



# Høgskulen på Vestlandet

## H02-300 - Bacheloroppgåve

H02-300

### Predefinert informasjon

<b>Startdato:</b>	04-05-2019 09:00	<b>Termin:</b>	2019 VÅR
<b>Sluttdato:</b>	20-05-2019 14:00	<b>Vurderingsform:</b>	Norsk 6-trinns skala (A-F)
<b>Eksamensform:</b>	Bacheloroppgave	<b>Studiepoeng:</b>	20
<b>SIS-kode:</b>	203 H02-300 1 O 2019 VÅR FORDE		
<b>Intern sensor:</b>	(Anonymisert)		

### Deltaker

**Kandidatnr.:** 128

### Informasjon fra deltaker

**Antall ord \*:** 9245

**Egenerklæring \*:** Ja

**Inneholder besvarelsen  
konfidensiell materiale?:** Nei

**Jeg bekrefter at jeg har  
registrert oppgavetittelen  
på norsk og engelsk i  
StudentWeb og vet at  
denne vil stå på  
vitnemålet mitt \*:** Ja

Jeg godkjenner avtalen om publisering av bacheloroppgaven min \*

Ja

Er bacheloroppgaven skrevet som del av et større forskningsprosjekt ved HVL? \*

Nei

Er bacheloroppgaven skrevet ved bedrift/virksomhet i næringsliv eller offentlig sektor? \*

Ja, Osterøy entreprenør A/S

Bæresystem for næringsbygg

Support system for commercial  
building

Even Skjerping (128)

Håkon Sæhle Langvad (135)

H02-300-1 19V Bacheloroppgave

Fakultet for ingeniør- og naturvitenskap

Institutt for byggfag

Bygg- og anleggsingeniør



Jeg bekrefter at arbeidet er selvstendig utarbeidet, og at referanser/kildehenvisninger til alle kilder som er brukt i arbeidet er oppgitt, jf. Forskrift om studium og eksamen ved Høgskulen på Vestlandet, §

## Referanseside

Campus Førde, Svanehaugsvegen 1, 6812 FØRDE www.hvl.no

<b>TITTEL</b> Bacheloroppgave H02-300-1	<b>RAPPORTNR.</b> 2	<b>DATO</b> 19.05.2019
<b>PROSJEKTTITTEL</b> Bæresystem for næringsbygg	<b>TILGJENGELIGHET</b> Begrenset	<b>TAL SIDER</b> 197
<b>FORFATTARERE</b> Even Skjerping Håkon Sæhle Langvad	<b>STYRINGSGRUPPE</b> Svein-Rune Kleppe Ole Fartein Knutson Kolnes Nils Skjerping	
<b>OPPDRAAGSGIVER</b> Osterøy entreprenør A/S		
<b>SAMANDRAG</b> Prosjektet tar for seg dimensjonering av bæresystemet til et fremtidig næringsbygg der det skal brukes et eldre hulldekke som etasjeskille. Det blir sett på ulike utforminger av bæresystemet for å finne en løsning som tilfredsstiller byggets funksjon. Det er gjort beregninger for å finne de karakteristiske lastene som virker på bygget. Gangen i dimensjoneringen er å finne de kreftene som virker på hver enkelt konstruksjonsdel. Disse kreftene brukes til å finne det tverrsnittet som kan tåle denne påkjenningen. Alle beregninger er utført for hånd og sjekket opp mot enkle programberegninger, der det lar seg gjøre. Resultatet blir en informasjonsmodell som viser bæresystemet og dimensjonen til de ulike konstruksjonsdelene.		
<b>SUMMARY</b> The project deals with the dimensioning of the support system for a future commercial building where an older hollow core slab cover shall be used as the floor. Different designs of the support system have been considered to find a solution that satisfies the function of the building. Calculations have been performed to find the characteristic loads that work on the building. The purpose of the dimensioning is to find the forces that work on each construction part. These forces are used to find the cross-section that can withstand this strain. All calculations are done by hand and checked against simple program calculations, wherever possible. The result is an information model that shows the support system and the dimension of the various construction parts.		
<b>EMNEORD</b> Hulldekke, Bæresystem, Jordtrykk, Tverrkraftmetoden, Ståldimensjonering.		

## Forord

Prosjektet baseres på at Osterøy entreprenør A/S ønsker å sette opp et næringsbygg i Mjeldalen på Osterøy. Bygget skal prosjekteres med gjenbruk av hulldekke fra et tidligere rivingsprosjekt. Oppdragsgiver har kommet med føringer for hvordan bygget skal utformes og hvilken funksjon det skal ha. I faget «Ingeniørfaglig systememne» (Høst 2018) ble det gjort arbeid knyttet til landmåling av tomten og infrastrukturen rundt bygget. Resultatet av dette arbeidet har blitt tatt hensyn til i denne oppgaven.

Vi kunne valgt å fokusere på ulike aspekter, som for eksempel økonomi eller grunnarbeid. Vi endte til slutt opp med å avgrense til bare å se på bæresystemet til bygget. Utformingen av bæresystemet er gjort i samarbeid med oppdragsgiver. En viktig del av oppgaven har vært å utarbeide en løsning som gjør at bygget får den ønskede funksjonen.

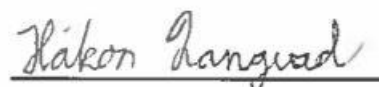
Det ble besluttet å gjøre mest mulig av beregningene for hånd. Håndberegningene kan sjekkes opp mot enkle beregningsprogrammer som «OS-prog» og «ISY design». Intensjonen med metoden er å få bedre kjennskap til eurokodene og bedre forståelse av dimensjoneringsprinsipper og beregninger. For modellering av bæresystemet har vi brukt «Autodesk Revit». Dette er et program vi har kjennskap til fra tidligere.

En stor del av rapporten har bestått av å finne lastene som virker på bygget. I tillegg til de tradisjonelle lastene bygget blir utsatt for, ble det også besluttet å gå utenfor pensum, og se på jordtrykk og seismisk påvirkning. Lastene ble brukt videre for dimensjonering av bæresystemet. Det er i hovedsak stål- og betongdimensjonering som utgjør denne delen. Det er også en generell del om bygget og en teoridel som tar for seg temaer vi mener er viktig for prosjektet.

Sted / Dato: Førde / 19.05.2019



Even Skjerping



Håkon Sæhle Langvad

## Sammendrag

Oppgaven tar for seg utforming og dimensjonering av bæresystemet til et industribygg. Bakgrunnen for oppgaven er at oppdragsgiver «Osterøy entreprenør A/S» ønsker å sette opp et næringsbygg med gjenbruk av hulldekkeelement fra et tidligere rivingsoppdrag. Oppgaven til prosjektgruppen blir å integrere hulldekket inn i konstruksjonen på en slik måte at det ikke påvirker byggets tiltenkte funksjon.

Utformingen av bygget er basert på retningslinjer fra oppdragsgiver og krav som stilles for at bygget skal ha den ønskede funksjonen. Det er utarbeidet flere forslag til hvordan bæresystemet kan utformes og det er tatt en vurdering på hva vi mener er den mest hensiktsmessige oppbygningen. Etter å ha funnet en god løsning for utforming av bæresystemet, fant vi lastene som virker på konstruksjonen.

I tillegg til å finne de tradisjonelle lastene har vi valgt å se på jordtrykk og den seismiske påvirkningen på bygget. Disse lastene vil gi flere horisontale krefter vi må ta hensyn til i dimensjoneringen.

Dimensjoneringsdelen er delt inn i etasjer. Første etasje vil i hovedsak ta for seg bæresystemet til etasjeskillet og på grunn av stive vegger vil det bli lite fokus på avstiving her. I andre etasje vil hele systemet bestå av stålprofiler som regnes som leddet og det vil her være viktig å se på avstiving. Alle beregninger er gjort for hånd og de aller fleste er sjekket opp mot enkle beregningsprogrammer.

Vi har endt opp med en modell av det valgte bæresystemet med riktige dimensjoner og riktig geometri. I utgangspunktet ønsket vi å kunne utføre et arbeid som kunne blitt brukt direkte videre. Etterhvert har vi sett at dette ikke lar seg gjøre med valgt metode. Håper allikevel at deler av arbeidet vårt kan brukes videre i prosjektet.

## Innholdsfortegnelse

Referanseside .....	I
Forord .....	II
Sammendrag .....	III
Figurliste: .....	VI
Tabelliste: .....	VII
1 Innledning.....	1
1.1 Bakgrunn for oppgaven .....	1
1.2 Problemstilling.....	1
2 Beskrivelse av bygget .....	2
2.1 Tomten .....	2
2.2 Bygget.....	3
2.3 utfordringer.....	4
3 Teoretiske forutsetninger.....	6
3.1 Hulldekkeelement .....	6
3.2 Avstivning .....	9
3.3 Stål og betongdimensjonering .....	9
3.4 Forbindelser og Knutepunkter .....	10
4 Karakteristiske laster på konstruksjonen .....	11
4.1 Vertikallaster .....	11
4.1.1 Egenlast .....	11
4.1.2 Nyttelast .....	12
4.2 Horisontallaster .....	12
4.2.1 Seismisk påvirkning .....	12
4.2.2 Jordtrykk.....	16
4.3 Naturlaster.....	19
4.3.1 Snølast .....	19
4.3.2 Vindlast.....	20
5 Dimensjonering .....	23
5.1 Dimensjoneringsgrunnlag.....	23
5.2 Generelle bestemmelser .....	24
5.3 Andre etasje .....	25
5.3.1 Bjelker.....	27
5.3.2 Søyler .....	30
5.3.3 Kryssavstivning .....	33
5.3.4 Knutepunkt.....	34

5.4	Første etasje .....	37
5.4.1	Bjelker .....	37
5.4.2	Søylar .....	41
5.4.3	Knutepunkter .....	43
5.4.4	Betongvegger .....	44
6	Drøfting .....	46
7	Konklusjon .....	46
8	Prosjektadministrasjon .....	47
8.1	Organisering .....	47
8.2	Gjennomføring .....	48
8.3	Økonomi .....	48
8.4	Generell prosjektevaluering .....	49
9	Referanser .....	50
10	Vedlegg .....	52



## Figurliste:

Figur 2.1: Tomten .....	2
Figur 2.2: Tomtene 54/31 og 54/32. ....	2
Figur 2.3: Modell som viser føringer fra oppdragsgiver. ....	3
Figur 3.1: Tverrsnitt av HD265.....	6
Figur 3.2: Rivning av det gamle ASKO bygget på Midtun. ....	6
Figur 3.3: Løfteanordning til hjullaster. ....	7
Figur 3.4: Hulldekke 265 med 8 spenntau.....	7
Figur 3.5: Dimensjoneringsdiagram for HD265. [1].....	8
Figur 3.6: Buttsveis og kilsveis.....	10
Figur 3.7: Viser avskjæringskrefter og strekkrefter på bolt.....	10
Figur 4.1: Egenlast ståltak.....	11
Figur 4.2: Egenlast Sandwichelement .....	11
Figur 4.3: Illustrasjon av de seismiske kreftene som virker på kortsiden. ....	15
Figur 4.4: Illustrasjon av de seismiske kreftene som virker på langsiden. ....	15
Figur 4.5: Statisk system betongvegg.....	17
Figur 4.6: Punktlaster .....	18
Figur 4.7: Formfaktorer for snølast – saltak [5.3].....	20
Figur 4.8: Høydeprofil fra norgeskart. [18].....	21
Figur 4.9: Illustrasjon av vindkraft på langside.....	22
Figur 4.10: Illustrasjon av vindkraft på kortside. ....	22
Figur 5.1: Bjelker og søyler i 2.etg med nummerering.....	25
Figur 5.2: Søyler langs kortside + kryssavstivning i 2.etg. ....	25
Figur 5.3: BII1-1 til BII1-8.....	27
Figur 5.4: BII2-1 til BII2-8.....	28
Figur 5.5: Strekkraft i strekkdrager.....	28
Figur 5.6: Verste påkjenning for taket oppadrettet. ....	29
Figur 5.7: Trykkraft i strekkdrager.....	29
Figur 5.8: Fagverksavstivning. ....	31
Figur 5.9: Normalkraft i fagverksavstivning.....	31
Figur 5.10: SII1-1 til 1-8.....	32
Figur 5.11: Lastpåkjenning på søyler i avstivingskryss. ....	32
Figur 5.12: SII4-1 til SII4-6.....	33
Figur 5.13: H1-1 til H1-4 .....	33

Figur 5.14: Knutepunktforbindelse mellom takbjelke og søyle. ....	34
Figur 5.15: Bjelker i 1.etg med nummerering. ....	37
Figur 5.16: B1-1 til B1-9 med laster og målsetning. ....	39
Figur 5.17: B2-1 til B2-4 med laster og målsetning. ....	39
Figur 5.18: B3-1 til B3-3 med laster og målsetning. ....	40
Figur 5.19: Søylar i 1.etg med nummerering.....	41
Figur 5.20: Illustrasjon av armert søyletverrsnitt.....	42
Figur 5.21: Forslag til knutepunkt modellert i Autodesk Revit.....	43
Figur 5.22: Betongvegger med nummerering. ....	44
Figur 8.1: Organiseringskart. ....	47

## Tabelliste:

Tabell 2.1: Alternativer for utforming av etasjeskille.....	5
Tabell 4.1: Resultat av utelatelseskriterier.....	13
Tabell 4.2: Resultater fra seismisk påvirkning.....	14
Tabell 4.3: Jordtrykkskomponenter. ....	17
Tabell 5.1: Konstruksjonsteknikk tabell 3.3 s.37 [20].....	24
Tabell 5.2: Resultater for dimensjonering av bjelker i 2.etg. ....	26
Tabell 5.3: Resultater fra dimensjonering av søylar i 2.etg.....	30
Tabell 5.4: Bolteforbindelser i knutepunkt.....	35
Tabell 5.5: Sveiseforbindelser i knutepunkt. ....	35
Tabell 5.6: Resultater fra bjelke dimensjonering 1.etg. ....	38
Tabell 5.7: Resultat fra dimensjonering av søylar i 1.etg. ....	41
Tabell 5.8: Utnyttelse betongvegger .....	44

# 1 Innledning

## 1.1 Bakgrunn for oppgaven

Bakgrunnen for prosjektet er at Osterøy entreprenør A/S (OE) ønsker å reise et næringsbygg i et tidligere steinbrudd. Det er ønskelig fra oppdragsgivers side å benytte hulldekke fra et eldre rivingsprosjekt til etasjeskille. Byggets funksjon er ikke fastslått da det er tiltenkt utleieformål. Det vil derfor være interessant å utforme bygget slik at det blir mest mulig allsidig og konkurransedyktig. I samarbeid med oppdragsgiver ønsker prosjektgruppen å finne gode løsninger for opparbeidelse av bæresystemet.

Siden det allerede er bestemt hvilket hulldekke som skal brukes vil det kunne oppstå noen begrensninger. Konsekvensen av å være låst til en type hulldekke vil være at dersom kapasiteten er mindre enn ønsket, vil man enten bli nødt til å endre bruksområdene eller finne løsninger for å forsterke systemet.

## 1.2 Problemstilling

*Dimensjonere bæresystem for industribygg med gjenbruk av hulldekkeelement.*

### Delmål

- Finne alle kreftene som virker på bygget
- Lage grov modell av bygget
- Dimensjonere bæresystem for bygget utregnet for hånd
- Bruke digitalt beregningsprogram for å sammenligne med håndberegninger
- Modellere bygget med korrigerede dimensjoner
- Finne gode løsninger for implementering av hulldekke

## 2 Beskrivelse av bygget

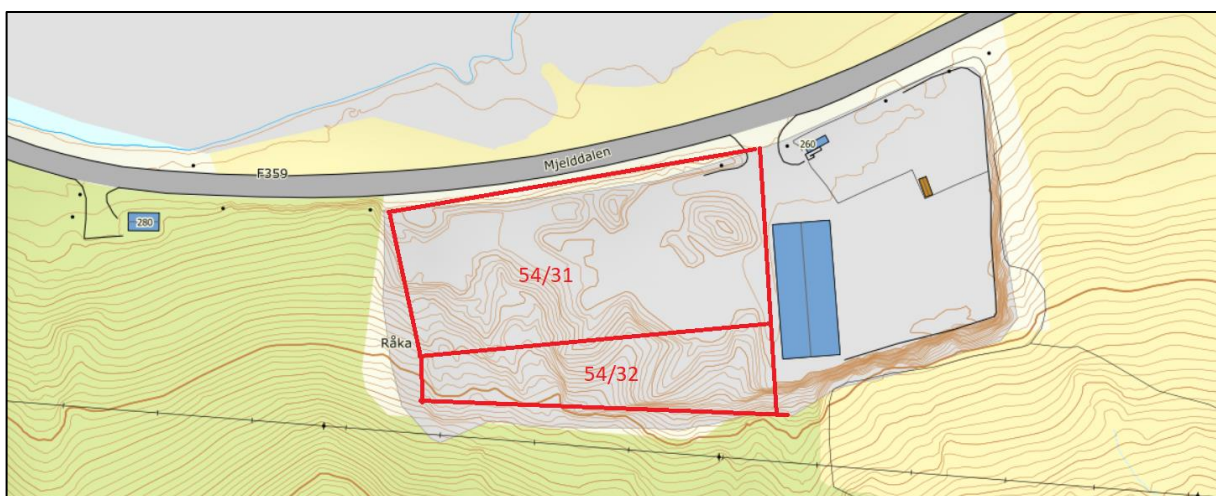
### 2.1 Tomten

Tomten ligger i Mjeldalen på Osterøy, ca. 35 min fra Bergen sentrum. I de senere år har tomten blitt brukt som steinbrudd, men nå som denne virksomheten går mot slutten ønsker OE å sette opp ett næringsbygg.



Figur 2.1: Tomten

Som man kan se på «Figur 2.2» er tomten sammensatt av to tomter. Det er satt i gang en søknadsprosess for å slå disse sammen. Til sammen utgjør tomtene ca. 9 mål.

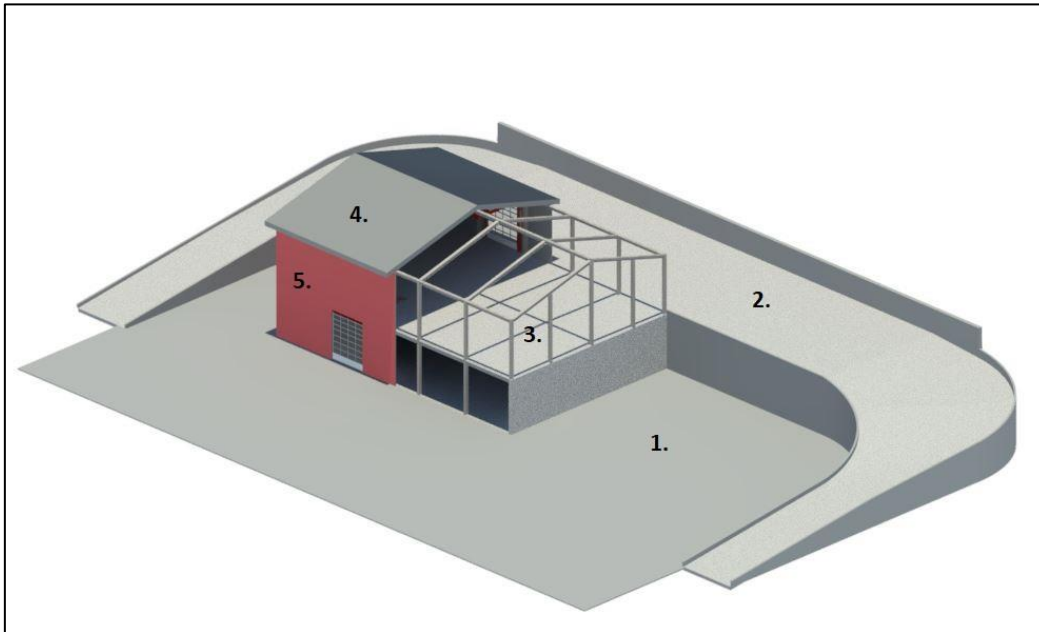


Figur 2.2: Tomtene 54/31 og 54/32.

## 2.2 Bygget

Bygget er utformet i samarbeid med oppdragsgiver og er et resultat av deres ønsker. Det har gått med mye tid på å lage en modell med riktige dimensjoner og egenskaper. Bygget vil bli utformet til å være 30x20 m i grunnriss.

Oppdragsgiver har kommet med føringer for hvordan bygget skal utformes for å oppnå ønsket funksjon. «Figur 2.3» viser noen viktige føringer fra oppdragsgiver.



Figur 2.3: Modell som viser føringer fra oppdragsgiver.

Føringer med eventuelle løsninger for å imøtekomme disse:

1. Plass til mulig utvidelse dersom det blir behov for dette.
  - Har lagt til rette for en utvidelse på 20 meter i byggets lengderetning.
2. Vei som går opp til andre etasje med mulighet for nedkjøring på andre siden. Veien skal dimensjoneres for vogntog.
  - Veien er prosjektert med en stigning på 12.5% og med stor nok svingradius slik at vogntog kan kjøre opp. En konsekvens av denne stigningen er at etasjehøyden i 1.etg må nedjusteres fra 6 meter til 5.5 meter.
3. Gjenbruk av hulldekke og ønske om fleksibel bruk av 2.etg.
  - Vil bli belyst mer i detalj senere i rapporten.

4. Saltak med 15 graders helning.
5. Stålbæresystem med sandwichelement og porter med dimensjon 4x5 meter (bxh).

Gjenbruk av hulldekke er det som setter den største begrensningen for utforming av bygget. Hulldekket som skal brukes i prosjektet er 265mm høyt, har en spennvidde på 10 meter og 8 spennarmerte kabler i bunn. Vi har brukt dimensjoneringsdiagram fra Spenncon til å finne kapasiteten til denne typen hulldekke. Kapasiteten til hulldekket med en spennvidde på 10 meter blir da  $6,75 kN/m^2$  som tilsvarer  $688 kg/m^2$ . Ved å minske spennvidden til 5 meter vil man kunne oppnå en kapasitet på opptil  $20 kN/m^2$  (Se «figur 3.5») [1]. Med en spennvidde på 5 meter vil bruksområdene til andre etasje være mer fleksibel. Dette åpner for at man for eksempel kan bruke arealet til lagerformål.

Det har også blitt undersøkt om det er mulig å øke kapasiteten til dekket med en armert påstøp. Denne teorien har blitt avkreftet av flere produsenter.

### 2.3 utfordringer

Bygget baseres på gjenbruk av hulldekkeelementer og en viktig del av oppgaven vil derfor være å optimalisere utformingen av bygget. Hulldekket som skal brukes vil ikke ha tilstrekkelig kapasitet med ti meters spenn. Dette fører til følgende utfordringer.

1. Øke kapasitet i andre etasje.

Oppdragsgiver ønsker å kunne bruke arealet i andre etasje til lager og vil ha mulighet til å parkere biler og lignende på dekket. Det vil derfor være ønskelig å øke kapasiteten til hulldekket.

2. Plass i første etasje.

Dersom det eneste målet var å øke kapasiteten i andre etasje ville det vært mulig å sette inn flere søyler i første etasje. Dette er forståelig nok ikke ønskelig da arealet i første etasje blir begrenset. Det er ønskelig å ha mest mulig plass både med tanke på søyler og med tanke på bjelker i taket.

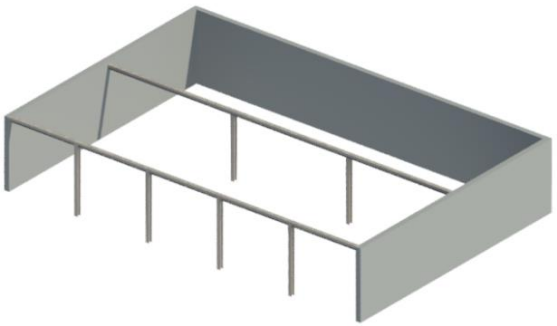
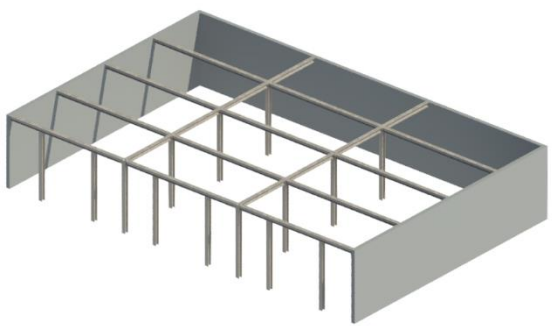
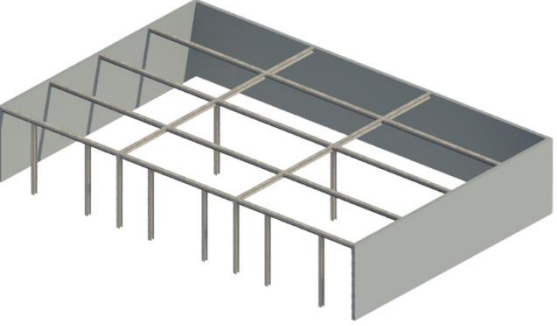
3. Økonomi

For at prosjektet skal kunne bli reelt må løsningene være økonomisk forsvarlige og praktisk gjennomførbare.

**Bæresystem etasjeskille:**

En mulig løsning for å øke kapasiteten til hulldekket vil være å legge inn et bæresystem i stål under hulldekket som kan bidra til å ta opp noe av kreftene. Utfordringen er å finne en løsning som gjør at både 1.- og 2.etg blir mest mulig fleksibel i forhold til bruksområde.

Tabell 2.1: Alternativer for utforming av etasjeskille.

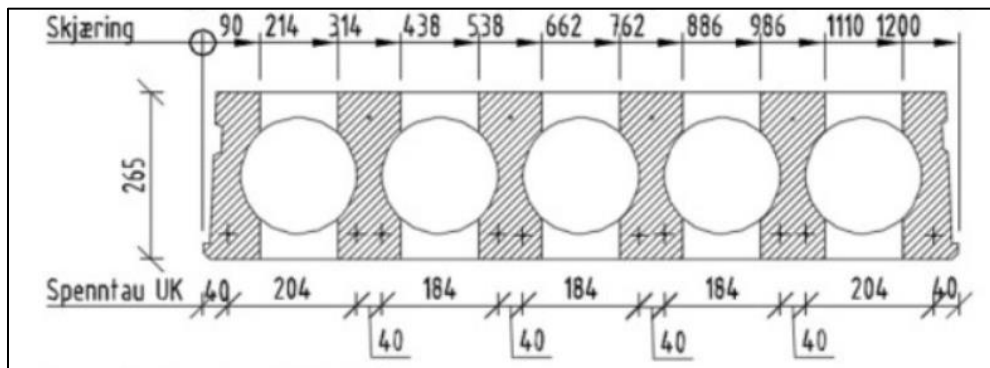
	<p><b>Alternativ I</b></p> <p>Bæresystem for hulldekke med 10 meters spenn.</p> <p>(+) God plassutnyttelse i 1.etg.</p> <p>(-) Hulldekket har en kapasitet på <math>6,75kN/m^2</math>.</p>
	<p><b>Alternativ II</b></p> <p>Bæresystem for hulldekke med 5 meters spenn og søyler i hvert knutepunkt.</p> <p>(+) Hulldekke blir støttet opp av stålet og en vil kunne få svært god kapasitet i 2.etg.</p> <p>(-) Søyler vil ta opp mye areal i 1.etg.</p>
	<p><b>Alternativ III</b></p> <p>Bæresystem for hulldekke med 5 meters spenn uten søyler i alle knutepunkt.</p> <p>(+) Hulldekket blir støttet opp og en vil kunne oppnå ønsket nyttelast på <math>7,5kN/m^2</math>.</p> <p>(-) Vil begrense takhøyden i 1.etg noe pga. store bjelkehøyde under etasjeskille.</p>

Med alt tatt i betraktning anser vi «alternativ III» som den beste løsningen.

### 3 Teoretiske forutsetninger

#### 3.1 Hulldekkeelement

Hulldekke er industrielt framstilte elementer som blant annet kan brukes som etasjeskille, parkeringsdekke og tak. Elementene blir produsert med langsgående hulrom som fører til at materialforbruken og vekten er lav sammenlignet med plastøpt betong. Det blir også brukt spennkabler som sammen med den lave vekten gjør at spennlengden kan være stor.



Figur 3.1: Tverrsnitt av HD265.

Industriell framstilling gjør det lettere å kvalitetssikre produktet i forhold til kapasitet og geometrisk nøyaktighet. Med god planlegging og presisjon i arbeidet vil man kunne spare tid og penger ved bruk av hulldekkeelementer. Dersom hulldekket ikke har påstøp vil det være mulig å bruke elementene igjen. Det er dette som er bakgrunnen for denne oppgaven.

Hulldekket som skal brukes i dette prosjektet stammer fra det gamle ASKO-bygget på Midtun. En konsulent fra H2 byggeteknikk sørget for at elementene ble demontert og fraktet på en hensiktsmessig måte.



Figur 3.2: Rivning av det gamle ASKO bygget på Midtun.



For at elementene ikke skal bli svekket eller ødelagt er det viktig at de blir løftet med rett opplagsbredde. Det ble på bakgrunn av dette spesialbestilt en løfteanordning til hjullaster for å kunne løfte hulldekket av betongbjelkene. Hulldekket ble fraktet til tomten i Mjeldalen der de har vært lagret siden rivningen i 2016. Noen av hulldekkene pådro seg skader under rivning og transport, det må derfor gjøres en vurdering av hvert enkelt hulldekke før montering.



Figur 3.3: Løfteanordning til hjullaster.

### HD 265

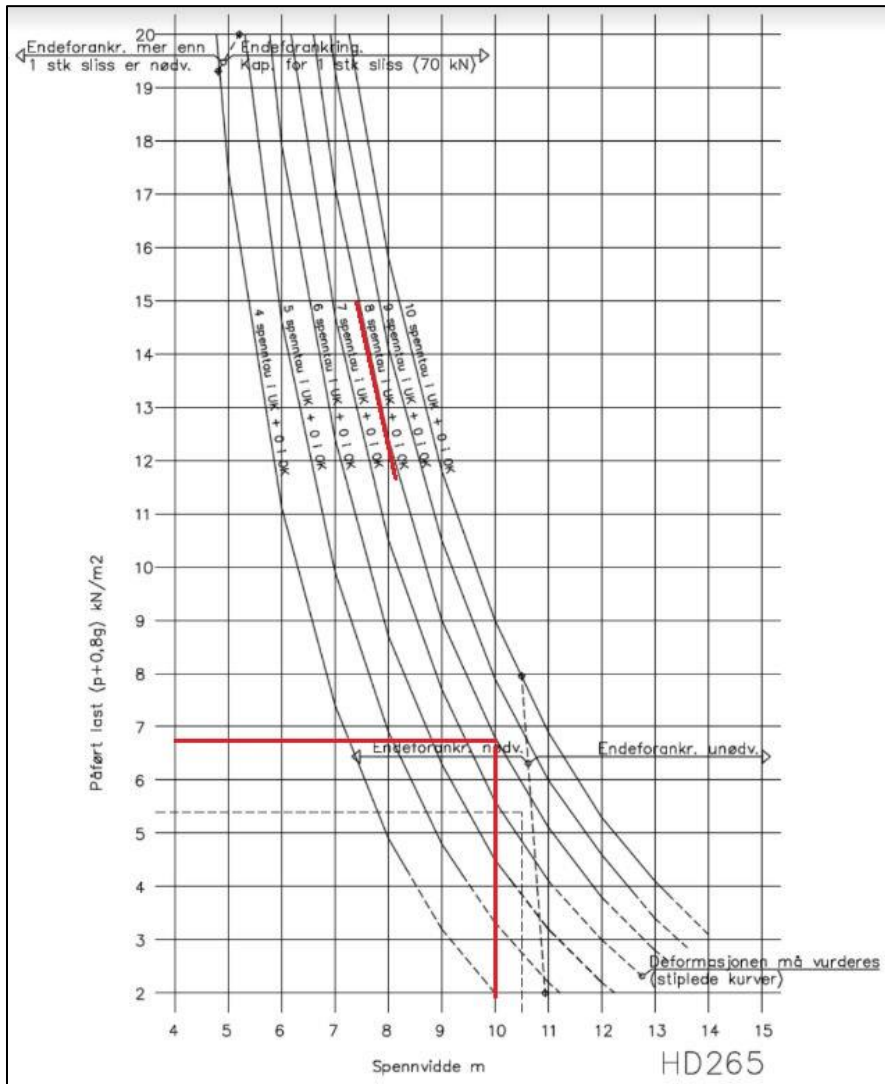
Hulldekkene er av typen HD265, det vil si at de har en høyde på 265 mm og en standard bredde på 1200 mm. Ett av hulldekkene var merket med årstall 1989, dette vil da si at hulldekkene er 30 år gamle. Det vil være behov for undersøkelser av hulldekkene for å finne restlevetiden, hulldekkene bør ha en restlevetid som tilsvarer byggets levetid.



Figur 3.4: Hulldekke 265 med 8 spenntau.

Bygget som ble revet besto av totalt 50 hulldekker av typen HD 265, hulldekkene har dimensjon 10 x 1,2 (m) og vil da kunne settes sammen til et bygg på 30 x 20 meter. Det er dette som er utgangspunktet for byggets utforming i grunnriss.

Hulldekker av type HD265 kan ha fra 4-10 spenntau og vil utfra dette ha ulik kapasitet. Hulldekkene i dette prosjektet har 8 spenntau og med et spenn på 10 meter vil hulldekkene ha en kapasitet på ca.  $6,75 \text{ kN/m}^2$ . (Se figur 3.5)



Figur 3.5: Dimensjoneringsdiagram for HD265. [1]

### 3.2 Avstivning

For at bygget skal være stabilt må de horisontale kreftene føres ned i grunnen. Stive skiver og plater har gode egenskaper når det kommer til avstivning. I dette prosjektet vil betongvegger, dekket i etasjeskillet og taket regnes som stive. For at man skal kunne regne etasjeskillet av hulldekke som en stiv skive må man armere skjøtene mellom hulldekkene og feste dekket til veggplatene.

Når det gjelder stål bæresystem trengs det å gjøres tiltak slik at systemet blir stabilt. Her er det vanlig å bruke skrånning som utsettes for enten strekk eller trykk og på den måten stive av systemet.

### 3.3 Stål og betongdimensjonering

#### Begreper innen ståldimensjonering:

Vipping:

«Vipping er et stabilitetsfenomen hvor en bjelke som er belastet om sin sterke akse, deformeres på grunn av kombinert bøyning om den svake akselen og rotasjon av tverrsnittene.»

[2]

Plastisk deformasjon:

«Plastisk deformasjon blir stående igjen etter avlastning. (..) Den plastiske deformasjonen er større enn en eller flere atomavstander på grunn av feil i den regelmessige atomstrukturen.»

[3]

Elastisk deformasjon:

«Elastisk deformasjon forsvinner helt ved avlastning, (..) Den elastiske deformasjonen til en enhetscelle er mindre enn atomavstanden, det skyldes metallens regelmessige oppbygging.»

[3]

Knekking:

«For slanke trykkpåkjennte staver (søyler) er det ikke nødvendigvis flytning som begrenser stavens kapasitet, idet den kan knekke dersom stavens slankhet er stor nok, (..) Stavknekking er et stabilitetsfenomen som oppstår dersom aksialkraften  $N$  i en matematisk perfekt stav overstrider en kritisk last  $N_{cr}$ .» [4]

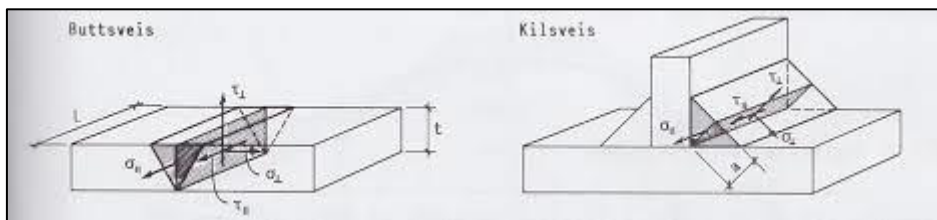
### 3.4 Forbindelser og Knutepunkter

#### Stålforbindinger

##### Sveiste forbindelser

Buttsveis er en sveis der det dannes en sammenhengende forbindelse mellom ståldelene. Ved full gjennomsvensing vil sveiseskjøten være sterkere enn de sammenskjøtede elementene, dette kommer av at sveisematerialet som regel er sterkere enn grunnmaterialet.

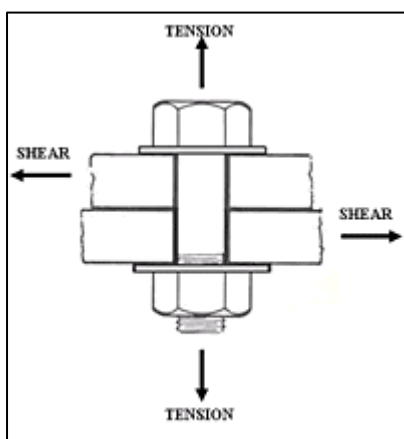
Kilsveis er en sveis der sveiseavsettet legges utenpå de delene som skal sammenføres. I en kilsveis vil det som regel være sveiseskjøten som er det svakeste punktet og det vil være behov for å undersøke kapasiteten. Dimensjonen på en kilsveis angis ved a-målet, det vil si høyden i den minste trekanten som kan innskrives i kilsveisens tverrsnitt. [5]



Figur 3.6: Buttsveis og kilsveis.

##### Bolteforbindelser

Består stort sett av to eller flere bolter, dersom kreftene virker normalt på skruen vil det oppstå avskjæringskrefter. Dersom kreftene virker parallelt med skruens lengdeakse vil det oppstå strekkrefter. [5] Generelt kan man si at sveis egner seg best på verksted og bolter egner seg best på byggeplass.



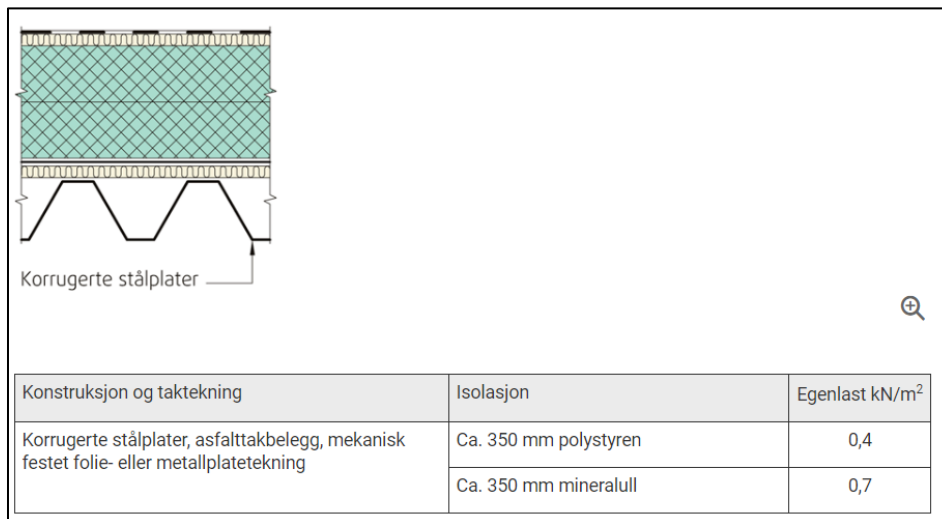
Figur 3.7: Viser avskjæringskrefter og strekkrefter på bolt.

## 4 Karakteristiske laster på konstruksjonen

### 4.1 Vertikallaster

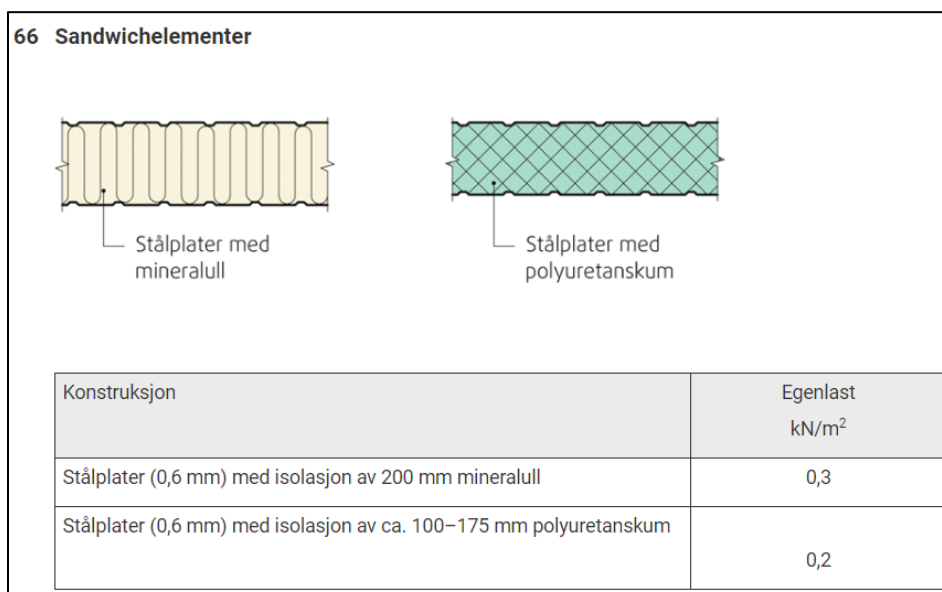
#### 4.1.1 Egenlast

For å kunne bestemme egenvekten til bygget brukes erfaringstall fra «Sintef Byggforsk». For takkonstruksjonen velges et takelement med 350mm mineralull, dette gir en egenlasten på  $0,7 \text{ kN/m}^2$ . [6]



Figur 4.1: Egenlast ståltak.

Videre forslår «Sintef Byggforsk» at egenlast for sandwichelement på vegg med 200mm isolasjon kan settes lik  $0,3 \text{ kN/m}^2$ . [6]



Figur 4.2: Egenlast Sandwichelement

### 4.1.2 Nyttelast

Nyttelasten blir bestemt ut ifra Eurokode 1 [7]. Nyttelasten på bygget er laster som oppstår under bruk. For arealer som kan benyttes til ulike formål blir det mest ugunstige lasttilfellet dimensjonerende. Bygget som prosjekteres i denne oppgaven skal kunne benyttes til ulike formål der det mest ugunstige er lagerformål.

Karakteristisk verdi for nyttelast på et lagerbygg kan settes til  $7,5 \text{ kN/m}^2$ . [Tabell NA.6.4]

Dersom bygget skal brukes som lager er det ønskelig å kunne benytte gaffeltruck. I hovedsak vil dette være aktuelt i 1.etg men vi vil også se på mulighet for å kunne løse dette i 2.etg. Velger gaffeltruck-klasse FL3 med en løfteevne på 25kN. Dette gir en statisk aksellast på 63kN fra tabell 6.6. For å få den dynamiske aksiallasten fra gaffeltrucken, legges til en dynamisk forsterkningsfaktor:  $Q_{k,dyn} = 63 \text{ kN} \cdot 1,4 = 88,2 \text{ kN}$  [6.3.2.3 (3)]. Man vil da ende opp med en karakteristisk jevnt fordelt last på  $7,5 \text{ kN/m}^2$  og en dynamisk karakteristisk punktlast på  $88,2 \text{ kN}$ . Det vil dermed ikke være aktuelt å benytte gaffeltruck i 2.etg.

## 4.2 Horisontallaster

### 4.2.1 Seismisk påvirkning

Jordens litosfære (ytterste lag) består av plater som er i konstant bevegelse, dette kommer av at varm mantel stiger opp mellom platene. Platene vil bevege seg i forhold til hverandre og det er i hovedsak dette som forårsaker jordskjelv. Norge er ikke det landet i verden som er mest utsatt for store jordskjelv, men siden bygget skal dimensjoneres for et livsløp på 50 år vil sannsynligheten for et større jordskjelv øke, det er derfor krav om å ta hensyn til jordskjelv i dimensjoneringen. [8]

Vi tar utgangspunkt i Eurokode 8 for å fastslå den seismiske påvirkningen. [9] Standarden inneholder utelatelseskriterier som gjør at man kan se bort fra seismisk påvirkning. Undersøker først om man bygget i dette prosjektet oppfyller noen av disse kriteriene.

#### Utelatelseskriterier

Dersom et av kriteriene i NA. 3.2.1 (5)P er oppfylt, er det ikke behov for videre undersøkelser av seismisk påvirkning. Kriteriene og kravene for bruk av disse er nevnt under:

- I. Dersom bygget ligger i seismisk klasse I
- II. Dersom;  $a_g S < 0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2$
- III. Dersom;  $S_d < 0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2$

Krav:

- Konstruksjonsfaktor  $q \leq 1,5$
- Ingen reduksjon av stivhetsegenskapene etter 4.3.1(7)
- At konstruksjonen regnes som fast innspent i grunnen.

Der:

$a_g S$  er dimensjonerende grunnakselerasjon.

$S_d$  er dimensjoneringspektrum.

$g$  er tyngdeakselerasjon.

Tabell 4.1: Resultat av utelatelseskriterier.

Utelatelseskriterie:	Resultat:	Kilde:
I.	<i>Seismisk klasse II → ikke ok</i>	Tabell NA.4(902)
II.	$a_g S < 0,05g \rightarrow 0,72 < 0,49 \rightarrow$ <i>ikke ok</i>	3.2.2.5(4)P
III.	$S_d < 0,05g \rightarrow 0,643 < 0,49 \rightarrow$ <i>ikke ok</i>	3.2.2.2(1)P

Som tabellen viser er ingen av utelatelseskriteriene oppfylt og det vil være aktuelt med videre undersøkelser.

### Tverrkraftmetoden

Tverrkraftmetoden er en forenklet metode for å beregne seismisk påvirkning. For å kunne bruke denne metoden med en plan modell stilles det krav til:

- Regularitet i plan
- Regularitet i oppriss
- At den første egensvingeperioden er mindre enn:
  - $4 \cdot T_c$
  - $2,0s$

Bygget møter disse kravene og man kan benytte seg av forenklet metode. Tverrkraftmetoden tar utgangspunkt i den første egensvingeperioden til bygget. Egensvingeperioden til et bygg er definert som tiden det tar for bygget å svinge frem og tilbake. For bygninger med en høyde på opptil 40m kan

den første egensvingeperioden bestemmes med formelen:  $T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$ . « $C_t$ » er en faktor som tar utgangspunkt i byggets stivhet og H representerer byggets høyde. [10]

Den seismiske påvirkningen som virker i fundamentet til bygget kan bestemmes ved hjelp av formelen:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

Der:

$F_b$  er den samlede seismiske kraften i hver hovedretning.

$S_d(T_1)$  er ordinaten av det dimensjonerende spekteret.

$m$  er bygningens totale masse over fundamentet.

$\lambda$  er korreksjonsfaktor.

For å fordele kreftene som virker i fundamentet på resten av konstruksjonen brukes formelen:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

Der:

$F_i$  er horisontalkraften som virker på etasje «i».

$z_i, z_j$  er høyden av massene  $m_i$  og  $m_j$  over påføringsnivået for den seismiske virkningen.

$m_i, m_j$  er etasjemasser.

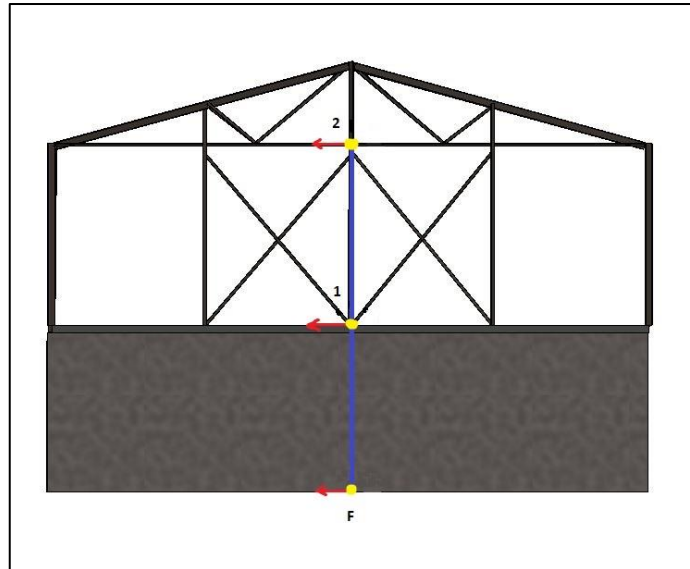
På bakgrunn av disse beregningene kom vi frem til følgende krefter:

Tabell 4.2: Resultater fra seismisk påvirkning.

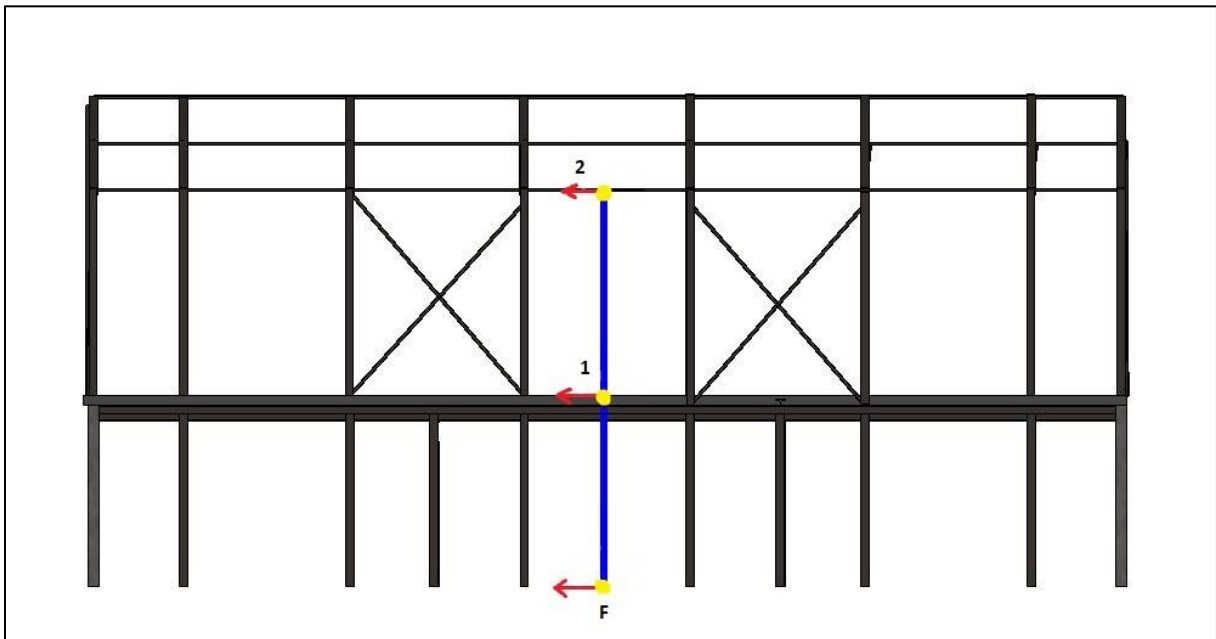
Etasje	Fx og Fy [kN]	Fr [kN]	Mz/Mr [kNm]
Fundament	1084,9	1534,2	2301,4
1	770,9	1090,2	1635,3
2	313,9	443,9	665,9



Kreftene virker i massesenteret til bygget. Kraftene i 1.etg vil bli tatt opp av betongveggene forutsatt at dekket fungerer som en stiv skive. De horisontale kreftene i 2.etg føres ned gjennom avstivingsstagene, disse må derfor dimensjoneres for denne påkjenningen. Momentet som skapes som følge av jordskjelv virker om «z-aksen».



Figur 4.3: Illustrasjon av de seismiske kreftene som virker på kortsiden.



Figur 4.4: Illustrasjon av de seismiske kreftene som virker på langsiden.

## 4.2.2 Jordtrykk

Dette kapittelet omhandler jordtrykksberegninger som følge av steinfylling på bakveggen i første etasje. Dette kommer av at det er planlagt en adkomstvei til andre etasje. For å dimensjonere veggen mot jordtrykket har vi benyttet eurokode 7 [11]. Vi regner jordtrykket for å være i aktiv tilstand. Dette vil si at vi tenker oss at veggen vil deformeres litt fra jordtrykket. Fremgangsmåten består av å finne en aktiv jordtrykkskoeffisient som gir en tall på hvor mye av jordtrykket i vertikal retning som også vil virke i horisontal retning.

### Laster

#### Egenlast

Vi bruker ferdigverdier for egenlasten til sprengstein fra vegvesenets håndbok V220. Egenlasten settes lik  $20 \text{ kN/m}^3$ . [12]

#### Nyttelast

Det er planlagt at veien langs baksiden av bygget skal ha kapasitet for at både lastebiler og andre tunge kjøretøy skal kunne bruke den. I tillegg vil det kunne oppbevares tyngre gjenstander langs veien, eksempelvis kontainer. Disse faktorene vil være med på å øke jordtrykket langs veggen. For å definere nyttelasten har vi brukt ferdigverdi fra forskrift om «trafikklast på bruer, fergekai og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnett» §4(2). Forskriften sier at boggilast kan settes til  $25 \text{ kN/m}^2$ . [13]

### Dimensjonerende moment- og skjærkraft fra jordtrykk

Jordtrykket på veggen blir bestemt ut ifra denne formelen:

$$p'_A = K_A * p'_v$$

Der:

$K_A$  er jordtrykkskoeffisienten.

$p'_v$  er det vertikale trykket fra jordmassene

$K_A$  settes lik 0,3 (Se vedlegg om jordtrykk)

$$p'_v = q + \gamma * z$$

Der:

- $q$  er nyttelasten langs veien
- $\gamma$  er egenlasten til sprengstein
- $z$  er høyden på veggen

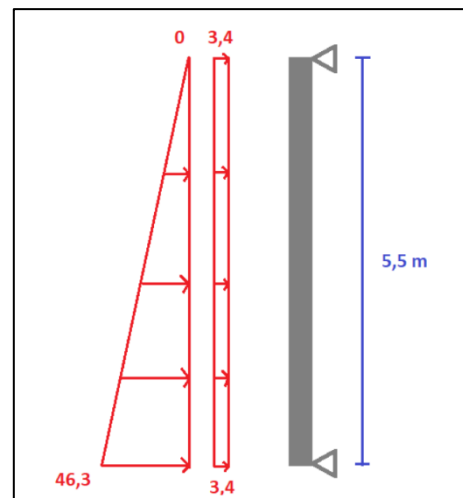
Jordtrykkskomponentene som funksjon av høyden «z» plottet inn i tabell:

Tabell 4.3: Jordtrykkskomponenter.

$z$ [m]	$p'_v$ [kN/m]	$p'_A$ [kN/m]
0	11,3	3,4
5,5	165,8	49,7

Jordtrykket vil øke jo lenger ned på veggen vi ser. Vi setter derfor opp et statisk system:

Det vil være en jevnt fordelt last på betongveggen forårsaket av nyttelasten. Den kommer av at jordtrykket  $p'_A = 3,4 \text{ kN/m}$  når  $z = 0$ . Jordtrykket vil deretter øke lineært med høyden på veggen som vist i Figur 4.6. Dette kommer av at den totale massen vil øke jo lenger ned mot fundamentet man kommer.

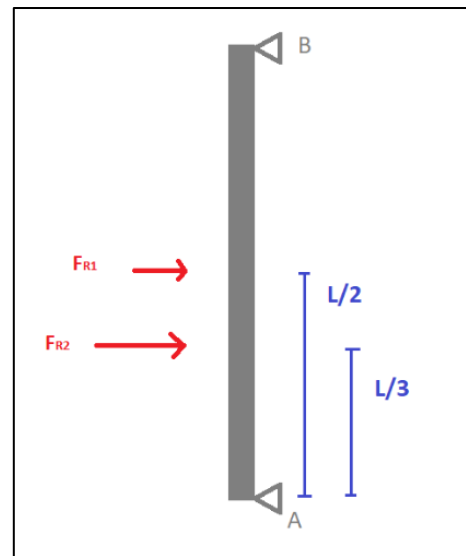


Figur 4.5: Statisk system betongvegg

Ut ifra de jevnt fordelte lastene, kan vi finne resultantkraftene fra hver av disse som vist i Figur 4.7.

Resultantkraften  $F_{R1}$  vil befinne seg halve lengden av veggen.

Resultantkraften  $F_{R2}$  vil befinne seg 1/3 ut av den totale lengden av veggen.



Figur 4.6: Punktlaster

Dimensjonerende moment vil være:

$$M_{felt} = 183,8 \text{ kNm pr lengdemeter vegg}$$

Dimensjonerende skjærkraft for veggen finner man ved opplegger A, denne kraften blir:

$$V = 94.2 \text{ kN}$$

## 4.3 Naturlaster

I TEK17 §7-1 (1) står det; «Byggverk skal plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger» [14]. Dette inkluderer både snølast, vindlast og seismisk påvirkning. Alle disse kreftene vil bli beskrevet og beregnet.

### 4.3.1 Snølast

I Norge er det store regionale variasjoner i snømengde. Det kan også være store lokale variasjoner som følge av lokalt klima, høyde over havet og topografi.

Snølast beregninger basert på NS-EN 1991-1-3. [15]

$$s = \mu_i C_e C_t S_k$$

Der:

$s$	er snølast på tak
$\mu_i$	er snølastens formfaktor
$C_e$	er eksponeringskoeffisient
$C_t$	er termisk koeffisient
$S_k$	er karakteristisk verdi for snølast på mark

Tomten til bygget ligger i Osterøy kommune og er ca. 10 meter over havet. Dette fører til at:

$$S_{k,0} = S_k = 2,5 \text{ KN/m}^2 \text{ [Tab NA.4.1(901)]}$$

Der:

$S_{k,0}$	er grunnverdi for karakteristisk snølast
-----------	--

Eksponeringskoeffisienten sier noe om topografi i forhold til vind. Anslår at denne er normal noe som fører til at  $C_e = 1,0$ . [Tab 5.1]

Verdien for den termiske koeffisienten kan også settes til 1,0 som følge av [5.2(8)].

For saltak med takvinkel 15 grader kan snølastens formfaktor settes lik 0,8 [Tab 5.2].

Tilfelle 1. Uten Snødriv.

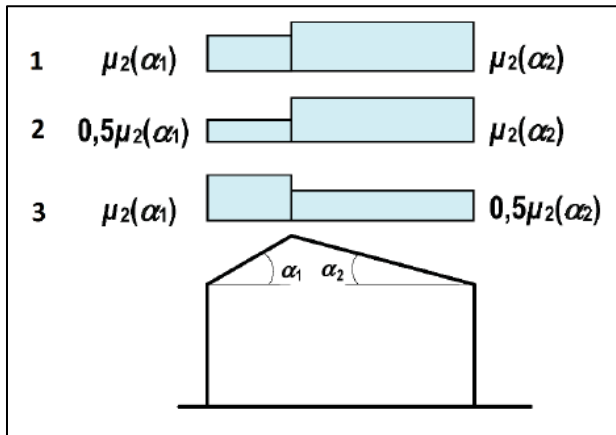
$$s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$s = 2,0 \text{ KN/m}^2$$

Tilfelle 2. Med Snødriv.

$$s_1 = 0,5 \cdot 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,5 = 1,0 \text{ KN/m}^2$$

$$s_2 = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,5 = 2,0 \text{ KN/m}^2$$



Figur 4.7: Formfaktorer for snølast – saltak [5.3]

Utregningene stemmer overens med beregninger fra OS PROG. Se vedlegg 5.

#### 4.3.2 Vindlast

Vindlastberegningene er basert på eurokode 1 del 4 [16]. I vindlaststandarden er det oppgitt en forenklet metode for å finne vindhastighetstrykk. Denne metoden tar for seg terrengruhetfaktoren, høyden til bygget og referansevindhastigheten. [V1 b)/c)]

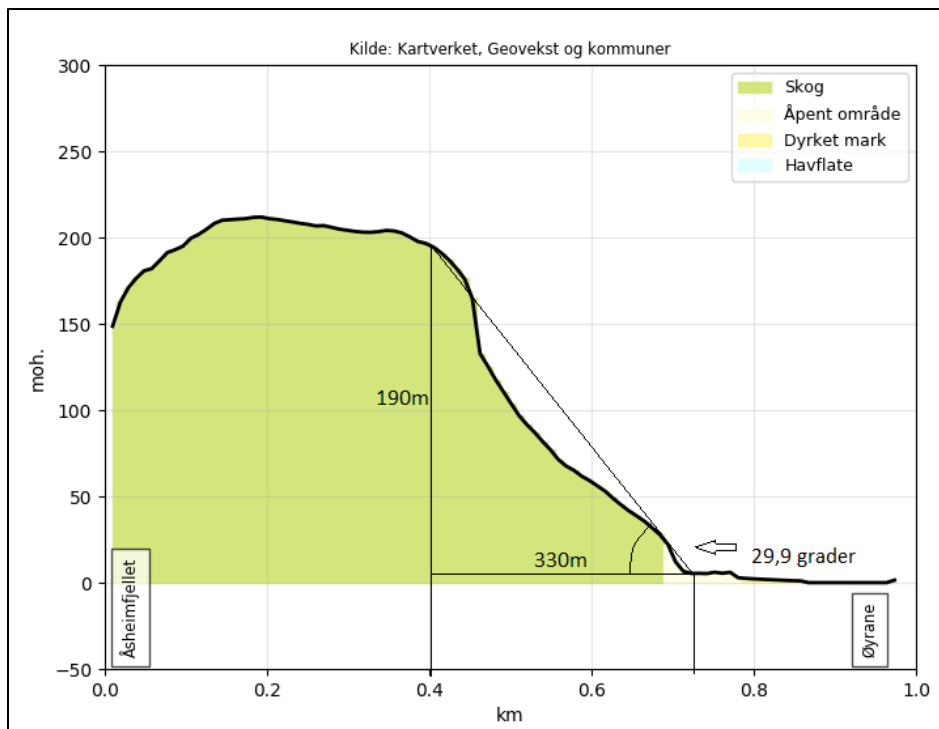
$$Q.kast_{25} = 1,01 \text{ kN/m}^2$$

Denne verdien for referansevindhastighet er basisen for å bestemme lastpåvirkningen på bygget.

For bygg som ligger i tilknytning til ås eller skråning vil det inngå to faktorer, terrengformfaktor og turbulensfaktor. Tomten ligger i lesiden av bratt terreng og må derfor undersøke om bestemmelsene i [V.5] kommer til anvendelse:

- Byggested med terrenghelling i vindretning større enn ca. 30 grader.
- Kortere avstand X til det bratte terrengpartiet enn 15 ganger nivåforskjellen mellom høyeste punkt i det bratte terrengpartiet og nivå for byggested.

Det vil ikke være nødvendig å ta hensyn til terrengformfaktor eller turbulensfaktor når terrenghellingen ikke overskrider 30 grader.



Figur 4.8: Høydeprofil fra norgeskart. [18]

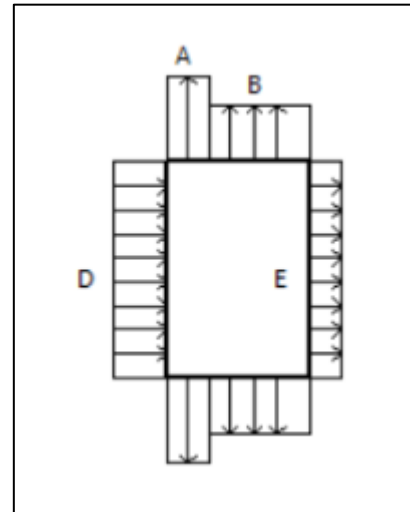
Bygget har to fasader med dominerende åpninger. Etter eurokode [7.2.9 (5)]: likning (7.2) skal det innvendige vindtrykket settes til 90% av det utvendige vindtrykket:  $C_{pi} = 0.9 * C_{pe}$  ettersom at åpningene langs den dominerende fasaden er mer enn 3 ganger så stort som resten av åpningene langs de andre fasadene. Etter [7.2.10] skal vindlasten regnes separat på hver av etasjene. For å imøtekomme dette kravet har vi dimensjonert stålprofilene med hensyn til innvendig sug og trykk på grunn av vindlasten. I tillegg har vi regnet forenklet når det kommer til avstivningskryssene; Her har vi slått sammen utvendig vindtrykk D+E (Se figur 4.10 og 4.11).

Vi gjør forenklinger knyttet til vindkreftene og plusser sammen «D» og «E» for å få vindkraften som virker på langsiden av bygget.

$$q_{vegg.d} = 0,772 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{vegg.e} = 0,432 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{vegg.langside} = 1,204 \text{ kN/m}^2$$



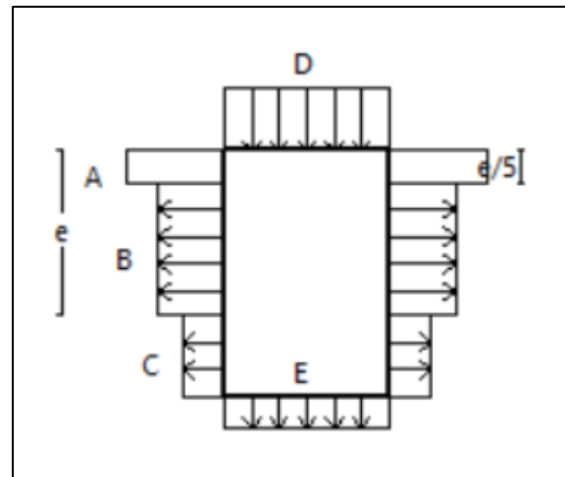
Figur 4.9: Illustrasjon av vindkraft på langside.

Vi gjør samme forenkling på kortsidene.

$$q_{vegg.d2} = 0,739 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{vegg.e2} = 0,367 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{vegg.kortside} = 1,106 \text{ kN/m}^2$$



Figur 4.10: Illustrasjon av vindkraft på kortside.

Vind på takkonstruksjonen kan gi både trykk og sug krefter som følge av dimensjonerende fasade.

Det er derfor tatt hensyn til dette i dimensjoneringen av takkonstruksjonen.



## 5 Dimensjonering

### 5.1 Dimensjoneringsgrunnlag

Dimensjoneringsgrunnlaget blir utarbeidet ved hjelp av «NS-EN 1990: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner». Hensikten med denne eurokoden er å fastsette prinsipper og krav for konstruksjonens sikkerhet, brukbarhet og bestandighet.

Pålitelighet defineres som:

*Konstruksjonens eller en konstruksjonsdels evne til å oppfylle de fastsatte kravene de er dimensjonert for, inklusiv dimensjonerende brukstid. [17]*

Bygget i denne oppgaven skal prosjekteres slik at det kan brukes som lager, kontor og industribygg. Vi velger derfor det bruksområdet som gir strengest pålitelighetsklasse. Industri- og kontorbygninger ligger begge i pålitelighetsklasse 2, dette blir derfor det dimensjonerende tilfellet [Tabell NA.A1(901)].

#### **Grensetilstander**

*«Tilstander som definerer grensene for når konstruksjonen ikke lenger oppfylder fastsatte dimensjoneringskriterier» [17].*

#### **Bruddgrense**

*«Grensetilstand som er av betydning for menneskers og/eller konstruksjonens sikkerhet skal klassifiseres som bruddgrensetilstand.»* Med andre ord den største påkjenningen en konstruksjonsdel kan oppleve før sammenbrudd eller konstruksjonsmessig svikt.

Det er 3 basissituasjoner som skal påvises i bruddgrensetilstand

- EQU (A) Global likevekt av konstruksjonen
- STR (B) Brudd i konstruksjonen eller konstruksjonselementer
- GEO (C) Brudd i grunnen

Den mest aktuelle situasjonen i denne oppgaven vil være brudd i konstruksjon eller konstruksjonselement. Dette gir to dimensjonerings situasjoner «6.10a» og «6.10b», disse tar utgangspunkt i forholdet mellom permanent og variabel last, der det mest ugunstige tilfellet blir dimensjonerende.

Tabell 5.1: Konstruksjonsteknikk tabell 3.3 s.37 [18]

Situasjon	Permanente laster $\gamma_{Gj}$ eller $\xi\gamma_{Gj}$	Dominerende variabel last $\gamma_{Q1}$ eller $\psi_{01}\gamma_{Q1}$	Andre variable laster <sup>2)</sup> $\gamma_{Qi}$ eller $\psi_{0i}\gamma_{Qi}$
6.10a	1,35/1,0 <sup>1)</sup>	1,05	1,05
6.10b	1,20/1,0 <sup>1)</sup>	1,5	1,05

<sup>1)</sup> Den lastfaktor som gir den ugunstigste lastvirkningen skal benyttes. For kontinuerlige bjelker benyttes samme lastfaktor for egenlasten i alle spenn, bortsett fra utkragende deler.

<sup>2)</sup> Se NS-EN 1991 til NS-EN 1999 for  $\gamma$ -verdier for påførte deformasjoner.

## Bruksgrense

Grensetilstand som er knyttet til:

- Konstruksjonens eller konstruksjonsdelenes funksjonsdyktighet ved normal bruk.
- Menneskers komfort.
- Konstruksjonens utseende.

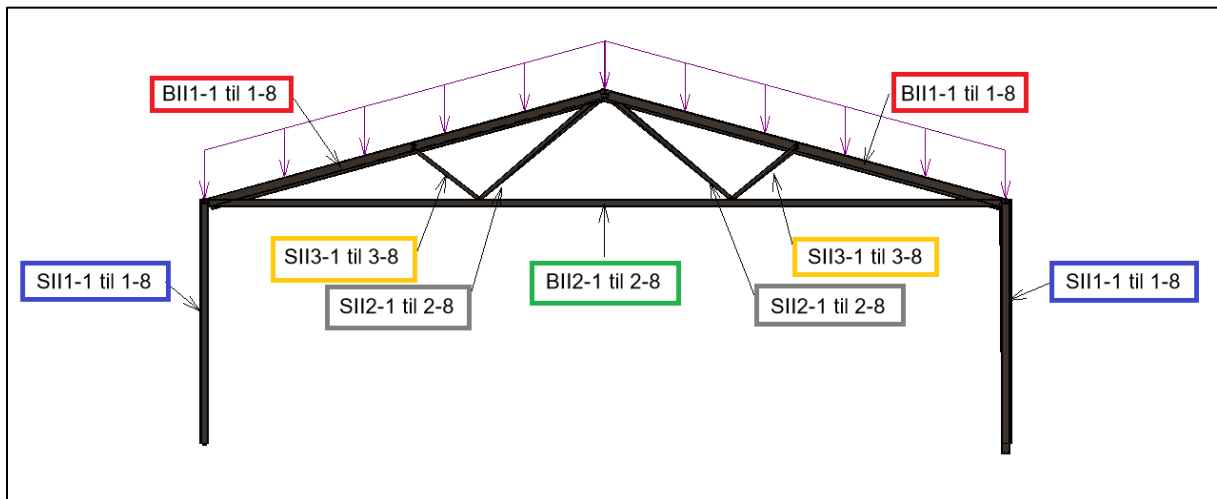
Man bruker karakteristiske laster når man undersøker bruksgrensekapasitet. Det vil typisk være nedbøying som blir førende for bruksgrensekapasiteten til bæresystemet.

## 5.2 Generelle bestemmelser

Vi har valgt å regner etasjeskillet som en stiv skive, dette gjør at de horisontale kreftene som virker på dekket vil bli tatt opp av det vertikale bæresystemet. Betongveggene i 1.etg er stive og vil derfor kunne ta opp kreftene fra seismisk påvirkning og vind. Vindlasten blir regnet konservativt for å ta hensyn til innvendig vindtrykk (Se kap. 4.3.2).

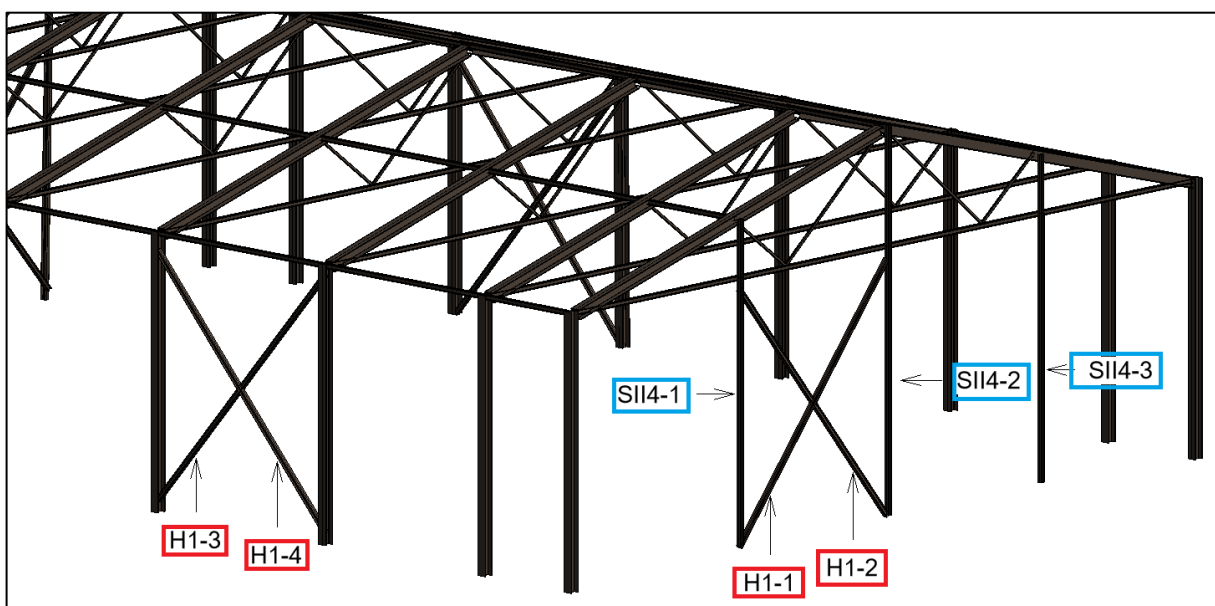
### 5.3 Andre etasje

Takkonstruksjonen vil være utformet som et fagverk. Takbjelkene vil være HEB-profiler som støttes opp av avstivings søyler. Takkonstruksjonen må i tillegg til egenvekten måtte ta opp krefter fra vind og snølast. Alle knutepunkter er regnet som leddet og disse vil derfor ikke kunne ta opp noe moment. Videre er det lagt inn en strekkdrager som tar opp de horisontale kreftene som dannes fra takkonstruksjonen. Søylen langs veggen tar opp de vertikale lastene samt at de blir utsatt for strekk og trykk pga. kryssavstivningen.



Figur 5.1: Bjelker og søyler i 2.etg med nummerering.

Avstivingskryssene vil ta opp de horisontale kreftene som virker på konstruksjonen. Avstivningen er dimensjonert for en påkjenning for både vind og seismisk last. Søylen som har tilknytning til disse kryssene vil få en større belastning.



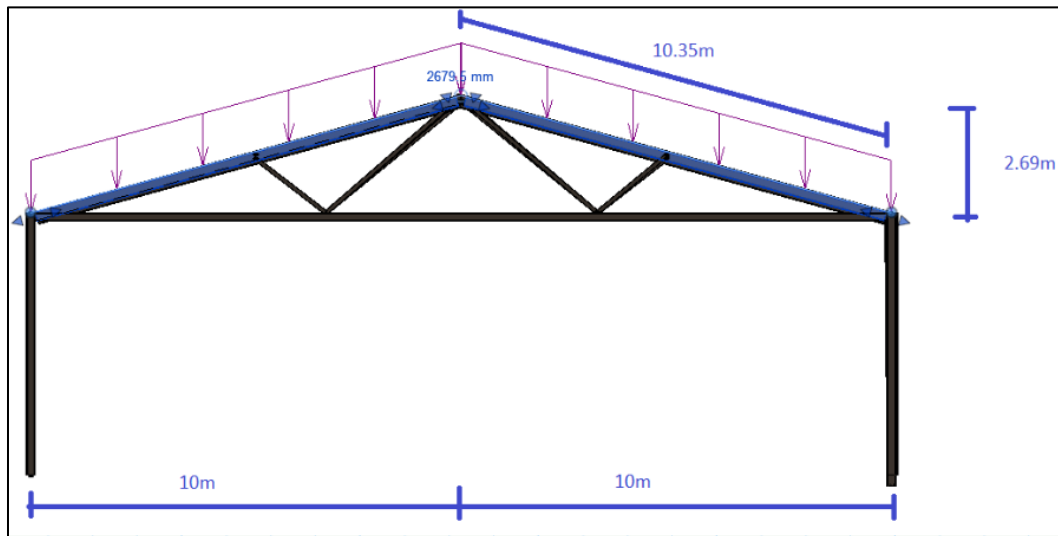
Figur 5.2: Søyler langs kortsiden + kryssavstivning i 2.etg.

Tabell 5.2: Resultater for dimensjonering av bjelker i 2.etg.

Bjelker:	Sjekket for:	Maks moment: [kN/m]	Maks Skjær: [kN]	Maks Aksial: [kN]	Dimensjon:	Kapasitet i Bruddgrense:	Nedbøying: [mm]	Krav til nedbøying: [mm]
BII1-1 til BII1-8	M, V, M+V, Vipping	266,2	102,8	0	HE160B	0.56	14.7	17.25
BII1-1 til BII1-8*	Se vedlegg	266,2	102,8	0	HE160B	0.66	11.7	17.25
BII2-1 til BII2-8	M, N, vipping	2.5	0	369	HE100B	0.60	2.7	23.3
BII2-1 til BII2-8*	Se vedlegg	2.5	0	369	HE100B	0,42	a)	a)
(..) * Verdier fra programberegning. (ISY Design) a) Regnet som søyle, ser bort fra nedbøying.								

For beregninger av SII1-1 til SII1-8 kan man se at ISY-design fikk en annen kapasitet i bruddgrense enn det vi gjorde i håndberegningene våre. En av grunnene til dette kan være at ISY-design regner med egenvekten til bjelken i utregningene, mens vi valgte å se vekk i fra egenvekten i håndberegningene våre.

## 5.3.1 Bjelker

**BII1-1 til BII1-8**

Figur 5.3: BII1-1 til BII1-8.

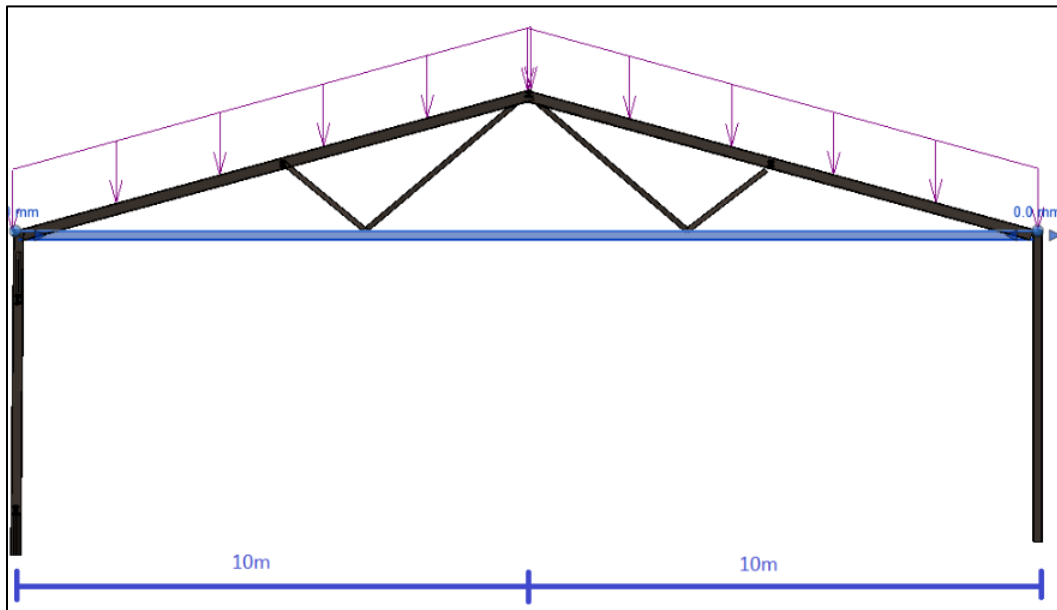
Den mest ugunstige situasjonen for taket vil være når både snø og vind gir trykk på taket. Vi fant at den største dimensjonerende verdien for vindlast på taket vil være  $0,2 \text{ kN/m}^2$  når vinden blåser mot langsiden av bygget.

Ettersom at bygget har en dominerende vindfasade må vi regne med at et innvendige vindtrykk vil forekomme. Det innvendige vindtrykket kan settes til  $0,2 \text{ kN/m}^2$  for trykk eller  $0,3 \text{ kN/m}^2$  for sug. Når vi dimensjonerer takbjelken tar vi hensyn til et innvendig sug på  $0,3 \text{ kN/m}^2$ .

Snølast og egenlast vil virke nedoverrettet, mens vindlast vil belaste takbjelkene normalt på bjelken.

Bjelken blir regnet som kontinuerlig ettersom at den er leddlagret på midten. Nødvendig dimensjoner for takbjelkene vil være HE200B.

## BII2-1 til 2-8

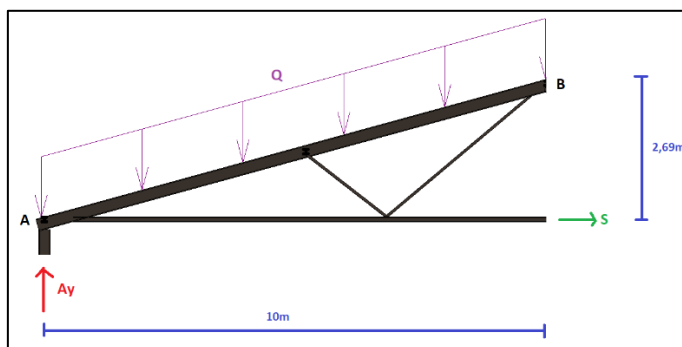


Figur 5.4: BII2-1 til BII2-8.

Strekstaget har som hovedfunksjon å ta opp alle horisontale krefter fra takbjelkene. Dette gjør at vi kan regne knutepunktet mellom takbjelken og søylen leddet, som vil være mer økonomisk gunstig. Dette kommer av at man vil kunne bruke mindre tverrsnittsdimensjoner.

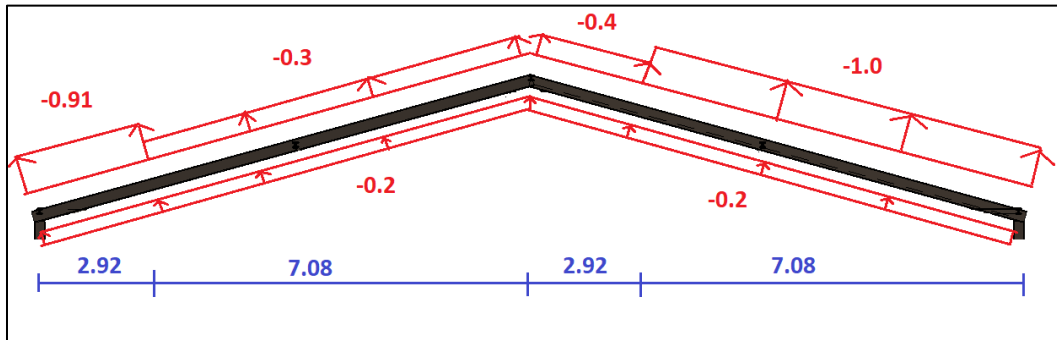
Strekraften i staget finner en ved å snitte og ta momentlikevekt. Dette resulterer i en strekkraft (se figur 5.5):

$$S = 361.5 \text{ kN}$$



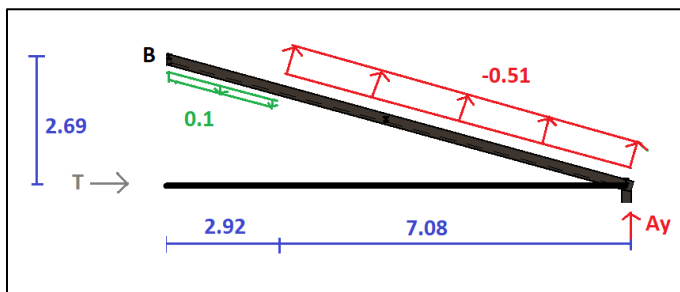
Figur 5.5: Strekkraft i strekkdrager.

Ettersom at bygget består av en lett takkonstruksjon, må vi også se på muligheten for at vind kan få taket til å «lette». Fra vindlastberegninger ser vi at tilfelle 1 (se vedlegg om vindlast) vil gi mest utvendig sug på taket, i tillegg kan vi regne med innvendig trykk på  $0,2 \text{ kN/m}^2$ . Vindlasten vil ha ulik påkjenning i forskjellige soner på taket, dimensjonerer ut ifra den sonen som får den største påkjenningen.



Figur 5.6: Verste påkjenning for taket oppadrettet.

Egenlasten til takplatene er satt til å være  $0.7 \text{ kN/m}^2$  som virker nedoverrettet. Da blir resultantkraften.



Figur 5.7: Trykkraft i strekkdrager.

Ut ifra disse lastene kan en finne trykkraften som vil oppstå i strekkdrageren:

$$T = 50 \text{ kN}$$

Bjelken vil altså kunne utsettes for både trykk og strekk. Bjelken vil ha en kapasitet på 42% for strekk som vil være den vanlige situasjonen. Dersom portene står åpen i sterk vind vil det være mulig at bjelken bøyes opp og utsettes for trykk. Dette er noe som bør undersøkes nærmere i videre arbeid.

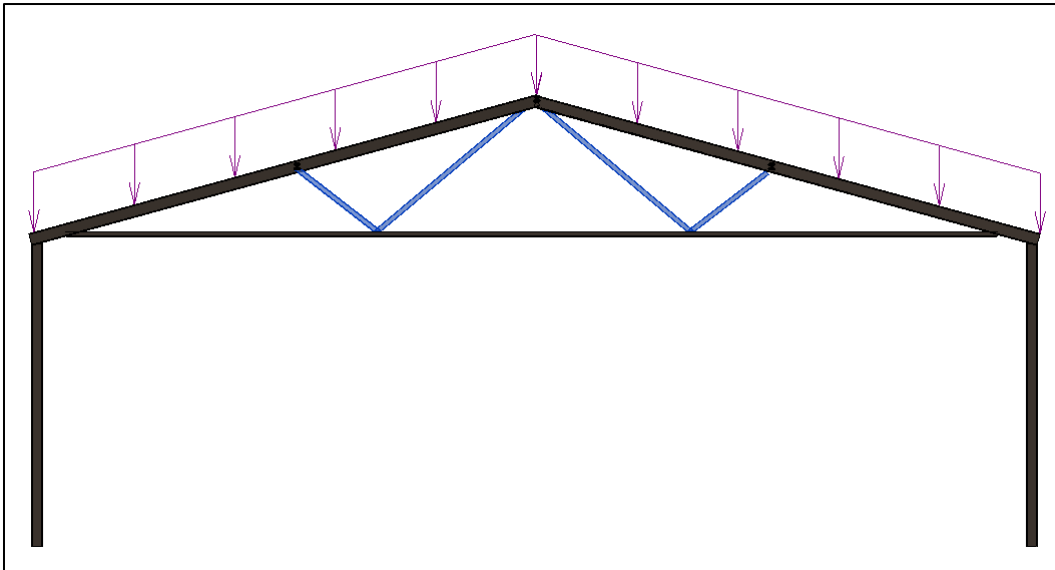
## 5.3.2 Søyler

Tabell 5.3: Resultater fra dimensjonering av søyler i 2.etg.

Søyle:	Sjekket for:	Dimensjon:	Kapasitet i bruddgrense:	Stykk:
SII1-1 til SII1-8	N+M, Knekking	HE200B	0.83	16
SII1-1 til SII1-8 *	Se vedlegg	HE200B	0.83	16
SII2-1 til SII2-8	N, M, Knekking, vipping	HUP50/4	0.76	8
SII2-1 til SII2-8 *	Se vedlegg	HUP50/4	0.81	8
SII3-1 til SII3-8	N, M, Knekking, vipping	HUP50/5	0.97	16
SII3-1 til SII3-8 *	Se vedlegg	HUP50/5	0.97	16
SII4-1 til SII4-6	N+M, Knekking	HE180B	0.86	6
SII4-1 til SII4-6*	Se vedlegg	HE180B	0.86	6
H-1 og H-2	N, Knekking	HE100B	0.54	4
H-1 og H-2*	Se vedlegg	HE100B	0.54	4
H-3 og H-4	N, Knekking	HE100B	0.45	4
H-3 og H-4*	Se vedlegg	HE100B	0.45	4
(..)* → Resultater fra programberegning. (ISY Design)				



## SII2-1 til SII2-8 og SII3-1 til SII3-8

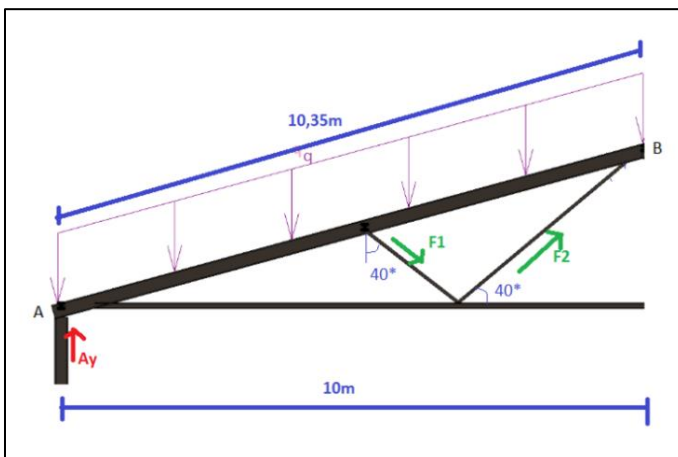


Figur 5.8: Fagverksavstivning.

Funksjonen til fagverksavstivningen er å holde fast takbjelken for å minske nedbøyningen. Ettersom at vi vet opplagerreaksjonen til søylen, kan vi bruke momentlikevekt for å finne kreftene i fagverksavstiverne.

Ettersom at trykk- og strekkreftene er så små, vil HUP50/4-profil ha god nok kapasitet for fagverket.

$$F_1 = F_2 = 259.1 \text{ kN}$$



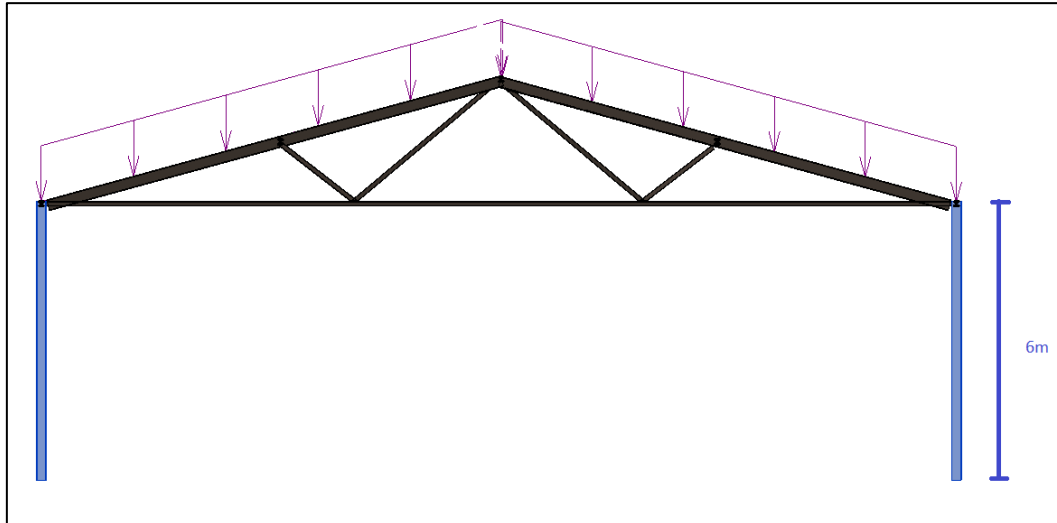
Figur 5.9: Normalkraft i fagverksavstivning.

Siden trykk- og strekkreftene er så små, vil HUP50/4-profil ha god nok kapasitet for fagverket.

Grunnen til å benytte seg av dette tverrsnittet er å spare materialer som gjør profilet billigere.

## SII1-1 til SII1-8

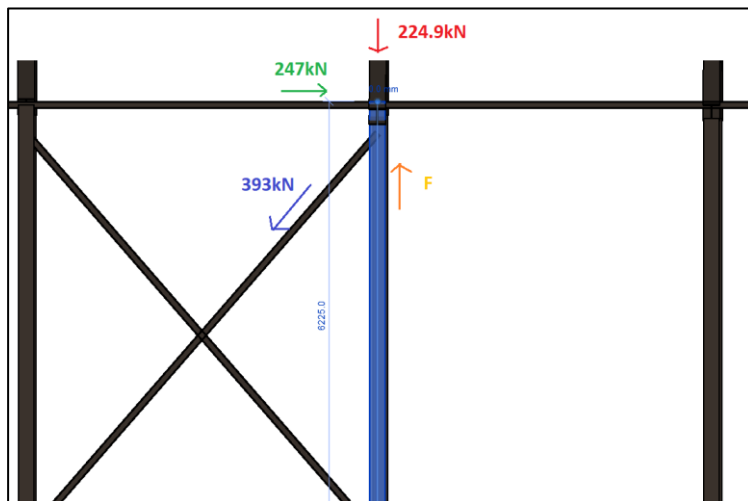
Søylene blir belastet av takkonstruksjonen, i tillegg må vi ta hensyn til at det kan oppstå moment langs søylene på grunn av vind.



Figur 5.10: SII1-1 til 1-8

De mest belastede søylene vil være de som er festet til avstivingskrysset.

Ser på lastvirkningene på en av søylene:



Figur 5.11: Lastpåkjenning på søyler i avstivingskryss.

Kraften i søylen finner en ved å bruke likevektslikning:

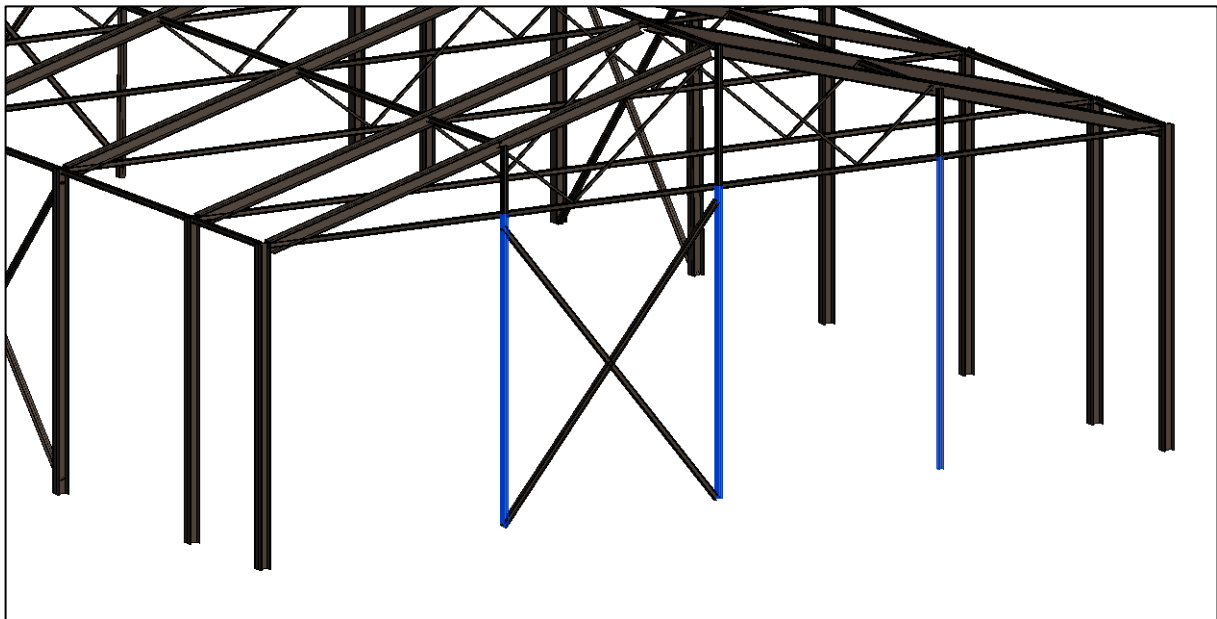
$$F = 224.9 \text{ kN} + 393 \text{ kN} * \cos(38.9) = 530.3 \text{ kN}$$

Det vil si at dimensjonerende laster for søylene kan settes lik:

$$N_{Ed} = 530.3 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 27.1 \text{ kNm}$$

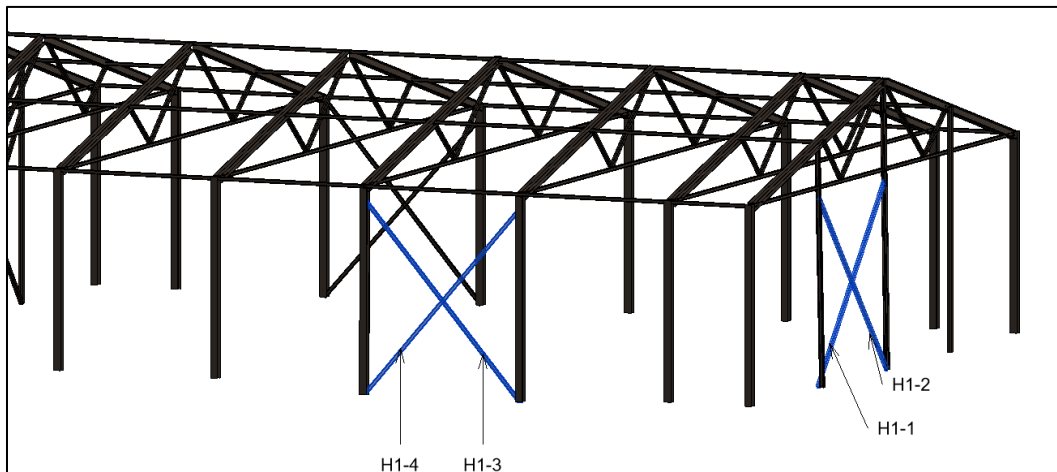
## SII4-1 til SII4-6



Figur 5.12: SII4-1 til SII4-6

Søylene blir i utgangspunktet ikke belastet av takkonstruksjonen, men vil være belastet av vind og kryssavstivningen. Søylene vil ha en viktig funksjon for at avstivningssystemet skal fungere optimalt.

## 5.3.3 Kryssavstivning



Figur 5.13: H1-1 til H1-4

Avstiverne er dimensjonert for vindlast og seismisk påvirkning.

For dimensjonering mot vind har vi regnet med et innvendig vindtrykk. Forenklet legger vi sammen kreftene som virker på de parallelle veggene. (Se kap. 4.3.2)

Vindlast langs langvegg

$$q_{vegg.tot} = q_{vegg.D} + q_{vegg.E} = 1.204 \text{ kN/m}^2$$

Vindlast langs kortvegg

$$q_{vegg.tot} = q_{vegg.D} + q_{vegg.E} = 1.106 \text{ kN/m}^2$$

For seismisk påvirkning regner vi med at halve lasten vil gå i hver av avstivningskryssene

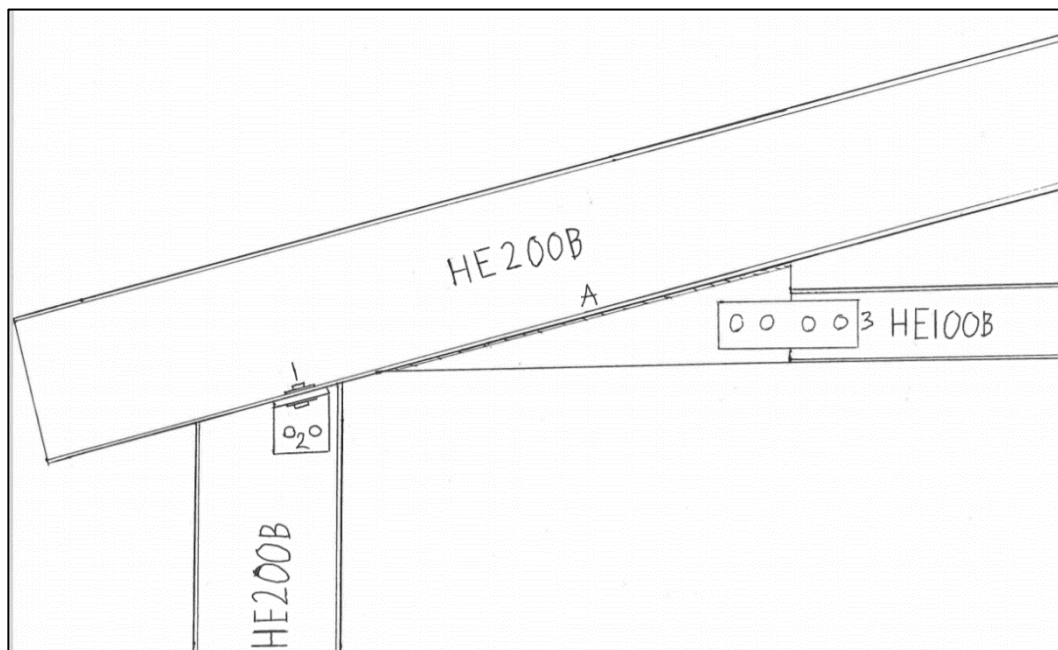
$$\text{Seismisk påvirkning: } \frac{318.5}{2} \text{ kN} = 159.25 \text{ kN}$$

Ender opp med kryssavstivning med dimensjon HE100B.

## 5.3.4 Knutepunkt

Det er ikke blitt fokusert på beregning av knutepunkter i denne oppgaven. Vi har bare dimensjonert et knutepunkt for å illustrere hvordan vi ser for oss knutepunktforbindelsene. I forslaget er det lagt vekt på økonomi og at det skal være lett å montere. I all hovedsak ønsker vi å benytte bolteforbindelser på byggeplass og sveis på verksted.

Figur 5.14 viser knutepunkt mellom ulike konstruksjonsdeler og hvordan vi ser for oss at knutepunktet kan utformes. Det kunne vært mulig å sveise platene fast til en av konstruksjonsdelene på forhånd for å gjøre monteringen enklere.



Figur 5.14: Knutepunktforbindelse mellom takbjelke og søyle.

Knutepunktet består av en HEB-bjelke som hviler på en HEB-søyle, og et strekkstag som er festet i takbjelken. Alle forbindelser er tiltenkt bolter, det er sveist på en plate på takbjelken for å ha noe å feste strekkstaget til.

Tabell 5.4: Bolteforbindelser i knutepunkt.

Boltegruppe:	Boltetype:	Utnyttelsesgrad:	Antall per saltakelement:
1	M16 8.8	45%	4
2	M16 8.8	66,4%	2
3	M22 8.8	80%	4

Tabell 5.5: Sveiseforbindelser i knutepunkt.

Sveiseforbindelse:	a-mål:	Utnyttelsesgrad:
A	5mm	Strekk: 86% Skjær: 80%

### Knutepunkt 1

Dette knutepunktet skal ta opp de horisontale kreftene som oppstår pga. takets vinkel. Det er totalt 4 bolter og derfor 4 avskjæringsforbindelser.

Dimensjonerende skjærkraft:

$$V = 162.8 \text{ kN}$$

Dimensjonene for boltene blir:

M16 8.8.

### Knutepunkt 2

Knutepunktet skal overføre skjærkreftene fra knutepunkt 1 ned i søylen. I dette tilfellet vil det i tillegg til skjærkraft oppstå et moment mellom boltene. De dimensjonerende kreftene vil være:

$$V = 162.8 \text{ kN}$$

$$M = 7.5 \text{ kNm}$$

Dimensjonene for boltene blir:

M16 8.8

**Knutepunkt 3**

Dette knutepunktet skal i hovedsak ta imot strekkreftene som oppstår fra takbjelkene. Den dimensjonerende strekkraften vil være:

$$N = 369 \text{ kN}$$

Dimensjonen på boltene blir:

M22 8.8

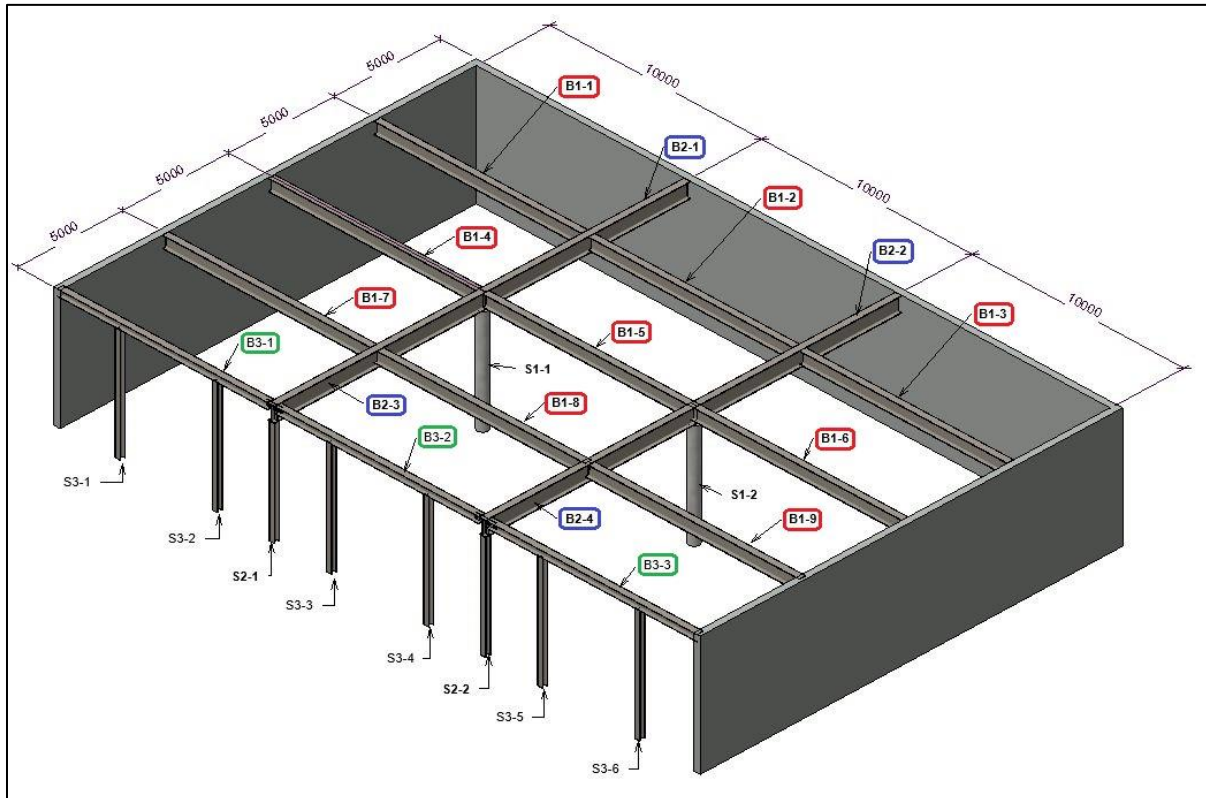
**Knutepunkt A**

Sveiseforbindelsen skal koble sammen takbjelkene og strekkstaget. Noe av sveisen vil påkjennes av strekk og noe av avskjæring. A-målet til sveisen vil være 5mm.

## 5.4 Første etasje

Det vil være et bæresystem i stål under dekket som kan ta opp krefter. Bakgrunnen for dette er at hulldekket ikke har den ønskede kapasiteten med en spennvidde på 10 meter. Vi tar utgangspunkt i «HEB profiler».

### 5.4.1 Bjelker



Figur 5.15: Bjelker i 1.etg med nummerering.

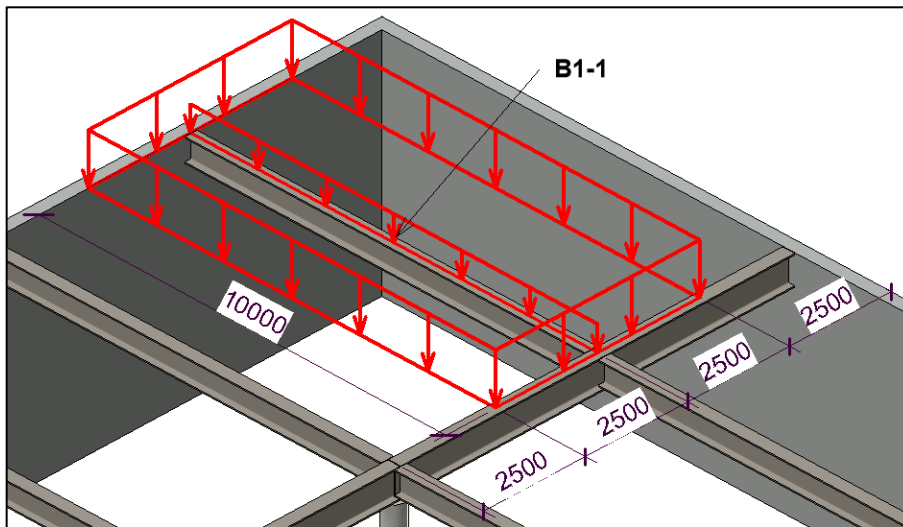
Alle bjelkene har en lengde på 10 meter og regnes som fritt opplagt. Hulldekkene vil ligge parallelt med «B2-1» til «B2-4» og vil da oppnå ønsket kapasitet pga. halvert spennlengde. Bjelkene blir dimensjonert til å kunne tåle påkjenning som kreves for lagerareal, samt egenlasten til hulldekket. I «tabell 5.6» blir resultater fra håndberegninger og programberegninger presentert.

Bjelkene er kontrollert for vipping, vi vil anbefale å sette inn en forbindelse med stiverplate mellom bjelkene og hulldekket der det er trykk i underflens. Da vil lengden mellom innfestningene bli mindre og en vil kunne se vekk fra vippingseffekten.

Tabell 5.6: Resultater fra bjelke dimensjonering 1.etg.

Bjelker:	Sjekket for:	Maks moment: [kN/m]	Maks Skjær: [kN]	Dimensjon:	Kapasitet i Bruddgrense:	Nedbøying: [mm]	Krav til nedbøying: [mm]
B1-1 til B1-9	M, V, M+V, Vipping	1098	439.2	HE550B	0.58	26.74	33.33
B1-1 til B1-9 *	Se vedlegg	1098.1	439.3	HE550B	0.60	26.7	33.33
B2-1 til B2-4	M, V, M+V	2223.5	451.8	HE700B	0.79	23.1	33.33
B2-1 til B2-4 *	Se vedlegg	2223.6	451.8	HE700B	0.81	23.1	33.33
B4-1 til B4-3	M, V	66.4	100.3	HE220B	0.24	a)	b)
B4-1 til B4-3 *	Se vedlegg	66.3	100.3	HE220B	0.24	3.1	15.3
(..)* → Verdier fra programberegning. (ISY Design) a) → Ser bort fra nedbøying pga. krevende statisk system. Vil være enklere med dimensjoneringsprogram. b) → Kan være spesielle krav knyttet til port.							

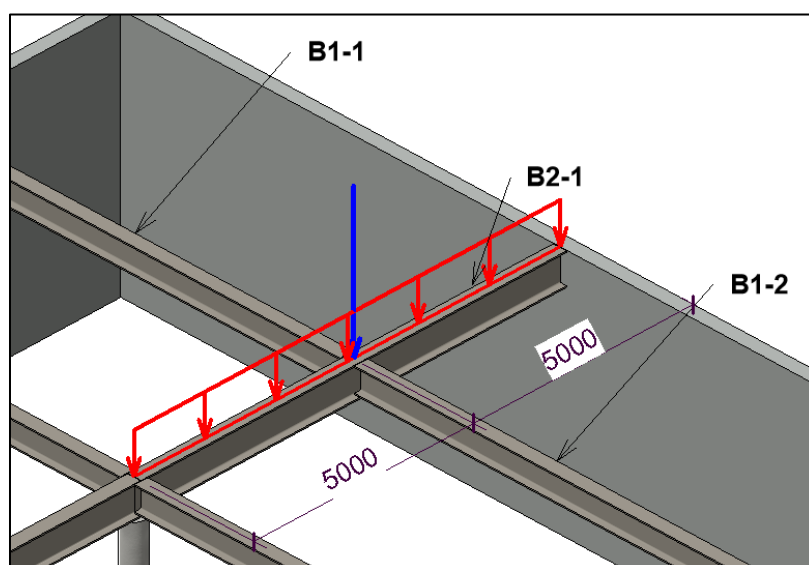


**B1-1 til B1-9**

Figur 5.16: B1-1 til B1-9 med laster og målsetning.

Bjolkene er påkjent av en jevnt fordelt nyttelast med en lastbredde på 5 meter. Denne lasten er en kombinasjon av nyttelast fra lager og egenvekt fra hulldekke. Det er også tatt hensyn til egenvekten til tverrsnittet.

Geometrien til tverrsnittet oppfyller kravene til tverrsnittsklasse 1, vi regner derfor plastisk. Bjelkene vil ha god kapasitet for moment og skjær påkjenninger. Den dimensjonerende effekten vil være nedbøyning i bruksgrense.

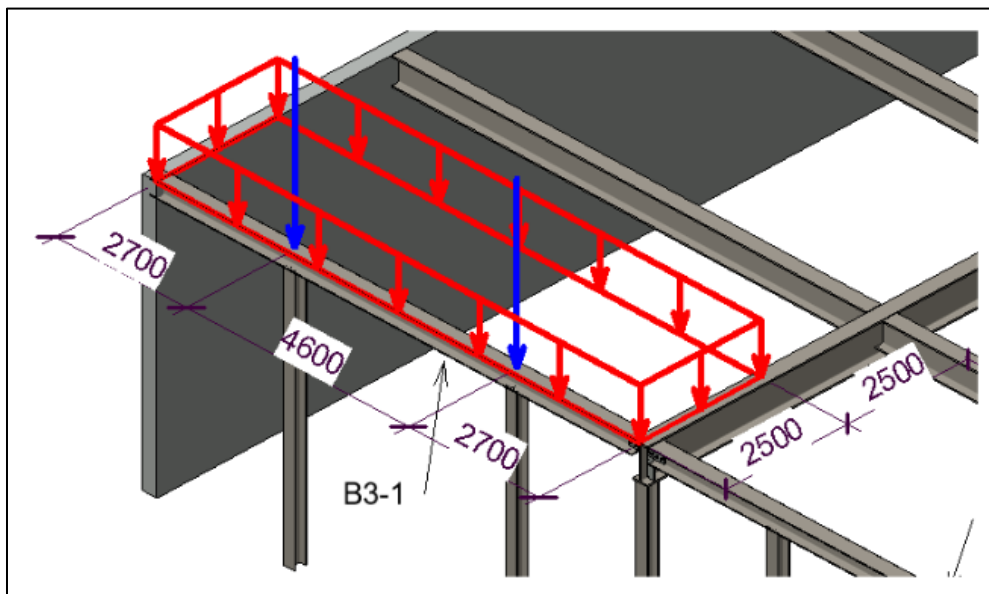
**B2-1 til B2-4**

Figur 5.17: B2-1 til B2-4 med laster og målsetning.

Bjerkene er kontinuerlige fra opplegget i betongveggen til søylene «S1-1» og «S1-2». Midt på bjerkene vil det være et knutepunkt som genererer en punktlast. Den dimensjonerende påkjenningen vil være et moment som skapes av denne punktlasten.

Alternativt kunne bjelken vært kontinuerlig over søylen og blitt skjøtet i momentnullpunktet. Det ville da blitt enklere å få til knutepunktet over søylen.

### B3-1 til B3-3

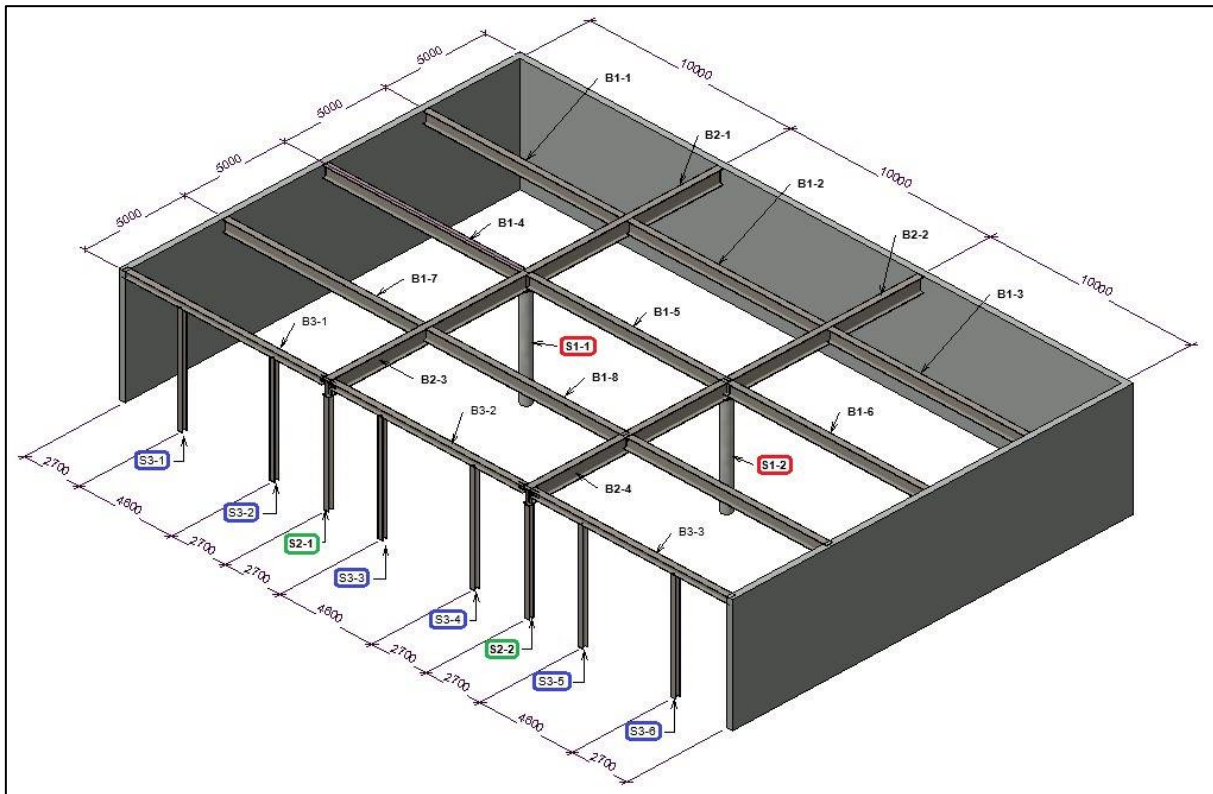


Figur 5.18: B3-1 til B3-3 med laster og målsetning.

Bjelken er påkjent av en jevnt fordelt last med lastbredde på 2,5 meter, og punktlaster som stammer fra søyler i andre etasje. For å kunne føre kreftene fra søylen gjennom bjelken kan det være aktuelt å sette inn stiverplater, disse vil hjelpe flensen som vil utsettes for store krefter.

Den dimensjonerende lastvirkningen vil være skjærkraft over oppleggene i midten. Vi velger å beholde bjelken med dimensjon HE220B selv om den bare er 28% utnyttet. Dette gjøres både for å ha plass til bolter og for å ha flest mulig like profiler.

## 5.4.2 Søyler



Figur 5.19: Søyler i 1.etg med nummerering.

Tabell 5.7: Resultat fra dimensjonering av søyler i 1.etg.

Søyle:	Sjekket for:	Dimensjon:	Kapasitet i bruddgrense:	Stykk:
S1-1 til S1-2	N, $A_{s,min}$ , Slankhet	600mm	0.29	2
S1-1 til S1-2 *	Se vedlegg	600mm	0.33	2
S2-1 til S2-2	N, M, Knekking, vipping	HE220B	0.37	2
S2-1 til S2-2 *	Se vedlegg	HE220B	0.40	2
S3-1 til S3-6	N, M, Knekking, vipping	HE220B	0.60	6
S3-1 til S3-6 *	Se vedlegg	HE220B	0.64	6

(..)\* → Resultater fra programberegning. (ISY Design)

**S1-1 til S1-2**

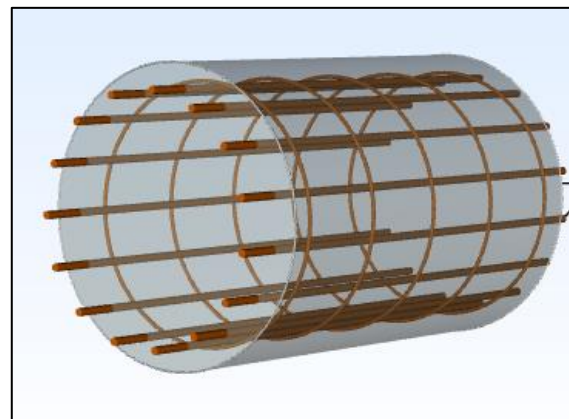
Søylene er plassert i knutepunkt der 4 bjelker møtes, det vil oppstå en punktlast på  $1782 \text{ kN}$ . Velger å benytte sirkulære betongsøyler som kan forankres til fundament i grunnen. Tanken er at disse vil være mer robust ved en eventuell påkjørsel eller andre uforutsette påkjenninger.

Vi velger et kraftig tverrsnitt på 600 mm i diameter. Det vil være minimumsarmering som blir dimensjonerende:

- 15stk  $\varnothing 16$  lengdearmoring
- $\varnothing 8$  S200mm bøylearmoring

Utnyttelse på 29% med minimumsarmering, vi velger allikevel å beholde tverrsnittet med tanke på ulykkeslaster. Dette for at søylen skal kunne regnes på som kort.

Det må utføres videre undersøkelser for å se om det er tilstrekkelig avstand mellom lengdearmoring. Man kan lage en ny rad lenger inne i tverrsnittet dersom dette skulle bli et problem.



Figur 5.20: Illustrasjon av armert søyletverrsnitt.

**S2-1 til S2-2**

Søyler belastet av en normalkraft som stammer fra bjelkene «B2-3 til B2-4» og «B3-1 til B3-3». Søylene er også påkjent av vindlast som danner et moment om sterk akse. Eurokode 3 punkt 6.3.3 angir en metode for å sjekke stavers kapasitet mot kombinert bøyning og aksialkraft. Formlene (6.61) og (6.62) inneholder reduksjonsfaktorer knyttet til bøyeknekking, vipping og interaksjon. Det blir altså tatt hensyn til kreftenes kombinerte virkning.

Søylene har en kapasitet på 37% basert på formel (6.62), velger å beholde tverrsnittet for å få mest mulig like profiler og plass til festemidler.

### S3-1 til S3-6

Søylene er dimensjonert etter det verste lasttilfellet, dette gjelder søylene som har tilknytning til vindkryss i 2.etg. Normalkraften som virker på søyla stammer fra «SII1-1 til SII1-8», «H1-3 til H1-4» og «B3-1 til B3-3». Det vil i likhet med «S2-1» og «S2-2» virke en vindlast på søylene, men det vil være et større lastareal som virker på «S3-1 til S3-6» pga. utforming.

Framgangsmåten for å finne kapasiteten til søylene er den samme som i «S2-1 til S2-2», men på grunn av at søylene er påkjent av større laster og at lengden på søylene er større vil kapasiteten være 60% basert på (6.62).

#### 5.4.3 Knutepunkter

Vi foreslår å bruke bolteforbindelser i størst mulig grad. Det er ikke ønskelig å sveise på byggeplass, det vil derfor være gunstig å prosjektere forbindelser slik at det kan sveises på verksted og boltes sammen på plassen.

«Figur 5.21» viser hvordan en typisk forbindelse kan se ut. Det er en stiverplate som er sveist fast til «HE700B» bjelken, samt en plate som er sveist fast til «HE220B» bjelken på begge sider. På byggeplassen vil det da bare være å feste disse sammen med bolter. Det er ikke gjort noen beregninger av bolteforbindelser i 1etg. men ville brukt Eurokode 3 Del 1-8 knutepunkter og forbindelser for beregning av disse.

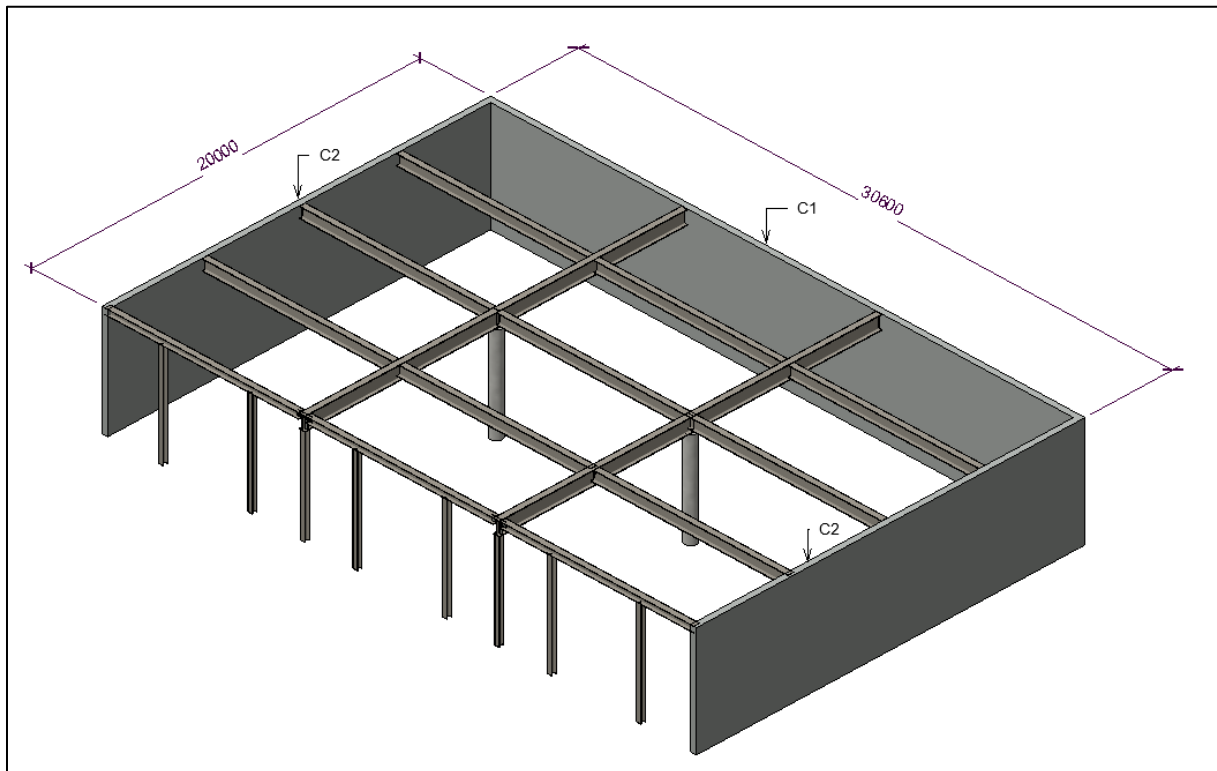


Figur 5.21: Forslag til knutepunkt modellert i Autodesk Revit.

#### 5.4.4 Betongvegger

Betongveggene i første etasjen regnes som stive. De vil derfor kunne ta opp de horisontale kreftene bygget blir utsatt for. Det har blitt satt som en forutsetning at betongveggene er i stand til å tåle påkjenning fra seismisk påkjenning, dette må undersøkes videre.

I håndberegningene våre har vi ikke sett på kombinert bøyning + normalkraft for C1, i tillegg bør det gjennomføres en risskontroll for veggene.



Figur 5.22: Betongvegger med nummerering.

Tabell 5.8: Utnyttelse betongvegger

Vegg	Areal Lengdearmering [mm <sup>2</sup> ]	Utnyttelse trykk	Utnyttelse skjærstrekk [kN]	Utnyttelse Skjærtrykk [kN]
C1	2800	0.18	0.48	0.1
C2	434	0.10	~0	~0
~(...) tilnærmet lik null.				

**C1**

Betongveggen er dimensjonert for horisontale laster som jordtrykk og jordskjelv, og vertikale krefter som last fra 2. etasjen og last fra etasjeskillet. Jordtrykket vil gi et moment i felt langs betongveggen. I dimensjoneringen har vi ikke regnet på kombinert bøyning og aksiallast. For å kompensere for dette har vi økt dimensjonen på tverrsnittet, slik at det vil kunne ha god nok kapasitet i bruddgrense for trykk og moment. Dette bør undersøkes nærmere.

Dimensjonerende moment:  $M_{Ed} = 183,8 \text{ kNm}$

Dimensjonerende skjærkraft:  $V_{Ed} = 94,2 \text{ kN}$

Bredden på betongveggen er satt til 300mm og vi har kommet frem til at det kreves  $2800 \text{ mm}^2$  strekkarmering per lengdemeter betongvegg.

**C2**

Betongveggen er dimensjonert for aksiallast fra hulldekke i tillegg til moment som følge av vindlast. Bredden til betongveggen er satt til 300mm og vi har kommet frem til at det kreves  $434 \text{ mm}^2$  armering per meter betongvegg.

## 6 Drøfting

Bæresystemet som ble valgt vil gi bedre kapasitet til dekket i 2.etg. Det vil også gi ulemper knyttet til etasjehøyden i 1.etg, og det vil være kostbart. En mulig løsning vil være å se bort fra gjenbruk av hulldekkenelementene og på den måten kunne dimensjonere dekket uten begrensninger. Det vil også være mulig å benytte hulldekkene med 10 meters spenn og heller legge føringer for hvilken funksjon 2.etg kan ha.

Levetiden til hulldekket kan også være en faktor som gjør at det kan være aktuelt å se bort fra disse. Det kan tenkes at siden hulldekkene er nesten 30 år gamle vil de ikke ha samme kapasitet de neste 50 årene, slik som bygget dimensjoneres for.

Når det gjelder dimensjoneringsdelen har vi i noen tilfeller valgt bjelker og søyler som har svært god kapasitet i forhold til hvilke laster de er påkjent av. Dette er gjort for å være sikker på at det er tilstrekkelig plass til knutepunkter og for å være konservativ i forhold til mulige mangler i dimensjoneringsgrunnlaget.

## 7 Konklusjon

Det å finne alle lastene som virker på konstruksjonen har vært viktig for videre fremgang i prosjektet. Det ble brukt mye tid på å sette seg inn i eurokode 7 og 8, men det å få et resultat basert på disse kreftene vil gi et mer realistisk bilde av mulig påkjenninger bygget kan utsettes for.

Vi har kommet frem til et bæresystem som gir bygget fleksibilitet i forhold til funksjon. Etasjeskillet i 2.etg vil tåle en egenlast på  $7.5kN/m^2$  noe som gjør at arealet egner seg til lagerformål. Dette har vært en av de største utfordringene med å være låst til valg av etasjeskille.

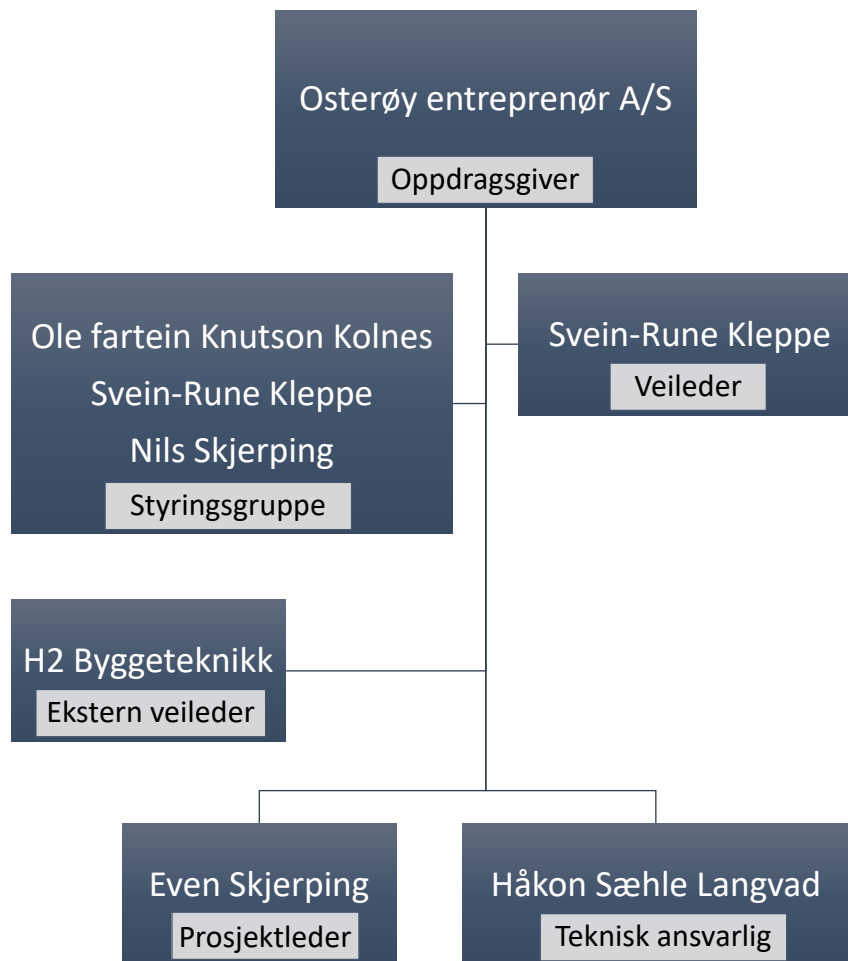
Vi har endt opp med et bæresystem sammensatt av konstruksjonsdeler vi mener kan tåle den påkjenningen de blir utsatt for. Stålbæresystemet er i all hovedsak basert på bruk av HEB profiler og de fleste knutepunkt regnes som leddet.

Arbeidet som er gjennomført i dette prosjektet kan forhåpentligvis brukes videre i større eller mindre grad. Man vil ha bedre forutsetninger til å se bygget som en helhet ved å bruke et mer avansert beregningsprogram. Det vil også være interessant å se på det økonomiske aspektet ved gjenbruk av hulldekke i motsetning til et mer egnet dekke. Det kan tenkes at det er penger å spare på å investere i et annet dekke.



## 8 Prosjektadministrasjon

### 8.1 Organisering



Figur 8.1: Organiseringskart.

#### Prosjektgruppe:

Bestående av Even Skjerping og Håkon Sæhle Langvad.

Kontaktinformasjon:

- Even Skjerping – 454 29 241 [evenheie@gmail.com](mailto:evenheie@gmail.com)
- Håkon Sæhle Langvad – 954 16 574 [langvadh@gmail.com](mailto:langvadh@gmail.com)

**Styringsgruppe:**

Styringsgruppen består av:

**Prosjektansvarlig:** Ole Fartein Knutson Kolnes

**Veileder:** Svein-Rune Kleppe

**Daglig leder i Osterøy entreprenør A/S:** Nils Skjerping

Styringsgruppen tar de store beslutningene i prosjektet og skal godkjenne det arbeidet som blir gjort.

Kontaktinformasjon:

- Ole Fartein Knutson Kolnes – 5558 7516 [Ole.Fartein.Knutson.Kolnes@hvl.no](mailto:Ole.Fartein.Knutson.Kolnes@hvl.no)
- Svein-Rune Kleppe – 5558 7647 [Svein-Rune.Kleppe@hvl.no](mailto:Svein-Rune.Kleppe@hvl.no)
- Nils Skjerping – 977 39 750 [nils@ostent.no](mailto:nils@ostent.no)

## 8.2 Gjennomføring

Noen aktiviteter har tatt lenger tid enn vi hadde forestilt oss. Det å sette seg inn i nye standarder som «Eurokode 7» og Eurokode 8» er eksempler på dette. Vi har også brukt en del tid på å finne et egnet bæresystem samt å sette seg inn programmer som «Mathcad», «ISY Design» og «OS prog».

Vi har lært ståldimensjonering i faget «BYG142-1 Bygningskonstruksjoner 2» parallelt med bachelor. Det har vært utfordrende og tidkrevende å finne et fornuftig bæresystem og det har også tatt lenger tid å dimensjonere stålbæresystemet enn vi tenkte oss.

I «vedlegg 40» finnes både den originale og den faktiske fremdriftsplanen.

## 8.3 Økonomi

Osterøy entreprenør A/S har honorert hver elev kr 2500,- pr. mnd. Pengene har kommet godt med i innkjøp av pensum og reiseutgifter.

Timebruk finnes i «vedlegg 41».

#### 8.4 Generell prosjektevaluering

Målet i startfasen av prosjektet var å gjøre et arbeid som kunne bli brukt direkte videre. Vi så etterhvert at kompleksiteten av prosjektet ville kreve bruk av tyngre beregningsprogrammer. Vi håper allikevel denne rapporten kan brukes videre i større eller mindre grad.

Vi har hatt fokus på forståelse gjennom bruk av enkle beregninger og programmer. Vi er glade for at vi valgte denne fremgangsmåten, og vil trolig ha bedre forståelse når vi tar i bruk mer kompliserte programmer i fremtiden.

Prosjektgjennomføringen har fungert ganske bra. Vi har gjort noen deler i felleskap og noen deler selvstendig. Vi har hatt fokus på at begge skal få det samme læringsutbyttet, og har derfor presentert arbeidet for hverandre og drøftet dette. Størrelsen på oppgaven har krevd god planlegging for å få oversikt over prosjektet. Vi har ved flere anledninger «tatt et steg tilbake» og sett på prosjektet som en helhet, dette har vært viktig for å kunne kartlegge fremdriften og planlegge videre arbeid.

## 9 Referanser

- [1] Spenncon, «Spenncon.no,» 24 11 2011. [Internett]. Available: "Dimensjoneringsdiagram HD265 og HD285". [Funnet 2019 04 01].
- [2] Norsk Stålforbund, «Stål Håndbok Del 3: 2010,» Oslo, Norsk Stålforbund, 2010, p. 150.
- [3] Norsk Stålforbund, «Stål Håndbok Del 3: 2010,» Oslo, Norsk Stålforbund, 2010, pp. 32-33.
- [4] P. K. Larsen, «Konstruksjonsteknikk,» i *Laster og bæresystemer*, Bergen, Fagbokforlaget, 2008, pp. 140-142.
- [5] Norsk Stålforbund, «Stål Håndbok Del 3: 2010,» i *Konstruksjoner av stål 3. utgave*, Oslo, Norsk Stålforbund, 2010, pp. 219-241.
- [6] Sintef Byggforsk, «471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler,» August 2013. [Internett]. Available: [https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/215/egenlaster\\_for\\_bygningsmaterialer\\_byggevarer\\_og\\_bygningsdeler](https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler). [Funnet 25 Mars 2019].
- [7] Den europeiske standardiseringsorganisasjonen, «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-1: Allmenne laster Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger.,» Brussel, Standard Norge, 2002, pp. 9-18.
- [8] H. Bungum og H. Fossen, «Store norske leksikon,» 13 Juni 2018. [Internett]. Available: <https://snl.no/jordskjelv>. [Funnet 15 Februar 2019].
- [9] Den europeiske standardiseringsorganisasjonen, Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger, Brussel: Standard Norge, 2004.
- [10] Den europeiske standardiseringsorganisasjonen, «Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger,» Bryssel, Standard Norge, 2004, p. 45.
- [11] Den europeiske standardiseringsorganisasjonen, Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering Del 1: Allmenne regler, Brussel: Standard Norge, 2004.
- [12] Statens Vegvesen, «vegvesen.no,» Statens vegvesen, Juni 2010. [Internett]. Available: [https://www.vegvesen.no/s/bransjekontakt/Funksjonskontrakt%20dokumenter/Hb016\\_2010-06.pdf](https://www.vegvesen.no/s/bransjekontakt/Funksjonskontrakt%20dokumenter/Hb016_2010-06.pdf). [Funnet 28 Januar 2019].
- [13] Lovdata, «Trafikklast,» *Forskrift for trafikklast på bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet (trafikklastforskrift for bruer m.m.)*, 17 11 2017.
- [14] Direktoratet for byggkvalitet, «dibk.no,» 15 September 2017. [Internett]. Available: [https://dibk.no/byggereglene/byggteknisk-forskrift-tek17/7/7-1/?\\_t\\_id=1B2M2Y8AsgTpgAmY7PhCf%3d%3d&\\_t\\_q=vind&\\_t\\_tags=language%3ano%2csiteid%3aa8fed669-6208-4354-8fe6-](https://dibk.no/byggereglene/byggteknisk-forskrift-tek17/7/7-1/?_t_id=1B2M2Y8AsgTpgAmY7PhCf%3d%3d&_t_q=vind&_t_tags=language%3ano%2csiteid%3aa8fed669-6208-4354-8fe6-)

- 9c93cb91a133&\_t\_ip=158.37.188.6%3a58469&\_t\_hit.id=EPiServer\_Templates\_DIBK\_PageTypes\_Veil. [Funnet 10 Februar 2019].
- [15] Den europeiske standardiseringsorganisasjonen, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-3: Allmenne laster Snølaster, Brussel: Standard Norge, 2003.
- [16] Den europeiske standardiseringsorganisasjonen, «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner: Del 1-4: Allmenne laster: Vindlaster,» Standard Norge, Brussel, 2005.
- [17] Den europeiske standardiseringsorganisasjon, «NS-EN 1990,» i *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, Brussel, Standard Norge, 2002, pp. 12-13.
- [18] P. K. Larsen, «Konstruksjonsteknikk Laster og bæresystem 2. utgave,» Trondheim, Fagbokforlaget, 2008, pp. 24-43.
- [19] Norges geologiske undersøkelse, «Berggrunn, Nasjonal berggrunnsdatabase,» 2019. [Internett]. Available: [http://geo.ngu.no/mapserver/BerggrunnN50WMS?VERSION=1.3.0&EXCEPTIONS=xml&REQUEST=GetFeatureInfo&SERVICE=WMS&CRS=EPSG%3A25833&FORMAT=image%2Fpng&TRANSPARENT=TRUE&BGCOLOR=0xffff&STYLES=default%2C&LAYERS=Bergart\\_flate\\_N50%2CBergart\\_grense\\_N50&SRS=EPSG%3A32](http://geo.ngu.no/mapserver/BerggrunnN50WMS?VERSION=1.3.0&EXCEPTIONS=xml&REQUEST=GetFeatureInfo&SERVICE=WMS&CRS=EPSG%3A25833&FORMAT=image%2Fpng&TRANSPARENT=TRUE&BGCOLOR=0xffff&STYLES=default%2C&LAYERS=Bergart_flate_N50%2CBergart_grense_N50&SRS=EPSG%3A32). [Funnet 15 Januar 2019].
- [20] Standard Norge, «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner del 1.1: Allmenne laster,» *NS-EN 1991 1-1: 2002 + NA:2008*, pp. 12-22, 2002.
- [21] Standard Norge, «Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner,» *NS-EN 1990:2002 + A1:2005 + NA:2016*, 2002.
- [22] Standard Norge, «Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering del 1: Allmenne regler,» *NS-EN 1997-1:2004 + A1:2013 + NA:2016*, 2004.
- [23] «Norgeskart,» [Internett]. Available: <https://www.norgeskart.no/#!?project=seeiendom&layers=1002,1015&zoom=13&lat=6739178.58&lon=-21120.20&markerLat=6739652.483213993&markerLon=-21659.688487344712&panel=searchOptionsPanel&sok=haus>. [Funnet 19 Februar 2019].
- [24] «Normavolt,» 30 Juni 2016. [Internett]. Available: <http://normavolt.ru/hulldekke-dwg/>. [Funnet 1 mars 2019].
- [25] Betongelementforeningen, «Betongelementboken på nett Bind A,» 1994. [Internett]. Available: <http://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookA.asp?isSearch=0&liID=Forord&DocumentId=BindA/Forord.pdf&BookId=A>. [Funnet 04 03 2019].
- [26] Dekkesystemer AS, [Internett]. Available: <https://dekkesystemer.no/hulldekker/om-hulldekke/>. [Funnet 20 Mars 2019].
- [27] Norsk Stålforbund, «Stål Håndbok Del 3: 2010,» Oslo, Norsk Stålforbund, 2010, pp. 115-116.

## 10 Vedlegg

## Innholdsliste vedlegg

1. Egenlast bygg _____	3
2. Jordtrykk MATHCAD _____	8
3. Seismisk påvirkning _____	11
4. Snølast _____	16
5. Snølast OS prog _____	17
6. Vindlast _____	18
7. Vindlast-OSProg _____	22
8. Lastfordeling MATHCAD _____	26
9. BII1-1 til 1-8 MATHCAD _____	29
10. BII1-1 til 1-8 ISY _____	31
11. BII2-1 til 2-8 MATHCAD _____	35
12. BII2-1 til 2-8 ISY _____	37
13. H1-1 og H1-2 MATHCAD _____	40
14. H1-1 og H1-2 ISY _____	41
15. H1-3 og H1-4 MATHCAD _____	44
16. H1-3 og H1-4 ISY _____	45
17. SII1-1 til 1-8 MATHCAD _____	48
18. SII1-1 til 1-8 ISY _____	52
19. SII2-1 til 2-8 MATHCAD _____	55
20. SII2-1 til 2-8 ISY _____	56
21. SII3-1 til 3-8 MATHCAD _____	59
22. SII3-1 til 3-8 ISY _____	61
23. SII4-1 til 4-6 MATHCAD _____	64
24. SII4-1 til 4-6 ISY _____	68
25. Knutepunkt 1,2,3,A MATHCAD _____	71
26. B1-1 til B1-9 _____	80
27. B1-1 til B1-9 ISY _____	85
28. B2-1 til B2-4 _____	88
29. B2-1 til B2-4 ISY _____	92
30. B3-1 til B3-3 _____	95

31.	B3-1 til B3-3 ISY _____	98
32.	S1-1 til S1-2 _____	101
33.	S1-1 til S1-2 ISY _____	105
34.	S2-1 til S2-2 _____	109
35.	S2-1 til S2-2 ISY _____	113
36.	S3-1 til S3-6 _____	116
37.	S3-1 til S3-6 ISY _____	120
38.	Betongvegg langside MATHCAD _____	123
39.	Betongvegg kortside MATHCAD _____	127
40.	Fremdriftsplan Ny og gammel _____	130
41.	Timebruk _____	136
42.	Timefordeling - Bachelorgruppe _____	137

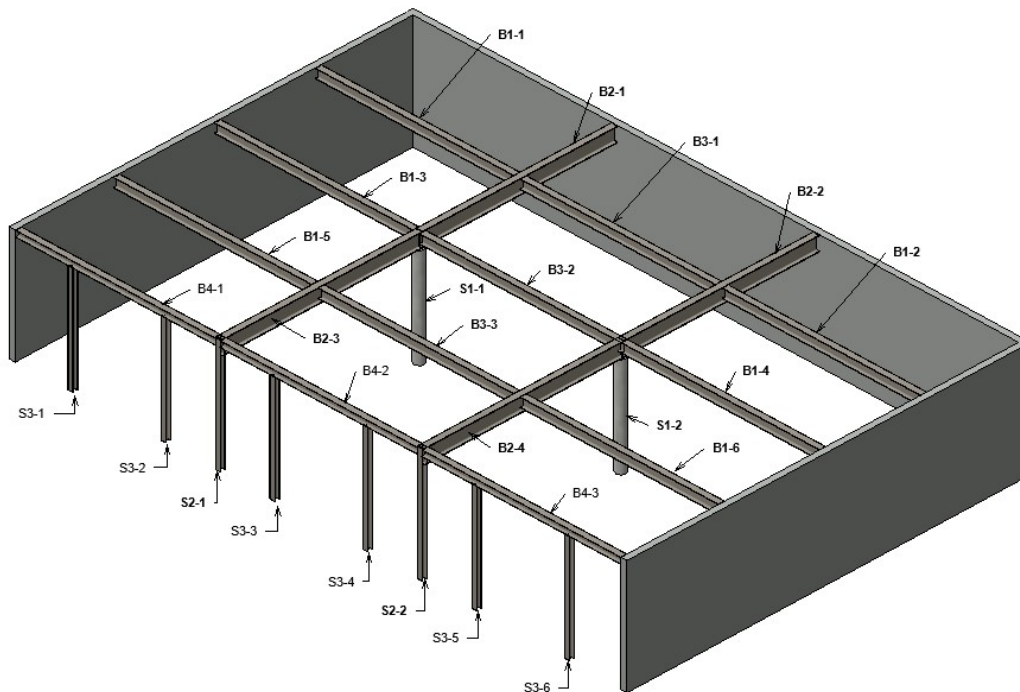


## Bygningens totale masse:

$$\text{Egenvekt betong: } q_b := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma := 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

### Vekt 1.etg



Vekt av betongvegger: (1.etg)

$$Vegg_1 := 30 \text{ m} \cdot 5.5 \text{ m} \cdot 0.30 \text{ m} = 49.5 \text{ m}^3$$

$$Vegg_{2,3} := 2 \cdot 20 \text{ m} \cdot 5.5 \text{ m} \cdot 0.30 \text{ m} = 66 \text{ m}^3$$

$$Vegg_{tot} := 41.25 \text{ m}^3 + 55 \text{ m}^3 = 96.25 \text{ m}^3$$

$$B_{tot} := Vegg_{tot} \cdot q_b = 2406.3 \text{ kN}$$

Vekt av stålbjelker: (1.etg)

B1-1 til B1-9: (HE550B)

$$M_{HE450B} := 199 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$L_{B1X} := 10 \text{ m} \cdot 9 = 90 \text{ m}$$

$$g_{B1X} := M_{HE450B} \cdot L_{B1X} = 17910 \text{ kg}$$

B2-1 til B2-4: (HE700B)

$$M_{HE700B} := 241 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad L_{B2X} := 10 \text{ m} \cdot 4 = 40 \text{ m}$$

$$g_{B2X} := M_{HE700B} \cdot L_{B2X} = 9640 \text{ kg}$$

B3-1 til B3-3: (HE220B)

$$M_{HE700B} := 71.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad L_{B3X} := 10 \text{ m} \cdot 3 = 30 \text{ m}$$

$$g_{B3X} := M_{HE700B} \cdot L_{B2X} = 2860 \text{ kg}$$

$$g_{tot.b} := (g_{B1X} + g_{B2X} + g_{B3X}) \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 298.32 \text{ kN}$$

Vekt av søyler: (1.etg)

S1-1 til S1-2: (600mm)

$$h := 5.5 \text{ m} - 0.7 \text{ m} = 4.8 \text{ m} \quad d := 600 \text{ mm}$$

$$V_{S1X} := \frac{\pi \cdot d^2 \cdot h}{4} = 1.357 \text{ m}^3$$

$$g_{S1X} := q_b \cdot V_{S1X} = 33.929 \text{ kN}$$

S2-1 til S2-2: (HE220B)

$$M_{HE220B} := 71.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad L_{S2X} := 4.8 \text{ m} \cdot 2 = 9.6 \text{ m}$$

$$g_{S2X} := M_{HE220B} \cdot L_{S2X} \cdot \gamma = 6.734 \text{ kN}$$

S3-1 til S3-6: (HE220B)

$$M_{HE220B} := 71.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad L_{S3X} := 5.2 \text{ m} \cdot 6 = 31.2 \text{ m}$$

$$g_{S3X} := M_{HE220B} \cdot L_{S3X} \cdot \gamma = 21.884 \text{ kN}$$

$$g_{tot.s} := g_{S3X} + g_{S2X} + g_{S1X} = 62.547 \text{ kN}$$

Vekt Hulldekke: (HD265)

$$\text{Spenncon.no } M_{HD265} := 371 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad A_{dekke} := 30 \text{ m} \cdot 20 \text{ m} = 600 \text{ m}^2$$

$$g_{tot.HD} := M_{HD265} \cdot A_{dekke} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 2183.7 \text{ kN}$$

Vekt veggelement:

$$M_{vegg.se} := 0.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad A_{vegg.1etg} := 30 \text{ m} \cdot 5.5 \text{ m} = 165 \text{ m}^2$$

$$q_{tot.vegg} := M_{vegg.se} \cdot A_{vegg.1etg} = 49.5 \text{ kN}$$

$$etg.1_{tot} := B_{tot} + g_{tot.b} + g_{tot.s} + g_{tot.HD} + q_{tot.vegg} = 5000.3 \text{ kN}$$

---

## Vekt 2.etg

Vekt stålbjelker: (2.etg)

BII1-1 til BII1-8: (HE1600B)

$$M_{HE160B} := 42.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot \gamma \quad L_{BII1X} := 10.35 \text{ m} \cdot 16 = 165.6 \text{ m}$$

$$g_{BII1X} := M_{HE160B} \cdot L_{BII1X} = 69.2 \text{ kN}$$

BII2-1 til BII2-8: (HE100B)

$$M_{HE100B} := 20.4 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot \gamma \quad L_{BII2X} := 10 \text{ m} \cdot 8 = 80 \text{ m}$$

$$g_{BII2X} := M_{HE100B} \cdot L_{BII2X} = 16.01 \text{ kN}$$

$$g_{BII.tot} := g_{BII2X} + g_{BII1X} = 85.2 \text{ kN}$$

Vekt stålsøyler: (2.etg)

SII1-1 til SII1-8: (HE200B)

$$M_{HE200B} := 61.3 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot \gamma$$

$$L_{SII1X} := 6 \text{ m} \cdot 16 = 96 \text{ m}$$

$$g_{SII1X} := M_{HE200B} \cdot L_{SII1X} = 57.73 \text{ kN}$$

SII2-1 til SII2-8: (HUP50/5)

$$M_{HUP50.5} := 6.97 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot \gamma$$

$$L_{SII2X} := 3.16 \text{ m} \cdot 16 = 50.56 \text{ m}$$

$$g_{SII2X} := M_{HUP50.5} \cdot L_{SII2X} = 3.457 \text{ kN}$$

SII3-1 til SII3-8: (HUP50/4)

$$L_{SII3X} := 1.38 \text{ m} \cdot 16 = 22.08 \text{ m}$$

$$g_{SII3X} := M_{HUP50.5} \cdot L_{SII3X} = 1.51 \text{ kN}$$

SII4-1 til SII4-6: (HE180B)

$$M_{HE180B} := 51.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot \gamma$$

$$L_{SII4X} := 6 \text{ m} \cdot 6 = 36 \text{ m}$$

$$g_{SII4X} := M_{HE180B} \cdot L_{SII4X} = 18.082 \text{ kN}$$

$$g_{SII.tot} := g_{SII1X} + g_{SII2X} + g_{SII3X} + g_{SII4X} = 80.778 \text{ kN}$$

Vekt takelement:

(med takutstikk)

$$M_{tak} := 0.7 \frac{kN}{m^2}$$

$$A_{tak} := 22 \text{ m} \cdot 31 \text{ m} = 682 \text{ m}^2$$

$$g_{tak} := M_{tak} \cdot A_{tak} = 477.4 \text{ kN}$$

Vekt veggelement.

$$M_{vegg.se} := 0.3 \frac{kN}{m^2}$$

$$A_{vegg.2etg} := 60 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} + 40 \text{ m} \cdot 7.5 \text{ m} = 660 \text{ m}^2$$

$$q_{tot.vegg.2.etg} := M_{vegg.se} \cdot A_{vegg.2etg} = 198 \text{ kN}$$

$$etg.2_{tot} := g_{BII.tot} + g_{SII.tot} + g_{tak} + q_{tot.vegg.2.etg} = 841.4 \text{ kN}$$

$$\frac{etg.1_{tot}}{\gamma} = 509.7 \text{ tonne}$$

$$etg.1_{tot} = 5000.325 \text{ kN}$$

$$\frac{etg.2_{tot}}{\gamma} = 85.8 \text{ tonne}$$

$$etg.2_{tot} = 841.394 \text{ kN}$$

$$bygg_{tot} := etg.1_{tot} + etg.2_{tot} = 5841.7 \text{ kN}$$

## Bestemmelse av jordtrykk

Beregninger fra Statens vegvesens håndbok V220

Egenvekt sprengstein  $\gamma := 20 \frac{kN}{m^3}$

Nyttelast  $q := 25 \frac{kN}{m^2}$

Lastdata:

$r := 0.65$  (figur 9.1)

$f := 0.65$  (figur 9.2)

$\tan\theta := 0.9$  (figur 2.39)

$\gamma_m := 1.54$

$\tan\theta_d := 0.58$

$z := 5.5 \text{ m}$

Finner aktivt jordtrykk fra figur 5.4

Statens vegvesens håndbok  
v220: Geoteknikk i veibygging

$K_A := 0.3$

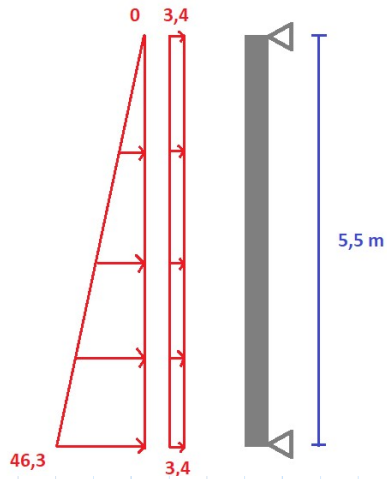
Jordtrykkskomponentene bestemmes etter følgende likninger:

$p_v' := q + \gamma \cdot z$

$p_A' := K_A \cdot p_v'$

$\tau_A := r \cdot \tan\theta \cdot p_A'$

### Statisk system for jordtrykk



Nyttelasten vil gi en konstant jevnt fordelt last på 3,4 kN/m, mens egenlasten til sprengsteinen vil gi en økende jevnt fordelt last etter hvor mange meter ned en ser på

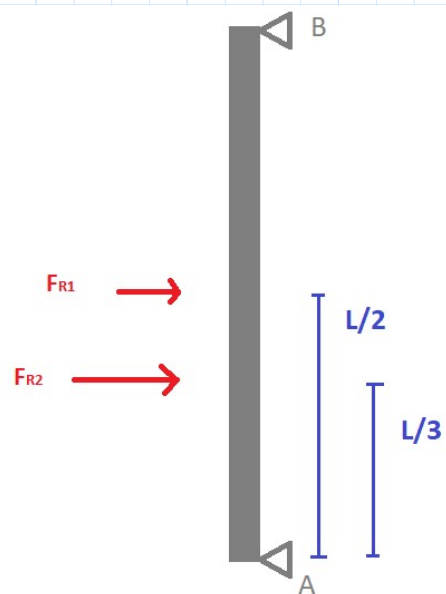
Kan gjøre disse lastene om til resultantkrefter:

#### Resultantkraft 1

$$F_{R1} := 3.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 5.5 \text{ m} = 18.7 \text{ kN}$$

#### Resultantkraft 2

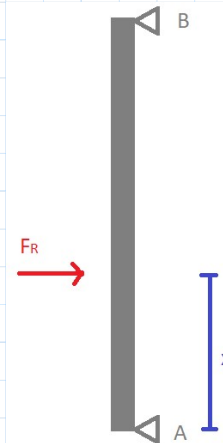
$$F_{R2} := \frac{46.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{2} \cdot 5.5 \text{ m} = 127.325 \text{ kN}$$



Kan så finne resultantkraft ut ifra disse:

$$F_R := F_{R1} + F_{R2} = 146.025 \text{ kN}$$

$$x := \frac{F_{R1} \cdot \frac{5.5 \text{ m}}{2} + F_{R2} \cdot \frac{5.5 \text{ m}}{3}}{F_{R1} + F_{R2}} = 1.951 \text{ m}$$



### Oppløggerreaksjon

$$\Sigma M_A = 0$$

$$F_R \cdot x + B_y \cdot 5.5 \text{ m} = 0$$

$$\rightarrow B_y := \frac{F_R \cdot x}{5.5 \text{ m}} = 51.792 \text{ kN}$$

Kan så finne resterende oppløggerreaksjon i punkt A:

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\rightarrow A_y := F_R - B_y = 94.233 \text{ kN}$$

### Moment- og skjærkraft

Moment i felt. Felt er 1.95m opp fra oppløgger A

$$M_{felt} := A_y \cdot x = 183.823 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$V := A_y = 94.233 \text{ kN}$$

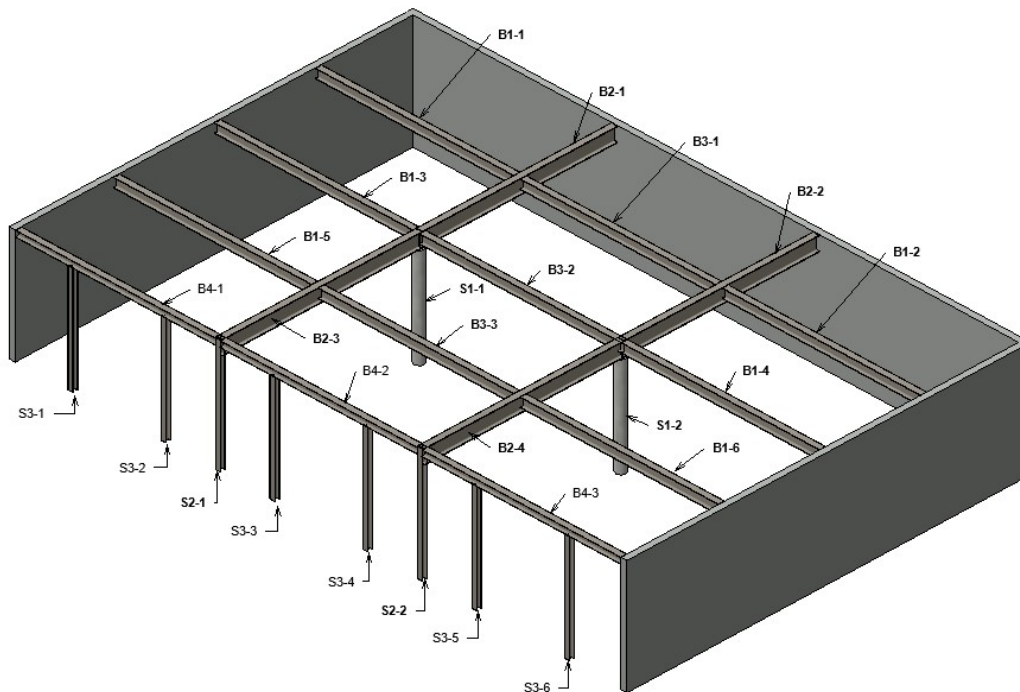


## Bygningens totale masse:

Egenvekt betong:  $q_b := 25 \frac{kN}{m^3}$

$\gamma := 9.81 \frac{m}{s^2}$

### Vekt 1.etg



Vekt av betongvegger: (1.etg)

$$Vegg_1 := 30 \text{ m} \cdot 5.5 \text{ m} \cdot 0.30 \text{ m} = 49.5 \text{ m}^3$$

$$Vegg_{2,3} := 2 \cdot 20 \text{ m} \cdot 5.5 \text{ m} \cdot 0.30 \text{ m} = 66 \text{ m}^3$$

$$Vegg_{tot} := 41.25 \text{ m}^3 + 55 \text{ m}^3 = 96.25 \text{ m}^3$$

$$B_{tot} := Vegg_{tot} \cdot q_b = 2406.3 \text{ kN}$$

Vekt av stålbjelker: (1.etg)

B1-1 til B1-9: (HE550B)

$$M_{HE450B} := 199 \frac{kg}{m}$$

$$L_{B1X} := 10 \text{ m} \cdot 9 = 90 \text{ m}$$

$$g_{B1X} := M_{HE450B} \cdot L_{B1X} = 17910 \text{ kg}$$

B2-1 til B2-4: (HE700B)

$$M_{HE700B} := 241 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad L_{B2X} := 10 \text{ m} \cdot 4 = 40 \text{ m}$$

$$g_{B2X} := M_{HE700B} \cdot L_{B2X} = 9640 \text{ kg}$$

B3-1 til B3-3: (HE220B)

$$M_{HE700B} := 71.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad L_{B3X} := 10 \text{ m} \cdot 3 = 30 \text{ m}$$

$$g_{B3X} := M_{HE700B} \cdot L_{B2X} = 2860 \text{ kg}$$

$$g_{tot.b} := (g_{B1X} + g_{B2X} + g_{B3X}) \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 298.32 \text{ kN}$$

Vekt av søyler: (1.etg)

S1-1 til S1-2: (600mm)

$$h := 5.5 \text{ m} - 0.7 \text{ m} = 4.8 \text{ m} \quad d := 600 \text{ mm}$$

$$V_{S1X} := \frac{\pi \cdot d^2 \cdot h}{4} = 1.357 \text{ m}^3$$

$$g_{S1X} := q_b \cdot V_{S1X} = 33.929 \text{ kN}$$

S2-1 til S2-2: (HE220B)

$$M_{HE220B} := 71.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad L_{S2X} := 4.8 \text{ m} \cdot 2 = 9.6 \text{ m}$$

$$g_{S2X} := M_{HE220B} \cdot L_{S2X} \cdot \gamma = 6.734 \text{ kN}$$

S3-1 til S3-6: (HE220B)

$$M_{HE220B} := 71.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad L_{S3X} := 5.2 \text{ m} \cdot 6 = 31.2 \text{ m}$$

$$g_{S3X} := M_{HE220B} \cdot L_{S3X} \cdot \gamma = 21.884 \text{ kN}$$

$$g_{tot.s} := g_{S3X} + g_{S2X} + g_{S1X} = 62.547 \text{ kN}$$

Vekt **Hulldekke:** (HD265)

$$\text{Spenncon.no } M_{HD265} := 371 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad A_{dekke} := 30 \text{ m} \cdot 20 \text{ m} = 600 \text{ m}^2$$

$$g_{tot.HD} := M_{HD265} \cdot A_{dekke} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 2183.7 \text{ kN}$$

Vekt **veggelement:**

$$M_{vegg.se} := 0.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad A_{vegg.1etg} := 30 \text{ m} \cdot 5.5 \text{ m} = 165 \text{ m}^2$$

$$q_{tot.vegg} := M_{vegg.se} \cdot A_{vegg.1etg} = 49.5 \text{ kN}$$

$$etg.1_{tot} := B_{tot} + g_{tot.b} + g_{tot.s} + g_{tot.HD} + q_{tot.vegg} = 5000.3 \text{ kN}$$

---

## Vekt 2.etg

Vekt stålbjelker: (2.etg)

**BII1-1 til BII1-8:** (HE160B)

$$M_{HE160B} := 42.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot \gamma \quad L_{BII1X} := 10.35 \text{ m} \cdot 16 = 165.6 \text{ m}$$

$$g_{BII1X} := M_{HE160B} \cdot L_{BII1X} = 69.2 \text{ kN}$$

**BII2-1 til BII2-8:** (HE100B)

$$M_{HE100B} := 20.4 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot \gamma \quad L_{BII2X} := 10 \text{ m} \cdot 8 = 80 \text{ m}$$

$$g_{BII2X} := M_{HE100B} \cdot L_{BII2X} = 16.01 \text{ kN}$$

$$g_{BII.tot} := g_{BII2X} + g_{BII1X} = 85.2 \text{ kN}$$

Vekt stålsøyler: (2.etg)

SII1-1 til SII1-8: (HE200B)

$$M_{HE200B} := 61.3 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot \gamma$$

$$L_{SII1X} := 6 \text{ m} \cdot 16 = 96 \text{ m}$$

$$g_{SII1X} := M_{HE200B} \cdot L_{SII1X} = 57.73 \text{ kN}$$

SII2-1 til SII2-8: (HUP50/5)

$$M_{HUP50.5} := 6.97 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot \gamma$$

$$L_{SII2X} := 3.16 \text{ m} \cdot 16 = 50.56 \text{ m}$$

$$g_{SII2X} := M_{HUP50.5} \cdot L_{SII2X} = 3.457 \text{ kN}$$

SII3-1 til SII3-8: (HUP50/4)

$$L_{SII3X} := 1.38 \text{ m} \cdot 16 = 22.08 \text{ m}$$

$$g_{SII3X} := M_{HUP50.5} \cdot L_{SII3X} = 1.51 \text{ kN}$$

SII4-1 til SII4-6: (HE180B)

$$M_{HE180B} := 51.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot \gamma$$

$$L_{SII4X} := 6 \text{ m} \cdot 6 = 36 \text{ m}$$

$$g_{SII4X} := M_{HE180B} \cdot L_{SII4X} = 18.082 \text{ kN}$$

$$g_{SII.tot} := g_{SII1X} + g_{SII2X} + g_{SII3X} + g_{SII4X} = 80.778 \text{ kN}$$

Vekt takelement:

(med takutstikk)

$$M_{tak} := 0.7 \frac{kN}{m^2}$$

$$A_{tak} := 22 \text{ m} \cdot 31 \text{ m} = 682 \text{ m}^2$$

$$g_{tak} := M_{tak} \cdot A_{tak} = 477.4 \text{ kN}$$

Vekt veggelement.

$$M_{vegg.se} := 0.3 \frac{kN}{m^2}$$

$$A_{vegg.2etg} := 60 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} + 40 \text{ m} \cdot 7.5 \text{ m} = 660 \text{ m}^2$$

$$q_{tot.vegg.2.etg} := M_{vegg.se} \cdot A_{vegg.2.etg} = 198 \text{ kN}$$

$$etg.2_{tot} := g_{BII.tot} + g_{SII.tot} + g_{tak} + q_{tot.vegg.2.etg} = 841.4 \text{ kN}$$

$$\frac{etg.1_{tot}}{\gamma} = 509.7 \text{ tonne}$$

$$etg.1_{tot} = 5000.325 \text{ kN}$$

$$\frac{etg.2_{tot}}{\gamma} = 85.8 \text{ tonne}$$

$$etg.2_{tot} = 841.394 \text{ kN}$$

$$bygg_{tot} := etg.1_{tot} + etg.2_{tot} = 5841.7 \text{ kN}$$

Nivå:	m <sub>i</sub>	z <sub>i</sub>	m <sub>i</sub> *z <sub>i</sub>	(m <sub>i</sub> *z <sub>i</sub> )/(Sum	f <sub>ix</sub>	f <sub>iy</sub>	f <sub>ir</sub>	M <sub>iz</sub>
1	1213,05	5,5	6671,775	0,71064972	770,983881	770,983881	1090,2788	1635,48927
2	452,75	6	2716,5	0,28935028	313,916119	313,916119	443,9211996	665,910734
Sum	1665,8	11,5	9388,275		1084,9	1084,9	1534,2	2301,4

## Snølast - NS EN 1991-1-3

Snølastens formfaktor:

Tabell 5.2

$$\mu_1 := 0.8$$

Takvinkel:  $15^\circ$

Karakteristisk verdi for snølast på mark:

Tabell NA.4.1(901)

$$S_{k,0} := 2.5 \quad S_k := 2.5 \frac{kN}{m^2} \text{ pga. høyde over havet}$$

Eksponeringskoeffisient:

Tabell 5.1

$$C_e := 1.0$$

Termisk koeffisient:

5.2(8)

$$C_t := 1.0$$

Tilfelle 1. Uten snødriv

5.2(3)P a)

$$s := \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k$$

$$s = 2 \frac{kN}{m^2}$$

Tilfelle 1. Med snødriv

Figur 5.3

$$s1 := 0.5 \cdot \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k$$

$$s1 = 1 \frac{kN}{m^2}$$

$$s2 := \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k$$

$$s2 = 2 \frac{kN}{m^2}$$

## Snølast

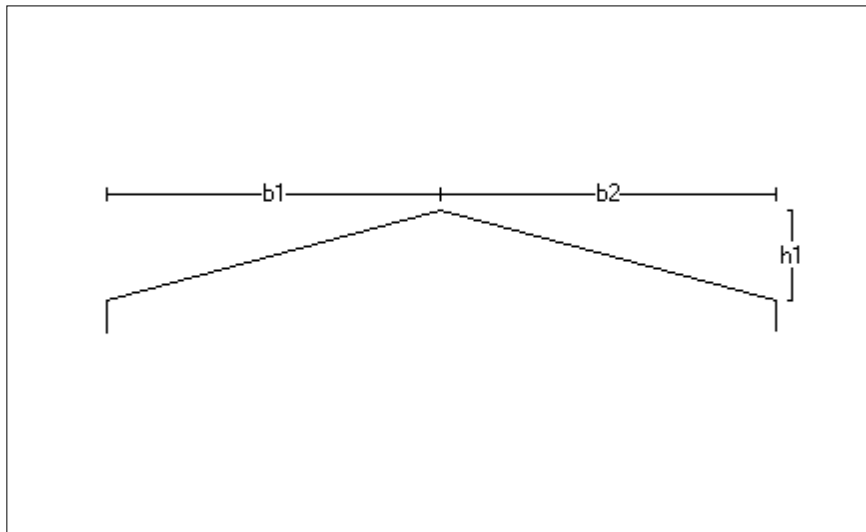
Tittel Bæresystem for næringsbygg		Side 1
Prosjekt Karakteristiske laster	Ordre 1	Sign ES
		Dato 11-02-2019

Dataprogram: LastBeregning versjon 6.2.4 Laget av Sletten Byggdata AS

Standard NS-EN 1991-1-3: Snølaster

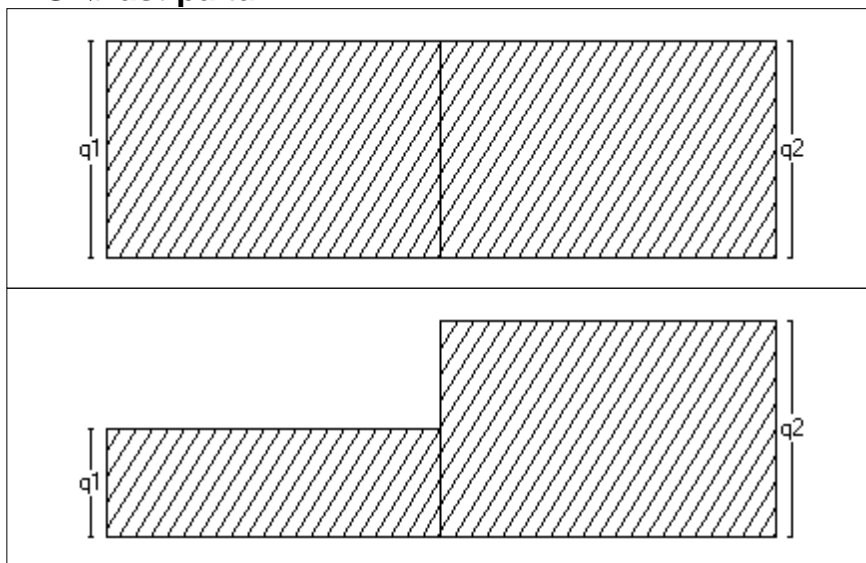
Data er lagret på fil: C:\Users\evenh\OneDrive\Skribord\BACHELOR\Beregninger\Snølast OS prog.sls

### 1. Geometri



b1	10000	mm
b2	10000	mm
h1	2680	mm

### 2. Snølast på tak



Last nr.:1		
q1	2,00	kN/m <sup>2</sup>
q2	2,00	kN/m <sup>2</sup>

Last nr.:2		
q1	1,00	kN/m <sup>2</sup>
q2	2,00	kN/m <sup>2</sup>

Det brukes snøfanger og minimum formfaktor er satt til 0.8

### 3. Snølastdata

Fylke	Hordaland
Kommune	Osterøy
Sted	Haus
Byggets plassering (moh)	10 moh
Eksponeringskoeffisient $C_e$	1
Termisk koeffisient $C_t$	1
Snølast, $S$ :	2,5 kN/m <sup>2</sup>

## Vindlast - NS EN 1991-1-4

Osterøy:  $V_{b,0} := 25 \frac{m}{s}$

Tabell NA.4 (901.1)

Terrengruhets kategori: II

Tabell NA.4.1

Høyde bygg:  $z := 14.6 m$

Vindhastighetstrykk: (q-kast)

V1 b), c)

$Q.kast_{24} := 0.92$

$Q.kast_{25} := 1.01$

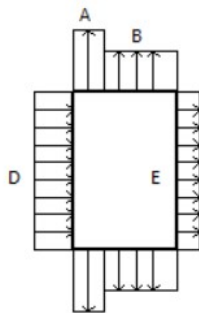
$Q.kast_{26} := 1.1$

Vindtrykk vegger (1):

Figur 7.5 / Tabell 7.1

$b := 30 m$      $d := 20 m$      $e := \min(b, 2 \cdot z)$      $e = 29.2 m$

"d" er mindre enn "e" som fører til ingen verdi for C



$\frac{z}{d} = 0.73$

Areal > 10  
kvadratmeter, benytter Cp.10

$C_a := -1.2$      $C_b := -0.8$      $C_c := 0$

$C_d := 0.7 + \frac{0.8 - 0.7}{1 - 0.25} \left( \frac{z}{d} - 0.25 \right)$      $C_d = 0.764$

$C_e := - \left( 0.3 + \frac{0.5 - 0.3}{1 - 0.25} \left( \frac{z}{d} - 0.25 \right) \right)$      $C_e = -0.428$

Terrengformfaktor:

$C_0(z) := 1.0$

Turbulensfaktor:

$K_l := 1.0$

"+" trykk  
"- " sug

$q_{vegg,a} := Q.kast_{25} \cdot C_a \cdot C_0(z) \cdot K_l$      $q_{vegg,a} = -1.212$

$q_{vegg,b} := Q.kast_{25} \cdot C_b \cdot C_0(z) \cdot K_l$      $q_{vegg,b} = -1.212$

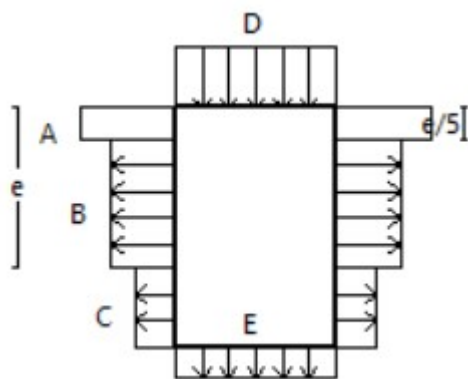
$q_{vegg,d} := Q.kast_{25} \cdot C_d \cdot C_0(z) \cdot K_l$      $q_{vegg,d} = 0.772$

$q_{vegg,e} := Q.kast_{25} \cdot C_e \cdot C_0(z) \cdot K_l$      $q_{vegg,e} = -0.432$



Vindtrykk vegger (2):

Figur 7.5 / Tabell 7.1



$$b_2 := 20 \text{ m}$$

$$d_2 := 30 \text{ m}$$

$$e_2 := \min(b_2, 2 \cdot z) \quad e_2 = 20 \text{ m}$$

"d2" er større enn "e" har C verdi.

$$\frac{z}{d_2} = 0.487$$

$$C_{a2} := -1.2 \quad C_{b2} := -0.8 \quad C_{c2} := -0.5$$

$$C_{d2} := 0.7 + \frac{0.8 - 0.7}{1 - 0.25} \left( \frac{z}{d_2} - 0.25 \right) \quad C_{d2} = 0.732$$

$$C_{e2} := - \left( 0.3 + \frac{0.5 - 0.3}{1 - 0.25} \left( \frac{z}{d_2} - 0.25 \right) \right) \quad C_{e2} = -0.363$$

$$q_{vegg.a2} := Q \cdot kast_{25} \cdot C_{a2} \cdot C_0(z) \cdot K_l \quad q_{vegg.a2} = -1.212$$

$$q_{vegg.b2} := Q \cdot kast_{25} \cdot C_{b2} \cdot C_0(z) \cdot K_l \quad q_{vegg.b2} = -0.808$$

$$q_{vegg.c2} := Q \cdot kast_{25} \cdot C_{c2} \cdot C_0(z) \cdot K_l \quad q_{vegg.c2} = -0.505$$

$$q_{vegg.d2} := Q \cdot kast_{25} \cdot C_{d2} \cdot C_0(z) \cdot K_l \quad q_{vegg.d2} = 0.739$$

$$q_{vegg.e2} := Q \cdot kast_{25} \cdot C_{e2} \cdot C_0(z) \cdot K_l \quad q_{vegg.e2} = -0.367$$

Innvendig vindtrykk:

7.2.9(6) Merknad 2

Det mest ugunstige av 0.2 og -0.3

Utvendig vindtrykk tak:

Formfaktorer saltak:

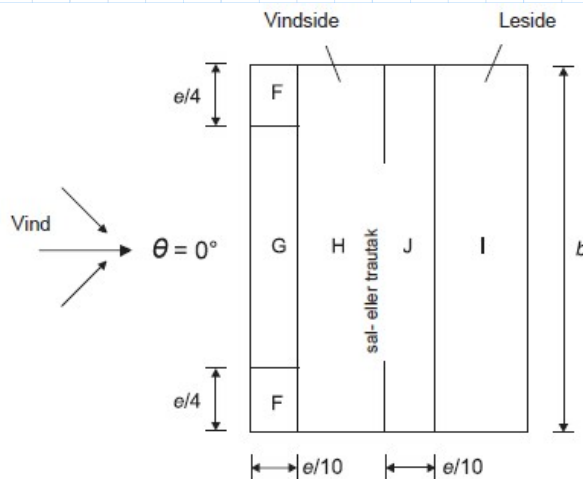
Figur 7.8 / tabell 7.4a

$$C_{F1} := -0.9 \quad C_{F2} := 0.2 \quad C_{G1} := -0.8 \quad C_{G2} := 0.2 \quad C_{H1} := -0.3$$

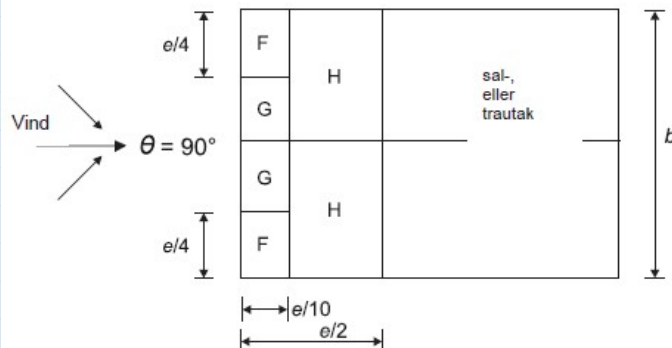
$$C_{H2} := 0.2 \quad C_{I1} := -0.4 \quad C_{I2} := 0.0 \quad C_{J1} := -1.0 \quad C_{J2} := 0.0$$

Når vinden treffer taket på langsiden er man nødt til å utføre beregninger for 4 forskjellige tilfeller. Dette er gjort i excel.

Cf1	Cf2	Cg1	Cg2	Ch1	Ch2	Ci1
-0,9	0,2	-0,8	0,2	-0,3	0,2	-0,4
Ci2	Cj1	Cj2				q.kast
0	-1	0				1,01
Alternativ 1			Alternativ 3			
q.kast	formfaktor	vindtrykk	q.kast	formfaktor	vindtrykk	
1,01	-0,9	-0,91	1,01	-0,9	-0,91	
1,01	-0,8	-0,81	1,01	-0,8	-0,81	
1,01	-0,3	-0,30	1,01	-0,3	-0,30	
1,01	-0,4	-0,40	1,01	0	0,00	
1,01	-1	-1,01	1,01	0	0,00	
Alternativ 2			Alternativ 4			
q.kast	formfaktor	vindtrykk	q.kast	formfaktor	vindtrykk	
1,01	0,2	0,20	1,01	0,2	0,20	
1,01	0,2	0,20	1,01	0,2	0,20	
1,01	0,2	0,20	1,01	0,2	0,20	
1,01	-0,4	-0,40	1,01	0	0,00	
1,01	-1	-1,01	1,01	0	0,00	



Utvendig vindtrykk med vind mot kortsiden av bygget: **Figur 7.8 / Tabell 7.4b**



Formfaktorer:

$$C_F := -1.3$$

$$C_G := -1.3$$

$$C_H := -0.6$$

$$C_I := -0.5$$

$$C_{tak.CF} := Q \cdot kast_{25} \cdot C_F$$

$$C_{tak.CF} = -1.313$$

$$C_{tak.CG} := Q \cdot kast_{25} \cdot C_G$$

$$C_{tak.CG} = -1.313$$

$$C_{tak.CH} := Q \cdot kast_{25} \cdot C_H$$

$$C_{tak.CH} = -0.606$$

$$C_{tak.CI} := Q \cdot kast_{25} \cdot C_I$$

$$C_{tak.CI} = -0.505$$

## Bacheloroppgave

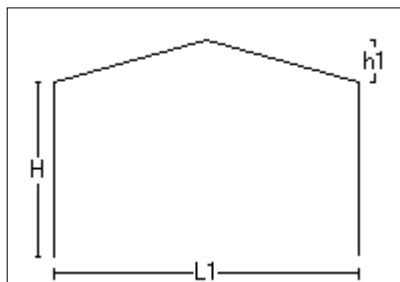
Tittel Vindlastberegninger		Side 1
Prosjekt Osterøy	Ordre	Sign
		Dato 18-02-2019

Dataprogram: LastBeregning versjon 6.2.4 Laget av Sletten Byggdata AS

Standard NS-EN 1991-1-4: Vindlaster

Data er lagret på fil: C:\Users\Håkon\Desktop\vindlastberegninger.sls

### 1. Geometri



h1 2679 mm  
H 11500 mm  
L1 20000 mm

Byggets lengde, L2: 30000 mm

Takvinkel : 15,00 (grader)

Vertikalsnitt

### 2. Vindhastighet

Fylke: Hordaland Kommune: Osterøy Referansevindhastighet: 25 m/s

Byggested, høyde over havet (m): 10 Calt: 1

Returperiode (år):50 Cprob: 1

Årstidsfaktoren, Cseason: 1 hele året

Vindretning (region): Bruker retningsfaktoren C-ret: 1

Basisvindhastighet: 25 m/s

Høyde Z over grunnivået: 14,179 m

#### BYGGSTEDETS TERRENGDATA

Terrengkategorikategori II: Landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær.

Terrengkategorifaktoren Kt: 0,19 Ruhetslengden Zo (m): 0,05 Zmin (m): 4 Vm (m/s): 26,83 Cr: 1,07

TOPOGRAFI: Ingen topografisk påvirkning.

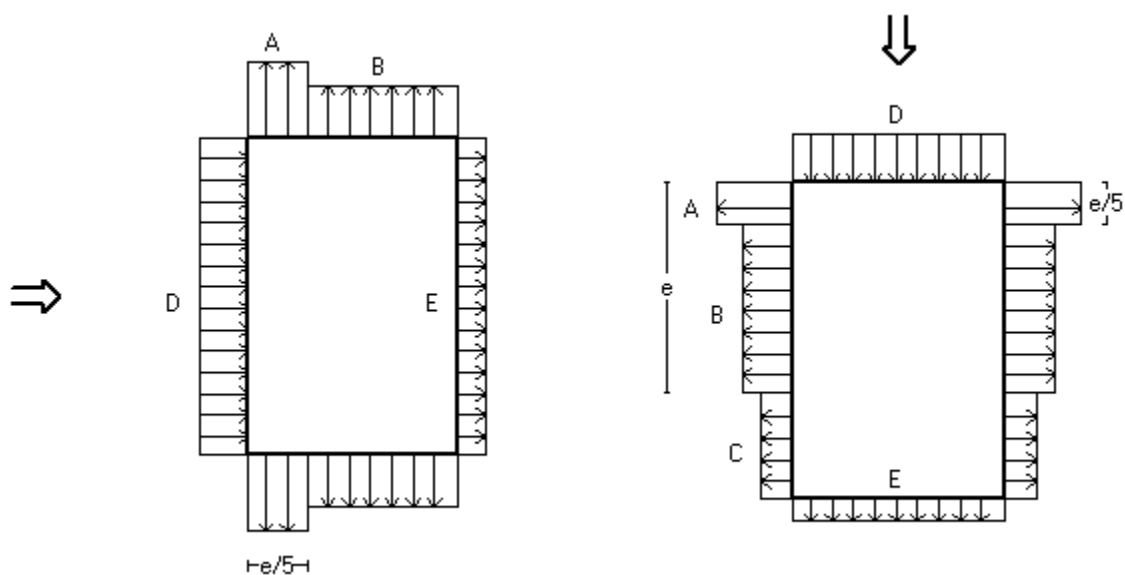
Terrengformfaktor Co(z): 1 Turbulensfaktor Ki: 1

Vkast: 40,14 m/s

Qkast: 1,007 kN/m<sup>2</sup>

### 3. Yttervegger

#### 3.1 Utvendig vindlast



Vindretning 0 grader.  $e=28358$  mm

Vindretning 90 grader.  $e=20000$  mm

##### Vindinnfallsretning på 0 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80		0,76	-0,42
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-1,21	-0,81		0,77	-0,43
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10		1,00	-0,42
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-1,41	-1,11		1,01	-0,43
Utstrekning (mm)	5672	14328		30000	30000

##### Vindinnfallsretning på 90 grader.

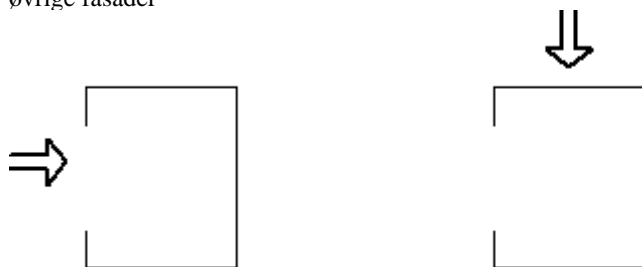
	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,73	-0,36
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-1,21	-0,81	-0,50	0,73	-0,36
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,36
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-1,41	-1,11	-0,50	1,01	-0,36
Utstrekning (mm)	4000	16000	10000	20000	20000

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.

#### 3.2 Innvendig vindlast

Bygning med dominerende vindfasade

$C_{pi} = 0.9 * C_{pe,10}$  (sone D) når åpningene i den dominerende vindfasaden er minst 3 ganger summen av åpningen i de øvrige fasader



	Overtrykk
Last(kN/m <sup>2</sup> )	0,69

	Undertrykk
Last(kN/m <sup>2</sup> )	-0,73

Tittel Vindlastberegninger		Side 3
Prosjekt Osterøy	Ordre	Sign Dato 18-02-2019

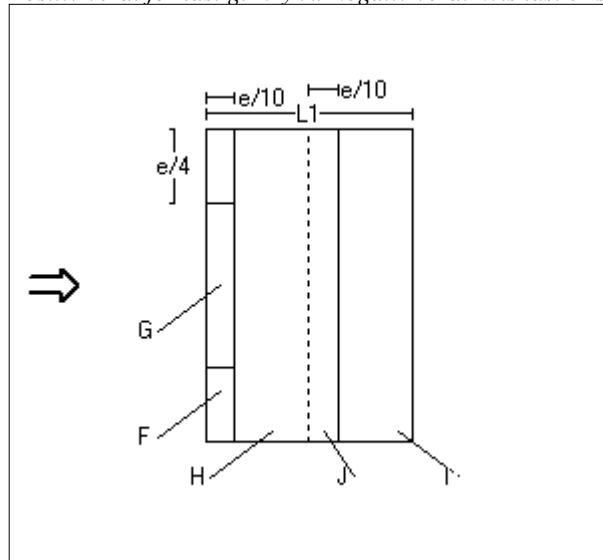
## 4 Overside av tak

Taktype: Saltak

L1=20000 mm L2=30000 mm

Cpe,10 Gjelder for hele bygget. (>=10m2)

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



### Utstrekning (mm)

e=28358

e/4=7090

e/10=2836

Alt.1. LO-side:Sug, LE-side:Sug

	Cpe,10	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon (mm)
F	-0,90	-0,91	7090x2836
G	-0,80	-0,81	15821x2836
H	-0,30	-0,30	30000x7164
I	-0,40	-0,40	30000x7164
J	-1,00	-1,01	30000x2836

Alt.2. LO-side:Sug, LE-side:Trykk

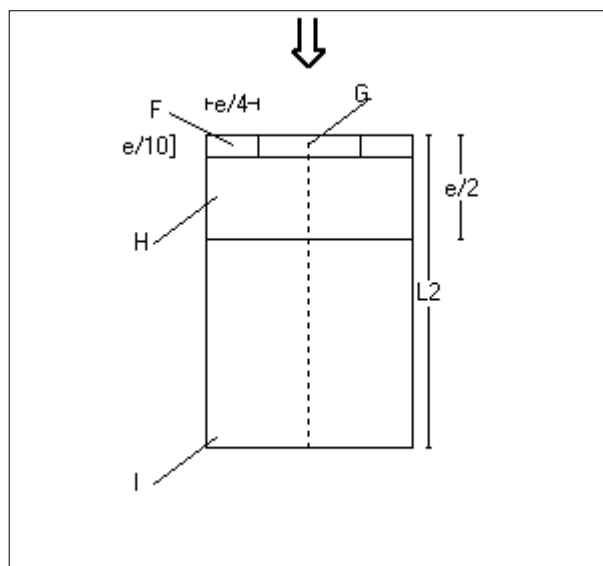
	Cpe,10	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon (mm)
F	-0,90	-0,91	7090x2836
G	-0,80	-0,81	15821x2836
H	-0,30	-0,30	30000x7164
I	0,00	0,00	30000x7164
J	0,00	0,00	30000x2836

Alt.3. LO-side:Trykk, LE-side:Sug

	Cpe,10	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon (mm)
F	0,20	0,20	7090x2836
G	0,20	0,20	15821x2836
H	0,20	0,20	30000x7164
I	-0,40	-0,40	30000x7164
J	-1,00	-1,01	30000x2836

Alt.4. LO-side:Trykk, LE-side:Trykk

	Cpe,10	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon (mm)
F	0,20	0,20	7090x2836
G	0,20	0,20	15821x2836
H	0,20	0,20	30000x7164
I	0,00	0,00	30000x7164
J	0,00	0,00	30000x2836



### Utstrekning (mm)

e=20000

e/4=5000

e/10=2000

	Cpe,10	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,30	-1,31	5000x2000
G	-1,30	-1,31	10000x2000
H	-0,60	-0,60	20000x8000
I	-0,50	-0,50	20000x20000

Tittel Vindlastberegninger		Side 4
Prosjekt Osterøy	Ordre	Sign Dato 18-02-2019

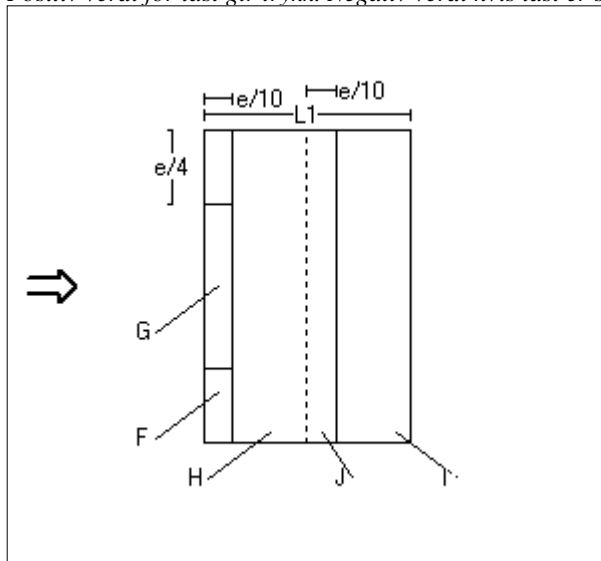
Taktype: Saltak

L1=20000 mm L2=30000 mm

$C_{pe,1}$  Gjelder for en lokal flate på 1m<sup>2</sup>. Benyttes ved dimensjonering av limfuger, spikring, båndstål o.l.

Interpoleringsformel for belastet areal A mellom 1 og 10 m<sup>2</sup> :  $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) * \log_{10} A$

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



#### Utstrekning (mm)

e=28358

e/4=7090

e/10=2836

#### Alt.1. LO-side:Sug, LE-side:Sug

	C <sub>pe,1</sub>	Last (kN/m <sup>2</sup> )	Hor.prosjeksjon(mm)
F	-2,00	-2,01	7090x2836
G	-1,50	-1,51	15821x2836
H	-0,30	-0,30	30000x7164
I	-0,40	-0,40	30000x7164
J	-1,50	-1,51	30000x2836

#### Alt.2. LO-side:Sug, LE-side:Trykk

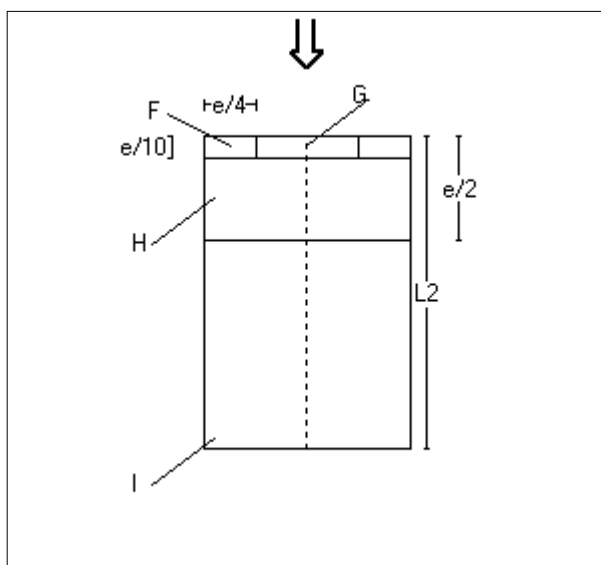
	C <sub>pe,1</sub>	Last (kN/m <sup>2</sup> )	Hor.prosjeksjon(mm)
F	-2,00	-2,01	7090x2836
G	-1,50	-1,51	15821x2836
H	-0,30	-0,30	30000x7164
I	0,00	0,00	30000x7164
J	0,00	0,00	30000x2836

#### Alt.3. LO-side:Trykk, LE-side:Sug

	C <sub>pe,1</sub>	Last (kN/m <sup>2</sup> )	Hor.prosjeksjon(mm)
F	0,20	0,20	7090x2836
G	0,20	0,20	15821x2836
H	0,20	0,20	30000x7164
I	-0,40	-0,40	30000x7164
J	-1,50	-1,51	30000x2836

#### Alt.4. LO-side:Trykk, LE-side:Trykk

	C <sub>pe,1</sub>	Last (kN/m <sup>2</sup> )	Hor.prosjeksjon(mm)
F	0,20	0,20	7090x2836
G	0,20	0,20	15821x2836
H	0,20	0,20	30000x7164
I	0,00	0,00	30000x7164
J	0,00	0,00	30000x2836



#### Utstrekning (mm)

e=20000

e/4=5000

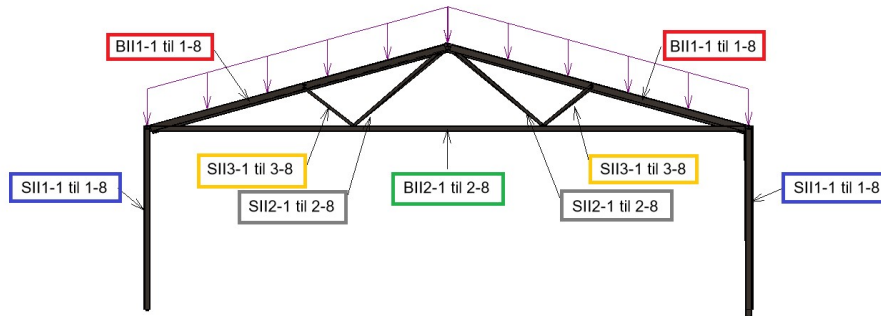
e/10=2000

	C <sub>pe,1</sub>	Last (kN/m <sup>2</sup> )	Hor.prosjeksjon(mm)
F	-2,00	-2,01	5000x2000
G	-2,00	-2,01	10000x2000
H	-1,20	-1,21	20000x8000
I	-0,50	-0,50	20000x20000

## Dimensjonering av bjelker og søyler i 2. etasjen

### Takkonstruksjon

Rammesystem:



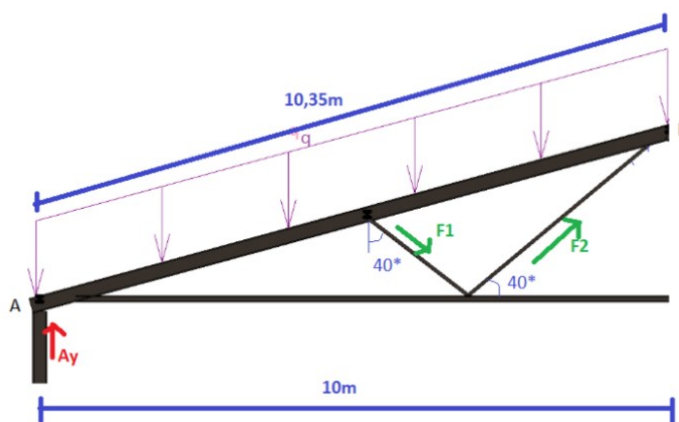
Takkonstruksjonen vil bestå av et saltak som vist i figuren. Alle knutepunktene regnes leddet som medfører at strekkraftene fra taket, må bli tatt opp av et strekkstag som går tverrs over takkonstruksjonen

For å få ned nedbøying på takbjelkene, har vi satt inn avstivning for å minske nedbøying for takbjelkene som vist i figuren under

### Lastfordeling

Alle vertikale laster vil bli tatt opp av opplagsreaksjonen i søylen som vist i figuren under. De avstivene kreftene vil kansellere hverandre ut

Snitter der takbjelkene møtes:





**Laster:**

$$\text{Snølast: } S_k := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{Se vedlegg snølast})$$

$$\text{Vindlast: } V_k := (0.2 + 0.3) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{Se vedlegg vindlast})$$

$$\text{Egenlast takplater: } g_k := 0.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{Verdi hentet fra Sintef Byggforsk: 471.031})$$

$$q_{tak.y} := 1.2 \cdot g_k + 1.5 \cdot S_k + 1.05 \cdot V_k \cdot \sin(15^\circ) = 3.976 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{Vertikal last})$$

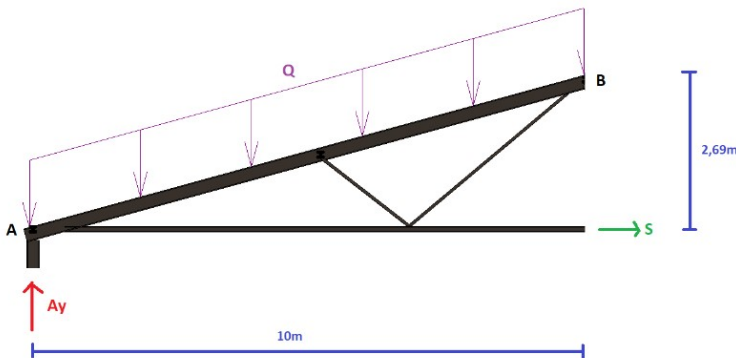
$$q_{tak.x} := 1.05 \cdot V_k \cdot \sin(15^\circ) = 0.136 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{Horizontal last})$$

Lastbredden for bjelken er 5 meter:

$$Q_{tak.y} := q_{tak.y} \cdot 5 \text{ m} = 19.879 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**Opplaggerreaksjon over søylen:**

$$A_y := Q_{tak.y} \cdot 10.35 \text{ m} = 205.752 \text{ kN}$$



Kan så finne strekkraften S ved å ta momentlikevekt om det øverste knutepunktet:

$$\Sigma M := 0$$

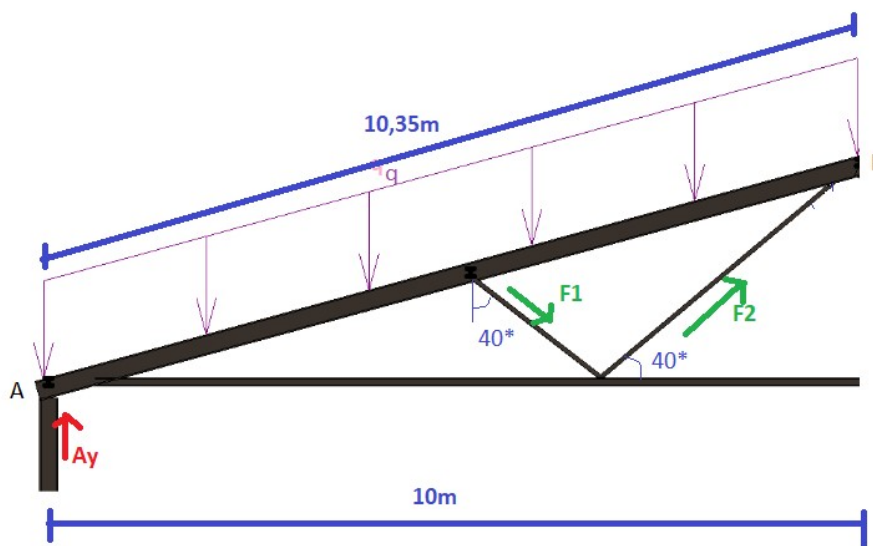
$$Q_{tak.y} \cdot \frac{(10.35 \text{ m})^2}{2} + S \cdot 2.69 \text{ m} - A_y \cdot 10 \text{ m}$$

kan løse for S:

$$S := \frac{A_y \cdot 10 \text{ m} - Q_{tak.y} \cdot \frac{(10.35 \text{ m})^2}{2}}{2.69 \text{ m}} = 369.053 \text{ kN}$$

Strekraften i strekkdrageren kan settes til  $S = 369.053 \text{ kN}$

## Lastfordeling avstivere



$$q := 19.879 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

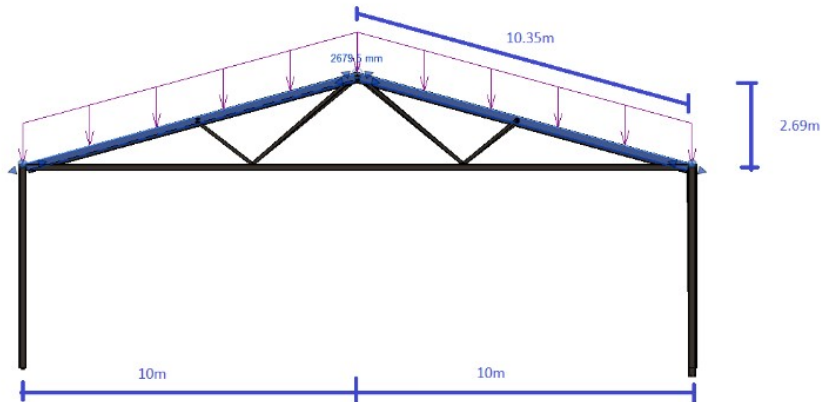
Opplaggerreaksjonen:  $A_y := 201.5 \text{ kN}$

Kan ta momentlikevakt om punktet B og løse for  $F_1$ :

$$F_1 := \frac{A_y \cdot 10 \text{ m} - q \cdot \frac{(10.35 \text{ m})^2}{2}}{\frac{10.35 \text{ m}}{2} \cdot \cos(40^\circ)} = 239.705 \text{ kN}$$

$$F_2 := F_1$$

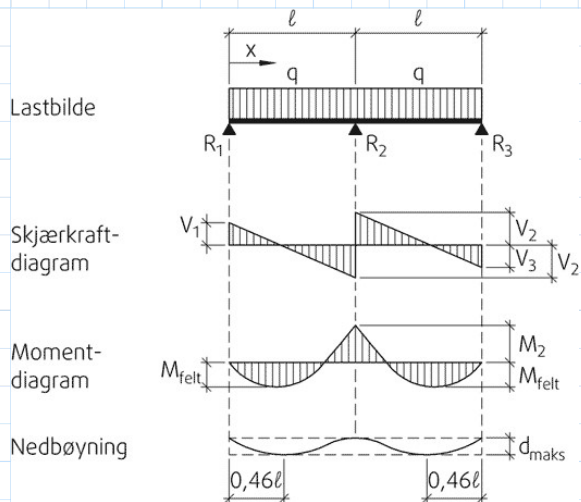
**BII1-1 til 1-8**



**Laster:**

$$Q_{tak.y} := 19.879 \frac{kN}{m}$$

Finder opptredene moment og skjærkraft ut ifra statikkformler for kontinuerlige bjelker "Stålkonstruksjoner: Profiler og formler 3. utgave"



$$M_{Ed} := 0.125 \cdot Q_{tak.y} \cdot (5.175 \text{ m})^2 = 66.547 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed} := \frac{1.25 \cdot Q_{tak.y} \cdot 5.175 \text{ m}}{2} = 64.296 \text{ kN}$$

### Materialdata HE160B

$$\begin{aligned} S_y &:= 177 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 & I_y &:= 24.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 & f_y &:= 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ W_{y.pl} &:= 2 \cdot S_y = (3.54 \cdot 10^5) \text{ mm}^3 & t_s &:= 8 \text{ mm} & \gamma_{M0} &:= 1.05 \\ g_{HE160B} &:= 416.8 \frac{\text{N}}{\text{m}} & A_{\text{tverrsnitt}} &:= 5.43 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 & E &:= 210000 \text{ MPa} \\ L_s &:= 5.175 \text{ m} & b &:= 160 \text{ mm} & t_f &:= 13 \text{ mm} \\ r &:= 15 \text{ mm} \end{aligned}$$

### 6.2.5 Momentkapasitet (elastisk)

$$(6.14) \quad M_{pl.Rd} := \frac{(W_{y.pl} \cdot f_y)}{1.05} = 119.686 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \frac{M_{Ed}}{M_{pl.Rd}} = 0.556 \quad \text{ok}$$

### 6.2.6 Skjærkapasitet (elastisk)

$$A_v := A_{\text{tverrsnitt}} - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_s + 2 \cdot r) \cdot t_f = 0.002 \text{ m}^2$$

$$V_{pl.Rd} := A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 344.332 \text{ kN} \quad \frac{V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} = 0.187 \quad \text{ok}$$

### Bruksgrense

Må også kontrollere for nedbøying

$$\text{Krav:} \quad \frac{L_s}{300} = 17.25 \text{ mm}$$

$$w := \frac{Q_{tak.y} \cdot L_s^4}{185 \cdot E \cdot I_y} = 14.738 \text{ mm}$$

### Utnyttelse

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl.Rd}} = 0.556 \quad \text{Bjelken blir ca. 75\% utnyttet}$$

HE160B har tilstrekkelig kapasitet

# BII1-1 til 1-8

Modul	Stålbjelke versjon 1.0.0
Standard	Beregnet med eurokode 0 EN 1990, eurokode 1 EN 1991-1-1 og EN 1991-1-2, og eurokode 3 EN 1993-1-1, EN 1993-1-2 og EN 1993-1-5 med norsk nasjonalt tillegg
Lisenseier	Høgskulen på Vestlandet

Laget av: \_\_\_\_\_ Dato: onsdag 15. mai 2019

Kontrollert av: \_\_\_\_\_ Dato: \_\_\_\_\_

## Geometri

### Tverrsnitt

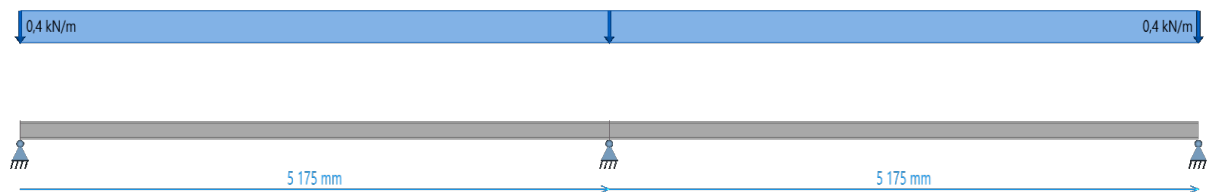
#### HE 160 B

Høyde	$h$	160 mm
Flensbredde	$b_f$	160 mm
Flenstykkelse	$t_f$	13,0 mm
Stegtykkelse	$t_s$	8,0 mm
Radius	$r_1$	15,0 mm
Radius	$r_2$	0,0 mm
Helningen til flensene	Helning	0,0 %

## Lasttilfeller

### Egenvekt

Kategori	Kategori	Egenvekt
Faktoren $\psi_0$	$\psi_0$	1,00
Faktoren $\psi_1$	$\psi_1$	1,00
Faktoren $\psi_2$	$\psi_2$	1,00
Dominerende lasttilfelle	Dominerende	Nei



### Linjelaster

Start stav	Slutt stav	$x_1$	$x_2$	$q_{z1}$	$q_{z2}$
		[mm]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]
1	2	0	0	0,4	0,4

Start stav : Staven linjelasten begynner på.

Slutt stav : Staven linjelasten slutter på.

$x_1$  : Avstand fra start staven.

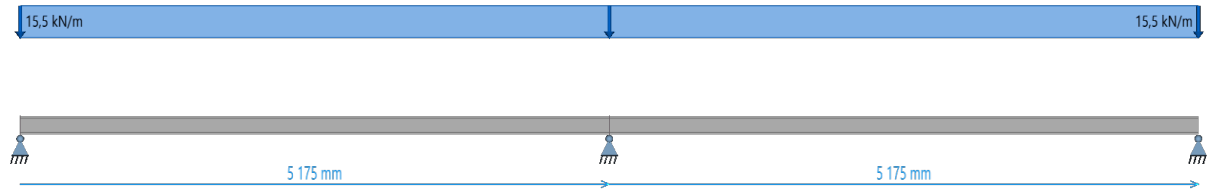
$x_2$  : Avstand fra slutt staven.

$q_{z1}$  : Last intensitet i starten i z-retning

$q_{z2}$  : Last intensitet i slutten i z-retning

### Lager

Kategori	Kategori	E: Lager
Faktoren $\psi_0$	$\psi_0$	1,00
Faktoren $\psi_1$	$\psi_1$	0,90
Faktoren $\psi_2$	$\psi_2$	0,80



### Linjelaster

Start stav	Slutt stav	$x_1$ [mm]	$x_2$ [mm]	$q_{z1}$ [kN/m]	$q_{z2}$ [kN/m]
1	2	0	0	15,5	15,5

## Sammendragresultater

Id	Klasse	Spenningskontroll			Global stabilitet
		U <sub>tn</sub>	U <sub>tnM</sub>	U <sub>tnV+V,b</sub>	U <sub>tnLT</sub>
1	1	0,66	0,66	0,22	0,82
2	1	0,66	0,66	0,22	0,82

Id : Staven sin id.

Klasse : Klassifisering av tverrsnitt (se EN 1993-1-1, tabell 5.2).

U<sub>tn</sub> : Største totale spenningsutnyttelse av alle lastkombinasjoner.

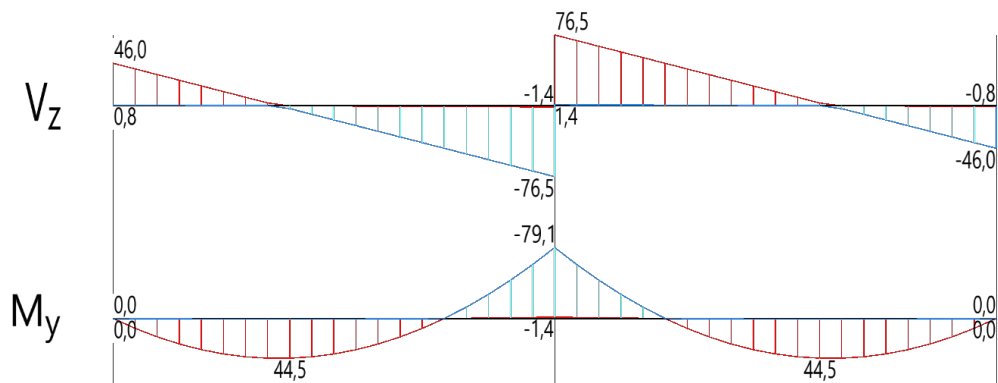
U<sub>tnM</sub> : Største samlet utnyttelse for moment av alle lastkombinasjoner.

U<sub>tnV+V,b</sub> : Største samlet utnyttelse for skjærkraft inkludert skjærknekking av alle lastkombinasjoner.

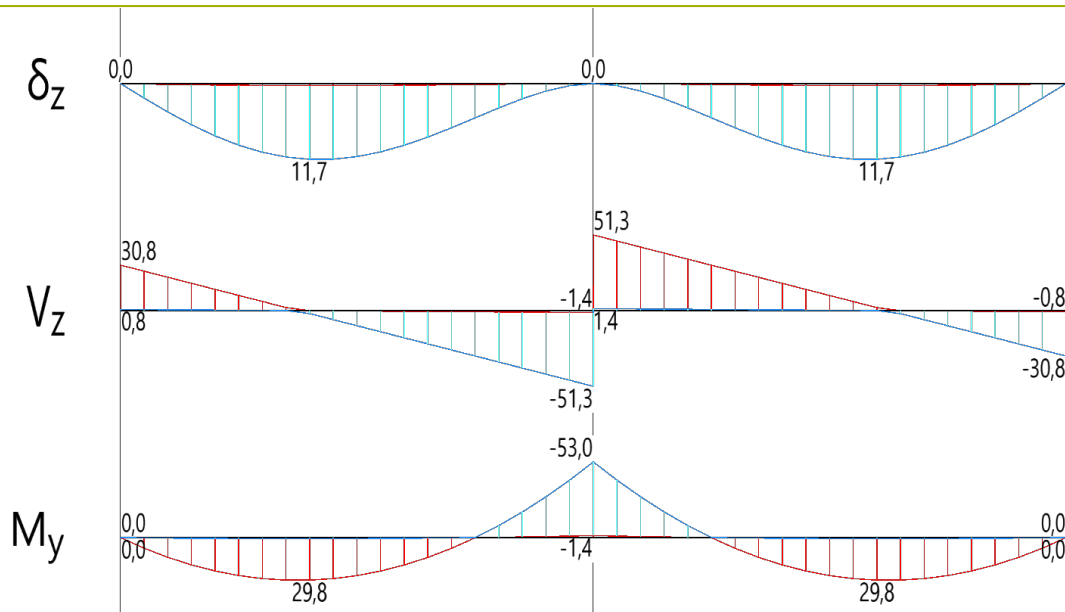
U<sub>tnLT</sub> : Største utnyttelse for vipping av alle lastkombinasjoner

## Statikkresultater

### - Bruddgrenseverdier -



### - Bruksgrenseverdier -



### Forskyvning

ID	$\delta_{z,max}$ [mm]	$\delta_{z,min}$ [mm]
1	11,7	0,0
2	11,7	0,0

## Spenningskontroll

### Bruddgrense

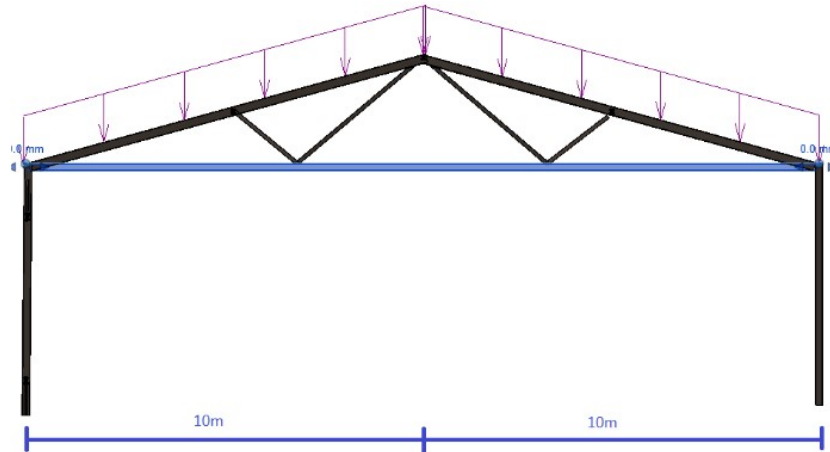
#### Sammendrag

Id	x [mm]	Klasse	Utnyttelse	$Utn_M$	$Utn_{V+V,b}$	$M_{y,Rd}$ [kNm]	$V_{Rd}$ [kN]
1	5 175	1	0,66	0,66	0,22	-120	-344
2	5 175	1	0,66	0,66	0,22	-120	344

- Id : Staven sin id.
- x : X-koordinaten til noden.
- Klasse : Klassifisering av tverrsnitt (se EN 1993-1-1, tabell 5.2).
- Utnyttelse : Total spenningsutnyttelse som tar hensyn til alle andre utnyttelser.
- $Utn_M$  : Samlet utnyttelse for moment.
- $Utn_{V+V,b}$  : Samlet utnyttelse for skjærkraft inkludert skjærknekking.
- $M_{y,Rd}$  : Momentkapasitet om horisontal akse.
- $V_{Rd}$  : Skjærkapasitet.



## BII2-1 til 2-8



### Laster:

$$S := 369.053 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := S$$

Forsøker med en HE100B-profil

$$\text{Egenlast: } g_{HE100B} := 200.1 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$\text{aksiallast (strek): } N_{Ed} := S = 369.053 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} := \frac{g_{HE100B} \cdot (10 \text{ m})^2}{8} = 2.501 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### Materialdata HE100B

$$S_y := 52.1 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad I_y := 4.5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$W_{y,pl} := 2 \cdot S_y = (1.042 \cdot 10^5) \text{ mm}^3 \quad t_s := 11 \text{ mm} \quad A := 2.6 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$g_{HE100B} = 200.1 \frac{\text{N}}{\text{m}} \quad L_s := 7 \text{ m} \quad E := 210000 \text{ MPa}$$

### 6.2.5 Momentkapasitet (elastisk)

$$M_{pl.Rd} := \frac{(W_{y.pl} \cdot f_y)}{1.05} = 35.23 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{pl.Rd} > M_{Ed} = 1 \quad \text{ok}$$

### 6.2.3 Strekkapasitet (elastisk)

$$N_{c.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{1.05} = 879.048 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c.Rd}} = 0.42$$

Bjelken vil bli 42% utnyttet ved full belastning

### Bruksgrense

Må også kontrollere for nedbøying

$$\text{Krav: } \frac{L_s}{300} = 23.333 \text{ mm}$$

$$w := \frac{g_{HE100B} \cdot L_s^4}{185 \cdot E \cdot I_y} = 2.748 \text{ mm} \quad \frac{L_s}{300} > w \quad \text{ok}$$

# BII2-1 til 2-8 (Strekk)

Modul	Ståltverrsnitt versjon 1.5.0 tverrsnitt
Standard	Beregnet med eurokode 3 EN 1993-1-1, EN 1993-1-2 og EN 1993-1-5 med norsk nasjonalt tillegg
Lisenseier	Høgskulen på Vestlandet

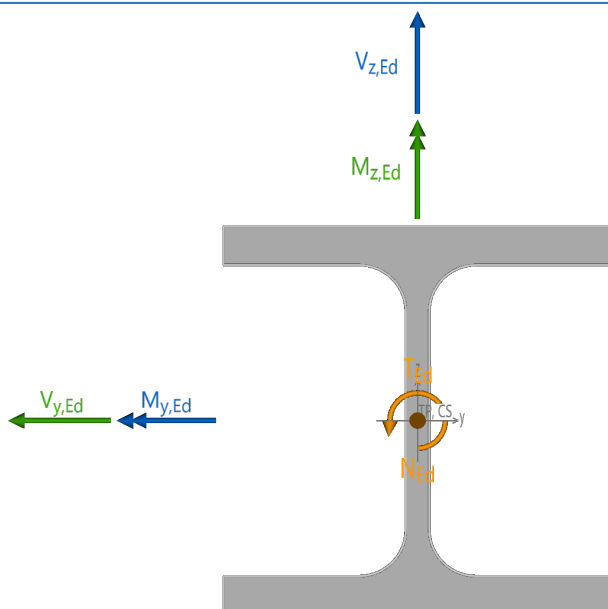
Laget av: \_\_\_\_\_ Dato: onsdag 15. mai 2019

Kontrollert av: \_\_\_\_\_ Dato: \_\_\_\_\_

## Geometri

Valgt tverrsnitt	Tverrsnitt	HE 100 B
<b>Tverrsnittsdata</b>		
Sveiset profil	Sveiset?	Nei
Areal	Areal	2 605 mm <sup>2</sup>
Egenvekt	Egenvekt	20,4 kg/m
Skjærareal i y'-retning	$A_{V,y'}$	1 700 mm <sup>2</sup>
Skjærareal i z'-retning	$A_{V,z'}$	905 mm <sup>2</sup>
Arealtreghetsmoment om lokal y'-akse	$I_{y'}$	4 496 669 mm <sup>4</sup>
Arealtreghetsmoment om lokal z'-akse	$I_{z'}$	1 672 785 mm <sup>4</sup>
Motstandsmoment om lokal z'-akse	$W_{z'}$	33 456 mm <sup>3</sup>
Plastisk motstandsmoment om lokal z'-akse	$W_{pl,z'}$	51 429 mm <sup>3</sup>
St. Venants torsjonskonstant	$I_T$	93 471 mm <sup>4</sup>
Hvelvingskonstant	$I_W$	3,38E+009 mm <sup>6</sup>

## Snittkrefter



## Krefter

Navn	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]	$V_{z,Ed}$ [kN]	$V_{y,Ed}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	$z_g$ [mm]	$M_{cr}$ [kNm]
Last	3	0	0	0	369	0	0	23

Navn : Navnet på settet med snittkrefter.

$M_{y,Ed}$  : Dimensjonerende moment om y-aksen. Virker om tyngdepunktet.

$M_{z,Ed}$  : Dimensjonerende moment om z-aksen. Virker om tyngdepunktet.

$V_{z,Ed}$  : Dimensjonerende skjærkraft i z-retning. Angriper i skjærsenteret.

$V_{y,Ed}$  : Dimensjonerende skjærkraft i y-retning. Angriper i skjærsenteret.

$N_{Ed}$  : Dimensjonerende normalkraft (Negativ ved trykk). Angriper i tyngdepunktet.

$T_{Ed}$  : Dimensjonerende torsjonsmoment. Virker om skjærsenteret.

$z_g$  : Avstanden fra skjærsenter til lastens angrepspunkt (se EN 1999-1-1, Tillegg I).

$M_{cr}$  : Det ideelle momentet for vipping.

## Spenningskontroll

### Sammendrag

Navn	Klasse	U <sub>tn</sub>	U <sub>tn<sub>M+N</sub></sub>	U <sub>tn<sub>V+T</sub></sub>	M <sub>y,Rd</sub> [kNm]	M <sub>z,Rd</sub> [kNm]	V <sub>z',Rd</sub> [kN]	V <sub>y',Rd</sub> [kN]	N <sub>Rd</sub> [kN]	T <sub>Rd</sub> [kNm]
Last	1	0,42	0,42	0,00	35	17	177	332	881	3

- Navn : Navnet på settet med snittkrefter.
- Klasse : Klassifisering av tverrsnitt (se EN 1993-1-1, tabell 5.2).
- U<sub>tn</sub> : Spenningsutnyttelse.
- U<sub>tn<sub>M+N</sub></sub> : Samlet utnyttelse for moment om begge akser og normalkraft.
- U<sub>tn<sub>V+T</sub></sub> : Samlet utnyttelse for skjærkraft og torsjon.
- M<sub>y,Rd</sub> : Momentkapasitet om horisontal akse.
- M<sub>z,Rd</sub> : Momentkapasitet om vertikal akse.
- V<sub>z',Rd</sub> : Kapasiteten for skjærkraft i lokal z'-retning.
- V<sub>y',Rd</sub> : Kapasiteten for skjærkraft i lokal y'-retning.
- N<sub>Rd</sub> : Normalkraftskapasiteten.
- T<sub>Rd</sub> : Torsjonskapasiteten.

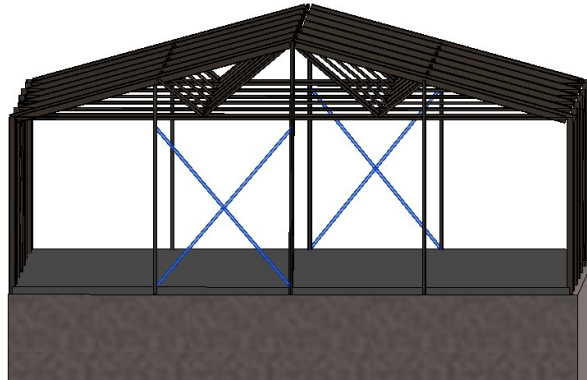
## Global stabilitet

### Sammendrag

Navn	Klasse	U <sub>tn<sub>1</sub></sub>	U <sub>tn<sub>2</sub></sub>	U <sub>tn<sub>LT</sub></sub>	U <sub>tn<sub>TF</sub></sub>	U <sub>tn<sub>F,y</sub></sub>	U <sub>tn<sub>F,z</sub></sub>	U <sub>tn<sub>T</sub></sub>
Last	1	-	-	-	-	-	-	-

- Navn : Navnet på settet med snittkrefter.
- Klasse : Klassifisering av tverrsnitt (se EN 1993-1-1, tabell 5.2).
- U<sub>tn<sub>1</sub></sub> : Utnyttelse for kombinert bøyning og aksialkraft.
- U<sub>tn<sub>2</sub></sub> : Utnyttelse for kombinert bøyning og aksialkraft.
- U<sub>tn<sub>LT</sub></sub> : Utnyttelse for vipping.
- U<sub>tn<sub>TF</sub></sub> : Utnyttelse for bøyetorsjonsknekking.
- U<sub>tn<sub>F,y</sub></sub> : Utnyttelse for bøyeknekking om y-aksen.
- U<sub>tn<sub>F,z</sub></sub> : Utnyttelse for bøyeknekking om z-aksen.
- U<sub>tn<sub>T</sub></sub> : Utnyttelse for torsjonsknekking.

## H1-1 til H1-2



Lastareal vegg:  $A_{vegg} := 6 \text{ m} \cdot 15 \text{ m} = 90 \text{ m}^2$

Lastareal tak:  $A_{tak} := 15 \text{ m} \cdot 10.35 \text{ m}$

Vindtrykk vegg:  $q_{vegg.d} := 0.772 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  (Se vedlegg om vindlast)

$$q_{vegg.e} := 0.432 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{vegg.tot} := 1.204 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindtrykk tak:  $q_{tak} := 0.2 \cdot \cos(15^\circ) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Seismisk påvirkning:  $F_s := \frac{319.1 \text{ kN}}{2}$  Verdi hentet fra kap 4.2.1 tab. 3

Resultantkraft:  $N_{Ed.x1} := q_{vegg.tot} \cdot A_{vegg} + q_{tak} \cdot A_{tak} + F_s = 297.902 \text{ kN}$

$$N_{Ed} := \frac{N_{Ed.x1}}{\sin(38.9^\circ)} = 474.394 \text{ kN} \quad A := 2.6 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

### Kontrollerer HE100B mot strekk

$$N_{pl.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{1.05} = 879.048 \text{ kN} \quad \frac{N_{Ed}}{N_{pl.Rd}} = 0.54$$

# H1-1 og H1-2

Modul	Ståltverrsnitt versjon 1.5.0 tverrsnitt
Standard	Beregnet med eurokode 3 EN 1993-1-1, EN 1993-1-2 og EN 1993-1-5 med norsk nasjonalt tillegg
Lisenseier	Høgskulen på Vestlandet

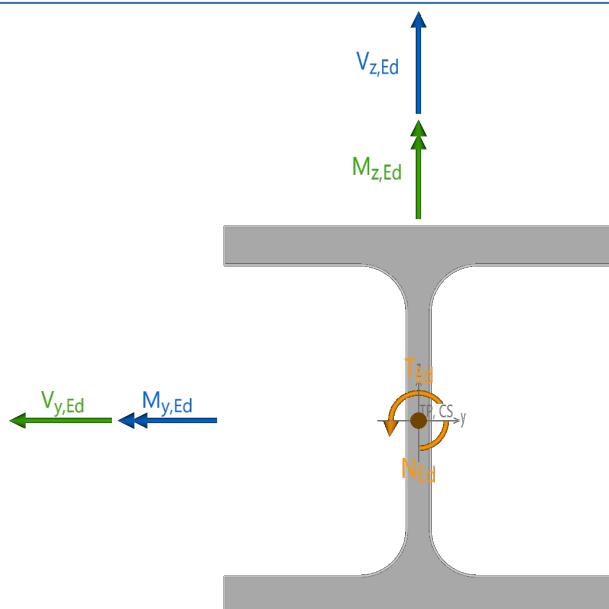
Laget av: \_\_\_\_\_ Dato: onsdag 15. mai 2019

Kontrollert av: \_\_\_\_\_ Dato: \_\_\_\_\_

## Geometri

Valgt tverrsnitt	Tverrsnitt	HE 100 B
<b>Tverrsnittsdata</b>		
Sveiset profil	Sveiset?	Nei
Areal	Areal	2 605 mm <sup>2</sup>
Egenvekt	Egenvekt	20,4 kg/m
Skjærareal i y'-retning	$A_{V,y'}$	1 700 mm <sup>2</sup>
Skjærareal i z'-retning	$A_{V,z'}$	905 mm <sup>2</sup>
Arealtreghetsmoment om lokal y'-akse	$I_{y'}$	4 496 669 mm <sup>4</sup>
Arealtreghetsmoment om lokal z'-akse	$I_{z'}$	1 672 785 mm <sup>4</sup>
Motstandsmoment om lokal z'-akse	$W_{z'}$	33 456 mm <sup>3</sup>
Plastisk motstandsmoment om lokal z'-akse	$W_{pl,z'}$	51 429 mm <sup>3</sup>
St. Venants torsjonskonstant	$I_T$	93 471 mm <sup>4</sup>
Hvelvingskonstant	$I_W$	3,38E+009 mm <sup>6</sup>

## Snittkrefter



## Krefter

Navn	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]	$V_{z,Ed}$ [kN]	$V_{y,Ed}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	$z_g$ [mm]	$M_{cr}$ [kNm]	
Last	0	0	0	0	0	474	0	0	20

Navn : Navnet på settet med snittkrefter.

$M_{y,Ed}$  : Dimensjonerende moment om y-aksen. Virker om tyngdepunktet.

$M_{z,Ed}$  : Dimensjonerende moment om z-aksen. Virker om tyngdepunktet.

$V_{z,Ed}$  : Dimensjonerende skjærkraft i z-retning. Angriper i skjærsenteret.

$V_{y,Ed}$  : Dimensjonerende skjærkraft i y-retning. Angriper i skjærsenteret.

$N_{Ed}$  : Dimensjonerende normalkraft (Negativ ved trykk). Angriper i tyngdepunktet.

$T_{Ed}$  : Dimensjonerende torsjonsmoment. Virker om skjærsenteret.

$z_g$  : Avstanden fra skjærsenter til lastens angrepspunkt (se EN 1999-1-1, Tillegg I).

$M_{cr}$  : Det ideelle momentet for vipping.



## Interaksjon

Navn	$k_c$	$C_{my, B}$	$C_{mz, B}$	$C_{mLT, B}$
Last	1,00	1,00	1,00	1,00

Navn : Navnet på settet med snittkrefter.

$k_c$  : Korreksjonsfaktor for relativ slankhet (se EN 1993-1-1, Tabell 6.6).

$C_{my, B}$  : Ekvivalent momentfaktor om y-akse (se EN 1993-1-1, Tillegg B).

$C_{mz, B}$  : Ekvivalent momentfaktor om z-akse (se EN 1993-1-1, Tillegg B).

$C_{mLT, B}$  : Ekvivalent momentfaktor for vipping (se EN 1993-1-1, Tillegg B).

## Spenningskontroll

### Sammendrag

Navn	Klasse	U <sub>tn</sub>	U <sub>tnM+N</sub>	U <sub>tnV+T</sub>	M <sub>y,Rd</sub> [kNm]	M <sub>z,Rd</sub> [kNm]	V <sub>z',Rd</sub> [kN]	V <sub>y',Rd</sub> [kN]	N <sub>Rd</sub> [kN]	T <sub>Rd</sub> [kNm]
Last	1	0,54	0,54	0,00	35	17	177	332	881	3

Navn : Navnet på settet med snittkrefter.

Klasse : Klassifisering av tverrsnitt (se EN 1993-1-1, tabell 5.2).

U<sub>tn</sub> : Spenningsutnyttelse.

U<sub>tnM+N</sub> : Samlet utnyttelse for moment om begge akser og normalkraft.

U<sub>tnV+T</sub> : Samlet utnyttelse for skjærkraft og torsjon.

M<sub>y,Rd</sub> : Momentkapasitet om horisontal akse.

M<sub>z,Rd</sub> : Momentkapasitet om vertikal akse.

V<sub>z',Rd</sub> : Kapasiteten for skjærkraft i lokal z'-retning.

V<sub>y',Rd</sub> : Kapasiteten for skjærkraft i lokal y'-retning.

N<sub>Rd</sub> : Normalkraftskapasiteten.

T<sub>Rd</sub> : Torsjonskapasiteten.

## Global stabilitet

### Sammendrag

Navn	Klasse	U <sub>tn1</sub>	U <sub>tn2</sub>	U <sub>tnLT</sub>	U <sub>tnTF</sub>	U <sub>tnF,y</sub>	U <sub>tnF,z</sub>	U <sub>tnT</sub>
Last	1	-	-	-	-	-	-	-

Navn : Navnet på settet med snittkrefter.

Klasse : Klassifisering av tverrsnitt (se EN 1993-1-1, tabell 5.2).

U<sub>tn1</sub> : Utnyttelse for kombinert bøyning og aksialkraft.

U<sub>tn2</sub> : Utnyttelse for kombinert bøyning og aksialkraft.

U<sub>tnLT</sub> : Utnyttelse for vipping.

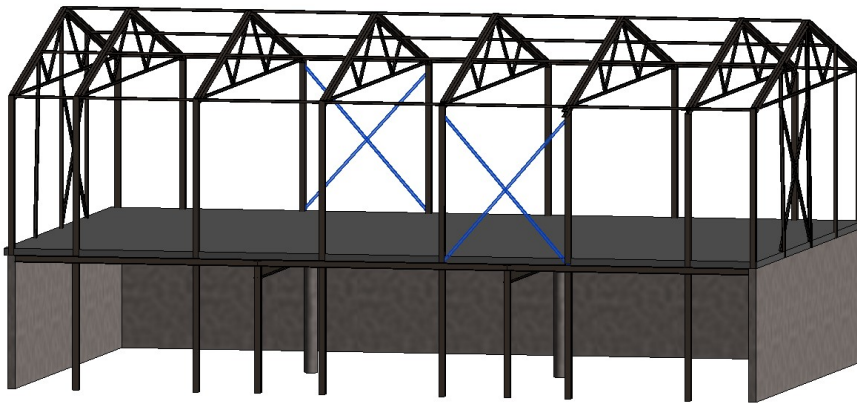
U<sub>tnTF</sub> : Utnyttelse for bøyetorsjonsknekking.

U<sub>tnF,y</sub> : Utnyttelse for bøyeknekking om y-aksen.

U<sub>tnF,z</sub> : Utnyttelse for bøyeknekking om z-aksen.

U<sub>tnT</sub> : Utnyttelse for torsjonsknekking.

## Aksiallast langs kortsiden av bygget



$$\text{Lastareal: } A_{vegg} := 73.4 \text{ m}^2 \quad A_{tak} := 155.25 \text{ m}^2$$

$$\text{Vindtrykk: } q_{vegg.d1} := 0.772 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad q_{tak} := 0.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Seismisk p avirkning: } F_s := \frac{319.1 \text{ kN}}{2} \quad (\text{Halve lasten tas opp i hver av avstivningskryssene})$$

$$\text{Resultantkraft: } N_{Ed.x2} := q_{vegg.d1} \cdot A_{vegg} + q_{tak} \cdot A_{tak} + F_s = 247.265 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := \frac{N_{Ed.x2}}{\sin(38.95^\circ)} = 393.332 \text{ kN}$$

### Kontrollerer HE100B mot strekk

$$A := 2.6 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$N_{pl.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{1.05} = 879.048 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl.Rd}} = 0.447 \quad \text{ok!}$$

# H1-3 og H1-4

Modul	Ståltverrsnitt versjon 1.5.0 tverrsnitt
Standard	Beregnet med eurokode 3 EN 1993-1-1, EN 1993-1-2 og EN 1993-1-5 med norsk nasjonalt tillegg
Lisenseier	Høgskulen på Vestlandet

Laget av: \_\_\_\_\_ Dato: onsdag 15. mai 2019

Kontrollert av: \_\_\_\_\_ Dato: \_\_\_\_\_

## Geometri

Valgt tverrsnitt	Tverrsnitt	HE 100 B
<b>Tverrsnittsdata</b>		
Sveiset profil	Sveiset?	Nei
Areal	Areal	2 605 mm <sup>2</sup>
Egenvekt	Egenvekt	20,4 kg/m
Skjærareal i y'-retning	$A_{V,y'}$	1 700 mm <sup>2</sup>
Skjærareal i z'-retning	$A_{V,z'}$	905 mm <sup>2</sup>
Arealtreghetsmoment om lokal y'-akse	$I_{y'}$	4 496 669 mm <sup>4</sup>
Arealtreghetsmoment om lokal z'-akse	$I_{z'}$	1 672 785 mm <sup>4</sup>
Motstandsmoment om lokal z'-akse	$W_{z'}$	33 456 mm <sup>3</sup>
Plastisk motstandsmoment om lokal z'-akse	$W_{pl,z'}$	51 429 mm <sup>3</sup>
St. Venants torsjonskonstant	$I_T$	93 471 mm <sup>4</sup>
Hvelvingskonstant	$I_W$	3,38E+009 mm <sup>6</sup>

## Snittkrefter

### Krefter

Navn	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]	$V_{z,Ed}$ [kN]	$V_{y,Ed}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	$z_g$ [mm]	$M_{cr}$ [kNm]
Last	0	0	0	0	393	0	0	20

Navn : Navnet på settet med snittkrefter.

$M_{y,Ed}$  : Dimensjonerende moment om y-aksen. Virker om tyngdepunktet.

$M_{z,Ed}$  : Dimensjonerende moment om z-aksen. Virker om tyngdepunktet.

$V_{z,Ed}$  : Dimensjonerende skjærkraft i z-retning. Angriper i skjærsenteret.

$V_{y,Ed}$  : Dimensjonerende skjærkraft i y-retning. Angriper i skjærsenteret.

$N_{Ed}$  : Dimensjonerende normalkraft (Negativ ved trykk). Angriper i tyngdepunktet.

$T_{Ed}$  : Dimensjonerende torsjonsmoment. Virker om skjærsenteret.

$z_g$  : Avstanden fra skjærsenter til lastens angrepspunkt (se EN 1999-1-1, Tillegg I).

$M_{cr}$  : Det ideelle momentet for vipning.

## Spenningskontroll

### Sammendrag

Navn	Klasse	U <sub>tn</sub>	U <sub>tn<sub>M+N</sub></sub>	U <sub>tn<sub>V+T</sub></sub>	M <sub>y,Rd</sub> [kNm]	M <sub>z,Rd</sub> [kNm]	V <sub>z',Rd</sub> [kN]	V <sub>y',Rd</sub> [kN]	N <sub>Rd</sub> [kN]	T <sub>Rd</sub> [kNm]
Last	1	0,45	0,45	0,00	35	17	177	332	881	3

- Navn : Navnet på settet med snittkrefter.
- Klasse : Klassifisering av tverrsnitt (se EN 1993-1-1, tabell 5.2).
- U<sub>tn</sub> : Spenningsutnyttelse.
- U<sub>tn<sub>M+N</sub></sub> : Samlet utnyttelse for moment om begge akser og normalkraft.
- U<sub>tn<sub>V+T</sub></sub> : Samlet utnyttelse for skjærkraft og torsjon.
- M<sub>y,Rd</sub> : Momentkapasitet om horisontal akse.
- M<sub>z,Rd</sub> : Momentkapasitet om vertikal akse.
- V<sub>z',Rd</sub> : Kapasiteten for skjærkraft i lokal z'-retning.
- V<sub>y',Rd</sub> : Kapasiteten for skjærkraft i lokal y'-retning.
- N<sub>Rd</sub> : Normalkraftskapasiteten.
- T<sub>Rd</sub> : Torsjonskapasiteten.

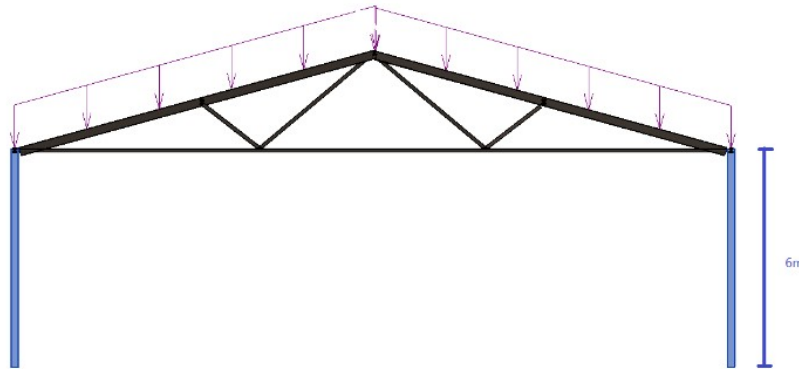
## Global stabilitet

### Sammendrag

Navn	Klasse	U <sub>tn<sub>1</sub></sub>	U <sub>tn<sub>2</sub></sub>	U <sub>tn<sub>LT</sub></sub>	U <sub>tn<sub>TF</sub></sub>	U <sub>tn<sub>F,y</sub></sub>	U <sub>tn<sub>F,z</sub></sub>	U <sub>tn<sub>T</sub></sub>
Last	1	-	-	-	-	-	-	-

- Navn : Navnet på settet med snittkrefter.
- Klasse : Klassifisering av tverrsnitt (se EN 1993-1-1, tabell 5.2).
- U<sub>tn<sub>1</sub></sub> : Utnyttelse for kombinert bøyning og aksialkraft.
- U<sub>tn<sub>2</sub></sub> : Utnyttelse for kombinert bøyning og aksialkraft.
- U<sub>tn<sub>LT</sub></sub> : Utnyttelse for vipping.
- U<sub>tn<sub>TF</sub></sub> : Utnyttelse for bøyetorsjonsknekking.
- U<sub>tn<sub>F,y</sub></sub> : Utnyttelse for bøyeknekking om y-aksen.
- U<sub>tn<sub>F,z</sub></sub> : Utnyttelse for bøyeknekking om z-aksen.
- U<sub>tn<sub>T</sub></sub> : Utnyttelse for torsjonsknekking.

### SII1-1 til 1-8



Basert på NS-EN 1993 1-1

Lastareal:

$$A_l := 5 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} = 30 \text{ m}^2 \quad g_{HE160B} := 416.8 \frac{\text{N}}{\text{m}} \quad g_{HE100B} := 200.1 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

Laster fra tak:

$$Q_{tak.y} := 19.879 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{Se vedlegg lastfordeling})$$

$$N_{Ed.tak} := Q_{tak.y} \cdot 10.35 \text{ m} + 1.2 \cdot g_{HE160B} \cdot 10.35 \text{ m} + 1.2 \cdot g_{HE100B} \cdot 10 \text{ m} = 213.326 \text{ kN}$$

$$\text{Egenlast sandwichelement: } g_{vegg} := 0.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{Sintef Byggforsk 471.031})$$

$$N_{Ed} := N_{Ed.tak} + 1.2 \cdot g_{vegg} \cdot A_l + 393 \text{ kN} \cdot \cos(38.9^\circ) = 529.975 \text{ kN}$$

Lastscenario på søyle: Aksiallast kombinert med bøying fra vind

Bøying fra vindlast om sterk akse:

$$q_{vegg.d1} := 1.204 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{Se vedlegg vindlast})$$

$$M_{Ed.y} := \frac{(q_{vegg.d1} \cdot 5 \text{ m}) \cdot (6 \text{ m})^2}{8} = 27.09 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### Materialdata: HE200B

$$I_y := 57 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad A_{\text{tverrsnitt}} := 7.81 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad S_y := 321 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$I_z := 20 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad W_{y.pl} := 2 \cdot S_y = (6.42 \cdot 10^5) \text{ mm}^3 \quad \gamma_{M0} := 1.05$$

$$E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_{M1} := 1.05$$

$$L_{cr} := 6000 \text{ mm} \quad h := 200 \text{ mm} \quad L_{stav} := 6 \text{ m}$$

$$t_f := 15 \text{ mm} \quad g_{HE200B} := 601.2 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$\alpha_y := 0.34 \quad \alpha_z := 0.49 \quad \text{6.3.2.2 Knekkurver for vipping (tabell 6.4)}$$

$$\alpha_{LT} := 0.34$$

### Kapasitet søyle

$$\text{Momentkapasitet:} \quad M_{y.Rd} := \frac{(W_{y.pl} \cdot f_y)}{\gamma_{M0}} = 217.057 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Trykkapasitet:} \quad N_{c.Rd} := \frac{(A_{\text{tverrsnitt}} \cdot f_y)}{\gamma_{M0}} = (2.641 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$M_{y.Rd} > M_{Ed.y} = 1 \quad N_{c.Rd} > N_{Ed} = 1$$

$$k_U := \frac{M_{Ed.y}}{M_{y.Rd}} + \frac{N_{Ed}}{N_{c.Rd}} \quad k_U < 1 = 1$$

Ser at søylen ikke vil knekke, men ettersom at søylen blir påkjent av både bøyning + Aksiallast, må vi kontrollere søylen for interaksjonsformelene 6.3.3(4):

$$c := h - 2 \cdot t_f = 170 \text{ mm} \quad \varepsilon := 0.81$$

Tabell 5.2  $\frac{c}{t_f \cdot \varepsilon} = 13.992 < 33$  Tv.kl 1

$$i_y := 85.4 \text{ mm} \quad i_z := 50.7 \text{ mm}$$

6.3.1.3 (1)  $\lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon$

$$(6.50) \quad \lambda_y := \frac{L_{stav}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.924$$

$$\lambda_z := \frac{L_{stav}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1.556$$

$$\phi_y := 0.5 \cdot (1 + \alpha_y \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2) = 1.05 \quad [6.3.1.2(1)]$$

$$\chi_y := \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} = 0.646 \quad (6.49)$$

$$\phi_z := 0.5 \cdot (1 + \alpha_z \cdot (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2) = 2.043 \quad [6.3.1.2(1)]$$

$$\chi_z := \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2}} = 0.297 \quad (6.49)$$

$$I_t := 595 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$$

$$I_w := 171.1 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$$

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

$$k := 1.0$$

$$k_w := 1$$

$$C1 := 1.0$$

$$C2 := 1.0$$

$$G := 81000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$z_g := 0$$

$$M_{cr} := C1 \cdot \left( \frac{\pi}{k \cdot L} \right)^2 \cdot E \cdot I_z \cdot \left( \sqrt{\left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \left( \frac{k \cdot L}{\pi} \right)^2 \cdot \frac{G \cdot I_t}{E \cdot I_z}} \right)$$

$$M_{cr} = 258.528 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$6.3.2.2 \quad \lambda_{LT} := \sqrt{\frac{W_{y.pl} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0.939$$



$$6.3.2.3 \quad \beta := 0.75 \quad \lambda_{LT,0} := 0.4$$

$$\text{Tabell 6.4} \quad \alpha_{LT} := 0.21$$

$$6.3.2.3 \quad \phi_{LT} := 0.5 \cdot \left( 1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2 \right) = 0.887$$

$$\chi_{LT} := \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \lambda_{LT}^2}} = 0.805$$

$$N_{Rk} := f_y \cdot A_{\text{tverrsnitt}} = (2.773 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$C_{my} := 1.0 \quad \gamma_{m0} := 1.05 \quad \gamma_{m1} := 1.05 \quad C_{mLT} := 1.0$$

$$\text{Tab B.2} \quad k_{yy} := C_{my} \cdot \left( 1 + (\lambda_y - 0.2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{m1}}} \right) = 1.225$$

$$k_{zy} := 1 - \frac{0.1 \cdot \lambda_z}{(C_{mLT} - 0.25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{m1}}} = 0.936$$

$$M_{yRd} := \frac{W_{y,pl} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 217.057 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$(6.61) \quad alt1 := \frac{N_{Ed}}{\left( \frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{m1}} \right)} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{yRd}}{\gamma_{m1}}} = 0.51 \quad \text{OK}$$

$$(6.62) \quad alt2 := \frac{N_{Ed}}{\left( \frac{\chi_z \cdot N_{Rk}}{\gamma_{m1}} \right)} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{yRd}}{\gamma_{m1}}} = 0.83 \quad \text{OK}$$

Søyla har god nok kapasitet til å tåle kombinert bøyning og aksialkraft.

# SII1-1 til 1-8

Modul	Ståltverrsnitt versjon 1.5.0 tverrsnitt
Standard	Beregnet med eurokode 3 EN 1993-1-1, EN 1993-1-2 og EN 1993-1-5 med norsk nasjonalt tillegg
Lisenseier	Høgskulen på Vestlandet

Laget av: \_\_\_\_\_ Dato: onsdag 15. mai 2019

Kontrollert av: \_\_\_\_\_ Dato: \_\_\_\_\_

## Geometri

Valgt tverrsnitt	Tverrsnitt	HE 200 B
<b>Tverrsnittsdata</b>		
Sveiset profil	Sveiset?	Nei
Areal	Areal	7 810 mm <sup>2</sup>
Egenvekt	Egenvekt	61,3 kg/m
Skjærareal i y'-retning	$A_{V,y'}$	5 325 mm <sup>2</sup>
Skjærareal i z'-retning	$A_{V,z'}$	2 485 mm <sup>2</sup>
Arealtreghetsmoment om lokal y'-akse	$I_{y'}$	56 974 963 mm <sup>4</sup>
Arealtreghetsmoment om lokal z'-akse	$I_{z'}$	20 034 014 mm <sup>4</sup>
Motstandsmoment om lokal z'-akse	$W_{z'}$	200 340 mm <sup>3</sup>
Plastisk motstandsmoment om lokal z'-akse	$W_{pl,z'}$	305 836 mm <sup>3</sup>
St. Venants torsjonskonstant	$I_T$	597 847 mm <sup>4</sup>
Hvelvingskonstant	$I_W$	1,71E+011 mm <sup>6</sup>

## Snittkrefter

### Krefter

Navn	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]	$V_{z,Ed}$ [kN]	$V_{y,Ed}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	$z_g$ [mm]	$M_{cr}$ [kNm]
-Last	27	0	0	0	-531	0	0	259

Navn : Navnet på settet med snittkrefter.

$M_{y,Ed}$  : Dimensjonerende moment om y-aksen. Virker om tyngdepunktet.

$M_{z,Ed}$  : Dimensjonerende moment om z-aksen. Virker om tyngdepunktet.

$V_{z,Ed}$  : Dimensjonerende skjærkraft i z-retning. Angriper i skjærsenteret.

$V_{y,Ed}$  : Dimensjonerende skjærkraft i y-retning. Angriper i skjærsenteret.

$N_{Ed}$  : Dimensjonerende normalkraft (Negativ ved trykk). Angriper i tyngdepunktet.

$T_{Ed}$  : Dimensjonerende torsjonsmoment. Virker om skjærsenteret.

$z_g$  : Avstanden fra skjærsenter til lastens angrepspunkt (se EN 1999-1-1, Tillegg I).

$M_{cr}$  : Det ideelle momentet for vipning.

## Spenningskontroll

### Sammendrag

Navn	Klasse	U <sub>tn</sub>	U <sub>tn<sub>M+N</sub></sub>	U <sub>tn<sub>V+T</sub></sub>	M <sub>y,Rd</sub> [kNm]	M <sub>z,Rd</sub> [kNm]	V <sub>z',Rd</sub> [kN]	V <sub>y',Rd</sub> [kN]	N <sub>Rd</sub> [kN]	T <sub>Rd</sub> [kNm]
-Last	1	0,20	0,20	0,00	217	103	485	1 039	-2 641	13

Navn : Navnet på settet med snittkrefter.

Klasse : Klassifisering av tverrsnitt (se EN 1993-1-1, tabell 5.2).

U<sub>tn</sub> : Spenningsutnyttelse.

U<sub>tn<sub>M+N</sub></sub> : Samlet utnyttelse for moment om begge akser og normalkraft.

U<sub>tn<sub>V+T</sub></sub> : Samlet utnyttelse for skjærkraft og torsjon.

M<sub>y,Rd</sub> : Momentkapasitet om horisontal akse.

M<sub>z,Rd</sub> : Momentkapasitet om vertikal akse.

V<sub>z',Rd</sub> : Kapasiteten for skjærkraft i lokal z'-retning.

V<sub>y',Rd</sub> : Kapasiteten for skjærkraft i lokal y'-retning.

N<sub>Rd</sub> : Normalkraftskapasiteten.

T<sub>Rd</sub> : Torsjonskapasiteten.

## Global stabilitet

### Sammendrag

Navn	Klasse	U <sub>tn<sub>1</sub></sub>	U <sub>tn<sub>2</sub></sub>	U <sub>tn<sub>LT</sub></sub>	U <sub>tn<sub>TF</sub></sub>	U <sub>tn<sub>F,y</sub></sub>	U <sub>tn<sub>F,z</sub></sub>	U <sub>tn<sub>T</sub></sub>
-Last	1	0,52	0,83	-	-	0,31	0,67	0,27

Navn : Navnet på settet med snittkrefter.

Klasse : Klassifisering av tverrsnitt (se EN 1993-1-1, tabell 5.2).

U<sub>tn<sub>1</sub></sub> : Utnyttelse for kombinert bøyning og aksialkraft.

U<sub>tn<sub>2</sub></sub> : Utnyttelse for kombinert bøyning og aksialkraft.

U<sub>tn<sub>LT</sub></sub> : Utnyttelse for vipping.

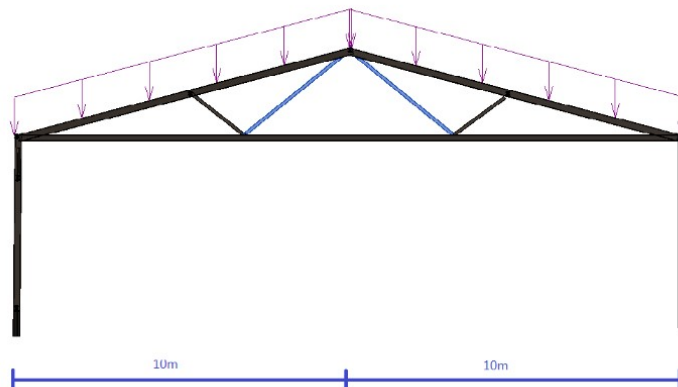
U<sub>tn<sub>TF</sub></sub> : Utnyttelse for bøyetorsjonsknekking.

U<sub>tn<sub>F,y</sub></sub> : Utnyttelse for bøyeknekking om y-aksen.

U<sub>tn<sub>F,z</sub></sub> : Utnyttelse for bøyeknekking om z-aksen.

U<sub>tn<sub>T</sub></sub> : Utnyttelse for torsjonsknekking.

## SII2-1 til 2-8



Hovedfunksjonen til søylene blir å overføre alle trykkreftene fra SII3-1 til 3-8 søylene tillegg til å stive av strekkstaget som går under

### Egenlast strekkstag:

$$g_{HE100B} := 200.1 \frac{N}{m}$$

Spennlengde strekkdrager:  $L_s := 20 \text{ m}$

$$g_{Ed} := 1.35 \cdot g_{HE100B} \cdot L_s = 5.403 \text{ kN}$$

Strekraften søylen må ta opp kreftene fra SII3-1 til 3-8 i tillegg til å ta holde oppe strekkstaget (ged)

$$N_{Ed} := 187.7 \text{ kN} \quad (\text{Vedlegg lastfordeling fagerk})$$

$$F := \frac{g_{Ed}}{\cos(40^\circ)} + N_{Ed} = 194.753 \text{ kN}$$

### Strekkapasitet HUP 50.4:

$$f_y := 355 \frac{N}{mm^2} \quad A := 0.728 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{1.05} = 246.133 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl.Rd}} = 0.763 \quad \text{Søylen blir ca 76,3\% utnyttet}$$

# SII2-1 til 2-8

Modul	Ståltverrsnitt versjon 1.5.0 tverrsnitt
Standard	Beregnet med eurokode 3 EN 1993-1-1, EN 1993-1-2 og EN 1993-1-5 med norsk nasjonalt tillegg
Lisenseier	Høgskulen på Vestlandet

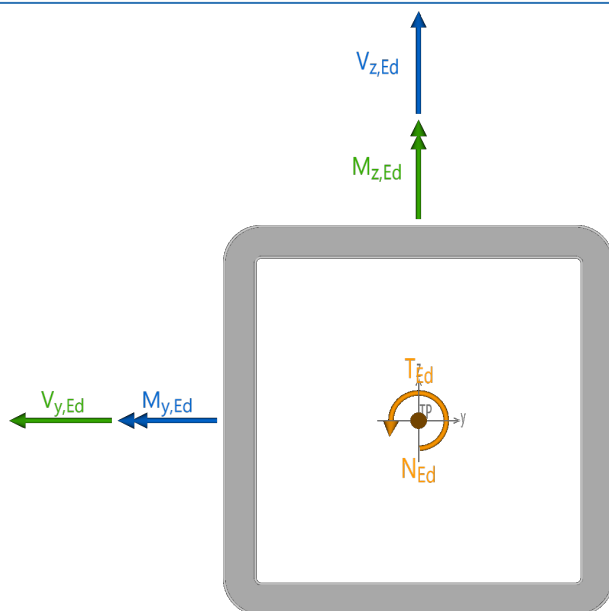
Laget av: \_\_\_\_\_ Dato: onsdag 15. mai 2019

Kontrollert av: \_\_\_\_\_ Dato: \_\_\_\_\_

## Geometri

Valgt tverrsnitt	Tverrsnitt	VFHUP 50x50-4
<b>Tverrsnittsdata</b>		
Sveiset profil	Sveiset?	Nei
Areal	Areal	717 mm <sup>2</sup>
Egenvekt	Egenvekt	5,6 kg/m
Skjærareal i y'-retning	$A_{V,y'}$	358 mm <sup>2</sup>
Skjærareal i z'-retning	$A_{V,z'}$	358 mm <sup>2</sup>
Arealtreghetsmoment om lokal y'-akse	$I_{y'}$	250 343 mm <sup>4</sup>
Arealtreghetsmoment om lokal z'-akse	$I_{z'}$	250 343 mm <sup>4</sup>
Motstandsmoment om lokal z'-akse	$W_{z'}$	10 014 mm <sup>3</sup>
Plastisk motstandsmoment om lokal z'-akse	$W_{pl,z'}$	12 263 mm <sup>3</sup>
St. Venants torsjonskonstant	$I_T$	397 250 mm <sup>4</sup>
Hvelvingskonstant	$I_W$	0,00E+000 mm <sup>6</sup>

## Snittkrefter



## Krefter

Navn	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]	$V_{z,Ed}$ [kN]	$V_{y,Ed}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	$z_g$ [mm]	$M_{cr}$ [kNm]
Last	0	0	0	0	0	197	0	0

Navn : Navnet på settet med snittkrefter.

$M_{y,Ed}$  : Dimensjonerende moment om y-aksen. Virker om tyngdepunktet.

$M_{z,Ed}$  : Dimensjonerende moment om z-aksen. Virker om tyngdepunktet.

$V_{z,Ed}$  : Dimensjonerende skjærkraft i z-retning. Angriper i skjærsenteret.

$V_{y,Ed}$  : Dimensjonerende skjærkraft i y-retning. Angriper i skjærsenteret.

$N_{Ed}$  : Dimensjonerende normalkraft (Negativ ved trykk). Angriper i tyngdepunktet.

$T_{Ed}$  : Dimensjonerende torsjonsmoment. Virker om skjærsenteret.

$z_g$  : Avstanden fra skjærsenter til lastens angrepspunkt (se EN 1999-1-1, Tillegg I).

$M_{cr}$  : Det ideelle momentet for vipping.

## Spenningskontroll

### Sammendrag

Navn	Klasse	U <sub>tn</sub>	U <sub>tn<sub>M+N</sub></sub>	U <sub>tn<sub>V+T</sub></sub>	M <sub>y,Rd</sub> [kNm]	M <sub>z,Rd</sub> [kNm]	V <sub>z',Rd</sub> [kN]	V <sub>y',Rd</sub> [kN]	N <sub>Rd</sub> [kN]	T <sub>Rd</sub> [kNm]
Last	1	0,81	0,81	0,00	4	4	70	70	242	3

- Navn : Navnet på settet med snittkrefter.
- Klasse : Klassifisering av tverrsnitt (se EN 1993-1-1, tabell 5.2).
- U<sub>tn</sub> : Spenningsutnyttelse.
- U<sub>tn<sub>M+N</sub></sub> : Samlet utnyttelse for moment om begge akser og normalkraft.
- U<sub>tn<sub>V+T</sub></sub> : Samlet utnyttelse for skjærkraft og torsjon.
- M<sub>y,Rd</sub> : Momentkapasitet om horisontal akse.
- M<sub>z,Rd</sub> : Momentkapasitet om vertikal akse.
- V<sub>z',Rd</sub> : Kapasiteten for skjærkraft i lokal z'-retning.
- V<sub>y',Rd</sub> : Kapasiteten for skjærkraft i lokal y'-retning.
- N<sub>Rd</sub> : Normalkraftskapasiteten.
- T<sub>Rd</sub> : Torsjonskapasiteten.

## Global stabilitet

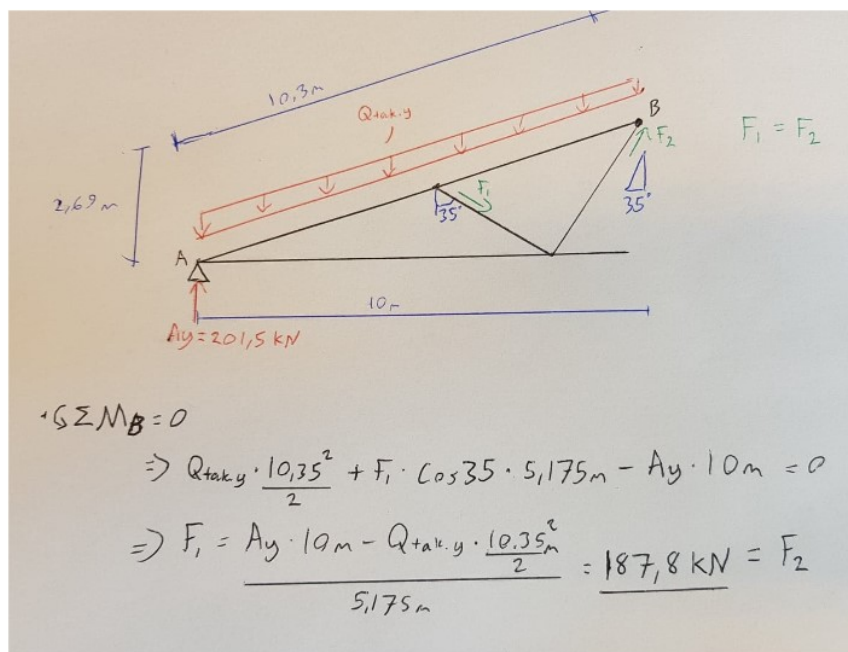
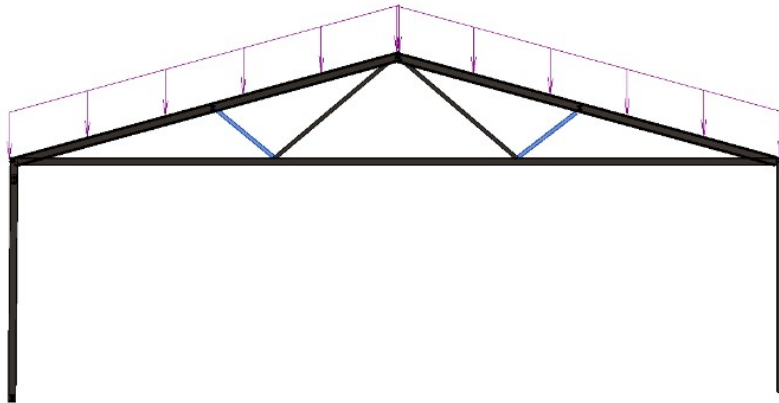
### Sammendrag

Navn	Klasse	U <sub>tn<sub>1</sub></sub>	U <sub>tn<sub>2</sub></sub>	U <sub>tn<sub>LT</sub></sub>	U <sub>tn<sub>TF</sub></sub>	U <sub>tn<sub>F,y</sub></sub>	U <sub>tn<sub>F,z</sub></sub>	U <sub>tn<sub>T</sub></sub>
Last	1	-	-	-	-	-	-	-

- Navn : Navnet på settet med snittkrefter.
- Klasse : Klassifisering av tverrsnitt (se EN 1993-1-1, tabell 5.2).
- U<sub>tn<sub>1</sub></sub> : Utnyttelse for kombinert bøyning og aksialkraft.
- U<sub>tn<sub>2</sub></sub> : Utnyttelse for kombinert bøyning og aksialkraft.
- U<sub>tn<sub>LT</sub></sub> : Utnyttelse for vipping.
- U<sub>tn<sub>TF</sub></sub> : Utnyttelse for bøyetorsjonsknekking.
- U<sub>tn<sub>F,y</sub></sub> : Utnyttelse for bøyeknekking om y-aksen.
- U<sub>tn<sub>F,z</sub></sub> : Utnyttelse for bøyeknekking om z-aksen.
- U<sub>tn<sub>T</sub></sub> : Utnyttelse for torsjonsknekking.



SII3-1 til 3-8



Prinsipielt skal alle trykkreftene fra søylen overføres til SII2-1 til 2-8

Kontrollerer HE100B mot knekking:

$$N_{Ed} := 187.8 \text{ kN} \quad \text{Knekk lengde: } L_{cr} := \frac{1.175 \text{ m}}{\cos(35^\circ)} = 1.434 \text{ m}$$

Kritisk knekk lengde på søylen

### Kontrollerer HUP 50.4 mot knekking

$$A := 0.728 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

Tabell 6.2 ->  $\alpha_a = 0.21$

$$E := 210000 \text{ MPa} \quad I := 0.255 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad \gamma_{M1} := 1.05 \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$N_{cr} := \frac{(\pi^2 \cdot E \cdot I)}{L_{cr}^2}$$

$$\lambda := \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = 1.003 \quad \text{NS-EN 1993 1-1: 6.3.1.2}$$

$$\phi := 0.5 (1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2) = 1.006$$

$$\chi := \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = 0.924 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd} := \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 227.318 \text{ kN} \quad \text{Dimensjonerende knekkapasitet 6.3.1.1 (3)}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0.826 \quad \text{Søylen blir 83\% utnyttet ved full belastning}$$

# SII3-1 til 3-8

Modul	Ståltverrsnitt versjon 1.5.0 tverrsnitt
Standard	Beregnet med eurokode 3 EN 1993-1-1, EN 1993-1-2 og EN 1993-1-5 med norsk nasjonalt tillegg
Lisenseier	Høgskulen på Vestlandet

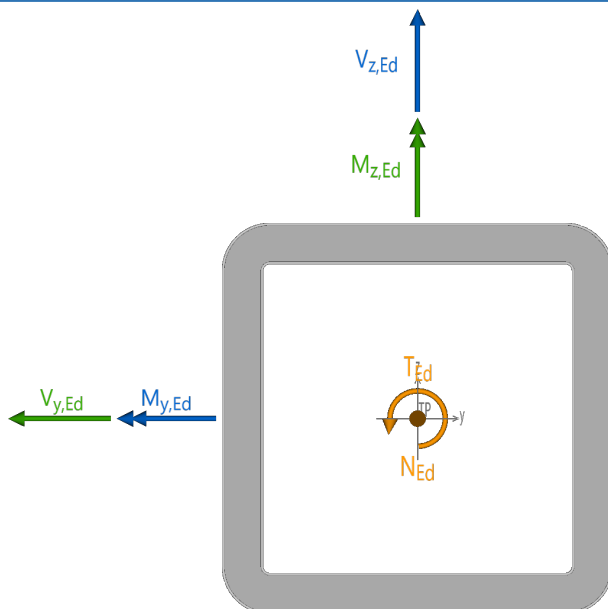
Laget av: \_\_\_\_\_ Dato: onsdag 15. mai 2019

Kontrollert av: \_\_\_\_\_ Dato: \_\_\_\_\_

## Geometri

Valgt tverrsnitt	Tverrsnitt	VFHUP 50x50-5
<b>Tverrsnittsdata</b>		
Sveiset profil	Sveiset?	Nei
Areal	Areal	870 mm <sup>2</sup>
Egenvekt	Egenvekt	6,8 kg/m
Skjærareal i y'-retning	$A_{V,y'}$	435 mm <sup>2</sup>
Skjærareal i z'-retning	$A_{V,z'}$	435 mm <sup>2</sup>
Arealtreghetsmoment om lokal y'-akse	$I_{y'}$	290 376 mm <sup>4</sup>
Arealtreghetsmoment om lokal z'-akse	$I_{z'}$	290 376 mm <sup>4</sup>
Motstandsmoment om lokal z'-akse	$W_{z'}$	11 615 mm <sup>3</sup>
Plastisk motstandsmoment om lokal z'-akse	$W_{pl,z'}$	14 531 mm <sup>3</sup>
St. Venants torsjonskonstant	$I_T$	466 478 mm <sup>4</sup>
Hvelvingskonstant	$I_W$	0,00E+000 mm <sup>6</sup>

## Snittkrefter



## Krefter

Navn	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]	$V_{z,Ed}$ [kN]	$V_{y,Ed}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	$z_g$ [mm]	$M_{cr}$ [kNm]
Last	0	0	0	0	-188	0	0	-

Navn : Navnet på settet med snittkrefter.

$M_{y,Ed}$  : Dimensjonerende moment om y-aksen. Virker om tyngdepunktet.

$M_{z,Ed}$  : Dimensjonerende moment om z-aksen. Virker om tyngdepunktet.

$V_{z,Ed}$  : Dimensjonerende skjærkraft i z-retning. Angriper i skjærsenteret.

$V_{y,Ed}$  : Dimensjonerende skjærkraft i y-retning. Angriper i skjærsenteret.

$N_{Ed}$  : Dimensjonerende normalkraft (Negativ ved trykk). Angriper i tyngdepunktet.

$T_{Ed}$  : Dimensjonerende torsjonsmoment. Virker om skjærsenteret.

$z_g$  : Avstanden fra skjærsenter til lastens angrepspunkt (se EN 1999-1-1, Tillegg I).

$M_{cr}$  : Det ideelle momentet for vipping.

## Spenningskontroll

### Sammendrag

Navn	Klasse	U <sub>tn</sub>	U <sub>tn<sub>M+N</sub></sub>	U <sub>tn<sub>V+T</sub></sub>	M <sub>y,Rd</sub> [kNm]	M <sub>z,Rd</sub> [kNm]	V <sub>z',Rd</sub> [kN]	V <sub>y',Rd</sub> [kN]	N <sub>Rd</sub> [kN]	T <sub>Rd</sub> [kNm]
Last	1	0,64	0,64	0,00	5	5	85	85	-294	4

- Navn : Navnet på settet med snittkrefter.
- Klasse : Klassifisering av tverrsnitt (se EN 1993-1-1, tabell 5.2).
- U<sub>tn</sub> : Spenningsutnyttelse.
- U<sub>tn<sub>M+N</sub></sub> : Samlet utnyttelse for moment om begge akser og normalkraft.
- U<sub>tn<sub>V+T</sub></sub> : Samlet utnyttelse for skjærkraft og torsjon.
- M<sub>y,Rd</sub> : Momentkapasitet om horisontal akse.
- M<sub>z,Rd</sub> : Momentkapasitet om vertikal akse.
- V<sub>z',Rd</sub> : Kapasiteten for skjærkraft i lokal z'-retning.
- V<sub>y',Rd</sub> : Kapasiteten for skjærkraft i lokal y'-retning.
- N<sub>Rd</sub> : Normalkraftskapasiteten.
- T<sub>Rd</sub> : Torsjonskapasiteten.

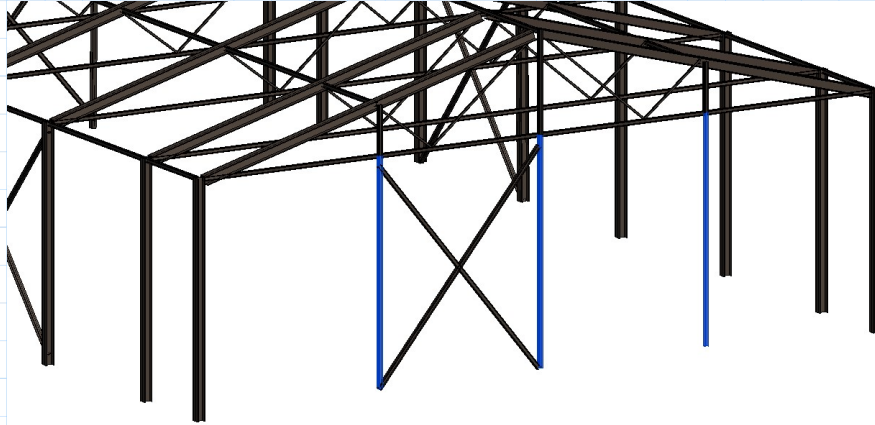
## Global stabilitet

### Sammendrag

Navn	Klasse	U <sub>tn<sub>1</sub></sub>	U <sub>tn<sub>2</sub></sub>	U <sub>tn<sub>LT</sub></sub>	U <sub>tn<sub>TF</sub></sub>	U <sub>tn<sub>F,y</sub></sub>	U <sub>tn<sub>F,z</sub></sub>	U <sub>tn<sub>T</sub></sub>
Last	1	-	-	-	-	0,96	0,96	-

- Navn : Navnet på settet med snittkrefter.
- Klasse : Klassifisering av tverrsnitt (se EN 1993-1-1, tabell 5.2).
- U<sub>tn<sub>1</sub></sub> : Utnyttelse for kombinert bøyning og aksialkraft.
- U<sub>tn<sub>2</sub></sub> : Utnyttelse for kombinert bøyning og aksialkraft.
- U<sub>tn<sub>LT</sub></sub> : Utnyttelse for vipping.
- U<sub>tn<sub>TF</sub></sub> : Utnyttelse for bøyetorsjonsknekking.
- U<sub>tn<sub>F,y</sub></sub> : Utnyttelse for bøyeknekking om y-aksen.
- U<sub>tn<sub>F,z</sub></sub> : Utnyttelse for bøyeknekking om z-aksen.
- U<sub>tn<sub>T</sub></sub> : Utnyttelse for torsjonsknekking.

## SII4-1 til SII4-6



Lastareal:  $A_{vegg} := 5 \cdot 6 \text{ m}^2 = 30 \text{ m}^2$

Vindlast:  $q_{vegg.d2} := 0.739 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  (Se vedlegg "Vindlast")

$$q_{vegg.e2} := 0.367 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{vegg} := q_{vegg.d2} + q_{vegg.e2} = 1.106 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

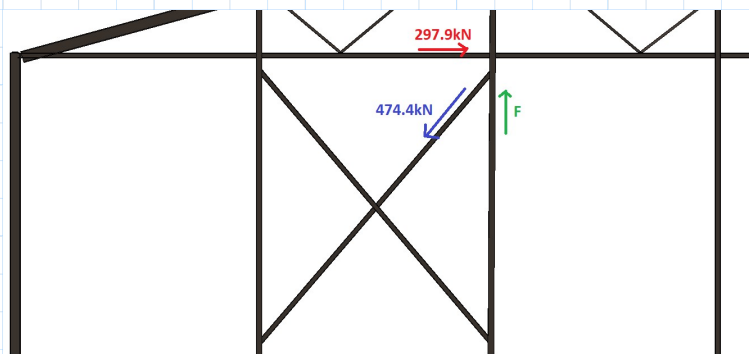
Moment:  $M_{Ed.y} := \frac{(q_{vegg} \cdot 5 \text{ m}) \cdot (6 \text{ m})^2}{8} = 24.885 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Aksiallast som følge avstivningskryss:

$$N_{Ed.x} := 297.9 \text{ kN} \quad (\text{Se vedlegg H1 og H2})$$

$$N_{Ed.kryss} := 474.4 \text{ kN}$$

$$F := N_{Ed.kryss} \cdot \cos(38.9^\circ) = 369.199 \text{ kN}$$



$$M_{Ed,y} = 24.885 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Ed} := F = 369.199 \text{ kN}$$

### Materialdata: HE180B

$$I_y := 38.3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$A_{tverrsnitt} := 6.53 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$S_y := 241 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$I_z := 13.6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{y,pl} := 2 \cdot S_y = (4.82 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

$$\gamma_{M0} := 1.05$$

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

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

$$\gamma_{M1} := 1.05$$

$$L_{cr} := 6000 \text{ mm}$$

$$h := 180 \text{ mm}$$

$$L_{stav} := 6 \text{ m}$$

$$t_f := 14 \text{ mm}$$

$$g_{HE180B} := 502 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$\alpha_y := 0.34 \quad \alpha_z := 0.49$$

6.3.2.2 Knekkurver for vipping  
(tabell 6.4)

$$\alpha_{LT} := 0.34$$

### Kapasitet søyle

Momentkapasitet:

$$M_{y,Rd} := \frac{(W_{y,pl} \cdot f_y)}{\gamma_{M0}} = 162.962 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Trykkapasitet:

$$N_{c,Rd} := \frac{(A_{tverrsnitt} \cdot f_y)}{\gamma_{M0}} = (2.208 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$M_{y,Rd} > M_{Ed,y} = 1$$

$$N_{c,Rd} > N_{Ed} = 1$$

$$k_U := \frac{M_{Ed,y}}{M_{y,Rd}} + \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}}$$

$$k_U < 1 = 1$$

Ser at søylen ikke vil knekke, men ettersom at søylen blir påkjent av både bøyning + Aksiallast, må vi kontrollere søylen for interaksjonsformelene 6.3.3(4):

$$c := h - 2 \cdot t_f = 152 \text{ mm} \quad \varepsilon := 0.81$$

Tabell 5.2  $\frac{c}{t_f \cdot \varepsilon} = 13.404 < 33$  Tv.kl 1

$$i_y := 76.6 \text{ mm} \quad i_z := 45.7 \text{ mm}$$

6.3.1.3 (1)  $\lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon$

(6.50)  $\lambda_y := \frac{L_{stav}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1.03$

$$\lambda_z := \frac{L_{stav}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1.726$$

$$\phi_y := 0.5 \cdot (1 + \alpha_y \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2) = 1.171 \quad [6.3.1.2(1)]$$

$$\chi_y := \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} = 0.578 \quad (6.49)$$

$$\phi_z := 0.5 \cdot (1 + \alpha_z \cdot (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2) = 2.364 \quad [6.3.1.2(1)]$$

$$\chi_z := \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2}} = 0.251 \quad (6.49)$$

$$I_t := 423 \cdot 10^3 \text{ mm}^4 \quad I_w := 93.75 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$$

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

$$k := 1.0 \quad k_w := 1$$

$$C1 := 1.0 \quad C2 := 1.0$$

$$G := 81000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad z_g := 0$$

$$M_{cr} := C1 \cdot \left( \frac{\pi}{k \cdot L} \right)^2 \cdot E \cdot I_z \cdot \left( \sqrt{\left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \left( \frac{k \cdot L}{\pi} \right)^2 \cdot \frac{G \cdot I_t}{E \cdot I_z}} \right)$$

$$M_{cr} = 176.221 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$6.3.2.2 \quad \lambda_{LT} := \sqrt{\frac{W_{y.pl} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0.985$$

$$6.3.2.3 \quad \beta := 0.75 \quad \lambda_{LT.0} := 0.4$$

$$\text{Tabell 6.4} \quad \alpha_{LT} := 0.21$$

$$6.3.2.3 \quad \phi_{LT} := 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - \lambda_{LT.0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2) = 0.926$$

$$\chi_{LT} := \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \lambda_{LT}^2}} = 0.779$$

$$N_{Rk} := f_y \cdot A_{tverrsnitt} = (2.318 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$C_{my} := 1.0 \quad \gamma_{m0} := 1.05 \quad \gamma_{m1} := 1.05 \quad C_{mLT} := 1.0$$

$$\text{Tab B.2} \quad k_{yy} := C_{my} \cdot \left( 1 + (\lambda_y - 0.2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{m1}}} \right) = 1.24$$

$$k_{zy} := 1 - \frac{0.1 \cdot \lambda_z}{(C_{mLT} - 0.25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{m1}}} = 0.933$$

$$M_{yRd} := \frac{W_{y.pl} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 162.962 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$(6.61) \quad alt1 := \frac{N_{Ed}}{\left( \frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{m1}} \right)} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed.y}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{yRd}}{\gamma_{m1}}} = 0.54 \quad \text{OK}$$

$$(6.62) \quad alt2 := \frac{N_{Ed}}{\left( \frac{\chi_z \cdot N_{Rk}}{\gamma_{m1}} \right)} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed.y}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{yRd}}{\gamma_{m1}}} = 0.86 \quad \text{OK}$$

Søyla har god nok kapasitet til å tåle kombinert bøyning og aksialkraft.

# SII4-1 til 4-6

Modul	Ståltverrsnitt versjon 1.5.0 tverrsnitt
Standard	Beregnet med eurokode 3 EN 1993-1-1, EN 1993-1-2 og EN 1993-1-5 med norsk nasjonalt tillegg
Lisenseier	Høgskulen på Vestlandet

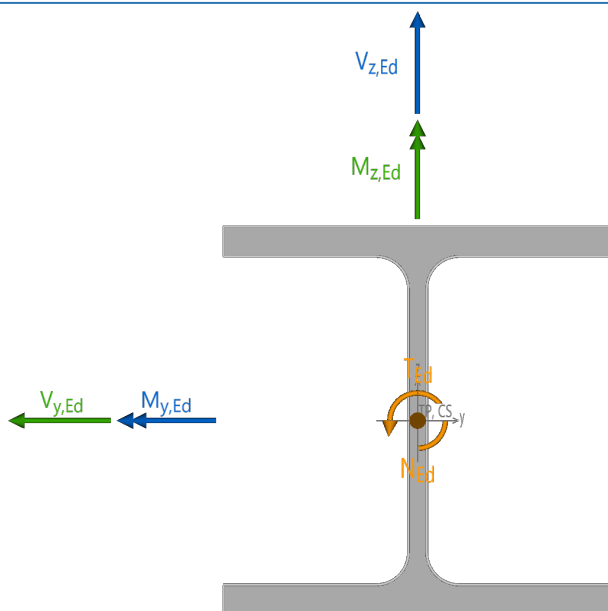
Laget av: \_\_\_\_\_ Dato: onsdag 15. mai 2019

Kontrollert av: \_\_\_\_\_ Dato: \_\_\_\_\_

## Geometri

Valgt tverrsnitt	Tverrsnitt	HE 180 B
<b>Tverrsnittsdata</b>		
Sveiset profil	Sveiset?	Nei
Areal	Areal	6 527 mm <sup>2</sup>
Egenvekt	Egenvekt	51,2 kg/m
Skjærareal i y'-retning	$A_{V,y'}$	4 501 mm <sup>2</sup>
Skjærareal i z'-retning	$A_{V,z'}$	2 026 mm <sup>2</sup>
Arealtreghetsmoment om lokal y'-akse	$I_{y'}$	38 318 738 mm <sup>4</sup>
Arealtreghetsmoment om lokal z'-akse	$I_{z'}$	13 628 635 mm <sup>4</sup>
Motstandsmoment om lokal z'-akse	$W_{z'}$	151 429 mm <sup>3</sup>
Plastisk motstandsmoment om lokal z'-akse	$W_{pl,z'}$	231 028 mm <sup>3</sup>
St. Venants torsjonskonstant	$I_T$	423 873 mm <sup>4</sup>
Hvelvingskonstant	$I_W$	9,37E+010 mm <sup>6</sup>

## Snittkrefter



## Krefter

Navn	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]	$V_{z,Ed}$ [kN]	$V_{y,Ed}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	$z_g$ [mm]	$M_{cr}$ [kNm]	
Last	25	0	0	0	0	-369	0	0	176

Navn : Navnet på settet med snittkrefter.

$M_{y,Ed}$  : Dimensjonerende moment om y-aksen. Virker om tyngdepunktet.

$M_{z,Ed}$  : Dimensjonerende moment om z-aksen. Virker om tyngdepunktet.

$V_{z,Ed}$  : Dimensjonerende skjærkraft i z-retning. Angriper i skjærsenteret.

$V_{y,Ed}$  : Dimensjonerende skjærkraft i y-retning. Angriper i skjærsenteret.

$N_{Ed}$  : Dimensjonerende normalkraft (Negativ ved trykk). Angriper i tyngdepunktet.

$T_{Ed}$  : Dimensjonerende torsjonsmoment. Virker om skjærsenteret.

$z_g$  : Avstanden fra skjærsenter til lastens angrepspunkt (se EN 1999-1-1, Tillegg I).

$M_{cr}$  : Det ideelle momentet for vipping.

## Spenningskontroll

### Sammendrag

Navn	Klasse	U <sub>tn</sub>	U <sub>tn<sub>M+N</sub></sub>	U <sub>tn<sub>V+T</sub></sub>	M <sub>y,Rd</sub> [kNm]	M <sub>z,Rd</sub> [kNm]	V <sub>z',Rd</sub> [kN]	V <sub>y',Rd</sub> [kN]	N <sub>Rd</sub> [kN]	T <sub>Rd</sub> [kNm]
Last	1	0,17	0,17	0,00	163	78	395	879	-2 207	10

- Navn : Navnet på settet med snittkrefter.
- Klasse : Klassifisering av tverrsnitt (se EN 1993-1-1, tabell 5.2).
- U<sub>tn</sub> : Spenningsutnyttelse.
- U<sub>tn<sub>M+N</sub></sub> : Samlet utnyttelse for moment om begge akser og normalkraft.
- U<sub>tn<sub>V+T</sub></sub> : Samlet utnyttelse for skjærkraft og torsjon.
- M<sub>y,Rd</sub> : Momentkapasitet om horisontal akse.
- M<sub>z,Rd</sub> : Momentkapasitet om vertikal akse.
- V<sub>z',Rd</sub> : Kapasiteten for skjærkraft i lokal z'-retning.
- V<sub>y',Rd</sub> : Kapasiteten for skjærkraft i lokal y'-retning.
- N<sub>Rd</sub> : Normalkraftskapasiteten.
- T<sub>Rd</sub> : Torsjonskapasiteten.

## Global stabilitet

### Sammendrag

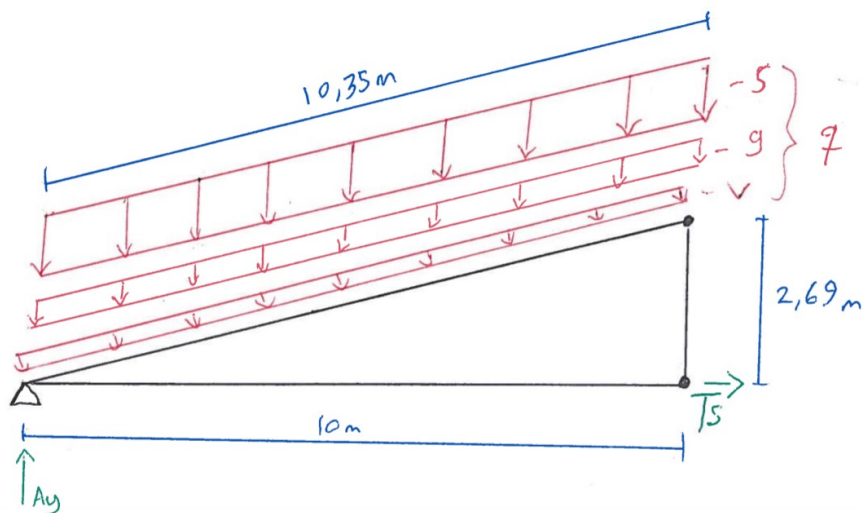
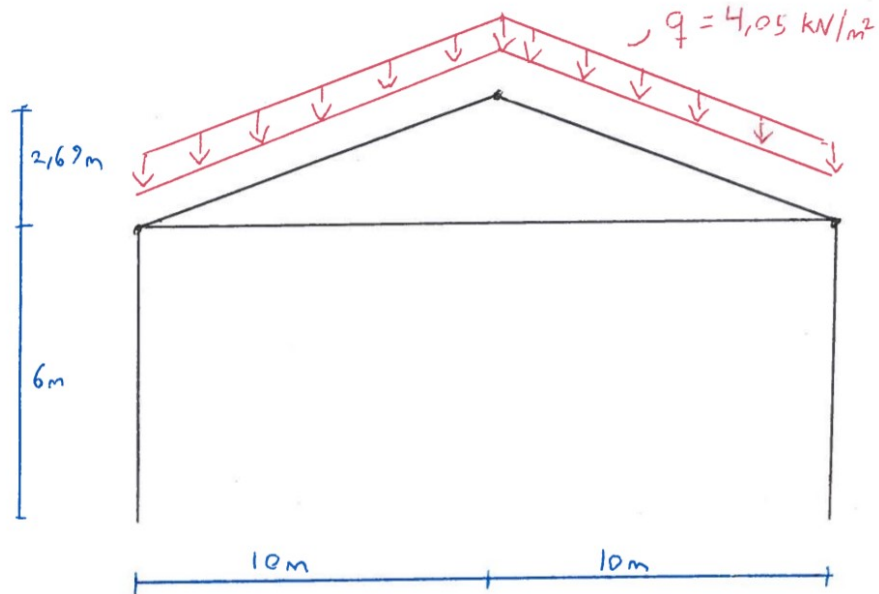
Navn	Klasse	U <sub>tn<sub>1</sub></sub>	U <sub>tn<sub>2</sub></sub>	U <sub>tn<sub>LT</sub></sub>	U <sub>tn<sub>TF</sub></sub>	U <sub>tn<sub>F,y</sub></sub>	U <sub>tn<sub>F,z</sub></sub>	U <sub>tn<sub>T</sub></sub>
Last	1	0,55	0,86	-	-	0,29	0,66	0,23

- Navn : Navnet på settet med snittkrefter.
- Klasse : Klassifisering av tverrsnitt (se EN 1993-1-1, tabell 5.2).
- U<sub>tn<sub>1</sub></sub> : Utnyttelse for kombinert bøyning og aksialkraft.
- U<sub>tn<sub>2</sub></sub> : Utnyttelse for kombinert bøyning og aksialkraft.
- U<sub>tn<sub>LT</sub></sub> : Utnyttelse for vipping.
- U<sub>tn<sub>TF</sub></sub> : Utnyttelse for bøyetorsjonsknekking.
- U<sub>tn<sub>F,y</sub></sub> : Utnyttelse for bøyeknekking om y-aksen.
- U<sub>tn<sub>F,z</sub></sub> : Utnyttelse for bøyeknekking om z-aksen.
- U<sub>tn<sub>T</sub></sub> : Utnyttelse for torsjonsknekking.

# Knutepunktforbindeler - takkonstruksjon

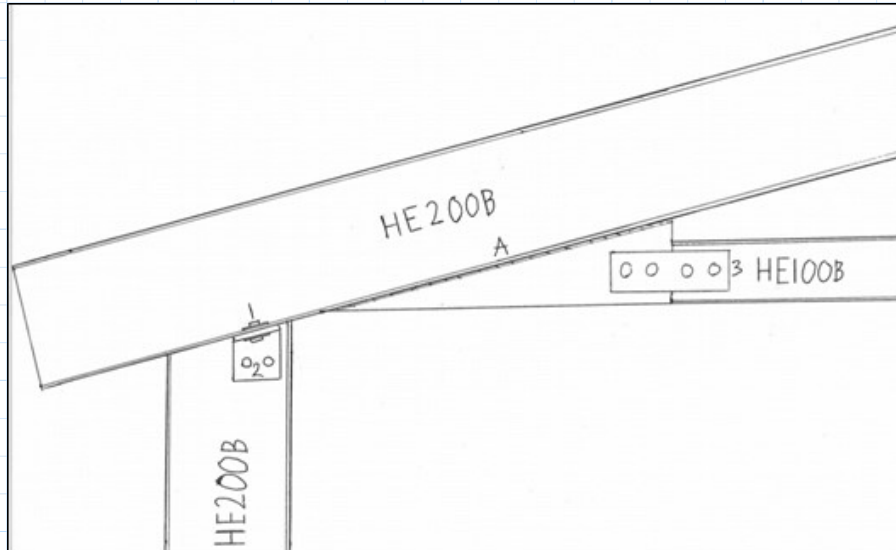
Basert på NS-EN 1993 1-8

## Lastfordeling



Snø (S) og egenlast (g) vil virke nedoverrettet, mens vindlast (V) virker vinkelrett på takbjelken

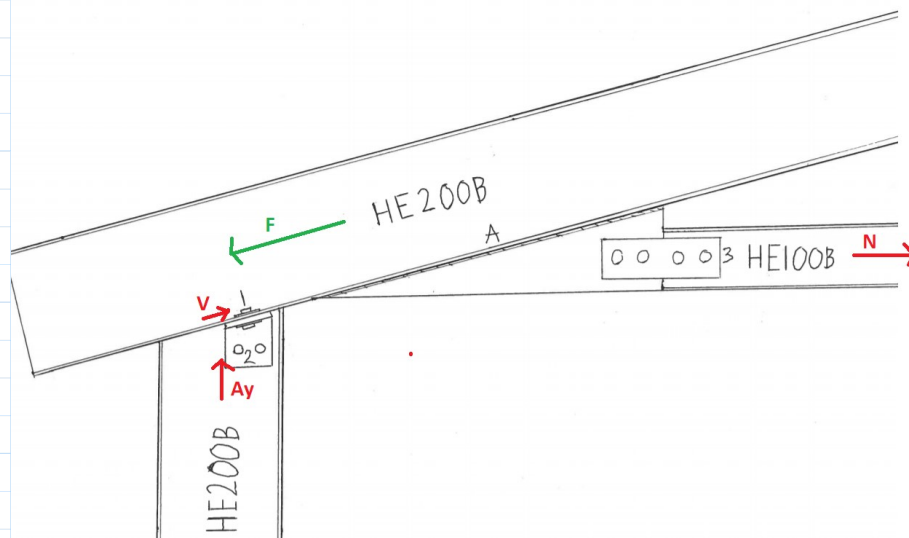
## **Knutepunkt**



Takbjelken hviler på søylen. Bolteforbindelsene må ta opp skjærkreftene som kommer fra lastene på takbjelken.

Knutepunktet over søylen vil bestå av 4 bolter som er festet i HE240B-takbjelken. Boltene går så gjennom en konsoll, som igjen er boltet inn i HE220B-søylen

I knutepunktet med strekkstaget vil det bare oppstå avskjæring i boltene.



Forbindelsen blir mest belastet når den andre siden av taket blir belastet av vind, i tillegg til at stålbejken som bolten er festet til blir fullt belastet av snø

Vindlast:  $V_k := 0.5 \frac{kN}{m^2}$  (Se vedlegg om vindlast)

Snølast:  $S_k := 2 \frac{kN}{m^2}$  (Se vedlegg om snølast)

Egenlast takplate:  $g_k := 0.7 \frac{kN}{m^2}$  (Verdi hentet fra Sintef Byggforsk: 471.031)

Egenlast bjelke:  $g_{HE200B} := 601.2 \frac{N}{m}$

Lastareal:  $A_l := 5 m \cdot 10.35 m$

Skjærlast for bolt:

$$V := 1.05 \cdot V_k \cdot A_l + 1.5 \cdot S_k \cdot A_l \cdot \sin(15) + 1.2 \cdot g_k \cdot A_l \cdot \sin(15) + 1.2 \cdot g_{HE200B} \cdot 10.35 \text{ m} \cdot \sin(15)$$

$$V = 161.25 \text{ kN} \quad (\text{i bruddgrense})$$

4 bolter som tar skjærkrefter:

$$\frac{V}{4} = 40.312 \text{ kN}$$

Fra tabell 6.1 i "Stålkonstruksjoner: Profiler og formler 3. utgave": Avskjæringskapasiteten for M16 8.8 bolter:

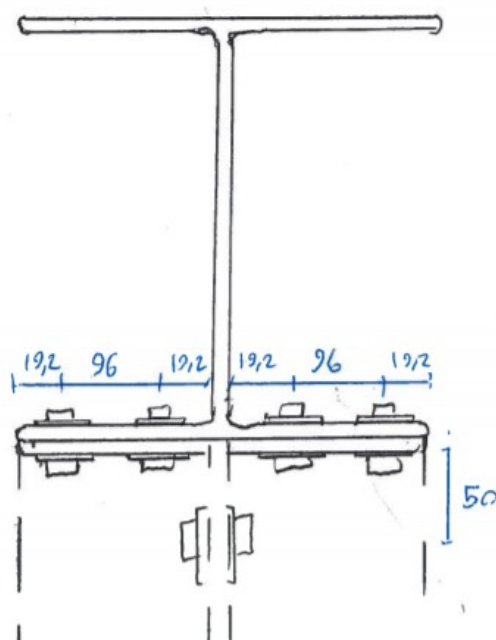
$$F_{d.v} := 90.4 \text{ kN}$$

$$\frac{\left(\frac{V}{4}\right)}{F_{d.v}} = 0.446$$

Boltene vil være 45%  
utnyttet i skjær

ok

### Avstander





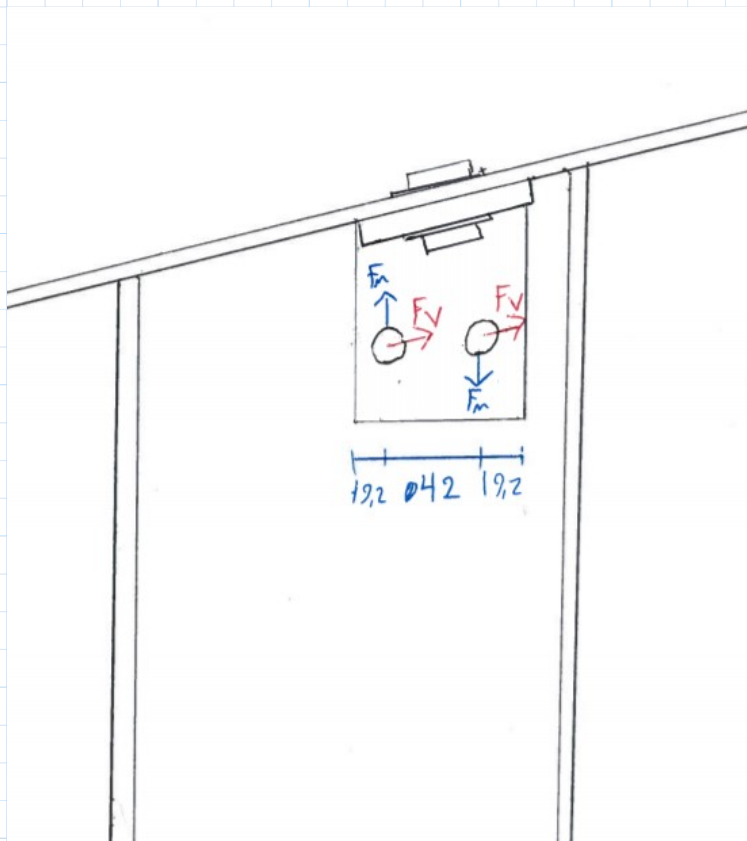
Kravet for avstander:  $d_0 := 16 \text{ mm}$

$a_1 := 1.2 \cdot d_0 = 19.2 \text{ mm}$  Eurokode 3 1-8: Tabell 3.3

$a_3 := 2.4 d_0 = 38.4 \text{ mm}$

Avstandene er satt til 19.2mm fra kant, og 96mm mellom boltene

Må også være tilsvarende 4 skjærforbindelser for HE200B-profilet.  
Velger da også M16 8.8



Samme krav til avstander

Ser også at det vil oppstå et moment:

$$M := 150 \text{ kN} \cdot 50 \text{ mm} = 7.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kraften boltene må ta opp på grunn av momentet:

$$\frac{M}{42 \text{ mm}} = 178.571 \text{ kN}$$

Ettersom at det er 4 bolter blir kraften i hver bolt:

$$F_m := 178 \frac{kN}{4} = 44.5 \text{ kN}$$

Resultantkraften i de mest belastede boltene:

$$F_R := \sqrt{F_m^2 + \left(\frac{V}{4}\right)^2} = 60.044 \text{ kN}$$

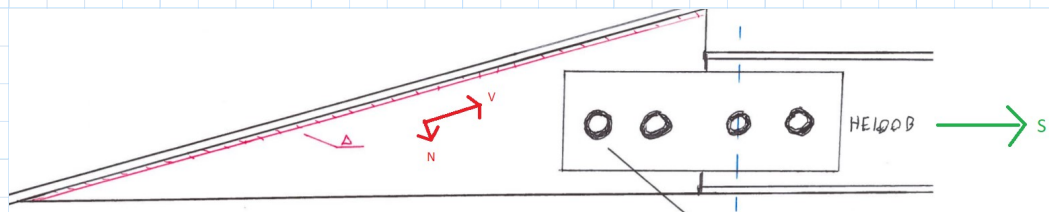
$$\frac{F_R}{F_{d.v}} = 0.664$$

Boltene vil bli litt mer enn 67%  
utnyttet i skjær

*ok*

### Knutepunkt 2-2

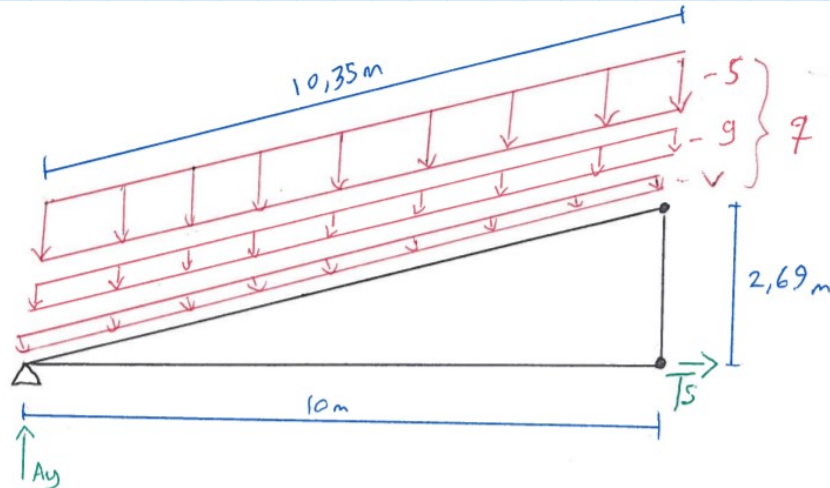
Knutepunktforbindelsen består av en konsoll som er sveist til takbjelken, og et strekkstag som er boltet fast til konsollen



Ettersom at det strekkstaget tar opp strekkraft (S), vil sveisen bli belastet av en skjærkraft (V) og normalkraft (N)

Finner strekkraften S ved å bruke snittmetoden for takkonstruksjonen

Snitter der takbjelkene møtes:



Laster:

$$q_{tak.y} := 1.2 \cdot g_k + 1.5 \cdot S_k + 1.05 \cdot V_k \cdot \sin(15^\circ) = 3.976 \frac{kN}{m^2} \quad (\text{Vertikal last})$$

$$q_{tak.x} := 1.05 \cdot V_k \cdot \sin(15^\circ) = 0.136 \frac{kN}{m^2} \quad (\text{Horisontal last})$$

Lastbredden for bjelken er 5 meter:

$$Q_{tak.y} := q_{tak.y} \cdot 5 \text{ m} = 19.879 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{tak.x} := q_{tak.x} \cdot 5 \text{ m} = 0.679 \frac{kN}{m}$$

**Oppleggerreaksjon:**

$$A_y := Q_{tak.y} \cdot 10.35 \text{ m} = 205.752 \text{ kN}$$

Kan så finne strekkraften S ved å ta momentlikevekt om det øverste knutepunktet:

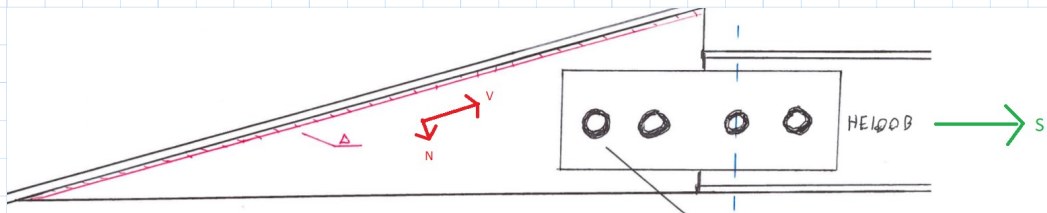
$$\Sigma M := 0$$

$$Q_{tak.y} \cdot \frac{(10.35 \text{ m})^2}{2} + S \cdot 2.69 \text{ m} - A_y \cdot 10 \text{ m}$$

kan løse for S:

$$S := \frac{A_y \cdot 10 \text{ m} - Q_{tak.y} \cdot \frac{(10.35 \text{ m})^2}{2}}{2.69 \text{ m}} = 369.053 \text{ kN}$$

Kontrollerer sveis



$$S = 369.053 \text{ kN}$$

Kan nå finne skjærkraften V og aksialkraften N

$$V := S \cdot \cos(15^\circ) = 356.478 \text{ kN}$$

$$N := S \cdot \sin(15^\circ) = 95.518 \text{ kN}$$

Regner forenklet: 200mm sveis tar opp skjærkrefter og 100mm sveis tar opp normalkrefter:

$$\text{Areal sveis i skjær: } A_S := 200 \text{ mm} \cdot 5 \text{ mm} = (1 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$\text{Areal sveis aksial: } A_N := 100 \text{ mm} \cdot 5 \text{ mm} = 500 \text{ mm}^2$$

**Spenninger**

$$\sigma_S := \frac{V}{A_S} = 356.478 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_N := \frac{N}{A_N} = 191.036 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

### Kapasitet sveis skjær (benytter retningsmetoden)

$$(4.1) \quad F_{w.Rd} := \frac{490}{0.9 \cdot 1.25} \frac{N}{\text{mm}^2} = 435.556 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\frac{\sigma_S}{F_{w.Rd}} = 0.818 \quad \text{Sveisen blir 82\% utnyttet i skjær}$$

### Kapasitet sveis aksialkraft

$$F_{w.Rd} = 435.556 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sqrt{\sigma_N^2 + 3 \cdot \sigma_N^2} = 382.072 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sqrt{\sigma_N^2 + 3 \cdot \sigma_N^2}}{F_{w.Rd}} = 0.877 \quad \text{Sveisen blir 88\% utnyttet i strekk}$$

5mm sveis har god nok kapasitet for knutepunktet

### Bolter

$$S = 369.053 \text{ kN}$$

4 Avskjæringsflater:

$$\frac{S}{4} = 92.263 \text{ kN}$$

Fra "Stålkonstruksjoner: Profiler og formler, 3 utgave" kan avskjæringskapasiteten for M22 8.8

$$F_{d.v} := 116.4 \text{ kN}$$

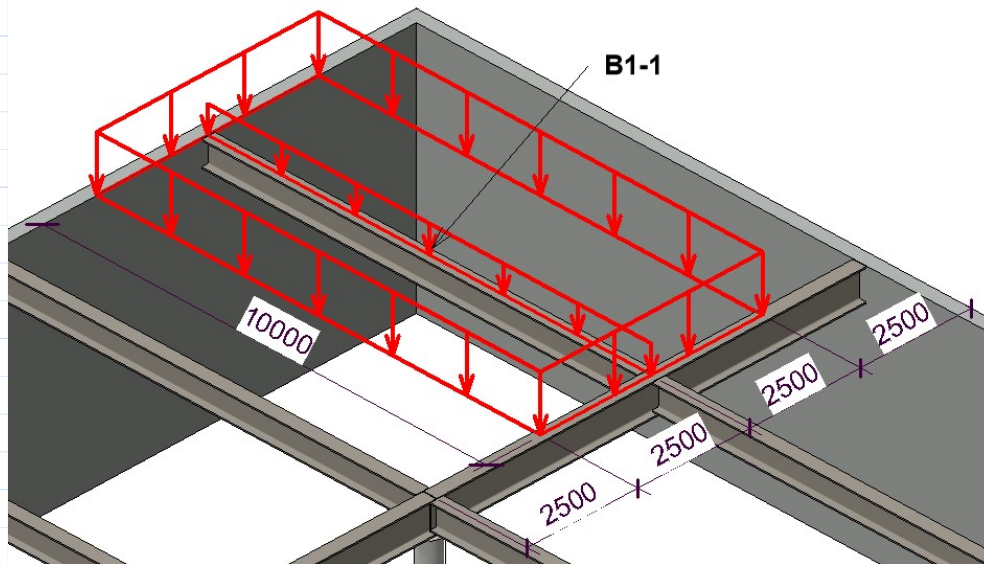
$$\frac{\left(\frac{S}{4}\right)}{F_{d.v}} = 0.793 \quad \text{Boltene vil bli 80\% utnyttet i skjær} \quad \text{ok}$$

## Dimensjonere stålbjelker i etasjeskille. NS-EN 1993-1-1

Statisk system:

Basert på: NS-EN 1993-1-1

B1-1 til B1-9



$$L_{felt} := 10 \text{ m}$$

$$Last_{Bredde} := 5 \text{ m}$$

**Egenlast:**

$$m_{HE550B} := 199 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$g_k := m_{HE550B} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$g_k = 1.95 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**Nyttelast:**

$$Nyttelast := 11.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_k := Nyttelast \cdot Last_{Bredde}$$

$$q_k = 57 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

NS EN 1991-1-1 tabell 6.4 (Huldekke tilsvarer 3,9 kN/kvadratmeter)  
Karakteristisk nyttelast lager: 7.5 kN/kvadratmeter.

NS EN 1990 6.10 b)

$$g := 1.2 \cdot g_k = 2.34 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q := 1.5 \cdot q_k = 85.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

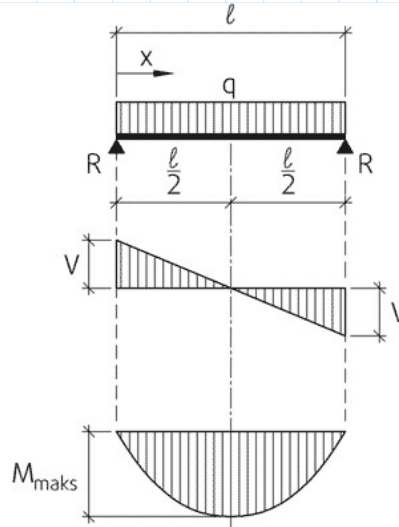
$$q_{tot} := q + g = 87.84 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Byggforsk  
421.051  
pkt. 21

Lastbilde

Skjærkraft-  
diagram

Moment-  
diagram



$$V_{maks} := \frac{q_{tot} \cdot L_{felt}}{2} = 439.21 \text{ kN}$$

$$V_{zEd} := V_{maks}$$

$$M_{maks} := \frac{q_{tot} \cdot L_{felt}^2}{8} = 1098.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{yEd} := M_{maks}$$

$$V_{zEd} = 439.2 \text{ kN}$$

$$M_{yEd} = 1098 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tverrsnitt (utg): HEB 550 B

Profiler  
og  
formler

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

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

$$t_w := 15 \text{ mm}$$

$$t_f := 29 \text{ mm}$$

$$r := 27 \text{ mm}$$

$$A := 25400 \text{ mm}^2$$

$$W_{el.y} := 4970 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$S_y := 2800 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl.y} := 2 \cdot S_y = (5.6 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

Tabell  
5.2

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235}{355}}$$

$$\varepsilon = 0.81$$

**Brudgrense:**

Tabell  
5.2

Tverrsnittsklasse:

$$\text{Steg: } d := h - 2 t_f - 2 r \quad d = 438 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = 29.2$$

$$\text{Krav klasse 1: } 72 \varepsilon = 58.6$$

Steket holder klasse 1.

$$\text{Flens: } c := \frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r = 115.5 \text{ mm} \quad \frac{c}{t_f} = 3.98$$

Krav klasse 1:  $9 \cdot \varepsilon = 7.32$  Flens holder klasse 1.

### 6.2.5 Bøyningsmoment:

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_{m0} := 1.05$$

$$M_{yRd} := \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \cdot W_{pl,y} = 1893.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{yEd}}{M_{yRd}} = 0.58 < 1 \text{ OK!}$$

### 6.2.6 Skjær:

$$A_v := A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 10001 \text{ mm}^2$$

$$V_{cRd} := \frac{f_y \cdot A_v}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = 1952.2 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{zEd}}{V_{cRd}} = 0.22 < 1 \text{ OK!}$$

$$I_y := 1367 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$S_y := 2800 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\tau_{Rd} := \frac{f_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = 195.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Elastisk skjærspenning:

$$\tau_{Ed} := \frac{V_{zEd} \cdot S_y}{I_y \cdot t_w} = 59.98 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd}} = 0.31 < 1 \text{ OK!}$$



### 6.2.8 Kombinasjon M og V:

$$V_{z.Rd.el} := \frac{\tau_{Rd} \cdot I_y \cdot t_w}{S_y} = 1429.49 \text{ kN}$$

$$V_{zEd} = 439.21 \text{ kN} < 0.5 V_{z.Rd.el} = 714.74 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

#### Vipping:

NS  
3472  
side  
118

$$M_{cr} = C_1 \left( \frac{\pi}{kL} \right)^2 EI_z \left( \sqrt{\left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \left( \frac{kL}{\pi} \right)^2 \frac{GI_T}{EI_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right)$$

$$k := 0.7 \quad L := 10 \text{ m} \quad G := 81000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$C_1 := 1.034 \quad k_w := 1$$

$$C_2 := 0.364 \quad I_w := 8856 \cdot 10^9 \text{ mm}^6 \quad I_t := 6020 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$$

$$z_g := \frac{h}{2} = 275 \text{ mm} \quad I_z := 130.8 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$M_{cr} := C_1 \cdot \left( \frac{\pi}{k \cdot L} \right)^2 E \cdot I_z \cdot \left( \sqrt{\left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \left( \frac{k \cdot L}{\pi} \right)^2 \cdot \frac{G \cdot I_t}{E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g)^2} - C_2 \cdot z_g \right)$$

$$M_{cr} = 1500.53 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### 6.3.2.2 Generelt tilfelle:

$$\lambda_{LT} := \sqrt{\frac{W_{pl.y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 1.15 \quad \lambda_{LT,0} := 0.4 \quad \lambda_{LT,0}^2 = 0.16$$

Utlatelseskriterier:

$$\lambda_{LT} < \lambda_{LT,0} \quad \text{Ikke OK!}$$

$$\frac{M_{yEd}}{M_{cr}} = 0.73 \quad 0.73 < 0.16 \quad \text{Ikke OK!}$$

Må kontrollere for vipping:

Tab 6.4  $\frac{h}{b} = 1.83$   $1.83 < 2$  Kan bruke kurve "a"

Fig 6.4  $\lambda_{LT} = 1.15$  fører til at:  $X_{LT} := 0.67$

$$M_{b.Rd.1} := X_{LT} \cdot M_{yRd} = 1268.53 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{b.Rd.1} > M_{yEd} \quad 1125.82 > 1093.91 \quad \text{OK!}$$

### 6.3.2.3 Alternativ kontroll.

$$\lambda_{LT} = 1.15 \quad \lambda_{LT.0} = 0.4 \quad \beta := 0.75 \quad \alpha_{LT} := 0.34$$

$$\Phi_{LT} := 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - \lambda_{LT.0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2) = 1.12$$

$$X_{LT.2} := \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - (\beta \cdot \lambda_{LT}^2)}} = 0.61 \quad 0.69 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

$$0.69 \leq \frac{1}{\lambda_{LT}^2} \quad \text{OK!}$$

$$M_{b.Rd.2} := X_{LT.2} \cdot M_{yRd} = 1151.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{b.Rd.2} > M_{yEd} \quad 1088.98 > 1093.91 \quad \text{Ikke OK!}$$

Bør undersøke vipping videre for å sikre at kapasiteten er god nok. Et mulig tiltak kan være fastholding midt i feltet. Da vil lengden bli halvert og kapasiteten blir god nok.

### Bruksgrense:

$$q_{tot.k} := q_k + g_k = 58.95 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$W_{maks} := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{tot.k} \cdot L_{felt}^4}{E \cdot I_y} = 26.74 \text{ mm}$$

$$\frac{L_{felt}}{300} = 33.33 \text{ mm} > W_{maks} = 26.74 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

# B1-1-til-B1-9-ISK

Modul	Stålbjelke versjon 1.0.0
Standard	Beregnet med eurokode 0 EN 1990, eurokode 1 EN 1991-1-1 og EN 1991-1-2, og eurokode 3 EN 1993-1-1, EN 1993-1-2 og EN 1993-1-5 med norsk nasjonalt tillegg
Lisenseier	Høgskulen på Vestlandet

Laget av: \_\_\_\_\_ Dato: onsdag 15. mai 2019

Kontrollert av: \_\_\_\_\_ Dato: \_\_\_\_\_

## Geometri

### Tverrsnitt

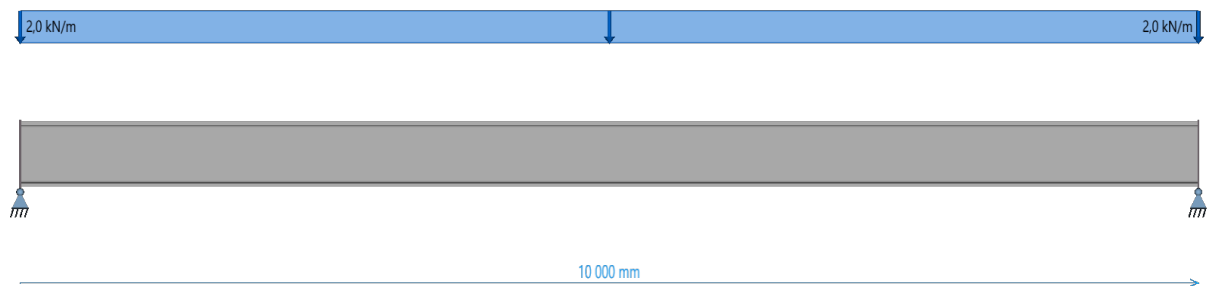
#### HE 550 B

Høyde	$h$	550 mm
Flensbredde	$b_f$	300 mm
Flenstykkelse	$t_f$	29,0 mm
Stegtykkelse	$t_s$	15,0 mm
Radius	$r_1$	27,0 mm
Radius	$r_2$	0,0 mm
Helningen til flensene	Helning	0,0 %

## Lasttilfeller

### Egenvekt

Kategori	Kategori	Egenvekt
Faktoren $\psi_0$	$\psi_0$	1,00
Faktoren $\psi_1$	$\psi_1$	1,00
Faktoren $\psi_2$	$\psi_2$	1,00
Dominerende lasttilfelle	Dominerende	Nei



### Linjelaster

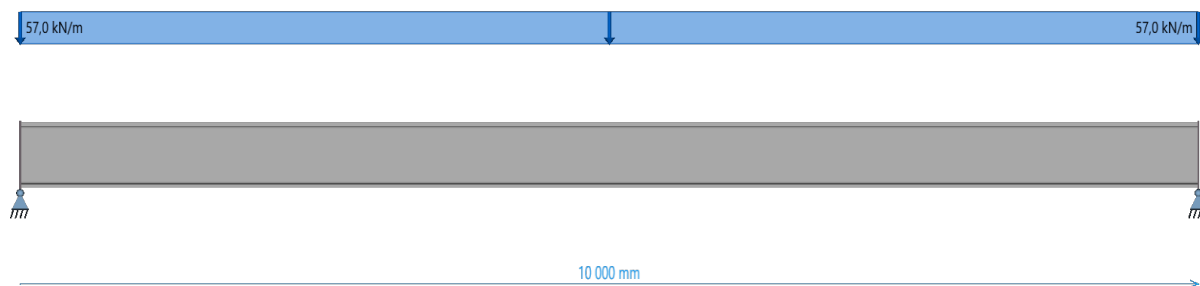
Start stav	Slutt stav	$x_1$	$x_2$	$q_{z1}$	$q_{z2}$
		[mm]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]
1	1	1	0	0	2,0

- Start stav : Staven linjelasten begynner på.  
 Slutt stav : Staven linjelasten slutter på.  
 $x_1$  : Avstand fra start staven.  
 $x_2$  : Avstand fra slutt staven.  
 $q_{z1}$  : Last intensitet i starten i z-retning  
 $q_{z2}$  : Last intensitet i slutten i z-retning

### Nyttelast

Kategori	Kategori	E: Lager
Faktoren $\psi_0$	$\psi_0$	1,00
Faktoren $\psi_1$	$\psi_1$	0,90
Faktoren $\psi_2$	$\psi_2$	0,80

Dominerende lasttilfelle	Dominerende	Nei
--------------------------	-------------	-----



### Linjelaster

Start stav	Slutt stav	$x_1$ [mm]	$x_2$ [mm]	$q_{z1}$ [kN/m]	$q_{z2}$ [kN/m]
1	1	1	0	0	57,0

## Statikkresultater

- Bruddgrenseverdier -

- Bruksgrenseverdier -

### Forskyvning

ID	$\delta_{z,max}$ [mm]	$\delta_{z,min}$ [mm]
1	26,7	0,0

## Spenningskontroll

### Bruddgrense

#### Sammendrag

Id	x [mm]	Klasse	Utnyttelse	$U_{tn_M}$	$U_{tn_{V+V,b}}$	$M_{y,Rd}$ [kNm]	$V_{Rd}$ [kN]
1	5 000	1	0,60	0,60	0,23	1 837	1 899

Id : Staven sin id.

x : X-koordinaten til noden.

Klasse : Klassifisering av tverrsnitt (se EN 1993-1-1, tabell 5.2).

Utnyttelse : Total spenningsutnyttelse som tar hensyn til alle andre utnyttelser.

$U_{tn_M}$  : Samlet utnyttelse for moment.

$U_{tn_{V+V,b}}$  : Samlet utnyttelse for skjærkraft inkludert skjærnekking.

$M_{y,Rd}$  : Momentkapasitet om horisontal akse.

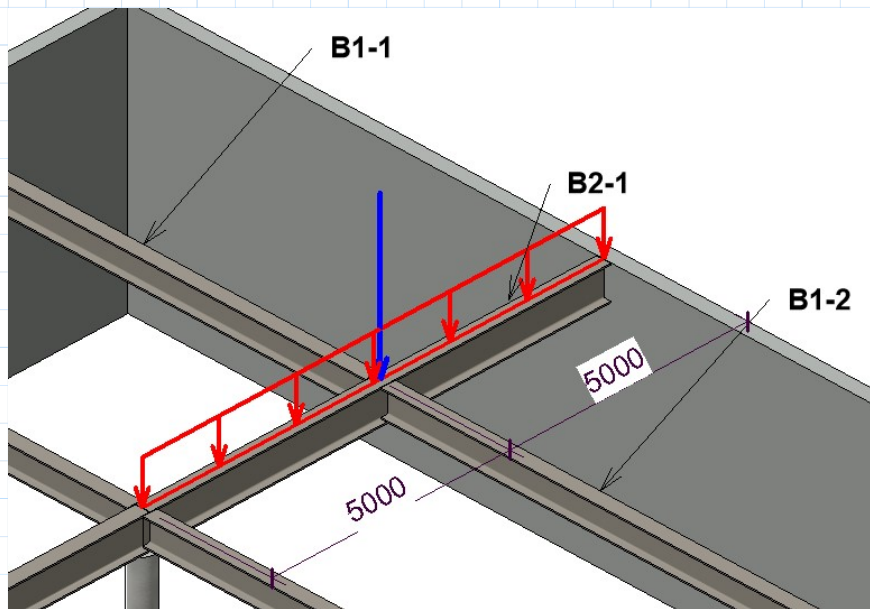
$V_{Rd}$  : Skjærkapasitet.

# Dimensjonere stålbjelker i etasjeskille. NS-EN 1993-1-1

Statisk system:

Basert på: NS-EN 1993-1-1

B2-1 til B2-4



$$L_{felt} := 10 \text{ m}$$

**Egenlast:**

$$m_{HE700B} := 241 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$g_k := m_{HE700B} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$g_k = 2.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

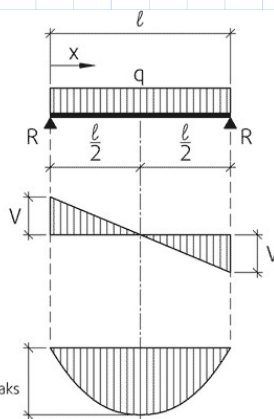
NS EN 6.10 b)

1990  
NA.A2.  
4(B)

$$g := 1.2 \cdot g_k = 2.84 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Byggforsk  
421.051  
pkt. 21

Lastbilde



$$V_g := \frac{g \cdot L_{felt}}{2} = 14.185 \text{ kN}$$

$$M_g := \frac{g \cdot L_{felt}^2}{8} = 35.463 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Skjærkraft-  
diagram

Moment-  
diagram

**Nyttelast:**

**Punktlast:**

(Fra B1-1 til B1-9)

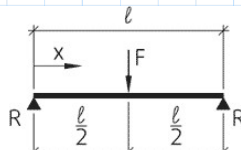
Bidrag fra B1-1 til B1-9:

$$V_{maks} := 437.6 \text{ kN}$$

$$P := 2 \cdot V_{maks} = 875.2 \text{ kN}$$

Byggforsk  
421.051  
pkt. 24

Lastbilde



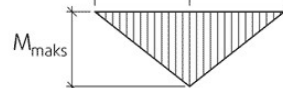
$$V_{maks.1} := \frac{P}{2} = 437.6 \text{ kN}$$

Skjærkraft-  
diagram



$$M_{maks.1} := \frac{P \cdot L_{felt}}{4} = 2188 \text{ kN} \cdot m$$

Moment-  
diagram



$$V_{zEd} := V_{maks.1} + V_g$$

$$M_{yEd} := M_{maks.1} + M_g$$

$$V_{zEd} = 451.8 \text{ kN}$$

$$M_{yEd} = 2223.5 \text{ kN} \cdot m$$

Tverrsnitt (utg): HEB 700 B

Profil  
og  
formler

$$h := 700 \text{ mm}$$

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

$$t_w := 17 \text{ mm}$$

$$t_f := 32 \text{ mm}$$

$$r := 27 \text{ mm}$$

$$A := 30600 \text{ mm}^2$$

$$W_{el.y} := 7340 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$S_y := 4160 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl.y} := 2 \cdot S_y = (8.32 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

Tabell  
5.2

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235}{355}}$$

$$\varepsilon = 0.814$$

### Bruddgrense:

Tabell 5.2 Tversnittsklasse:

$$\text{Steg: } d := h - 2 t_f - 2 r \quad d = 582 \text{ mm} \quad \frac{d}{t_w} = 34.235$$

$$\text{Krav klasse 1: } 72 \varepsilon = 58.58$$

Steg holder klasse 1.

$$\text{Flens: } c := \frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r = 114.5 \text{ mm} \quad \frac{c}{t_f} = 3.578$$

$$\text{Krav klasse 1: } 9 \cdot \varepsilon = 7.323$$

Flens holder klasse 1.

### 6.2.5 Bøyningsmoment:

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_{m0} := 1.05$$

$$M_{yRd} := \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \cdot W_{pl,y} = 2813 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{yEd}}{M_{yRd}} = 0.79 < 1 \text{ OK!}$$

### 6.2.6 Skjær:

$$A_v := A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 13672 \text{ mm}^2$$

$$V_{cRd} := \frac{f_y \cdot A_v}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = 2668.8 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{zEd}}{V_{cRd}} = 0.17 < 1 \text{ OK!}$$

$$I_y := 2569 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$S_y := 4160 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$



$$\tau_{Rd} := \frac{f_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = 195.2 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{Ed} := \frac{V_{zEd} \cdot S_y}{I_y \cdot t_w} = 43.034 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd}} = 0.22 < 1 \text{ OK!}$$

### 6.2.8 Kombinasjon M og V:

$$V_{zRd.el} := \frac{\tau_{Rd} \cdot I_y \cdot t_w}{S_y} = 2049.265 \text{ kN}$$

$$V_{zEd} = 451.785 \text{ kN} < 0.5 \cdot V_{zRd.el} = 1024.632 \text{ kN} \text{ OK!}$$

For å kunne vurdere andre tverrsnitt vil momentkapasitet være avgjørende.

$$W_{n\ddot{o}dv} := \frac{M_{yEd}}{\frac{f_y}{\gamma_{m0}}} = (6.576 \cdot 10^6) \text{ mm}^3 \text{ som tilsvarer: } 6048 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Tverrsnittet er fastholdt på midten og vipping vil ikke være aktuelt.

### Bruksgrense:

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

fra (B1-1 til B1-9)

$$q_k := \frac{P}{1.5} = 583.467 \text{ kN} \quad g_k = 2.364 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Byggforsk 421.051 pkt. 21

$$W_{maks.1} := \frac{5}{384} \cdot \frac{g_k \cdot L_{felt}^4}{E \cdot I_y} = 0.571 \text{ mm}$$

Byggforsk 421.051 pkt. 24

$$W_{maks.2} := \frac{q_k \cdot L_{felt}^3}{48 \cdot E \cdot I_y} = 22.532 \text{ mm}$$

$$W_{maks} := W_{maks.1} + W_{maks.2} = 23.102 \text{ mm}$$

$$\frac{L_{felt}}{300} = 33.333 \text{ mm} > W_{maks} = 23.102 \text{ mm} \text{ OK!}$$

# B2-1-til-B2-4-ISY

Modul	Stålbjelke versjon 1.0.0
Standard	Beregnet med eurokode 0 EN 1990, eurokode 1 EN 1991-1-1 og EN 1991-1-2, og eurokode 3 EN 1993-1-1, EN 1993-1-2 og EN 1993-1-5 med norsk nasjonalt tillegg
Lisenseier	Høgskulen på Vestlandet

Laget av: \_\_\_\_\_ Dato: onsdag 15. mai 2019

Kontrollert av: \_\_\_\_\_ Dato: \_\_\_\_\_

## Geometri

### Tverrsnitt

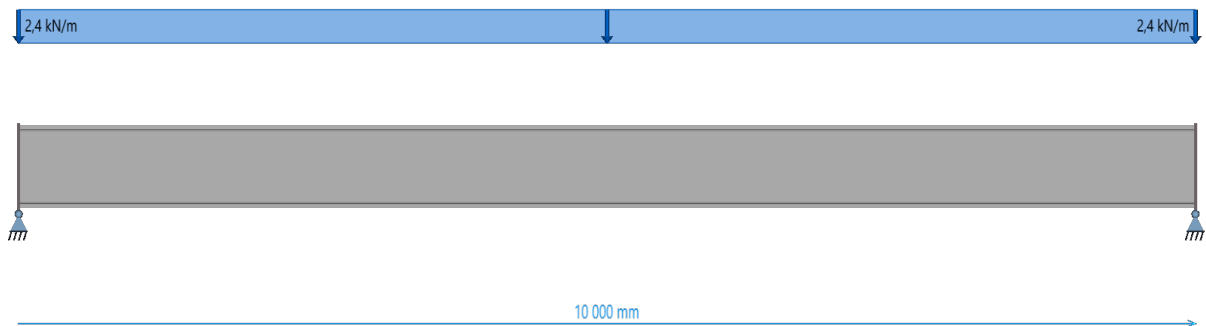
#### HE 700 B

Høyde	$h$	700 mm
Flensbredde	$b_f$	300 mm
Flenstykke	$t_f$	32,0 mm
Stegtykkelse	$t_s$	17,0 mm
Radius	$r_1$	27,0 mm
Radius	$r_2$	0,0 mm
Helningen til flensene	Helning	0,0 %

## Lasttilfeller

### Egenvekt

Kategori	Kategori	Egenvekt
Faktoren $\psi_0$	$\psi_0$	1,00
Faktoren $\psi_1$	$\psi_1$	1,00
Faktoren $\psi_2$	$\psi_2$	1,00
Dominerende lasttilfelle	Dominerende	Nei



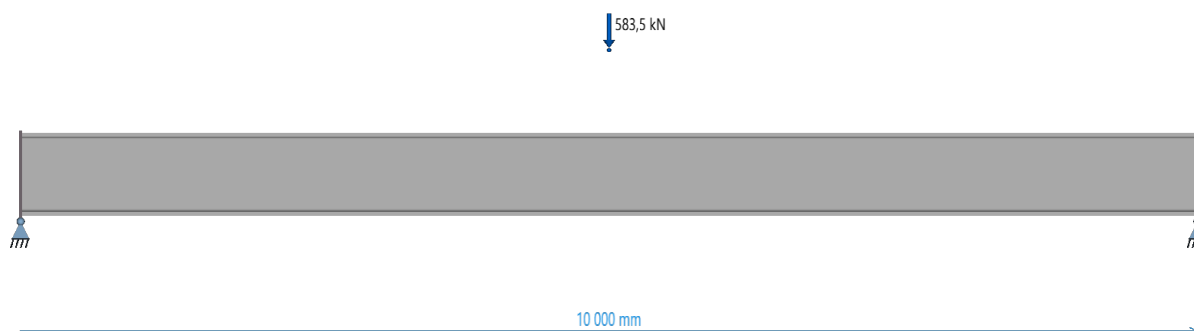
### Linjelaster

Start stav	Slutt stav	$x_1$	$x_2$	$q_{z1}$	$q_{z2}$
		[mm]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]
1	1	1	0	0	2,4

- Start stav : Staven linjelasten begynner på.  
 Slutt stav : Staven linjelasten slutter på.  
 $x_1$  : Avstand fra start staven.  
 $x_2$  : Avstand fra slutt staven.  
 $q_{z1}$  : Last intensitet i starten i z-retning  
 $q_{z2}$  : Last intensitet i slutten i z-retning

### Nyttelast

Kategori	Kategori	E: Lager
Faktoren $\psi_0$	$\psi_0$	1,00
Faktoren $\psi_1$	$\psi_1$	0,90
Faktoren $\psi_2$	$\psi_2$	0,80



### Punktlaster

Stav	x [mm]	$P_z$ [kN]	$M_y$ [kNm]
1	5 000	583,5	0,0

Stav : Staven som denne punktlasten hører til.

x : Punktlasten sin avstand fra starten av staven.

$P_z$  : Kraft i z-retning.

$M_y$  : Moment om y-aksen.

## Sammendragresultater

Id	Klasse	Spenningskontroll			Global stabilitet
		U <sub>tn</sub>	U <sub>tnM</sub>	U <sub>tnV+V,b</sub>	U <sub>tnLT</sub>
1	1	0,81	0,81	0,17	<b>1,32</b>

Id : Staven sin id.

Klasse : Klassifisering av tverrsnitt (se EN 1993-1-1, tabell 5.2).

U<sub>tn</sub> : Største totale spenningsutnyttelse av alle lastkombinasjoner.

U<sub>tnM</sub> : Største samlet utnyttelse for moment av alle lastkombinasjoner.

U<sub>tnV+V,b</sub> : Største samlet utnyttelse for skjærkraft inkludert skjærknekking av alle lastkombinasjoner.

U<sub>tnLT</sub> : Største utnyttelse for vipping av alle lastkombinasjoner

## Statikkresultater

- Bruddgrenseverdier -

- Bruksgrenseverdier -

Forskyvning

ID	$\delta_{z,max}$ [mm]	$\delta_{z,min}$ [mm]
1	23,1	0,0

## Feilmeldinger

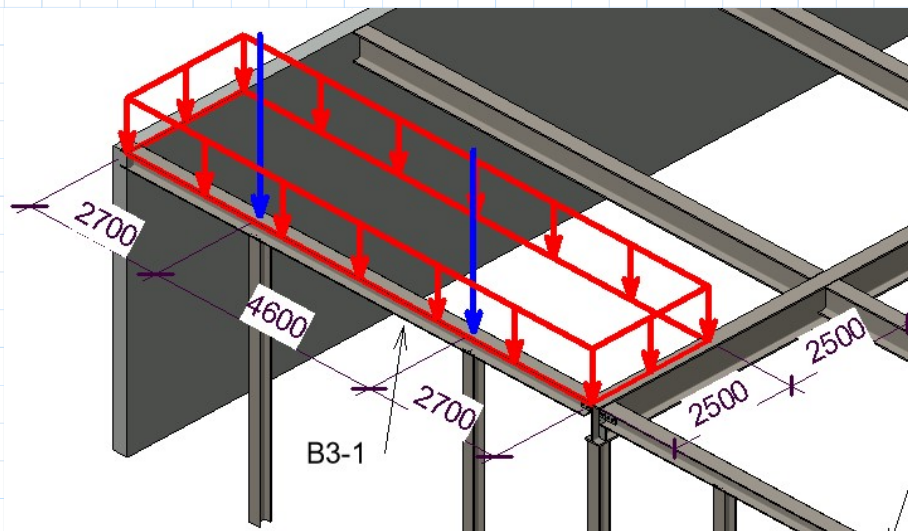
- ✘ Utnyttelse for vipping er overskredet.
- ✘ Utnyttelse for vipping er ikke tilfredsstillt
- ✘ Største utnyttelse for vipping av alle lastkombinasjoner er overskredet.

## Dimensjonere stålbjelker i etasjeskille. NS-EN 1993-1-1

Statisk system:

Basert på: NS-EN 1993-1-1

B3-1 til B3-3



$$L_{\text{bredde}} := 2.5 \text{ m}$$

**Egenlast:**

$$m_{HE220B} := 71.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$g_k := m_{HE220B} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$g_k = 0.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**Nyttelast:**

$$\text{Nyttelast} := 11.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_k := \text{Nyttelast} \cdot L_{\text{bredde}}$$

$$q_k = 28.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

fra "SII1-1 til SII1-8":

**Punktlast:**

$$M_{HE220B} := 71.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$\text{Egenvekt: } g_{SII} := M_{HE220B} \cdot 6 \text{ m} = 4.208 \text{ kN}$$

$$\text{Last: } q := 228.983 \text{ kN}$$

$$Q_{SII1X} := q + g_{SII} = 233.191 \text{ kN}$$

Denne lasten vil gå gjennom bjelken og videre ned søylen. Sveiseplate vil være aktuelt.

NS EN  
1990  
NA.A2.  
4(B)

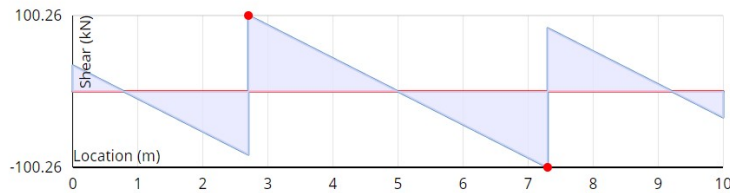
**6.10 b)**

$$g := 1.2 \cdot g_k = 0.84 \frac{kN}{m}$$

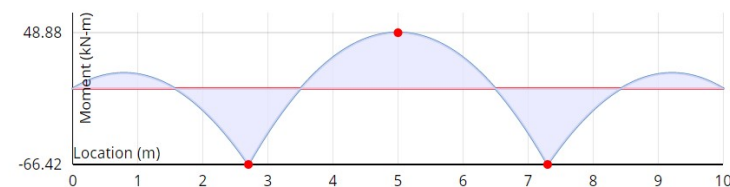
$$q := 1.5 \cdot q_k = 42.75 \frac{kN}{m}$$

$$q_{tot} := g + q = 43.59 \frac{kN}{m}$$

Laster:



$$V_{zEd} := 100.26 \text{ kN}$$



$$M_{yEd} := 66.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tverrsnitt (utg): HEB 220 B

Profiler  
og  
formler

$$h := 220 \text{ mm}$$

$$b := 220 \text{ mm}$$

$$t_w := 9.5 \text{ mm}$$

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

$$r := 18 \text{ mm}$$

$$A := 9100 \text{ mm}^2$$

$$W_{el,y} := 736 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$S_y := 414 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,y} := 2 \cdot S_y = (8.28 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

Tabell  
5.2

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235}{355}}$$

$$\varepsilon = 0.814$$

**Bruddgrense:**

Tabell  
5.2

Tverrsnittsklasse:

Steg:  $d := h - 2 t_f - 2 r$   $d = 152 \text{ mm}$

$$\frac{d}{t_w} = 16$$

Krav klasse 1:  $72 \varepsilon = 58.6$

Steget holder klasse 1.

$$\text{Flens: } c := \frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r = 87.25 \text{ mm} \quad \frac{c}{t_f} = 5.453$$

$$\text{Krav klasse 1: } 9 \cdot \varepsilon = 7.323$$

Flens holder klasse 1.

### 6.2.5 Bøyningsmoment:

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_{m0} := 1.05$$

$$M_{yRd} := \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \cdot W_{pl,y} = 279.943 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{yEd}}{M_{yRd}} = 0.24 < 1 \text{ OK!}$$

### 6.2.6 Skjær:

$$A_v := A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 2788 \text{ mm}^2$$

$$V_{cRd} := \frac{f_y \cdot A_v}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = 544.2 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{zEd}}{V_{cRd}} = 0.18 < 1 \text{ OK!}$$

$$I_y := 80.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$S_y := 414 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\tau_{Rd} := \frac{f_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = 195.199 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Elastisk skjærspenning:

$$\tau_{Ed} := \frac{V_{zEd} \cdot S_y}{I_y \cdot t_w} = 54.008 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd}} = 0.28 < 1 \text{ OK!}$$

# B3-1-til-B3-3-ISK

Modul	Stålbjelke versjon 1.0.0
Standard	Beregnet med eurokode 0 EN 1990, eurokode 1 EN 1991-1-1 og EN 1991-1-2, og eurokode 3 EN 1993-1-1, EN 1993-1-2 og EN 1993-1-5 med norsk nasjonalt tillegg
Lisenseier	Høgskulen på Vestlandet

Laget av: \_\_\_\_\_ Dato: onsdag 15. mai 2019

Kontrollert av: \_\_\_\_\_ Dato: \_\_\_\_\_



## Geometri

### Tverrsnitt

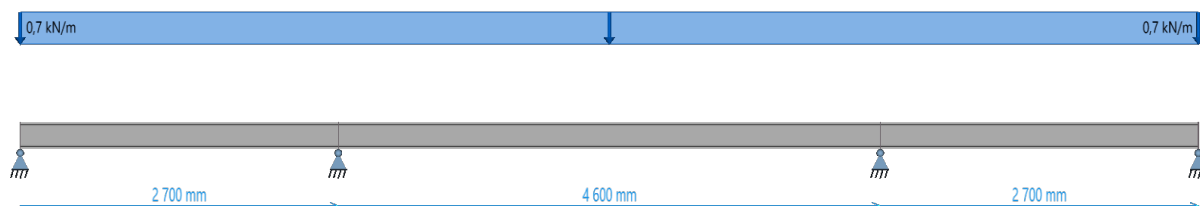
#### HE 220 B

Høyde	$h$	220 mm
Flensbredde	$b_f$	220 mm
Flenstykkelse	$t_f$	16,0 mm
Stegtykkelse	$t_s$	9,5 mm
Radius	$r_1$	18,0 mm
Radius	$r_2$	0,0 mm
Helningen til flensene	Helning	0,0 %

## Lasttilfeller

### Egenvekt

Kategori	Kategori	Egenvekt
Faktoren $\psi_0$	$\psi_0$	1,00
Faktoren $\psi_1$	$\psi_1$	1,00
Faktoren $\psi_2$	$\psi_2$	1,00
Dominerende lasttilfelle	Dominerende	Nei



### Linjelaster

Start stav	Slutt stav	$x_1$	$x_2$	$q_{z1}$	$q_{z2}$
		[mm]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]
1	3	0	0	0,7	0,7

Start stav : Staven linjelasten begynner på.

Slutt stav : Staven linjelasten slutter på.

$x_1$  : Avstand fra start staven.

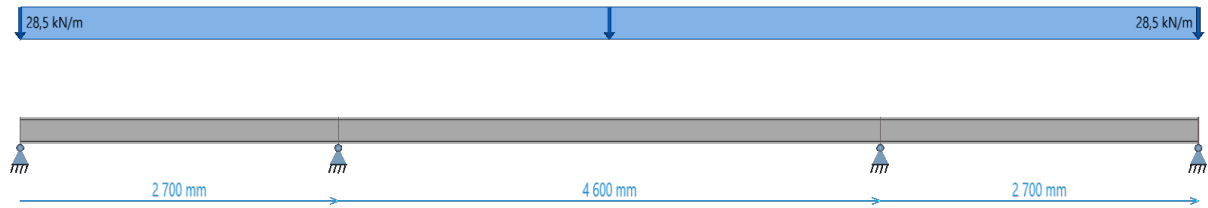
$x_2$  : Avstand fra slutt staven.

$q_{z1}$  : Last intensitet i starten i z-retning

$q_{z2}$  : Last intensitet i slutten i z-retning

### Nyttelast

Kategori	Kategori	E: Lager
Faktoren $\psi_0$	$\psi_0$	1,00
Faktoren $\psi_1$	$\psi_1$	0,90
Faktoren $\psi_2$	$\psi_2$	0,80



### Linjelaster

Start stav	Slutt stav	$x_1$	$x_2$	$q_{z1}$	$q_{z2}$
		[mm]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]
1	3	0	0	28,5	28,5

### Sammendragresultater

Id	Klasse	Spenningskontroll			Global stabilitet
		U <sub>tn</sub>	U <sub>tnM</sub>	U <sub>tnV+V,b</sub>	U <sub>tnLT</sub>
1	1	0,24	0,24	0,15	-
2	1	0,24	0,24	0,18	-
3	1	0,24	0,24	0,15	-

Id : Staven sin id.

Klasse : Klassifisering av tverrsnitt (se EN 1993-1-1, tabell 5.2).

U<sub>tn</sub> : Største totale spenningsutnyttelse av alle lastkombinasjoner.

U<sub>tnM</sub> : Største samlet utnyttelse for moment av alle lastkombinasjoner.

U<sub>tnV+V,b</sub> : Største samlet utnyttelse for skjærkraft inkludert skjærkneking av alle lastkombinasjoner.

U<sub>tnLT</sub> : Største utnyttelse for vipning av alle lastkombinasjoner

### Statikkresultater

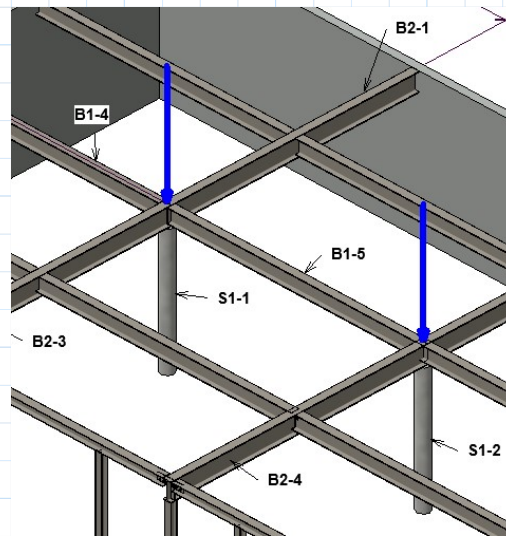
- Bruddgrenseverdier -

- Bruksgrenseverdier -

#### Forskyvning

ID	$\delta_{z,max}$	$\delta_{z,min}$
	[mm]	[mm]
1	0,1	-0,2
2	3,1	0,0
3	0,1	-0,2

## S1-2 og S2-2



### **S1-1 til S1-2:**

Laster:

#### B1-3 og B3-2:

$$b_y := 439.21 \text{ kN}$$

$$q_1 := 2 \cdot b_y = 878.42 \text{ kN}$$

#### B2-1 og B2-3:

$$a_y := 451.8 \text{ kN}$$

$$q_2 := 2 \cdot a_y = 903.6 \text{ kN}$$

$$q_{tot} := q_1 + q_2 = 1782.02 \text{ kN}$$

### **Betongsøyle.**

Basert på: NS-EN 1992-1-1

Materialer:

Betong: B35

Armering: B500C

$l := 4.80 \text{ m}$

Dimensjonerende last i bruddgrense:

$$N_{Ed} := q_{tot}$$

Dimensjoneringskriterier:

$$N_{Rd} \geq N_{Ed}$$

NA.3.1.6 (1)P  $\alpha_{cc} := 0.85$

Tabell 3.1  $f_{ck} := 30 \text{ MPa}$

NA.2.1N  $\gamma_c := 1.5$

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

3.2.2 (3)P  $f_{yk} := 500 \text{ MPa}$

NA.2.1N  $\gamma_s := 1.15$

3.2.7  $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Tverrsnitt:

$$A_c := \pi \cdot r^2 = (2.827 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

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

Beregningsmessig krav til armering:

$$A_s := \frac{N_{Ed} - f_{cd} \cdot A_c}{f_{yd} - f_{cd}} = -7.24 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

**Minimumsarmering:**

NA.9.5.2(2) Minste lengdearmering:

$$A_{s,min} := \frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 2211.1 \text{ mm}^2 < \frac{0.5 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} = 2049.3 \text{ mm}^2$$

men ikke mindre enn:

$$A_{n\ddot{o}d} := 0.01 A_c = 2827.4 \text{ mm}^2 \quad \text{DIM!}$$

NA.9.5.2(1) Krever større diameter enn 10mm.

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

Nødvendig antall:

$$\frac{A_{n\ddot{o}d}}{201.062 \text{ mm}^2} = 14.062 \quad \text{Velger 15 stk } \text{Ø}16.$$

Tverrarmering:

9.5.3(1) Krever større diameter enn 6mm.

NA.9.5.3(3) Senteravstand mellom bøylenes settes lik den minste av:

$$a := 15 \cdot 20 \text{ mm} = 300 \text{ mm}$$

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

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

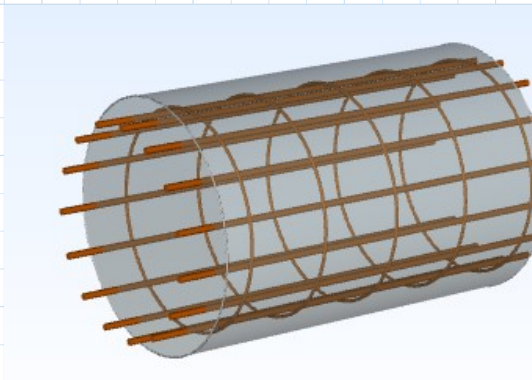
Velger: spiralarmering **Ø8s200**

$$\phi 8 := \frac{\pi \cdot 8^2 \text{ mm}^2}{4} = 50.265 \text{ mm}^2 \quad \text{stk}_{\phi 8} := \frac{4850 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} = 24.25$$

$$A_{s,\text{faktisk}} := 201.062 \text{ mm}^2 \cdot 15 = 3015.9 \text{ mm}^2$$

$$N_{Rd} := f_{cd} \cdot (A_c - A_{s,\text{faktisk}}) + f_{yd} \cdot A_{s,\text{faktisk}} = 6066.6 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.294 < \text{OK!}$$



Har til nå regnet som kort søyle, men må sjekke om dette stemmer:

$$r = 300 \text{ mm}$$

$$d := 2 \cdot r = 600 \text{ mm}$$

Geometrisk slankhet:

$$I_c := \frac{\pi}{64} \cdot d^4 = (6.362 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$A_c := \pi \cdot r^2 = (2.827 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 150 \text{ mm}$$

$$l_0 := 0.7 \cdot l = 3.36 \text{ m}$$

$$(5.14) \quad \lambda := \frac{l_0}{i} = 22.4$$

Normalisert slankhet:

$$\text{NA.5.8.3.1} \quad n := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.371 \quad k_a := 1 \quad \omega := \frac{f_{yd} \cdot A_{s,\text{faktisk}}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.273$$

$$\lambda_n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot k_a \cdot \omega}} = 10.971$$

Øvre slankhetsgrense:

$$\lambda < 80 \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot k_a \cdot \omega} \quad \lambda < 45$$

$$r_m := 1 \quad A_\varphi := 1$$

$$\lambda_{n,\text{lim}} := 13 \cdot (2 - r_m) \cdot A_\varphi = 13$$

$$\lambda_n = 10.971 < \lambda_{n,\text{lim}} = 13 \quad \text{OK}$$

Kan regne som kort søyle

# S1-1-til-S1-2

Modul	Betongtverrsnitt versjon 1.8.0
Standard	Søyle - Sirkulær tverrsnitt
Lisenseier	Beregnet med eurokode 2 EN 1992-1-1 med norsk nasjonalt tillegg Høgskulen på Vestlandet

Laget av: \_\_\_\_\_ Dato: onsdag 15. mai 2019

Kontrollert av: \_\_\_\_\_ Dato: \_\_\_\_\_

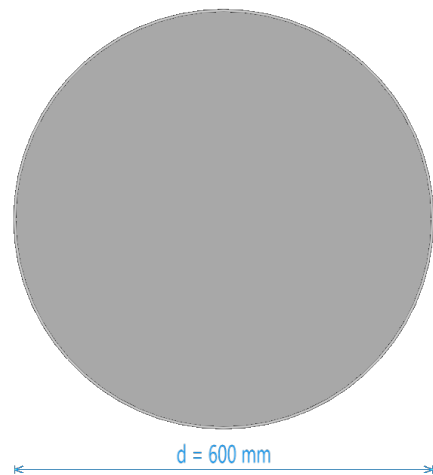
## Materiale

### Materialdata

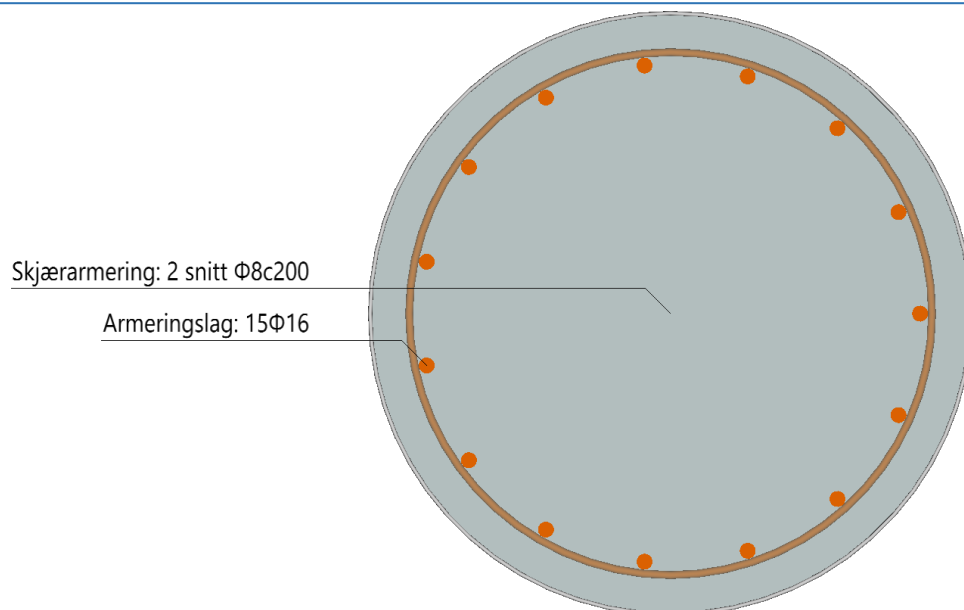
Betong	Betong	B30
Partialfaktor for betong	$\gamma_c$	1,50
Sylindriske trykkfasthet	$f_{ck}$	30,0 MPa
Største tilslag i betongen	$d_g$	20 mm
Midlere E-modul	$E_{cm}$	32,84 GPa
Midlere trykkfasthet	$f_{cm}$	38,0 MPa
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd}$	17,0 MPa
Midlere strekkfasthet	$f_{ctm}$	2,90 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet	$f_{ctd}$	1,15 MPa

### Tverrsnittsdata

Diameter	d	600 mm
Knekk lengde om y-aksen	$L_{cr,y}$	3,4 m
Faktisk lengde på søylen	L	4,8 m



### Armering





## Skjærarmoring

Senteravstand	s	200 mm
Diameter	$\Phi$	8 mm
Materiale	Materiale	Slakkarmering
Overdekning	c	35 mm
Antall bøylebeny	# bøylebeny	2
Helningsvinkel ( $\alpha$ )	Helningsvinkel ( $\alpha$ )	90,00 °

## Snittkrefter

### Bruddgrensekrefter

Krefter i hovedakseretning

Navn	$M_{EdG,y}$ [kNm]	$M_{EdQ,y}$ [kNm]	$M_{EdMax,y}$ [kNm]	$V_{Ed,z}$ [kN]	$V_{EdMax,z}$ [kN]	$V_{Ed,Redusert,z}$ [kN]	$N_{EdG}$ [kN]	$N_{EdQ}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	$\cot(\theta)$
Last	0	0	0	0	0	0	-1 782	0	0	1,00

Navn	: Navnet på snittkreftene.
$M_{EdG,y}$	: Langtidsmoment om y-aksen.
$M_{EdQ,y}$	: Korttidsmoment om y-aksen.
$M_{EdMax,y}$	: Maksimalt moment om y-aksen på staven som dette elementet er en del av.
$V_{Ed,z}$	: Tilhørende skjærkraft i z-retning, for beregningsmessig moment.
$V_{EdMax,z}$	: Maksimal skjærkraft i z-retning, for trykksbruddkontroll.
$V_{Ed,Redusert,z}$	: Redusert skjærkraft i z-retning, for strekkbruddkontroll.
$N_{EdG}$	: Normalkraft fra langtidslast. (Negativ for trykk.)
$N_{EdQ}$	: Normalkraft fra korttidslast. (Negativ for trykk.)
$T_{Ed}$	: Torsjonsmoment.
$\theta$	: Helningsvinkel for trykkdiagonalen.

## Bruddgrense

### Momentkapasitet

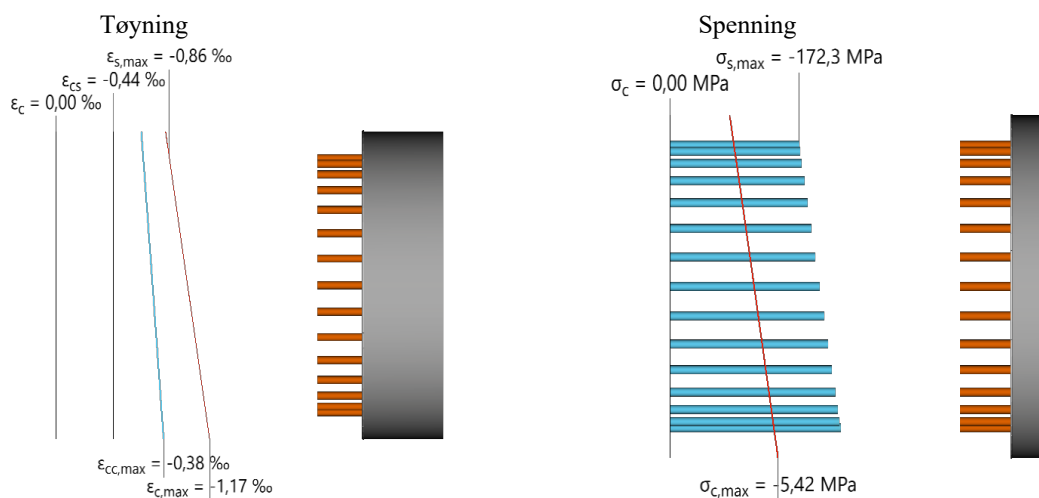
Navn	$U_{tnM+N}$	$M_{y,dim}$ [kNm]	$M_{add,y}$ [kNm]	$\epsilon_{c,max}$ [‰]	$\epsilon_{s,max}$ [‰]	$\epsilon_{cc,max}$ [‰]	Langtid?
Last	0,33	0	-35,6	-1,17	-0,86	-0,38	Ja

Navn	: Navnet på snittkreftene.
$U_{tnM+N}$	: Kapasitetsutnyttelse av moment og normalkraft for tverrsnittet.
$M_{y,dim}$	: Totalt dimensjonerende moment i y-retning.
$M_{add,y}$	: Det totale tillegget til momentet i y-retning som følge av 2. ordens effekter.
$\epsilon_{c,max}$	: Største trykk-tøyning i betongen.
$\epsilon_{s,max}$	: Største strekk-tøyning i armeringen.
$\epsilon_{cc,max}$	: Største kryptøyning i betongen.

Navn	$U_{M+N}$	$M_{y,dim}$	$M_{add,y}$	$\epsilon_{c,max}$	$\epsilon_{s,max}$	$\epsilon_{cc,max}$	Langtid?
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[%]	[%]	[%]	

Langtid? : Langtidskreftene alene er avgjørende for kapasiteten til tverrsnittet.  
 Dette kan typisk skje hvis langtidsmoment og det totale momentet har motsatt fortegn.

### Last



## Skjærkapasitet

### Skjærkapasitet i primærretning

Navn	Behov?	$U_{n,trykk,z}$	$V_{Rd,z,trykk}$	$U_{n,strekk,z}$	$V_{Rd,z,strekk}$	$A_{sw,z,statisk}$
			[kN]		[kN]	[mm <sup>2</sup> /m]
Last	Nei	0,00	1 034	0,00	231	0

- Navn : Navnet på snittkreftene.  
 Behov? : En sjekk av om det er beregningsmessig behov for skjærarmering.  
 $U_{n,trykk,z}$  : Skjærtrykkutnyttelse i z-retning.  
 $V_{Rd,z,trykk}$  : Skjærtrykkkapasitet i z-retning.  
 $U_{n,strekk,z}$  : Skjærstrekkutnyttelse i z-retning.  
 $V_{Rd,z,strekk}$  : Skjærstrekkkapasitet i z-retning.  
 $A_{sw,z,statisk}$  : Statisk nødvendig skjærarmering i z-retning.

## Minimumsarmering

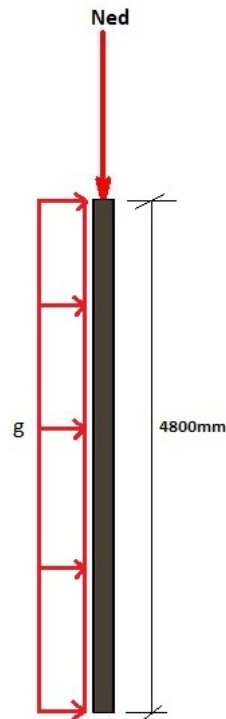
### Lengdearmering

Minste lengdearmeringsareal	$A_{s,min}$	2 822 mm <sup>2</sup>
Største lengdearmeringsareal	$A_{s,max}$	22 578 mm <sup>2</sup>
Største senteravstand med torsjonsarmering	$S_{lengde,tor,max}$	350 mm
Minste diameter for lengdearmering	$\Phi_{min}$	10 mm
Fri avstand mellom lengdearmeringsjern	Fri avstand	Godkjent

### Tverrarmering

Minste diameter for tverrarmering	$\Phi_{l,min}$	6 mm
Største senteravstand for tverrarmering	$S_{cl,t,max}$	240 mm
Største bøyleavstand med torsjonsarmering	$S_{l,tor,max}$	236 mm

## Søylar: (S2-1 til S2-2)



$$L := 4.8 \text{ m}$$

**Laster:**

Aksiallast:

Fra B2-3

$$N_{Ed.1} := 451.8 \text{ kN}$$

Fra B3-1 til B3-2:

$$N_{Ed.2} := 34.6 \text{ kN} \cdot 2$$

$$N_{Ed} := N_{Ed.1} + N_{Ed.2} = 521 \text{ kN}$$

Moment:

Vindlast: (fra vedlegg)

$$q_{vegg.langside} := 1.204 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Jevnt fordelt last om sterk akse:

$$q_{Ed} := q_{vegg.langside} \cdot 2.7 \text{ m} = 3.251 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Regner elastisk:

$$M_{yEd} := \frac{q_{Ed} \cdot L^2}{8} = 9.362 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tverrsnitt: HE220B

Profil  
og  
formler

$$h := 220 \text{ mm}$$

$$b := 220 \text{ mm}$$

$$t_w := 9.5 \text{ mm}$$

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

$$r := 18 \text{ mm}$$

$$A := 9100 \text{ mm}^2$$

$$W_y := 736 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_z := 258 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$S_y := 414 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{y.pl} := S_y \cdot 2 = (8.28 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

$$I_y := 80.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad I_z := 28.4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad \varepsilon := 0.81$$

$$E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_{m0} := 1.05 \quad \gamma_{m1} := 1.05$$

Tverrsnittsklasse:

$$h = 220 \text{ mm}$$

$$b = 220 \text{ mm}$$

$$t_f = 16 \text{ mm}$$

$$c := h - 2 t_f = 188 \text{ mm}$$

Tabell  
5.2

$$\frac{c}{t_f \cdot \varepsilon} = 14.506 < 33 \quad \text{Tv.kl 1}$$

$$i_y := 94.3 \text{ mm}$$

$$i_z := 55.9 \text{ mm}$$

Momentkapasitet:

$$M_{yRd} := \frac{W_y}{\gamma_{m0}} f_y = 248.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{zRd} := \frac{W_z}{\gamma_{m0}} f_y = 87.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Trykkapasitet:

$$N_{cRd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 3076.7 \text{ kN}$$

### 6.3.1 -> Tilsiktet sentrisk trykk.

$$6.3.1.3 (1) \quad \lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon$$

$$(6.50) \quad \lambda_y := \frac{L}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.669$$

$$\lambda_z := \frac{L}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1.129$$

Tabell 6.1 Imperfeksjonsfaktor:  $\alpha_y := 0.21 \quad \alpha_z := 0.34$

$$6.3.1.2 (1) \quad \Phi_y := 0.5 \left( 1 + \alpha_y \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2 \right) = 0.773$$

$$\Phi_z := 0.5 \left( 1 + \alpha_z \cdot (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2 \right) = 1.295$$

$$\chi_y := \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2}} = 0.862$$

$$\chi_z := \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \lambda_z^2}} = 0.518$$

### 6.3.2 -> Bøying om hovedaksen.

NS 3472

Må finne  $M_{cr}$ :

$$I_z := 28.4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_w := 295.4 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$$

$$I_t := 768 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$$

$$L = 4.8 \text{ m}$$

$$k := 1.0$$

$$k_w := 1$$

$$C1 := 1.0$$

$$C2 := 1.0$$

$$G := 81000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$z_g := 0$$

$$M_{cr} := C1 \cdot \left( \frac{\pi}{k \cdot L} \right)^2 E \cdot I_z \cdot \left( \sqrt{\left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \left( \frac{k \cdot L}{\pi} \right)^2 \cdot \frac{G \cdot I_t}{E \cdot I_z}} \right)$$

$$M_{cr} = 476.254 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6.3.2.2

$$\lambda_{LT} := \sqrt{\frac{W_{y.pl} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0.786$$

6.3.2.3

$$\beta := 0.75$$

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

Tabell 6.4

$$\alpha_{LT} := 0.21$$

6.3.2.3

$$\phi_{LT} := 0.5 \cdot \left( 1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2 \right) = 0.772$$

$$\chi_{LT} := \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \lambda_{LT}^2}} = 0.88$$

$$N_{Rk} := f_y \cdot A = (3.231 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$C_{my} := 1.0 \quad \gamma_{m0} := 1.05 \quad \gamma_{m1} := 1.05 \quad C_{mLT} := 1.0$$

Tab B.2

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left( 1 + (\lambda_y - 0.2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{m1}}} \right) = 1.092$$

$$k_{zy} := 1 - \frac{0.1 \cdot \lambda_z}{(C_{mLT} - 0.25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{m1}}} = 0.97$$

$$M_{yRd} := \frac{W_y}{\gamma_{m0}} \cdot f_y = 248.838 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$(6.61) \quad alt1 := \frac{N_{Ed}}{\left( \frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{m1}} \right)} + k_{yy} \cdot \frac{M_{yEd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{yRd}}{\gamma_{m1}}} = 0.25 \quad \text{OK}$$

$$(6.62) \quad alt2 := \frac{N_{Ed}}{\left( \frac{\chi_z \cdot N_{Rk}}{\gamma_{m1}} \right)} + k_{zy} \cdot \frac{M_{yEd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{yRd}}{\gamma_{m1}}} = 0.37 \quad \text{OK}$$

Søyla har god nok kapasitet til å tåle kombinert bøyning og aksialkraft.

# S2-1-til-S2-2

Modul	Ståltverrsnitt versjon 1.5.0 tverrsnitt
Standard	Beregnet med eurokode 3 EN 1993-1-1, EN 1993-1-2 og EN 1993-1-5 med norsk nasjonalt tillegg
Lisenseier	Høgskulen på Vestlandet

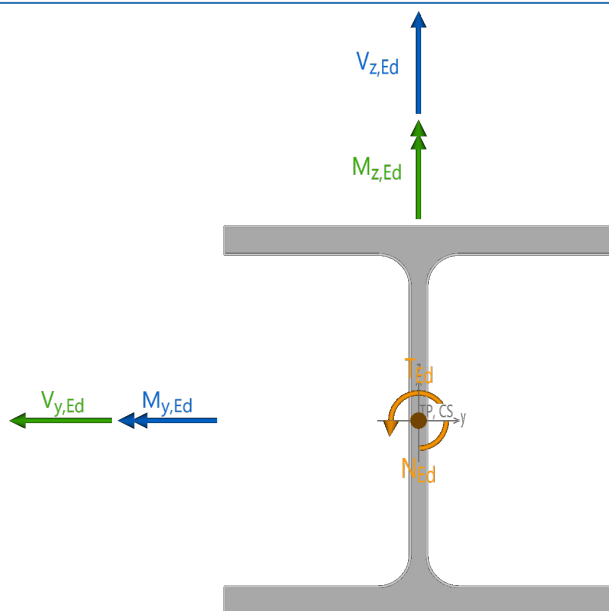
Laget av: \_\_\_\_\_ Dato: onsdag 15. mai 2019

Kontrollert av: \_\_\_\_\_ Dato: \_\_\_\_\_

## Geometri

Valgt tverrsnitt	Tverrsnitt	HE 220 B
Sveiset profil	Sveiset?	Nei
Areal	Areal	9 106 mm <sup>2</sup>
Egenvekt	Egenvekt	71,5 kg/m
Skjærareal i y'-retning	$A_{V,y'}$	6 312 mm <sup>2</sup>
Skjærareal i z'-retning	$A_{V,z'}$	2 794 mm <sup>2</sup>
Arealtreghetsmoment om lokal y'-akse	$I_{y'}$	80 926 041 mm <sup>4</sup>
Arealtreghetsmoment om lokal z'-akse	$I_{z'}$	28 432 999 mm <sup>4</sup>
Motstandsmoment om lokal z'-akse	$W_{z'}$	258 482 mm <sup>3</sup>
Plastisk motstandsmoment om lokal z'-akse	$W_{pl,z'}$	393 905 mm <sup>3</sup>
St. Venants torsjonskonstant	$I_T$	773 034 mm <sup>4</sup>
Hvelvingskonstant	$I_W$	2,95E+011 mm <sup>6</sup>

## Snittkrefter



## Krefter

Navn	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]	$V_{z,Ed}$ [kN]	$V_{y,Ed}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	$z_g$ [mm]	$M_{cr}$ [kNm]
Last	9	0	0	0	-521	0	0	477

Navn : Navnet på settet med snittkrefter.

$M_{y,Ed}$  : Dimensjonerende moment om y-aksen. Virker om tyngdepunktet.

$M_{z,Ed}$  : Dimensjonerende moment om z-aksen. Virker om tyngdepunktet.

$V_{z,Ed}$  : Dimensjonerende skjærkraft i z-retning. Angriper i skjærsenteret.

$V_{y,Ed}$  : Dimensjonerende skjærkraft i y-retning. Angriper i skjærsenteret.

$N_{Ed}$  : Dimensjonerende normalkraft (Negativ ved trykk). Angriper i tyngdepunktet.

$T_{Ed}$  : Dimensjonerende torsjonsmoment. Virker om skjærsenteret.

$z_g$  : Avstanden fra skjærsenter til lastens angrepspunkt (se EN 1999-1-1, Tillegg I).

$M_{cr}$  : Det ideelle momentet for vipping.



## Spenningskontroll

### Sammendrag

Navn	Klasse	U <sub>tn</sub>	U <sub>tn<sub>M+N</sub></sub>	U <sub>tn<sub>V+T</sub></sub>	M <sub>y,Rd</sub> [kNm]	M <sub>z,Rd</sub> [kNm]	V <sub>z',Rd</sub> [kN]	V <sub>y',Rd</sub> [kN]	N <sub>Rd</sub> [kN]	T <sub>Rd</sub> [kNm]
Last	1	0,17	0,17	0,00	280	133	545	1 232	-3 079	16

- Navn : Navnet på settet med snittkrefter.
- Klasse : Klassifisering av tverrsnitt (se EN 1993-1-1, tabell 5.2).
- U<sub>tn</sub> : Spenningsutnyttelse.
- U<sub>tn<sub>M+N</sub></sub> : Samlet utnyttelse for moment om begge akser og normalkraft.
- U<sub>tn<sub>V+T</sub></sub> : Samlet utnyttelse for skjærkraft og torsjon.
- M<sub>y,Rd</sub> : Momentkapasitet om horisontal akse.
- M<sub>z,Rd</sub> : Momentkapasitet om vertikal akse.
- V<sub>z',Rd</sub> : Kapasiteten for skjærkraft i lokal z'-retning.
- V<sub>y',Rd</sub> : Kapasiteten for skjærkraft i lokal y'-retning.
- N<sub>Rd</sub> : Normalkraftskapasiteten.
- T<sub>Rd</sub> : Torsjonskapasiteten.

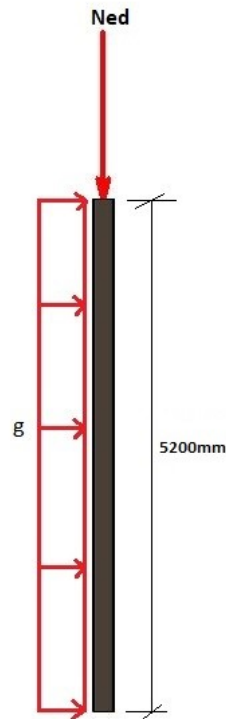
## Global stabilitet

### Sammendrag

Navn	Klasse	U <sub>tn<sub>1</sub></sub>	U <sub>tn<sub>2</sub></sub>	U <sub>tn<sub>LT</sub></sub>	U <sub>tn<sub>TF</sub></sub>	U <sub>tn<sub>F,y</sub></sub>	U <sub>tn<sub>F,z</sub></sub>	U <sub>tn<sub>T</sub></sub>
Last	1	0,26	0,40	-	-	0,21	0,36	0,23

- Navn : Navnet på settet med snittkrefter.
- Klasse : Klassifisering av tverrsnitt (se EN 1993-1-1, tabell 5.2).
- U<sub>tn<sub>1</sub></sub> : Utnyttelse for kombinert bøyning og aksialkraft.
- U<sub>tn<sub>2</sub></sub> : Utnyttelse for kombinert bøyning og aksialkraft.
- U<sub>tn<sub>LT</sub></sub> : Utnyttelse for vipping.
- U<sub>tn<sub>TF</sub></sub> : Utnyttelse for bøyetorsjonsknekking.
- U<sub>tn<sub>F,y</sub></sub> : Utnyttelse for bøyeknekking om y-aksen.
- U<sub>tn<sub>F,z</sub></sub> : Utnyttelse for bøyeknekking om z-aksen.
- U<sub>tn<sub>T</sub></sub> : Utnyttelse for torsjonsknekking.

## Søylar: (S3-1 til S3-6)



$$L := 5.3 \text{ m}$$

**Laster:**

Aksiallast:

Fra B4-1 til B4-3:

$$N_{Ed.1} := 200 \text{ kN}$$

Fra SII1-1 til SII1-8:

$$M_{HE220B} := 71.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$\text{Egenvekt: } g_{SII} := M_{HE220B} \cdot 6 \text{ m} = 4.208 \text{ kN}$$

$$\text{Last: } g := 530 \text{ kN}$$

$$N_{Ed.2} := g + g_{SII} = 534.208 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := N_{Ed.1} + N_{Ed.2} = 734.208 \text{ kN}$$

**Moment:**

**Vindlast:**

$$q_{vegg.langside} := 1.204 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Jevnt fordelt last om sterk akse:

$$q_{Ed} := q_{vegg.langside} \cdot 3.65 \text{ m} = 4.395 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**Regner elastisk:**

$$M_{yEd} := \frac{q_{Ed} \cdot L^2}{8} = 15.431 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tverrsnitt: HE220B

Profil  
og  
formler

$$h := 220 \text{ mm}$$

$$b := 220 \text{ mm}$$

$$t_w := 9.5 \text{ mm}$$

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

$$r := 18 \text{ mm}$$

$$A := 9100 \text{ mm}^2$$

$$W_y := 736 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_z := 258 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$I_y := 80.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_z := 28.4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\varepsilon := 0.81$$

$$S_y := 414 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{y,pl} := S_y \cdot 2 = (8.28 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

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

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

$$\gamma_{m0} := 1.05$$

$$\gamma_{m1} := 1.05$$

Tverrsnittsklasse:

$$h = 220 \text{ mm}$$

$$b = 220 \text{ mm}$$

$$t_f = 16 \text{ mm}$$

$$c := h - 2 t_f = 188 \text{ mm}$$

Tabell  
5.2

$$\frac{c}{t_f \cdot \varepsilon} = 14.506 < 33$$

Tv.kl 1

$$i_y := 94.3 \text{ mm}$$

$$i_z := 55.9 \text{ mm}$$

Momentkapasitet:

$$M_{yRd} := \frac{W_y}{\gamma_{m0}} f_y = 248.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{zRd} := \frac{W_z}{\gamma_{m0}} f_y = 87.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Trykkapasitet:

$$N_{cRd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 3076.7 \text{ kN}$$

### 6.3.1 -> Tilsiktet sentrisk trykk.

6.3.1.3 (1)  $\lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon$

$$(6.50) \quad \lambda_y := \frac{L}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.739$$

$$\lambda_z := \frac{L}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1.247$$

Tabell 6.1 Imperfeksjonsfaktor:  $\alpha_y := 0.21$   $\alpha_z := 0.34$

$$6.3.1.2 (1) \quad \Phi_y := 0.5 \left( 1 + \alpha_y \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2 \right) = 0.83$$

$$\Phi_z := 0.5 \left( 1 + \alpha_z \cdot (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2 \right) = 1.455$$

$$\chi_y := \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2}} = 0.829$$

$$\chi_z := \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \lambda_z^2}} = 0.454$$

6.3.2 -> Bøying om hovedaksen.

NS 3472 Må finne  $M_{cr}$ :

$$I_z := 28.4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_w := 295.4 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$$

$$I_t := 768 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$$

$$L = 5.3 \text{ m}$$

$$k := 1.0$$

$$k_w := 1$$

$$C1 := 1.0$$

$$C2 := 1.0$$

$$G := 81000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$z_g := 0$$

$$M_{cr} := C1 \cdot \left( \frac{\pi}{k \cdot L} \right)^2 \cdot E \cdot I_z \cdot \left( \sqrt{\left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \left( \frac{k \cdot L}{\pi} \right)^2 \cdot \frac{G \cdot I_t}{E \cdot I_z}} \right)$$

$$M_{cr} = 419.559 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$6.3.2.2 \quad \lambda_{LT} := \sqrt{\frac{W_{y,pl} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0.837$$

$$6.3.2.3 \quad \beta := 0.75 \quad \lambda_{LT,0} := 0.4$$

Tabell 6.4  $\alpha_{LT} := 0.21$

6.3.2.3  $\phi_{LT} := 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2) = 0.809$

$$\chi_{LT} := \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \lambda_{LT}^2}} = 0.857$$

$$N_{Rk} := f_y \cdot A = (3.231 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$C_{my} := 1.0 \quad \gamma_{m0} := 1.05 \quad \gamma_{m1} := 1.05 \quad C_{mLT} := 1.0$$

Tab B.2  $k_{yy} := C_{my} \cdot \left( 1 + (\lambda_y - 0.2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{m1}}} \right) = 1.155$

$$k_{zy} := 1 - \frac{0.1 \cdot \lambda_z}{(C_{mLT} - 0.25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{m1}}} = 0.952$$

$$M_{yRd} := \frac{W_y}{\gamma_{m0}} \cdot f_y = 248.838 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(6.61)  $alt1 := \frac{N_{Ed}}{\left( \frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{m1}} \right)} + k_{yy} \cdot \frac{M_{yEd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{yRd}}{\gamma_{m1}}} = 0.38 \quad \text{OK}$

(6.62)  $alt2 := \frac{N_{Ed}}{\left( \frac{\chi_z \cdot N_{Rk}}{\gamma_{m1}} \right)} + k_{zy} \cdot \frac{M_{yEd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{yRd}}{\gamma_{m1}}} = 0.6 \quad \text{OK}$

Søyla har god nok kapasitet til å tåle kombinert bøyning og aksialkraft.

# S3-1-til-S3-6

Modul	Ståltverrsnitt versjon 1.5.0 tverrsnitt
Standard	Beregnet med eurokode 3 EN 1993-1-1, EN 1993-1-2 og EN 1993-1-5 med norsk nasjonalt tillegg
Lisenseier	Høgskulen på Vestlandet

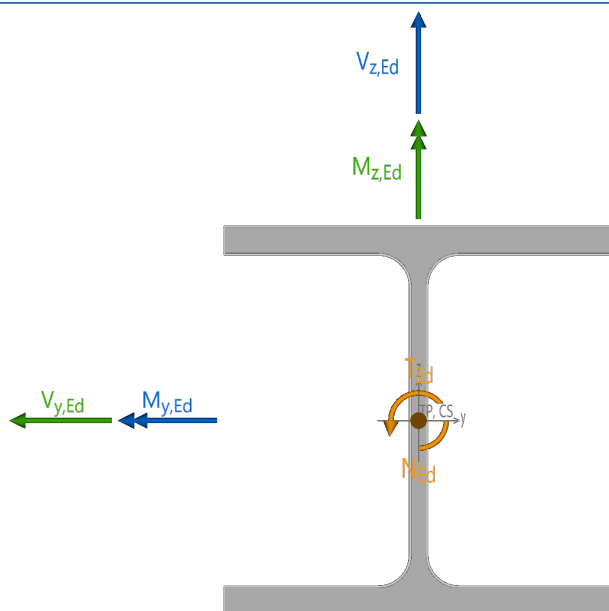
Laget av: \_\_\_\_\_ Dato: onsdag 15. mai 2019

Kontrollert av: \_\_\_\_\_ Dato: \_\_\_\_\_

## Geometri

Valgt tverrsnitt	Tverrsnitt	HE 220 B
<b>Tverrsnittsdata</b>		
Sveiset profil	Sveiset?	Nei
Areal	Areal	9 106 mm <sup>2</sup>
Egenvekt	Egenvekt	71,5 kg/m
Skjærareal i y'-retning	$A_{V,y'}$	6 312 mm <sup>2</sup>
Skjærareal i z'-retning	$A_{V,z'}$	2 794 mm <sup>2</sup>
Arealtreghetsmoment om lokal y'-akse	$I_{y'}$	80 926 041 mm <sup>4</sup>
Arealtreghetsmoment om lokal z'-akse	$I_{z'}$	28 432 999 mm <sup>4</sup>
Motstandsmoment om lokal z'-akse	$W_{z'}$	258 482 mm <sup>3</sup>
Plastisk motstandsmoment om lokal z'-akse	$W_{pl,z'}$	393 905 mm <sup>3</sup>
St. Venants torsjonskonstant	$I_T$	773 034 mm <sup>4</sup>
Hvelvingskonstant	$I_W$	2,95E+011 mm <sup>6</sup>

## Snittkrefter



## Krefter

Navn	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]	$V_{z,Ed}$ [kN]	$V_{y,Ed}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	$z_g$ [mm]	$M_{cr}$ [kNm]	
Last	15	0	0	0	0	-734	0	0	420

Navn : Navnet på settet med snittkrefter.

$M_{y,Ed}$  : Dimensjonerende moment om y-aksen. Virker om tyngdepunktet.

$M_{z,Ed}$  : Dimensjonerende moment om z-aksen. Virker om tyngdepunktet.

$V_{z,Ed}$  : Dimensjonerende skjærkraft i z-retning. Angriper i skjærsenteret.

$V_{y,Ed}$  : Dimensjonerende skjærkraft i y-retning. Angriper i skjærsenteret.

$N_{Ed}$  : Dimensjonerende normalkraft (Negativ ved trykk). Angriper i tyngdepunktet.

$T_{Ed}$  : Dimensjonerende torsjonsmoment. Virker om skjærsenteret.

$z_g$  : Avstanden fra skjærsenter til lastens angrepspunkt (se EN 1999-1-1, Tillegg I).

$M_{cr}$  : Det ideelle momentet for vipping.

## Spenningskontroll

### Sammendrag

Navn	Klasse	U <sub>tn</sub>	U <sub>tn<sub>M+N</sub></sub>	U <sub>tn<sub>V+T</sub></sub>	M <sub>y,Rd</sub> [kNm]	M <sub>z,Rd</sub> [kNm]	V <sub>z',Rd</sub> [kN]	V <sub>y',Rd</sub> [kN]	N <sub>Rd</sub> [kN]	T <sub>Rd</sub> [kNm]
Last	1	0,24	0,24	0,00	280	133	545	1 232	-3 079	16

- Navn : Navnet på settet med snittkrefter.
- Klasse : Klassifisering av tverrsnitt (se EN 1993-1-1, tabell 5.2).
- U<sub>tn</sub> : Spenningsutnyttelse.
- U<sub>tn<sub>M+N</sub></sub> : Samlet utnyttelse for moment om begge akser og normalkraft.
- U<sub>tn<sub>V+T</sub></sub> : Samlet utnyttelse for skjærkraft og torsjon.
- M<sub>y,Rd</sub> : Momentkapasitet om horisontal akse.
- M<sub>z,Rd</sub> : Momentkapasitet om vertikal akse.
- V<sub>z',Rd</sub> : Kapasiteten for skjærkraft i lokal z'-retning.
- V<sub>y',Rd</sub> : Kapasiteten for skjærkraft i lokal y'-retning.
- N<sub>Rd</sub> : Normalkraftskapasiteten.
- T<sub>Rd</sub> : Torsjonskapasiteten.

## Global stabilitet

### Sammendrag

Navn	Klasse	U <sub>tn<sub>1</sub></sub>	U <sub>tn<sub>2</sub></sub>	U <sub>tn<sub>LT</sub></sub>	U <sub>tn<sub>TF</sub></sub>	U <sub>tn<sub>F,y</sub></sub>	U <sub>tn<sub>F,z</sub></sub>	U <sub>tn<sub>T</sub></sub>
Last	1	0,39	0,64	-	-	0,31	0,58	0,32

- Navn : Navnet på settet med snittkrefter.
- Klasse : Klassifisering av tverrsnitt (se EN 1993-1-1, tabell 5.2).
- U<sub>tn<sub>1</sub></sub> : Utnyttelse for kombinert bøyning og aksialkraft.
- U<sub>tn<sub>2</sub></sub> : Utnyttelse for kombinert bøyning og aksialkraft.
- U<sub>tn<sub>LT</sub></sub> : Utnyttelse for vipping.
- U<sub>tn<sub>TF</sub></sub> : Utnyttelse for bøyetorsjonsknekking.
- U<sub>tn<sub>F,y</sub></sub> : Utnyttelse for bøyeknekking om y-aksen.
- U<sub>tn<sub>F,z</sub></sub> : Utnyttelse for bøyeknekking om z-aksen.
- U<sub>tn<sub>T</sub></sub> : Utnyttelse for torsjonsknekking.



## Bruddgrense - Langvegg

Dimensjonerende moment  $M_{Ed} := 183.823 \text{ kN} \cdot \text{m}$  (Se vedlegg "Jordtrykk")

Betongkvalitet  $f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$   $f_{cd} := \frac{(0.85 \cdot f_{ck})}{1.5}$  NS-EN 1992 1-1 3.1.6(1)

$k := 0.275$  (Tabell 4.3: Svein Ivar Sørensen: Betongkonstruksjoner)

$b := 1000 \text{ mm}$

(4.25) 
$$d := \sqrt[2]{\frac{M_{Ed}}{k \cdot f_{cd} \cdot b}}$$

Svein Ivar Sørensen,  
Betongkonstruksjoner 2:  
Beregninger og dimensjonering  
etter Eurocode 2

### Nødvendig armeringsareal

$$f_{Yd} := 434 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad z := d$$

(4.26) 
$$A_s := \frac{M_{Ed}}{f_{Yd} \cdot 0.835 \cdot z}$$

$$A_s = (2.763 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Velger armering:  $\phi := 16 \text{ mm}$   $A_{\phi 16} := 201 \text{ mm}^2$

$$n := \frac{A_s}{A_{\phi 16}} \quad \rightarrow \quad n = 13.746$$

Er da behov for 14 armeringsjern per meter

### Minimums armering

(9.1N) 
$$A_{s,min} := 0.26 \cdot b \cdot d \cdot \frac{3.8}{500}$$
 NS-EN 1992 1-1:2004 9.2.1.1

men ikke mindre enn:

$$0.0013 \cdot b \cdot d = 238.66 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 362.763 \text{ mm}^2$$

$$A_s > A_{s,min} = 1 \rightarrow A_s \text{ blir dimensjonerende}$$

### Minste avstand mellom armeringsjernene:

$$a_h := 2 \cdot \phi = 32 \text{ mm} \quad (\text{NS-EN 1992 1-1 NA.8.2(2)})$$

$$\frac{b}{n} = 72.746 \text{ mm} \quad > a_h \rightarrow \text{dvs. OK}$$

Velger da armering:  $\phi 20C70$

**Må så sjekke for overdekning.** XC4, 50 års dimensjonernde levetid

$$C_{min} := 35 \text{ mm} \quad C_{dev} := 10 \text{ mm} \quad \text{NS-EN 1992 1-1: 4.4.1}$$

$$(4.1) \quad C_{nom} := C_{min} + C_{dev} \quad C_{min} \text{ blir bestemt etter tabell 4.4N}$$

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

### Dybden på betongveggen blir da:

Velger bøylearmering:  $\phi_{bøyle} := 8 \text{ mm}$

$$h_{tverrsnitt} := d + \frac{\phi}{2} + \phi_{bøyle} + C_{nom} \rightarrow h_{tverrsnitt} = 244.584 \text{ mm}$$

Setter høyden til betongtverrsnittet lik:  $h_{tverrsnitt,d} := 300 \text{ mm}$

Setter høyden lik 300mm for å være på sikker side

## Aksiallastkapasitet

$$A_c := (b \cdot 30) \cdot h_{\text{tverrsnitt.d}} = (9 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

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

$$(4.5) \quad N_{Rd} := f_{cd} \cdot (A_c - A_s) + f_{yd} \cdot A_s = (1.796 \cdot 10^5) \text{ kN}$$

Svein Ivar Sørensen,  
Betongkonstruksjoner 2:  
Beregninger og dimensjonering  
etter Eurocode 2

$$\frac{N_{Rd}}{30 \text{ m}} = (5.988 \cdot 10^3) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Last fra etasjeskiller:

$$F_{d.\text{etasjeskiller}} := 1041.8 \text{ kN} \quad (\text{Fra vedlegg B2-1 til B2-2})$$

$$N_{Rd} > F_{d.\text{etasjeskiller}} = 1 \quad \text{ok}$$

$$\frac{F_{d.\text{etasjeskiller}}}{\frac{N_{Rd}}{30}} = 0.174$$

Betongveggen er ca. 18%  
utnyttet i trykk

### Oppsummert:

Nødvendig armeringsareal:  $A_s = (2.763 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \phi = 16 \text{ mm}$

Nødvendig høyde på veggen:  $h_{\text{tverrsnitt.d}} = 300 \text{ mm}$

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

## Skjærstrekkapasitet NS-EN 1992 1-1 6.2.2

$$V_{Ed} := 94.2 \text{ kN}$$

$$A_c := (b \cdot h_{\text{tverrsnitt.d}}) = (3 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$C_{Rd.c} := \frac{0.18}{1.5} \quad K := 1 + \sqrt{\frac{200}{175.4}} \quad p_1 := \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$V_{min} := \left( 0.035 \cdot K^{\frac{3}{2}} \cdot 35^{\frac{1}{2}} \right) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{cp} := 0.15 \cdot \frac{V_{Ed}}{A_c} = 0.047 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Rd.c1} := \left( \left( C_{Rd.c} \cdot K \cdot \left( 100 \cdot p_1 \cdot 35 \right)^{\frac{1}{3}} \right) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} + \sigma_{cp} \right) \cdot b \cdot d = 179.414 \text{ kN}$$

men ikke mindre enn

$$V_{Rd.c2} := (V_{min} + \sigma_{cp}) \cdot A_c$$

$$V_{Rd.c2} = 198.842 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærkraftkapasitet blir da:  $V_{Rd.c1} = 179.414 \text{ kN}$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd.c2}} = 0.474 \quad \text{Betongen blir ca 47,4\% utnyttet i skjær} \quad \text{dvs. ok}$$

## Skjærtrykkkapasitet NS-EN 1992: 6.2.2(6)

$$v := 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{35}{250} \right) = 0.516$$

$$V_{Rd.max} := 0.5 \cdot b \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 939.401 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.max} = 939.401 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd.max}} = 0.1 \quad \text{dvs ok}$$

## Bruddgrense - kortvegger

Vindlast:  $C_{d2} := 1.2 \frac{kN}{m}$  (Se vedlegg "Vindlast")

Vegghøyde:  $h_{vegg} := 5.5 \text{ m}$

Dimensjonerende moment  $M_{Ed} := \frac{C_{d2} \cdot h_{vegg}^2}{8} = 4.538 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Ettersom at vindlasten er så liten, velger vi å se bort ifra den

$N_{Ed} := 546.96 \text{ kN}$  (Fra vedlegg B1-1 til B1-6)

Betongkvalitet  $f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$   $f_{cd} := \frac{(0.85 \cdot f_{ck})}{1.5}$  NS-EN 1992 1-1 3.1.6(1)

$k := 0.275$  (Tabell 4.3: Svein Ivar Sørensen: Betongkonstruksjoner)

$b := 1000 \text{ mm}$

Formel for momentkapasitet:

(4.25)  $d := \sqrt[2]{\frac{M_{Ed}}{k \cdot f_{cd} \cdot b}} = 28.843 \text{ mm}$

Svein Ivar Sørensen,  
Betongkonstruksjoner 2:  
Beregninger og dimensjonering  
etter Eurocode 2

**Nødvendig armeringsareal**

$f_{Yd} := 434 \frac{N}{mm^2}$   $z := d$

(4.26)  $A_s := \frac{M_{Ed}}{f_{Yd} \cdot 0.835 \cdot z} = 434.107 \text{ mm}^2$

$A_s = 434.107 \text{ mm}^2$

Velger armering:  $\phi := 8 \text{ mm}$        $A_{\phi 8} := 50.3 \text{ mm}^2$

$$n := \frac{A_s}{A_{\phi 8}} \quad \rightarrow \quad n = 8.63$$

Er da behov for 9 armeringsjern per meter i strekk

### Minimums armering

(9.1N)  $A_{s,min} := 0.26 \cdot b \cdot d \cdot \frac{3.8}{500}$       NS-EN 1992 1-1:2004 9.2.1.1

men ikke mindre enn:

$$0.0013 \cdot b \cdot d = 37.496 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 56.994 \text{ mm}^2$$

$A_s > A_{s,min} = 1 \rightarrow A_s$  blir dimensjonerende

### Minste avstand mellom armeringsjernene:

$$a_h := 2 \cdot \phi = 16 \text{ mm} \quad (\text{NS-EN 1992 1-1 NA.8.2(2)})$$

$$\frac{b}{n} = 115.87 \text{ mm} \quad > a_h \rightarrow \text{dvs. OK}$$

Velger da armering:  $\phi 8C140$

**Må så sjekke for overdekning.** XC4, 50 års dimensjonernde levetid

$$C_{min} := 35 \text{ mm} \quad C_{dev} := 10 \text{ mm} \quad \text{NS-EN 1992 1-1: 4.4.1}$$

(4.1)  $C_{nom} := C_{min} + C_{dev}$       Cmin blir bestemt etter tabell 4.4N

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

### Dybden på betongveggen blir da:

Velger bøylearmering:  $\phi_{bøyle} := 8 \text{ mm}$

$$h_{tverrsnitt} := d + \frac{\phi}{2} + \phi_{bøyle} + C_{nom} \rightarrow h_{tverrsnitt} = 85.843 \text{ mm}$$

Setter høyden til betongtverrsnittet lik:  $h_{tverrsnitt.d} := 300 \text{ mm}$

Setter bredden på betongtverrsnittet lik 300mm ettersom at vi da får likt tverrsnitt for alle betongveggene. I tillegg har vi ikke sett på seismisk påvirkning for betongveggen, så dette må undersøkes videre

### Aksiallastkapasitet

$$A_c := (b \cdot 20) \cdot h_{tverrsnitt.d} = (6 \cdot 10^6) \text{ mm}^2 \quad f_{yd} := 434 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$(4.5) \quad N_{Rd} := f_{cd} \cdot (A_c - A_s) + f_{yd} \cdot A_s = (1.192 \cdot 10^5) \text{ kN}$$

Svein Ivar Sørensen,  
Betongkonstruksjoner 2:  
Beregninger og dimensjonering  
etter Eurocode 2

$$\frac{N_{Rd}}{20 \text{ m}} = (5.959 \cdot 10^3) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N_{Ed} = 546.96 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.092 \quad \text{Betongveggen blir 10\% utnyttet i trykk} \quad \text{ok}$$

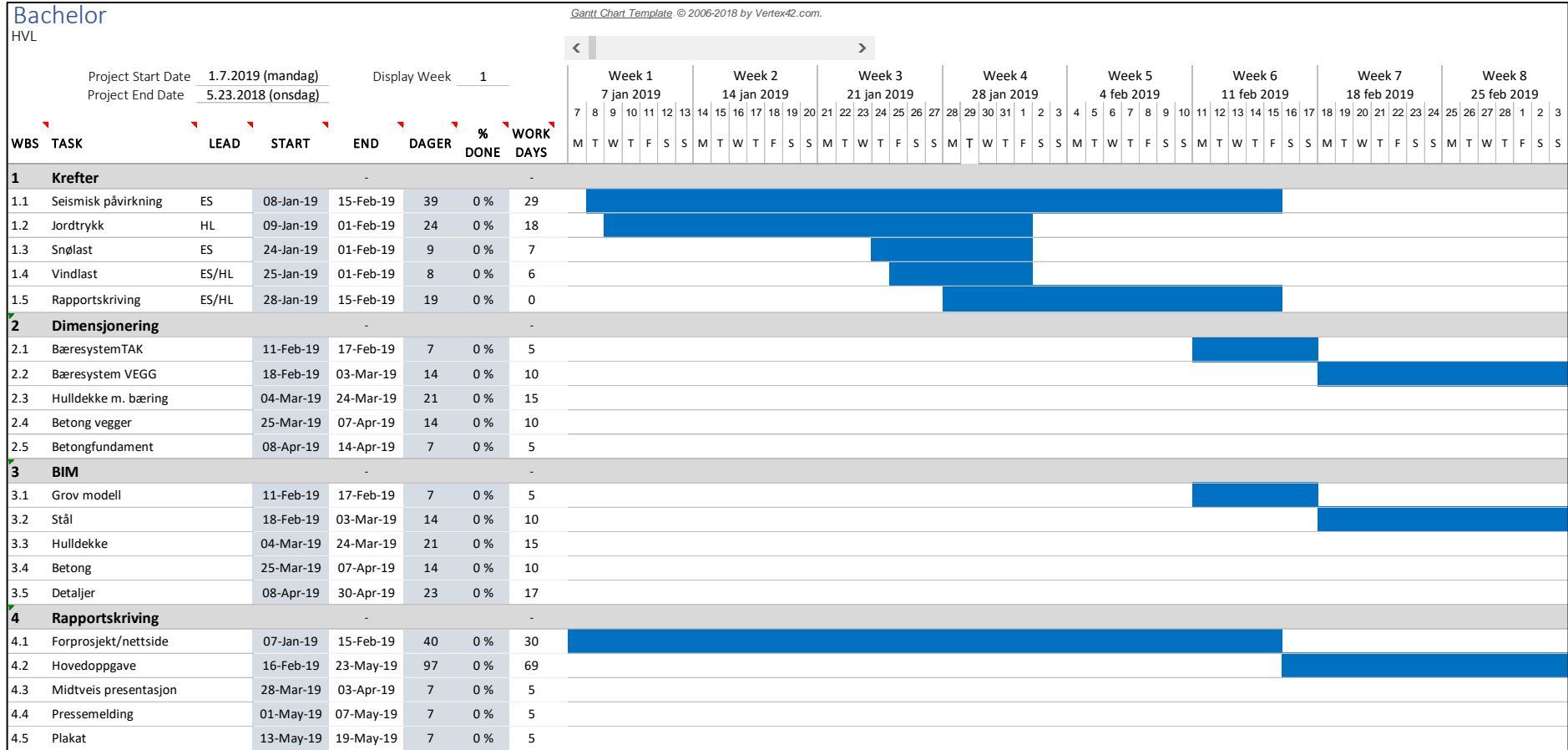
### Oppsummert:

Nødvendig armeringsareal:  $A_s = 434.107 \text{ mm}^2$   $\phi = 8 \text{ mm}$

Nødvendig høyde på veggen:  $h_{tverrsnitt.d} = 300 \text{ mm}$

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

# Original fremdriftsplan Uke 1-8







# Original fremdriftsplan Uke 17-24

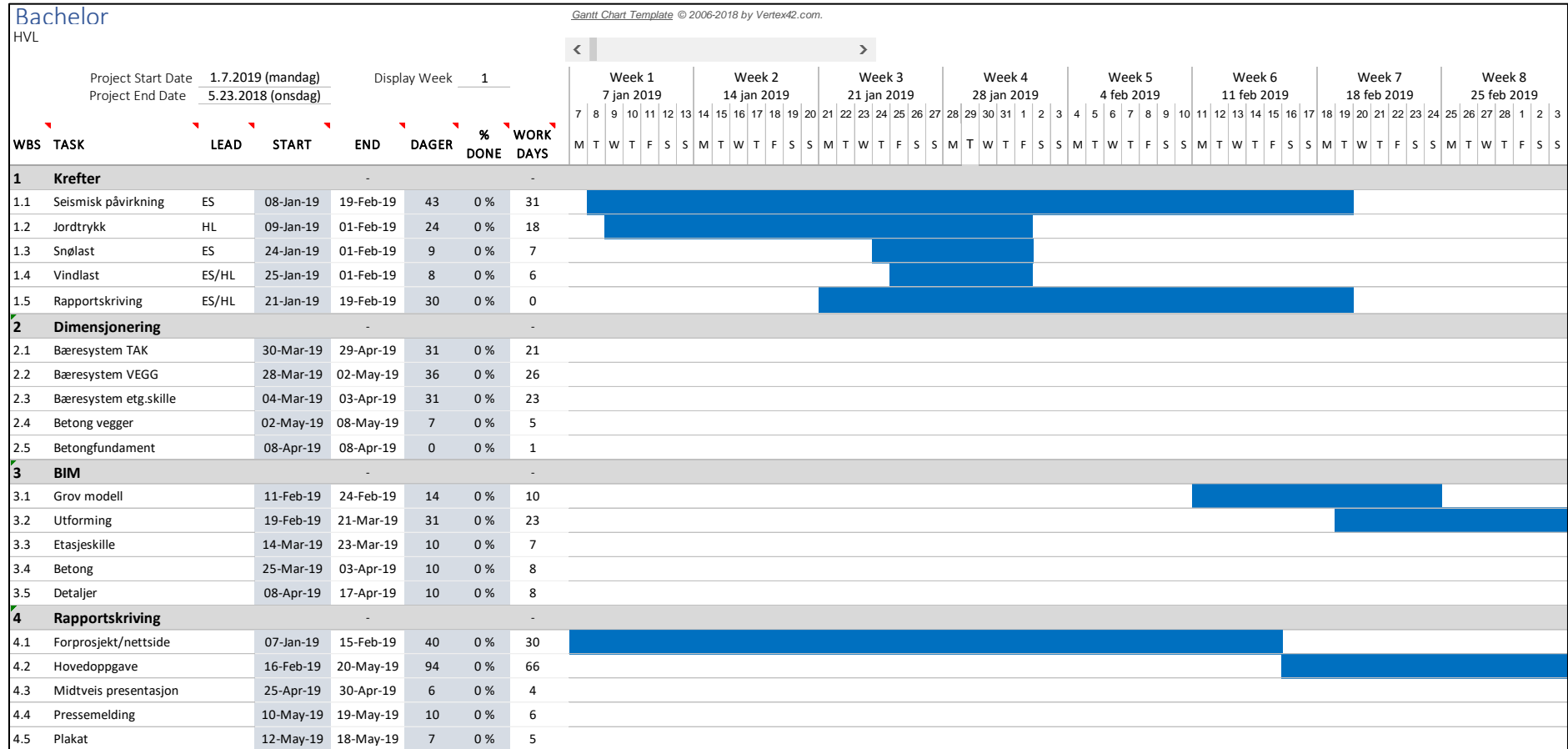
Bachelor  
HVL

Project Start Date 1.7.2019 (mandag) Display Week 17  
Project End Date 5.23.2018 (onsdag)

Gantt Chart Template © 2006-2018 by Vertex42.com.

WBS	TASK	LEAD	START	END	DAGER	% DONE	WORK DAYS	Gantt Chart																											
								Week 17 29 apr 2019	Week 18 6 mai 2019	Week 19 13 mai 2019	Week 20 20 mai 2019	Week 21 27 mai 2019	Week 22 3 jun 2019	Week 23 10 jun 2019	Week 24 17 jun 2019																				
								M	T	W	T	F	S	S	M	T	W	T	F	S	S	M	T	W	T	F	S	S	M	T	W	T	F	S	S
<b>1</b>	<b>Krefter</b>																																		
1.1	Seismisk påvirkning	ES	08-Jan-19	15-Feb-19	39	0 %	29																												
1.2	Jordtrykk	HL	09-Jan-19	01-Feb-19	24	0 %	18																												
1.3	Snølast	ES	24-Jan-19	01-Feb-19	9	0 %	7																												
1.4	Vindlast	ES/HL	25-Jan-19	01-Feb-19	8	0 %	6																												
1.5	Rapportskriving	ES/HL	28-Jan-19	15-Feb-19	19	0 %	0																												
<b>2</b>	<b>Dimensjonering</b>																																		
2.1	BæresystemTAK		11-Feb-19	17-Feb-19	7	0 %	5																												
2.2	Bæresystem VEGG		18-Feb-19	03-Mar-19	14	0 %	10																												
2.3	Huldekke m. bæring		04-Mar-19	24-Mar-19	21	0 %	15																												
2.4	Betong vegger		25-Mar-19	07-Apr-19	14	0 %	10																												
2.5	Betongfundament		08-Apr-19	14-Apr-19	7	0 %	5																												
<b>3</b>	<b>BIM</b>																																		
3.1	Grov modell		11-Feb-19	17-Feb-19	7	0 %	5																												
3.2	Stål		18-Feb-19	03-Mar-19	14	0 %	10																												
3.3	Huldekke		04-Mar-19	24-Mar-19	21	0 %	15																												
3.4	Betong		25-Mar-19	07-Apr-19	14	0 %	10																												
3.5	Detaljer		08-Apr-19	30-Apr-19	23	0 %	17																												
<b>4</b>	<b>Rapportskriving</b>																																		
4.1	Forprosjekt/nettside		07-Jan-19	15-Feb-19	40	0 %	30																												
4.2	Hovedoppgave		16-Feb-19	23-May-19	97	0 %	69																												
4.3	Midtveis presentasjon		28-Mar-19	03-Apr-19	7	0 %	5																												
4.4	Pressemelding		01-May-19	07-May-19	7	0 %	5																												
4.5	Plakat		13-May-19	19-May-19	7	0 %	5																												

# Revidert fremdriftsplan Uke 1-8



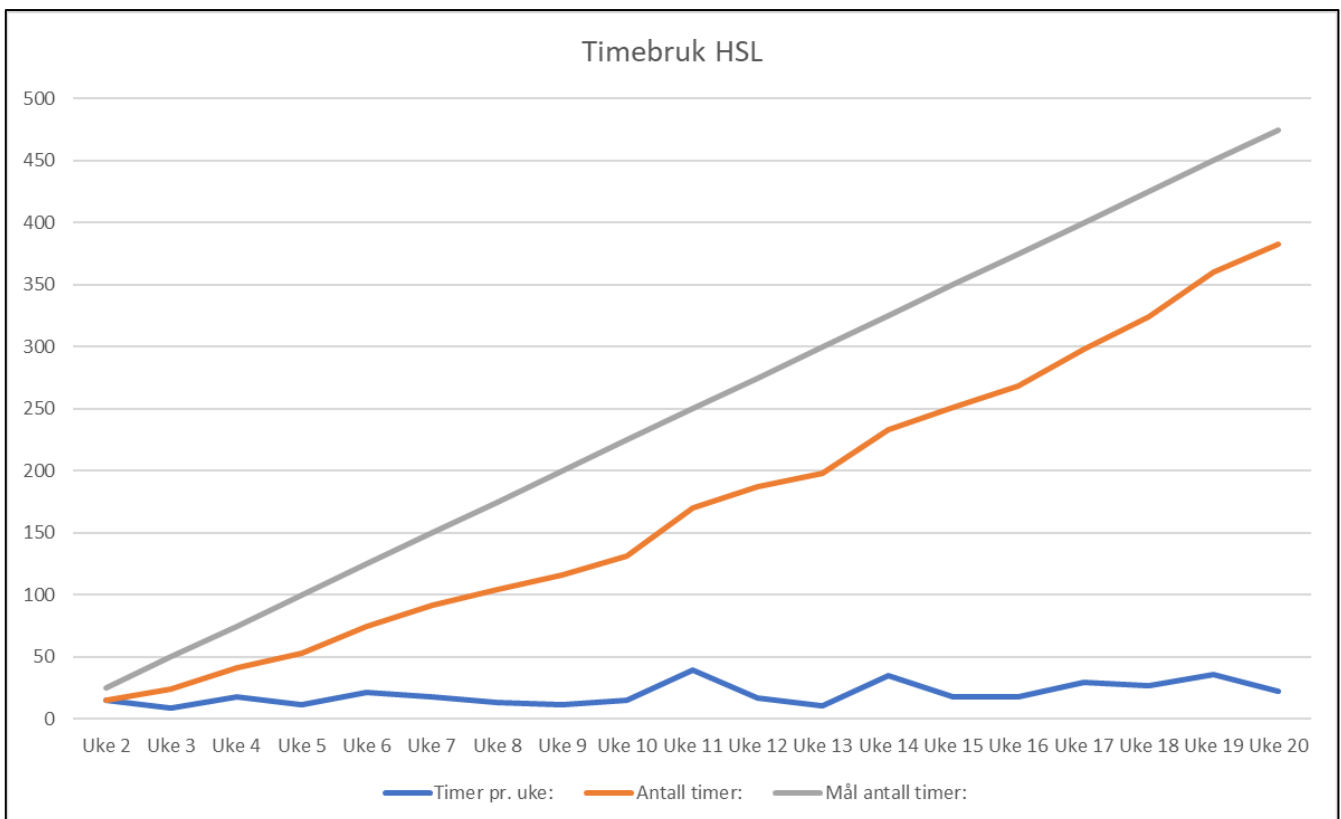
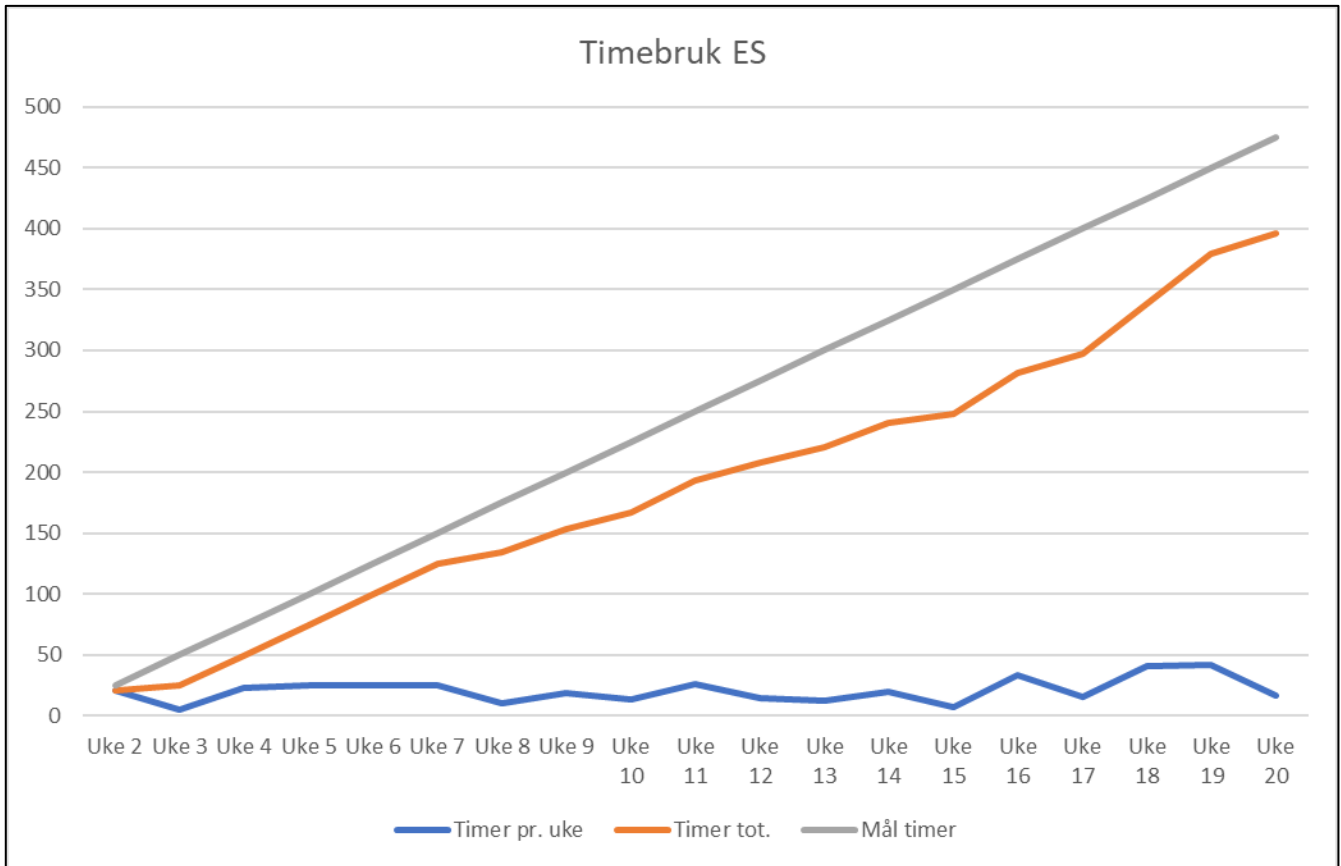
## Revidert fremdriftsplan Uke 9-16

Bachelor								Gantt Chart Template © 2006-2018 by Vertex42.com.																																																							
HVL		Project Start Date 1.7.2019 (mandag)		Display Week 9																																																											
		Project End Date 5.23.2018 (onsdag)																																																													
WBS	TASK	LEAD	START	END	DAGER	% DONE	WORK DAYS	Week 9							Week 10							Week 11							Week 12							Week 13							Week 14							Week 15							Week 16						
								4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
M	T	W	T	F	S	S	M	T	W	T	F	S	S	M	T	W	T	F	S	S	M	T	W	T	F	S	S	M	T	W	T	F	S	S	M	T	W	T	F	S	S	M	T	W	T	F	S	S	M	T	W	T	F	S	S								
<b>1</b>	<b>Krefter</b>																																																														
1.1	Seismisk påvirkning	ES	08-Jan-19	19-Feb-19	43	0 %	31																																																								
1.2	Jordtrykk	HL	09-Jan-19	01-Feb-19	24	0 %	18																																																								
1.3	Snølast	ES	24-Jan-19	01-Feb-19	9	0 %	7																																																								
1.4	Vindlast	ES/HL	25-Jan-19	01-Feb-19	8	0 %	6																																																								
1.5	Rapportskriving	ES/HL	21-Jan-19	19-Feb-19	30	0 %	0																																																								
<b>2</b>	<b>Dimensjonering</b>																																																														
2.1	Bæresystem TAK		30-Mar-19	29-Apr-19	31	0 %	21																																																								
2.2	Bæresystem VEGG		28-Mar-19	02-May-19	36	0 %	26																																																								
2.3	Bæresystem etg.skille		04-Mar-19	03-Apr-19	31	0 %	23																																																								
2.4	Betong vegger		02-May-19	08-May-19	7	0 %	5																																																								
2.5	Betongfundament		08-Apr-19	08-Apr-19	0	0 %	1																																																								
<b>3</b>	<b>BIM</b>																																																														
3.1	Grov modell		11-Feb-19	24-Feb-19	14	0 %	10																																																								
3.2	Utforming		19-Feb-19	21-Mar-19	31	0 %	23																																																								
3.3	Etasjeskille		14-Mar-19	23-Mar-19	10	0 %	7																																																								
3.4	Betong		25-Mar-19	03-Apr-19	10	0 %	8																																																								
3.5	Detaljer		08-Apr-19	17-Apr-19	10	0 %	8																																																								
<b>4</b>	<b>Rapportskriving</b>																																																														
4.1	Forprosjekt/nettside		07-Jan-19	15-Feb-19	40	0 %	30																																																								
4.2	Hovedoppgave		16-Feb-19	20-May-19	94	0 %	66																																																								
4.3	Midtveis presentasjon		25-Apr-19	30-Apr-19	6	0 %	4																																																								
4.4	Pressemelding		10-May-19	19-May-19	10	0 %	6																																																								
4.5	Plakat		12-May-19	18-May-19	7	0 %	5																																																								

# Revidert fremdriftsplan Uke 17-24

Bachelor								Gantt Chart Template © 2006-2018 by Vertex42.com.																																																							
HVL		Project Start Date 1.7.2019 (mandag)		Display Week 17				Week 17 29 apr 2019			Week 18 6 mai 2019			Week 19 13 mai 2019			Week 20 20 mai 2019			Week 21 27 mai 2019			Week 22 3 jun 2019			Week 23 10 jun 2019			Week 24 17 jun 2019																																		
Project End Date 5.23.2018 (onsdag)								M	T	W	T	F	S	S	M	T	W	T	F	S	S	M	T	W	T	F	S	S	M	T	W	T	F	S	S	M	T	W	T	F	S	S	M	T	W	T	F	S	S	M	T	W	T	F	S	S	M	T	W	T	F	S	S
WBS	TASK	LEAD	START	END	DAGER	% DONE	WORK DAYS																																																								
<b>1</b>	<b>Krefter</b>																																																														
1.1	Seismisk påvirkning	ES	08-Jan-19	19-Feb-19	43	0 %	31																																																								
1.2	Jordtrykk	HL	09-Jan-19	01-Feb-19	24	0 %	18																																																								
1.3	Snølast	ES	24-Jan-19	01-Feb-19	9	0 %	7																																																								
1.4	Vindlast	ES/HL	25-Jan-19	01-Feb-19	8	0 %	6																																																								
1.5	Rapportskriving	ES/HL	21-Jan-19	19-Feb-19	30	0 %	0																																																								
<b>2</b>	<b>Dimensjonering</b>																																																														
2.1	Bæresystem TAK		30-Mar-19	29-Apr-19	31	0 %	21																																																								
2.2	Bæresystem VEGG		28-Mar-19	02-May-19	36	0 %	26																																																								
2.3	Bæresystem etg.skille		04-Mar-19	03-Apr-19	31	0 %	23																																																								
2.4	Betong vegger		02-May-19	08-May-19	7	0 %	5																																																								
2.5	Betongfundament		08-Apr-19	08-Apr-19	0	0 %	1																																																								
<b>3</b>	<b>BIM</b>																																																														
3.1	Grov modell		11-Feb-19	24-Feb-19	14	0 %	10																																																								
3.2	Utforming		19-Feb-19	21-Mar-19	31	0 %	23																																																								
3.3	Etasjeskille		14-Mar-19	23-Mar-19	10	0 %	7																																																								
3.4	Betong		25-Mar-19	03-Apr-19	10	0 %	8																																																								
3.5	Detaljer		08-Apr-19	17-Apr-19	10	0 %	8																																																								
<b>4</b>	<b>Rapportskriving</b>																																																														
4.1	Forprosjekt/nettside		07-Jan-19	15-Feb-19	40	0 %	30																																																								
4.2	Hovedoppgave		16-Feb-19	20-May-19	94	0 %	66																																																								
4.3	Midtveis presentasjon		25-Apr-19	30-Apr-19	6	0 %	4																																																								
4.4	Pressemelding		10-May-19	19-May-19	10	0 %	6																																																								
4.5	Plakat		12-May-19	18-May-19	7	0 %	5																																																								

## Timebruk bachelor frem til 14.05.2019



## TIMEFORDELING - BACHELORGRUPPE

