalg og bæresystem som er mest lønnsomme for småblokker på denne størrelse, med tanke på bygningsfysikk, ressursbruk og kostnader. Det skal utføres nødvendige beregninger og konstruksjonsvalg, samt utarbeide et forslag til bæresystem.

5.2 Målsetting

Hovedmål:

Finne frem til det mest lønnsomme materialvalget og bæresystemet for småblokker. Utdypende faglig kompetanse innen dimensjonering og forståelse av bygningsfysikk i et byggeprosjekt, samt kostnadmessige hensyn knyttet til prosjektet. Utvidet forståelse og kunnskap til prosessen i et større prosjektarbeid.

Delmål:

- Sette opp en ramme for prosjekt med følgende tidsplaner for aktuelle prosesser.
- Kunnskap om beregning/dimensjonering av bæresystem i blokk.
- Erfaring av fornuftig materialbruk med hensyn til størrelse av konstruksjon, og hva som lønner seg kostnadmessig.

Effekt mål:

- Lære oss structure delen av Revit
- Beherske beregningsprogram
- Økt kunnskap innen bygningsfysikk

5.3 Krav til løsning eller prosjektresultat – spesifisering

Alle løsninger skal være i henhold til gjeldende standarder og forskrifter. Her skal det forsøkes å finne ut hvilke løsninger som er mest lønnsomme med tanke på fremtidig utvikling av blokker på denne størrelsen. Deler av valgene våre vil delvis baseres på tidligere erfaringer i samsvar med egne beregninger.

Løsningen vil presenteres med fordeler og ulemper ved de forskjellige alternativene, der det legges stor vekt på total kostnader.

5.4 Informasjonsinnsamling – utført og planlagt

Vi har ikke samlet inn noe informasjon før prosjektstart. Vi baserer oss på å innsamling knyttet til erfaring rundt kostnad/ressursbruk av eksisterende byggverk fra Vestlandshus og underentreprenører. Planen er å utarbeide utkast til to bæresystem og regne videre på den mest økonomisk lønnsomme.

5.5 Vurdering – analyse av risiko

Vi antar at sannsynligheten for at prosjektet skal kunne fullføres innenfor tidsfristene med akseptabel kvalitet er stor. Det er mulig vi må justere arbeidsmengden og omfanget av oppgaven noe underveis med hensyn på mengden av dimensjonering som skal utføres. Mengden av beregninger og tegninger må bestemmes underveis, da dette er vanskelig å bestemme på forhånd.

5.6 Hovedaktiviteter i videre arbeid

Nr	Hovedaktivitet	Ansvar	Kostnad	Tid/omfang
A1	Innsamling av teori/litteraturstudie			1 uke
A2	Dimensjonering av bæresystemer			4 uker
A3	Intervju av entreprenører			1/2 uke
A4	Kostnadsvurdering			1 uke
A5	Dokumentasjon/tegninger			2 uker
A5.1	Opplæring av revit			1 uke
A6	Sluttrapport/konklusjon			3 uker
A7	Revisjonsperiode			1 uke

5.7 Framdriftsplan – styring av prosjektet

5.7.1 Hovedplan

Vi starter med å samle inn informasjon nødvendig for å løse oppgaven, før vi begynner å grovdimensjonere bæresystemer på hvert av de to materialalternativene. Videre vil vi foreta intervju av ulike entreprenører for å deres erfaringer på tidsomfanget på utførelse av de forskjellige bæresystemene. Med denne informasjonen vil vi vurdere hva som er mest lønnsomt med tanke på bygningsfysikk, materialkostnader i tillegg til tids- og ressursbruk, før vi velger et forslag til bæresystem og dimensjonerer dette fullt ut.

Nødvendige tegninger og dokumentasjon blir deretter produsert før vi skriver selve sluttrapporten/konklusjonen. Vi legger inn en revisjonsperiode til slutt, hvor vi kan gå over det vi har jobbet med gjennom hele prosessen, og fyller ut det som trengs. Planlegger å være ferdig i midten av Mai.

5.7.2 Styringshjelpemidler

Til styring av prosjektet kommer vil til å benytte oss av fremdriftsplanen som vi kommer til å følge til den grad det er mulig å oppnå. Vi kommer til å ha ukentlige møter der vi diskuterer progresjonen og planen for neste uke, slik at vi best mulig følger tidsplanen.

5.7.3 Utviklingshjelpemidler

Vi kommer til å benytte beregningsprogrammet EUROCODEexpress og tegneprogrammet Revit. Det er også muligheter for at vi kommer til å benytte Autocad til detaljtegninger. Vi kommer muligens til å benytte Robot til dimensjonering.

5.7.4 Intern kontroll

Internkontroll vil utføres ved en sidemannskontroll. I tillegg vil ukens arbeid kjøpt gjennomgås på prosjektmøte hver fredag. Møte med veileder gjennomføres hver 14. dag hvor vi leverer rapport for de to siste ukers fremdrift av prosjektet.

5.8 Beslutninger – beslutningsprosess

Vi utarbeidet et forslag til problemstilling ut fra informasjonen vi fikk i møtet med Vestlandshus. Denne ble sendt til kontaktperson og vi fikk tilbake mail med forslag til endringer, som vi valgte å ta til grunn. Ved viktigere spørsmål under forprosjektet har vi besvart dette i plenum, slik at det ikke skal oppstå uenigheter.

Når det kommer til viktige fremtidige avgjørelser vil disse bli tatt i felleskap, gjerne med innspill fra veileder. Vi vil forsøke å legge viktige avgjørelser til prosjektmøtene slik at vi slipper dette midt i viktig arbeid.

6 DOKUMENTASJON

6.1 Rapporter og tekniske dokumenter

Utarbeide nødvendige tegninger for bæresystemet. Disse tegnes i revit. Det vil hovedsakelig bestå av tegninger for bæresystemet. I tillegg vil vi utføre beregninger av de forskjellige typer bæresystemer. Vi vil også dokumentere materialkostnader og utarbeide referat fra intervju med entreprenører. Referatene fra intervjuene vil inneholde informasjon om antatt tid for bygging av de forskjellige løsningene for bæresystemer, samt entreprenørens erfaringer om fordeler og ulemper med løsningene.

7 PLANLAGTE MØTER OG RAPPORTER

7.1 Møter

7.1.1 Møter med styringsgruppen

Den foreløpige planen er å ha en arbeidsdag i uken på hovedkontoret til Vestlandshus, slik at man kan ha jevnlig kommunikasjon med veileder.

Vil vil ha møter med veileder fra skolen, Kristian Normann hver uke til annenhver uke.

7.1.2 Prosjektmøter

Vi skal ha prosjektmøter som siste post hver fredag, evt. siste ukedag ved røde dager. Her skal ukens arbeid gjennomgås kjapt, samt lages en plan for neste uke.

7.2 Periodiske rapporter

7.2.1 Framdriftsrapporter (inkl. milepæl)

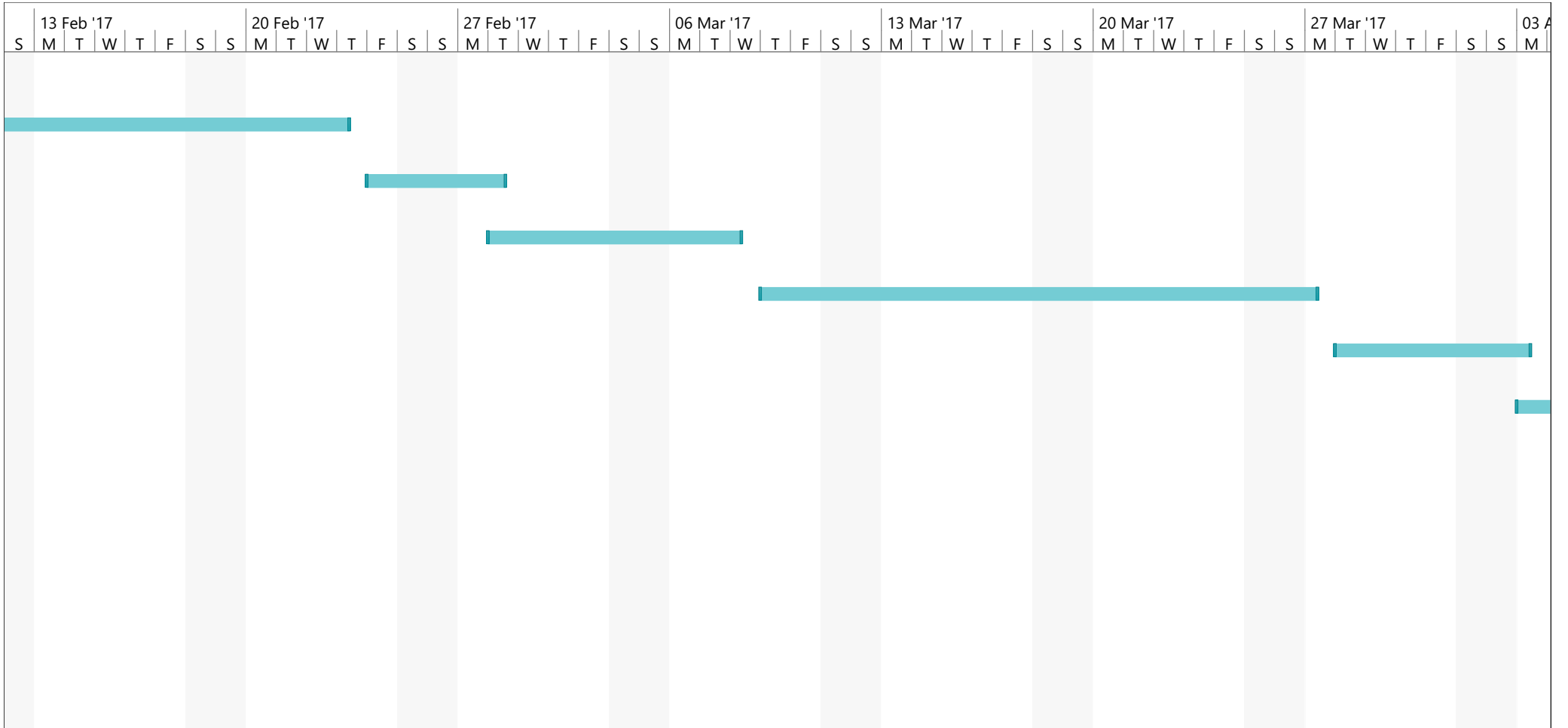
Vi vil levere framdriftsrapporter til veileder hver 14. dag hvor vi skriver om hva som er blitt gjort den siste perioden, og hvilke mål som er nådd.

8 PLANLAGT AVVIKSBEHANDLING

Hvis framdriften ikke går som planlagt må det gjøres tiltak for å komme tilbake på riktig spor. Dette kan være å endre fremgangsmåte, omdelegere oppgaver og/eller få innspill fra veileder. Alle på gruppa har ansvar for at framdriften går som planlagt, eller at nødvendige tiltak settes i gang.

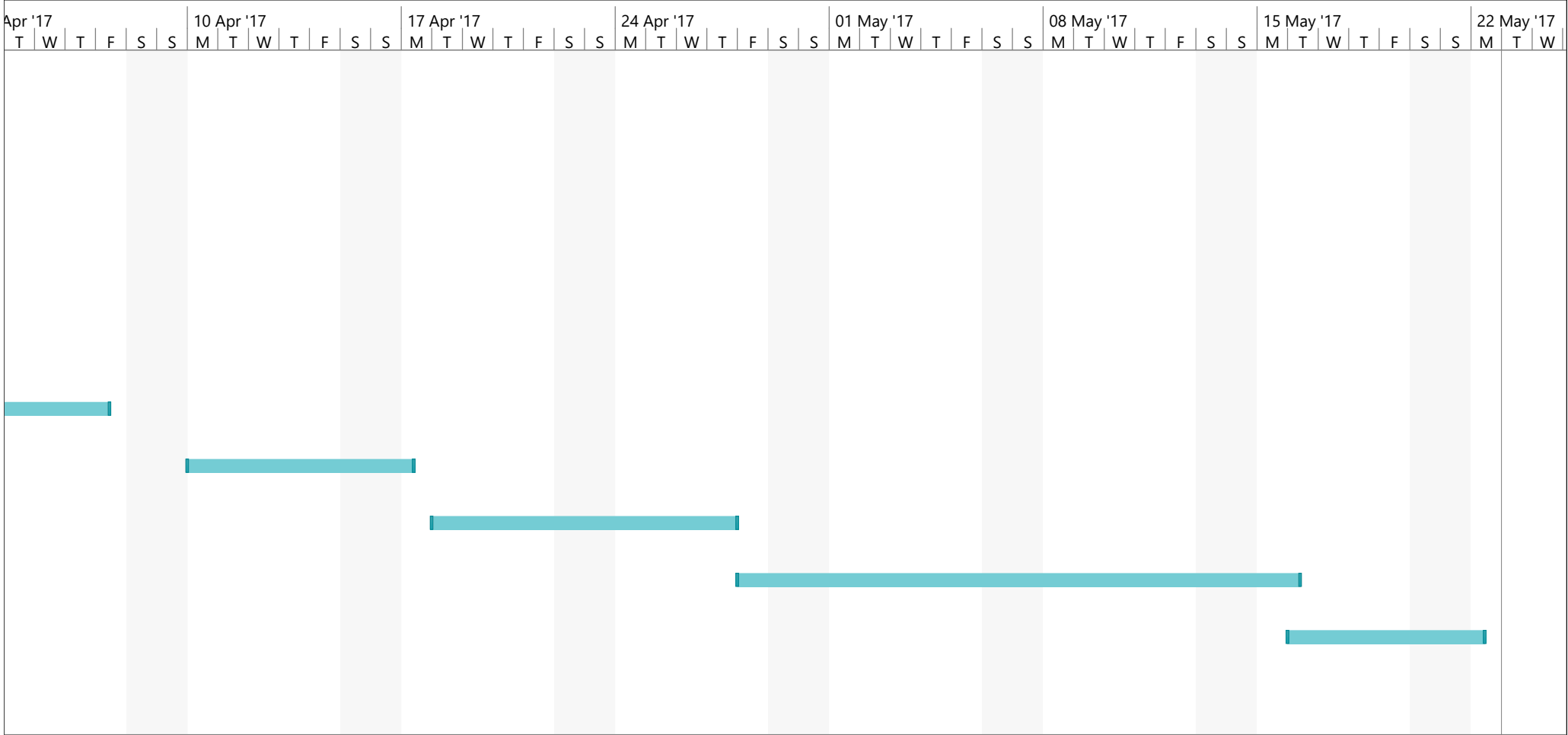
VEDLEGG

Vedlegg 1	Fremdriftsplan
Vedlegg 2	Avtale med oppdragsgiver



Project: Fremdriftsplan bachelo
Date: Wed 25.01.17

Task		Inactive Summary		External Tasks	
Split		Manual Task		External Milestone	
Milestone		Duration-only		Deadline	
Summary		Manual Summary Rollup		Progress	
Project Summary		Manual Summary		Manual Progress	
Inactive Task		Start-only			
Inactive Milestone		Finish-only			



Project: Fremdriftsplan bachelo Date: Wed 25.01.17	Task		Inactive Summary		External Tasks	
	Split		Manual Task		External Milestone	
	Milestone		Duration-only		Deadline	
	Summary		Manual Summary Rollup		Progress	
	Project Summary		Manual Summary		Manual Progress	
	Inactive Task		Start-only			
	Inactive Milestone		Finish-only			

Bacheloroppgave 2017

I forbindelse med utførelse av Bacheloroppgave i bedrift.

Avtale mellom oppdragsgiver (bedrift), student og NTNU i Ålesund

Generelt om bacheloroppgaven:

Bacheloroppgaven gjennomføres fortrinnsvis i samarbeid med næringslivet, men kan også utformes i tilknytning til forskningsprosjekt skolens forskningsmiljø er involvert i. Oppgaveperioden deles i en forprosjektfase med egen innlevering og en prosjektfase som avsluttes med en offentlig framføring og rapport. Bacheloroppgaven kan også gjennomføres i bedrift. Oppgaven gjøres i grupper fortrinnsvis med 3 studenter og følges opp av oppnevnte veiledere. Bacheloroppgaven er på 20 studiepoeng som tilsvarer 2/3 av et semester i arbeidsmengde for studenten.

Denne avtale er inngått mellom:

Bedrift:

Vestlands Høg

NTNU i Ålesund:

Avdeling AIR, Fagseksjon Bygg,
Veileder Kristian Norme

Student:

David Skilbrei

Forpliktelser NTNU i Ålesund:

- Fagseksjonen skal stille med ansvarlig veileder.
- Fagseksjon Bygg ved veileder skal godkjenne oppgaven etter beskrivelse gitt i studiehandboken.
- Veileder har ansvar for oppfølging og kontroll av fremdrift i bacheloroppgaven.
- NTNU i Ålesund ved veileder har ansvar for at vurdering av bacheloroppgaven blir utført i henhold til vedtatte retningslinjer.

Forpliktelser til studentene (studentgruppen(e)):

- Beskrive bacheloroppgaven gjennom forprosjekt og fremdriftsplan
- Levere rapportskjema til veileder hver 14. dag
- Levere og presentere bacheloroppgaven etter oppsatt mal og fremdriftsplan.

Forpliktelser oppdragsgiver (bedrift):

- Støtte studenten i utvelgelse og utforming/beskrivelse av bacheloroppgaven.
- Navngitt person, fra oppdragsgiver/firma, som kontaktperson/veileder for studentgruppen.
- Dekke alle nødvendige utgifter (ikke lønn) som reise, evt. kontorhold, kopiering, spesielle programvare etc.
- ~~Forsikre studentene som om de var tilsatt i firmaet. (Spesielt ulykkesforsikring når studentene er ute på anlegg).~~

Generelt:

Bacheloroppgaven er NTNUs eiendom, men oppdragsgiver (firma) har rett til å benytte seg av resultatene i oppgaven. Er resultatene i bacheloroppgaven konfidensielle og må beskyttes, gjøres dette ved egen avtale mellom NTNU i Ålesund og oppdragsgiver (bedrift)

Dato: 26.01.16

Tor Tvedt
NTNU i Ålesund

Lars Erik Vinje
Oppdragsgiver (bedrift)

Simen Nygård, Kristoffer Isaksen
Student(er) David Skilbrei