

Vedlegg

Innholdsfortegnelse

VEDLEGG	1
2. FORNYING AV MIDTBYGDA SYKEHJEM	3
2.1 RAPPORT OM EKSISTERENDE BÆRESYSTEM	3
2.2 TILSTANDSGRAD BYGG 3	11
3. LASTER	12
3.1 LASTER PER ETASJE, BETONG	12
3.2 LASTER PER ETASJE, TRE	15
3.3 SNØLAST	18
3.4 VINDKASTTRYKK	19
3.5 VINDLAST PÅ TAK OG VEGGER	23
3.6 SKJEVSTILLINGSLAST STÅL OG BETONG	30
3.7 SKJEVSTILLINGSLAST TRE	31
3.8 FORSKYVNING FRA V-SKIVE – STÅL OG BETONG	33
3.9 TVERRKRAFTMETODEN OG UTELASTELSESKRITERIER – STÅL OG BETONG	34
3.10 FORSKYVNING FRA V-SKIVE – TRE	48
3.11 TVERRKRAFTMETODEN OG UTELASTELSESKRITERIER – TRE	49
4. BÆRESYSTEM I STÅL OG BETONG	70
4.1 FIGURER AV KONSTRUKSJONEN	70
4.2 FREKVENSBeregning AV DEKKE	72
4.3 LAST I SØYLER	73
4.4 SØYLE 11	78
4.5 SØYLE 18	88
4.6 HJØRNESØYLE	97
4.7 HATTEPROFIL	106
4.8 SIDEBJELKE	116
4.9 KORTSIDEBJELKE	120
4.11 KONTROLL AV MOMENTER	124
4.12 SJAKT	126
4.13 SJAKT BT-SNITT	151
4.14 STREKKBÅND	157
5. TREKONSTRUKSJON	163
5.1 FIGURER	163
5.2 DEKKER CALCULATIS	164
5.3 SKJÆRANALOGIMETODEN	166
5.4 TAK CALCULATIS	168
5.5 BJELKE B.7.1	170
5.6 OVERSIKT OVER BJELKER OG DIMENSJONER	177
5.7 SØYLE S.15.1	179
5.8 BRANNDIMENSJONERING SØYLE S.15.1	185
5.9 VEGG OG BJELKE 6.1	189
5.10 VEGG SOM KOMMER INN PÅ BJELKE B.16.2	199
5.11 BJELKE B.16.2	203
5.12 SJAKT	209

5.13 AVSTIVENDE VEGG	224
5.14 SØYLE S.7.1	233
5.15 FUNDAMENT SØYLE MED STREKK	237
5.16 DEKKESKIVE.....	243
6. KLIMA	245
6.1 STÅL & BETONG.....	245
6.2 TRE.....	248
6.3 TRE SAMMENLIGNET MED STÅL & BETONG	251

2. Fornyng av Midtbygda sykehjem

2.1 Rapport om eksisterende bæresystem



NOTAT RIB-N03-X02

OPPDRAAG H0440 Midtbygda sjukeheim - RIB	OPPDRAAGSLEDER Nils Bakke	DATO 05.02.2015
OPPDRAAGSNUMMER 13265004	OPPRETTET AV Nils Bakke	Rev 03.03.2015

Midtbygda byggetrinn 3 fra 1992

Mulighetsstudie

Innspill og vurderinger fra RIB

Dette notat versjon x02 er oppdatert med opplysninger om bæresystem hentet fra konstruksjonstegninger og statiske beregninger fra Norman AS datert 1993.

Vi har mottatt dwg-tegninger for bæresystem plan, snitt som gjøres tilgjengelig. Vi har også mottatt armeringstegninger på papir.

Øvrig grunnlag for denne vurdering er mottatte plan- og snitt- tegninger fra Gaute Flatheim AS fra byggetid 1992-1993.

Bæresystem

Byggetrinn 3 består av 3 fløyer,

en fløy mot syd-øst med underetasje og 3 etasjer

en høytliggende mellomfløy i nivå med 3. og 4. etasje tilpasset den høye kollen

og en fløy mot nord-vest med en etasje i nivå 4. etasje.

Typisk bæresystem er hulldekker HD265 med spennvidde 12 meter mellom yttervegger.

Tillatt last

Tillatt nyttelast er varierer fra 1,5 til 2 kN/m² på hulldekker.

I tillegg er regnet med 1 kN/m² for skillevegger, himlinger etc.

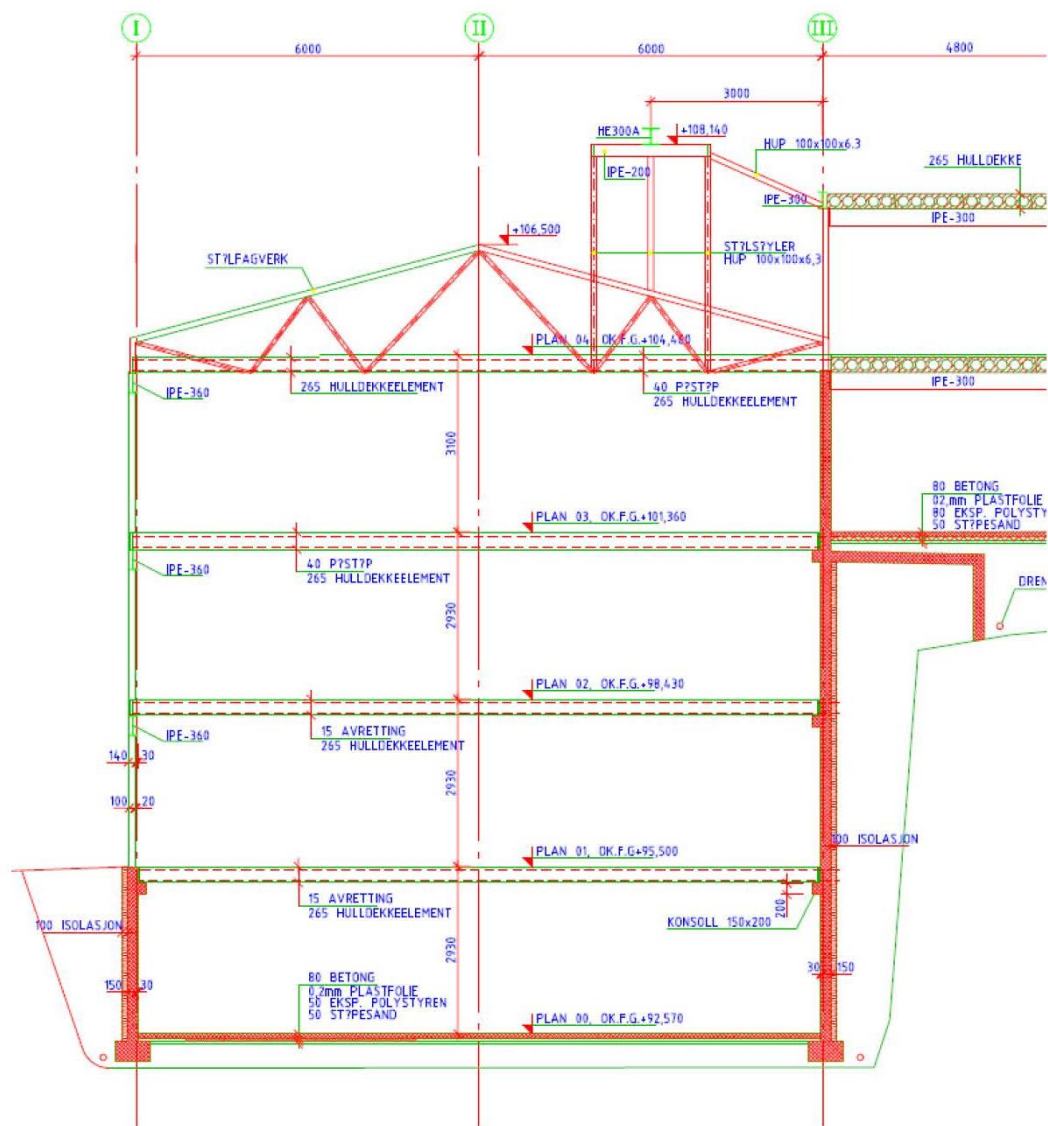
Fra statiske beregninger finner vi at det lokalt i «dagligstue» er regnet med er regnet med nyttelast 3,0 kN/m², men da er last for påstøp og skillevegger redusert. Ifølge originale arkitekttegninger levert til Norman er dagligstue i plan 02 akse 27-29.

Gulv på kult kan belastes med større nyttelast.

Fløy syd-øst akse I-III/22-29:

Underetasje har gulv kote 92,57. I tillegg kommer 3 til 4 etasjer over terreng med gulv koter 95,5 – 98,43 – 101,36 – 104,46 – 107,29 (loft midtfløy ok hulldekker)

Loft over syd-øst fløy akse 25 og akse 28 er utført med stålfagverk med spennvidde 12,04 meter og brutto stål høyde 2,35m, mønetopp kote 106,5.



2 (8)

NOTAT RIB-N03-X02
05.02.2015

Dekke over 00 og over 01:

Tillatt nyttelast er angitt til 2 kN/m² for kontor, gulv 01 og 02

På hulldekker over 00 og over 01 er prosjektert 15 mm avretting.

Hulldekker spenner ca 12 meter fra akse I til III

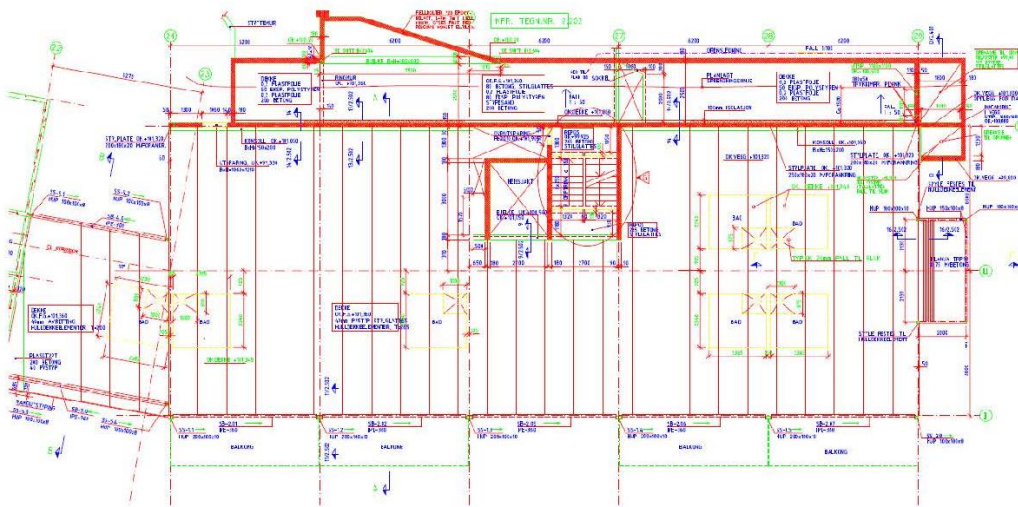
Samlet betongtykkelse er antakelig 280 mm +/- 10 mm i do 00 og do 01.

Dekke over 02 og over 03:

Tillatt nyttelast er angitt til 1,5 kN/m² for bolig, gulv 03 og 04

På hulldekker over 02 og over 03 (bolig med bad) er prosjektert 40 mm avretting med armeringsnett K131.

Samlet betongtykkelse er antakelig 305 mm +/- 10 mm i do 02 og do 03.



Søylar og bjelker:

Typisk bæresystem i fasade akse I er søylar HUP200x100 c-c 6,2 meter og bjelke IPE360 under hulldekker

Betongvegger og Area:

I akse III er der bærende betongvegg (unntak søylar i fasade akse 27-29 i 3. etg)

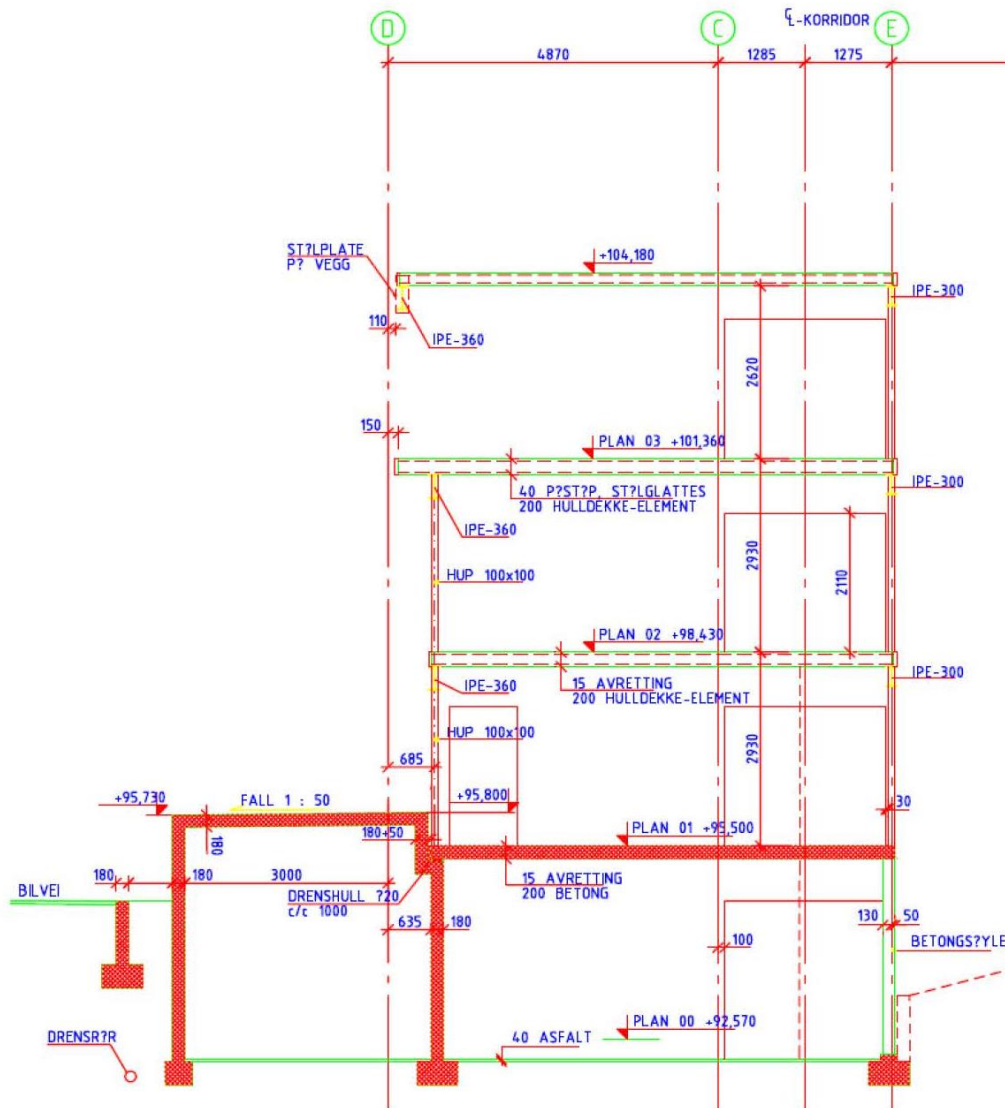
Der er avstivende betongvegger ved heis- og trappehus sentralt i bygget

Mot terreng utenfor akse III er der et areal mot fjell for ventilasjonsføringer. Dekke over area er angitt med 200 mm betong, støpesand, 80 mm EPS, plastfolie, 80 mm betong ok 101,36.

Avvikende bæresystem:

I akse 22-23 er dekke over 00 etasjeskiller av plasstøpt betong dekke 200 mm med 15 mm avretting.

Ytre del akse 22-23/D+ har dekketykkelse 180 mm i nivå ca 0,3 mete høyere enn plan 01. Dekke over 01 og 02 og 03 er her vist med hulldekker HD200.

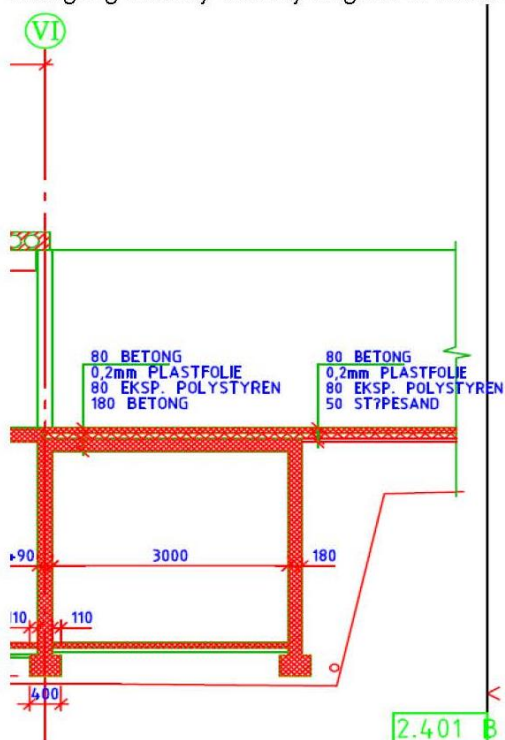


4 (8)

NOTAT RIB-N03-X02
05.02.2015

Gulv på grunn

Gulv på kult kan belastes med større laster.
 Dette gjelder plan 00 i fløy syd-øst, samt del av Midtfløy i 3. etg. og fløy vest i 4 etg.
 Oppbygging av gulv på kult består generelt av
 80 mm betong
 2 lag armering K335
 50 mm EPS isolasjon i plan 00, 80 mm EPS i plan 03 og 04.
 Overgang midtfløy-vestfløy lengdesnitt vist under:



Midtfløy og fløy vest akse III-X/25-27:

Midtfløy akse II til VII har gulv på grunn på kote 101,36 og etasjeskiller på kote 104,46, (3. og 4. etg)

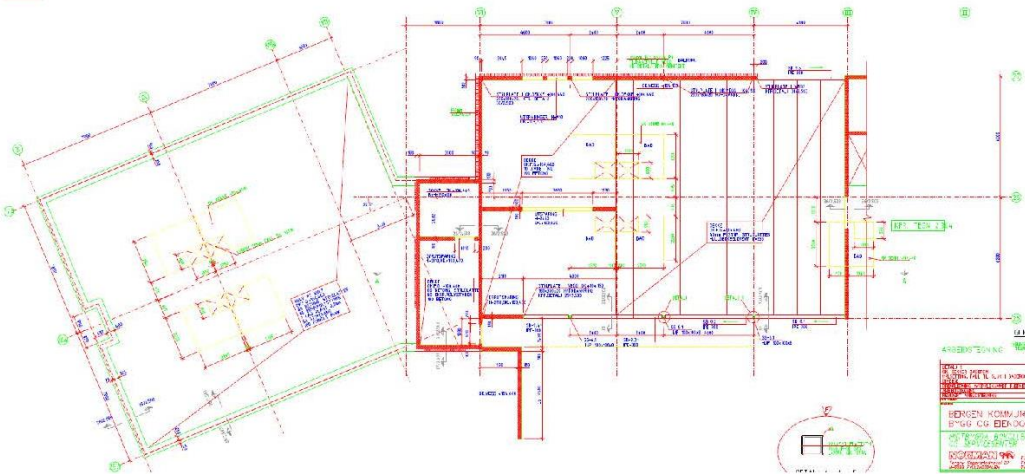
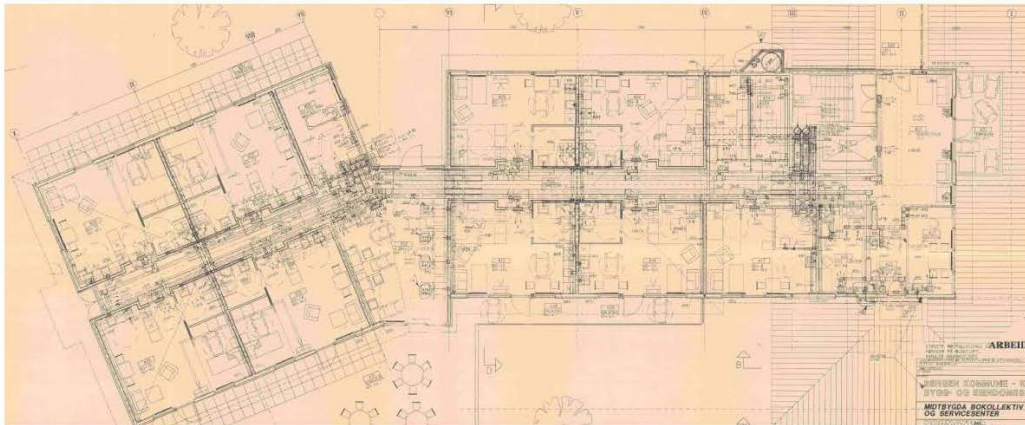
Etasjeskillere har varierende utførelse; Hulldekker er type HD265+40 mm påstøp i akse III til V spanner fra akse 25-27. Plasstøpt dekke t=190+10 mm akse V-VII. Gulv på grunn akse VII til X.

På loft er der hulldekker fra akse III til VI. For øvrig er anvendt lette konstruksjoner.

I fasader akse 25 og 27 er det søyler c-c 4,6 til 4,8m dimensjon 100x100 med bjelke IPE300 under hulldekker.

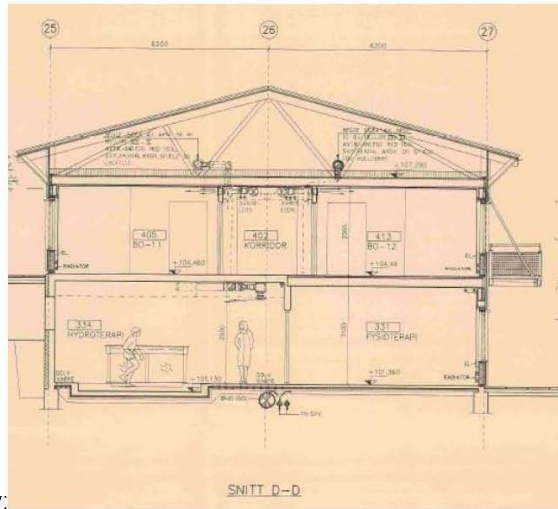
Det vises til plan og snitt under:

Plan vest- og midt-fløy:



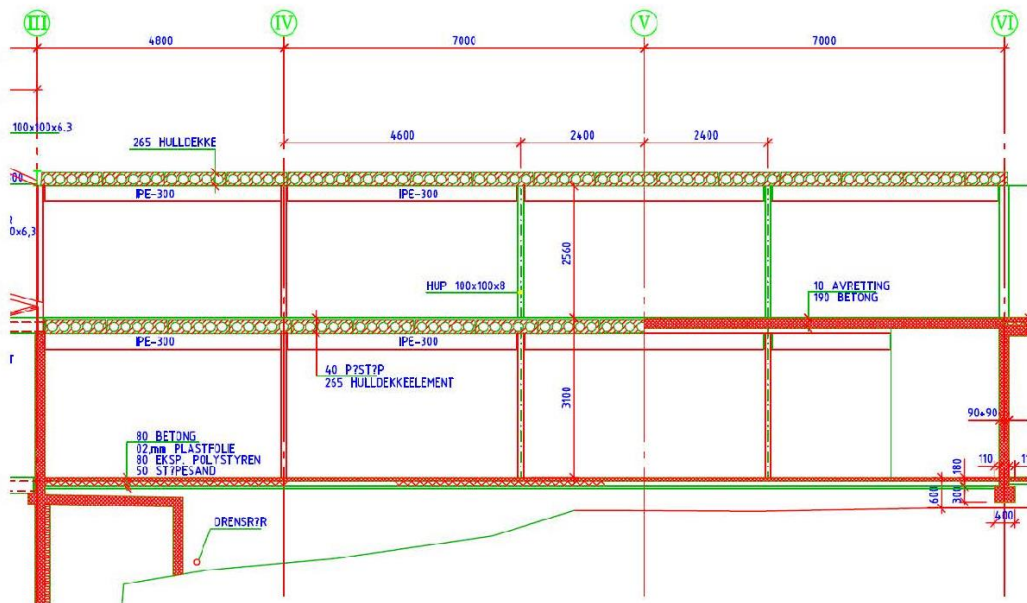
6 (8)

NOTAT RIB-N03-X02
05.02.2015



Tverrsnitt midtfløy:

Lengdesnitt midtfløy:



Konklusjoner byggetrinn 3 mht bæresystem.

Etasjeskillere i 03 og 04 i byggetrinn 3 kan anvendes til boligformål eller nyttelaster tilsvarende kategori A. Nyttelast er her angitt til 150 kp/m² + 1 kN/m² for skillevegger, himlinger etc. Ved eventuell hovedombygging kreves dispensasjon i forhold til nye regler hvor kravet er 2 kN/m², alternativt annen dokumentasjon som dokumenterer at forskrift er ivaretatt.

Etasjeskillere i plan 01 og 02 er dimensjonert for kontor med nyttelast 2 kN/m² etter gamle regler + 1 kN/m² for skillevegger, himlinger etc. Ettersom påstøp i plan 01 og 02 er 0,6 kN/m² lettere enn i i plan 03, og konstruksjonene antakelig (*) er de samme, så er lastfleksibilitet i plan 01 og 02 noe større.

(*) Det gjenstår å fremskaffe dokumentasjon på hulldekker.

Ved eventuell hovedombygging kreves dispensasjon i forhold til nye regler med krav 3 kN/m² for lastkategori B kontorarealer og for lastkategori C, arealer med bord og stoler, kafe, spisesal osv, alternativt annen dokumentasjon som dokumenterer at forskrift er ivaretatt.

Eventuelle tyngre bruk tillates på gulv på grunn plan 00 i fløy syd-øst, samt gulv på grunn i del av Midtfløy i 3. etg. og fløy vest i 4 etg. Her tillates alle lastkategorier A-E.

Flytting av baderomsvegger i plan 03 og 04 frarådes av hensyn til at gulvpuss er spesielt tilpasset eksisterende badrom. Det tillates ikke ekstra gulvpuss pga lastbegrensning. Fjerning av gulvpuss er meget kostbart.

Hvis det planlegges store endringer i bæresystem må det antas at samlede kostnader ved ombygging blir høyere enn kostnader for riving og nybygg. Vi vil derfor fraråde vesentlige endringer på betong- og stål-konstruksjonene.

Med vennlig hilsen
Sweco Norge AS

Nils Bakke

Oppdragsleder RIB

Roger Kaspersen

Gruppeleder

8 (8)

NOTAT_RIB-N03-X02
05.02.2015

2.2 Tilstandsgrad bygg 3

Vurderingsparameter	Tilstand	Grad
Netto etasjehøyde (overkant golv til underkant dekke)	1. Etg: 2,68m 2. Etg: 2,68m 3. Etg: 2,68m 4. Etg: 2,85m 5. Etg: 2,82m	Grad 3 (referansenivå < 2,8 m) Grad 2 (referansenivå 2,8 – 3,1 m)
Lastkapasitet dekke/betong	1. Etg: 2 kN/m ² 2. Etg: 2 kN/m ² 3. Etg: 1,5 kN/m ² 4. Etg: 1,5 kN/m ² (Sweco, 2015)	Grad 3 (Egen vurdering)
Størrelse på fri flate	>50m ²	Grad 0 (referansenivå > 50m ²)
Innervegger	Ikke bærende	Grad 0
Bygningsbredde	12 m	Grad 3 (referansenivå < 14m)

3. Laster

3.1 Laster per etasje, betong

Vertikale laster

Egenlaster

$$HD320 := 4.25 \frac{kN}{m^2}$$

Egenlast hulldekke

$$q_{himling} := 0.5 \frac{kN}{m^2}$$

Tillegg for himling

$$q_{tekniskeFøringer} := 0.5 \frac{kN}{m^2}$$

Tillegg for tekniske føringer

$$q_{summing} := 0.5 \frac{kN}{m^2}$$

Tillegg for summing

$$q_{lettvegger} := 0.5 \frac{kN}{m^2}$$

Tillegg for lettvegger (tekking for tak)

$$q_{p\ddot{a}f\ddot{o}rt} := q_{himling} + q_{tekniskeF\ddot{o}ringer} + q_{summing} + q_{lettvegger} = 2 \frac{kN}{m^2}$$

$$g_k := HD320 + q_{p\ddot{a}f\ddot{o}rt} = 6.25 \frac{kN}{m^2}$$

Karakteristisk egenvekt ved bruk av HD320

Snølast - flatt tak

$$S := 1.6 \frac{kN}{m^2}$$

NA.6.3.1.1 Kategorier

NA.6.3.1.1 (1)P Brukskategorier for bygninger, med undergrupper, er gitt i tabell NA.6.1.

Tabell NA 6.1 – Brukskategorier

Kategori	Spesifikk bruk	Eksempel
A	Arealer for inneaktiviteter og hjemmeaktiviteter	Rom i boligbygg, sengerom og behandlingsrom i sykehus, soverom i hoteller og gjestgiverier, kjøkken og toaletter
B	Kontorarealer	
C	Arealer der personer kan samles (med unntak av arealer som er definert i kategori A, B og D) ¹⁾	<p>C1 Arealer med bord osv., f.eks. i skoler, kafeer, restauranter, spisesaler, leserom, resepsjoner osv.</p> <p>C2 Arealer med faste seter, f.eks. arealer i kirker, teatre eller kinosaler, konferanserom, forelesningssaler, forsamlingsaler, venterom medregnet forhall på jernbanestasjon osv.</p> <p>C3 Arealer uten hindringer for personer i bevegelse, f.eks. arealer i museer, utstillingsrom osv. og ankomstområder i offentlige bygg og administrasjonsbygg, hoteller, sykehus, jernbanestasjonshaller</p> <p>C4 Arealer med mulighet for fysiske aktiviteter, f.eks. dansesaler, gymnastikkrom, scener osv.</p> <p>C5 Arealer som lett overfylles, f.eks. i bygg for offentlig bruk, som konsertsaler, idrettshaller medregnet tribuner og atkomstområder og jernbaneperronger</p>
D	Forretningsarealer	<p>D1 Arealer i vanlig detaljhandel</p> <p>D2 Arealer i varehus</p>

¹⁾ Det gjøres oppmerksom på 6.3.1.1(2), særlig for C4 og C5. Se NS-EN 1990 når det må tas hensyn til dynamiske effekter. For kategori E, se tabell 6.3.

MERKNAD 1 Oppdragsgiver kan fastsette at arealer som normalt kan settes i kategori C2, C3, C4, avhengig av bruk, kan settes i kategori C5.

MERKNAD 2 Tabellen viser kategoriinndelingen som skal brukes.

MERKNAD 3 Se 6.3.2 for lagring eller industrivirksomhet.

Nyttelaster

Kat. H - tak

$$q_H := 0.75 \frac{kN}{m^2}$$

Kat. A - gulv

$$p_{A.gulv} := 2 \frac{kN}{m^2}$$

Kat. A - balkong

$$p_{A.balkong} := 4 \frac{kN}{m^2}$$

Kat. C3 - 5

$$p_{C35} := 5 \frac{kN}{m^2}$$

1. Etasje

Karakteristisk

$$q_{k,1} := g_k + p_{C35} = 11.25 \frac{kN}{m^2}$$

Bruddgrense

$$q_{f,1} := g_k \cdot 1.2 + p_{C35} \cdot 1.5 = 15 \frac{kN}{m^2}$$

2. til 4. Etasje

Karakteristisk

$$q_{k,2} := g_k + p_{C35} = 11.25 \frac{kN}{m^2}$$

Bruddgrense

$$q_{f,2} := g_k \cdot 1.2 + p_{C35} \cdot 1.5 = 15 \frac{kN}{m^2}$$

Bruksgrense

$$q_{bruks} := g_k \cdot 1.0 + 0.7 \cdot p_{C35} = 9.75 \frac{kN}{m^2}$$

Dimensjonerer for nyttelast på $5kN/m^2$ for hele arealer. Nesten alle innervegger er lettvegger. Høy nyttelast gir god fleksibilitet.

Tak

Karakteristisk last - tøffest utnyttet element

Av vindlastberegningene avgjøres det at man får den tøffeste utnyttelsen når det blåser inn mot kortsiden. Hulldekkeelementene som ligger nærmest veggene det blåser mot vil bestå utelukkende av sone F og G.

$$p_{F,k} := 2.36 \frac{kN}{m^2}$$

Vindlast kategori F

Karakteristisk

$$q_{k.tak} := g_k + p_{F,k} + q_H + S = 10.96 \frac{kN}{m^2}$$

Bruddgrense

$$q_{f.tak1} := g_k \cdot 1.2 + p_{F,k} \cdot 1.5 + q_H \cdot 0 + S \cdot 1.05 = 12.72 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{f.tak2} := g_k \cdot 1.2 + p_{F,k} \cdot 0.9 + q_H \cdot 1.5 + S \cdot 1.05 = 12.429 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{f.tak3} := g_k \cdot 1.2 + p_{F,k} \cdot 0.9 + q_H \cdot 0 + S \cdot 1.5 = 12.024 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{f.tak4} := g_k \cdot 1.35 + p_{F,k} \cdot 0.9 + q_H \cdot 0 + S \cdot 1.05 = 12.242 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{f.tak} := \max(q_{f.tak1}, q_{f.tak2}, q_{f.tak3}, q_{f.tak4}) = 12.72 \frac{kN}{m^2}$$

Merk at last for tak gjelder for sone F. I FEM-design vil det benyttes riktig last i riktig sone. Denne vil kun benyttes til kontroller.

3.2 Laster per etasje, tre

Vertikale laster tre

Egenlaster

$$Dekke_{CLT220} := 1.1 \frac{kN}{m^2}$$

Egenvekt dekke, hentet fra Calculatis

$$q_{summing} := 1.5 \frac{kN}{m^2}$$

Tillegg for summing

$$q_{rest} := 1.0 \frac{kN}{m^2}$$

Tillegg for himling, tekniske føringer og lettvegger

$$q_{p\ddot{a}f\ddot{o}rt} := q_{rest} + q_{summing} = 2.5 \frac{kN}{m^2}$$

Påført egenlast

$$g_k := Dekke_{CLT220} + q_{p\ddot{a}f\ddot{o}rt} = 3.6 \frac{kN}{m^2}$$

Karakteristisk egenvekt ved bruk av CLT 220 dekke.

Snølast - flatt tak

$$S := 1.6 \frac{kN}{m^2}$$

NA.6.3.1.1 Kategorier

NA.6.3.1.1 (1)P Brukskategorier for bygninger, med undergrupper, er gitt i tabell NA.6.1.

Tabell NA 6.1 – Brukskategorier

Kategori	Spesifikk bruk	Eksempel
A	Arealer for inneaktiviteter og hjemmeaktiviteter	Rom i boligbygg, sengerom og behandlingsrom i sykehus, soverom i hoteller og gjestgiverier, kjøkken og toaletter
B	Kontorarealer	
C	Arealer der personer kan samles (med unntak av arealer som er definert i kategori A, B og D) ¹⁾	<p>C1 Arealer med bord osv., f.eks. i skoler, kafeer, restauranter, spisesaler, leserom, resepsjoner osv.</p> <p>C2 Arealer med faste seter, f.eks. arealer i kirker, teatre eller kinosaler, konferanserom, forelesningssaler, forsamlingsaler, venterom medregnet forhall på jernbanestasjon osv.</p> <p>C3 Arealer uten hindringer for personer i bevegelse, f.eks. arealer i museer, utstillingsrom osv. og ankomstråder i offentlige bygg og administrasjonsbygg, hoteller, sykehus, jernbanestasjonshaller</p> <p>C4 Arealer med mulighet for fysiske aktiviteter, f.eks. dansesaler, gymnastikkrom, scener osv.</p> <p>C5 Arealer som lett overfylles, f.eks. i bygg for offentlig bruk, som konsertsaler, idrettshaller medregnet tribuner og atkomstråder og jernbaneperronger</p>
D	Forretningsarealer	<p>D1 Arealer i vanlig detaljhandel</p> <p>D2 Arealer i varehus</p>

¹⁾ Det gjøres oppmerksom på 6.3.1.1(2), særlig for C4 og C5. Se NS-EN 1990 når det må tas hensyn til dynamiske effekter. For kategori E, se tabell 6.3.

MERKNAD 1 Oppdrags giver kan fastsette at arealer som normalt kan settes i kategori C2, C3, C4, avhengig av bruk, kan settes i kategori C5.

MERKNAD 2 Tabellen viser kategoriinndelingen som skal brukes.

MERKNAD 3 Se 6.3.2 for lagring eller industrivirksomhet.

Nyttelaster

Kat. H - tak

$$q_H := 0.75 \frac{kN}{m^2}$$

Kat. A - gulv

$$p_{A.gulv} := 2 \frac{kN}{m^2}$$

Kat. C3

$$p_{C3} := 5 \frac{kN}{m^2}$$

1. til 4. Etasje

Karakteristisk

$$q_{k,2} := g_k + p_{C3} = 8.6 \frac{kN}{m^2}$$

Dimensjonerer for nyttelast på 5kN/m² for hele arealer. Høy nyttelast gir god fleksibilitet.

Bruddgrense

$$q_{f,2} := g_k \cdot 1.2 + p_{C3} \cdot 1.5 = 11.82 \frac{kN}{m^2}$$

Bruksgrense

$$q_{bruks} := g_k \cdot 1.0 + 0.7 \cdot p_{C3} = 7.1 \frac{kN}{m^2}$$

Tak

Karakteristisk last - tøffest utnyttet element

$$p_{F,k} := 2.36 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Vindlast kategori F}$$

Karakteristisk

$$q_{k,tak} := g_k + p_{F,k} + q_H + S = 8.31 \frac{kN}{m^2}$$

Bruddgrense

$$q_{f,tak1} := g_k \cdot 1.2 + p_{F,k} \cdot 1.5 + q_H \cdot 0 + S \cdot 1.05 = 9.54 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{f,tak2} := g_k \cdot 1.2 + p_{F,k} \cdot 0.9 + q_H \cdot 1.5 + S \cdot 1.05 = 9.249 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{f,tak3} := g_k \cdot 1.2 + p_{F,k} \cdot 0.9 + q_H \cdot 0 + S \cdot 1.5 = 8.844 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{f,tak4} := g_k \cdot 1.35 + p_{F,k} \cdot 0.9 + q_H \cdot 0 + S \cdot 1.05 = 8.664 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{f,tak} := \max(q_{f,tak1}, q_{f,tak2}, q_{f,tak3}, q_{f,tak4}) = 9.54 \frac{kN}{m^2}$$

Løft på tak

$$P_{I.sug} := 0.56 \frac{kN}{m^2}$$

$$Dekke_{CLT220} := 1.1 \frac{kN}{m^2}$$

$$P_{total} := Dekke_{CLT220} \cdot 0.9 - P_{I.sug} \cdot 1.5 = 0.15 \frac{kN}{m^2} > 0 \frac{kN}{m^2}$$

Løft på tak vil ikke være et problem.

3.3 Snølast

Snølast

Snølast er beregnet etter bestemmelsene i NS EN 1991-1-3

Topografi

Vinden vil i liten grad fjerne snø fra bygget pga. terreng, andre byggverk eller trær.

$$C_e := 1.0$$

Tabell NA. 5.1

Termisk koeffisient

Taket vil ha lav varmegjennomgang.

$$C_t := 1.0$$

[NA-5-2(8)]

Bygget befinner seg i Bergen Kommune, 100 moh.

$$S_{k0} := 2.0 \frac{kN}{m^2}$$

Tabell NA.4.1(901)

Høydegrense Bergen Kommune

$$H_g := 150 \text{ m}$$

Bygget ligger under høydegrensen. Ingen økning pga. høydefaktor.

$$S_k := S_{k0} = 2 \frac{kN}{m^2}$$

[NA.4.1(1)]

$$\mu := 0.8$$

[5.3.2], pulttak

Dimensjonerende snølast

$$S := \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 1.6 \frac{kN}{m^2}$$

(5.1)

Dimensjonerende snølast blir gjeldende for hele taket. Det vil ikke oppstå fonning.

3.4 Vindkasttrykk

Vindkasthastighetstrykk

Vindlast er beregnet etter bestemmelsene i NS EN 1991-1-4

Referansevindhastighet Bergen Kommune

$$v_{b0} := 26 \frac{m}{s}$$

Tabell NA.4 (901.1)

Høydefaktor

$$H := 100 \text{ m} < H_0 := 900 \text{ m} \quad \rightarrow \quad C_{alt} := 1.0$$

Tabell NA. (901.3)

Retningsfaktor

Bruker konservativt $C_{dir} := 1.0$ for alle retninger.
Henter eventuelt inn denne faktoren senere dersom
det blir nødvendig

Tabell NA. 4 (901.4)

Sesongfaktor

$$C_{season} := 1.0 \quad \text{Bygget er permanent.}$$

NA. 4.2(2)

Sannsynlighetsfaktor

$$C_{prob} := 1.0 \quad 50 \text{ års returperiode}$$

(4.2)

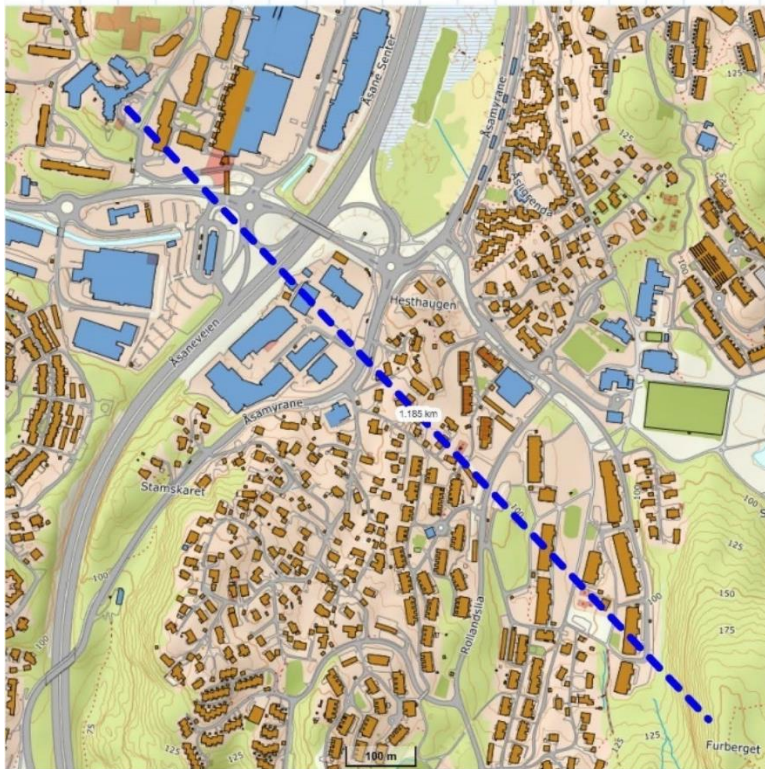
Topografieffekter

Det vil tas hensyn til intensitetsøkning på grunn av fallvind
fra sørøst og lavere ruhetskategori fra byfjordeni sørvest.

Fallvind fra Fureberget

Det vil være behov for å ta hensyn til økning i intensitet på lesiden av skråning

NA 3.3.3 (901.4)



Leser av figurer at både høyden og lengden til skråningen er 85m og avstanden mellom bygget og topp skråning er 1185m. Helningen på skråningen er:

$$\alpha := \operatorname{atan}\left(\frac{85}{85}\right) = 45^\circ$$

Avstand til skråningen

$$n_H := \frac{1185}{85} = 13.941$$

På grunn av at helningen er $> 40^\circ$ og $10H < n < 15H$, leser vi av figur NA.4(901.6) at:

$$C_0 := 0.9$$

$$K_I := 1.75$$

Høyde på bygget over terrenget

$$z := 16 \text{ m}$$

$$z_0 := 0.3 \text{ m}$$

Tabell 4.1

$$z_{02} := 0.05 \text{ m}$$

$$z_{min} := 5 \text{ m}$$

$$k_r := 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{02}} \right)^{0.07} = 0.215$$

Faktor for terrengruhet

$$C_{rz} := k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) = 0.857 \quad (4.4)$$

Vindkasthastighet

$$v_b := C_{dir} \cdot C_{season} \cdot C_{alt} \cdot C_{prob} \cdot v_{b0} = 26 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Vindlasten

$$K_p := 3.5$$

$$\delta := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$v_{mz} := C_{rz} \cdot C_0 \cdot v_b = 20.042 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$q_{mz} := \frac{1}{2} \cdot \delta \cdot v_{mz}^2 = 0.251 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

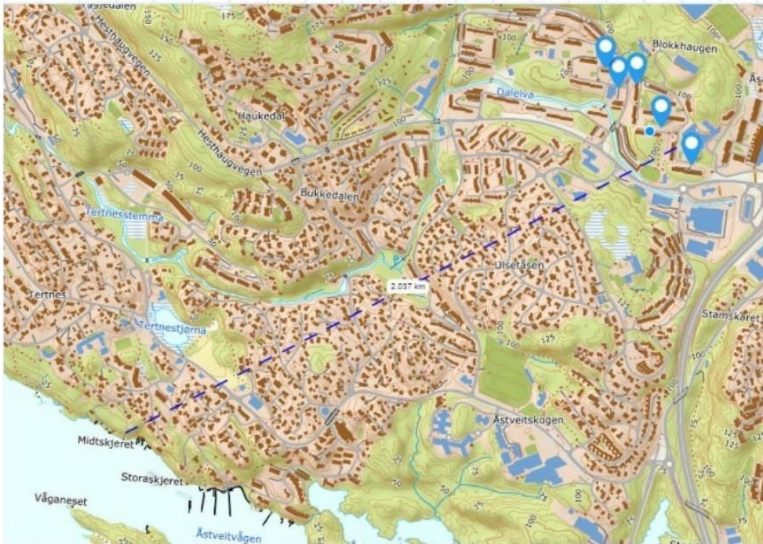
$$I_{vz} := \frac{K_I}{C_0 \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)} = 0.489$$

$$q_{pz} := (1 + 2 \cdot K_p \cdot I_{vz}) \cdot q_{mz} = 1.11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{NA 4.8})$$

Vindlastøning fra åpent terreng

I tillegg til fallvind, må det tas hensyn til vindlastøkning fra byfjorden i sørvest.

Det er ingen topografieffekter som må tas hensyn til ved beregning av vindlastøkning fra åpent terreng. Vi kan derfor benytte forenklet metode fra NA 4.3.3 (901.1):



Alle C'er er samme som tidligere

$$q_{p0z} := 0.930 \frac{kN}{m^2}$$

Tillegg V.3 c)

$$q_{pz} := q_{p0z} = 0.93 \frac{kN}{m^2}$$

Terrengruhetskategori

Bygget befinner seg i kategori 3 (Sammenhengende småhusbebyggelse, industriområder eller skogområder).

Tabell NA.4.1

Det er 2 km til åpent hav (kategori 0). Er derfor en overgangsfaktor K_3 :

$$\Delta n_{BA} := 3 - 0 = 3$$

$$K_3 := 1.21$$

$$q_{kast} := q_{pz} \cdot K_3 = 1.125 \frac{kN}{m^2}$$

Konklusjon

Vindlastøkning fra åpent terreng blir dimensjonerende. Benytter denne til videre dimensjonering. Bruker vindlasten for vind fra alle retninger.

$$q_{kast} = 1.125 \frac{kN}{m^2}$$

3.5 Vindlast på tak og vegger

Vindlast

NS-EN 1991-1-4

Vind mot langside vegg

Vindhastighetstrykket er regnet ut i vedlegg

$$q_{kast} := 1.125 \frac{kN}{m^2} \quad (\text{For alle retninger})$$

Inndata

$$b := 41 \text{ m}$$

$$h := 18 \text{ m}$$

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

$$e := \min(2 \cdot h, b) = 36 \text{ m} \quad (e \text{ er minste verdien av } b \text{ og } 2 \cdot h)$$

Formfaktor tak

Flatt tak med skarp
takavslutning

Tabell 7.2

$$C_F := -1.8$$

$$C_G := -1.2$$

$$C_H := -0.7$$

$$C_{I,trykk} := 0.2$$

$$C_{I,sug} := -0.2$$

Lengde på soner

$$Sone_{FogG} := \frac{e}{10} = 3.6 \text{ m}$$

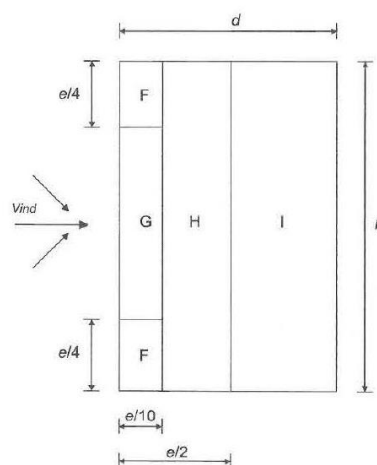
$$Sone_H := \frac{e}{2} - \frac{e}{10} = 14.4 \text{ m}$$

$$Sone_I := d - \frac{e}{2} = 2 \text{ m}$$

Bredde på soner

$$Sone_F := \frac{e}{4} = 9 \text{ m}$$

$$Sone_G := b - 2 \cdot Sone_F = 23 \text{ m}$$



Figur 7.6

Innvendig formfaktorer

$$C_O := -0.3$$

$$C_U := 0.2$$

Formfaktor for vegger

$$\frac{h}{d} = 0.9 \quad \text{--->} \quad k_{red} := 0.85$$

$$C_A := -1.2$$

$$C_B := -0.8$$

Tabell 7.1

For å finne formfaktor for sone D og E må det interpoleres mellom 1 og 0.25

$$C_D := 0.8 + \left(\frac{h}{d} - 1\right) \cdot \frac{(0.7 - 0.8)}{(0.25 - 1)} = 0.787$$

$$C_E := -0.5 + \left(\frac{h}{d} - 1\right) \cdot \frac{(-0.3 - (-0.5))}{(0.25 - 1)} = -0.473$$

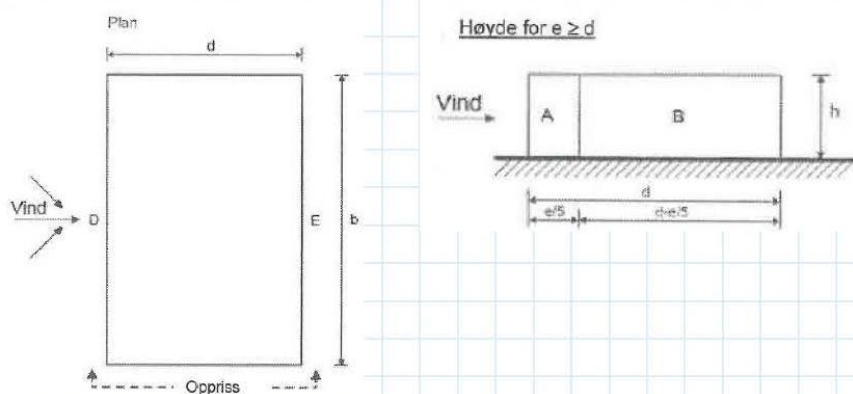
Soneinndeling vegger

$$e = 32\text{m} > d = 20\text{m}$$

$$Sone_A := \frac{e}{5} = 7.2 \text{ m}$$

$$Sone_B := d - Sone_A = 12.8 \text{ m}$$

Figur 7.5



Karakteristiske vindlaster for taket

$$P_F := (C_F + C_O) \cdot q_{kast} = -2.363 \frac{kN}{m^2}$$

$$P_G := (C_G + C_O) \cdot q_{kast} = -1.688 \frac{kN}{m^2}$$

$$P_H := (C_H + C_O) \cdot q_{kast} = -1.125 \frac{kN}{m^2}$$

$$P_{I.sug} := (C_{I.sug} + C_O) \cdot q_{kast} = -0.563 \frac{kN}{m^2}$$

$$P_{I.trykk} := (C_{I.trykk} + C_U) \cdot q_{kast} = 0.45 \frac{kN}{m^2}$$

Karakteristiske vindlaster for vegger

$$P_A := (C_A + C_O) \cdot q_{kast} = -1.688 \frac{kN}{m^2}$$

$$P_B := (C_B + C_O) \cdot q_{kast} = -1.238 \frac{kN}{m^2}$$

$$P_D := (C_D + C_U) \cdot q_{kast} = 1.11 \frac{kN}{m^2}$$

$$P_E := (C_E + C_O) \cdot q_{kast} = -0.87 \frac{kN}{m^2}$$

Vind mot kortside vegg

Inndata

$$b_{kort} := 20 \text{ m}$$

$$d_{kort} := 41.4 \text{ m}$$

$$e_{kort} := b_{kort} = 20 \text{ m}$$

Formfaktor tak

Det vil være samme formfaktor og laster for taket fra begge retninger

Lengde på soner

$$Sone_{E \text{ og } G, kort} := \frac{e_{kort}}{10} = 2 \text{ m}$$

$$Sone_{H, kort} := \frac{e_{kort}}{2} - \frac{e_{kort}}{10} = 8 \text{ m}$$

$$Sone_I := d_{kort} - \frac{e_{kort}}{2} = 31.4 \text{ m}$$

Bredde på soner

$$Sone_{F, kort} := \frac{e_{kort}}{4} = 5 \text{ m}$$

$$Sone_{G, kort} := b_{kort} - 2 \cdot Sone_{F, kort} = 10 \text{ m}$$

Formfaktor vegger

$$\frac{h}{d_{kort}} = 0.435 \quad \text{--->} \quad k_{red, kort} := 0.85$$

$$C_G := -0.5$$

$$C_{D, kort} := 0.8 + \left(\frac{h}{d_{kort}} - 1 \right) \cdot \frac{(0.7 - 0.8)}{(0.25 - 1)} = 0.725$$

$$C_{E, kort} := -0.5 + \left(\frac{h}{d_{kort}} - 1 \right) \cdot \frac{(-0.3 - (-0.5))}{(0.25 - 1)} = -0.349$$

Soneinndelinger

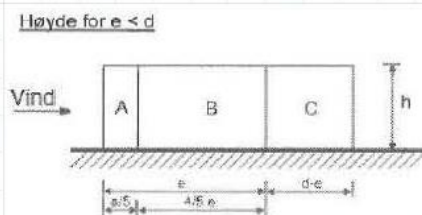
Figur 7.5

$$e = 20 \text{ m} < d = 41.4 \text{ m}$$

$$Sone_{a, kort} := \frac{e_{kort}}{5} = 4 \text{ m}$$

$$Sone_{b, kort} := \frac{4}{5} \cdot e_{kort} = 16 \text{ m}$$

$$Sone_{c, kort} := d_{kort} - e_{kort} = 21.4 \text{ m}$$



Karakteristiske vindlaster for taket

$$P_F := (C_F + C_O) \cdot q_{kast} = -2.363 \frac{kN}{m^2}$$

$$P_G := (C_G + C_O) \cdot q_{kast} = -1.688 \frac{kN}{m^2}$$

$$P_H := (C_H + C_O) \cdot q_{kast} = -1.125 \frac{kN}{m^2}$$

$$P_{I.sug} := (C_{I.sug} + C_O) \cdot q_{kast} = -0.563 \frac{kN}{m^2}$$

$$P_{I.trykk} := (C_{I.trykk} + C_U) \cdot q_{kast} = 0.45 \frac{kN}{m^2}$$

Karakteristiske vindlaster for vegger

$$P_{A.kort} := (C_A + C_O) \cdot q_{kast} = -1.688 \frac{kN}{m^2}$$

$$P_{B.kort} := (C_B + C_O) \cdot q_{kast} = -1.238 \frac{kN}{m^2}$$

$$P_{C.kort} := (C_C + C_O) \cdot q_{kast} = -0.9 \frac{kN}{m^2}$$

$$P_{D.kort} := (C_{D.kort} + C_U) \cdot q_{kast} = 1.04 \frac{kN}{m^2}$$

$$P_{E.kort} := (C_{E.kort} + C_O) \cdot q_{kast} = -0.73 \frac{kN}{m^2}$$

Resultater fra Ove sletten lastprog:

Inndata i programmet

Vindlast på hus []

Beregning for Tak Beregning for Ytterveg

Taktype

Frittstående tak

Takavslutning

Skarp kant Påkøbt

Geometri for bygg (mm)

L1: 20000 L2: 41400 Høyde (H): 10000

Grunnflate: Side: Tak og vegg

Merk: Programmet regner ikke sønnshelling for bygget med sønnende Z-vind (se art. 3.2.2). Programmet bruker Z-verdien som er angitt under vindhastighet.

Vindhastighet og vindkasthastighet (Qkast)

Norge Sverige

Fylke: Kommune: Referansevind Vb,0

Hordaland Bergen 26 m/s

Faktorer for beregning av basishastighet, Vb

Høyde over havet: 100 m → Calt: 1

Retningsindeks: 0 → C-prob: 1

Årsdagsvinn: C-reaksjon: 1 Helt året

Region (dimensjonerende vindretning)

Bruk retningfaktor C-dir = 1 C-dir: 1

Terrenghastighetskategori og tilhørende parametre

Kategori: 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20

Overgangssone (Nabosone A)

TD: 2000 m

Kategori: 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20

Terrengformfaktor C-terr og turbulensfaktor Kt

Løstliggende bygget er av å eller stølsing

Løst for beregning se art. 3.2.2

Terrangformfaktor C-terr: 0,9

Turbulensfaktor Kt: 1,75

Se kriterier NA-A3.2.9(1),3.2. Hvis kriterier er opplyst er C-dir 0 og Kt=1,2.

Beregnet vindhastighet

Vkast: 43,8 m/s

Qkast: 1,20 kN/m²

Resultater tak

Vindlast på overside av tak

Taktype: flatt tak

OK

L1: 20000 mm (bredde)

L2: 41400 mm (lengde)

(takrinke)

Vis resultater for:

Cpe10

Cpe1

e: 36000 mm

	Cp	Statisk last kN/m ²
F	-1,8	-2,15
G	-1,2	-1,44
H	-0,7	-0,84
I	+0,2	+0,24

e: 20000 mm

	Cp	Statisk last kN/m ²
F	-1,8	-2,15
G	-1,2	-1,44
H	-0,7	-0,84
I	+0,2	+0,24

Positiv verdi gir trykk. Negativ verdi gir sug

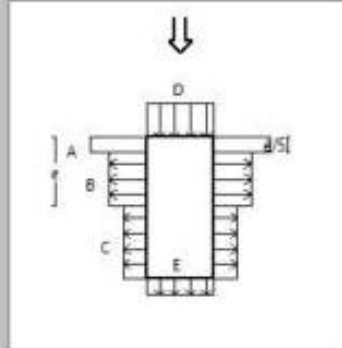
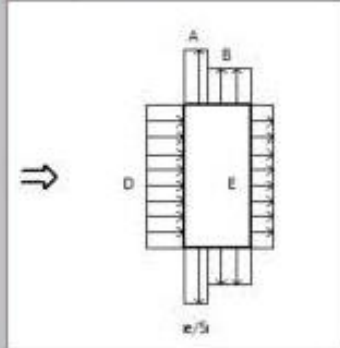
Resultater vegg

Resultater: Vindlast på yttervegger



OK

Utvendig vindlast



Vis resultater for:

- Cpe10
- Cpe1

e 36000 mm

	Cpe	Statisk last kN/m ²
A	-1,20	-1,44
B	-0,80	-0,96
C		
D	0,79	0,94
E	-0,47	-0,57

e 20000 mm

	Cpe	Statisk last kN/m ²
A	-1,20	-1,44
B	-0,80	-0,96
C	-0,50	-0,60
D	0,72	0,87
E	-0,35	-0,42

Innvendig vindlast

	Cpi	Statisk last
Undertrykk	-0,30	-0,36
Overtrykk	0,20	0,24

3.6 Skjevstillingslast stål og betong

Skjevstillingslast betong

Helning

$$\theta_0 := 0.005$$

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

$$m_{antall} := 9$$

$$\alpha_m := \sqrt{\left(0.5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m_{antall}}\right)\right)} = 0.7454$$

$$\theta_i := \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0.0025$$

Total masse av bygget hentet fra FEM-design

$$g_k := 16669 \text{ kN} + 6383 \text{ kN} = (2.3052 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$p_{C35} := 11857 \text{ kN}$$

$$p_H := 615 \text{ kN}$$

$$S_k := 1312 \text{ kN}$$

Skjevstillingslast fra tre nederste etasjer

$$H_{13Ed} := \left(\frac{g_k}{4} \cdot 1.2 + \frac{p_{C35}}{3} \cdot 1.5\right) \cdot \theta_i = 31.9114 \text{ kN}$$

Skjevstillingslast fra tak

$$H_{1tak} := \left(\frac{g_k}{4} \cdot 1.2 + S_k \cdot 1.5 + p_H \cdot 0\right) \cdot \theta_i = 22.0715 \text{ kN}$$

$$H_{2tak} := \left(\frac{g_k}{4} \cdot 1.2 + S_k \cdot 1.05 + p_H \cdot 1.5\right) \cdot \theta_i = 22.8966 \text{ kN}$$

$$H_{tak} := \max(H_{1tak}, H_{2tak}) = 22.8966 \text{ kN}$$

Skjevstillingslast ved fundamentnivå

$$H := 3 \cdot H_{13Ed} + H_{tak} = 118.6309 \text{ kN}$$

3.7 Skjevstillingslast tre

Skjevstillingslast tre

Helning

$$\theta_0 := 0.005$$

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

$$m_{\text{antall}} := 17$$

$$\alpha_m := \sqrt{\left(0.5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m_{\text{antall}}}\right)\right)} = 0.7276$$

$$\theta_i := \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0.0024$$

Total masse av bygget

$$g_k := 5839 \text{ kN} + 7135 \text{ kN} = (1.2974 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$p_A := 2435 \text{ kN}$$

$$p_{C35} := 6563 \text{ kN}$$

$$p_H := 615 \text{ kN}$$

$$S_k := 1312 \text{ kN}$$

Skjevstillingslast fra 1. - 3. etasje

$$H_{13Ed1} := \left(\frac{g_k}{4} \cdot 1.2 + \frac{p_{C35}}{3} \cdot 1.5 + \frac{p_A}{3} \cdot 1.05\right) \cdot \theta_i = 19.4658 \text{ kN}$$

$$H_{13Ed2} := \left(\frac{g_k}{4} \cdot 1.2 + \frac{p_{C35}}{3} \cdot 1.05 + \frac{p_A}{3} \cdot 1.5\right) \cdot \theta_i = 17.964 \text{ kN}$$

$$H_{13Ed} := \max(H_{13Ed1}, H_{13Ed2}) = 19.4658 \text{ kN}$$

Skjevstillingslast fra tak

$$H_{\text{tak}} := \left(\frac{g_k}{4} \cdot 1.2 + S_k \cdot 1.5 + p_H \cdot 0\right) \cdot \theta_i = 14.2131 \text{ kN}$$

$$H_{2tak} := \left(\frac{g_k}{4} \cdot 1.2 + S_k \cdot 1.05 + p_H \cdot 1.5 \right) \cdot \theta_i = 15.0185 \text{ kN}$$

$$H_{tak} := \max(H_{1tak}, H_{2tak}) = 15.0185 \text{ kN}$$

Skjevstillingslast ved fundamentnivå

$$H := 3 \cdot H_{13Ed} + H_{tak} = 73.4159 \text{ kN}$$

3.8 Forskyvning fra V-skive – stål og betong

Forskyvning av øverste dekke til bruk i beregning av egensvingeperiode ligger under lastkombinasjon 4 og 5 i tabellen. Disse benyttes i beregninger av egenperiode i tverrkraftberegningene

V-SKIVE versjon 7.1.0

File Open Lasts Base Spanning b M Uls

Datagrupper som er lest inn Etasjehøyde Moduinet Plansnit Skivedata Utspar Last Lastkombinasjon

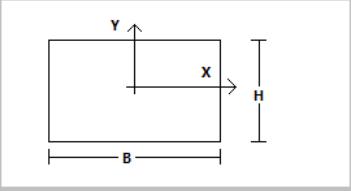
Etasjehøyde Modulnett Plansnitt Skivedata Lasttilfeller Lastkombinasjon Lastdata Vertikallast Fastholde etasje Randbetingelse

Kontrolldata

Antall etasjer	4
Antall skiver	6
Antall lasttilfeller	5
Antall lastkombinasjoner	5
Emodul (N/mm ²)	25000

Ytre begrensning: mellom modullinjer

B (mm)	44000
H (mm)	24000

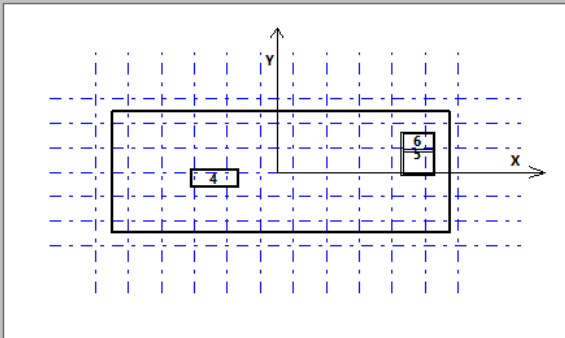


Beregningsmodell for veggskiver

Elementmetode (skivelementer)

Bjelkemodell (bøye-og skjærestivhet)

Etasje nr < 1 >



Forskyvninger av øverste dekke

Lastkomb.	Vx (mm)	Vy (mm)	Vz (grader)
1	1	0	0,0002
2	0	4	-0,0112
3	0	12	-0,0345
4	48	-3	0,0121
5	-3	126	-0,3577

Datafil: C:\Users\...

3.9 Tverrkraftmetoden og utelastelseskriterier – stål og betong

Beregning av utelastelseskriterier og tverrkraftmetoden

Grunntype

Tabell NA.3.1 — Grunntyper

Grunntype	Beskrivelse av stratigrafisk profil	Parametere ^{b)c)}		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (slag/30cm)	c_u (kPa)
A ^{a)}	Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten.	> 800	-	-
B	Avleiringer av svært fast sand eller grus eller svært stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.	360 – 800	> 50	> 250
C	Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.	120 – 180	10 – 15	30 – 70
E ^{d)}	Et grunnprofil som består av et alluviumlag i overflaten med v_s -verdier av type C eller D og en tykkelse som varierer mellom ca. 5 m og 20 m, over et stivere materiale med $v_s > 800$ m/s.			
S ₁	Avleiringer som består av eller inneholder et lag med en tykkelse på minst 10 m av bløt leire/silt med høy plastisitetsindeks (PI > 40) og høyt vanninnhold.	> 100	-	10-20
S ₂	Avleiringer av jord som kan gå over i flytefase (liquefaction), sensitive leirer eller annen grunnprofil som ikke er med i typene A - E eller S ₁ .			

a Hvis minst 75 % av konstruksjonen står på fjell og resten på løsmasser, og konstruksjonen står på ett kontinuerlig fundament (platefundament), kan grunntype A benyttes.

b Valget av grunntype kan være basert på enten $v_{s,30}$, N_{SPT} eller c_u . $v_{s,30}$ anses som den mest aktuelle parameteren å benytte.

c Der det er tvil om hvilken jordtype som skal velges, velges den mest ugunstige.

d Ved bestemmelse av grunntype E kan følgende alternative beskrivelse benyttes: Et jordprofil bestående av et overflatelag med $v_{s,30}$ -verdier av type C eller D og tykkelse varierende mellom ca. 5 m og 20 m over et underliggende stivere materiale med $v_{s,30} > 500$ m/s.

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

$$l := 41 \text{ m}$$

Det er trolig grunntype A som er opptredende ved Midtbygda. På grunn av merknad c i tabellen, velges til sikker side grunntype B.

Midtbygda er et institusjonsbygg. Seismisk klasse er 3a

EC8, Tab. NA.4 (902)

Tyngdeakselerasjon

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

Seismisk faktor

Seismisk klasse 3

$$\gamma_1 := 1.25$$

EC8, Tab. NA.4 (901)

Spissverdi for berggrunnens akselerasjon

$$a_{g40Hz} := 0.55 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

EC8, Tab. NA.3.2 (907)

Dimensjonerende grunnakselerasjon

$$a_g := \gamma_1 \cdot (0.8 \cdot a_{g40Hz}) = 0.55 \frac{m}{s^2}$$

Forsterkningsfaktor for grunnforholdene

$$S := 1.35$$

EC8, Tab. 3.2, grunntype B

Konstruksjonsfaktor

Siden det regner i DCL settes konstruksjonsfaktor til 1.5

EC8, tab. 6.1

$$q := 1.5$$

Utelatelseskriterium - konstruksjonstype:

Midtbygda er ikke en konstruksjon i seismisk klasse 1. Dermed oppfylles ikke utelatelseskriteriet

Utelatelseskriterium - svært lav seismisitet

$$a_g S := a_g \cdot S = 0.743 \frac{m}{s^2}$$

Det kreves påvisning av tilstrekkelig sikkerhet dersom

$$a_g S = 0.743 \frac{m}{s^2} > 0.49 \frac{m}{s^2}$$

Ikke OK. Visere påvisning av seismisk virkning er nødvendig.

Utelatelseskriterium - dimensjonerende spektrum

$$T_B := 0.05$$

$$T_C := 0.25$$

$$T_D := 1.2$$

$$\beta := 0.2$$

$$C_t := 0.05$$

[4.3.3.2.2(3)]

$$d_x := 0.048$$

$$d_y := 0.126$$

Horisontal forsyning av toppen av bygget etter [4.3.3.2.2(5)], hentet fra V-skive

(4.9)

$$T_{1x} := 2 \cdot \sqrt{d_x} = 0.438$$

<

$$2 \cdot T_C = 0.5$$

$$T_{1y} := 2 \cdot \sqrt{d_y} = 0.71$$

>

$$2 \cdot T_C = 0.5$$

Spektral akselerasjon (3.15)

$$\eta := 1$$

[3.2.2.2(3)]

$$S_d T_{1x} := a_g S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left(\frac{T_C}{T_{1x}} \right) = 0.706 \frac{m}{s^2} > 0.05 \cdot g = 0.491 \frac{m}{s^2}$$

$$S_d T_{1y} := a_g S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left(\frac{T_C}{T_{1y}} \right) = 0.436 \frac{m}{s^2} < 0.05 \cdot g = 0.491 \frac{m}{s^2}$$

Ikke ok for x-retning. Videre påvisning av seismiske krefter er nødvendig. Er uansett nødvendig med modal analyse, da konstruksjonen ikke tilfredsstillter krav til regularitet i plan, og er høyere enn 10 meter.

Krav for dimensjonering i DCL [NA.3.2.1(4)]

$$a_g S = 0.743 \frac{m}{s^2} < 2.5 \frac{m}{s^2} \quad \text{OK, kan dimensjonere i DCL}$$

Regularitet i oppriss

$$l_1 := 20 \text{ m} \quad l_2 := 20 \text{ m}$$

$$\frac{l_1 - l_2}{l_1} = 0 < 0.2$$

Alle vertikale veggskiver går fra topp til bunn av bygningen. Sidestivheten i alle etasjene er lik. Massene i etasjene er konstant. Taket blir dog utsatt for mindre laster enn etasjene nedover i bygget. Kravene til regularitet i oppriss er derfor ivaretatt. Det er ingen tilbaketrakkne deler utenom balkongene og vindfanget. Avstivningssystemene (horisontale og vertikale skiver) er derimot kontinuerlige. Det vil derfor ikke ha effekt på byggets regularitet i oppriss.

Tyngdepunkt av etasjer

Regnes fra hjørne nede til venstre.

Egenlaster

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

Betong

$$\gamma_s := 78 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Stål

$$g_{HD320} := 4.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Hulldekke, HD320

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

Etasjehøyde

Skiver

$$\text{Skive 4} \quad b_4 := 200 \text{ mm} \quad l_4 := 18000 \text{ mm} - 4 \cdot b_4 = 17.2 \text{ m} \quad h_4 := h = 4 \text{ m}$$

$$G_{k4} := \gamma_b \cdot b_4 \cdot l_4 \cdot h_4 = 344 \text{ kN}$$

Total ytre lengde av alle vegger i sjakten minus hjørner. Tyngdepunkt midt i sjakt.

Posisjon av skive 4:

$$x_4 := 12.425 \text{ m}$$

$$y_4 := 9.0 \text{ m}$$

$$\text{Skive 5} \quad b_5 := 200 \text{ mm} \quad l_5 := 22000 \text{ mm} - 4 \cdot b_5 = 21.2 \text{ m} \quad h_5 := h = 4 \text{ m}$$

$$G_{k5} := \gamma_b \cdot b_5 \cdot l_5 \cdot h_5 = 424 \text{ kN}$$

Total ytre lengde av alle vegger i sjakten minus hjørner. Tyngdepunkt midt i sjakt.

Posisjon av skive 5:

$$x_5 := 37.1 \text{ m}$$

$$y_5 := 13 \text{ m}$$

$$\text{Skive 6} \quad b_6 := 200 \text{ mm} \quad l_6 := 3700 \text{ mm} \quad h_6 := h = 4 \text{ m}$$

$$G_{k6} := \gamma_b \cdot b_6 \cdot l_6 \cdot h_6 = 74 \text{ kN}$$

Posisjon av skive 6:

$$x_6 := 37.1 \text{ m}$$

$$y_6 := 13.575 \text{ m}$$

Tyngdepunkt av skiver

$$G_s := G_{k4} + G_{k5} + G_{k6} = 842 \text{ kN}$$

$$TP_{sx} := \frac{G_{k4} \cdot x_4 + G_{k5} \cdot x_5 + G_{k6} \cdot x_6}{G_s} = 27.019 \text{ m}$$

$$TP_{sy} := \frac{G_{k4} \cdot y_4 + G_{k5} \cdot y_5 + G_{k6} \cdot y_6}{G_s} = 11.416 \text{ m}$$

Dekke

$$l_d := 40.5 \text{ m} \quad b_d := 19.2 \text{ m}$$

$$G_{\text{dekk}} := g_{HD320} \cdot l_d \cdot b_d = 3693.6 \text{ kN}$$

Reduserer bredden på dekke på grunn av plasseringen av bjelkene.

$$TP_{dx} := \frac{l}{2} = 20.5 \text{ m} \quad TP_{dy} := \frac{b}{2} = 10 \text{ m}$$

Det er ikke dekke i heissjakt og i trappesjakt. Her er det derimot andre krefter. Blant annet trapp og heis. Velger derfor å beholde last og tyngdepunkt.

Søyler

Søylene har liten vekt i forhold til dekker og skiver, i tillegg er tyngdepunktet til søylene tilnærmet i midten av bygget grunnet god regularitet i plassering av søyer. Velger derfor å ikke finregne på tyngdepunkt.

$$G_{\text{søyer}} := (11501 \text{ mm}^2 \cdot 16 \cdot 4 \text{ m} + 17901 \text{ mm}^2 \cdot 5 \cdot 4 \text{ m}) \cdot \gamma_s = 85.339 \text{ kN}$$

$$TP_{søx} := 20.5 \text{ m} \quad TP_{søy} := 10 \text{ m}$$

Bjelker

Sidebjelker

Disse omkranser hele det rektangulære dekket. Tyngdepunktet er derfor i midten.

$$l_{\text{sidebjelke}} := 2 \cdot l + 2 \cdot b = 122 \text{ m}$$

$$A_{\text{sidebjelke}} := 1.3347 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$$

$$G_{sidebjelke} := A_{sidebjelke} \cdot l_{sidebjelke} \cdot \gamma_s = 127.01 \text{ kN}$$

$$x_{sidebjelke} := 20.5 \text{ m}$$

$$y_{sidebjelke} := 10 \text{ m}$$

Midtbjelke

$$l_{midtbjelke} := l = 41 \text{ m}$$

$$A_{midtbjelke} := 2.802 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$$

$$G_{midtbjelke} := A_{midtbjelke} \cdot l_{midtbjelke} \cdot \gamma_s = 89.608 \text{ kN}$$

$$x_{midtbjelke} := 20.5 \text{ m}$$

$$y_{midtbjelke} := 9.55 \text{ m}$$

$$G_b := G_{sidebjelke} + G_{midtbjelke} = 216.618 \text{ kN}$$

$$TP_{bx} := \frac{G_{sidebjelke} \cdot x_{sidebjelke} + G_{midtbjelke} \cdot x_{midtbjelke}}{G_b} = 20.5 \text{ m}$$

$$TP_{by} := \frac{G_{sidebjelke} \cdot y_{sidebjelke} + G_{midtbjelke} \cdot y_{midtbjelke}}{G_b} = 9.814 \text{ m}$$

Påført egenlast

Disse inkluderer lettvegger, tekniske føringer og himling.

$$g_{andre} := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

I total masse regner vi med 1,5, men i tyngdepunktsberegningen vil denne massen stabilisere. Velger derfor 1,0 tss.

$$G_{andre} := g_{andre} \cdot l \cdot b = 1640 \text{ kN}$$

$$TP_{ax} := 20.5 \text{ m}$$

$$TP_{ay} := 10 \text{ m}$$

Nyttelast

$$\psi_2 := 0.6$$

$$g_{C35k} := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{C35permanent} := g_{C35k} \cdot \psi_2 = 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{nytte} := g_{C35permanent} \cdot l \cdot b = 2460 \text{ kN}$$

$$TP_{nx} := 20.5 \text{ m}$$

$$TP_{ny} := 10 \text{ m}$$

Snølast

$$\psi_2 := 0.2$$

$$g_{snøk} := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{snøp} := g_{snøk} \cdot \psi_2 = 0.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{snø} := g_{snøp} \cdot l \cdot b = 262.4 \text{ kN}$$

$$TP_{snøx} := 20.5 \text{ m}$$

$$TP_{snøy} := 10 \text{ m}$$

Tyngde, tyngdepunkt og masse, 1. til 3. etg

$$G_{tot123} := G_s + G_b + G_{dekke} + G_{søyler} + G_{andre} + G_{nytte} = 8937.557 \text{ kN}$$

$$TP_{x123} := \frac{G_s \cdot TP_{sx} + G_b \cdot TP_{bx} + G_{dekke} \cdot TP_{dx} + G_{søyler} \cdot TP_{søx} + G_{andre} \cdot TP_{ax} + G_{nytte} \cdot TP_{nx}}{G_{tot123}} = 21.114 \text{ m}$$

$$TP_{y123} := \frac{G_s \cdot TP_{sy} + G_b \cdot TP_{by} + G_{dekke} \cdot TP_{dy} + G_{søyler} \cdot TP_{søy} + G_{andre} \cdot TP_{ay} + G_{nytte} \cdot TP_{ny}}{G_{tot123}} = 10.129 \text{ m}$$

$$m_{123} := \frac{G_{tot123}}{g} = 911065.909 \text{ kg}$$

Tyngde, tyngdepunkt og masse, tak

$$G_{tottak} := G_s + G_b + G_{dekke} + G_{søyler} + G_{andre} + G_{snø} = 6739.957 \text{ kN}$$

$$TP_{xtak} := \frac{G_s \cdot TP_{sx} + G_b \cdot TP_{bx} + G_{dekke} \cdot TP_{dx} + G_{søyler} \cdot TP_{søx} + G_{andre} \cdot TP_{ax} + G_{snø} \cdot TP_{snøx}}{G_{tottak}} = 21.314 \text{ m}$$

$$TP_{ytak} := \frac{G_s \cdot TP_{sy} + G_b \cdot TP_{by} + G_{dekke} \cdot TP_{dy} + G_{søyler} \cdot TP_{søy} + G_{andre} \cdot TP_{ay} + G_{snø} \cdot TP_{snøy}}{G_{tottak}} = 10.171 \text{ m}$$

$$m_{tak} := \frac{G_{tottak}}{g} = 687049.599 \text{ kg}$$

Hele bygget

Total masse fra håndberegninger i mathcad

$$m_{tot.manuell} := 3 \cdot m_{123} + m_{tak} = (3.42 \cdot 10^6) \text{ kg}$$

Total masse hentet fra FEM-design. Inkluderer egenlast beregnet av programmet, påført egenlast, nyttelast og snølast med tilhørende langtidsfaktorer på lasten.

$$m_{tot.FEM} := \frac{((6383 \text{ kN} + 16669 \text{ kN}) \cdot 1.0 + 11857 \text{ kN} \cdot 0.6 + 1312 \text{ kN} \cdot 0.2)}{g} = (3.102 \cdot 10^6) \text{ kg}$$

Massen hentet fra FEM-design og manuell beregnet masse er tilnærtmet identisk. Velger å gå videre med den høyeste massen.

$$m_{tot} := \max(m_{tot.manuell}, m_{tot.FEM}) = (3.42 \cdot 10^6) \text{ kg}$$

Masse, kun egenlast per etasje

$$G_{egenlast} := G_s + G_b + G_{dekke} + G_{søyler} + G_{andre} = 6477.6 \text{ kN}$$

Skjærkraft ved fundamentnivå [4.3.3.2.2(1)P]

Skjærkraft x-retning

$$S_d T_{1x} = 0.706 \frac{m}{s^2}$$

$$T_{1x} = 0.438 < 2 \cdot T_G = 0.5, \text{ og mer enn to etasjer}$$

$$\lambda_x := 0.85 \quad \text{Korreksjonsfaktor}$$

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

$$F_{bx} := S_d T_{1x} \cdot m_{tot} \cdot \lambda_x = 2052.632 \text{ kN}$$

Skjærkraft y-retning

$$S_d T_{1y} = 0.436 \frac{m}{s^2}$$

$$T_{1y} = 0.71 > 2 \cdot T_C = 0.5$$

$$\lambda_y := 1.0 \quad \text{Korreksjonsfaktor}$$

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

$$F_{by} := S_d T_{1y} \cdot m_{tot} \cdot \lambda_y = 1490.484 \text{ kN}$$

Utelatelseskriterium 4

$$F_{vx} := \frac{(3.68 + 1.68)}{4} \frac{kN}{m^2} \cdot 20 \text{ m} \cdot 18 \text{ m} = 482.4 \text{ kN} \quad \text{Total skjærkraft fra vind i x-retning ved fundamentnivå}$$

$$F_{vy} := \frac{3.76 \frac{kN}{m} + 2.28 \frac{kN}{m}}{4 \text{ m}} \cdot 41 \text{ m} \cdot 18 \text{ m} = 1114.4 \text{ kN}$$

$$F_H := 118.6 \text{ kN} \quad \text{Total skjevstillingslast}$$

$$\gamma_{cbrudd} := 1.5 \quad \text{Materialfaktor ved bruddgrense}$$

$$\gamma_{cDCL} := 1.2 \quad \text{Materialfaktor ved seismisk last og dimensjonering i DCL}$$

$$F_{b,kriterium,x} := (1.5 \cdot F_{vx} + 1.05 \cdot F_H) \cdot \left(\frac{\gamma_{cbrudd}}{\gamma_{cDCL}} \right) = 1060.2 \text{ kN}$$

$$F_{b,kriterium,y} := (1.5 \cdot F_{vy} + 1.05 \cdot F_H) \cdot \left(\frac{\gamma_{cbrudd}}{\gamma_{cDCL}} \right) = 2245.1 \text{ kN}$$

$$F_{b,kriterium,x} = 1060.2 \text{ kN} < F_{bx} = 2052.6 \text{ kN}$$

$$F_{b,kriterium,y} = 2245.1 \text{ kN} > F_{by} = 1490.5 \text{ kN}$$

Kriteriene til utelatelseskriterie 4 er ikke oppfylt for x-retning, må regne videre. Er uansett nødvendig med modal analyse

Etasjelas x-retning

$$z_{tot} := 16 \text{ m}$$

1. etg:

$$F_{x1} := F_{bx} \cdot \frac{\frac{1}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{123}}{z_{tot} \cdot m_{tak} + \frac{1}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{123} + \frac{2}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{123} + \frac{3}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{123}} = 227.654 \text{ kN}$$

2. etg:

$$F_{x2} := F_{bx} \cdot \frac{\frac{2}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{123}}{z_{tot} \cdot m_{tak} + \frac{1}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{123} + \frac{2}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{123} + \frac{3}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{123}} = 455.307 \text{ kN}$$

3. etg:

$$F_{x3} := F_{bx} \cdot \frac{\frac{3}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{123}}{z_{tot} \cdot m_{tak} + \frac{1}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{123} + \frac{2}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{123} + \frac{3}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{123}} = 682.961 \text{ kN}$$

tak:

$$F_{xtak} := F_{bx} \cdot \frac{z_{tot} \cdot m_{tak}}{z_{tot} \cdot m_{tak} + \frac{1}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{123} + \frac{2}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{123} + \frac{3}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{123}} = 686.709 \text{ kN}$$

Etasjelas y-retning

$$z_{tot} := 16 \text{ m}$$

1. etg:

$$F_{y1} := F_{by} \cdot \frac{\frac{1}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{123}}{z_{tot} \cdot m_{tak} + \frac{1}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{123} + \frac{2}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{123} + \frac{3}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{123}} = 165.307 \text{ kN}$$

2. etg:

$$F_{y2} := F_{by} \cdot \frac{\frac{2}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{123}}{z_{tot} \cdot m_{tak} + \frac{1}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{123} + \frac{2}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{123} + \frac{3}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{123}} = 330.614 \text{ kN}$$

3. etg:

$$F_{y3} := F_{by} \cdot \frac{\frac{3}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{123}}{z_{tot} \cdot m_{tak} + \frac{1}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{123} + \frac{2}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{123} + \frac{3}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{123}} = 495.921 \text{ kN}$$

tak:

$$F_{ytak} := F_{by} \cdot \frac{z_{tot} \cdot m_{tak}}{z_{tot} \cdot m_{tak} + \frac{1}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{123} + \frac{2}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{123} + \frac{3}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{123}} = 498.643 \text{ kN}$$

Utilsiktet torsjon i bygget [4.3.2]

1. til 3. etg

Utilsiktet eksentrisitet ved seismisk last i y-retning:

$$L_{123y} := TP_{x123} = 21.114 \text{ m}$$

$$e_{a123y} := 0.05 \cdot L_{123y} = 1.056 \text{ m} \quad +-$$

$$M_{a123y} := e_{a123y} \cdot G_{tot123} = 9435.445 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Utilsiktet eksentrisitet ved seismisk last i x-retning:

$$L_{123x} := TP_{y123} = 10.129 \text{ m}$$

$$e_{a123x} := 0.05 \cdot L_{123x} = 0.506 \text{ m} \quad +-$$

$$M_{a123x} := e_{a123x} \cdot G_{tot123} = 4526.39 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Tak

Utilsiktet eksentrisitet ved seismisk last i y-retning:

$$L_{taky} := TP_{xtak} = 21.314 \text{ m}$$

$$e_{ataky} := 0.05 \cdot L_{taky} = 1.066 \text{ m} \quad +-$$

$$M_{ataky} := e_{ataky} \cdot G_{tottak} = 7182.905 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Utsiktet eksentrisitet ved seismisk last i x-retning:

$$L_{takx} := TP_{ytak} = 10.171 \text{ m}$$

$$e_{atakx} := 0.05 \cdot L_{takx} = 0.509 \text{ m} \quad +-$$

$$M_{atakx} := e_{atakx} \cdot G_{totta} = 3427.59 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Skivestivheter og stivhetssenter

$$E_{cm} := 25000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skiver i x-retning

Sjakt 4:

$$t_4 := 200 \text{ mm} \quad l_4 := 5850 \text{ mm} \quad b_4 := 3000 \text{ mm} \quad h_4 := 4 \text{ m}$$

$$x_4 := 12.435 \text{ m} \quad y_4 := 9 \text{ m}$$

$$A_4 := l_4 \cdot b_4 - (l_4 - 2 \cdot t_4) \cdot (b_4 - 2 \cdot t_4) = 3.38 \text{ m}^2$$

$$I_{4x} := \frac{1}{12} b_4 \cdot l_4^3 - \frac{1}{12} \cdot (b_4 - 2 \cdot t_4) \cdot (l_4 - 2 \cdot t_4)^3 = 14.977 \text{ m}^4$$

$$K_{b4x} := \frac{3 \cdot E_{cm} \cdot I_{4x}}{h_4^3} = (1.76 \cdot 10^7) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$K_{s4x} := \frac{E_{cm} \cdot A_4}{3 \cdot h_4} = (7.04 \cdot 10^6) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$K_{4x} := \frac{1}{\frac{1}{K_{b4x}} + \frac{1}{K_{s4x}}} = (5.03 \cdot 10^6) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Sjakt 5:

$$t_5 := 200 \text{ mm} \quad l_5 := 7000 \text{ mm} \quad b_5 := 4000 \text{ mm} \quad h_5 := 4 \text{ m}$$

$$x_5 := 37.1 \text{ m} \quad y_5 := 12.5 \text{ m}$$

$$A_5 := l_5 \cdot b_5 - (l_5 - 2 \cdot t_5) \cdot (b_5 - 2 \cdot t_5) + t_5 \cdot (b_5 - 2 \cdot t_5) = 4.96 \text{ m}^2$$

$$I_{5x} := \frac{1}{12} l_5 \cdot b_5^3 - \frac{1}{12} \cdot (l_5 - 3 \cdot t_5) \cdot (b_5 - 2 \cdot t_5)^3 = 12.45 \text{ m}^4$$

$$K_{b5x} := \frac{3 \cdot E_{cm} \cdot I_{5x}}{h_5^3} = (1.46 \cdot 10^7) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$K_{s5x} := \frac{E_{cm} \cdot A_5}{3 \cdot h_5} = (1.03 \cdot 10^7) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$K_{5x} := \frac{1}{\frac{1}{K_{b5x}} + \frac{1}{K_{s5x}}} = (6.05 \cdot 10^6) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Skiver i y-retning

Sjakt 4:

$$I_{4y} := \frac{1}{12} l_4 \cdot b_4^3 - \frac{1}{12} \cdot (l_4 - 2 \cdot t_4) \cdot (b_4 - 2 \cdot t_4)^3 = 5.18 \text{ m}^4$$

$$K_{b4y} := \frac{3 \cdot E_{cm} \cdot I_{4y}}{h_4^3} = (6.07 \cdot 10^6) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$K_{s4y} := \frac{E_{cm} \cdot A_4}{3 \cdot h_4} = (7.04 \cdot 10^6) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$K_{4y} := \frac{1}{\frac{1}{K_{b4y}} + \frac{1}{K_{s4y}}} = (3.26 \cdot 10^6) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Sjakt 5:

$$I_{5y} := \frac{1}{12} b_5 \cdot l_5^3 - \frac{1}{12} \cdot (b_5 - 2 \cdot t_5) \cdot (l_5 - 2 \cdot t_5)^3 = 28.085 \text{ m}^4$$

$$K_{b5y} := \frac{3 \cdot E_{cm} \cdot I_{5y}}{h_5^3} = (3.29 \cdot 10^7) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$K_{s5y} := \frac{E_{cm} \cdot A_5}{3 \cdot h_5} = (1.03 \cdot 10^7) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$K_{5y} := \frac{1}{\frac{1}{K_{b5y}} + \frac{1}{K_{s5y}}} = (7.86 \cdot 10^6) \frac{kN}{m}$$

Plassering av stivhetssenter

$$\Sigma K_x := K_{4x} + K_{5x} = (1.11 \cdot 10^7) \frac{kN}{m}$$

$$\Sigma K_y := K_{4y} + K_{5y} = (1.11 \cdot 10^7) \frac{kN}{m}$$

$$S_y := \frac{K_{4x} \cdot y_4 + K_{5x} \cdot y_5}{\Sigma K_x} = 10.912 \text{ m}$$

$$S_x := \frac{K_{4y} \cdot x_4 + K_{5y} \cdot x_5}{\Sigma K_y} = 29.872 \text{ m}$$

Regularitet i plan [4.2.3.2]

Eksentrisitet på last

$$e_{0x} := S_x - TP_{x123} = 8.758 \text{ m}$$

$$e_{0y} := S_y - TP_{y123} = 0.783 \text{ m}$$

RIF side 49

$$I_{s.tot} := \sqrt{\frac{l^2 + b^2}{12}} = 13.169 \text{ m}$$

$$e_{0x} = 8.758 \text{ m} > 0.3 \cdot I_{s.tot} = 3.951 \text{ m}$$

$$e_{0y} = 0.783 \text{ m} < 0.3 \cdot I_{s.tot} = 3.951 \text{ m}$$

Bygningens slankhet:

$$\lambda_{slank} := \frac{l}{b} = 2.05 < 4$$

Bygningen er ikke regulær i plan etter EC8 [4.2.3.2]

3.10 Forskyvning fra V-skive – tre

Forskyvning av øverste dekke til bruk i beregning av egensvingeperiode ligger under lastkombinasjon 4 og 5 i tabellen. Disse benyttes i beregninger av egenperiode i tverrkraftberegningene.

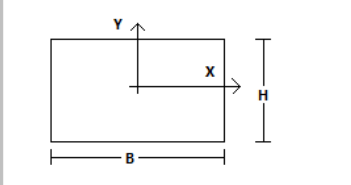
V-SKIVE versjon 7.1.0

Etasjehøyde
 Modulnett
 Plansnitt
 Skivedata
 Utspar
 Last
 Lastkombinasjon

Etasjehøyde
 Modulnett
 Plansnitt
 Skivedata
 Lasttilfeller
 Lastkombinasjon
 Lastdata
 Vertikallast
 Fastholde etasje
 Randbetingelse

Kontrolldata
 Antall etasjer: 4
 Antall skiver: 16
 Antall lasttilfeller: 6
 Antall lastkombinasjoner: 6
 Emodul (N/mm²): 9000

Ytre begrensning: mellom modullinjer
 B (mm): 44000
 H (mm): 24000



Beregningsmodell for veggskiver
 Elementmetode (skiveelementer)
 Bjelkemodell (bøye-og skjærstivhet)

Etasje nr: < 1 >

Forskyvninger av øverste dekke

Lastkomb.	Vx (mm)	Vy (mm)	Vz (grader)
1	6	0	0,0003
2	0	8	-0,0104
3	34	0	0,0015
4	-1	70	-0,0959
5	125	-1	0,0058
6	-1	135	-0,1803

Datafil: C:\Users\nick\

3.11 Tverrkraftmetoden og utelastelseskriterier – tre

Grunntype

Det er trolig grunntype A som er opptredende ved Midtbygda. På grunn av merknad c i tabellen, velges til sikker side grunntype B.

Midtbygda er et institusjonsbygg. Seismisk klasse er 3a

EC8, Tab. NA.4 (902)

Tyngdeakselerasjon

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

Seismisk faktor

$$\gamma_1 := 1.25$$

EC8, Tab. NA.4 (901)

Spissverdi for berggrunnens akselerasjon

$$a_{g40Hz} := 0.55 \frac{m}{s^2}$$

EC8, Tab. NA.3.2 (907)

$$a_g := \gamma_1 \cdot (0.8 \cdot a_{g40Hz}) = 0.55 \frac{m}{s^2}$$

Forsterkningsfaktor for grunnforholdene

$$S := 1.35$$

EC8, Tab. 3.2, grunntype A

Konstruksjonsfaktor

Siden vi regner med DCL settes konstruksjonsfaktor til 1.5
 $q := 1.5$

EC8, tab. 6.1

Utelatelseskriterium - konstruksjonstype

Midtbygda er ikke en konstruksjon i seismisk klasse 1. Dermed oppfylles ikke utelatelseskriteriet

Utelatelseskriterium - svært lav seismisitet

$$a_g S := a_g \cdot S = 0.743 \frac{m}{s^2}$$

Det kreves påvisning av tilstrekkelig sikkerhet dersom

$$a_g S = 0.743 \frac{m}{s^2} > 0.49 \frac{m}{s^2}$$

Ikke OK. Visere påvisning av seismisk virkning er nødvendig.

Utelatelseskriterium - dimensjonerende spektrum

$$T_B := 0.05 \quad T_C := 0.25 \quad T_D := 1.2 \quad \beta := 0.2$$

$$C_t := 0.05 \quad [4.3.3.2.2(3)]$$

$$d_x := 0.125$$

d er elastisk forskyvning i meter i toppen av bygget når vertikallastene påsettes som horisontale laster i hver etasje. [4.3.3.2.2(5)], hentet fra V-skive

$$T_{1x} := 2 \cdot \sqrt{d_x} = 0.707$$

$$d_y := 0.135$$

$$T_{1y} := 2 \cdot \sqrt{d_y} = 0.735$$

Spektral akselerasjon [3.2.2.5(4)p] (3.14)

$$\eta := 1 \quad [3.2.2.2(3)]$$

$$T_C = 0.25 < T_{1x} = 0.707 \quad \text{og} \quad T_{1y} = 0.735 < T_D = 1.2$$

$$S_d T_{1x} := a_g S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left(\frac{T_C}{T_{1x}} \right) = 0.438 \frac{m}{s^2} < 0.05 \cdot g = 0.491 \frac{m}{s^2}$$

$$S_d T_{1y} := a_g S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left(\frac{T_C}{T_{1y}} \right) = 0.421 \frac{m}{s^2} < 0.05 \cdot g = 0.491 \frac{m}{s^2}$$

Krav for dimensjonering i DCL [NA.3.2.1(4)]

$$a_g S = 0.743 \frac{m}{s^2} < 1.0 \frac{m}{s^2} \quad \text{OK, kan dimensjonere i DCL}$$

Tyngdepunkt av etasjer

Regnes fra hjørne nede til venstre. $h := 4 \text{ m}$

Egenlast dekke $b := 20 \text{ m}$ $l := 41 \text{ m}$

$$t_{\text{dekke}} := 0.22 \text{ m} \quad b_{\text{dekke}} := b = 20 \text{ m} \quad l_{\text{dekke}} := l = 41 \text{ m} \quad m_{c24} := 3.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$G_{\text{dekke}} := m_{c24} \cdot t_{\text{dekke}} \cdot b_{\text{dekke}} \cdot l_{\text{dekke}} = 631.4 \text{ kN}$$

$$TP_{dx} := \frac{l_{\text{dekke}}}{2} = 20.5 \text{ m} \quad TP_{dy} := \frac{b_{\text{dekke}}}{2} = 10 \text{ m}$$

Skiver

Skive 1 $l_1 := 3220 \text{ mm}$ $b_1 := 200 \text{ mm}$ $h_1 := h = 4 \text{ m}$

$$G_{k1} := m_{c24} \cdot l_1 \cdot b_1 \cdot h_1 = 9.016 \text{ kN}$$

Posisjon skive 1:

$$x_1 := 7700 \text{ mm} - \frac{b_1}{2} = 7.6 \text{ m} \quad y_1 := 3220 \text{ mm} - \frac{l_1}{2} = 1.61 \text{ m}$$

Skive 2 $l_2 := 5650 \text{ mm}$ $b_2 := 200 \text{ mm}$ $h_2 := h = 4 \text{ m}$

$$G_{k2} := m_{c24} \cdot l_2 \cdot b_2 \cdot h_2 = 15.82 \text{ kN}$$

Posisjon skive 2:

$$x_2 := 7700 \text{ mm} - \frac{b_2}{2} = 7.6 \text{ m} \quad y_2 := 12820 \text{ mm} - \frac{l_2}{2} = 9.995 \text{ m}$$

Skive 3 $l_3 := 5000 \text{ mm}$ $b_3 := 200 \text{ mm}$ $h_3 := h = 4 \text{ m}$

$$G_{k3} := m_{c24} \cdot l_3 \cdot b_3 \cdot h_3 = 14 \text{ kN}$$

Posisjon skive 3:

$$x_3 := 12720 \text{ mm} - \frac{b_3}{2} = 12.62 \text{ m} \quad y_3 := 17300 \text{ mm} - \frac{l_3}{2} = 14.8 \text{ m}$$

Skive 4

$$l_4 := 5000 \text{ mm} \quad b_4 := 200 \text{ mm} \quad h_4 := h = 4 \text{ m}$$

$$G_{k4} := m_{c24} \cdot l_4 \cdot b_4 \cdot h_4 = 14 \text{ kN}$$

Posisjon skive 4:

$$x_4 := 22330 \text{ mm} - \frac{b_4}{2} = 22.23 \text{ m} \quad y_4 := 17300 \text{ mm} - \frac{l_4}{2} = 14.8 \text{ m}$$

Skive 5

$$l_5 := 7050 \text{ mm} \quad b_5 := 200 \text{ mm} \quad h_5 := h = 4 \text{ m}$$

$$G_{k5} := m_{c24} \cdot l_5 \cdot b_5 \cdot h_5 = 19.74 \text{ kN}$$

Posisjon skive 5:

$$x_5 := 41000 \text{ mm} - \frac{b_5}{2} = 40.9 \text{ m} \quad y_5 := 7550 \text{ mm} - \frac{l_5}{2} = 4.025 \text{ m}$$

Skive 6

$$b_6 := 200 \text{ mm} \quad l_6 := 17700 \text{ mm} - 4 \cdot b_6 = 16.9 \text{ m} \quad h_6 := h = 4 \text{ m}$$

$$G_{k6} := m_{c24} \cdot l_6 \cdot b_6 \cdot h_6 = 47.32 \text{ kN}$$

Total ytre lengde av alle
vegger i sjakten minus
hjørner. Tyngdepunkt midt i
sjakt.

Posisjon skive 6:

$$x_6 := 15350 \text{ mm} - \frac{5850 \text{ mm}}{2} = 12.425 \text{ m}$$
$$y_6 := 10500 \text{ mm} - \frac{3000}{2} \text{ mm} = 9 \text{ m}$$

Skive 7

$$b_7 := 200 \text{ mm} \quad l_7 := 21900 \text{ mm} - 4 \cdot b_7 = 21.1 \text{ m} \quad h_7 := h = 4 \text{ m}$$

$$G_{k7} := m_{c24} \cdot l_7 \cdot b_7 \cdot h_7 = 59.08 \text{ kN}$$

Posisjon skive 7:

$$x_7 := 39100 \text{ mm} - \frac{4000 \text{ mm}}{2} = 37.1 \text{ m} \quad y_7 := 16500 \text{ mm} - \frac{6950 \text{ mm}}{2} = 13.025 \text{ m}$$

Skive 8

$$b_8 := 200 \text{ mm} \quad l_8 := 4000 \text{ mm} - 2 \cdot b_7 = 3.6 \text{ m} \quad h_8 := h = 4 \text{ m}$$

$$G_{k8} := m_{c24} \cdot l_8 \cdot b_8 \cdot h_8 = 10.08 \text{ kN}$$

Posisjon skive 8:

$$x_8 := 38950 \text{ mm} - \frac{l_8}{2} = 37.15 \text{ m} \quad y_8 := 13650 \text{ mm} - \frac{b_8}{2} = 13.55 \text{ m}$$

Tyngdepunkt av skiver

$$G_s := G_{k1} + G_{k2} + G_{k3} + G_{k4} + G_{k5} + G_{k6} + G_{k7} + G_{k8} = 189.056 \text{ kN}$$

$$TP_{sx} := \frac{G_{k1} \cdot x_1 + G_{k2} \cdot x_2 + G_{k3} \cdot x_3 + G_{k4} \cdot x_4 + G_{k5} \cdot x_5 + G_{k6} \cdot x_6 + G_{k7} \cdot x_7 + G_{k8} \cdot x_8}{G_s} = 24.534 \text{ m}$$

$$TP_{sy} := \frac{G_{k1} \cdot y_1 + G_{k2} \cdot y_2 + G_{k3} \cdot y_3 + G_{k4} \cdot y_4 + G_{k5} \cdot y_5 + G_{k6} \cdot y_6 + G_{k7} \cdot y_7 + G_{k8} \cdot y_8}{G_s} = 19.353 \text{ m}$$

Søyler

Søylene i 2. etasje og oppover neglisjeres. For søylene i 1. etasje antas tyngdepunktet litt nord for midtpunktet. Grunnet lav påvirkning fra søyer, og at metoden kun skal brukes til kontroll, velges det å ikke finregne på tyngdepunkt.

Søyler 1. etasje:

$$G_{søyler} := 18 \cdot m_{c24} \cdot 0.25 \text{ m} \cdot 0.25 \text{ m} \cdot h = 15.75 \text{ kN}$$

$$TP_{s1x} := 20.5 \text{ m} \quad TP_{s1y} := 15 \text{ m}$$

Bjelker

$$b_b := 190 \text{ mm} \quad h_b := 600 \text{ mm}$$

1. etasje:

$$A_b := b_b \cdot h_b = 0.114 \text{ m}^2$$

Bjelke 1

$$l_{b1} := 4500 \text{ mm}$$

$$G_{b1} := A_b \cdot l_{b1} \cdot m_{c24} = 1.796 \text{ kN}$$

$$x_{b1} := 7700 \text{ mm} - \frac{l_{b1}}{2} = 5.45 \text{ m} \quad y_{b1} := 5320 \text{ mm} - \frac{b_b}{2} = 5.225 \text{ m}$$

Bjelke 2 $l_{b2} := 4500 \text{ mm}$

$$G_{b2} := A_b \cdot l_{b2} \cdot m_{c24} = 1.796 \text{ kN}$$

$$x_{b2} := 7700 \text{ mm} - \frac{l_{b2}}{2} = 5.45 \text{ m} \quad y_{b2} := 14920 \text{ mm} - \frac{b_b}{2} = 14.825 \text{ m}$$

Bjelke 3 $l_{b3} := 5450 \text{ mm}$

$$G_{b3} := A_b \cdot l_{b3} \cdot m_{c24} = 2.175 \text{ kN}$$

$$x_{b3} := 27080 \text{ mm} - \frac{b_b}{2} = 26.985 \text{ m} \quad y_{b3} := 13150 \text{ mm} - \frac{l_{b3}}{2} = 10.425 \text{ m}$$

Bjelke 4 $l_{b4} := 12000 \text{ mm}$

$$G_{b4} := A_b \cdot l_{b4} \cdot m_{c24} = 4.788 \text{ kN}$$

$$x_{b4} := 31810 \text{ mm} - \frac{b_b}{2} = 31.715 \text{ m} \quad y_{b4} := 19700 \text{ mm} - \frac{l_{b4}}{2} = 13.7 \text{ m}$$

Bjelke 5 $l_{b5} := 7150 \text{ mm}$

$$G_{b5} := A_b \cdot l_{b5} \cdot m_{c24} = 2.853 \text{ kN}$$

$$x_{b5} := 36680 \text{ mm} - \frac{b_b}{2} = 36.585 \text{ m} \quad y_{b5} := 9550 \text{ mm} - \frac{l_{b5}}{2} = 5.975 \text{ m}$$

Bjelke 6 $l_{b6} := 8300 \text{ mm}$

$$G_{b6} := A_b \cdot l_{b6} \cdot m_{c24} = 3.312 \text{ kN}$$

$$x_{b6} := 40500 \text{ mm} - \frac{l_{b6}}{2} = 36.35 \text{ m} \quad y_{b6} := b_b - \frac{b_b}{2} = 0.095 \text{ m}$$

Bjelker 2-4 etasje:

Bjelke 7: $l_{b7} := 7000 \text{ mm}$

$$G_{b7} := A_b \cdot l_{b7} \cdot m_{c24} = 2.793 \text{ kN}$$

$$x_{b7} := 9700 \text{ mm} - \frac{b_b}{2} = 9.605 \text{ m} \quad y_{b7} := 7500 \text{ mm} - \frac{l_{b7}}{2} = 4 \text{ m}$$

Bjelke 8 $l_{b8} := 12770 \text{ mm}$

$$G_{b8} := A_b \cdot l_{b8} \cdot m_{c24} = 5.095 \text{ kN}$$

$$x_{b8} := 22330 \text{ mm} - \frac{l_{b8}}{2} = 15.945 \text{ m} \quad y_{b8} := 5270 \text{ mm} - \frac{b_b}{2} = 5.175 \text{ m}$$

Bjelke 9 $l_{b9} := 5930 \text{ mm}$

$$G_{b9} := A_b \cdot l_{b9} \cdot m_{c24} = 2.366 \text{ kN}$$

$$x_{b9} := 22330 \text{ mm} - \frac{l_{b9}}{2} = 19.365 \text{ m} \quad y_{b9} := 10500 \text{ mm} - \frac{b_b}{2} = 10.405 \text{ m}$$

Bjelke 10 $l_{b10} := 8700 \text{ mm}$

$$G_{b10} := A_b \cdot l_{b10} \cdot m_{c24} = 3.471 \text{ kN}$$

$$x_{b10} := 26500 \text{ mm} - \frac{l_{b10}}{2} = 22.15 \text{ m} \quad y_{b10} := b_b - \frac{b_b}{2} = 0.095 \text{ m}$$

Bjelke 11 $l_{b11} := 5450 \text{ mm}$

$$G_{b11} := A_b \cdot l_{b11} \cdot m_{c24} = 2.175 \text{ kN}$$

$$x_{b11} := 27080 \text{ mm} - \frac{b_b}{2} = 26.985 \text{ m} \quad y_{b11} := 13150 \text{ mm} - \frac{l_{b11}}{2} = 10.425 \text{ m}$$

Bjelke 12 $l_{b12} := 12000 \text{ mm}$

$$G_{b12} := A_b \cdot l_{b12} \cdot m_{c24} = 4.788 \text{ kN}$$

$$x_{b12} := 31810 \text{ mm} - \frac{b_b}{2} = 31.715 \text{ m} \quad y_{b12} := 19700 \text{ mm} - \frac{l_{b12}}{2} = 13.7 \text{ m}$$

$$G_{be1} := G_{b1} + G_{b2} + G_{b3} + G_{b4} + G_{b5} + G_{b6} = 16.718 \text{ kN}$$

Last bjeker 1. etg

$$G_{be24} := G_{b7} + G_{b8} + G_{b9} + G_{b10} + G_{b11} + G_{b12} = 20.688 \text{ kN}$$

Last bjeker 2.-4. etg

$$TP_{bx1} := \frac{G_{b1} \cdot x_{b1} + G_{b2} \cdot x_{b2} + G_{b3} \cdot x_{b3} + G_{b4} \cdot x_{b4} + G_{b5} \cdot x_{b5} + G_{b6} \cdot x_{b6}}{G_{be1}} = 27.207 \text{ m}$$

$$TP_{bx24} := \frac{G_{b7} \cdot x_{b7} + G_{b8} \cdot x_{b8} + G_{b9} \cdot x_{b9} + G_{b10} \cdot x_{b10} + G_{b11} \cdot x_{b11} + G_{b12} \cdot x_{b12}}{G_{be24}} = 21.332 \text{ m}$$

$$TP_{by1} := \frac{G_{b1} \cdot y_{b1} + G_{b2} \cdot y_{b2} + G_{b3} \cdot y_{b3} + G_{b4} \cdot y_{b4} + G_{b5} \cdot y_{b5} + G_{b6} \cdot y_{b6}}{G_{be1}} = 8.471 \text{ m}$$

$$TP_{by24} := \frac{G_{b7} \cdot y_{b7} + G_{b8} \cdot y_{b8} + G_{b9} \cdot y_{b9} + G_{b10} \cdot y_{b10} + G_{b11} \cdot y_{b11} + G_{b12} \cdot y_{b12}}{G_{be24}} = 7.287 \text{ m}$$

Påførte egenlaster

$$g_{div} := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Dette inkluderer ikkebærende vegger av massivtre, lettvegger, tekniske føringer og himling inkludert.

$$G_{div} := g_{div} \cdot l \cdot b = (2.05 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$TP_{dx} := 20.5 \text{ m}$$

$$TP_{dy} := 10 \text{ m}$$

Nyttelast

$$g_C := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

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

Regner hele venstresiden av bygget i nyttelastkategori C3, men reduserer lasten til 4kN/m² da dette er en forenkling og er antatt konserverativt. Resten av bygget regnes som kategori C1.

Nyttelast venstresiden

$$\psi_2 := 0.6$$

$$g_{opphperm} := g_C \cdot \psi_2 = 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{snytte} := g_C \cdot l \cdot b = (4.1 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$y_{snytte} := \frac{10500 \text{ mm}}{2} = 5.25 \text{ m}$$

$$x_{snytte} := \frac{41000 \text{ mm}}{2} = 20.5 \text{ m}$$

Nyttelast høyresiden

$$g_{restperm} := g_A \cdot \psi_2 = 1.8 \frac{kN}{m^2}$$

$$G_{nnytte} := g_C \cdot l \cdot b = (4.1 \cdot 10^3) kN$$

$$y_{nnytte} := 10500 \text{ mm} + \frac{9500 \text{ mm}}{2} = 15.25 \text{ m} \quad x_{nnytte} := \frac{41000 \text{ mm}}{2} = 20.5 \text{ m}$$

$$G_{nytte} := G_{snytte} + G_{nnytte} = (8.2 \cdot 10^3) kN$$

$$TP_{ny} := \frac{G_{snytte} \cdot y_{snytte} + G_{nnytte} \cdot y_{nnytte}}{G_{nytte}} = 10.25 \text{ m}$$

$$TP_{nx} := \frac{G_{snytte} \cdot x_{snytte} + G_{nnytte} \cdot x_{nnytte}}{G_{nytte}} = 20.5 \text{ m}$$

Snølast

$$\psi_{2s} := 0.2$$

$$g_{snø} := 1.6 \frac{kN}{m^2} \quad g_{snøp} := g_{snø} \cdot \psi_{2s} = 0.32 \frac{kN}{m^2}$$

$$G_{snø} := g_{snøp} \cdot l \cdot b = 262.4 kN \quad TP_{snøx} := 20.5 \text{ m} \quad TP_{snøy} := 10 \text{ m}$$

Tyngde, tyngdepunkt og masse, 1. etg

$$G_{total} := G_s + G_{be1} + G_{dekke} + G_{div} + G_{søylor} + G_{nytte} = (1.11 \cdot 10^4) kN$$

$$TP_{xe1} := \frac{G_s \cdot TP_{sx} + G_{be1} \cdot TP_{bx1} + G_{dekke} \cdot TP_{dx} + G_{søylor} \cdot TP_{s1x} + G_{div} \cdot TP_{dx} + G_{nytte} \cdot TP_{nx}}{G_{total}} = 20.579 \text{ m}$$

$$TP_{ye1} := \frac{G_s \cdot TP_{sy} + G_{be1} \cdot TP_{by1} + G_{dekke} \cdot TP_{dy} + G_{søylor} \cdot TP_{s1y} + G_{div} \cdot TP_{dy} + G_{nytte} \cdot TP_{ny}}{G_{total}} = 10.349 \text{ m}$$

$$m_{e1} := \frac{G_{total}}{g} = (1.132 \cdot 10^6) kg$$

Tyngde, tyngdepunkt og masse, 2. til 3. etg

$$G_{tote23} := G_s + G_{be24} + G_{dekke} + G_{div} + G_{nytte} = (1.109 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$TP_{xe23} := \frac{G_s \cdot TP_{sx} + G_{be24} \cdot TP_{bx24} + G_{dekke} \cdot TP_{dx} + G_{div} \cdot TP_{dx} + G_{nytte} \cdot TP_{nx}}{G_{tote23}} = 20.57 \text{ m}$$

$$TP_{ye23} := \frac{G_s \cdot TP_{sy} + G_{be24} \cdot TP_{by24} + G_{dekke} \cdot TP_{dy} + G_{div} \cdot TP_{dy} + G_{nytte} \cdot TP_{ny}}{G_{tote23}} = 10.339 \text{ m}$$

$$m_{e23} := \frac{G_{tote23}}{g} = (1.131 \cdot 10^6) \text{ kg}$$

Tyngde, tyngdepunkt og masse, tak

$$G_{tottak} := G_s + G_{be24} + G_{dekke} + G_{div} + G_{sn\theta} = (3.154 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$TP_{xtak} := \frac{G_s \cdot TP_{sx} + G_{be24} \cdot TP_{bx24} + G_{dekke} \cdot TP_{dx} + G_{div} \cdot TP_{dx} + G_{sn\theta} \cdot TP_{sn\theta x}}{G_{tottak}} = 20.747 \text{ m}$$

$$TP_{ytak} := \frac{G_s \cdot TP_{sy} + G_{be24} \cdot TP_{by24} + G_{dekke} \cdot TP_{dy} + G_{div} \cdot TP_{dy} + G_{sn\theta} \cdot TP_{sn\theta y}}{G_{tottak}} = 10.543 \text{ m}$$

$$m_{tak} := \frac{G_{tottak}}{g} = (3.215 \cdot 10^5) \text{ kg}$$

Hele bygget

$$m_{tot} := \frac{((7134 \text{ kN} + 5839 \text{ kN}) \cdot 1.0 + 6562 \text{ kN} \cdot 1.5 + 1312 \text{ kN} \cdot 0.2 + 2434 \text{ kN} \cdot 1.05)}{g} = (2.613 \cdot 10^6) \text{ kg}$$

$$m_{tot} := m_{e1} + 2 \cdot m_{e23} + m_{tak} = (3.714 \cdot 10^6) \text{ kg}$$

Egenlast for bygget

$$G_1 := G_s + G_{be1} + G_{dekke} + G_{div} + G_{s\ddot{y}ler} = (2.903 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad G_1 \cdot 0.9 = 2612.632 \text{ kN}$$

$$G_{23} := G_s + G_{be24} + G_{dekke} + G_{div} = (2.891 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad G_{23} \cdot 0.9 = 2602.03 \text{ kN}$$

$$G_{tak} := G_s + G_{be24} + G_{dekke} + G_{div} \quad G_{tak} \cdot 0.9 = 2602.03 \text{ kN}$$

Skal bruke lasten over itl å finne vertikal forskyvning i topp av konstruksjonen. Dette brukes til å finne T1

Skjærkraft ved fundamentnivå [4.3.3.2.2(1)P]

x-retning

$$S_d T_{1x} = 0.438 \frac{m}{s^2}$$

$$T_{1x} = 0.707 > 2 \cdot T_C = 0.5$$

$$\lambda := 1.0 \quad \text{Korreksjonsfaktor}$$

$$F_{bx} := S_d T_{1x} \cdot m_{tot} \cdot \lambda = 1625.155 \text{ kN}$$

y-retning

$$S_d T_{1y} = 0.421 \frac{m}{s^2}$$

$$T_{1y} = 0.735 > 2 \cdot T_C = 0.5$$

$$F_{by} := S_d T_{1y} \cdot m_{tot} \cdot \lambda = 1563.806 \text{ kN}$$

Utelatelseskriterium 4

x-retning

$$F_{vx} := \frac{(3.68 + 1.68)}{4} \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 20 \text{ m} \cdot 18 \text{ m} = 482.4 \text{ kN}$$

Total skjærkraft fra vind ved fundamentnivå

$$F_H := 73.4 \text{ kN}$$

Total skjevstillingslast

$$\gamma_{cbrudd} := 1.15$$

Materialfaktor ved bruddgrense

$$\gamma_{cDCL} := 1.0$$

Materialfaktor ved seismisk last og dimensjonering i DCL

$$F_{b.kriterium} := (1.5 \cdot F_{vx} + 1.05 \cdot F_H) \cdot \left(\frac{\gamma_{cbrudd}}{\gamma_{cDCL}} \right) = 920.8 \text{ kN}$$

$$F_{b.kriterium} = 920.8 \text{ kN} < F_{bx} = 1625.2 \text{ kN}$$

Y-retning

$$F_{vy} := 991 \text{ kN}$$

Total skjærkraft fra vind ved fundamentnivå

$$F_H := 73.4 \text{ kN}$$

Total skjevstillingslast

$$\gamma_{cbrudd} := 1.15$$

Materialfaktor ved bruddgrense

$$\gamma_{cDCL} := 1.0$$

Materialfaktor ved seismisk last og dimensjonering i DCL

$$F_{b.kriterium} := (1.5 \cdot F_{vy} + 1.05 \cdot F_H) \cdot \left(\frac{\gamma_{cbrudd}}{\gamma_{cDCL}} \right) = 1798.1 \text{ kN}$$

$$F_{b.kriterium} = 1798.1 \text{ kN} > F_{by} = 1563.8 \text{ kN}$$

Kriteriene til utelatelseskriterie 4 er ikke oppfylt for x-retning, må regne videre. Er uansett nødvendig med modal analyse på grunn av at krav til regularitet ikke er oppfylt, samt at bygget er mer enn 10 meter.

Etasjelast x-retning

$$z_{tot} := 16 \text{ m}$$

1. etg:

$$F_{1x} := F_{bx} \cdot \frac{\frac{1}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{e1}}{z_{tot} \cdot m_{tak} + \frac{1}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{e23} + \frac{2}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{e23} + \frac{3}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{e1}} = 227.838 \text{ kN}$$

2. etg:

$$F_{2x} := F_{bx} \cdot \frac{\frac{2}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{e23}}{z_{tot} \cdot m_{tak} + \frac{1}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{e23} + \frac{2}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{e23} + \frac{3}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{e1}} = 455.193 \text{ kN}$$

3. etg:

$$F_{3x} := F_{bx} \cdot \frac{\frac{3}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{e23}}{z_{tot} \cdot m_{tak} + \frac{1}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{e23} + \frac{2}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{e23} + \frac{3}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{e1}} = 682.79 \text{ kN}$$

Tak:

$$F_{takx} := F_{bx} \cdot \frac{z_{tot} \cdot m_{tak}}{z_{tot} \cdot m_{tak} + \frac{1}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{e23} + \frac{2}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{e23} + \frac{3}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{e1}} = 258.85 \text{ kN}$$

$$M_x := F_{1x} \cdot 4 \text{ m} + F_{2x} \cdot 8 \text{ m} + F_{3x} \cdot 12 \text{ m} + F_{takx} \cdot 16 \text{ m} = 16887.978 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$H_{wk} := (994 \text{ kN} \cdot 1.5 + 43.47 \text{ kN} \cdot 1.05) \cdot \frac{1.25}{1} = (1.921 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Etasjelas y-retning

1. etg:

$$F_{1y} := F_{by} \cdot \frac{\frac{1}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{e1}}{z_{tot} \cdot m_{tak} + \frac{1}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{e23} + \frac{2}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{e23} + \frac{3}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{e1}} = 219.238 \text{ kN}$$

2. etg:

$$F_{2y} := F_{by} \cdot \frac{\frac{2}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{e23}}{z_{tot} \cdot m_{tak} + \frac{1}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{e23} + \frac{2}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{e23} + \frac{3}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{e1}} = 438.01 \text{ kN}$$

3. etg:

$$F_{3y} := F_{by} \cdot \frac{\frac{3}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{e23}}{z_{tot} \cdot m_{tak} + \frac{1}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{e23} + \frac{2}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{e23} + \frac{3}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{e1}} = 657.015 \text{ kN}$$

Tak:

$$F_{taky} := F_{by} \cdot \frac{z_{tot} \cdot m_{tak}}{z_{tot} \cdot m_{tak} + \frac{1}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{e23} + \frac{2}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{e23} + \frac{3}{4} \cdot z_{tot} \cdot m_{e1}} = 249.079 \text{ kN}$$

$$M_y := F_{1y} \cdot 4 \text{ m} + F_{2y} \cdot 8 \text{ m} + F_{3y} \cdot 12 \text{ m} + F_{taky} \cdot 16 \text{ m} = 16250.464 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Skivestivheter og stivhetssenter

$$E_{cm} := 11000 \frac{N}{mm^2} \quad h_{skive} := 16 \text{ m} \quad b_{skive} := 0.2 \text{ m}$$

Skiver i y-retning

Skive 1: $l_1 = 3.22 \text{ m}$

$$I_1 := \frac{1}{12} b_{skive} \cdot l_1^3 = (5.564 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

$$K_{b1} := \frac{3 \cdot E_{cm} \cdot I_1}{h_{skive}^3} = (4.483 \cdot 10^3) \frac{kN}{m}$$

$$A_1 := b_{skive} \cdot l_1 = 0.644 \text{ m}^2$$

$$K_{s1} := \frac{E_{cm} \cdot A_1}{3 \cdot h_{skive}} = (1.476 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$$

$$K_1 := \left(\frac{1}{\frac{1}{K_{b1}} + \frac{1}{K_{s1}}} \right) = (4.351 \cdot 10^3) \frac{kN}{m} \quad x_1 = 7.6 \text{ m}$$

Skive 2: $l_2 = 5.65 \text{ m}$

$$I_2 := \frac{1}{12} b_{skive} \cdot l_2^3 = (3.006 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^4$$

$$K_{b2} := \frac{3 \cdot E_{cm} \cdot I_2}{h_{skive}^3} = (2.422 \cdot 10^4) \frac{kN}{m}$$

$$A_2 := b_{skive} \cdot l_2 = 1.13 \text{ m}^2$$

$$K_{s2} := \frac{E_{cm} \cdot A_2}{3 \cdot h_{skive}} = (2.59 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$$

$$K_2 := \left(\frac{1}{\frac{1}{K_{b2}} + \frac{1}{K_{s2}}} \right) = (2.215 \cdot 10^4) \frac{kN}{m} \quad x_2 = 7.6 \text{ m}$$

Skive 3:

$$l_3 = 5 \text{ m}$$

$$I_3 := \frac{1}{12} b_{skive} \cdot l_3^3 = (2.083 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^4$$

$$K_{b3} := \frac{3 \cdot E_{cm} \cdot I_3}{h_{skive}^3} = (1.678 \cdot 10^4) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$A_3 := b_{skive} \cdot l_3 = 1 \text{ m}^2$$

$$K_{s3} := \frac{E_{cm} \cdot A_3}{3 \cdot h_{skive}} = (2.292 \cdot 10^5) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$K_3 := \left(\frac{1}{\frac{1}{K_{b3}} + \frac{1}{K_{s3}}} \right) = (1.564 \cdot 10^4) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$x_3 = 12.62 \text{ m}$$

Skive 4:

$$l_4 = 5 \text{ m}$$

$$I_4 := \frac{1}{12} b_{skive} \cdot l_4^3 = (2.083 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^4$$

$$K_{b4} := \frac{3 \cdot E_{cm} \cdot I_4}{h_{skive}^3} = (1.678 \cdot 10^4) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$A_4 := b_{skive} \cdot l_4 = 1 \text{ m}^2$$

$$K_{s4} := \frac{E_{cm} \cdot A_4}{3 \cdot h_{skive}} = (2.292 \cdot 10^5) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$K_4 := \left(\frac{1}{\frac{1}{K_{b4}} + \frac{1}{K_{s4}}} \right) = (1.564 \cdot 10^4) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$x_4 = 22.23 \text{ m}$$

Skive 5:

$$l_5 = 7.05 \text{ m}$$

$$I_5 := \frac{1}{12} b_{skive} \cdot l_5^3 = (5.84 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^4$$

$$K_{b5} := \frac{3 \cdot E_{cm} \cdot I_5}{h_{skive}^3} = (4.705 \cdot 10^4) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$A_5 := b_{skive} \cdot l_5 = 1.41 \text{ m}^2$$

$$K_{s5} := \frac{E_{cm} \cdot A_5}{3 \cdot h_{skive}} = (3.231 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$$

$$K_5 := \left(\frac{1}{\frac{1}{K_{b5}} + \frac{1}{K_{s5}}} \right) = (4.107 \cdot 10^4) \frac{kN}{m} \quad x_5 = 40.9 \text{ m}$$

Skive 6, side 1 og 3:

$$l_{6.13} := 3000 \text{ mm}$$

$$I_{6.13} := \frac{1}{12} b_{skive} \cdot l_{6.13}^3 = (4.5 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

$$K_{b6.13} := \frac{3 \cdot E_{cm} \cdot I_{6.13}}{h_{skive}^3} = (3.625 \cdot 10^3) \frac{kN}{m}$$

$$A_{6.13} := b_{skive} \cdot l_{6.13} = 0.6 \text{ m}^2$$

$$K_{s6.13} := \frac{E_{cm} \cdot A_{6.13}}{3 \cdot h_{skive}} = (1.375 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$$

$$K_{6.13} := \left(\frac{1}{\frac{1}{K_{b6.13}} + \frac{1}{K_{s6.13}}} \right) = (3.532 \cdot 10^3) \frac{kN}{m}$$

$$x_{6.1} := 9500 \text{ mm} + \frac{b_{skive}}{2} = 9.6 \text{ m}$$

$$x_{6.3} := 15350 \text{ mm} - \frac{b_{skive}}{2} = 15.25 \text{ m}$$

Skive 7, side 1 og 3:

$$l_{7.13} := 6950 \text{ mm}$$

$$I_{7.13} := \frac{1}{12} b_{skive} \cdot l_{7.13}^3 = (5.595 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^4$$

$$K_{b7.13} := \frac{3 \cdot E_{cm} \cdot I_{7.13}}{h_{skive}^3} = (4.508 \cdot 10^4) \frac{kN}{m}$$

$$A_{7.13} := b_{skive} \cdot l_{7.13} = 1.39 \text{ m}^2$$

$$K_{s7.13} := \frac{E_{cm} \cdot A_{7.13}}{3 \cdot h_{skive}} = (3.185 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$$

$$K_{7.13} := \left(\frac{1}{\frac{1}{K_{b7.13}} + \frac{1}{K_{s7.13}}} \right) = (3.949 \cdot 10^4) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$x_{7.1} := 35130 \text{ mm} + \frac{b_{skive}}{2} = 35.23 \text{ m}$$

$$x_{7.3} := 39100 \text{ mm} - \frac{b_{skive}}{2} = 39 \text{ m}$$

Skiver i x-retning

Skive 6, side 2 og 4:

$$l_{6.24} := 5550 \text{ mm}$$

$$I_{6.24} := \frac{1}{12} b_{skive} \cdot l_{6.24}^3 = (2.849 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^4$$

$$K_{b6.24} := \frac{3 \cdot E_{cm} \cdot I_{6.24}}{h_{skive}^3} = (2.296 \cdot 10^4) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$A_{6.24} := b_{skive} \cdot l_{6.24} = 1.11 \text{ m}^2$$

$$K_{s6.24} := \frac{E_{cm} \cdot A_{6.24}}{3 \cdot h_{skive}} = (2.544 \cdot 10^5) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$K_{6.24} := \left(\frac{1}{\frac{1}{K_{b6.24}} + \frac{1}{K_{s6.24}}} \right) = (2.106 \cdot 10^4) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$y_{6.2} := 10350 \text{ mm} + \frac{b_{skive}}{2} = 10.45 \text{ m}$$

$$y_{6.4} := 7650 \text{ mm} - \frac{b_{skive}}{2} = 7.55 \text{ m}$$

Skive 7, side 2 og 4:

$$l_{7.24} := 3700 \text{ mm}$$

$$I_{7.24} := \frac{1}{12} b_{skive} \cdot l_{7.24}^3 = (8.442 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

$$K_{b7.24} := \frac{3 \cdot E_{cm} \cdot I_{7.24}}{h_{skive}^3} = (6.802 \cdot 10^3) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$A_{7.24} := b_{skive} \cdot l_{7.24} = 0.74 \text{ m}^2$$

$$K_{s7.24} := \frac{E_{cm} \cdot A_{7.24}}{3 \cdot h_{skive}} = (1.696 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$$

$$K_{7.24} := \left(\frac{1}{\frac{1}{K_{b7.24}} + \frac{1}{K_{s7.24}}} \right) = (6.539 \cdot 10^3) \frac{kN}{m}$$

$$y_{7.2} := 16350 \text{ mm} + \frac{b_{skive}}{2} = 16.45 \text{ m}$$

$$y_{7.4} := 9550 \text{ mm} + \frac{b_{skive}}{2} = 9.65 \text{ m}$$

Skive 8:

$$K_8 := K_{7.24} = (6.539 \cdot 10^6) \frac{kg}{s^2} \quad y_8 = 13.55 \text{ m}$$

Plassering av stivhetscenter

$$K_x := K_{6.24} + K_{6.24} + K_{7.24} + K_{7.24} + K_8 = (6.173 \cdot 10^4) \frac{kN}{m}$$

$$K_y := K_1 + K_2 + K_3 + K_4 + K_5 + K_{6.13} + K_{6.13} + K_{7.13} + K_{7.13} = (1.849 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$$

$$S_x := \frac{K_1 \cdot x_1 + K_2 \cdot x_2 + K_3 \cdot x_3 + K_4 \cdot x_4 + K_5 \cdot x_5 + K_5 \cdot x_5 + K_{6.13} \cdot x_{6.1} + K_{6.13} \cdot x_{6.3} + K_{7.13} \cdot x_{6.1} + K_{7.13} \cdot x_{6.3}}{K_y}$$

$$S_x = 27.99 \text{ m}$$

$$S_y := \frac{K_{6.24} \cdot y_{6.2} + K_{6.24} \cdot y_{6.4} + K_{7.24} \cdot y_{7.2} + K_{7.24} \cdot y_{7.4}}{K_x} = 8.905 \text{ m}$$

Utilsiktet torsjon i bygget

1. etg

Utilsiktet eksentrisitet ved seismisk last i y-retning:

$$L_{1y} := TP_{xe1} = 20.579 \text{ m}$$

$$e_{a1y} := 0.05 \cdot L_{1y} = 1.029 \text{ m}$$

$$M_{a1y} := e_{a1y} \cdot G_{tote1} = (1.142 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Utilsiktet eksentrisitet ved seismisk last i x-retning:

$$L_{1x} := TP_{ye1} = 10.349 \text{ m}$$

$$e_{a1x} := 0.05 \cdot L_{1x} = 0.517 \text{ m}$$

$$M_{a1x} := e_{a1x} \cdot G_{tote1} = (5.745 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2. til 3. etg

Utilsiktet eksentrisitet ved seismisk last i y-retning:

$$L_{23y} := TP_{xe23} = 20.57 \text{ m}$$

$$e_{a23y} := 0.05 \cdot L_{23y} = 1.029 \text{ m}$$

$$M_{a23y} := e_{a23y} \cdot G_{tote23} = (1.141 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Utilsiktet eksentrisitet ved seismisk last i x-retning:

$$L_{23x} := TP_{ye23} = 10.339 \text{ m}$$

$$e_{a23x} := 0.05 \cdot L_{23x} = 0.517 \text{ m}$$

$$M_{a23x} := e_{a23x} \cdot G_{tote23} = (5.734 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tak

Utsiktet eksentrisitet ved seismisk last i y-retning:

$$L_{tak_y} := TP_{atak} = 20.747 \text{ m}$$

$$e_{atak_y} := 0.05 \cdot L_{tak_y} = 1.037 \text{ m}$$

$$M_{atak_y} := e_{atak_y} \cdot G_{tottak} = (3.271 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Utsiktet eksentrisitet ved seismisk last i x-retning:

$$L_{tak_x} := TP_{ytak} = 10.543 \text{ m}$$

$$e_{atak_x} := 0.05 \cdot L_{tak_x} = 0.527 \text{ m}$$

$$M_{atak_x} := e_{atak_x} \cdot G_{tottak} = (1.662 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tyngdepunkt som legges inn i V-skive, 1. etg

$$TP_{vsx} := 20 \text{ m}$$

$$TP_{xe1} = 20.579 \text{ m}$$

$$TP_{ye1} = 10.349 \text{ m}$$

$$TP_{vsy} := 10 \text{ m}$$

$$TP_{vsxe1} := TP_{xe1} - TP_{vsx} = 578.79 \text{ mm}$$

$$TP_{vsye1} := TP_{ye1} - TP_{vsy} = 348.678 \text{ mm}$$

$$y1 := TP_{vsye1} - 500 \text{ mm} = -151.322 \text{ mm}$$

$$x1 := TP_{vsxe1} - 500 \text{ mm} = 78.79 \text{ mm}$$

$$y2 := TP_{vsye1} + 500 \text{ mm} = 848.678 \text{ mm}$$

$$x2 := TP_{vsxe1} + 500 \text{ mm} = (1.079 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Tyngdepunkt som legges inn i V-skive, 2. - 3. etg

$$TP_{xe23} = 20.57 \text{ m}$$

$$TP_{ye23} = 10.339 \text{ m}$$

$$TP_{vsxe23} := TP_{xe23} - TP_{vsx} = 570.314 \text{ mm}$$

$$TP_{vsye23} := TP_{ye23} - TP_{vsy} = 339.192 \text{ mm}$$

$$y3 := TP_{vsye23} - 500 \text{ mm} = -160.808 \text{ mm}$$

$$x3 := TP_{vsxe23} - 500 \text{ mm} = 70.314 \text{ mm}$$

$$y4 := TP_{vsye23} + 500 \text{ mm} = 839.192 \text{ mm}$$

$$x4 := TP_{vsxe23} + 500 \text{ mm} = (1.07 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Tyngdepunkt som legges inn i V-skive, tak

$$TP_{xtak} = 20.747 \text{ m} \quad TP_{ytak} = 10.543 \text{ m}$$

$$TP_{vsatak} := TP_{xtak} - TP_{vsv} = 747.298 \text{ mm}$$

$$TP_{vstak} := TP_{ytak} - TP_{vsv} = 542.888 \text{ mm}$$

$$y5 := TP_{vstak} - 500 \text{ mm} = 42.888 \text{ mm} \quad x5 := TP_{vsatak} - 500 \text{ mm} = 247.298 \text{ mm}$$

$$y6 := TP_{vstak} + 500 \text{ mm} = (1.043 \cdot 10^3) \text{ mm} \quad x6 := TP_{vsatak} + 500 \text{ mm} = (1.247 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$G_1 := G_s + G_{be1} + G_{dekke} + G_{søyler} = 852.924 \text{ kN}$$

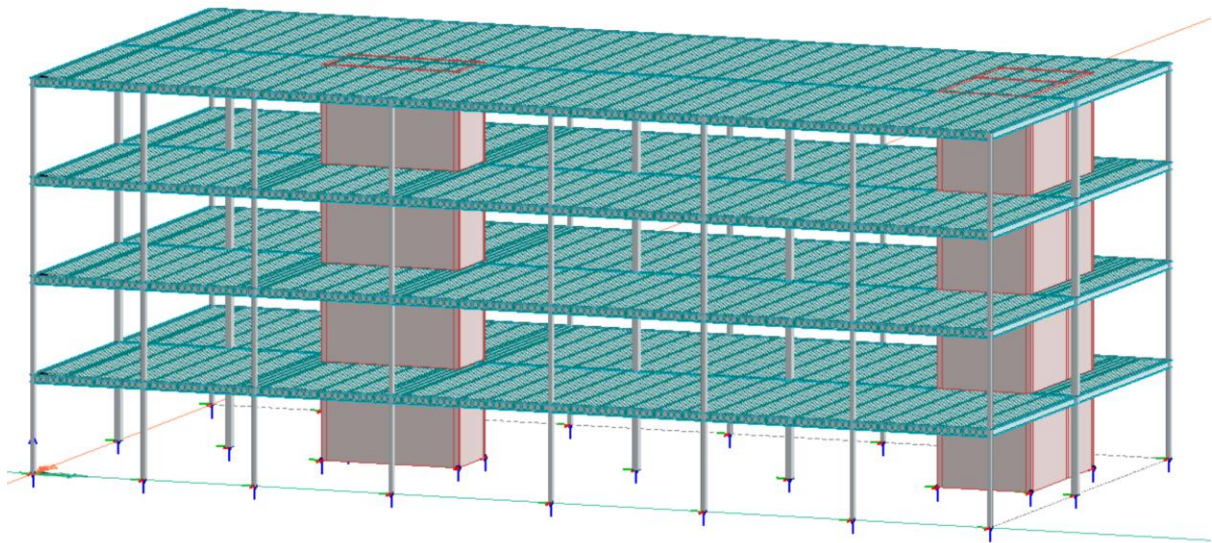
$$G_{23} := G_s + G_{be24} + G_{dekke} = 841.144 \text{ kN}$$

$$G_{tak} := G_s + G_{be24} + G_{dekke} = 841.144 \text{ kN}$$

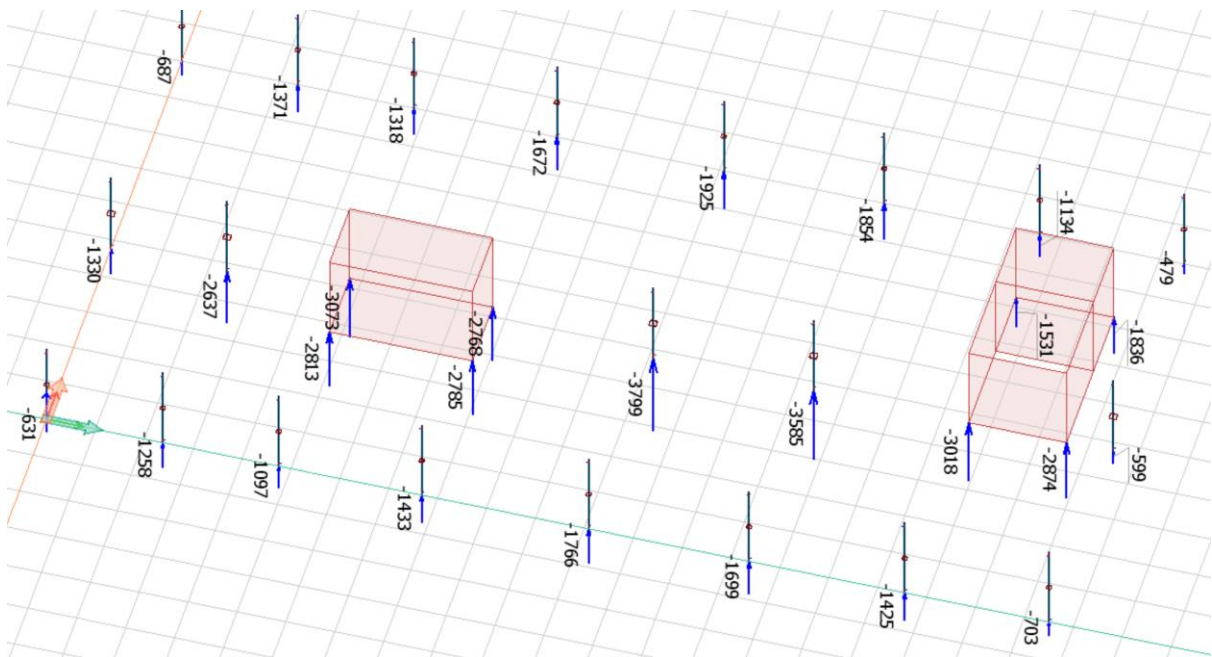
$$G_1 + 2 \cdot G_{23} + G_{tak} = (3.376 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

4. Bæresystem i stål og betong

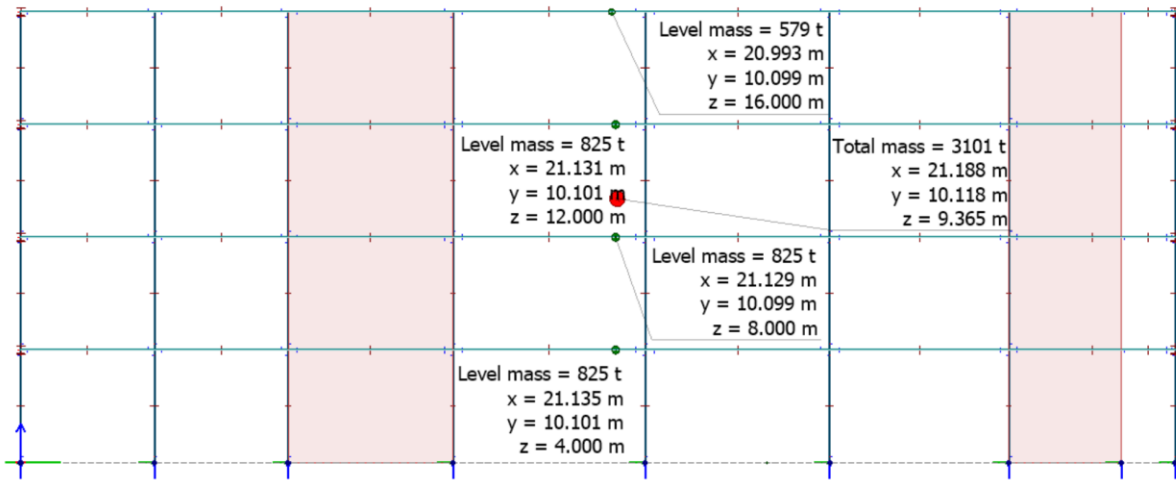
4.1 Figurer av konstruksjonen



Figur 1. Konstruksjonen



Figur 2. Maksimal aksiallast i søyler



Figur 3: Etasjelaster og total masse i seismisk beregning

4.2 Frekvensberegning av dekke

Eigenfrekvens enveisplate/bjelke med jevnt fordelt last

$$f_{bjelke} := \frac{\pi}{2 \cdot l_{bjelke}} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I}{m_b}}$$

E = e-modul
 I = treghetsmoment
 m_b = q [kg/m] i bruksgrense

Oppleggsforhold			
nr.	venstre	høyre	faktor
1	fri	fri	1,00
2	innspent	fri	1,56
3	innspent	innspent	2,27
4	innspent	utkraget	0,36

Inndata:			
E-modul	E	40000	[N/mm ²]
Treghetsmom	I	2,42E+09	[mm ⁴]
Påført egenvel	p	2,00	[kN/m ²]
Egenvekt	g	4,50	[kN/m ²]
lastbredde	lb	1,20	[m]
bjelkelengde	l	10,45	[m]
m _b		780,00	[kg/m]
Oppleggsforhold (nr.)		1	

grå felt fylles ut

Beregning av egenfrekvens for Hulldekker og DT-elementdekke med jevn fordelt belastning. Regnearket bygger på formler iht Betongelementboken Del C.1.4; les denne for forutsetninger. E-modul og Treghetsmoment (2. Arealmoment) hentes fra litteratur; for eksempel fra Betongelementboken eller leverandører. Egenvekt "g" er ferdig fuget dekke; NB: Fuget dekke med kanalutstøpinger gir som oftest mer vekt enn oppgitt fra leverandør. Påført egenvekt "p" er egenvekt av lettvegger, gulvoppbygging (påstøp/summing), himling og tekniske føringer. Videre egenvekt av fastmontert utstyr (NB: sjekk forutsetning om jevnt fordelt belastning). Nyttelast skal ikke medtas. Det regnes med en lastbredde på 1,2m når Treghetsmomentet er regnet ut for samme bredde. For elementer kan det sjeldent regnes med annet oppleggsforhold enn "fri". Beregnet egenfrekvens "Svingning" sammenholdes med anbefalinger gitt i for eksempel NS3490 Tabell C.1 eller i Betongelementboken.

Svingning 5,07 [Hz]

4.3 Last i søyler

Last i søyle, kontroll

Egenlast

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

$$g_{permanent} := g_k \cdot 0.9 = 5.625 \frac{kN}{m^2}$$

Snølast - flatt tak

$$S := 1.6 \frac{kN}{m^2}$$

Kat. H - tak

$$q_{tak.k} := 0.75 \frac{kN}{m^2}$$

Kat. C3 - 5

$$p_{C35} := 5 \frac{kN}{m^2}$$

Vind

$$p_F := 2.36 \frac{kN}{m^2}$$

Laster - beboeretasjer

$$q_f := g_k \cdot 1.2 + p_{C35} \cdot 1.5 = 15 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{f2} := g_k \cdot 1.2 + p_{C35} \cdot 1.05 = 12.75 \frac{kN}{m^2}$$

Laster - tak

$$q_{tak.maks} := g_k \cdot 1.2 + q_{tak.k} \cdot 1.5 + S \cdot 1.05 + p_F \cdot 0.9 = 12.429 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{tak2} := g_k \cdot 0.9 = 5.625 \frac{kN}{m^2}$$

Søyle 11

Lastbredde

$$l_b := 10 \text{ m}$$

Spenn venstre side

$$l_v := 6.83 \text{ m}$$

Spenn høyre side

$$l_h := 6.56 \text{ m}$$

Lastareal

$$A := l_b \cdot \left(\frac{l_v}{2} + \frac{l_h}{2} \right) = 66.95 \text{ m}^2$$

$$N_{Ed.tak} := A \cdot q_{tak.maks} = 832.1 \text{ kN}$$

$$N_{Ed.etg} := A \cdot q_f = 1004.3 \text{ kN}$$

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

Etasje 2,3 og 4

Spenn venstre side

$$F_v := q_f \cdot l_b \cdot \frac{l_v}{2} = 512.25 \text{ kN}$$

Spenn høyre side

$$F_h := g_{permanent} \cdot l_b \cdot \frac{l_h}{2} = 184.5 \text{ kN}$$

Last som gir moment

$$F_M := F_v - F_h = 327.75 \text{ kN}$$

Tak

Moment som kommer inn på søyle fra tak

Spenn venstre side

$$F_{v.tak} := q_{tak.maks} \cdot l_b \cdot \frac{l_v}{2} = 424.45 \text{ kN}$$

Spenn høyre side

$$F_{h.tak} := q_{tak2} \cdot l_b \cdot \frac{l_h}{2} = 184.5 \text{ kN}$$

$$F_{M.tak} := F_{v.tak} - F_{h.tak} = 239.95 \text{ kN}$$

Last i de ulike etasjene

$$N_{Ed.4} := N_{Ed.tak} = 832.1 \text{ kN}$$

Last 4. etg

$$N_{Ed.3} := N_{Ed.4} + N_{Ed.etg} = 1836.4 \text{ kN}$$

Last i 3. etg

$$N_{Ed.2} := N_{Ed.3} + N_{Ed.etg} = 2840.6 \text{ kN}$$

Last i 2. etg

$$N_{Ed.1} := N_{Ed.2} + N_{Ed.etg} = 3844.9 \text{ kN}$$

Last i 1. etg

Søyle 18

Lastbredde

$$l_b := \frac{10.45}{2} \text{ m} = 5.225 \text{ m}$$

Spenn venstre side

$$l_v := 6.83 \text{ m}$$

Spenn høyre side

$$l_h := 6.56 \text{ m}$$

Lastareal

$$A := l_b \cdot \left(\frac{l_v}{2} + \frac{l_h}{2} \right) = 34.981 \text{ m}^2$$

$$h := 260 \text{ mm}$$

$$N_{Ed.tak} := A \cdot q_{tak.maks} = 434.8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed.etg} := A \cdot q_f = 524.7 \text{ kN}$$

Etasje 2, 3 og 4

Spenn venstre side

$$F_v := q_f \cdot l_b \cdot \frac{l_v}{2} = 267.651 \text{ kN}$$

Spenn høyre side

$$F_h := g_{permanent} \cdot l_b \cdot \frac{l_h}{2} = 96.401 \text{ kN}$$

Last som gir moment

$$F_M := F_v - F_h = 171.249 \text{ kN}$$

Tak

Moment som kommer inn på søyle fra tak

Spenn venstre side

$$F_{v.tak} := q_{tak.maks} \cdot l_b \cdot \frac{l_v}{2} = 221.775 \text{ kN}$$

Spenn høyre side

$$F_{h.tak} := q_{tak2} \cdot l_b \cdot \frac{l_h}{2} = 96.401 \text{ kN}$$

$$F_{M.tak} := F_{v.tak} - F_{h.tak} = 125.374 \text{ kN}$$

Last i de ulike etasjene

$$N_{Ed.4} := N_{Ed.tak} = 434.8 \text{ kN}$$

Last i 4. etg

$$N_{Ed.3} := N_{Ed.4} + N_{Ed.etg} = 959.5 \text{ kN}$$

Last i 3. etg

$$N_{Ed.2} := N_{Ed.3} + N_{Ed.etg} = 1484.2 \text{ kN}$$

Last i 2. etg

$$N_{Ed.1} := N_{Ed.2} + N_{Ed.etg} = 2008.9 \text{ kN}$$

Last i 1. etg

Søyle 21, hjørnesøyle

Lastbredde

$$l_b := \frac{10.45}{2} \text{ m} = 5.225 \text{ m}$$

Spenn langsiden

$$l_v := 6.83 \text{ m}$$

Spenn kortsiden

$$l_h := \frac{10.45}{2} \text{ m}$$

Lastareal

$$A := l_b \cdot \frac{l_v}{2} = 17.843 \text{ m}^2$$

$$h := 260 \text{ mm}$$

$$N_{Ed.tak} := A \cdot q_{tak.maks} = 221.8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed.etg} := A \cdot q_f = 267.7 \text{ kN}$$

Etasje 2, 3 og 4

Spenn langsida

$$F_v := q_f \cdot l_b \cdot \frac{l_v}{2} = 267.651 \text{ kN}$$

Spenn kortside

$$F_h := q_f \cdot 1.2 \text{ m} \cdot \frac{l_h}{2} = 47.025 \text{ kN}$$

Last som gir moment om y-aksen
(last fra langsida)

$$F_{Mv} := F_v = 267.651 \text{ kN}$$

Last som gir moment om z-aksen
(last fra kortside)

$$F_{Mh} := F_h = 47.025 \text{ kN}$$

Tak

Moment som kommer inn på søyle fra tak

Spenn venstre side

$$F_{v.tak} := q_{tak.maks} \cdot l_b \cdot \frac{l_v}{2} = 221.775 \text{ kN}$$

Spenn høyre side

$$F_{h.tak} := q_{tak.maks} \cdot 1.2 \text{ m} \cdot \frac{l_h}{2} = 38.965 \text{ kN}$$

$$F_{Mv.tak} := F_{v.tak} = 221.775 \text{ kN}$$

$$F_{Mh.tak} := F_{h.tak} = 38.965 \text{ kN}$$

4.4 Søyle 11

Søyle nr. 11

Stål

$$f_y := 355 \frac{N}{mm^2} \quad \gamma_{m0} := 1.05$$

$$E := 210000 \frac{N}{mm^2} \quad \gamma_{m1} := 1.05$$

Tverrsnittsdata, RHS 300/16

$$h := 300 \text{ mm} \quad b := 300 \text{ mm} \quad t_w := 16 \text{ mm} \quad t_f := 16 \text{ mm} \quad A := 17901 \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \frac{N}{mm^2}}{f_y}} = 0.814 \quad r := 16 \text{ mm}$$
$$l := 4 \text{ m}$$

Tverrsnittsklasse

Tverrsnittet utsettes for både aksialkraft og moment. Benytter krav for aksialkraft.

Steg

$$c := h - 2 \cdot t_f = 268 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_w} = 16.75 < 33 \cdot \varepsilon = 26.849 \quad \text{Tverrsnittsklasse 1}$$

Flens

$$c := b - 2 \cdot t_w = 268 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_w} = 16.75 < 33 \cdot \varepsilon = 26.849 \quad \text{Tverrsnittsklasse 1}$$

Steg og flens overholder krav til tverrsnittsklasse 1.

Laster

4.etg

$$N_{Ed.4} := 832.1 \text{ kN}$$

$$M_{yEd.4} := \max(36 \text{ kN} \cdot \text{m}, N_{Ed.4} \cdot 20 \text{ mm}) = 36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{zEd.4} := N_{Ed.4} \cdot 20 \text{ mm} = 16.642 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed.4} := \frac{M_{yEd.4}}{l} = 9 \text{ kN}$$

3.etg

$$N_{Ed.3} := 1836.4 \text{ kN}$$

$$M_{yEd.3} := \max(23 \text{ kN} \cdot \text{m}, N_{Ed.3} \cdot 20 \text{ mm}) = 36.728 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{zEd.3} := N_{Ed.3} \cdot 20 \text{ mm} = 36.728 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed.3} := \frac{M_{yEd.3}}{l} = 9.182 \text{ kN}$$

2.etg

$$N_{Ed.2} := 2840.6 \text{ kN}$$

$$M_{yEd.2} := \max(31 \text{ kN} \cdot \text{m}, N_{Ed.2} \cdot 20 \text{ mm}) = 56.812 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{zEd.2} := N_{Ed.2} \cdot 20 \text{ mm} = 56.812 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed.2} := \frac{M_{yEd.2}}{l} = 14.203 \text{ kN}$$

1.etg

$$N_{Ed.1} := 3801 \text{ kN}$$

$$M_{yEd.1} := \max(31 \text{ kN} \cdot \text{m}, N_{Ed.1} \cdot 20 \text{ mm}) = 76.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{zEd.1} := N_{Ed.1} \cdot 20 \text{ mm} = 76.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed.1} := \frac{M_{yEd.1}}{l} = 19.005 \text{ kN}$$

Forhåndsdimensjonering

$$A_{min} := \frac{N_{Ed.1}}{\frac{f_y}{\gamma_{m0}}} = 11242.394 \text{ mm}^2$$



Fastholdt system

Aksialkraft

$$N_{Rd} := \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \cdot A = 6052.243 \text{ kN}$$

$$n := \frac{N_{Ed.1}}{N_{Rd}} = 0.628$$

Moment, sterk akse

$$W_y := 1895 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{yRd} := W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 640.69 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$m_y := \frac{M_{yEd.1}}{M_{yRd}} = 0.119$$

Moment, svak akse

$$W_z := 1895 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{zRd} := W_z \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 640.69 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$m_z := \frac{M_{zEd.1}}{M_{zRd}} = 0.119$$

$$n + m_y + m_z = 0.865 < 1.0 \quad (6.2)$$

Skjær [6.2.6]

Sterk akse

$$h_w := h - 2 \cdot t_f = 268 \text{ mm}$$

Høyde steg

$$A_f := b \cdot t_f = (4.8 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_w := h_w \cdot 2 \cdot t_w = (8.576 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$V_{zRd} := \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \cdot t_w \cdot h_w = 837.015 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.1} = 19.005 \text{ kN} < \frac{V_{zRd}}{2} = 418.507 \text{ kN}$$

Trenger ikke å redusere momentkapasiteten.

Knekking

Treghetsradius: $i_y := 115.4 \text{ mm}$ $i_z := 115.4 \text{ mm}$

Kneklengde: $l_{ky} := 1.0 \cdot l = 4 \text{ m}$ $l_{kz} := 1.0 \cdot l = 4 \text{ m}$

Slankhet: $\lambda_y := \frac{l_{ky}}{i_y} = 34.662$ $\lambda_z := \frac{l_{kz}}{i_z} = 34.662$

Relativ slankhet: $\lambda_{y-} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0.454$ $\lambda_{z-} := \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0.454$

Tab. 6.1 $\alpha_y := 0.21$ $\alpha_z := 0.21$

$\phi_y := 0.5 \cdot (1 + \alpha_y \cdot (\lambda_{y-} - 0.2) + \lambda_{y-}^2) = 0.63$ $\phi_z := 0.5 \cdot (1 + \alpha_z \cdot (\lambda_{z-} - 0.2) + \lambda_{z-}^2) = 0.63$

$\chi_y := \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_{y-}^2}} = 0.938$

$\chi_z := \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_{z-}^2}} = 0.938$

$N_{bRdy} := \chi_y \cdot N_{Rd} = 5677.494 \text{ kN}$

$N_{bRdz} := \chi_z \cdot N_{Rd} = (5.677 \cdot 10^3) \text{ kN}$

$n := \frac{N_{Ed.1}}{\min(N_{bRdy}, N_{bRdz})} = 0.669$

$n + m_y + m_z = 0.907 < 1.0$ (6.2)

Fundament

Søylene er regnet som leddet til fundament. Regner med et moment tilsvarende eksentrisitet på 20mm

$$M_{Ed} := M_{yEd.1} = 76.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Ed} := N_{Ed.1} = (3.801 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$e_0 := \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = 0.02 \text{ m}$$

$$B_{min} := \sqrt{\frac{N_{Ed}}{500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}} + 2 \cdot e_0 = 2.797 \text{ m}$$

Prøver med B=3m

$$B := 3 \text{ m}$$

$$B_0 := B - 2 \cdot e_0 = 2.96 \text{ m}$$

$$\sigma_{gEd} := \frac{N_{Ed}}{B_0^2} = 433.825 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Denne spenningen går greit}$$

Dimensjoner fundament

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

$$\gamma_c := 1.5$$

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

$$f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$N_{Ed} := N_{Ed} + 1.2 \cdot \gamma_B \cdot B^2 \cdot t = 4017 \text{ kN}$$

Materialdata

$$f_{yd} := \frac{500}{1.15} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 434.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende flytespenning armering

$$f_{cd} := \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 19.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende trykkspenning betong

$$\sigma_{gd} := 500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Dimensjonerende trykkspenning sprengstein

Benytter dimensjonerende grunntrykk til dimensjonering av fundament:

$$c_{nom} := 40 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 50 \text{ mm}$$

Overdekning til fundament

$$d_{min} := \sqrt{\frac{M_{Ed}}{0.275 \cdot f_{cd} \cdot B}} = 68.161 \text{ mm}$$

Prøver med $t = 400 \text{ mm}$

$$d := t - c_{nom} - 20 \text{ mm} - 10 \text{ mm} = 720 \text{ mm}$$

d til armeringslaget som ligger øverst i nettet

$$M_{Ed} := \sigma_{gd} \cdot \left(\frac{B}{2}\right)^2 \cdot m = 562.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment i fundament ved senter søyle

$$V_{Ed} := \sigma_{gd} \cdot \frac{B}{2} \cdot m = 750 \text{ kN}$$

Skjærkraft

$$M_{Rdc} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot B \cdot d^2 = (8.482 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Betongtrykkapasitet

$$z_1 := \left(1 - 0.17 \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rdc}}\right)\right) = 0.989$$

$$z := \min(z_1, 0.95) = 0.95$$

$$A_s := \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z \cdot d} = 1891.4 \text{ mm}^2$$

Totalt armeringsbehov

Armering

$$A_{k20} := 10 \text{ mm} \cdot 10 \text{ mm} \cdot \pi = 314.159 \text{ mm}^2$$

$$n_{k20} := \frac{A_s}{A_{k20}} = 6.021$$

$$cc_{min} := \frac{B_0}{n_{k20}} = 491.64 \text{ mm}$$

Legger k20 c 200 # BS

Gjennomlokking

Regner med en stiv stålplate på 500 x 500 ned til fundament.

$$d_{ef} := d + \frac{20 \text{ mm}}{2} = 730 \text{ mm}$$

Kontrollsnitt 0

$$C := 500 \text{ mm}$$

$$\mu_0 := 4 \cdot C = 2 \text{ m}$$

$$W_0 := \frac{C^2}{2} + C^2 = (3.75 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$\frac{C}{C} = 1 \quad \rightarrow \quad k := 0.6$$

$$\beta_0 := 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \cdot \frac{\mu_0}{W_0} = 1.448$$

$$v_{Ed} := \frac{\beta_0 \cdot N_{Ed}}{\mu_0 \cdot d_{ef}} = 3.984 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \right) = 0.516$$

$$v_{Rd.maks} := 0.4 \cdot v \cdot f_{cd} = 4.094 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$v_{Ed} = 3.984 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < v_{Rd.maks} = 4.094 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontrollsnitt 1

$$\mu_1 := 4 \cdot C + 4 \cdot \pi \cdot d_{ef} = 11.173 \text{ m}$$

$$W_1 := \frac{C^2}{2} + C^2 + 4 \cdot C \cdot d_{ef} + 16 \cdot d_{ef}^2 + 2 \cdot \pi \cdot d_{ef} \cdot C = (1.265 \cdot 10^7) \text{ mm}^2$$

$$\beta_1 := 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \cdot \frac{\mu_1}{W_1} = 1.074$$

$$v_{Ed1} := \frac{\beta_1 \cdot N_{Ed}}{\mu_1 \cdot d_{ef}} = 0.529 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kapasitet uten armering

$$K_2 := 0.15$$

$$C_{Rd.c} := \frac{K_2}{\gamma_c} = 0.1$$

$$\rho_{ly} := \frac{A_s}{B \cdot d_{ef}} = 8.637 \cdot 10^{-4}$$

$$\rho_{lx} := \rho_{ly}$$

$$\rho_1 := \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} = 8.637 \cdot 10^{-4}$$

$$K := 1 + \sqrt{\frac{200}{\frac{d_{ef}}{\text{mm}}}} = 1.523$$

$$v_{Rd.c1} := C_{Rd.c} \cdot K \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{N}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0.22 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$v_{min1} := 0.035 \cdot K^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{N}}} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0.274 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$v_{Rd.c1} := \max(v_{Rd.c1}, v_{min1}) = 0.274 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$v_{Ed1} = 0.529 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} > v_{Rd.c1} = 0.274 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Det må skjærarmeres.

Nødvendig skjærarmering

$$S_{r.maks} := 0.75 \cdot d_{ef} = 547.5 \text{ mm}$$

$$f_{ywd.ef} := \left(250 + 0.25 \cdot \frac{d_{ef}}{\text{mm}} \right) \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} = 432.5 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$A_{sw.1} := \frac{S_{r.maks} \cdot v_{Ed1} \cdot \mu_1}{1.5 \cdot f_{ywd.ef}} = 4988.432 \text{ mm}^2$$

$$A_{k12} := 113 \text{ mm}^2$$

$$n_{k12} := \frac{A_{sw.1}}{A_{k12}} = 44.145$$

Tangensiell senteravstand

$$s := \frac{\mu_1}{n_{k12}} = 253.106 \text{ mm}$$

Kan regne snitt hvor det ikke lenger er behov for skjærarmering. Dette vil ligge utenfor fundamentet. Det er behov for skjærbøyler i hele fundamentet, med avstander som beregnet.

4.5 Søyle 18

Søyle nr. 18

Stål

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

$$\gamma_{m0} := 1.05$$

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

$$\gamma_{m1} := 1.05$$

Tverrsnittsdata, RHS 200x200/16

$$h := 200 \text{ mm} \quad b := 200 \text{ mm} \quad t_w := 16 \text{ mm} \quad t_f := 16 \text{ mm} \quad A := 11501 \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \frac{N}{mm^2}}{f_y}} = 0.814$$

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

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

Tverrsnittsklasse

Tverrsnittet utsettes for både aksialkraft og moment. Benytter krav for aksialkraft.

Steg

$$c := h - 2 \cdot t_f = 168 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_w} = 10.5$$

<

$$33 \cdot \varepsilon = 26.849$$

Tverrsnittsklasse 1

Flens

$$c := b - 2 \cdot t_w = 168 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_w} = 10.5$$

<

$$33 \cdot \varepsilon = 26.849$$

Tverrsnittsklasse 1

Steg og flens overholder krav til tverrsnittsklasse 1.

Laster

4.etg

$$N_{Ed.4} := 434.8 \text{ kN}$$

$$M_{yEd.4} := \max(24 \text{ kN} \cdot \text{m}, N_{Ed.4} \cdot 20 \text{ mm}) = 24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{zEd.4} := N_{Ed.4} \cdot 20 \text{ mm} = 8.696 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed.4} := \frac{M_{yEd.4}}{l} = 6 \text{ kN}$$

3.etg

$$N_{Ed.3} := 959.5 \text{ kN}$$

$$M_{yEd.3} := \max(15 \text{ kN} \cdot \text{m}, N_{Ed.3} \cdot 20 \text{ mm}) = 19.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{zEd.3} := N_{Ed.3} \cdot 20 \text{ mm} = 19.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed.3} := \frac{M_{yEd.3}}{l} = 4.798 \text{ kN}$$

2.etg

$$N_{Ed.2} := 1484.2 \text{ kN}$$

$$M_{yEd.2} := \max(21 \text{ kN} \cdot \text{m}, N_{Ed.2} \cdot 20 \text{ mm}) = 29.684 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{zEd.2} := N_{Ed.2} \cdot 20 \text{ mm} = 29.684 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed.2} := \frac{M_{yEd.2}}{l} = 7.421 \text{ kN}$$

1.etg

$$N_{Ed.1} := 1924 \text{ kN}$$

$$M_{yEd.1} := \max(14 \text{ kN} \cdot \text{m}, N_{Ed.1} \cdot 20 \text{ mm}) = 38.48 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{zEd.1} := N_{Ed.1} \cdot 20 \text{ mm} = 38.48 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed.1} := \frac{M_{yEd.1}}{l} = 9.62 \text{ kN}$$

Forhåndsdimensjonering

$$A_{min} := \frac{N_{Ed.1}}{\frac{f_y}{\gamma_{m0}}} = (5.691 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$



Fastholdt system

Aksialkraft

$$N_{Rd} := \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \cdot A = (3.888 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$n := \frac{N_{Ed.1}}{N_{Rd}} = 0.495$$

Moment, sterk akse

$$W_y := 785.5 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{yRd} := W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 265.574 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$m_y := \frac{M_{yEd.1}}{M_{yRd}} = 0.145$$

Moment, svak akse

$$W_z := 785.5 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{zRd} := W_z \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 265.574 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$m_z := \frac{M_{zEd.1}}{M_{zRd}} = 0.145$$

$$n + m_y + m_z = 0.785 < 1.0$$

(6.2)

Skjær [6.2.6]

Sterk akse

$$h_W := h - 2 \cdot t_f = 168 \text{ mm}$$

Høyde steg

$$A_f := b \cdot t_f = (3.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_W := h_W \cdot 2 \cdot t_W = (5.376 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$V_{zRd} := \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \cdot t_W \cdot h_W = 524.696 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.1} = 9.62 \text{ kN} < \frac{V_{zRd}}{2} = 262.348 \text{ kN}$$

Trenger ikke å redusere momentkapasiteten.

Knekking

$$\text{Trehetsradius: } i_y := 74.6 \text{ mm} \qquad i_z := 74.6 \text{ mm}$$

$$\text{Knekk lengde: } l_{ky} := 1.0 \cdot l = 4 \text{ m} \qquad l_{kz} := 1.0 \cdot l = 4 \text{ m}$$

$$\text{Slankhet: } \lambda_y := \frac{l_{ky}}{i_y} = 53.619 \qquad \lambda_z := \frac{l_{kz}}{i_z} = 53.619$$

$$\text{Relativ slankhet: } \lambda_{y-} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0.702 \qquad \lambda_{z-} := \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0.702$$

$$\text{Tab. 6.1} \qquad \alpha_y := 0.21 \qquad \alpha_z := 0.21$$

$$\phi_y := 0.5 \cdot (1 + \alpha_y \cdot (\lambda_{y-} - 0.2) + \lambda_{y-}^2) = 0.799 \qquad \phi_z := 0.5 \cdot (1 + \alpha_z \cdot (\lambda_{z-} - 0.2) + \lambda_{z-}^2) = 0.799$$

$$\chi_y := \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_{y-}^2}} = 0.847$$

$$\chi_z := \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_{z-}^2}} = 0.847$$

$$N_{bRdy} := \chi_y \cdot N_{Rd} = 3293.2 \text{ kN}$$

$$N_{bRdz} := \chi_z \cdot N_{Rd} = 3293.2 \text{ kN}$$

$$n := \frac{N_{Ed1}}{\min(N_{bRdy}, N_{bRdz})} = 0.584$$

$$n + m_y + m_z = 0.874 < 1.0 \qquad (6.2)$$

Fundament

Søylene er regnet som leddet til fundament. Regner med et moment tilsvarende eksentrisitet på 20mm

$$M_{Ed} := M_{yEd.1} = 38.48 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Ed} := N_{Ed.1} = (1.924 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$e_0 := \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = 0.02 \text{ m}$$

$$B_{min} := \sqrt{\frac{N_{Ed}}{500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}} + 2 \cdot e_0 = 2.002 \text{ m}$$

Prøver med $B=2,2 \text{ m}$

$$B := 2.2 \text{ m}$$

$$B_0 := B - 2 \cdot e_0 = 2.16 \text{ m}$$

$$q_v := \frac{N_{Ed}}{B_0^2} = 412.38 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Denne spenningen går greit

Dimensjoner fundament

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

$$t := 600 \text{ mm}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$N_{Ed} := N_{Ed} + 1.2 \cdot \gamma_B \cdot B^2 \cdot t = 2011.1 \text{ kN}$$

Materialdata

$$f_{yd} := \frac{500}{1.15} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 434.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende flytespenning armering

$$f_{cd} := \frac{0.85 \cdot 35}{1.5} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 19.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende trykkspenning betong

$$\sigma_{gd} := 500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Dimensjonerende trykkspenning sprengstein

Benytter dimensjonerende grunntrykk til dimensjonering av fundament:

$$c_{nom} := 40 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 50 \text{ mm}$$

Overdekning til fundament

$$d_{min} := \sqrt{\frac{M_{Ed}}{0.275 \cdot f_{cd} \cdot B}} = 56.629 \text{ mm}$$

Prøver med $t = 400 \text{ mm}$

$$d := t - c_{nom} - 16 \text{ mm} - 8 \text{ mm} = 526 \text{ mm}$$

d til armeringslaget som ligger øverst i nettet

$$M_{Ed} := \sigma_{gd} \cdot \left(\frac{B}{2}\right)^2 \cdot m = 302.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment i fundament ved senter søyle

$$V_{Ed} := \sigma_{gd} \cdot \frac{B}{2} \cdot m = 550 \text{ kN}$$

Skjærkraft

$$M_{Rdc} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot B \cdot d^2 = (3.32 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Betongtrykkapasitet

$$z_1 := \left(1 - 0.17 \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rdc}}\right)\right) = 0.985$$

$$z := \min(z_1, 0.95) = 0.95$$

$$A_{s,min} := \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z \cdot d} = 1392.3 \text{ mm}^2$$

Totalt armeringsbehov

Armering

$$A_{k16} := 8 \text{ mm} \cdot 8 \text{ mm} \cdot \pi = 201.062 \text{ mm}^2$$

$$n_{k16} := \frac{A_{s,min}}{A_{k16}} = 6.925$$

$$cc_{min} := \frac{B_0}{n_{k16}} = 311.917 \text{ mm}$$

Legger k16 c 200 # BS

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

$$A_s := \left(\frac{B}{cc} + 1\right) \cdot A_{k16} = (2.413 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Gjennomlokking

Regner med en stiv stålplate på 400 x 400 ned til fundament.

$$d_{ef} := d + \frac{16 \text{ mm}}{2} = 534 \text{ mm}$$

Kontrollsnitt 0

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

$$\mu_0 := 4 \cdot C = 1.6 \text{ m}$$

$$W_0 := \frac{C^2}{2} + C^2 = (2.4 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$\frac{C}{C} = 1 \quad \rightarrow \quad k := 0.6$$

$$\beta_0 := 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \cdot \frac{\mu_0}{W_0} = 1.602$$

$$v_{Ed} := \frac{\beta_0 \cdot N_{Ed}}{\mu_0 \cdot d_{ef}} = 3.77 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \right) = 0.516$$

$$v_{Rd.maks} := 0.4 \cdot v \cdot f_{cd} = 4.094 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$v_{Ed} = 3.77 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < v_{Rd.maks} = 4.094 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontrollsnitt 1

$$\mu_1 := 4 \cdot C + 4 \cdot \pi \cdot d_{ef} = 8.31 \text{ m}$$

$$W_1 := \frac{C^2}{2} + C^2 + 4 \cdot C \cdot d_{ef} + 16 \cdot d_{ef}^2 + 2 \cdot \pi \cdot d_{ef} \cdot C = (6.999 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$\beta_1 := 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \cdot \frac{\mu_1}{W_1} = 1.107$$

$$v_{Ed1} := \frac{\beta_1 \cdot N_{Ed}}{\mu_1 \cdot d_{ef}} = 0.502 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Kapasitet uten armering

$$K_2 := 0.15$$

$$C_{Rd.c} := \frac{K_2}{\gamma_c} = 0.1$$

$$\rho_{ly} := \frac{A_s}{B \cdot d_{ef}} = 0.002$$

$$\rho_{lx} := \rho_{ly}$$

$$\rho_1 := \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} = 0.002$$

$$K := 1 + \sqrt{\frac{200}{\frac{d_{ef}}{\text{mm}}}} = 1.612$$

$$v_{Rd.c1} := C_{Rd.c} \cdot K \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} = 0.311 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$v_{min1} := 0.035 \cdot K^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N} \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} = 0.285 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$v_{Rd.c1} := \max(v_{Rd.c1}, v_{min1}) = 0.311 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$v_{Ed1} = 0.502 \frac{N}{\text{mm}^2} > v_{Rd.c1} = 0.311 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Det må skjærarmeres.

Nødvendig skjærarmering

$$S_{r.maks} := 0.75 \cdot d_{ef} = 400.5 \text{ mm}$$

$$f_{ywd.ef} := \left(250 + 0.25 \cdot \frac{d_{ef}}{\text{mm}} \right) \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} = 383.5 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$A_{sw.1} := \frac{S_{r.maks} \cdot v_{Ed1} \cdot \mu_1}{1.5 \cdot f_{ywd.ef}} = 2903.037 \text{ mm}^2$$

$$A_{k12} := 113 \text{ mm}^2$$

$$n_{k12} := \frac{A_{sw.1}}{A_{k12}} = 25.691$$

Tangensiell senteravstand

$$s := \frac{\mu_1}{n_{k12}} = 323.482 \text{ mm}$$

Kan regner snitt hvor det ikke lenger er behov for skjærarmering. Dette vil ligge utenfor fundamentet. Det er behov for skjærbøyler i hele fundamentet, med avstander som beregnet.

4.6 Hjørnesøyle

Søyle nr. 21

Stål

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

$$\gamma_{m0} := 1.05$$

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

$$\gamma_{m1} := 1.05$$

Tverrsnittsdata, RHS 150x150/10

$$h := 150 \text{ mm}$$

$$b := 150 \text{ mm}$$

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

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

$$A := 5493 \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \frac{N}{mm^2}}{f_y}} = 0.814$$

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

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

Tverrsnittsklasse

Tverrsnittet utsettes for både aksialkraft og moment. Benytter krav for aksialkraft.

Steg

$$c := h - 2 \cdot t_f = 130 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_w} = 13$$

<

$$33 \cdot \varepsilon = 26.849$$

Tverrsnittsklasse 1

Flens

$$c := b - 2 \cdot t_w = 130 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_w} = 13$$

<

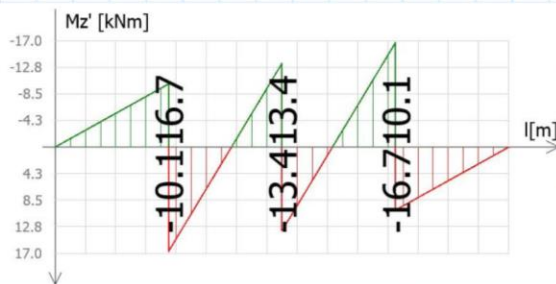
$$33 \cdot \varepsilon = 26.849$$

Tverrsnittsklasse 1

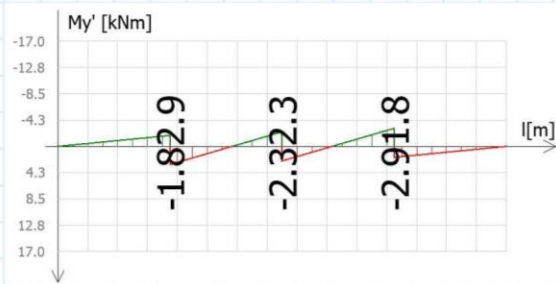
Steg og flens overholder krav til tverrsnittsklasse 1.

Laster

Moment om z-aksen



Moment om y-aksen



4.etg

$$N_{Ed.4} := 155 \text{ kN}$$

$$M_{yEd.4} := \max(1.8 \text{ kN} \cdot \text{m}, N_{Ed.4} \cdot 20 \text{ mm}) = 3.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{zEd.4} := \max(10.1 \text{ kN} \cdot \text{m}, N_{Ed.4} \cdot 20 \text{ mm}) = 10.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed.4} := \frac{M_{yEd.4}}{l} = 0.775 \text{ kN}$$

3.etg

$$N_{Ed.3} := 328.2 \text{ kN}$$

$$M_{yEd.3} := \max(2.9 \text{ kN} \cdot \text{m}, N_{Ed.3} \cdot 20 \text{ mm}) = 6.564 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{zEd.3} := \max(16.7 \text{ kN} \cdot \text{m}, N_{Ed.3} \cdot 20 \text{ mm}) = 16.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed.3} := \frac{M_{yEd.3}}{l} = 1.641 \text{ kN}$$

2.etg

$$N_{Ed.2} := 515.6 \text{ kN}$$

$$M_{yEd.2} := \max(2.9 \text{ kN} \cdot \text{m}, N_{Ed.2} \cdot 20 \text{ mm}) = 10.312 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{zEd.2} := \max(16.7 \text{ kN} \cdot \text{m}, N_{Ed.2} \cdot 20 \text{ mm}) = 16.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed.2} := \frac{M_{yEd.2}}{l} = 2.578 \text{ kN}$$

1.etg

$$N_{Ed.1} := 703.2 \text{ kN}$$

$$M_{yEd.1} := \max(1.8 \text{ kN} \cdot \text{m}, N_{Ed.1} \cdot 20 \text{ mm}) = 14.064 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{zEd.1} := \max(10.1 \text{ kN} \cdot \text{m}, N_{Ed.1} \cdot 20 \text{ mm}) = 14.064 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed.1} := \frac{M_{yEd.1}}{l} = 3.516 \text{ kN}$$

Forhåndsdimensjonering

$$A_{min} := \frac{N_{Ed.1}}{\frac{f_y}{\gamma_{m0}}} = (2.08 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Fastholdt system

Aksialkraft

$$N_{Rd} := \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \cdot A = 1857.2 \text{ kN}$$

$$n := \frac{N_{Ed.1}}{N_{Rd}} = 0.379$$

Moment om y-aksen

$$W_y := 286 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{yRd} := W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 96.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_y := \frac{M_{yEd.1}}{M_{yRd}} = 0.145$$

Moment om z-aksen

$$W_z := 286 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{zRd} := W_z \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 96.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_z := \frac{M_{zEd.1}}{M_{zRd}} = 0.145$$

$$n + m_y + m_z = 0.67 < 1.0 \quad (6.2)$$

Skjær [6.2.6]

Sterk akse

$$h_W := h - 2 \cdot t_f = 130 \text{ mm} \quad \text{Høyde steg}$$

$$A_f := b \cdot t_f = (1.5 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_W := h_W \cdot 2 \cdot t_W = (2.6 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$V_{zRd} := \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \cdot t_W \cdot h_W = 253.759 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.1} = 3.516 \text{ kN} < \frac{V_{zRd}}{2} = 126.88 \text{ kN} \quad \text{Trenger ikke å redusere momentkapasiteten.}$$

Knekking

$$\text{Treghetsradius:} \quad i_y := 56.8 \text{ mm} \quad i_z := 56.8 \text{ mm}$$

$$\text{Knekk lengder:} \quad l_{ky} := 1.0 \cdot l = 4 \text{ m} \quad l_{kz} := 1.0 \cdot l = 4 \text{ m}$$

$$\text{Slankhet:} \quad \lambda_y := \frac{l_{ky}}{i_y} = 70.423 \quad \lambda_z := \frac{l_{kz}}{i_z} = 70.423$$

$$\text{Relativ slankhet:} \quad \lambda_{y-} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0.922 \quad \lambda_{z-} := \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0.922$$

$$\text{Tab. 6.1} \quad \alpha_y := 0.21 \quad \alpha_z := 0.21$$

$$\phi_y := 0.5 \cdot (1 + \alpha_y \cdot (\lambda_{y-} - 0.2) + \lambda_{y-}^2) = 1 \quad \phi_z := 0.5 \cdot (1 + \alpha_z \cdot (\lambda_{z-} - 0.2) + \lambda_{z-}^2) = 1$$

$$\chi_y := \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_{y-}^2}} = 0.72 \quad \chi_z := \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_{z-}^2}} = 0.72$$

$$N_{bRdy} := \chi_y \cdot N_{Rd} = 1336.3 \text{ kN}$$

$$N_{bRdz} := \chi_z \cdot N_{Rd} = 1336.3 \text{ kN}$$

$$n := \frac{N_{Ed.1}}{\min(N_{bRdy}, N_{bRdz})} = 0.526$$

$$n + m_y + m_z = 0.817 < 1.0 \quad (6.2)$$

Fundament

Søylene er regnet som leddet til fundament. Regner med et moment tilsvarende eksentrisitet på 20mm

$$M_{Ed} := N_{Ed,1} \cdot 20 \text{ mm} = 14.064 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Ed} := N_{Ed,1} = 703.2 \text{ kN}$$

$$e_0 := \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = 0.02 \text{ m}$$

$$B_{min} := \sqrt{\frac{N_{Ed}}{500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}} + 2 \cdot e_0 = 1.226 \text{ m}$$

Prøver med $B=1,3 \text{ m}$

$$B := 1.3 \text{ m}$$

$$B_0 := B - 2 \cdot e_0 = 1.26 \text{ m}$$

$$q_o := \frac{N_{Ed}}{B_0^2} = 442.933 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Denne spenningen går greit

Dimensjoner fundament

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

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

$$\gamma_c := 1.5$$

$$f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$N_{Ed} := N_{Ed} + 1.2 \cdot \gamma_B \cdot B^2 \cdot t = 718.4 \text{ kN}$$

Materialdata

$$f_{yd} := \frac{500}{1.15} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 434.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende flytespenning armering

$$f_{cd} := \frac{0.85 \cdot 35}{1.5} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 19.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende trykkspenning betong

$$\sigma_{gd} := 500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Dimensjonerende trykkspenning sprengstein

Benytter dimensjonerende grunntrykk til dimensjonering av fundament:

$$c_{nom} := 40 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 50 \text{ mm}$$

Overdekning til fundament

$$d_{min} := \sqrt{\frac{M_{Ed}}{0.275 \cdot f_{cd} \cdot B}} = 44.537 \text{ mm}$$

Prøver med $t = 300 \text{ mm}$

$$d := t - c_{nom} - 16 \text{ mm} - 8 \text{ mm} = 226 \text{ mm}$$

d til armeringslaget som ligger øverst i nettet

$$M_{Ed} := \sigma_{gd} \cdot \left(\frac{B}{2}\right)^2 \cdot m = 105.625 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment i fundament ved senter søyle

$$V_{Ed} := \sigma_{gd} \cdot \frac{B}{2} \cdot m = 325 \text{ kN}$$

Skjærkraft

$$M_{Rdc} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot B \cdot d^2 = 362.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Betongtrykkapasitet

$$z_1 := \left(1 - 0.17 \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rdc}}\right)\right) = 0.95$$

$$z := \min(z_1, 0.95) = 0.95$$

$$A_{s,min} := \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z \cdot d} = 1131.5 \text{ mm}^2$$

Totalt armeringsbehov

Armering

$$A_{k16} := 8 \text{ mm} \cdot 8 \text{ mm} \cdot \pi = 201.062 \text{ mm}^2$$

$$n_{k16} := \frac{A_{s,min}}{A_{k16}} = 5.628$$

$$cc_{min} := \frac{B_0}{n_{k16}} = 223.892 \text{ mm}$$

Legger k16 c 200 # BS

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

$$A_s := \left(\frac{B}{cc} + 1\right) \cdot A_{k16} = (1.508 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Gjennomlokking

Regner med en stiv stålplate på 400 x 400 ned til fundament.

$$d_{ef} := d + \frac{16 \text{ mm}}{2} = 234 \text{ mm}$$

Kontrollsnitt 0

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

$$\mu_0 := 4 \cdot C = 1.6 \text{ m}$$

$$W_0 := \frac{C^2}{2} + C^2 = (2.4 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$\frac{C}{C} = 1 \quad \rightarrow \quad k := 0.6$$

$$\beta_0 := 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \cdot \frac{\mu_0}{W_0} = 1.588$$

$$v_{Ed} := \frac{\beta_0 \cdot N_{Ed}}{\mu_0 \cdot d_{ef}} = 3.047 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \right) = 0.516$$

$$v_{Rd.maks} := 0.4 \cdot v \cdot f_{cd} = 4.094 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$v_{Ed} = 3.047 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < v_{Rd.maks} = 4.094 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontrollsnitt 1

$$\mu_1 := 4 \cdot C + 4 \cdot \pi \cdot d_{ef} = 4.541 \text{ m}$$

$$W_1 := \frac{C^2}{2} + C^2 + 4 \cdot C \cdot d_{ef} + 16 \cdot d_{ef}^2 + 2 \cdot \pi \cdot d_{ef} \cdot C = (2.079 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$\beta_1 := 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \cdot \frac{\mu_1}{W_1} = 1.193$$

$$v_{Ed1} := \frac{\beta_1 \cdot N_{Ed}}{\mu_1 \cdot d_{ef}} = 0.806 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Kapasitet uten armering

$$K_2 := 0.15$$

$$C_{Rd.c} := \frac{K_2}{\gamma_c} = 0.1$$

$$\rho_{ly} := \frac{A_s}{B \cdot d_{ef}} = 0.005$$

$$\rho_{lx} := \rho_{ly}$$

$$\rho_1 := \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} = 0.005$$

$$K := 1 + \sqrt{\frac{200}{\frac{d_{ef}}{\text{mm}}}} = 1.925$$

$$v_{Rd.c1} := C_{Rd.c} \cdot K \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N} \right)^{\frac{1}{3}} \frac{N}{\text{mm}^2} = 0.498 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$v_{min1} := 0.035 \cdot K^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}} \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} = 0.32 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$v_{Rd.c1} := \max(v_{Rd.c1}, v_{min1}) = 0.498 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$v_{Ed1} = 0.806 \frac{N}{\text{mm}^2} > v_{Rd.c1} = 0.498 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Det må skjærarmeres.

Nødvendig skjærarmering

$$S_{r.maks} := 0.75 \cdot d_{ef} = 175.5 \text{ mm}$$

$$f_{ywd.ef} := \left(250 + 0.25 \cdot \frac{d_{ef}}{\text{mm}} \right) \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} = 308.5 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$A_{sw.1} := \frac{S_{r.maks} \cdot v_{Ed1} \cdot \mu_1}{1.5 \cdot f_{ywd.ef}} = 1388.731 \text{ mm}^2$$

$$A_{k12} := 113 \text{ mm}^2$$

$$n_{k12} := \frac{A_{sw.1}}{A_{k12}} = 12.29$$

Tangensiell senteravstand

$$s := \frac{\mu_1}{n_{k12}} = 369.459 \text{ mm}$$

Kan regner snitt hvor det ikke lenger er behov for skjærarmering. Dette vil ligge utenfor fundamentet. Det er behov for skjærbøyler i hele fundamentet, med avstander som beregnet.

4.7 Hatteprofil

Design av midterste hatteprofil, bjelke B10

$$l := 6.83 \text{ m}$$

Lengste spenn

$$l_b := \frac{10.45}{2} \text{ m} + \frac{9.55}{2} \text{ m} = 10 \text{ m}$$

Lastbredde

$$q_{tak} := 11.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Dimensjonerende bruddgrenselast

$$q_{beboeretasje} := 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{bruks} := 9.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

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

Stål S355

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

$$\varepsilon := 0.81$$

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

$$\gamma_{m0} := 1.05$$

$$\gamma_{m1} := 1.05$$

$$\gamma_{m2} := 1.25$$

Last 1. - 3. etg

$$q_{Ed} := q_{beboeretasje} \cdot l_b = 150 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

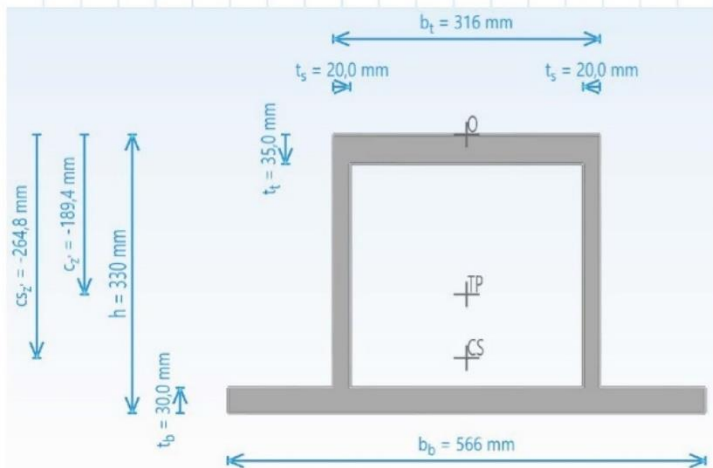
$$q_{bruks} := q_{bruks} \cdot l_b = 97.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed} := \frac{q_{Ed} \cdot l^2}{8} = 874.667 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Nødvendig motstandsmoment

$$W_{min} := \frac{M_{Ed}}{\frac{f_y}{\gamma_{m0}}} = (2.587 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

Forsøker med følgende hatteprofil



Tverrsnittsgeometri		Tverrsnittsdata	
<input checked="" type="checkbox"/> Sveiset?		Navn	THP 305x8 - 30X
h	330 mm	Rotasjonsvinkel	0°
b _t	316 mm	Areal	38 640 mm ²
b _b	566 mm	Egenvekt	303,3 kg/m
t _s	35,0 mm	A _m	1,79 m ² /m
t	30,0 mm	c _y	0,0 mm
t _b	20,0 mm	c _x	-189,4 mm
Avanserte data		Arealmomenter	
c _{s,y}	0,0 mm	S _y	2 377 704 mm ³
c _{s,z}	-264,8 mm	S _z	2 422 605 mm ³
I _t	647 301 377 mm ⁴	I _y	664 202 778,92 mm ⁴
I _w	2,84E+011 mm ⁶	I _z	777 873 420 mm ⁴
A _{v,y}	28 040 mm ²	I _{yz}	0 mm ⁴
A _{v,z}	12 720 mm ²	W _y	3 507 198 mm ³
Klasse	1	W _z	2 748 669 mm ³
Klasse _{en}	1	W _{pl,y}	4 646 760 mm ³
		W _{pl,z}	4 845 210 mm ³

$$t_{f,uk} := 18 \text{ mm} \quad t_{f,ok} := 36 \text{ mm} \quad t_W := 12 \text{ mm} \quad h := 305 \text{ mm} + t_{f,uk} = 323 \text{ mm}$$

$$h_W := h - t_{f,ok} - t_{f,uk} = 269 \text{ mm} \quad b_{ok} := 316 \text{ mm} \quad b_{uk} := 566 \text{ mm}$$

$$l_{flens} := \frac{b_{uk} - b_{ok}}{2} = 125 \text{ mm}$$

Tverrsnittsareal

$$A := b_{ok} \cdot t_{f,ok} + 2 \cdot t_W \cdot h_W + b_{uk} \cdot t_{f,uk} = (2.802 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

Nøytralakse

$$NA := \frac{t_{f,uk} \cdot b_{uk} \cdot \frac{t_{f,uk}}{2} + 2 \cdot t_W \cdot h_W \cdot \left(t_{f,uk} + \frac{h_W}{2} \right) + t_{f,ok} \cdot b_{ok} \cdot \left(t_{f,uk} + h_W + \frac{t_{f,ok}}{2} \right)}{A} = 162.2 \text{ mm}$$

Annet arealmoment

$$I_1 := \frac{1}{12} \cdot b_{uk} \cdot t_{f,uk}^3 + b_{uk} \cdot t_{f,uk} \cdot \left(NA - \frac{t_{f,uk}}{2} \right)^2$$

$$I_2 := \frac{1}{12} \cdot 2 \cdot t_W \cdot h_W^3 + 2 \cdot t_W \cdot h_W \cdot \left(NA - t_{f,uk} - \frac{h_W}{2} \right)^2$$

$$I_3 := \frac{1}{12} \cdot b_{ok} \cdot t_{f,ok}^3 + b_{ok} \cdot t_{f,ok} \cdot \left(NA - t_{f,uk} - h_W - \frac{t_{f,ok}}{2} \right)^2$$

$$I := I_1 + I_2 + I_3 = (5.12 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

Tverrsnittsklasse

Steg

$$c := h_W = 269 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_W} = 22.417 < 72 \cdot \varepsilon = 58.32 \quad \text{Tverrsnittsklasse 1}$$

Utstikkende deler av underflens

$$c := l_{flens} = 125 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_{f,uk}} = 6.944 > 9 \cdot \varepsilon = 7.29 \quad \text{Tverrsnittsklasse 1}$$

$$< 10 \cdot \varepsilon = 8.1 \quad \text{Tverrsnittsklasse 2}$$

Underflens fastholdt del

$$c := b_{ok} - 2 \cdot t_W = 292 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_{f,uk}} = 16.222 < 72 \cdot \varepsilon = 58.32 \quad \text{Tverrsnittsklasse 1}$$

Overflens

$$c := b_{ok} - 2 \cdot t_W = 292 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_{f,ok}} = 8.111 < 72 \cdot \varepsilon = 58.32 \quad \text{Tverrsnittsklasse 1}$$

Bøyespennning

Bøyespennning i overkant av overflens

$$W_{ok,el} := \frac{I}{(h - NA)} = (3.186 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{x,ok} := \frac{M_{Ed}}{W_{ok,el}} = 274.563 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Bøyesspenning i underkant av overflens

$$W_{uk.of.el} := \frac{I}{(h - NA - t_{f.ok})} = (4.105 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{x.uk.of} := \frac{M_{Ed}}{W_{uk.of.el}} = 213.079 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Bøyesspenning i underkant av underflens

$$W_{uk.el} := \frac{I}{NA} = (3.157 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{x.uk} := \frac{M_{Ed}}{W_{uk.el}} = 277.085 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Bøyesspenning i overkant av underflens

$$W_{ok.uf.el} := \frac{I}{(NA - t_{f.uk})} = (3.551 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{x.ok.uf} := \frac{M_{Ed}}{W_{ok.uf.el}} = 246.343 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Bøyesspenning i steg

$$\sigma_{x.W} := \sigma_{x.uk.of} = 213.079 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Skjærspenning

$$V_{Ed} := q_{Ed} \cdot \frac{l}{2} = 512.25 \text{ kN}$$

Skjærspenning i flens, overkant

$$A'_{ok} := t_{f.ok} \cdot b_{ok} = (1.138 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$y'_{-ok} := h - NA - \frac{t_{f.ok}}{2} = 142.762 \text{ mm}$$

$$S_{ok} := A'_{ok} \cdot y'_{-ok} = (1.624 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

$$\tau_{okEd} := \frac{V_{Ed} \cdot S_{ok}}{I \cdot b_{ok}} = 5.141 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Skjærspenning i flens, underkant

$$A'_{uk} := t_{f,uk} \cdot b_{uk} = (1.019 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$y'_{-uk} := NA - \frac{t_{f,uk}}{2} = 153.238 \text{ mm}$$

$$S_{uk} := A'_{uk} \cdot y'_{-uk} = (1.561 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

$$\tau_{ukEd} := \frac{V_{Ed} \cdot S_{uk}}{I \cdot b_{uk}} = 2.759 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjærspenning i steg, maks

$$A'_{maks} := t_{f,uk} \cdot b_{uk} + (NA - t_{f,uk}) \cdot 2 \cdot t_W = (1.365 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$y'_{-maks} := \frac{t_{f,uk} \cdot b_{uk} \cdot \left(NA - \frac{t_{f,uk}}{2}\right) + 2 \cdot t_W \cdot (NA - t_{f,uk}) \cdot \frac{(NA - t_{f,uk})}{2}}{A'_{maks}} = 132.665 \text{ mm}$$

$$S_{maks} := A'_{maks} \cdot y'_{-maks} = (1.811 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

$$\tau_{maksEd} := \frac{V_{Ed} \cdot S_{maks}}{I \cdot 2 \cdot t_W} = 75.469 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjærspenning i steg, topp

$$\tau_{W,min} := \frac{V_{Ed} \cdot S_{ok}}{I \cdot 2 \cdot t_W} = 67.685 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Lastinnføring

Lasten fra hulldekkene lander på bunnflensen. Det vil oppstå et moment i bunnflensen. Regner til sikker side at all lasten treffer ytterst på flensen.

$$l_{b,flens} := \frac{10.45}{2} \text{ m} = 5.225 \text{ m}$$

$$q_{fEd} := q_{beboeretasje} \cdot l_{b,flens} = 78.375 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Regner med 1m bredde av flensen

$$b_f := 1 \text{ m}$$

$$Q_{fEd} := q_{fEd} \cdot b_f = 78.375 \text{ kN}$$

$$I_y := \frac{1}{12} b_f \cdot t_{f,uk}^3 = (4.86 \cdot 10^5) \text{ mm}^4$$

$$W_{fel} := \frac{1}{6} \cdot b_f \cdot t_{f,uk}^2 = (5.4 \cdot 10^4) \text{ mm}^3$$

$$M_{fRd} := W_{fel} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 18.257 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{fEd} := Q_{fEd} \cdot l_{flens} = 9.797 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\sigma_{y,uk} := \frac{M_{fEd}}{W_{fel}} = 181.424 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kombinererte spenninger (6.1)

Underkant av underflens

$$\sigma_{uk,uf,tot} := \sqrt{\sigma_{x,uk}^2 + \sigma_{y,uk}^2 - \sigma_{x,uk} \cdot \sigma_{y,uk}} = 244 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad u_1 := \frac{\sigma_{uk,uf,tot}}{\frac{f_y}{\gamma_{m0}}} = 0.721$$

Overkant av underflens

$$\sigma_{ok,uf,tot} := \sqrt{\sigma_{x,ok,uf}^2 + \sigma_{y,uk}^2 - \sigma_{x,ok,uf} \cdot \sigma_{y,uk} + 3 \cdot \tau_{ukEd}^2} = 221 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad u_2 := \frac{\sigma_{ok,uf,tot}}{\frac{f_y}{\gamma_{m0}}} = 0.654$$

Overkant av overflens

$$\sigma_{ok,of,tot} := \sqrt{\sigma_{x,ok}^2} = 275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad u_3 := \frac{\sigma_{ok,of,tot}}{\frac{f_y}{\gamma_{m0}}} = 0.812$$

Underkant av overflens

$$\sigma_{uk,of,tot} := \sqrt{\sigma_{x,uk,of}^2 + 3 \cdot \tau_{okEd}^2} = 213 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad u_4 := \frac{\sigma_{uk,of,tot}}{\frac{f_y}{\gamma_{m0}}} = 0.631$$

Steg

$$\sigma_{W.tot} := \sqrt{(\sigma_{x.W})^2 + 3 \cdot \tau_{W.min}^2} = 243 \frac{N}{mm^2}$$

$$u_5 := \frac{\sigma_{W.tot}}{\frac{f_y}{\gamma_{m0}}} = 0.719$$

$$\tau_{maksEd} = 75.469 \frac{N}{mm^2}$$

Nedbøyning

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{bruks} \cdot l^4}{E \cdot I} = 25.688 \text{ mm}$$

$$\frac{l}{\delta} = 265.887$$

I grenseland for hva som er fornuftig. Tiltak som for eksempel sveising med overhøyde kan vurderes.

Torsjonslås - flagg

$$q_1 := q_{behoeretasje} \cdot \frac{10.45}{2} \text{ m} = 78.375 \frac{kN}{m}$$

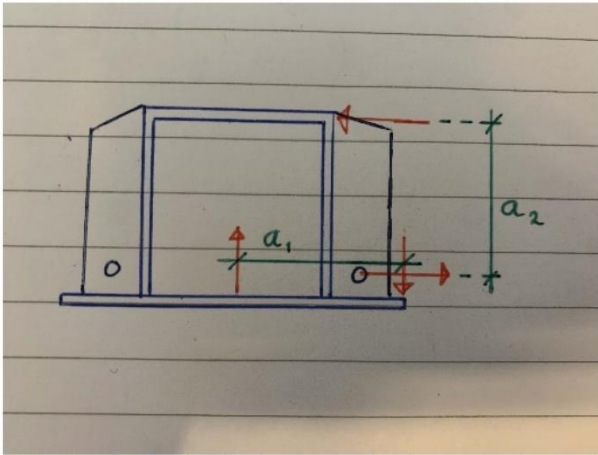
$$q_2 := q_{min} \cdot \frac{9.55}{2} \text{ m} = 29.844 \frac{kN}{m}$$

$$q_T := 83 \frac{kN}{m}$$

$$q_T := q_1 - q_2 = 48.531 \frac{kN}{m}$$

Torsjonslåsen må dimensjoneres for å nøytralisere 48.5 kN/m, benyttes flagg til torsjonslås. Kraften vil opptas som et kraftpar.

Det vil



$$a_1 := \frac{b_{uk}}{2} = 283 \text{ mm}$$

$$a_2 := h - t_{f.uk} - \frac{t_{f.ok}}{2} - \left(\frac{12}{2} \text{ mm} + 50 \text{ mm} \right)$$

$$a_2 = 231 \text{ mm}$$

$$f_{yd} := \frac{500 \frac{N}{\text{mm}^2}}{1.15} = 434.8 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$Q_T := q_T \cdot 1.2 \text{ m} = 58.238 \text{ kN}$$

Last per hulldekke. Det vil være to torsjonslåser/fuger per dekkeelement.

$$F_{forankring} := \frac{Q_T \cdot a_1}{a_2} = 71.347 \text{ kN}$$

$$A_s := \frac{F_{forankring}}{f_{yd}} = 164.099 \text{ mm}^2$$

Nødvendig armering

$$A_{k12} := 6^2 \cdot \pi \cdot \text{mm}^2 = 113.097 \text{ mm}^2$$

$$n_{k12} := \frac{A_s}{A_{k12}} = 1.451$$

Bruker 1 K12 fordelt på 1 fuge i hvert hulldekke

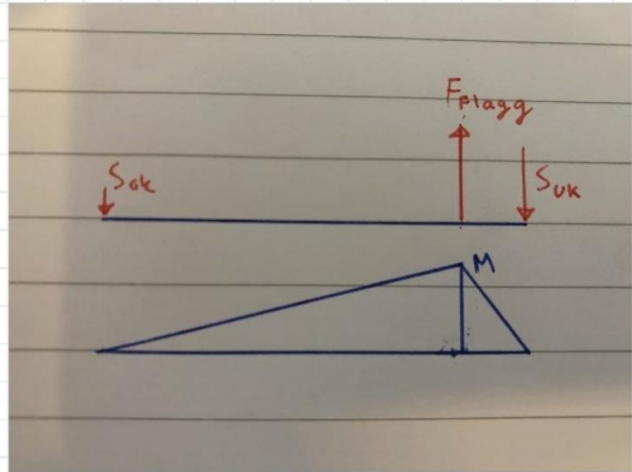
Dimensjonering av sveis

$$F_{flagg} := Q_T = 58.238 \text{ kN}$$

$$a_{Suk} := h - t_{f,uk} - \frac{t_{f,ok}}{2} = 287 \text{ mm}$$

$$S_{uk} := \frac{F_{flagg} \cdot a_2}{a_{Suk}} = 46.874 \text{ kN}$$

$$S_{ok} := F_{flagg} - S_{uk} = 11.363 \text{ kN}$$

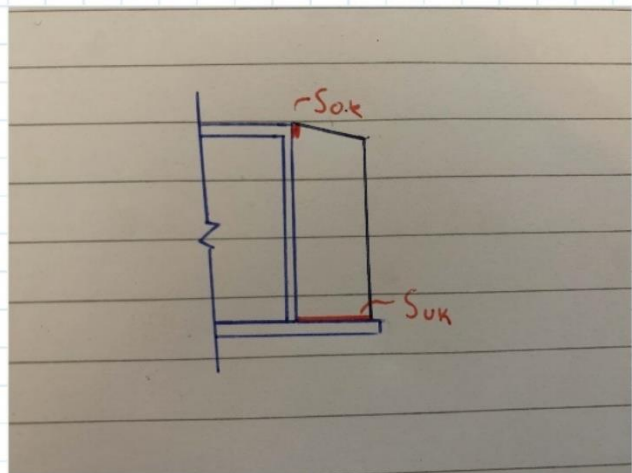


Beregning av sveis

$$a := 5 \text{ mm} \quad b_{flagg} := 10 \text{ mm}$$

$$l_{ok,maks} := 2 \cdot t_{f,ok} + b_{flagg} - 2 \cdot a = 72 \text{ mm}$$

$$l_{uk} := 2 \cdot 100 \text{ mm} - 4 \cdot a = 180 \text{ mm}$$



Kapasitet av sveis

$$f_u := 490 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\beta_W := 0.9 \quad \text{tab. 4.1}$$

$$f_{Rd} := \frac{f_u}{\beta_W \cdot \gamma_{m2} \cdot \sqrt{3}} = 251.468 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Sveis i overkant

$$A_{ok,min} := \frac{S_{ok}}{f_{Rd}} = 45.188 \text{ mm}^2$$

$$l_{ok,min} := \frac{A_{ok,min}}{a} = 9.038 \text{ mm}$$

Kapasitet av sveis ved forenklet beregningsmetode. Denne er til sikker side.

En sveis på 9mm er mindre enn hva som er tillatt etter EC3. Kilsveiser som kan anses å overføre krefter må være lenger enn den største av

$$l_{sveis,min} := \max(30 \text{ mm}, 6 \cdot a) = 30 \text{ mm}$$

Sveiser rundt toppen av flagget og 15 mm ned på hver side

$$l_{ok} := b_{flagg} + 2 \cdot 15 \text{ mm} = 40 \text{ mm}$$

Lengde av sveis i OK

$$A_{ok} := l_{ok} \cdot a = 200 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{ok} := \frac{S_{ok}}{A_{ok}} = 56.817 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{Rd} = 251.468 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Sveis i underkant

Langs underkant blir det en sveis langs hele steget.

$$A_{uk} := l_{uk} \cdot a = 900 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{uk} := \frac{S_{uk}}{A_{uk}} = 52.082 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{Rd} = 251.468 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll grunnmateriale

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

$$h := 100 \text{ mm}$$

$$d_0 := 15 \text{ mm}$$

$$h_{eff} := h - d_0$$

Det kan oppstå et moment i grunnmaterialet mellom sveisene

$$M_{Ed} := S_{ok} \cdot a_2 = 2.625 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$W := \frac{1}{6} \cdot t \cdot h_{eff}^2 = 12041.667 \text{ mm}^3$$

Bruker heff forenklet og til sikker side.

$$M_{Rd} := W \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 4.071 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = 2.625 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll av trykk i topp av hulldekke

$$f_{cEd} := \frac{F_{flagg}}{1.2 \text{ m} \cdot t_{f,ok}} = 1.348 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Denne spenningen sendes til hulldekkeleverandør, slik at den dimensjoneres med i leverandørprosjekteringen av dekkene.

4.8 Sidebjelke

Sidebjelke, B18

Tverrsnitt: HEA-340

Stål

$$f_y := 355 \frac{N}{mm^2} \quad \gamma_{m0} := 1.05$$

$$E := 210000 \frac{N}{mm^2} \quad \gamma_{m1} := 1.05$$

Geometri

$$l := 6.98 \text{ m}$$

Lengste spenn

$$l_b := \frac{10.45}{2} \text{ m} = 5.225 \text{ m}$$

Lastbredde

Dimensjonerende laster

$$q_{tak} := 11.4 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{beboeretasje} := 15 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{bruks} := 9.75 \frac{kN}{m^2}$$

Bjelke 1. - 3. etg

$$q_{Ed} := q_{beboeretasje} \cdot l_b = 78.375 \frac{kN}{m}$$

$$q_{bruks} := q_{bruks} \cdot l_b = 50.944 \frac{kN}{m}$$

$$M_{Ed,y} := \frac{q_{Ed} \cdot l^2}{8} = 477.308 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Nødvendig motstandsmoment

$$W_{min} := \frac{M_{Ed,y}}{\frac{f_y}{\gamma_{m0}}} = (1.412 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

Tverrsnittsdata

$$h := 330 \text{ mm} \quad b := 300 \text{ mm} \quad t_w := 9.5 \text{ mm} \quad t_f := 16.5 \text{ mm} \quad A := 13347 \text{ mm}^2$$
$$r := 27 \text{ mm} \quad I_y := 276.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Tverrsnittsklasse

Tverrsnittet utsettes for både aksialkraft og moment. Benytter krav for bøyning.

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \frac{N}{\text{mm}^2}}{f_y}} = 0.814$$

Steg

$$c := h - 2 \cdot t_f = 0.297 \text{ m}$$

$$\frac{c}{t_w} = 31.263 < 72 \cdot \varepsilon = 58.58 \quad \text{Tverrsnittsklasse 1}$$

Flens

$$c := \frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r = 0.118 \text{ m}$$

$$\frac{c}{t_f} = 7.167 < 9 \cdot \varepsilon = 7.323 \quad \text{Tverrsnittsklasse 1}$$

Steg of flens overholder krav til tverrsnittsklasse 1. Kan regne plastisk.

Laster

Sterk akse

$$M_{Ed,y} = 477.308 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,z} := \frac{q_{Ed} \cdot l}{2} = 273.529 \text{ kN}$$

Svak akse (last fra vind)

$$q_{zEd} := 3.48 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed,z} := \frac{q_{zEd} \cdot l^2}{8} = 21.193 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,y} := \frac{q_{zEd} \cdot l}{2} = 12.145 \text{ kN}$$

Fastholdt system

Kapasitet aksiallast

$$N_{Rd} := \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \cdot A = (4.513 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Sterk akse

$$W_y := 1850 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{Rd,y} := W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 625.476 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_y := \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} = 0.763$$

Svak akse

$$W_z := 755.9 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{Rd,z} := W_z \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 255.566 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_z := \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}} = 0.083$$

Utnyttelse

$$m_y + m_z = 0.846 < 1.0 \quad (6.2)$$

Restkapasitet som kan benyttes til strekkbånd

$$n_{max} := 1 - m_y - m_z = 0.154$$

$$N_{max} := n_{max} \cdot N_{Rd} = 694.762 \text{ kN}$$

Skjær [6.2.6]

Sterk akse

$$h_W := h - 2 \cdot t_f = 297 \text{ mm}$$

Høyde steg

$$A_f := b \cdot t_f = (4.95 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_W := h_W \cdot t_W = (2.822 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_f}{A_W} = 1.754 > 0.6$$

Kan bruke (6.21)

$$V_{zRd} := \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \cdot t_W \cdot h_W = 550.755 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,z} = 273.529 \text{ kN} < \frac{V_{zRd}}{2} = 275.378 \text{ kN}$$

Trenger ikke å redusere momentkapasiteten om sterk akse

Svak akse

$$V_{zRd} := 2 \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \cdot t_f \cdot b = 1932.5 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,z} = 273.5 \text{ kN} < \frac{V_{zRd}}{2} = 966.2 \text{ kN}$$

Trenger ikke å redusere momentkapasiteten om svak akse

Nedbøyning

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{bruks} \cdot l^4}{E \cdot I_y} = 27.078 \text{ mm}$$

$$\frac{l}{\delta} = 257.778 > 250 \quad \text{OK}$$

4.9 Kortsidbejelke

Sidebejelke, B22

Tverrsnitt: HEA-300

Stål

$$f_y := 355 \frac{N}{mm^2} \quad \gamma_{m0} := 1.05$$

$$E := 210000 \frac{N}{mm^2} \quad \gamma_{m1} := 1.05$$

Geometri

$$l := 10.45 \text{ m}$$

Lengste spenn

$$l_b := 1.2 \text{ m}$$

Last fra ytterste dekkeelement

Dimensjonerende laster

$$q_{tak} := 11.4 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{beboeretasje} := 15 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{bruks} := 9.75 \frac{kN}{m^2}$$

Bjelke 1. - 3. etg

$$q_{Ed} := q_{beboeretasje} \cdot l_b = 18 \frac{kN}{m}$$

$$q_{bruks} := q_{bruks} \cdot l_b = 11.7 \frac{kN}{m}$$

$$M_{Ed,y} := \frac{q_{Ed} \cdot l^2}{8} = 245.706 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Nødvendig motstandsmoment

$$W_{min} := \frac{M_{Ed,y}}{\frac{f_y}{\gamma_{m0}}} = (7.267 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

Tverrsnittsdata

$$h := 290 \text{ mm} \quad b := 300 \text{ mm} \quad t_w := 8.5 \text{ mm} \quad t_f := 14 \text{ mm} \quad A := 11253 \text{ mm}^2$$
$$r := 27 \text{ mm} \quad I_y := 182.6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Tverrsnittsklasse

Tverrsnittet utsettes for både aksialkraft og moment. Benytter krav for bøyning.

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \frac{N}{\text{mm}^2}}{f_y}} = 0.814$$

Steg

$$c := h - 2 \cdot t_f = 0.262 \text{ m}$$

$$\frac{c}{t_w} = 30.824 < 72 \cdot \varepsilon = 58.58 \quad \text{Tverrsnittsklasse 1}$$

Flens

$$c := \frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r = 0.119 \text{ m}$$

$$\frac{c}{t_f} = 8.482 > 9 \cdot \varepsilon = 7.323 \quad \text{Tverrsnittsklasse 1}$$

$$> 10 \cdot \varepsilon = 8.136 \quad \text{Tverrsnittsklasse 2}$$

$$< 14 \cdot \varepsilon = 11.391 \quad \text{Tverrsnittsklasse 3}$$

Steg overholder krav til tverrsnittsklasse 1, mens flens overholder krav til klasse 3.
Må regne elastisk.

Laster

Sterk akse

$$M_{Ed,y} = 245.706 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,z} := \frac{q_{Ed} \cdot l}{2} = 94.05 \text{ kN}$$

Svak akse (last fra vind)

$$q_{zEd} := 3.48 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed.z} := \frac{q_{zEd} \cdot l^2}{8} = 47.503 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed.y} := \frac{q_{zEd} \cdot l}{2} = 18.183 \text{ kN}$$

Fastholdt system

Aksiallastkapasitet

$$N_{Rd} := \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \cdot A = (3.805 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Sterk akse

$$W_y := 1260 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{Rd.y} := W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 426 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_y := \frac{M_{Ed.y}}{M_{Rd.y}} = 0.577$$

Svak akse

$$W_z := 420.6 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{Rd.z} := W_z \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 142.203 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_z := \frac{M_{Ed.z}}{M_{Rd.z}} = 0.334$$

Utnyttelse

$$m_y + m_z = 0.911 < 1.0 \quad (6.2)$$

Restkapasitet som kan benyttes til strekkbånd

$$n_{max} := 1 - m_y - m_z = 0.089$$

$$N_{max} := n_{max} \cdot N_{Rd} = 339.273 \text{ kN}$$

Skjær [6.2.6]

Sterk akse

$$h_W := h - 2 \cdot t_f = 262 \text{ mm}$$

Høyde steg

$$A_f := b \cdot t_f = (4.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_W := h_W \cdot t_W = (2.227 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_f}{A_W} = 1.886 > 0.6$$

Kan bruke (6.21)

$$V_{zRd} := \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \cdot t_W \cdot h_W = 434.709 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,z} = 94.05 \text{ kN} < \frac{V_{zRd}}{2} = 217.355 \text{ kN}$$

Trenger ikke å redusere momentkapasiteten om sterk akse.

Svak akse

$$V_{zRd} := \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \cdot 2 \cdot t_f \cdot b = (1.64 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$V_{Ed,z} = 94.05 \text{ kN} < \frac{V_{zRd}}{2} = 819.837 \text{ kN}$$

Trenger ikke å redusere momentkapasiteten om svak akse.

Nedbøyning

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{bruks} \cdot l^4}{E \cdot I_y} = 47.377 \text{ mm}$$

$$\frac{l}{\delta} = 220.57 < 250$$

Se tekst i oppgaven

4.11 Kontroll av momenter

Vind x-retning

V-skive

FEM-design uten vind på tak

$$M_{4,1} := 1306 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_{4,1} := 447 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{4,3} := 1288 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_{4,3} := 446 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{5,1} := 669 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_{5,1} := 165 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{5,3} := 646 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_{5,3} := 165 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_6 := 221 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_6 := 137 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_4 := 225 \cdot 5.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_5 := 350 \cdot 4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Håndberegning

$$b := 20 \text{ m} \quad h := 16 \text{ m} \quad a := 10 \text{ m} \quad q := \frac{3.48 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1.68 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{4 \text{ m}} = 1.29 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Totale momenter ved fundamentnivå

$$M_{\text{manuell}} := q \cdot b \cdot h \cdot a = 4128 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{V\text{skive}} := M_{4,1} + M_{4,3} + M_{5,1} + M_{5,3} + M_6 = 4130 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_{\text{FEM}} := m_{4,1} + m_{4,3} + m_{5,1} + m_{5,3} + m_6 + m_4 + m_5 = 4076.25 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Linjeopplegg}$$

Totale skjærkrefter ved fundamentnivå

$$V_{\text{manuell}} := q \cdot b \cdot h = 412.8 \text{ kN}$$

$$V_{\text{FEM}} := 194 \text{ kN} + 209 \text{ kN} = 403 \text{ kN}$$

$$V_{V\text{skive}} := 120 \text{ kN} + 118 \text{ kN} + 68 \text{ kN} + 71 \text{ kN} + 35 \text{ kN} = 412 \text{ kN}$$

Vind y-retning

V-skive

$$M_{4,2} := 2706 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{4,4} := 3303 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{5,2} := 850 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{5,4} := 3053 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

FEM-design

$$m_{4,2} := 488 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_{4,4} := 514 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_{5,2} := 1000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_{5,4} := 795 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_4 := 1350 \cdot 3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_5 := 410 \cdot 7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Håndberegning

$$l := 41 \text{ m}$$

$$h := 16 \text{ m}$$

$$a := 10 \text{ m}$$

$$q_y := \frac{3.76 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 2.28 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{4 \text{ m}} = 1.51 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Totale momenter ved fundamentnivå

$$M_{\text{manuell}} := q_y \cdot l \cdot h \cdot a = 9905.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{V\text{skive}} := M_{4,2} + M_{4,4} + M_{5,2} + M_{5,4} = 9912 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{FEM} := m_{4,2} + m_{4,4} + m_{5,2} + m_{5,4} + m_4 + m_5 = 9717 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Totale skjærkrefter ved fundamentnivå

$$V_{\text{manuell}} := q_y \cdot h \cdot l = 991 \text{ kN}$$

$$V_{V\text{skive}} := 119 \text{ kN} + 257 \text{ kN} + 336 \text{ kN} + 279 \text{ kN} = 991 \text{ kN}$$

$$V_{FEM} := 446 \text{ kN} + 525 \text{ kN} = 971 \text{ kN}$$

$$530 + 440 + 20 = 990$$

Ca 20kN tas opp av søylene i FEM-modellen

4.12 Sjakt

Materialkvaliteter bruddgrense

Betong

$$f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2} \quad \alpha := 0.85 \quad \gamma_c := 1.5$$

$$f_{cd} := \frac{(f_{ck} \cdot \alpha)}{\gamma_c} = 19.8 \frac{N}{mm^2}$$

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

Armeringsjern B500NC

$$f_y := 500 \frac{N}{mm^2} \quad \gamma_s := 1.15$$

$$f_{yd} := \frac{f_y}{\gamma_s} = 434.8 \frac{N}{mm^2}$$

Materialkvaliteter jordskjelv

Tabell NA.5 (901) — Verdier for partialfaktorene γ_c og γ_s

	DCL	DCM	DCH
γ_c	1,20	1,50	1,50
γ_s	1,00	1,15	1,15

Betong

$$\gamma_{cu} := 1.2$$

$$f_{cu} := \frac{f_{ck} \cdot \alpha}{\gamma_{cu}} = 24.792 \frac{N}{mm^2}$$

Armeringsjern B500NC

$$\gamma_{su} := 1.0$$

$$f_{ydu} := \frac{f_y}{\gamma_{su}} = 500 \frac{N}{mm^2}$$

Tverrsnittsdata, sjakt 4

Tykkelse på vegg

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

Lengde i x-retning

$$l_x := 5.85 \text{ m}$$

$$l_x' := l_x - 2 \cdot t = 5.45 \text{ m}$$

Innvendig lengde

Bredde i y-retning

$$b_y := 3 \text{ m}$$

$$b_y' := b_y - 2 \cdot t = 2.6 \text{ m}$$

Innvendig bredde

Tverrsnittsareal av betong

$$A := 2 \cdot l_x \cdot t + 2 \cdot b_y' \cdot t = 3.38 \text{ m}^2$$

Annet arealmoment om y-aksen

$$I_y := \frac{1}{12} b_y \cdot l_x^3 - \frac{1}{12} \cdot b_y' \cdot l_x'^3 = (1.498 \cdot 10^{13}) \text{ mm}^4$$

Motstandsmoment bøyning om y-aksen

$$W_y := \frac{I_y}{\frac{l_x}{2}} = (5.12 \cdot 10^9) \text{ mm}^3$$

Annet arealmoment om x-aksen

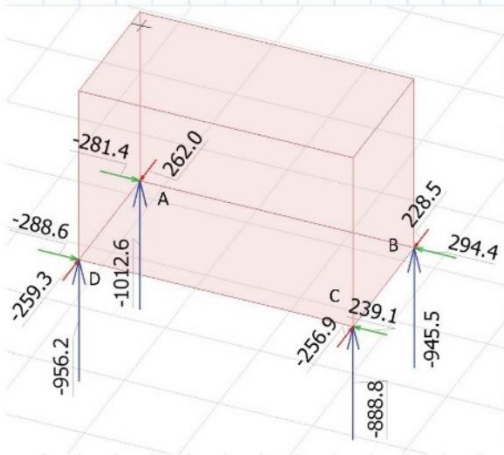
$$I_x := \frac{1}{12} \cdot l_x \cdot b_y^3 - \frac{1}{12} \cdot l_x' \cdot b_y'^3 = (5.18 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^4$$

Motstandsmoment bøyning om x-aksen

$$W_x := \frac{I_x}{\frac{b_y}{2}} = (3.453 \cdot 10^9) \text{ mm}^3$$

Egenlast x 0,9

Posisjonsnummer og minste aksiallast (egenlast og $L_f = 0.9$), sjakt 4



$$G_a := 1012.6 \text{ kN}$$

$$G_b := 945.5 \text{ kN}$$

$$G_c := 888.8 \text{ kN}$$

$$G_d := 956.2 \text{ kN}$$

$$G_{tot} := G_a + G_b + G_c + G_d = 3803.1 \text{ kN}$$

$$V_{ab.Gmaks} := 281.4 \text{ kN} - 294.4 \text{ kN} = -13 \text{ kN}$$

$$V_{cb.Gmaks} := 256.9 \text{ kN} - 228.5 \text{ kN} = 28.4 \text{ kN}$$

$$V_{dc.Gmaks} := 288.6 \text{ kN} - 239.1 \text{ kN} = 49.5 \text{ kN}$$

$$V_{da.Gmaks} := 259.3 \text{ kN} - 262.0 \text{ kN} = -2.7 \text{ kN}$$

Kontroll av total egenlast fra FEM-design med manuell beregning

$$\text{Dekke: } g_k := 6.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad A_{123} := \frac{(7.8 + 7.5) \cdot 5.85}{2} \text{ m}^2 + \left(\frac{4.75}{2} + \frac{6.83}{2} \right) \cdot 10 \text{ m}^2 = 102.65 \text{ m}^2$$

$$A_{tak} := \left(\frac{4.75 + 6.83}{2} + 5.85 \right) \cdot 10 \text{ m}^2 = 116.4 \text{ m}^2$$

$$\text{Egenlast betong: } \gamma_B := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad V_{sjakt} := (5.85 \cdot 2 + 3 \cdot 2) \cdot 0.2 \cdot 16 \text{ m}^3 = 56.64 \text{ m}^3$$

$$G_{tot.kontroll} := 0.9 \cdot (g_k \cdot (3 \cdot A_{123} + A_{tak}) + \gamma_B \cdot V_{sjakt}) = 3661.4 \text{ kN}$$

Vi ser av kontrollen at total egenlast stemmer omtrent med lasten som er hentet fra FEM-design. Begge har karakteristisk last multiplisert med 0,9. Det var forventet at håndberegningene ble lavere enn FEM-design. Dette da det ikke er tatt høyde for hjørnene i sjakten, samt at egenlast av bjelker og søyler ble utelatt i manuell kontroll. Denne forenklingen ble gjort da resultatet fra hpndberegningene kun skal brukes til kontroll.

Eksentrisitet på egenlast

$$x_G := \frac{G_b + G_c}{G_{tot}} \cdot l_x = 2.822 \text{ m}$$

$$TP_x := \frac{l_x}{2} = 2.925 \text{ m}$$

$$y_G := \frac{G_a + G_b}{G_{tot}} \cdot b_y = 1.545 \text{ m}$$

$$TP_y := \frac{b_y}{2} = 1.5 \text{ m}$$

På grunn av denne eksentrisiteten må vi legge til et moment på egenlasten i hver retning i BT-snitt. Dette blir lik:

Moment om y-aksen

$$M_y := G_{tot} \cdot (TP_x - x_G) = 393.413 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

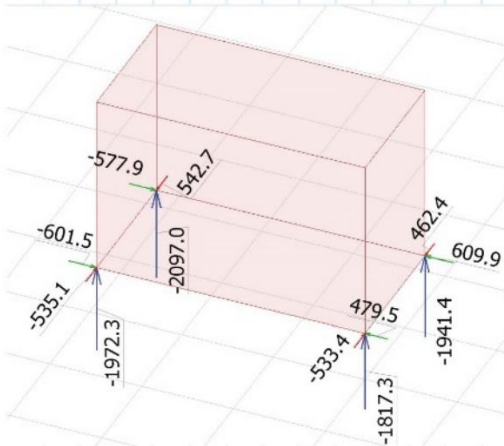
Moment om x-aksen

$$M_x := -G_{tot} \cdot (TP_y - y_G) = 169.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Maksimal trykkspenning

$$\sigma_{G.min} := \frac{G_{tot}}{A} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = 1.251 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Største aksiallast



$$G_{a.maks} := 2097 \text{ kN}$$

$$G_{b.maks} := 1941.4 \text{ kN}$$

$$G_{c.maks} := 1817.3 \text{ kN}$$

$$G_{d.maks} := 1972.3 \text{ kN}$$

$$G_{maks.tot} := G_{a.maks} + G_{b.maks} + G_{c.maks} + G_{d.maks} = 7828 \text{ kN}$$

$$V_{ab.Gmaks} := 577.9 \text{ kN} - 609.9 \text{ kN} = -32 \text{ kN}$$

$$V_{cb.Gmaks} := 533.4 \text{ kN} - 462.4 \text{ kN} = 71 \text{ kN}$$

$$V_{dc.Gmaks} := 601.5 \text{ kN} - 479.6 \text{ kN} = 121.9 \text{ kN}$$

$$V_{da.Gmaks} := 535.1 \text{ kN} - 542.7 \text{ kN} = -7.6 \text{ kN}$$

Momenter fra maks aksiallast

Moment om x-aksen

$$M_{Gmaks.x} := \frac{((G_{a.maks} + G_{b.maks}) - (G_{c.maks} + G_{d.maks})) \cdot b_y}{2} = 373.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment om y-aksen

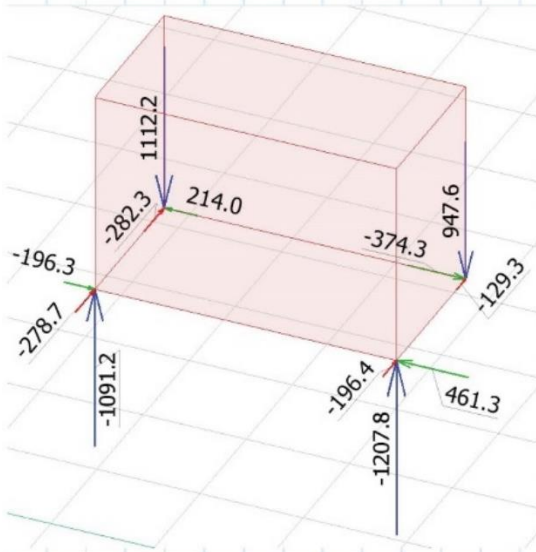
$$M_{Gmaks.y} := \frac{((G_{a.maks} + G_{d.maks}) - (G_{b.maks} + G_{c.maks})) \cdot l_x}{2} = 908.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{G.maks} := \frac{G_{maks.tot}}{A} + \frac{M_{Gmaks.x}}{W_x} + \frac{M_{Gmaks.y}}{W_y} = 2.601 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Vind og skjevstillingslaster

Kreftene som virker på sjakten fra jordskjelv må kontrolleres opp mot kreftene fra vind. Vindkreftene kombineres mot vanlige lastfaktorer. Siden bygget dimensjoneres i DCL kan jordskjelvlastene kombineres med reduserte materialfaktorer. Dette er gunstig for jordskjelv. Vi har altså lov til å utnytte materialene tøffere ved jordskjelv enn ved bruddgrense.

Vind y-retning



Uten egenlast

$$F_{v.ay} := -1112.2 \text{ kN}$$

$$F_{v.by} := -947.6 \text{ kN}$$

$$F_{v.cy} := 1207.8 \text{ kN}$$

$$F_{v.dy} := 1091.2 \text{ kN}$$

$$F_{vy.tot} := F_{v.ay} + F_{v.by} + F_{v.cy} + F_{v.dy} = 239.2 \text{ kN}$$

$$V_{ab.y} := -214.0 \text{ kN} + 374.3 \text{ kN} = 160.3 \text{ kN}$$

$$V_{cb.y} := 196.4 \text{ kN} + 129.3 \text{ kN} = 325.7 \text{ kN}$$

$$V_{dc.x} := 196.3 \text{ kN} - 461.3 \text{ kN} = -265 \text{ kN}$$

$$V_{da.x} := 278.7 \text{ kN} + 282.3 \text{ kN} = 561 \text{ kN}$$

Momenter fra vind, y-retning

Lasttilfelle 4 i BT-snitt

Moment om x-aksen

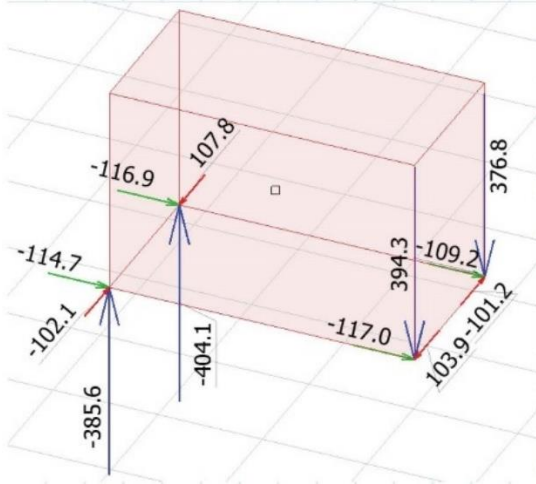
$$M_{vy.x} := \frac{((F_{v.ay} + F_{v.by}) - (F_{v.cy} + F_{v.dy})) \cdot b_y}{2} = -6538.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment om y-aksen

$$M_{vy.y} := \frac{((F_{v.ay} + F_{v.dy}) - (F_{v.by} + F_{v.cy})) \cdot l_x}{2} = -822.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{vy} := \frac{F_{vy.tot}}{A} + \frac{M_{vy.x}}{W_x} + \frac{M_{vy.y}}{W_y} = -1.983 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Vind x-retning



Uten egenlast

$$F_{v.ax} := 404.1 \text{ kN}$$

$$F_{v.bx} := -376.8 \text{ kN}$$

$$F_{v.cx} := -394.3 \text{ kN}$$

$$F_{v.dx} := 385.6 \text{ kN}$$

$$F_{vx,tot} := F_{v.ax} + F_{v.bx} + F_{v.cx} + F_{v.dx} = 18.6 \text{ kN}$$

$$V_{ab,x} := 116.9 \text{ kN} + 109.2 \text{ kN} = 226.1 \text{ kN}$$

$$V_{cb,x} := -103.9 \text{ kN} + 101.2 \text{ kN} = -2.7 \text{ kN}$$

$$V_{dc,x} := 114.7 \text{ kN} + 117.0 \text{ kN} = 231.7 \text{ kN}$$

$$V_{da,x} := 102.1 \text{ kN} - 107.8 \text{ kN} = -5.7 \text{ kN}$$

Momenter fra vind, x-retning

Lattilfelle 3 i BT-snitt

Moment om x-aksen

$$M_{vx,x} := \frac{((F_{v.ax} + -F_{v.bx}) - (F_{v.cx} + F_{v.dx})) \cdot b_y}{2} = 1184.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment om y-aksen

$$M_{vx,y} := \frac{((F_{v.ax} + F_{v.dx}) - (F_{v.bx} + F_{v.cx})) \cdot l_x}{2} = 4565.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{vx} := \frac{F_{vy,tot}}{A} + \frac{M_{vx,x}}{W_x} + \frac{M_{vx,y}}{W_y} = 1.305 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Maksimalt betongtrykk bruddgrense

Maksimalt betongtrykk ved lineærelastisk beregning

$$\sigma_{ULS} := \max(|\sigma_{vy}|, |\sigma_{vx}|) + \sigma_{G.maks} = 4.585 \frac{N}{mm^2}$$

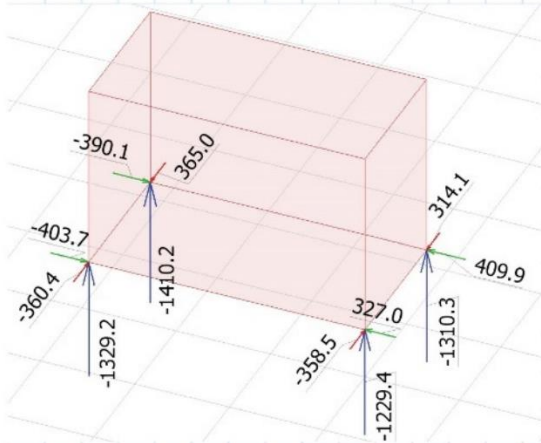
$$f_{cd} = 19.833 \frac{N}{mm^2}$$

$$u := \frac{\sigma_{ULS}}{f_{cd}} = 0.231$$

Ser at betongen har god kapasitet. Utnytter kun 22,1% av trykkapasiteten.

Jordskjelvkrefter

Maksimal dimensjonerende aksiallast ved jordskjelv



$$G_{ja} := 1410.2 \text{ kN}$$

$$G_{jb} := 1310.3 \text{ kN}$$

$$G_{jc} := 1229.4 \text{ kN}$$

$$G_{jd} := 1329.2 \text{ kN}$$

$$G_{j.tot} := G_{ja} + G_{jb} + G_{jc} + G_{jd} = 5279.1 \text{ kN}$$

$$V_{ab.Gj} := 390.1 \text{ kN} - 409.9 \text{ kN} = -19.8 \text{ kN}$$

$$V_{cb.Gj} := 358.5 \text{ kN} - 314.1 \text{ kN} = 44.4 \text{ kN}$$

$$V_{dc.Gj} := 403.7 \text{ kN} - 327.0 \text{ kN} = 76.7 \text{ kN}$$

$$V_{da.Gj} := 360.4 \text{ kN} - 365.0 \text{ kN} = -4.6 \text{ kN}$$

Momenter fra aksiallast jordskjelv

Moment om x-aksen

$$M_{gj.x} := \frac{((G_{ja} + G_{jb}) - (G_{jc} + G_{jd})) \cdot b_y}{2} = 242.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

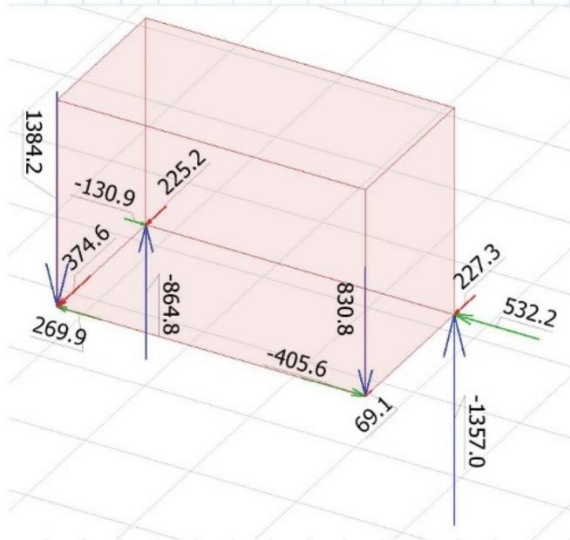
Moment om y-aksen

$$M_{gj.y} := \frac{((G_{ja} + G_{jd}) - (G_{jb} + G_{jc})) \cdot l_x}{2} = 584.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{gj} := \frac{G_{j.tot}}{A} + \frac{M_{gj.x}}{W_x} + \frac{M_{gj.y}}{W_y} = 1.746 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Sjakt 4, LC32

Dette inkluderer kun kombinasjoner av jordskjelv. Egenlast legges til selv for å ha bedre kontroll



Uten egenlast

$$P_{a32} := 864.8 \text{ kN}$$

$$P_{b32} := 1357.0 \text{ kN}$$

$$P_{c32} := -830.8 \text{ kN}$$

$$P_{d32} := -1385.2 \text{ kN}$$

$$P_{tot.32} := P_{a32} + P_{b32} + P_{c32} + P_{d32} = 5.8 \text{ kN}$$

$$V_{ab32} := 130.9 \text{ kN} - 532.2 \text{ kN} = -401.3 \text{ kN}$$

$$V_{cb32} := -69.1 \text{ kN} - 227.3 \text{ kN} = -296.4 \text{ kN}$$

$$V_{dc32} := -269.9 \text{ kN} + 405.6 \text{ kN} = 135.7 \text{ kN}$$

$$V_{da32} := -374.6 \text{ kN} - 225.2 \text{ kN} = -599.8 \text{ kN}$$

Momenter fra jordskjelv LC32

Lasttilfelle 2 i BT-snitt

Moment om x-aksen

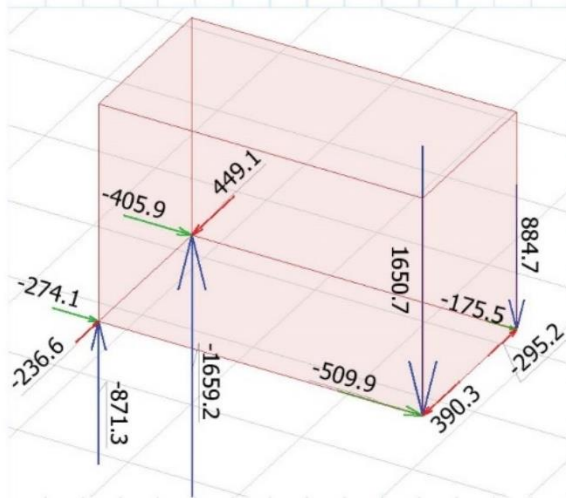
$$M_{x32} := \frac{((P_{d32} + P_{c32}) - (P_{a32} + P_{b32})) \cdot b_y}{2} = -6656.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment om y-aksen

$$M_{y32} := \frac{((P_{a32} + P_{d32}) - (P_{b32} + P_{c32})) \cdot l_x}{2} = -3061.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{32} := \frac{P_{tot.32}}{A} + \frac{M_{x32}}{W_x} + \frac{M_{y32}}{W_y} = -2.524 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Sjakt 4, LC10:



Uten egenlast

$$P_{a10} := 1659.2 \text{ kN}$$

$$P_{b10} := -884.7 \text{ kN}$$

$$P_{c10} := -1650.7 \text{ kN}$$

$$P_{d10} := 871.3 \text{ kN}$$

$$P_{tot.10} := P_{a10} + P_{b10} + P_{c10} + P_{d10} = -4.9 \text{ kN}$$

$$V_{ab10} := 405.9 \text{ kN} - 175.5 \text{ kN} = 230.4 \text{ kN}$$

$$V_{cb10} := -390.3 \text{ kN} + 295.1 \text{ kN} = -95.2 \text{ kN}$$

$$V_{dc10} := 274.1 \text{ kN} + 509.9 \text{ kN} = 784 \text{ kN}$$

$$V_{da10} := 236.6 \text{ kN} - 449.1 \text{ kN} = -212.5 \text{ kN}$$

Momenter fra jordskjelv LC10

Lattifelle 1 i BT-snitt

Moment om x-aksen

$$M_{x10} := \frac{((P_{c10} + P_{d10}) - (P_{a10} + P_{b10})) \cdot b_y}{2} = -2330.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment om y-aksen

$$M_{y10} := \frac{((P_{c10} + P_{b10}) - (P_{d10} + P_{a10})) \cdot l_x}{2} = -14817.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{10} := \frac{P_{tot.10}}{A} + \frac{M_{x10}}{W_x} + \frac{M_{y10}}{W_y} = -3.57 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Maksimalt betongtrykk jordskjelv

Maksimalt betongtrykk ved lineærelastisk beregning

$$\sigma_{UsLS} := \max(|\sigma_{10}|, |\sigma_{32}|) + \sigma_{gg} = 5.317 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{cu} = 24.792 \frac{N}{mm^2}$$

$$u := \frac{\sigma_{UsLS}}{f_{cu}} = 0.214$$

Ser at betongen har mye kapasitet å gå på. Utnytter kun 21,4% av trykkapasiteten på det meste.

Data som skal inn i BT-Snitt

Skal bruke BT-snitt fra Ove Sletten til å legge inn armering. Trenger moment om begge akser, samt egenlast eksentrisitet til denne.

x-aksen går gjennom punkt D og C, mens y-aksen går gjennom punkt D og A. Z-aksen går i pilenes (gravitasjonslastens) retning. Origo ligger i punkt D, og brukes som (0,0,0) i beregninger.

Sammenlikning av krefter fra vind og jordskjelv

Både krefter fra vind og jordskjelv er ferdig faktorert.

Vind y-retning og LC32

$$\frac{M_{x32}}{M_{vy,x}} = 1.018$$

$$\frac{M_{y32}}{M_{vy,y}} = 3.722$$

Vind x-retning og LC10

$$\frac{M_{x10}}{M_{vx,x}} = 1.968$$

$$\frac{M_{y10}}{M_{vx,y}} = 3.246$$

Forhold mellom materialfaktorer

$\gamma_c = 1.5$ Betong, bruddgrense

$\gamma_s = 1.15$ Armeringsjern, bruddgrense

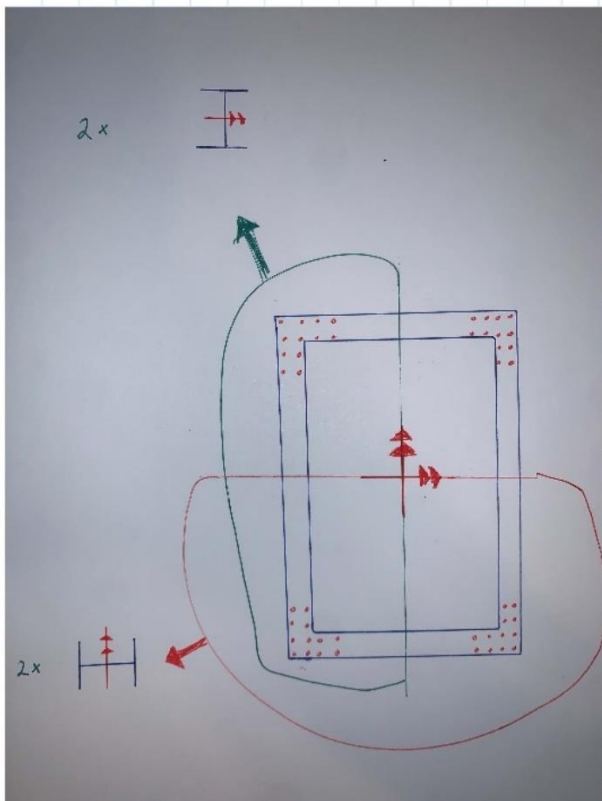
$\gamma_{cu} = 1.2$ Betong, jordskjelv

$\gamma_{su} = 1$ Armeringsjern, jordskjelv

$$\frac{\gamma_c}{\gamma_{cu}} = 1.25$$

$$\frac{\gamma_s}{\gamma_{su}} = 1.15$$

Forholdet mellom de seismiske lastene er langt mer betydelig enn de strengere materialfaktorene ved bruddgrense. Konkluderer derfor med at jordskjelvlastene er dimensjonerende.



I BT-snitt kan man ikke legge inn rektangulære hulprofiler. Legger derfor inn sjakten som to I-profil. Se figur til venstre. Momentet fordeles likt i hver av de to I-profilene.

Da det er moment om begge akser, må det modelleres to sett med I-profiler. En om hver akse, se figur til venstre. Utnyttelsene om de to retningene kombineres, og total utnyttelse finnes.

Som man ser av figuren til venstre benyttes den samme armeringen ved bøyning om begge aksene. Det er derfor nødvendig å kombinere utnyttelsene.

I BT-snitt blir resultatet at det er tilstrekkelig med k12c200 på kryss og tvers, begge sider.

Legger likevel inn 4k20 i hvert hjørne.

Det legges k12c200 som vertikalarmering i hele sjaketen, da kreftene som går i sjakten er noe uforutsigbar. Momentet kan blant annet slå over til motsatt side i deler av sjakten ved påkjenning fra jordskjelv.

Som horisontalarmering legges av samme grunn k12c200.

Både vertikal og horisontal armering legges på begge sider av sjaktveggene.

Innlagt armering

$$\phi_{12} := 12 \text{ mm}$$

Armering

$$A_{sv} := \left(\frac{\phi_{12}}{2}\right)^2 \cdot \pi \cdot \frac{1000}{200} \cdot 2 = 1131 \text{ mm}^2$$

Areal armering per meter vegg

$$A_{sh} := \left(\frac{\phi_{12}}{2}\right)^2 \cdot \pi \cdot \frac{1000}{200} \cdot 2 = 1131 \text{ mm}^2$$

Horisontalt armeringsareal per meter vegg

Kontroll av armeringsregler

Minsteavstand k12

$$\phi_{12} := 12 \text{ mm} \quad d_g := 32 \text{ mm} \quad k_2 := 5 \text{ mm}$$

$$a_n := \max(2 \cdot \phi_{12}, d_g + k_2, 20 \text{ mm}) = 37 \text{ mm}$$

Overdekning

$$\phi := \phi_{12} = 12 \text{ mm} \quad c_{min.dur} := 25 \text{ mm}$$

$$c_{min} := \max(c_{min.dur}, \phi, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm} \quad \Delta c_{dev} := 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} := c_{min} + \Delta c_{dev} = 35 \text{ mm}$$

Vertikal armering ligger ytterst. Overdekning til K12 vertikal blir 35+12=47mm

Kontroll vertikal minimums-/ maksimumsarmering [9.6.2]

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

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

$$A_{c1m} := l \cdot b = (2 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$A_{s.v.min} := 0.002 \cdot A_{c1m} = 400 \text{ mm}^2$$

Vertikal minimumsarmering OK

$$A_{s.v.max} := 0.04 \cdot A_{c1m} = 8000 \text{ mm}^2$$

Vertikal maksimumsarmering OK

$$A_{skive.min} := 0.3 \cdot A_{c1m} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_y} = 384 \text{ mm}^2$$

Minimumsarmering på hver side i skiven OK

$$cc_{v.max} := \min(3 \cdot b, 400 \text{ mm}) = 400 \text{ mm}$$

Maks senteravstand OK

Kontroll horisontal minimums-/ maksimumsarmering [9.6.3]

$$A_{s,h,min} := \max\left(0.001 \cdot A_{c1m}, \frac{A_{sv}}{4}\right) = 282.743 \text{ mm}^2 \quad \text{Horisontal minimumsarmering OK}$$

$$cc_{h,max} := 400 \text{ mm} \quad \text{Maks senteravstand ok}$$

Tverrarmering [9.6.4]

$$A_{sv} = 1130.973 \text{ mm}^2 < 0.02 A_{c1m} = 4000 \text{ mm}^2$$

Ikke behov for tverrarmering etter [9.6.4(1)]. Horisontal armering ligger ytterst i veggen

Høye bjelke/skiver [9.7]

Bør utføres med ortigonalt armeringsnett lik:

$$A_{s,dbmin} := \min\left(0.001 \cdot t \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}}, 150 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}\right) = 150 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Vi har:

$$A_{s,db,innlagt} := \frac{1000}{200} \cdot 6^2 \cdot \pi \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 565.487 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Knekking av sjakt 4 er ikke dimensjonerende på grunn av dens rektangulære form.

Skjærkapasitet, x-retning

Vegg 4.1 og 4.3

$$\alpha_{cw} := 1.0$$

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

$$z := \frac{2}{3} \cdot l_x = 3.9 \text{ m}$$

$$v_1 := 0.516 \quad \text{[B35]}$$

$$f_{cd} := f_{cu} = 24.792 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha := 45^\circ$$

$$V_{Rd,max} := \alpha_{cw} \cdot b_W \cdot z \cdot v_1 \cdot \frac{f_{cd}}{(2)} = 4989.1 \text{ kN}$$

$$V_{Edx} := V_{dc10} + V_{dc.Gj} = 860.7 \text{ kN}$$

$$A_{sW} := 2 \cdot 6^2 \cdot \pi \cdot \text{mm}^2 = 226.195 \text{ mm}^2$$

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

$$V_{Rd} := \frac{A_{sW} \cdot z \cdot f_{ydv} \cdot 1}{s} = 2205.4 \text{ kN}$$

Skjærkraftkapasitet i vegg
med innlagte armering

$$V_{Edx} = 860.7 \text{ kN} < V_{Rdx} := \min(V_{Rd}, V_{Rd,max}) = 2205.4 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet, y-retning

Vegg 4.2 og 4.4

$$\alpha_{cw} := 1.0$$

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

$$z := \frac{2}{3} \cdot b_y = 2 \text{ m}$$

$$v_1 := 0.516$$

[B35]

$$f_{cd} := f_{cu} = 24.792 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha := 45^\circ$$

$$V_{Rd,max} := \alpha_{cw} \cdot b_W \cdot z \cdot v_1 \cdot \frac{f_{cd}}{(2)} = 2558.5 \text{ kN}$$

Betongens skjærtrykkkapasitet

$$V_{Edy} := |V_{da32} + V_{da.Gj}| = 604.4 \text{ kN}$$

$$A_{sW} := 2 \cdot 6^2 \cdot \pi \cdot \text{mm}^2 = 226.195 \text{ mm}^2$$

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

$$V_{Rd} := \frac{A_{sW} \cdot z \cdot f_{ydv} \cdot 1.0}{s} = 1131 \text{ kN}$$

Skjærkraftkapasitet i vegg
med innlagte armering

$$V_{Edy} = 604.4 \text{ kN} < V_{Rdy} := \min(V_{Rd}, V_{Rd,max}) = 1131 \text{ kN}$$

Fundament

Geometri på fundamentet

$$L := l_x + 3 \text{ m} = 8.85 \text{ m}$$

$$L' := L - 2 \text{ m} = 6.85 \text{ m}$$

$$B := b_y + 3 \text{ m} = 6 \text{ m}$$

$$B' := B - 2 \text{ m} = 4 \text{ m}$$

$$H := 1 \text{ m}$$

$$V := L \cdot B \cdot H = 53.1 \text{ m}^3$$

Egenlast fundament

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

$$G_f := V \cdot \gamma_B = (1.328 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Bruddgrense

Vind y-retning

$$M_{y.min} := M_y + M_{vy.y} = -429.098 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{x.min} := M_x + M_{vy.x} = -6.369 \cdot 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{y.min} := G_{tot} + F_{vy.tot} + G_f \cdot 0.9 = (5.237 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$M_{y.maks} := M_{Gmaks.y} + M_{vy.y} = 85.995 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{x.maks} := M_{Gmaks.x} + M_{vy.x} = -6.165 \cdot 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{y.maks} := G_{maks.tot} + F_{vy.tot} + G_f \cdot 1.2 = (9.66 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$F_D := \frac{N_{y.min}}{4} + \frac{M_{x.min}}{B'} + \frac{M_{y.min}}{L'} = -345.517 \text{ kN}$$

Strekk

$$e_y := \left| \frac{M_{x.maks}}{N_{y.maks}} \right| = 0.638 \text{ m}$$

$$e_x := \left| \frac{M_{y.maks}}{N_{y.maks}} \right| = 0.009 \text{ m}$$

$$B_{0y} := B - 2 e_y = 4.724 \text{ m}$$

$$L_{0y} := L - 2 e_x = 8.832 \text{ m}$$

$$q_{vy} := \frac{N_{y.maks}}{B_{0y} \cdot L_{0y}} = 231.548 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Grunntrykk

Ulykkessituasjon

Jordskjelv LC10

$$M_{y.10min} := M_y + |M_{y10}| = (1.521 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{x.10min} := M_x + |M_{x10}| = (2.501 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{y.10min} := G_{tot} + P_{tot.10} + G_f \cdot 0.9 = (4.993 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$M_{y.10maks} := M_{gj.y} + |M_{y10}| = (1.54 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{x.10maks} := M_{gj.x} + |M_{x10}| = (2.574 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{y.10maks} := G_{j.tot} + P_{tot.10} + G_f \cdot 1.0 = (6.602 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$F_{D10} := \frac{N_{y.10min}}{4} - \frac{M_{x.10min}}{B-1 \text{ m}} - \frac{M_{y.10min}}{L-1 \text{ m}} = -1189.591 \text{ kN}$$

Strekk

$$e_{y10maks} := \left| \frac{M_{x.10maks}}{N_{y.10maks}} \right| = 0.39 \text{ m} \quad e_{y10min} := \left| \frac{M_{x.10min}}{N_{y.10min}} \right| = 0.501 \text{ m}$$

$$e_{x10maks} := \left| \frac{M_{y.10maks}}{N_{y.10maks}} \right| = 2.333 \text{ m} \quad e_{x10min} := \left| \frac{M_{y.10min}}{N_{y.10min}} \right| = 3.047 \text{ m}$$

$$B_{0y10maks} := B - 2 e_{y10maks} = 5.22 \text{ m}$$

$$B_{0y10min} := B - 2 e_{y10min} = 4.998 \text{ m}$$

$$L_{0y10maks} := L - 2 e_{x10maks} = 4.184 \text{ m}$$

$$L_{0y10min} := L - 2 e_{x10min} = 2.757 \text{ m}$$

$$q_{v10maks} := \frac{N_{y.10maks}}{B_{0y10maks} \cdot L_{0y10maks}} = 302.255 \frac{kN}{m^2} \quad q_{v10min} := \frac{N_{y.10min}}{B_{0y10min} \cdot L_{0y10min}} = 362.326 \frac{kN}{m^2}$$

$$\tau_{10maks} := \frac{(V_{dc10} + V_{ab10})}{B_{0y10maks} \cdot L_{0y10maks}} = 46.444 \frac{kN}{m^2} \quad \tau_{10min} := \frac{(V_{dc10} + V_{ab10})}{B_{0y10min} \cdot L_{0y10min}} = 73.613 \frac{kN}{m^2}$$

Nødvendig peledimensjon

$$A_{min} := \frac{|F_{D10}|}{\frac{355}{1.0} \frac{N}{mm^2}} = 3351 \text{ mm}^2$$

$$r_{min} := \sqrt{\frac{A_{min}}{\pi}} = 32.66 \text{ mm}$$

Benytter 100mm

$$r_{100} := 50 \text{ mm}$$

$$\phi_{100} := 2 \cdot r_{100} = 100 \text{ mm}$$

$$A_{\phi100} := r_{100}^2 \cdot \pi = 7853.982 \text{ mm}^2$$

$$\sigma := \frac{|F_{D10}|}{A_{\phi100}} = 151.463 \frac{N}{mm^2}$$

Jordskjelv LC32

$$M_{y.32min} := M_y + |M_{y32}| = (3.455 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{x.32min} := M_x + |M_{x32}| = (6.826 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{y.32min} := G_{tot} + P_{tot.32} + G_f \cdot 0.9 = (5.004 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$M_{y.32maks} := M_{gj.y} + |M_{y32}| = (3.645 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{x.32maks} := M_{gj.x} + |M_{x32}| = (6.9 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{y.32maks} := G_{j.tot} + P_{tot.32} + G_f \cdot 1.0 = (6.612 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$F_{D32} := \frac{N_{y.32min}}{4} - \frac{M_{x.32min}}{B'} - \frac{M_{y.32min}}{L'} = -960.013 \text{ kN} \quad \text{Strekk}$$

$$e_{y32} := \left| \frac{M_{x.32maks}}{N_{y.32maks}} \right| = 1.043 \text{ m}$$

$$e_{x32} := \left| \frac{M_{y.32maks}}{N_{y.32maks}} \right| = 0.551 \text{ m}$$

$$B_{0y32} := B - 2 e_{y32} = 3.913 \text{ m}$$

$$L_{0y32} := L - 2 e_{x32} = 7.747 \text{ m}$$

$$q_{v32} := \frac{N_{y.32maks}}{B_{0y32} \cdot L_{0y32}} = 218.111 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\tau_{32} := \frac{(V_{cb32} + V_{da32})}{B_{0y32} \cdot L_{0y32}} = -29.561 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Dimensjoner fundament

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

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

$$N_{Ed10} := N_{y.10min} = 4993 \text{ kN}$$

$$f_{yd} := \frac{500}{1.15} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 434.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Dimensjonerende flytespenning armering}$$

$$f_{cd} := \frac{0.85 \cdot 35}{1.5} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 19.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Dimensjonerende trykkspenning betong}$$

$$\sigma_{gd} := 500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Dimensjonerende trykkspenning sprengstein}$$

Benytter dimensjonerende grunntrykk til dimensjonering av fundament

$$c_{nom} := 40 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 50 \text{ mm}$$

Overdekning til fundament

$$d_{min} := \sqrt{\frac{M_{y,10min}}{0.275 \cdot f_{cd} \cdot B}} = 681.776 \text{ mm}$$

Prøver med $t = 1000 \text{ mm}$

$$d := t - c_{nom} - 20 \text{ mm} - 10 \text{ mm} = 920 \text{ mm}$$

d til armeringslaget som ligger øverst i nettet

$$M_{Ed} := \sigma_{gd} \cdot \frac{(1.5 \text{ m})^2}{2} = 562.5 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{Rdc} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot d^2 = 4616.4 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Betongtrykkapasitet

$$z_1 := \left(1 - 0.17 \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rdc}} \right) \right) = 0.979$$

$$z := \min(z_1, 0.95) = 0.95$$

$$A_s := \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z \cdot d} = 1480.3 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Totalt armeringsbehov per meter

Armering

$$A_{k25} := 12.5 \text{ mm} \cdot 12.5 \text{ mm} \cdot \pi = 490.874 \text{ mm}^2$$

$$n_{k25} := \frac{A_s}{A_{k25}} = 3.016 \frac{1}{\text{m}}$$

$$cc_{min} := \frac{1 \text{ m}}{n_{k25}} = 331.613 \text{ m} \cdot \text{mm}$$

$$A_{k20} := 10 \text{ mm} \cdot 10 \text{ mm} \cdot \pi = 314.159 \text{ mm}^2$$

$$n_{k20} := \frac{A_s}{A_{k20}} = 4.712 \frac{1}{\text{m}}$$

$$cc_{min} := \frac{1 \text{ m}}{n_{k20}} = 212.232 \text{ m} \cdot \text{mm}$$

Legger k20 c 200 # BS

$$A_s := A_{k20} \cdot \frac{1000}{200} = (1.571 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Skjærkapasitet til betong

$$V_{Ed} := \sigma_{gd} \cdot (1.5 \text{ m} - d) = 290 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Skjærkraft i senter sjakt}$$

$$K := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 1.466$$

$$V_{Rd.c.min} := 0.035 \cdot K^{\frac{3}{2}} \cdot \left(f_{ck} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{N}} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot d \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 338.223 \text{ m} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$C_{Rd.c} := 0.1$$

$$\rho_l := \frac{A_s}{1 \text{ m} \cdot d} = 0.002$$

$$V_{Rd.c1} := \left(C_{Rd.c} \cdot K \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{N}} \right)^{\frac{1}{3}} \right) 1000 \text{ mm} \cdot d \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 244.792 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.c} := \max(V_{Rd.c.min}, V_{Rd.c1}) = 338.223 \text{ kN}$$

Veggen trenger ikke skjærarmoring

Skjær mellom fundament og sprengstein

$$\mu := 0.8 \quad \text{Friksjonstall for sprengstein}$$

$$R := \mu \cdot G_{tot} = 3042.5 \text{ kN}$$

Gjennomlokking av strekkstag

$$V_{Ed} := |F_{D10}| = 1189.6 \text{ kN}$$

$$d_{ef} := d + 20 \frac{\text{mm}}{2} = 930 \text{ mm}$$

$$r := 50 \text{ mm}$$

$$A_{100} := r^2 \cdot \pi = 7854 \text{ mm}^2$$

$$\mu_0 := 2 \cdot r \cdot \pi = 314.2 \text{ mm}$$

$$C := 2 \cdot d + r = 1890 \text{ mm}$$

$$\beta_0 := 1.5$$

$$v_{Ed} := \frac{\beta_0 \cdot V_{Ed}}{\mu_0 \cdot d_{ef}} = 6.107 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \right) = 0.516$$

$$v_{Rd.maks} := 0.4 \cdot v \cdot f_{cd} = 4.094 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$v_{Ed} = 6.107 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} > v_{Rd.maks} = 4.094 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Istedenfor å øke tykkelsen til betongen gjøres det tiltak for å gi strekkstaget større anleggsflate. Dette kan for eksempel gjøres ved å støpe inn en tykk stålplate. Prøver med plate på $300 \times 300 \text{ mm}^2$

$$d_{ef} := d + \frac{16 \text{ mm}}{2} - 50 \text{ mm} - 10 \text{ mm} = 868 \text{ mm}$$

Kontrollsnitt 0

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

$$\mu_0 := 4 \cdot C = 1.2 \text{ m}$$

$$W_0 := \frac{C^2}{2} + C^2 = (1.35 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$\frac{C}{C} = 1 \quad \rightarrow \quad k := 0.6$$

$$\beta_0 := 1.5$$

$$v_{Ed} := \frac{\beta_0 \cdot V_{Ed}}{\mu_0 \cdot d_{ef}} = 1.713 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$$

$$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \frac{N}{mm^2}} \right) = 0.516$$

$$v_{Rd.maks} := 0.4 \cdot v \cdot f_{cd} = 4.094 \frac{N}{mm^2}$$

$$v_{Ed} = 1.713 \frac{N}{mm^2} < v_{Rd.maks} = 4.094 \frac{N}{mm^2}$$

Kontrollsnitt 1

$$\mu_1 := 4 \cdot C + 4 \cdot \pi \cdot d_{ef} = 12.108 \text{ m}$$

$$W_1 := \frac{C^2}{2} + C^2 + 4 \cdot C \cdot d_{ef} + 16 \cdot d_{ef}^2 + 2 \cdot \pi \cdot d_{ef} \cdot C = (1.487 \cdot 10^7) \text{ mm}^2$$

$$\beta_1 := 1.5 = 1.5$$

$$v_{Ed1} := \frac{\beta_1 \cdot V_{Ed}}{\mu_1 \cdot d_{ef}} = 0.17 \frac{N}{mm^2}$$

Kapasitet uten armering

$$K_2 := 0.15$$

$$C_{Rd.c} := \frac{K_2}{\gamma_c} = 0.1$$

$$\rho_{ly} := \frac{A_s}{1000 \text{ mm} \cdot d_{ef}} = 0.002$$

$$\rho_{lx} := \rho_{ly}$$

$$\rho_1 := \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} = 0.002$$

$$K := 1 + \sqrt{\frac{200}{\frac{d_{ef}}{mm}}} = 1.48$$

$$v_{Rd.c1} := C_{Rd.c} \cdot K \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \cdot \frac{mm^2}{N} \right)^{\frac{1}{3}} \frac{N}{mm^2} = 0.274 \frac{N}{mm^2}$$

$$v_{min1} := 0.035 \cdot K^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot \frac{mm^2}{N} \cdot \frac{N}{mm^2}} = 0.269 \frac{N}{mm^2}$$

$$v_{Rd.c1} := \max(v_{Rd.c1}, v_{min1}) = 0.274 \frac{N}{mm^2}$$

$$v_{Ed1} = 0.17 \frac{N}{mm^2} < v_{Rd.c1} = 0.274 \frac{N}{mm^2}$$

Det må ikke skjærarmeres i fundamentet under sjakten

4.13 Sjakt BT-snitt

Sjakt 4, LC32 stek akse

Titel			Side 1
Prosjekt Bachelor	Ordre Bachelor	Sign Nickla	Dato 08-04-2022

Dataprogram: BTSNITT versjon 7.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

Tverrsnitt				
	b	200	mm	
	b1	650	mm	
	b2	650	mm	
	h	5850	mm	
	t1	200	mm	
	t2	200	mm	
	t3	0	mm	
	t4	0	mm	
	Zt	2925	mm	
	Yt	0	mm	
	Areal	1,69E+06	mm ²	
	Iy	7,01E+12	mm ⁴	
	Iz	1,16E+11	mm ⁴	
	Maks. bøyleavstand: 300 mm			
Spesielle krav: endesoner og seismisk				
Se NS-EN 1992-1-1 9.5.3 og NA.9.5.3(3)				
bøylearmering d12				

Armeringsdata				
Kant	Lag nr	Kantavst.	Slakkarmering	Spennarmering
ok	1	63	5d 20	
ok	2	137	5d 20	
ok	3	330	2d 20	
ok	4	530	2d 20	
ok	5	575	2d 20	
uk	1	63	5d 20	
uk	2	137	5d 20	
uk	3	330	2d 20	
uk	4	530	2d 20	
uk	5	575	2d 20	

Tittel			Side 2
Prosjekt Bachelor	Ordre Bachelor	Sign Nickla	Dato 08-04-2022

Materialdata			
Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Eksponeeringsklasse	XC3
Materialfaktor betong	1,20	Lite korrosjonsømfintlig armering	
Materialfaktor stål	1,00	Dimensjonerende levetid 50 år	
Betongkvalitet	B35 (C 35/45)		
Densitet kg/m ³	2400	Minimum overdekning	
Sement i fasthetsklasse	N	Min. krav	25
Armering flytegrense	500	Toleranse	10
Skjærarmoring flytegrense	500	Min. nominell overdekning	35
Relativ fuktighet	40%		
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28		
Effektiv høyde, h ₀ (NS-EN 1992-1-1 (B.6))	188		
NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt (1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D>=16mm. 2.Det grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde. 3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)			
Korttids Emodul, E _{cm}	34100	Kryptall, FI 0_28	1,74
Trykkfasthet, f _{cd}	24,8	Kryptall, FI 28_5000	2,23
Middelverdi av strekkfasthet, f _{ctm}	3,21	Svinntøyning, 0_28	-,00013
Strekkfasthet, f _{ctd}	1,59	Svinntøyning, 28_25000	-,00035

Pålitelighetsklasse: 3					
Lastfaktorer	Bruksgrense	Risskontroll	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor: Kategori C - Forsamlingslokale Krav maks.nedbøyning: Alminnelige bruks-/estetiske krav
Permanent last (G)	1,10	1,10	1,00	1,00	
Variabel last (P)	0,65	0,65	1,00	1,00	

Snittkrefter. Lasttilfelle nr 1			
Permanent last		Variabel last	
Mg_Y	0,0 kNm	Mp_Y	9261,0 kNm
Ng	0,0 kN	Np	0,0 kN

Snittkrefter. Lasttilfelle nr 2			
Permanent last		Variabel last	
Mg_Y	0,0 kNm	Mp_Y	1908,7 kNm
Ng	0,0 kN	Np	0,0 kN

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Mg_Y,Mp_Y gir strekk i ok

Dimensjonerende snittkrefter
Momentkontroll: Programmet regner ikke med ekstra momentbidrag fra skjærkraften (NS-EN 1992 6.2.3(7))

Tittel			Side 3
Prosjekt Bachelor	Ordre Bachelor	Sign Nickla	Dato 08-04-2022

Momentkontroll. Lasttilfelle nr 1		Skjærkontroll. Lasttilfelle nr 1		Risskontroll. Lasttilfelle nr 1	
N+Nsp+tap	0,0	Vgamma (kN)	1047,0	N (kN)	0,0
M+Msp+tap	9261,0	Vredusert (kN)	800,0	M (kNm)	6019,6
M/Md	0,66	Vccd Trykkbr.	6317,8	Min. overdekning	35
toyning i ok	,00176	Vcd (uarmert).	500,7	Overdekning (mm)	36
toyning i uk	-,00024	Stat.nodv(mm2/m)	257	Største rissavstand (mm)	442
SigmaC i ok	0,00	Min.arm. (mm2/m)	237	Beregnet rissvidde(mm)	0,288
SigmaC i uk	-4,95	Maks boyleavstand	500	tillatt rissvidde	0,390
SigmaS i ok					

Merk! Bjelkehøyde > 1000 mm. Krav til langsgående overflatearming (NS-EN 1992.1.1 NA.9.7(1)).

Momentkontroll. Lasttilfelle nr 2		Skjærkontroll. Lasttilfelle nr 2		Risskontroll. Lasttilfelle nr 2	
N+Nsp+tap	0,0	Vgamma (kN)	546,9	N (kN)	0,0
M+Msp+tap	1908,7	Vredusert (kN)	400,0	M (kNm)	1240,7
M/Md	0,14	Vccd Trykkbr.	6317,8	Min. overdekning	35
toyning i ok	,00036	Vcd (uarmert).	500,7	Overdekning (mm)	36
toyning i uk	-,00005	Stat.nodv(mm2/m)	0	Største rissavstand (mm)	
SigmaC i ok	0,00	Min.arm. (mm2/m)	237	Beregnet rissvidde(mm)	0,000
SigmaC i uk	-1,09	Maks boyleavstand	500	tillatt rissvidde	0,390
SigmaS i ok					

Merk! Bjelkehøyde > 1000 mm. Krav til langsgående overflatearming (NS-EN 1992.1.1 NA.9.7(1)).

Tittel			Side 1
Prosjekt Bachelor	Ordre Bachelor	Sign Nickla	Dato 08-04-2022

Dataprogram: BTSNITT versjon 7.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
 Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

<p>Tverrsnitt</p>	b	200	mm
	b1	1213	mm
	b2	1213	mm
	h	3000	mm
	t1	200	mm
	t2	200	mm
	t3	0	mm
	t4	0	mm
	Zt	1500	mm
	Yt	0	mm
	Areal	1,57E+06	mm ²
	Iy	2,44E+12	mm ⁴
	Iz	6,05E+11	mm ⁴
	Maks. bøyleavstand: 300 mm		
	Spesielle krav: endesoner og seismisk Se NS-EN 1992-1-1 9.5.3 og NA.9.5.3(3) bøylearmering d12		

Armeringsdata				
Kant	Lag nr	Kantavst.	Slakkarmering	Spennarmering
ok	1	63	5d 20	
ok	2	137	5d 20	
ok	3	330	2d 20	
ok	4	530	2d 20	
ok	5	730	2d 20	
uk	1	63	5d 20	
uk	2	137	5d 20	
uk	3	330	2d 20	
uk	4	530	2d 20	
uk	5	575	2d 20	

Tittel			Side 2
Prosjekt Bachelor	Ordre Bachelor	Sign Nickla	Dato 08-04-2022

Materialdata			
Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Eksponeringsklasse	XC3
Materialfaktor betong	1,20	Lite korrosjonsømfintlig armering	
Materialfaktor stål	1,00	Dimensjonerende levetid 50 år	
Betongkvalitet	B35 (C 35/45)		
Densitet kg/m ³	2400	Minimum overdekning	
Sement i fasthetsklasse	N	Min. krav	25
Armering flytegrense	500	Toleranse	10
Skjærarmoring flytegrense	500	Min. nominell overdekning	35
Relativ fuktighet	40%		
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28		
Effektiv høyde, h ₀ (NS-EN 1992-1-1 (B.6))	201		
NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt (1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D>=16mm. 2.Det grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde. 3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)			
Korttids Emodul, E _{cm}	34100	Kryptall, FI 0_28	1,70
Trykkfasthet, f _{cd}	24,8	Kryptall, FI 28_5000	2,20
Middelverdi av strekkfasthet, f _{ctm}	3,21	Svinntøyning, 0_28	-,00012
Strekkfasthet, f _{ctd}	1,59	Svinntøyning, 28_25000	-,00035

Pålitelighetsklasse: 3					
Lastfaktorer	Bruksgrense	Risskontroll	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor: Kategori C - Forsamlingslokale Krav maks.nedbøyning: Alminnelige bruks-/estetiske krav
Permanent last (G)	1,10	1,10	1,00	1,00	
Variabel last (P)	0,65	0,65	1,00	1,00	

Snittkrefter. Lasttilfelle nr 1			
Permanent last		Variabel last	
M _{g_Y}	0,0 kNm	M _{p_Y}	1483,0 kNm
N _g	0,0 kN	N _p	0,0 kN

Snittkrefter. Lasttilfelle nr 2			
Permanent last		Variabel last	
M _{g_Y}	0,0 kNm	M _{p_Y}	4173,0 kNm
N _g	0,0 kN	N _p	0,0 kN

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv M_{g_Y},M_{p_Y} gir strekk i ok

Dimensjonerende snittkrefter
Momentkontroll: Programmet regner ikke med ekstra momentbidrag fra skjærkraften (NS-EN 1992 6.2.3(7))

Tittel			Side 3
Prosjekt Bachelor	Ordre Bachelor	Sign Nickla	Dato 08-04-2022

Momentkontroll. Lasttilfelle nr 1		Skjærkontroll. Lasttilfelle nr 1		Risskontroll. Lasttilfelle nr 1	
N+Nsp+tap	0,0	Vgamma (kN)	272,3	N (kN)	0,0
M+Msp+tap	1483,0	Vredusert (kN)	200,0	M (kNm)	964,0
M/Md	0,21	Vccd Trykkbr.	3085,3	Min. overdekning	35
tøyning i ok	,00061	Vcd (uarmert).	331,7	Overdekning (mm)	36
tøyning i uk	-,00006	Stat.nødv(mm ² /m)	0	Største rissavstand (mm)	
SigmaC i ok	0,00	Min.arm. (mm ² /m)	237	Beregnet rissvidde(mm)	0,000
SigmaC i uk	-1,17	Maks bøyleavstand	500	tillatt rissvidde	0,390
SigmaS i ok					

Merk! Bjelkehøyde > 1000 mm. Krav til langsgående overflatearming (NS-EN 1992.1.1 NA.9.7(1)).

Momentkontroll. Lasttilfelle nr 2		Skjærkontroll. Lasttilfelle nr 2		Risskontroll. Lasttilfelle nr 2	
N+Nsp+tap	0,0	Vgamma (kN)	854,1	N (kN)	0,0
M+Msp+tap	4173,0	Vredusert (kN)	600,0	M (kNm)	2712,4
M/Md	0,60	Vccd Trykkbr.	3085,3	Min. overdekning	35
tøyning i ok	,00171	Vcd (uarmert).	331,7	Overdekning (mm)	36
tøyning i uk	-,00018	Stat.nødv(mm ² /m)	394	Største rissavstand (mm)	629
SigmaC i ok	0,00	Min.arm. (mm ² /m)	237	Beregnet rissvidde(mm)	0,379
SigmaC i uk	-3,27	Maks bøyleavstand	500	tillatt rissvidde	0,390
SigmaS i ok					

Merk! Bjelkehøyde > 1000 mm. Krav til langsgående overflatearming (NS-EN 1992.1.1 NA.9.7(1)).

4.14 Strekkbånd

Stål S355

$$f_y := 355 \frac{N}{mm^2} \quad \varepsilon := 0.81 \quad E := 210000 \frac{N}{mm^2} \quad f_u := 490 \frac{N}{mm^2}$$
$$\gamma_{m0} := 1.05 \quad \gamma_{m1} := 1.05 \quad \gamma_{m2} := 1.25 \quad f_{yd} := \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 338.1 \frac{N}{mm^2}$$

Bolter 8,8

$$f_{yb} := 640 \frac{N}{mm^2} \quad f_{ub} := 800 \frac{N}{mm^2}$$

Strekraft

$$N_{Ed} := 120 \text{ kN}$$

Forhåndsdimensjonering

$$A_{min} := \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = 354.9 \text{ mm}^2$$

Dimensjoner

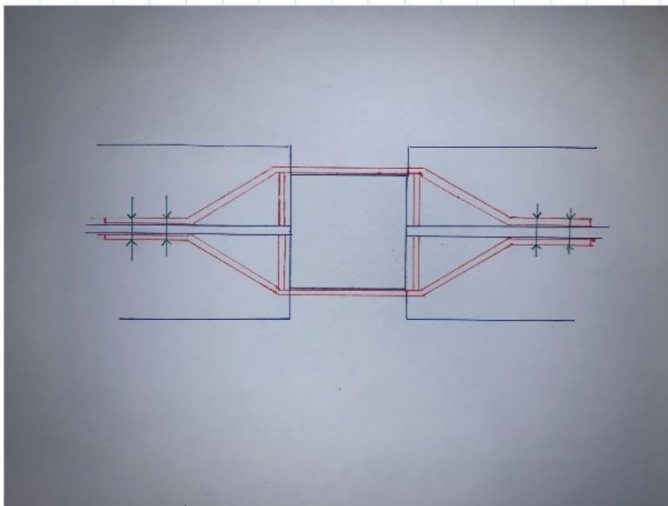
$$t := 6 \text{ mm}$$

$$h := 100 \text{ mm}$$

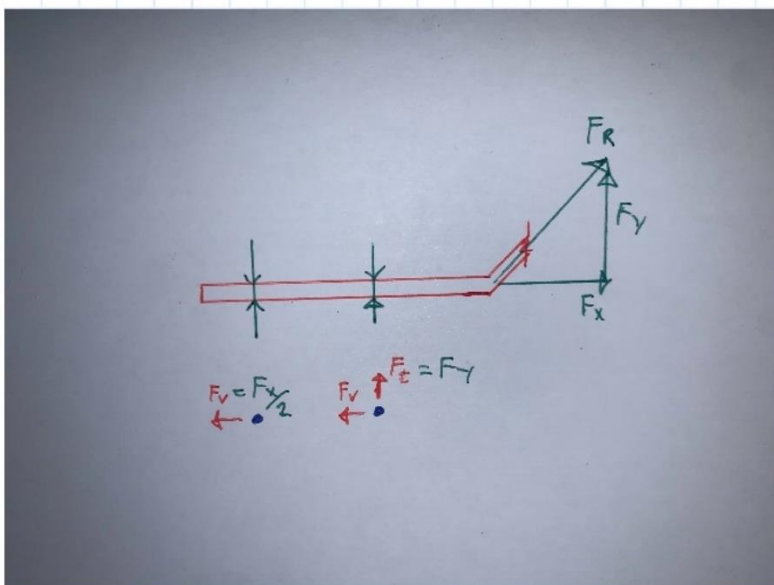
$$A := t \cdot h = 600 \text{ mm}^2$$

Strekkapasitet

$$N_{Rd} := A \cdot f_{yd} = 202.9 \text{ kN}$$



Strekkbåndene må bøyes rundt søylene. De vil derfor få en større strekkraft på grunn av en ekstra kraftkomponent, se figur under.



$$y := \frac{(200 \text{ mm} - 9.5 \text{ mm})}{2} = 95.25 \text{ mm}$$

Avstand til ytterkant søyle

$$x := 150 \text{ mm}$$

Avstand fra bøy til stiver, se figur over

$$n := 2$$

Antall strekkbånd per søyle. En på hver side.

$$F_x := \frac{N_{Ed}}{n} = 60 \text{ kN}$$

Kraft x-retning per strekkbånd, en per side

$$F_y := \frac{y \cdot F_x}{x} = 38.1 \text{ kN}$$

Ekstra kraftkomponent i y-retning

$$F_R := \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 71.1 \text{ kN}$$

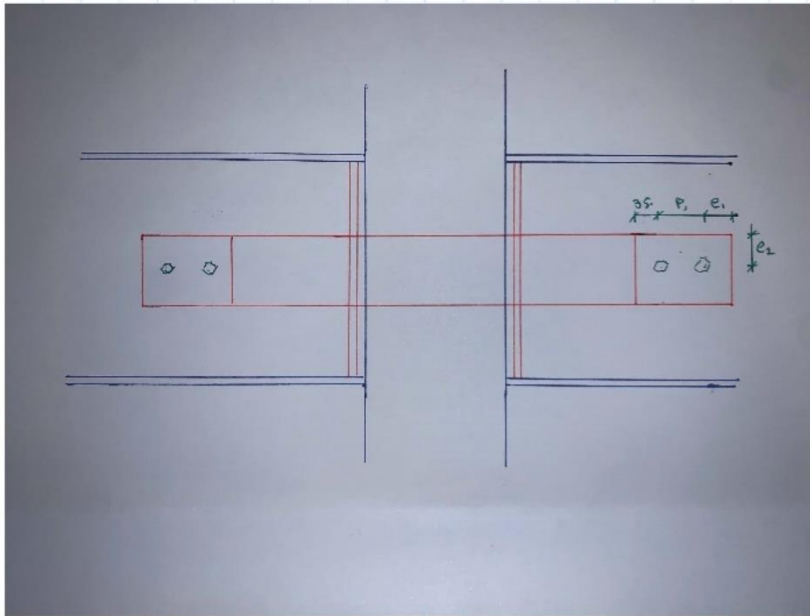
<

$$N_{Rd} = 202.9 \text{ kN}$$

F_y vil være lik ekstrakraften som vil komme inn på stiverne. Denne kraften må også kunne tas som strekk av boltene

Bolter M20

EC3-8, tab.3.4



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

$$d_0 := d + 2 \text{ mm} = 22 \text{ mm}$$

$$A_s := 245 \text{ mm}^2$$

Kantavstander

$$e_{1.min} := 1.2 \cdot d_0 = 26.4 \text{ mm}$$

$$e_2 := \frac{h - d_0}{2} = 39 \text{ mm}$$

>

$$e_{2.min} := 1.2 \cdot d_0 = 26.4 \text{ mm}$$

$$p_{1.min} := 2.2 \cdot d_0 = 48.4 \text{ mm}$$

Benytter

$$e_1 := 30 \text{ mm}$$

$$p_1 := 50 \text{ mm}$$

Prøver med $n=2$ bolter. Fremste bolt tar all strekk, begge tar avskjæring.

$$n_{bolt} := 2$$

$$F_v := \frac{F_x}{n_{bolt}} = 30 \text{ kN}$$

Avskjæringskraft

$$F_t := \left(F_y + F_y \cdot \frac{e_1}{p_1} \right) \cdot n = 121.92 \text{ kN}$$

Strekraft

Avskjæring

$$\alpha_v := 0.6$$

$$8.8$$

$$F_{v.Rd} := \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{m2}} = 94.08 \text{ kN} > F_{v.Ed} := \frac{F_x}{n} = 30 \text{ kN}$$

Hullkanttrykk

$$\alpha_d := \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}\right) = 0.455$$

$$\alpha_b := \min\left(\alpha_d, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1.0\right) = 0.455$$

$$k_1 := \min\left(2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.5$$

Steg

$$F_{b.Rd.w} := \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot 9.5 \text{ mm}}{\gamma_{m2}} = 84.636 \text{ kN} > F_{b.Ed} := \frac{N_{Ed}}{n_{bolt}} = 60 \text{ kN}$$

Strekkbånd

$$F_{b.Rd.l} := \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m2}} = 53.455 \text{ kN} > \frac{F_x}{n_{bolt}} = 30 \text{ kN}$$

Strekkrapasitet

$$k_2 := 0.9$$

$$F_{t.Rd} := \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{m2}} = 141.12 \text{ kN} > F_{t.Ed} := F_t = 121.92 \text{ kN}$$

Kombinert avskjæring og strekk

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{b.Rd.w}} + \frac{F_{t.Ed}}{1.4 \cdot F_{t.Rd}} = 0.972$$

Strekkbånd hatteprofil

$$N_{hatt} := 83.6 \text{ kN}$$

Strekraft

$$A_{min} := \frac{N_{hatt}}{f_{yd} \cdot 2} = 123.634 \text{ mm}^2$$

Areal på strekkbånd

$$b_h := 50 \text{ mm}$$

Bredde

$$h_h := 6 \text{ mm}$$

Tykkelse

$$A_h := b_h \cdot h_h = 300 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal

Bolt M16

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

$$d_0 := d + 2 \text{ mm} = 18 \text{ mm}$$

$$A_s := 115 \text{ mm}^2$$

Kantavstander

$$e_{1.min} := 1.2 \cdot d_0 = 21.6 \text{ mm}$$

$$e_2 := \frac{b_h}{2} = 25 \text{ mm}$$

>

$$e_{2.min} := 1.2 \cdot d_0 = 21.6 \text{ mm}$$

$$p_{1.min} := 2.2 \cdot d_0 = 39.6 \text{ mm}$$

Benytter

$$e_1 := 30 \text{ mm}$$

$$p_1 := 50 \text{ mm}$$

Prøver med $n=1$ bolter. Fremste bolt tar all strekk, begge tar avskjæring.

$$n_{bolt} := 1$$

$$F_v := \frac{N_{hatt}}{n_{bolt} \cdot 2} = 41.8 \text{ kN}$$

En strekkforbindelse på hver underflens

Avskjæring

$$\alpha_v := 0.6$$

8.8

$$F_{v.Rd} := \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{m2}} = 44.16 \text{ kN}$$

>

$$F_{v.Ed} := \frac{N_{hatt}}{2} = 41.8 \text{ kN}$$

Hullkanttrykk

$$\alpha_d := \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}\right) = 0.556$$

$$\alpha_b := \min\left(\alpha_d, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1.0\right) = 0.556$$

$$k_1 := \min\left(2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.189$$

Underflens

$$F_{b.Rd.w} := \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot 18 \text{ mm}}{\gamma_{m2}} = 137.287 \text{ kN} > F_{b.Ed} := \frac{N_{hatt}}{2} = 41.8 \text{ kN}$$

Strekkbånd

$$F_{b.Rd.l} := \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot h_n}{\gamma_{m2}} = 45.762 \text{ kN} > \frac{N_{hatt}}{2} = 41.8 \text{ kN}$$

Betongspenning - konservativ

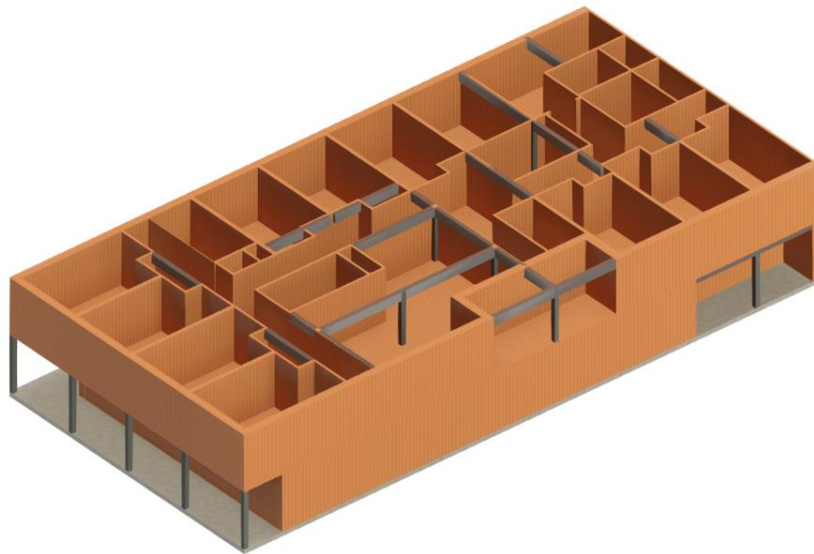
$$d := 9.55 \text{ m} \cdot \frac{2}{3} = 6.367 \text{ m}$$

$$t_{rest} := 75 \text{ mm}$$

$$\frac{N_{Ed}}{t_{rest} \cdot 2 \text{ m}} = 0.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

5. Trekonstruksjon

5.1 Figurer



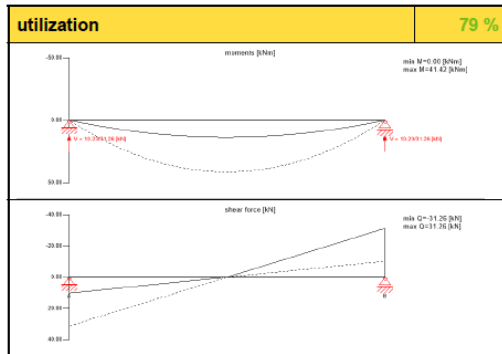
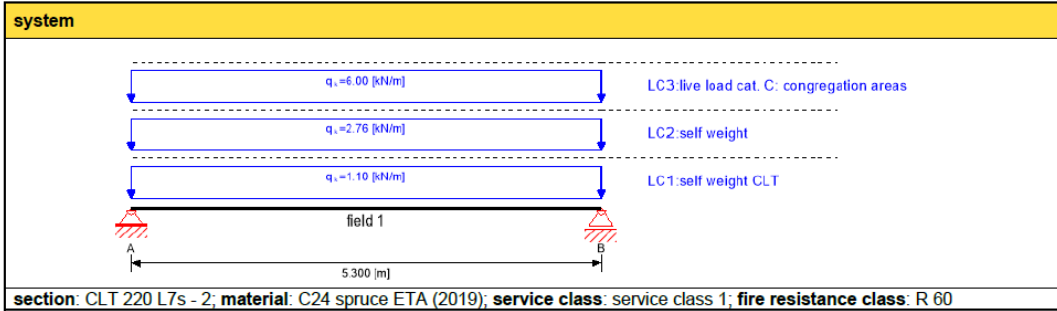
Figur 4. Bæresystem i 2. - 4. etasje

5.2 Dekker Calculatis

Høgskulen på Vestlandet
Aleksander Skaatun

project
element
Midtbygda sykehjem
Oppholdsrom

Engineer AS page
Checker date
1/2
24.05.2022



flexural stress analysis 30 %

$M_{y,d}$	41.42 kNm	$f_{m,k}$	24.00 N/mm ²
$M_{z,d}$	0.00 kNm	$f_{m,k,z}$	24.00 N/mm ²
$N_{t,d}$	0.00 kN	$f_{t,0,k}$	0.00 N/mm ²
$\sigma_{t,d}$	0.00 N/mm ²	$f_{t,0,d}$	10.08 N/mm ²
$\sigma_{m,y,d}$	-5.63 N/mm ²	$f_{m,y,d}$	19.01 N/mm ²
$\sigma_{m,z,d}$	0.00 N/mm ²	$f_{m,z,d}$	0.00 N/mm ² ✓

shear stress analysis 7 %

V_d	- kN	$f_{v,k}$	4.00 N/mm ²
	31.26		
$T_{v,d}$	0.19 N/mm ²	$f_{v,d}$	2.88 N/mm ² ✓

rolling shear analysis 22 %

V_d	-31.26 kN	$f_{r,k}$	1.15 N/mm ²
$T_{r,d}$	0.19 N/mm ²	$f_{r,d}$	0.83 N/mm ² ✓

flexural stress analysis fire 38 %

$M_{y,d}$	26.19 kNm	$f_{m,k}$	24.00 N/mm ²
$M_{z,d}$	0.00 kNm	$f_{m,k,z}$	24.00 N/mm ²
$N_{t,d}$	0.00 kN	$f_{t,0,k}$	0.00 N/mm ²
$\sigma_{t,d}$	0.00 N/mm ²	$f_{t,0,d}$	16.10 N/mm ²
$\sigma_{m,y,d}$	11.43 N/mm ²	$f_{m,y,d}$	30.36 N/mm ²
$\sigma_{m,z,d}$	0.00 N/mm ²	$f_{m,z,d}$	0.00 N/mm ² ✓

shear stress analysis fire 4 %

V_d	- kN	$f_{v,k}$	4.00 N/mm ²
	19.77		
$T_{v,d}$	0.19 N/mm ²	$f_{v,d}$	4.60 N/mm ² ✓

rolling shear analysis fire 15 %

V_d	-19.77 kN	$f_{r,k}$	1.15 N/mm ²
$T_{r,d}$	0.19 N/mm ²	$f_{r,d}$	1.32 N/mm ² ✓

$w_{inst} = w[char]$

field	K_{def}	limit	w_{limit}	$w_{calc.}$	ratio
		[-]	[mm]	[mm]	
1	0.8	L/300	17.7	12.4	70 %

$w_{fin} = w[char] + w[q.p.] \cdot k_{def}$

field	K_{def}	limit	w_{limit}	$w_{calc.}$	ratio
		[-]	[mm]	[mm]	
1	0.8	L/150	35.3	19.9	56 %

$w_{net,fin} = w[q.p.] + w[q.p.] \cdot k_{def}$

field	K_{def}	limit	w_{limit}	$w_{calc.}$	ratio
		[-]	[mm]	[mm]	
1	0.8	L/250	21.2	16.8	79 %

vibration analysis

critereon	calc.	cl. I	cl. II	cl. I	cl. II
frequency min	8.788	4.5	4.5	✓	✓
frequency	8.788	8.0	6.0	✓	✓
acceleration	0.167	0.05	0.1	*	*
stiffness	0.133	0.25	0.5	✓	✓



© 2022 - Calculatis by Stora Enso - Version 4.05.0

Any use of results of the software is only allowed, if the results have been verified and approved regarding completeness and correctness by a project structural/building physics engineer. For more information see the Terms of Use.

support reaction			
load case category	k_{mod}	A_v	B_v
		[kN]	
self weight CLT	0.6	2.91	2.91
		2.91	2.91
self weight	0.6	7.31	7.31
		7.31	7.31
live load cat. C: congregation areas	0.9	15.90	15.90
		0.00	0.00

Disclaimer

The software was created to assist engineers in their daily business. The software is an engineering software that is dealing with a very complex matter of structural analysis and building physics analysis. Therefore, this software shall only be operated by skilled, experienced engineers, with a deep understanding of structural engineering and building physics related to timber structures. The user of the software is obliged to check all input values, no matter if they were given by the user or given by default by the software and all results for plausibility.

The use of the results of the software should not be relied upon as the basis for any decision or action. Any use of results of the software is only allowed, if the results have been verified and approved regarding completeness and correctness by a project structural/building physics engineer. The user has the possibility to make print-outs from the software. Any modification of those are not allowed.

Stora Enso Wood Products GmbH does not assume any warranty regarding the software. The software has been developed with utmost diligence, nevertheless Stora Enso Wood Products GmbH, neither expressly nor implicitly, provides any warranty in terms of accuracy, validity, timeliness and completeness of information and data created by the software. Stora Enso Wood Products GmbH does also not assume any warranty for the general usability of the software, its suitability for a special purpose or for the compatibility of the software with the ones of third party producers or providers.

Stora Enso Wood Products GmbH is only liable for damages caused by gross negligence or intent through Stora Enso Wood Products GmbH; the liability for slight negligence is excluded. This does not apply to personal injury. Under the aforementioned conditions Stora Enso Wood Products GmbH is as well not liable for operational failures or the loss of programs and/or data of the user's data processing system.

Applicable Law: These terms of use shall be governed by the laws of Austria excluding however any conflict of laws rules and any laws regarding the Convention of the International Sale of Goods (CISG).



5.3 Skjæranalogimetoden

Skjæranalogimetoden (schubanalogieverfahren)

Oppholdsrom, CLT 220 L7s - 2

Bruker C24 for alle lag

$$E_0 := 11000 \frac{N}{mm^2} \quad \text{E-modul for sjikt i spennretningen}$$

$$E_{90} := 370 \frac{N}{mm^2} \quad \text{E-modul for sjikt normalt på spennretningen}$$

$$L := 5.3 \text{ m} \quad \text{Spennlengde}$$

Laster

$$p_k := 5 \frac{kN}{m} \quad g_k := 1.1 \frac{kN}{m} \quad g_{ekstra} := 2.5 \frac{kN}{m}$$

Moment i dekke

$$q_f := p_k \cdot 1.5 + (g_k + g_{ekstra}) \cdot 1.2 = 11.82 \frac{kN}{m}$$

$$M := \frac{(q_f \cdot L^2)}{8} = 41.503 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

To bjelker stivt forbundet

Bjelke A - Stivhetsledd

$$t_1 := 60 \text{ mm} \quad t_2 := 30 \text{ mm} \quad t_3 := 40 \text{ mm} \quad b := 1000 \text{ mm}$$

$$EI_a := \frac{b}{12} \cdot (E_0 \cdot t_1^3 \cdot 2 + E_{90} \cdot t_2^3 \cdot 2 + E_0 \cdot t_3^3) = (4.563 \cdot 10^{11}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Bjelke B - Arealledd

$$z_1 := \left(\frac{220}{2} - 30 \right) \cdot \text{mm} = 80 \text{ mm} \quad z_2 := \left(\frac{220}{2} - 60 - \frac{30}{2} \right) \cdot \text{mm} = 35 \text{ mm} \quad z_3 := 0$$

$$EI_b := b \cdot (2 \cdot E_0 \cdot t_1 \cdot z_1^2 + 2 \cdot E_{90} \cdot t_2 \cdot z_2^2) = (8.475 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Totalt treghetsmoment

$$EI_{eff} := EI_a + EI_b = (8.932 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Fordeler moment til bjelke A og B

$$M_A := \frac{EI_a}{EI_{eff}} \cdot M = 2.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_B := \frac{EI_b}{EI_{eff}} \cdot M = 39.382 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Spenning i de ytterste lamellene

Lokalt moment i ytterste sjikt

$$M_1 := \frac{\left(E_0 \cdot \frac{1}{12} \cdot b \cdot t_1^3 \right)}{EI_a} \cdot M_A = 0.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$w := \frac{1}{6} \cdot b \cdot t_1^2 = (6 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^3$$

$$\sigma_{M1} := \frac{M_1}{w} = 1.533 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Lokal aksialkraft i ytterste sjikt

$$N_1 := \frac{(E_0 \cdot b \cdot t_1 \cdot z_1)}{EI_b} \cdot M_B = 245.351 \text{ kN}$$

$$\sigma_{N1} := \frac{N_1}{b \cdot t_1} = 4.089 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Total spenning ytterst

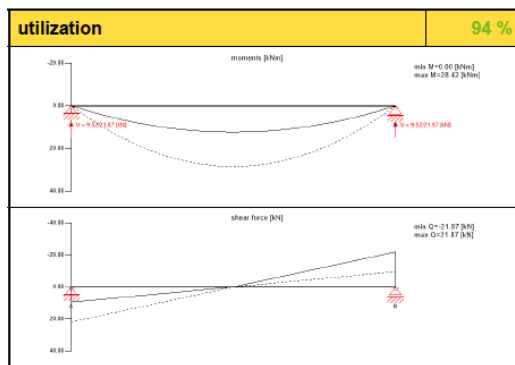
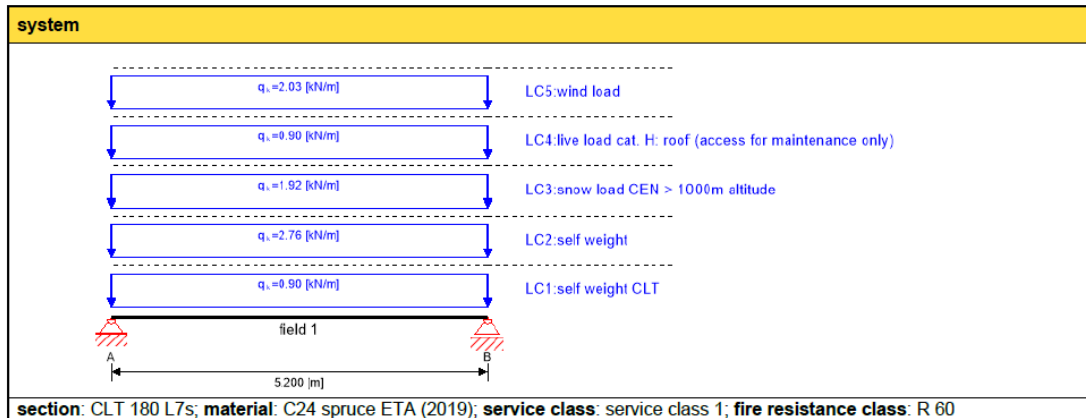
$$\sigma_{max} := \sigma_{M1} + \sigma_{N1} = 5.623 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

5.4 Tak Calculatis

Høgskulen på Vestlandet
Aleksander Skaatun

project element
Midtbygda sykehjem
Tak

Engineer AS page 1/2
Checker date 24.05.2022



flexural stress analysis 35 %

$M_{y,d} = 28.42$ kNm	$f_{m,k} = 24.00$ N/mm ²
$M_{z,d} = 0.00$ kNm	$f_{m,k,z} = 24.00$ N/mm ²
$N_{t,d} = 0.00$ kN	$f_{t,0,k} = 0.00$ N/mm ²
$\sigma_{t,d} = 0.00$ N/mm ²	$f_{t,0,d} = 10.08$ N/mm ²
$\sigma_{m,y,d} = 6.66$ N/mm ²	$f_{m,y,d} = 19.01$ N/mm ²
$\sigma_{m,z,d} = 0.00$ N/mm ² <	$f_{m,z,d} = 0.00$ N/mm ² ✓

shear stress analysis 6 %

$V_d = -$ kN	$f_{v,k} = 4.00$ N/mm ²
$T_{v,d} = 0.17$ N/mm ² <	$f_{v,d} = 2.88$ N/mm ² ✓

rolling shear analysis 19 %

$V_d = -21.87$ kN	$f_{r,k} = 1.25$ N/mm ²
$T_{r,d} = 0.17$ N/mm ² <	$f_{r,d} = 0.90$ N/mm ² ✓

flexural stress analysis fire 21 %

$M_{y,d} = 13.67$ kNm	$f_{m,k} = 24.00$ N/mm ²
$M_{z,d} = 0.00$ kNm	$f_{m,k,z} = 24.00$ N/mm ²
$N_{t,d} = 0.00$ kN	$f_{t,0,k} = 0.00$ N/mm ²
$\sigma_{t,d} = 0.00$ N/mm ²	$f_{t,0,d} = 16.10$ N/mm ²
$\sigma_{m,y,d} = 6.40$ N/mm ²	$f_{m,y,d} = 30.36$ N/mm ²
$\sigma_{m,z,d} = 0.00$ N/mm ² <	$f_{m,z,d} = 0.00$ N/mm ² ✓

shear stress analysis fire 2 %

$V_d = -$ kN	$f_{v,k} = 4.00$ N/mm ²
$T_{v,d} = 0.11$ N/mm ² <	$f_{v,d} = 4.60$ N/mm ² ✓

rolling shear analysis fire 7 %

$V_d = -10.51$ kN	$f_{r,k} = 1.25$ N/mm ²
$T_{r,d} = 0.11$ N/mm ² <	$f_{r,d} = 1.44$ N/mm ² ✓

w_{inst} = w[char]

field	K _{def}	limit	W _{limit}	W _{calc.}	ratio
		[-]	[mm]	[mm]	
1	0.8	L/300	17.3	16.4	94 %

w_{fin} = w[char] + w[q.p.] * k_{def}

field	K _{def}	limit	W _{limit}	W _{calc.}	ratio
		[-]	[mm]	[mm]	
1	0.8	L/150	34.7	23.8	69 %

w_{net,fin} = w[q.p.] + w[q.p.] * k_{def}

field	K _{def}	limit	W _{limit}	W _{calc.}	ratio
		[-]	[mm]	[mm]	
1	0.8	L/250	20.8	16.7	80 %



support reaction			
load case category	k_{mod}	A_v	B_v
		[kN]	
self weight CLT	0.6	2.34	2.34
		2.34	2.34
self weight	0.6	7.18	7.18
		7.18	7.18
snow load CEN > 1000m altitude	0.8	4.99	4.99
		0.00	0.00
live load cat. H: roof (access for maintenance only)	0.9	2.34	2.34
		0.00	0.00
wind load	0.9	5.27	5.27
		0.00	0.00

Disclaimer

The software was created to assist engineers in their daily business. The software is an engineering software that is dealing with a very complex matter of structural analysis and building physics analysis. Therefore, this software shall only be operated by skilled, experienced engineers, with a deep understanding of structural engineering and building physics related to timber structures. The user of the software is obliged to check all input values, no matter if they were given by the user or given by default by the software and all results for plausibility.

The use of the results of the software should not be relied upon as the basis for any decision or action. Any use of results of the software is only allowed, if the results have been verified and approved regarding completeness and correctness by a project structural/building physics engineer. The user has the possibility to make print-outs from the software. Any modification of those are not allowed.

Stora Enso Wood Products GmbH does not assume any warranty regarding the software. The software has been developed with utmost diligence, nevertheless Stora Enso Wood Products GmbH, neither expressly nor implicitly, provides any warranty in terms of accuracy, validity, timeliness and completeness of information and data created by the software. Stora Enso Wood Products GmbH does also not assume any warranty for the general usability of the software, its suitability for a special purpose or for the compatibility of the software with the ones of third party producers or providers.

Stora Enso Wood Products GmbH is only liable for damages caused by gross negligence or intent through Stora Enso Wood Products GmbH; the liability for slight negligence is excluded. This does not apply to personal injury. Under the aforementioned conditions Stora Enso Wood Products GmbH is as well not liable for operational failures or the loss of programs and/or data of the user's data processing system.

Applicable Law: These terms of use shall be governed by the laws of Austria excluding however any conflict of laws rules and any laws regarding the Convention of the International Sale of Goods (CISG).



5.5 Bjelke B.7.1

Limtrebjelke

GL30c Materialdata

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

Karakteristisk bøyesspenning

$$f_{t0k} := 19.5 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk strekkspenning

$$f_{c0k} := 24.5 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk trykkspenning i fiberretningen

$$f_{c90k} := 2.5 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk trykkspenning normalt på fiberretningen

$$f_{vgk} := 3.5 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk skjærspenning

$$E_{mean} := 13000 \frac{N}{mm^2}$$

Gjennomsnittlig E-modul

$$E_{005} := 10800 \frac{N}{mm^2}$$

5% fraktil av E-modul

$$\gamma_{gk} := 390 \frac{kg}{m^3}$$

Karakteristisk tyngdetetthet

$$\gamma_m := 1.15$$

Bjelke

$$L := 6.6 \text{ m}$$

$$b := 198 \text{ mm}$$

$$h := 16 \cdot 45 \text{ mm} = 720 \text{ mm}$$

$$L_b := 4.8 \text{ m}$$

$$W := \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = (1.711 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

$$A := b \cdot h = (1.426 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Laster

$$p_k := 5 \frac{kN}{m^2} \cdot L_b = 24 \frac{kN}{m}$$

$$g_k := 1.1 \frac{kN}{m^2} \cdot L_b = 5.28 \frac{kN}{m}$$

$$g_{ekstra} := 2.5 \frac{kN}{m^2} \cdot L_b = 12 \frac{kN}{m}$$

$$g_{bjelke} := 3.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.198 \text{ m} \cdot 0.675 \text{ m} = 0.521 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{total} := g_k + g_{ekstra} + g_{bjelke} = 17.801 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Momenter

$$M_g := \frac{(g_{total} \cdot L^2)}{8} = 96.928 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_p := \frac{(p_k \cdot L^2)}{8} = 130.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lastkombinasjoner

Klimaklasse: 1 - Innendørs oppvarmet

$$\psi_{0katC} := 0.7$$

Egenlast og nyttelast

$$K_{mod.halv} := 0.8$$

$$M_{EP} := M_g \cdot 1.2 + M_p \cdot 1.5 = 312.333 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{RdEP} := \frac{(f_{mk} \cdot K_{mod.halv})}{\gamma_m} \cdot W = 357.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$U_{EP} := \frac{M_{EP}}{M_{RdEP}} = 0.875$$

Egenlast

$$K_{mod.permanent} := 0.6$$

$$M_E := M_g \cdot 1.35 = 130.852 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{RdE} := \frac{(f_{mk} \cdot K_{mod.permanent})}{\gamma_m} \cdot W = 267.765 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$U_E := \frac{M_E}{M_{RdE}} = 0.489$$

Kombinasjon egenlast og nyttelast blir dimensjonerende

$$K_{mod} := 0.8$$

Dimensjonerende elementer

$$f_{md} := f_{mk} \cdot \frac{K_{mod}}{\gamma_m} = 20.87 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende bøyespenning

$$f_{vgd} := f_{vgk} \cdot \frac{K_{mod}}{\gamma_m} = 2.435 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende skjærspenning

$$f_{td} := f_{tk} \cdot \frac{K_{mod}}{\gamma_m} = 13.565 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende strekkspenning

$$f_{cd} := f_{ck} \cdot \frac{K_{mod}}{\gamma_m} = 17.043 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende trykkspenning i fiberretningen

Bruddgrense

$$q_{Edy} := (p_k \cdot 1.5 + g_{total} \cdot 1.2) = 57.361 \frac{kN}{m}$$

Bruksgrense

$$g_{bruks} := g_{total} \cdot 1 = 17.801 \frac{kN}{m}$$

$$p_{bruks} := p_k \cdot 0.6 = 14.4 \frac{kN}{m}$$

$$q_{bruks} := g_{bruks} + p_{bruks} = 32.201 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende moment

$$M_{Edy} := \frac{q_{Edy} \cdot L^2}{8} = 312.333 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Dimensjonerende skjærkraft

$$V_y := \frac{q_{Edy} \cdot L}{2} = 189.293 \text{ kN}$$

$$V_{Edy} := V_y - q_{Edy} \cdot h = 147.993 \text{ kN}$$

$$I_y := \frac{1}{12} b \cdot h^3 = (6.159 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$y := \frac{h}{2} = 360 \text{ mm}$$

$$W_y := \frac{I_y}{y} = (1.711 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

Bøyning

$$\sigma_{my} := \frac{M_{Edy}}{W_y} = 18.257 \frac{N}{mm^2} < f_{md} = 20.87 \frac{N}{mm^2}$$

Skjær

$$K_{cr} := 0.8$$

$$\tau_{max,y} := \frac{1.5 \cdot V_{Edy}}{(K_{cr} \cdot b) \cdot h} = 1.946 \frac{N}{mm^2} < f_{vgd} = 2.435 \frac{N}{mm^2}$$

Nedbøyning øyeblikkelig

$$U_{instG} := \frac{5}{384} \cdot \frac{g_{bruks} \cdot L^4}{E_{mean} \cdot I_y} = 5.493 \text{ mm}$$

$$U_{instP} := \frac{5}{384} \cdot \frac{p_{bruks} \cdot L^4}{E_{mean} \cdot I_y} = 4.444 \text{ mm}$$

$$U_{inst} := U_{instG} + U_{instP} = 9.937 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{U_{inst}} = 664.174$$

Nedbøyning langtid

$$k_{def} := 0.6$$

Tab 3.2

$$\psi_2 := 0.6$$

$$U_{finG} := U_{instG} \cdot (1 + k_{def}) = 8.789 \text{ mm}$$

$$U_{finP} := U_{instP} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def}) = 6.044 \text{ mm}$$

$$U_{fin} := U_{finG} + U_{finP} = 14.833 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{U_{fin}} = 444.955$$

Spenning i bjelke pga moment fra søyle

$$M_{søyle} := 24.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$L_{søyle} := 4 \text{ m}$$

$$N_{bjelke1} := \frac{M_{søyle}}{L_{søyle}} = 6.025 \text{ kN}$$

$$N_{bjelke2} := q_{Edy} \cdot \frac{L}{2} \cdot 0.2 = 37.859 \text{ kN}$$

$$N_{bjelke} := \max(N_{bjelke1}, N_{bjelke2}) = 37.859 \text{ kN}$$

$$\sigma_{strek} := \frac{N_{bjelke}}{A} = 0.266 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{cd} = 17.043 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kc faktor

$$\beta_c := 0.1$$

Limtre (6.29)

$$l_{ky} := 1.0 \cdot L$$

$$i_y := 0.29 \cdot h = 208.8 \text{ mm}$$

$$\lambda_y := \frac{l_{ky}}{i_y} = 31.609$$

$$\lambda_{rel.y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{E_{005}}} = 0.479$$

$$K_y := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel.y} - 0.3) - \lambda_{rel.y}^2)$$

$$K_y = 0.394$$

$$K_{cy} := \frac{1}{K_y + \sqrt{K_y^2 + \lambda_{rel.y}^2}} = 0.986$$

$$K_c := K_{cy}$$

Kombinasjon av bøyning og aksialkraft

$$K_m := 0.7 \quad \text{Rektangulære tverrsnitt [6.1.6]}$$

$$\sigma_{mz} := 0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$n_1 := \frac{\sigma_{strek}}{K_c \cdot f_{c0d}} + \frac{\sigma_{my}}{f_{md}} + K_m \cdot \frac{\sigma_{mz}}{f_{md}} = 0.891$$

$$n_2 := \frac{\sigma_{strek}}{K_c \cdot f_{c0d}} + K_m \cdot \frac{\sigma_{my}}{f_{md}} + \frac{\sigma_{mz}}{f_{md}} = 0.628$$

$$n_{max} := \max(n_1, n_2) = 0.891$$

Branndimensjonering

Materialdata

$$k_{fi} := 1.15$$

$$k_{modfi} := 1.0$$

$$\gamma_{mfi} := 1.0$$

Dimensjonerende elementer

$$f_{02m} := k_{fi} \cdot f_{mk} = 34.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{md,fi} := k_{modfi} \cdot \frac{f_{02m}}{\gamma_{mfi}} = 34.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{vd,fi} := k_{fi} \cdot f_{vgk} = 4.025 \frac{N}{mm^2}$$

Laster

$$\psi_{2katC} := 0.6$$

$$q_{brann} := g_{total} + p_k \cdot \psi_{2katC} = 32.201 \frac{kN}{m}$$

Nominell forkullingsdybde

$$\beta_n := 0.7 \frac{mm}{min} \quad t := 60 \text{ min}$$

$$d_{charn} := \beta_n \cdot t = 42 \text{ mm}$$

Effektivt tverrsnitt

$$k_0 := 1.0$$

$$d_0 := 7 \text{ mm}$$

$$d_{ef} := d_{charn} + k_0 \cdot d_0 = 49 \text{ mm}$$

$$b_{ef} := b - 2 \cdot d_{ef} = 100 \text{ mm}$$

$$h_{ef} := h - 2 \cdot d_{ef} = 622 \text{ mm}$$

$$W_{ef} := \frac{1}{6} \cdot b_{ef} \cdot h_{ef}^2 = (6.448 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

Moment

$$M_{ulykke} := \frac{(q_{brann} \cdot L^2)}{8} = 175.336 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{md.fi} := \frac{M_{ulykke}}{W_{ef}} = 27.192 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$U_m := \frac{\sigma_{md.fi}}{f_{md.fi}} = 0.788$$

Skjær

$$V_{ulykke} := \frac{(q_{brann} \cdot L)}{2} = 106.264 \text{ kN}$$

$$\tau_{d.fi} := \frac{V_{ulykke}}{K_{cr} \cdot b_{ef} \cdot h_{ef}} \cdot 1.5 = 3.203 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$U_v := \frac{\tau_{d.fi}}{f_{vd.fi}} = 0.796$$

5.6 Oversikt over bjelker og dimensjoner

Bjelker 1. etasje

Bjelke nr.	Spennlengde	Lastbredde	Laster	Dimensjoner
B.1.1	7.6m	1.35m	3kN/m ² nytte	198x720
B.2.1	4.8m	1.925m	3kN/m ² nytte	140x495
B.3.1	4.8m	1.6m	3kN/m ² nytte	140x495
B.4.1	4.8m	1.4m	5kN/m ² nytte	140x495
B.5.1	4.8m	1.4m	5kN/m ² nytte	140x495
B.6.1	6.7m	4.8m	5kN/m ² nytte høyre side 3kN/m ² nytte Venstre side	198x720
B.7.1	6.6m	4.8m	5kN/m ² nytte	198x720
B.8.1	6.7m	4.8m	5kN/m ² nytte Venstre side 3kN/m ² nytte Høyre side	198x720
B.9.1	6.7m	4.8m	5kN/m ² nytte	198x720
B.10.1	6.6m	3.33m	5kN/m ² nytte	198x720
B.11.1	4.3m	4.8m	3kN/m ² nytte	198x720
B.12.1	3.5m	4.6m	5kN/m ² nytte	140x495
B.13.1	2.8m	4.6m	5kN/m ² nytte	140x495
B.14.1	4.8m	1.2m	3kN/m ² nytte	140x495
B.15.1	4.4m	1.2m	3kN/m ² nytte	140x495

Bjelker 2-4 etasje

Bjelke nr.	Spennlengde	Lastbredde	Laster	Dimensjoner
B.4.2	4.8m	1.4m	5kN/m ² nytte	140x495
B.5.2	4.8m	1.4m	5kN/m ² nytte	140x495
B.7.2	6.6m	4.8m	5kN/m ² nytte	198x720
B.9.2	6.7m	4.8m	5kN/m ² nytte	198x720
B.10.2	6.6m	4.8m	5kN/m ² nytte	198x720
B.12.2	3.5m	4.6m	5kN/m ² nytte	140x495
B.13.2	2.8m	4.6m	5kN/m ² nytte	140x495
B.16.2	3.95m	2.5m	5kN/m ² nytte	198x720
B.17.2	3.955m	0.95m	5kN/m ² nytte	198x720
B.18.2	2.3m	0.95m	5kN/m ² nytte	140x495
B.19.2	5.2m	0.95m	5kN/m ² nytte	140x495
B.20.2	6.35m	3.75m	5kN/m ² nytte	198x720
B.21.2	6.35m	5.25m	5kN/m ² nytte	198x720
B.22.2	5.8m	1.4m	5kN/m ² nytte	140x495
B.23.2	1.8m	2.4m	5kN/m ² nytte	140x495
B.24.2	5.3m	2.4m	5kN/m ² nytte	140x495
B.25.2	5.2m	2.4m	5kN/m ² nytte	140x495
B.26.2	4.8m	2.6m	5kN/m ² nytte	140x495

5.7 Søyle S.15.1

Søyle S.15.1

GL30c Materialdata

$$f_{mk} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Karakteristisk bøyespenning}$$

$$f_{t0k} := 19.5 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Karakteristisk strekkspenning}$$

$$f_{c0k} := 24.5 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Karakteristisk trykkspenning i fiberretningen}$$

$$f_{c90k} := 2.5 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Karakteristisk trykkspenning normalt på fiberretningen}$$

$$f_{vgk} := 3.5 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Karakteristisk skjærspenning}$$

$$E_{005} := 10800 \frac{N}{mm^2} \quad \text{5\% fraktil av E-modul}$$

$$\gamma_{gk} := 390 \frac{kg}{m^3} \quad \text{Karakteristisk tyngdetetthet}$$

$$\gamma_m := 1.15$$

Tverrsnittsdata

$$l := 4 \text{ m} \quad b := 400 \text{ mm} \quad h := 400 \text{ mm} \quad A := b \cdot h = (1.6 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Lastareal

$$L_b := 4.8 \text{ m} \quad \text{Lastbredde}$$

$$L1 := \frac{6.7}{2} \text{ m} = 3.35 \text{ m} \quad L2 := \frac{6.6}{2} \text{ m} = 3.3 \text{ m}$$

$$L_A := (L1 + L2) \cdot L_b = 31.92 \text{ m}^2 \quad \text{Lastareal}$$

Laster

$$g_k := (1.1 + 2.5) \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A \cdot 4 = 459.6 \text{ kN}$$

Egenvekt tak og etasjeskillere

$$p_{ktak} := 0.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A = 23.9 \text{ kN}$$

Nyttelast tak

$$s_k := 1.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A = 51.1 \text{ kN}$$

Snølast

$$v_k := 2.363 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A = 75.4 \text{ kN}$$

Vindlast

$$g_{kvegger} := 3.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.2 \text{ m} \cdot 4 \text{ m} \cdot (L1 + L2) \cdot 3 = 62.2 \text{ kN}$$

Egenvekt massivtrevegger

$$p_{ketasje} := 19.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (L1 + L2) \cdot 3 = 383 \text{ kN}$$

Nyttelast etasjeskillere

$$g_{kbjelke} := 3.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.198 \text{ m} \cdot 0.675 \text{ m} \cdot (L1 + L2) = 3.5 \text{ kN}$$

Egenvekt bjelke

Neglisjerer søylen sin egenvekt

Lastkombinasjoner

Klimaklasse: 1 - innendørs oppvarmet

$$\psi_{0,p} := 0 \quad \psi_{0,v} := 0.6 \quad \psi_{0,s} := 0.7 \quad \psi_{0,pe} := 0.7$$

Test av kombinasjoner

Egenlast, nyttelast, snølast og vindlast

$$K_{mod.inst} := 1.1$$

$$N_{1.1} := (g_k + g_{kvegger} + g_{kbjelke}) \cdot 1.2 + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot p_{ktak} + 1.5 \cdot \psi_{0,v} \cdot v_k + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_k + 1.5 \cdot p_{ketasje}$$

$$N_{1.1} = 1326.5 \text{ kN}$$

$$N_{1.2} := (g_k + g_{kvegger} + g_{kbjelke}) \cdot 1.35 + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot p_{ktak} + 1.5 \cdot \psi_{0,v} \cdot v_k + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_k + 1.5 \cdot \psi_{0,pe} \cdot p_{ketasje}$$

$$N_{1.2} = 1232.9 \text{ kN}$$

$$\sigma_1 := \frac{N_{1.1}}{A} = 8.3 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{c0d1} := f_{c0k} \cdot \frac{K_{mod.inst}}{\gamma_m} = 23.4 \frac{N}{mm^2}$$

$$U_1 := \frac{\sigma_1}{f_{c0d1}} = 0.354$$

Egenlast, nyttelast og snølast

$$K_{mod.kort} := 0.9$$

$$N_{2.1} := (g_k + g_{kvegger} + g_{kbjelke}) \cdot 1.2 + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot p_{ktak} + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_k + 1.5 \cdot p_{ketasje} = 1258.6 \text{ kN}$$

$$N_{2.2} := (g_k + g_{kvegger} + g_{kbjelke}) \cdot 1.35 + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot p_{ktak} + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_k + 1.5 \cdot \psi_{0,pe} \cdot p_{ketasje} = 1165.1 \text{ kN}$$

$$\sigma_2 := \frac{N_{2.1}}{A} = 7.9 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{c0d2} := f_{c0k} \cdot \frac{K_{mod.kort}}{\gamma_m} = 19.2 \frac{N}{mm^2}$$

$$U_2 := \frac{\sigma_2}{f_{c0d2}} = 0.41$$

Egenlast og nyttelast

$$K_{mod.halv} := 0.8$$

$$N_{3.1} := (g_k + g_{kvegger} + g_{kbjelke}) \cdot 1.2 + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot p_{ktak} + 1.5 \cdot p_{ketasje} = 1205 \text{ kN}$$

$$N_{3.2} := (g_k + g_{kvegger} + g_{kbjelke}) \cdot 1.35 + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot p_{ktak} + 1.5 \cdot \psi_{0,pe} \cdot p_{ketasje} = 1111.4 \text{ kN}$$

$$\sigma_3 := \frac{N_{3.1}}{A} = 7.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{c0d3} := f_{c0k} \cdot \frac{K_{mod.halv}}{\gamma_m} = 17 \frac{N}{mm^2}$$

$$U_3 := \frac{\sigma_3}{f_{c0d3}} = 0.442$$

Egenlast

$$K_{mod.permanent} := 0.6$$

$$N_{4.1} := (g_k + g_{kvegger} + g_{kbjelke}) \cdot 1.35 = 709.2 \text{ kN}$$

$$\sigma_4 := \frac{N_{4.1}}{A} = 4.4 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$f_{c0d4} := f_{c0k} \cdot \frac{K_{\text{mod,permanent}}}{\gamma_m} = 12.8 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$U_4 := \frac{\sigma_4}{f_{c0d4}} = 0.347$$

Dimensjonerende faktorer i bruddgrense

$$K_{\text{mod}} := K_{\text{mod,haltv}} = 0.8$$

$$N_{Ed} := N_{3.1} = 1205 \text{ kN}$$

Spenninger

$$f_{md} := f_{mk} \cdot \frac{K_{\text{mod}}}{\gamma_m} = 20.9 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende bøyespennning

$$f_{c0d} := f_{c0k} \cdot \frac{K_{\text{mod}}}{\gamma_m} = 17 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende trykkspennning i fiberretningen

Sterk akse

$$I_y := \frac{1}{12} b \cdot h^3 = (2.1 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$y := \frac{h}{2} = 200 \text{ mm}$$

$$W_y := \frac{I_y}{y} = (1.1 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

Svak akse

$$I_z := \frac{1}{12} h \cdot b^3 = (2.1 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$z := \frac{b}{2} = 200 \text{ mm}$$

$$W_z := \frac{I_z}{z} = (1.1 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{c0d} := \frac{N_{Ed}}{A} = 7.5 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

<

$$f_{c0d} = 17 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$u := \frac{\sigma_{c0d}}{f_{c0d}} = 0.442$$

Moment i søylen

Lengste spenn

Korteste spenn

$$l_{b1} := 4.8 \text{ m}$$

$$l_{b2} := 4.8 \text{ m}$$

Lastbredde

$$l_1 := 6.7 \text{ m}$$

$$l_2 := 6.6 \text{ m}$$

Lengde av bjelke

$$q_{\text{permanent}} := 3.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0.9 = 3.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Last med lastfaktorer

$$q_{\text{minEd}} := q_{\text{permanent}} \cdot l_{b2} = 15.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{\text{maxEd}} := 50.161 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Last på bjelke B.6.1

$$N_1 := q_{\text{maxEd}} \cdot \frac{l_1}{2} = 168 \text{ kN}$$

$$N_2 := q_{\text{minEd}} \cdot \frac{l_2}{2} = 51.3 \text{ kN}$$

$$M_{\text{Edy}} := \max \left((N_1 - N_2) \cdot \frac{h}{2}, N_{\text{Ed}} \cdot 20 \text{ mm} \right) = 24.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Edz}} := \max \left((N_1 - N_2) \cdot \frac{b}{2}, N_{\text{Ed}} \cdot 20 \text{ mm} \right) = 24.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Bøyning

$$\sigma_{\text{myd}} := \frac{M_{\text{Edy}}}{W_y} = 2.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{\text{mzd}} := \frac{M_{\text{Edz}}}{W_z} = 2.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$u_{\text{my}} := \frac{\sigma_{\text{myd}}}{f_{\text{md}}} = 0.108$$

$$u_{\text{mz}} := \frac{\sigma_{\text{mzd}}}{f_{\text{md}}} = 0.108$$

Fastholdt system ok.

Knekking

$$\beta_c := 0.1 \quad \text{Limtre (6.29)}$$

$$K_m := 0.7 \quad \text{Rektangulære tverrsnitt [6.1.6]}$$

Sterk akse

Svak akse

$$l_{ky} := 1.0 \cdot l$$

$$l_{kz} := 1.0 \cdot l$$

$$i_y := 0.29 \cdot h = 116 \text{ mm}$$

$$i_z := 0.29 \cdot b = 116 \text{ mm}$$

$$\lambda_y := \frac{l_{ky}}{i_y} = 34.483$$

$$\lambda_z := \frac{l_{kz}}{i_z} = 34.483$$

$$\lambda_{rel,y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c0k}}{E_{005}}} = 0.523$$

$$\lambda_{rel,z} := \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c0k}}{E_{005}}} = 0.523$$

$$K_y := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) - \lambda_{rel,y}^2)$$

$$K_z := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0.3) - \lambda_{rel,z}^2)$$

$$K_y = 0.374$$

$$K_z = 0.374$$

$$K_{cy} := \frac{1}{K_y + \sqrt{K_y^2 + \lambda_{rel,y}^2}} = 0.983$$

$$K_{cz} := \frac{1}{K_z + \sqrt{K_z^2 + \lambda_{rel,z}^2}} = 0.983$$

$$K_c := \min(K_{cy}, K_{cz}) = 0.983$$

Kombinasjon av bøyning og aksialkraft

$$n_1 := \frac{\sigma_{c0d}}{K_c \cdot f_{c0d}} + \frac{\sigma_{myd}}{f_{md}} + K_m \cdot \frac{\sigma_{mzd}}{f_{md}} = 0.634 \quad (6.23)$$

$$n_2 := \frac{\sigma_{c0d}}{K_c \cdot f_{c0d}} + K_m \cdot \frac{\sigma_{myd}}{f_{md}} + \frac{\sigma_{mzd}}{f_{md}} = 0.634 \quad (6.24)$$

$$n_{max} := \max(n_1, n_2) = 0.634$$

5.8 Branndimensjonering søyle S.15.1

Branndimensjonering søyle

Materialdata

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

Karakteristisk bøyespenning

$$f_{c0k} := 24.5 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk trykkspenning i fiberretningen

$$E_{005} := 10800 \frac{N}{mm^2}$$

5% fraktil av E-modul

$$k_{f_i} := 1.15$$

Tab 1

$$k_{modf_i} := 1.0$$

$$\gamma_{mfi} := 1.0$$

Dimensjonerende elementer

$$f_{02m} := k_{f_i} \cdot f_{mk} = 34.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{md.f_i} := k_{modf_i} \cdot \frac{f_{02m}}{\gamma_{mfi}} = 34.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{c0d.f_i} := k_{f_i} \cdot f_{c0k} = 28.175 \frac{N}{mm^2}$$

Tverrsnittsdata

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

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

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

$$A := b \cdot h = (1.6 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Lastareal

$$L_b := 4.8 \text{ m}$$

Lastbredde

$$L1 := \frac{6.7}{2} \text{ m} = 3.35 \text{ m}$$

$$L2 := \frac{6.6}{2} \text{ m} = 3.3 \text{ m}$$

$$L_A := (L1 + L2) \cdot L_b = 31.92 \text{ m}^2$$

Lastareal

Laster

$$g_k := (1.1 + 2.5) \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A \cdot 4 = 459.6 \text{ kN}$$

Egenvekt tak og etasjeskillere

$$p_{ktak} := 0.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A = 23.9 \text{ kN}$$

Nyttelast tak

$$s_k := 1.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A = 51.1 \text{ kN}$$

Snølast

$$v_k := 2.363 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A = 75.4 \text{ kN}$$

Vindlast

$$g_{kvegger} := 3.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.2 \text{ m} \cdot 4 \text{ m} \cdot (L_1 + L_2) \cdot 3 = 62.2 \text{ kN}$$

Egenvekt massivtrevegger

$$p_{ketasje} := 19.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (L_1 + L_2) \cdot 3 = 383 \text{ kN}$$

Nyttelast etasjeskillere

$$g_{kbjelke} := 3.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.198 \text{ m} \cdot 0.675 \text{ m} \cdot (L_1 + L_2) = 3.5 \text{ kN}$$

Egenvekt bjelke

Ulykkessituasjon

$$\psi_{2katC} := 0.6 \quad \psi_{2snø} := 0.2 \quad \psi_{2vind} := 0$$

$$\psi_{1katC} := 0.7 \quad \psi_{1snø} := 0.5 \quad \psi_{1vind} := 0.2$$

$$q_{ulykke1} := (g_k + g_{kvegger} + g_{kbjelke}) \cdot 1.0 + p_{ketasje} \cdot \psi_{2katC} + s_k \cdot \psi_{2snø} + v_k \cdot \psi_{2vind} = 780.5 \text{ kN}$$

$$q_{ulykke2} := (g_k + g_{kvegger} + g_{kbjelke}) \cdot 1.0 + p_{ketasje} \cdot \psi_{1katC} + s_k \cdot \psi_{2snø} + v_k \cdot \psi_{2vind} = 803.7 \text{ kN}$$

$$q_{ulykke3} := (g_k + g_{kvegger} + g_{kbjelke}) \cdot 1.0 + p_{ketasje} \cdot \psi_{2katC} + s_k \cdot \psi_{1snø} + v_k \cdot \psi_{2vind} = 780.7 \text{ kN}$$

$$q_{brann} := \max(q_{ulykke1}, q_{ulykke2}, q_{ulykke3}) = 803.7 \text{ kN}$$

Nominell forkullingsdybde

$$\beta_n := 0.7 \frac{\text{mm}}{\text{min}} \quad t := 90 \text{ min}$$

$$d_{charn} := \beta_n \cdot t = 63 \text{ mm}$$

Effektivt tverrsnitt

$$k_0 := 1.0$$

$$t > 20\text{min}$$

$$d_0 := 7 \text{ mm}$$

$$d_{ef} := d_{charn} + k_0 \cdot d_0 = 70 \text{ mm}$$

$$b_{ef} := b - 2 \cdot d_{ef} = 260 \text{ mm}$$

$$h_{ef} := h - 2 \cdot d_{ef} = 260 \text{ mm}$$

$$W_{ef} := \frac{1}{6} \cdot b_{ef} \cdot h_{ef}^2 = (2.9 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

$$A_{fi} := b_{ef} \cdot h_{ef} = (6.76 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

Moment i ulykkesgrense

$$M_{fi} := q_{brann} \cdot 20 \text{ mm} = 16.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet

$$\text{GL30c} \quad f_{mk} := 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_{fi} := 1.15$$

$$M_{dfi} := f_{md,fi} \cdot W_{ef} = 101.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$U_{fi,m} := \frac{M_{fi}}{M_{dfi}} = 0.159$$

$$\sigma_{myd} := \frac{M_{fi}}{W_{ef}} = 5.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{mzd} := \sigma_{myd} = 5.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Trykk uten knekking

$$\sigma_{c0d,fi} := \frac{q_{brann}}{A_{fi}} = 11.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Knekking med redusert tverrsnitt

$$l_{ky} := 1.0 \cdot l$$

$$\beta_c := 0.1$$

Limtre (6.29)

$$i_y := 0.29 \cdot h_{ef} = 75.4 \text{ mm}$$

$$\lambda_y := \frac{l_{ky}}{i_y} = 53.05$$

$$\lambda_{rel,y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c0k}}{E_{005}}} = 0.804$$

$$K_y := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) - \lambda_{rel,y}^2)$$

$$K_y = 0.202$$

$$K_{cy} := \frac{1}{K_y + \sqrt{K_y^2 + \lambda_{rel,y}^2}} = 0.97$$

$$K_c := K_{cy}$$

Utnyttelse kun knekking

$$U_{fi} := \frac{\sigma_{c0d,fi}}{K_{cy} \cdot f_{c0d,fi}} = 0.435$$

Kombinasjon av bøyning og aksialkraft

$$K_m := 0.7$$

Rektangulære tverrsnitt [6.1.6]

$$n_1 := \frac{\sigma_{c0d,fi}}{K_c \cdot f_{c0d,fi}} + \frac{\sigma_{myd}}{f_{md,fi}} + K_m \cdot \frac{\sigma_{mzd}}{f_{md,fi}} = 0.705$$

$$n_2 := \frac{\sigma_{c0d,fi}}{K_c \cdot f_{c0d,fi}} + K_m \cdot \frac{\sigma_{myd}}{f_{md,fi}} + \frac{\sigma_{mzd}}{f_{md,fi}} = 0.705$$

$$n_{max} := \max(n_1, n_2) = 0.705$$

5.9 Vegg og bjelke 6.1

Bjelke B.6.1

GL30c Materialdata

$$f_{mk} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Karakteristisk bøyespennning}$$

$$f_{t0k} := 19.5 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Karakteristisk strekkspennning}$$

$$f_{c0k} := 24.5 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Karakteristisk trykkspennning i fiberretningen}$$

$$f_{c90k} := 2.5 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Karakteristisk trykkspennning normalt på fiberretningen}$$

$$f_{vgk} := 3.5 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Karakteristisk skjærspennning}$$

$$E_{mean} := 13000 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Gjennomsnittlig E-modul}$$

$$E_{005} := 10800 \frac{N}{mm^2} \quad \text{5% fraktil av E-modul}$$

$$\gamma_{gk} := 390 \frac{kg}{m^3} \quad \text{Karakteristisk tyngdetetthet}$$

$$\gamma_m := 1.15$$

Bjelke

$$L := 6.7 \text{ m} \quad b := 198 \text{ mm} \quad h := 16 \cdot 45 \text{ mm} = 720 \text{ mm}$$

$$L_{b1} := 2.4 \text{ m} \quad L_{b2} := 2.4 \text{ m} \quad L_{btot} := L_{b1} + L_{b2} = 4.8 \text{ m}$$

$$W := \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = (1.711 \cdot 10^7) \text{ mm}^3 \quad A := b \cdot h = (1.426 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Laster

$$p_{k1} := 5 \frac{kN}{m^2} \cdot L_{b1} = 12 \frac{kN}{m}$$

$$p_{k2} := 3 \frac{kN}{m^2} \cdot L_{b2} = 7.2 \frac{kN}{m}$$

$$p_{ktot} := p_{k1} + p_{k2} = 19.2 \frac{kN}{m}$$

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

$$g_{p\ddot{a}f\ddot{o}rt} := 2.5 \frac{kN}{m^2}$$

$$g_{bjelke} := 3.9 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.198 m \cdot 0.675 m = 0.5 \frac{kN}{m}$$

$$g_{total} := (g_k + g_{p\ddot{a}f\ddot{o}rt}) \cdot L_{btot} + g_{bjelke} = 17.8 \frac{kN}{m}$$

Momenter

$$M_g := \frac{(g_{total} \cdot L^2)}{8} = 99.9 kN \cdot m$$

$$M_p := \frac{(p_{ktot} \cdot L^2)}{8} = 107.7 kN \cdot m$$

Lastkombinasjoner

Klimaklasse: 1 - Innendørs oppvarmet

$$\psi_{0katC} := 0.7$$

Egenlast og nyttelest

$$K_{mod.halv} := 0.8$$

$$M_{EP} := M_g \cdot 1.2 + M_p \cdot 1.5 = 281.5 kN \cdot m$$

$$M_{RdEP} := \frac{(f_{mk} \cdot K_{mod.halv})}{\gamma_m} \cdot W = 357 kN \cdot m$$

$$U_{EP} := \frac{M_{EP}}{M_{RdEP}} = 0.788$$

Egenlast

$$K_{mod,permanent} := 0.6$$

$$M_E := M_g \cdot 1.35 = 134.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{RdE} := \frac{(f_{mk} \cdot K_{mod,permanent})}{\gamma_m} \cdot W = 267.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$U_E := \frac{M_E}{M_{RdE}} = 0.504$$

Kombinasjon egenlast og nyttelast blir dimensjonerende

$$K_{mod} := 0.8$$

Dimensjonerende elementer

$$f_{md} := f_{mk} \cdot \frac{K_{mod}}{\gamma_m} = 20.87 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Dimensjonerende bøyespenning}$$

$$f_{vgd} := f_{vgk} \cdot \frac{K_{mod}}{\gamma_m} = 2.435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Dimensjonerende skjærspenning}$$

$$f_{t0d} := f_{t0k} \cdot \frac{K_{mod}}{\gamma_m} = 13.565 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Dimensjonerende strekkspenning}$$

$$f_{c0d} := f_{c0k} \cdot \frac{K_{mod}}{\gamma_m} = 17.043 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Dimensjonerende trykkspenning i fiberretningen}$$

Bruddgrense

$$q_{Edy} := (p_{ktot} \cdot 1.5 + g_{total} \cdot 1.2) = 50.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Bruksgrense

$$g_{bruks} := g_{total} \cdot 1 = 17.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{bruks} := p_{ktot} \cdot 0.6 = 11.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{bruks} := g_{bruks} + p_{bruks} = 29.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende moment

$$M_{Edy} := \frac{q_{Edy} \cdot L^2}{8} = 281.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Dimensjonerende skjærkraft

$$V_y := \frac{q_{Edy} \cdot L}{2} = 168 \text{ kN}$$

$$V_{Edy} := V_y - q_{Edy} \cdot h = 131.9 \text{ kN}$$

$$I_y := \frac{1}{12} b \cdot h^3 = (6.159 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$y := \frac{h}{2} = 360 \text{ mm}$$

$$W_y := \frac{I_y}{y} = (1.711 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

Bøyning

$$\sigma_{mxy} := \frac{M_{Edy}}{W_y} = 16.453 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{md} = 20.87 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjær

$$K_{cr} := 0.8$$

$$\tau_{max,y} := \frac{1.5 \cdot V_{Edy}}{(K_{cr} \cdot b) \cdot h} = 1.735 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{vgd} = 2.435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Nedbøyning øyeblikkelig

$$U_{instG} := \frac{5}{384} \cdot \frac{g_{bruks} \cdot L^4}{E_{mean} \cdot I_y} = 5.834 \text{ mm}$$

$$U_{instP} := \frac{5}{384} \cdot \frac{p_{bruks} \cdot L^4}{E_{mean} \cdot I_y} = 3.775 \text{ mm}$$

$$U_{inst} := U_{instG} + U_{instP} = 9.609 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{U_{inst}} = 697.235$$

Nedbøyning langtid

$$k_{def} := 0.6$$

Tab 3.2

$$\psi_2 := 0.6$$

$$U_{finG} := U_{instG} \cdot (1 + k_{def}) = 9.334 \text{ mm}$$

$$U_{finP} := U_{instP} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def}) = 5.135 \text{ mm}$$

$$U_{fin} := U_{finG} + U_{finP} = 14.469 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{U_{fin}} = 463.062$$

Spenning i bjelke pga moment fra søyle

$$M_{søyle} := 24.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$L_{søyle} := 4 \text{ m}$$

$$N_{bjelke1} := \frac{M_{søyle}}{L_{søyle}} = 6 \text{ kN}$$

$$N_{bjelke2} := q_{Edy} \cdot \frac{L}{2} \cdot 0.2 = 33.6 \text{ kN}$$

$$N_{bjelke} := \max(N_{bjelke1}, N_{bjelke2}) = 33.6 \text{ kN}$$

$$\sigma_{strek} := \frac{N_{bjelke}}{A} = 0.236 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{c0d} = 17.043 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kc faktor

$$\beta_c := 0.1$$

Limtre (6.29)

$$l_{ky} := 1.0 \cdot L$$

$$i_y := 0.29 \cdot h = 208.8 \text{ mm}$$

$$\lambda_y := \frac{l_{ky}}{i_y} = 32.088$$

$$\lambda_{rel,y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c0k}}{E_{005}}} = 0.486$$

$$K_y := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) - \lambda_{rel,y}^2)$$

$$K_y = 0.391$$

$$K_{cy} := \frac{1}{K_y + \sqrt{K_y^2 + \lambda_{rel,y}^2}} = 0.985$$

$$K_c := K_{cy}$$

Kombinasjon av bøyning og aksialkraft

$$K_m := 0.7 \quad \text{Rektangulære tverrsnitt [6.1.6]}$$

$$\sigma_{mz} := 0 \frac{N}{mm^2}$$

$$n_1 := \frac{\sigma_{strek}}{K_c \cdot f_{c0d}} + \frac{\sigma_{my}}{f_{md}} + K_m \cdot \frac{\sigma_{mz}}{f_{md}} = 0.802$$

$$n_2 := \frac{\sigma_{strek}}{K_c \cdot f_{c0d}} + K_m \cdot \frac{\sigma_{my}}{f_{md}} + \frac{\sigma_{mz}}{f_{md}} = 0.566$$

$$n_{max} := \max(n_1, n_2) = 0.802$$

Branndimensjonering

Materialdata

$$k_{fi} := 1.15$$

$$k_{modfi} := 1.0$$

$$\gamma_{mfi} := 1.0$$

Dimensjonerende elementer

$$f_{02m} := k_{fi} \cdot f_{mk} = 34.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{md,fi} := k_{modfi} \cdot \frac{f_{02m}}{\gamma_{mfi}} = 34.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{vd,fi} := k_{fi} \cdot f_{vgk} = 4.025 \frac{N}{mm^2}$$

Laster

$$\psi_{2katC} := 0.6$$

$$q_{brann} := g_{total} + p_{ktot} \cdot \psi_{2katC} = 29.3 \frac{kN}{m}$$

Nominell forkullingsdybde

$$\beta_n := 0.7 \frac{mm}{min} \quad t := 60 \text{ min}$$

$$d_{charn} := \beta_n \cdot t = 42 \text{ mm}$$

Effektivt tverrsnitt

$$k_0 := 1.0$$

$$d_0 := 7 \text{ mm}$$

$$d_{ef} := d_{charn} + k_0 \cdot d_0 = 49 \text{ mm}$$

$$b_{ef} := b - 2 \cdot d_{ef} = 100 \text{ mm}$$

$$h_{ef} := h - 2 \cdot d_{ef} = 622 \text{ mm}$$

$$W_{ef} := \frac{1}{6} \cdot b_{ef} \cdot h_{ef}^2 = (6.4 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

Moment

$$M_{ulykke} := \frac{(q_{brann} \cdot L^2)}{8} = 164.5 \text{ kN} \cdot m$$

$$\sigma_{md.fi} := \frac{M_{ulykke}}{W_{ef}} = 25.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$U_m := \frac{\sigma_{md.fi}}{f_{md.fi}} = 0.74$$

Skjær

$$V_{ulykke} := \frac{(q_{brann} \cdot L)}{2} = 98.2 \text{ kN}$$

$$\tau_{d.fi} := \frac{V_{ulykke}}{K_{cr} \cdot b_{ef} \cdot h_{ef}} \cdot 1.5 = 2.961 \frac{N}{mm^2}$$

$$U_v := \frac{\tau_{d.fi}}{f_{vd.fi}} = 0.736$$

Vegg over bjelke B.6.1

C24 Materialdata

$$f_{mk} := 24 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk bøyespenning

$$f_{t0k} := 14.5 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk strekkspenning

$$f_{c0k} := 21 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk trykkspenning i fiberretningen

$$f_{c90k} := 2.5 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk trykkspenning normalt på fiberretningen

$$f_{vgk} := 4 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk skjærspenning

$$E_{mean} := 11000 \frac{N}{mm^2}$$

Gjennomsnittlig E-modul

$$E_{005} := 7400 \frac{N}{mm^2}$$

5% fraktil av E-modul

$$\gamma_{gk} := 390 \frac{kg}{m^3}$$

Karakteristisk tyngdetetthet

$$\gamma_m := 1.15$$

Dimensjoner

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

$$t' := \frac{t}{2} = 100 \text{ mm}$$

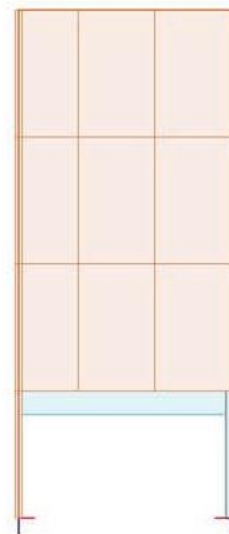
$$h := 4 \text{ m}$$

$$h' := 3 \text{ m}$$

$$W_{vegg} := \frac{1}{6} \cdot t' \cdot h'^2 = (1.5 \cdot 10^8) \text{ mm}^3$$

$$g_{vegg} := g_k \cdot 3.78 \text{ m} = 4.2 \frac{kN}{m}$$

$$g_{total} := (g_k + g_{p\ddot{a}f\ddot{a}rt}) \cdot L_{btot} + g_{vegg} = 21.4 \frac{kN}{m}$$



Momenter

$$M_g := \frac{(g_{total} \cdot L^2)}{8} = 120.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_p := \frac{(p_{ktot} \cdot L^2)}{8} = 107.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lastkombinasjoner

Klimaklasse: 1 - Innendørs oppvarmet

$$\psi_{0katC} := 0.7$$

Egenlast og nyttelast

$$K_{mod.halv} := 0.8$$

$$M_{EP} := M_g \cdot 1.2 + M_p \cdot 1.5 = 306 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{RdEP} := \frac{(f_{mk} \cdot K_{mod.halv})}{\gamma_m} \cdot W_{vegg} = (2.5 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$U_{EP} := \frac{M_{EP}}{M_{RdEP}} = 0.122$$

Egenlast

$$K_{mod.permanent} := 0.6$$

$$M_E := M_g \cdot 1.35 = 162.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{RdE} := \frac{(f_{mk} \cdot K_{mod.permanent})}{\gamma_m} \cdot W_{vegg} = (1.9 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$U_E := \frac{M_E}{M_{RdE}} = 0.086$$

Kombinasjon egenlast og nyttelast blir dimensjonerende

$$K_{mod} := 0.8$$

Spenninger

$$\sigma_m := \frac{M_{EP}}{W_{vegg}} = 2.04 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{md} := f_{mk} \cdot \frac{K_{mod}}{\gamma_m} = 16.7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$U_{moment} := \frac{\sigma_m}{f_{md}} = 0.122$$

Skjær

$$K_{cr} := 0.8$$

$$f_{vgd} := f_{vgk} \cdot \frac{K_{mod}}{\gamma_m} = 2.8 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende skjærspenning

$$V_{Edy} := (g_{total} \cdot 1.2 + p_{ktot} \cdot 1.5) \cdot \frac{L}{2} = 182.7 \text{ kN}$$

$$\tau_{max,y} := \frac{1.5 \cdot V_{Edy}}{(K_{cr} \cdot t') \cdot h'} = 1.1 \frac{N}{mm^2} < f_{vgd} = 2.8 \frac{N}{mm^2}$$

$$U_{skjær} := \frac{\tau_{max,y}}{f_{vgd}} = 0.41$$

5.10 Vegg som kommer inn på bjelke B.16.2

C24 Materialdata

$$f_{mk} := 24 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk bøyespennning

$$f_{t0k} := 14.5 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk strekkspennning

$$f_{c0k} := 21 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk trykkspennning i fiberretningen

$$f_{c90k} := 2.5 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk trykkspennning normalt på fiberretningen

$$f_{vgk} := 4 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk skjærspennning

$$E_{mean} := 11000 \frac{N}{mm^2}$$

Gjennomsnittlig E-modul

$$E_{005} := 7400 \frac{N}{mm^2}$$

5% fraktil av E-modul

$$\gamma_{gk} := 390 \frac{kg}{m^3}$$

Karakteristisk tyngdetetthet

$$\gamma_m := 1.15$$

Mål av veggen

$$L_{tot} := 7.6 \text{ m}$$

Total lengde

$$A := 0 \text{ m}$$

$$B := 2.8 \text{ m}$$

Høyde til bunn innsnitt

$$C := 6.45 \text{ m}$$

Lengde bort til innsnitt

$$D := 7.6 \text{ m}$$

Lengde vegg

Laster

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

$$g_{\text{påført}} := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{\text{vegg}} := g_k \cdot 3.78 \text{ m} = 4.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{\text{utstikker}} := g_k \cdot 1.08 \text{ m} = 1.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

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

$$p_{kC} := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vegg

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

$$g_{ed} := ((g_k + g_{\text{påført}}) \cdot L_b + g_{\text{vegg}}) \cdot 1.2 = 26.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{ed} := ((g_k + g_{\text{påført}}) \cdot L_b + g_{\text{vegg}}) \cdot 1.2 + p_{kA} \cdot L_b \cdot 1.5 = 49.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Utstikker

$$q_{ed\text{Utstikker}} := ((g_k + g_{\text{påført}}) \cdot L_b + g_{\text{utstikker}}) \cdot 1.2 + p_{kC} \cdot L_b \cdot 1.5 = 60.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Veggeometri

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

Elementtykkelse

$$t' := \frac{t}{2} = 100 \text{ mm}$$

Redusert tykkelse

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

Høyde

$$h' := 3 \text{ m}$$

Redusert høyde

$$h_{\text{red}} := 1.3 \text{ m}$$

Resthøyde ved innsnitt

$$h_{red}' := 1.08 \text{ m}$$

Redusert resthøyde ved innsnitt

$$W := \frac{1}{6} \cdot t' \cdot h^2 = (1.5 \cdot 10^8) \text{ mm}^3$$

Motstandsmoment for redusert høyde og tykkelse

$$W_{red} := \frac{1}{6} \cdot t' \cdot h_{red}^2 = (1.944 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

Motstandsmoment for redusert resthøyde og tykkelse

Lastkombinasjoner

Klimaklasse: 1 - Innendørs oppvarmet

$$\psi_{0katC} := 0.7$$

Egenlast og nyttelast

$$K_{mod.halv} := 0.8$$

$$M_{EP} := 86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{RdEP} := \frac{(f_{mk} \cdot K_{mod.halv})}{\gamma_m} \cdot W_{red} = 324.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$U_{EP} := \frac{M_{EP}}{M_{RdEP}} = 0.265$$

Egenlast

$$K_{mod.permanent} := 0.6$$

$$M_E := 44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{RdE} := \frac{(f_{mk} \cdot K_{mod.permanent})}{\gamma_m} \cdot W_{red} = 243.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$U_E := \frac{M_E}{M_{RdE}} = 0.181$$

Kombinasjon egenlast og nyttelast blir dimensjonerende

$$K_{mod} := 0.8$$

Spenninger

$$\sigma_m := \frac{M_E}{W_{red}} = 2.263 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{md} := f_{mk} \cdot \frac{K_{mod}}{\gamma_m} = 16.7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjær

$$K_{cr} := 0.8$$

$$f_{vgd} := f_{vgk} \cdot \frac{K_{mod}}{\gamma_m} = 2.8 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende skjærspenning

$$V_{Edy} := 107 \text{ kN}$$

$$\tau_{max,y} := \frac{1.5 \cdot V_{Edy}}{(K_{cr} \cdot t') \cdot h_{red'}} = 1.9 \frac{N}{mm^2} < f_{vgd} = 2.8 \frac{N}{mm^2}$$

$$U_{skjær} := \frac{\tau_{max,y}}{f_{vgd}} = 0.668$$

Spenninger ved innsnitt

$$k_n := 5.0$$

$$\alpha := \frac{h_{red'}}{h} = 0.27$$

$$h := h \cdot \frac{1}{mm} = 4000$$

$$i := 0$$

$$x := (D - C) \cdot \frac{1}{mm} = 1150$$

$$k_v := \min \left(\frac{k_n}{\left(\sqrt[2]{h} \cdot \left(\sqrt[2]{\alpha \cdot (1 - \alpha)} + 0.8 \cdot \frac{x}{h} \cdot \sqrt[2]{\left(\frac{1}{\alpha} \right) - \alpha^2} \right)} \right)}, 1.0 \right) = 0.09$$

$$\tau_{max,y} := \frac{1.5 \cdot V_{Edy}}{(K_{cr} \cdot t') \cdot h_{red'}} = 1.9 \frac{N}{mm^2} > f_{vgd} \cdot k_v = 0.2 \frac{N}{mm^2}$$

5.11 Bjelke B.16.2

Bjelke B.16.2

GL30c Materialdata

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

Karakteristisk bøyespenning

$$f_{t0k} := 19.5 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk strekkspenning

$$f_{c0k} := 24.5 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk trykkspenning i fiberretningen

$$f_{c90k} := 2.5 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk trykkspenning normalt på fiberretningen

$$f_{vgk} := 3.5 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk skjærspenning

$$E_{mean} := 13000 \frac{N}{mm^2}$$

Gjennomsnittlig E-modul

$$E_{005} := 10800 \frac{N}{mm^2}$$

5% fraktil av E-modul

$$\gamma_{gk} := 390 \frac{kg}{m^3}$$

Karakteristisk tyngdetetthet

$$\gamma_m := 1.15$$

Bjelke

$$L := 3.95 \text{ m}$$

$$b := 198 \text{ mm}$$

$$h := 16 \cdot 45 \text{ mm} = 720 \text{ mm}$$

$$L_b := 2.5 \text{ m}$$

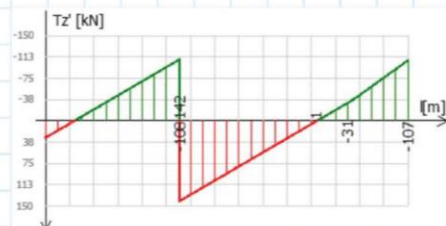
$$W := \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = (1.711 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

$$A := b \cdot h = (1.426 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Laster

$$p_{k1} := 5 \frac{kN}{m^2} \cdot L_b \cdot 1.5 = 18.8 \frac{kN}{m}$$

$$G_{f2} := 52 \text{ kN}$$



Punktlast fra vegg på bjelke B.16.2 til høyre i figuren.

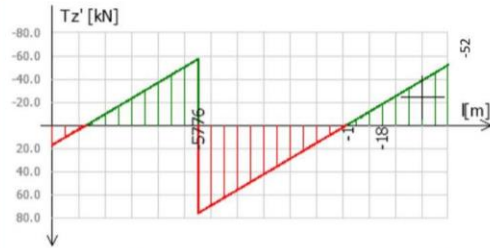
$$P_{f2} := 107 \text{ kN}$$

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

$$g_{p\ddot{a}f\ddot{o}rt} := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{bjelke} := 3.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.198 \text{ m} \cdot 0.675 \text{ m} = 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{total} := ((g_k + g_{p\ddot{a}f\ddot{o}rt}) \cdot L_b + g_{bjelke}) \cdot 1.2 = 11.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



Punktlast fra vegg på bjelke B.16.2
pga egenvekt til høyre i figuren.

Momenter

$$M_g := \frac{(g_{total} \cdot L^2)}{8} + \frac{(G_{f2} \cdot L)}{4} = 73.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_p := \frac{(p_{k1} \cdot L^2)}{8} + \frac{(P_{f2} - G_{f2}) \cdot L}{4} = 90.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lastkombinasjoner

Klimaklasse: 1 - Innendørs oppvarmet

$$\psi_{0katC} := 0.7$$

Egenlast og nyttelest

$$K_{mod.halv} := 0.8$$

$$M_{EP} := M_g + M_p = 164.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{RdEP} := \frac{(f_{mk} \cdot K_{mod.halv})}{\gamma_m} \cdot W = 357 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$U_{EP} := \frac{M_{EP}}{M_{RdEP}} = 0.461$$

Egenlast

$$K_{mod.permanent} := 0.6$$

$$M_E := M_g \cdot \frac{1.35}{1.2} = 82.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{RdE} := \frac{(f_{mk} \cdot K_{mod.permanent})}{\gamma_m} \cdot W = 267.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$U_E := \frac{M_E}{M_{RdE}} = 0.309$$

Kombinasjon egenlast og nyttelast blir dimensjonerende

$$K_{mod} := 0.8$$

Dimensjonerende elementer

$$f_{m\dot{d}} := f_{mk} \cdot \frac{K_{mod}}{\gamma_m} = 20.87 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Dimensjonerende bøyespenning}$$

$$f_{vg\dot{d}} := f_{vgk} \cdot \frac{K_{mod}}{\gamma_m} = 2.435 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Dimensjonerende skjærspenning}$$

$$f_{t0\dot{d}} := f_{t0k} \cdot \frac{K_{mod}}{\gamma_m} = 13.565 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Dimensjonerende strekkspenning}$$

$$f_{c0\dot{d}} := f_{c0k} \cdot \frac{K_{mod}}{\gamma_m} = 17.043 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Dimensjonerende trykkspenning i fiberretningen}$$

Bruddgrense

$$q_{E\dot{d}y} := (p_{k1} + g_{total}) = 30.2 \frac{kN}{m}$$

Bruksgrense

$$g_{bruks} := g_{total} \cdot \frac{1}{1.2} = 9.5 \frac{kN}{m}$$

$$G_{bruks} := \frac{G_{f2}}{1.2} = 43.3 \text{ kN}$$

$$p_{bruks} := p_{k1} \cdot \frac{0.6}{1.5} = 7.5 \frac{kN}{m}$$

$$P_{bruks} := \frac{P_{f2} - G_{f2}}{1.5} = 36.7 \text{ kN}$$

$$q_{bruks} := g_{bruks} + p_{bruks} = 17 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{bruks} := G_{bruks} + P_{bruks} = 80 \text{ kN}$$

Dimensjonerende moment

$$M_{E\dot{d}y} := \frac{q_{E\dot{d}y} \cdot L^2}{8} + \frac{(P_{f2} \cdot L)}{4} = 164.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Dimensjonerende skjærkraft

$$V_y := \frac{q_{Edy} \cdot L}{2} + \frac{P_{f2}}{2} = 113.1 \text{ kN}$$

$$V_{Edy} := V_y - q_{Edy} \cdot h = 91.4 \text{ kN}$$

$$I_y := \frac{1}{12} b \cdot h^3 = (6.159 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$y := \frac{h}{2} = 360 \text{ mm}$$

$$W_y := \frac{I_y}{y} = (1.711 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

Bøyning

$$\sigma_{my} := \frac{M_{Edy}}{W_y} = 9.617 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

<

$$f_{md} = 20.87 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$u := \frac{\sigma_{my}}{f_{md}} = 0.461$$

Skjær

$$K_{cr} := 0.8$$

$$\tau_{max,y} := \frac{1.5 \cdot V_{Edy}}{(K_{cr} \cdot b) \cdot h} = 1.202 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

<

$$f_{vgd} = 2.435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$u := \frac{\tau_{max,y}}{f_{vgd}} = 0.494$$

Nedbøyning øyeblikkelig

$$U_{instG} := \frac{5}{384} \cdot \frac{g_{bruks} \cdot L^4}{E_{mean} \cdot I_y} + \frac{(G_{bruks} \cdot L^3)}{48 \cdot E_{mean} \cdot I_y} = 1.1 \text{ mm}$$

$$U_{instP} := \frac{5}{384} \cdot \frac{p_{bruks} \cdot L^4}{E_{mean} \cdot I_y} + \frac{(P_{bruks} \cdot L^3)}{48 \cdot E_{mean} \cdot I_y} = 0.9 \text{ mm}$$

$$U_{inst} := U_{instG} + U_{instP} = 2 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{U_{inst}} = 2019$$

Nedbøyning langtid

$$k_{def} := 0.6$$

Tab 3.2

$$\psi_2 := 0.6$$

$$U_{finG} := U_{instG} \cdot (1 + k_{def}) = 1.7 \text{ mm}$$

$$U_{finP} := U_{instP} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def}) = 1.2 \text{ mm}$$

$$U_{fin} := U_{finG} + U_{finP} = 2.9 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{U_{fin}} = 1353$$

5.12 Sjakt

Sjakt

For jordskjelvdimensjonering i tre gis det redusert verdi av materialfaktorer, slik som det gjøres for jordskjelvdimensjonering i konstruksjoner i stål og betong. Verdiene hentes i EC5

Mål på sjakt

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

Tykkelse på elementer

$$t' := \frac{t}{2} = 100 \text{ mm}$$

Redusert tykkelse

$$h := 5850 \text{ mm}$$

Utvendig lengde

$$h' := h - 2 \cdot t' = 5650 \text{ mm}$$

Innvendig lengde

$$b := 3000 \text{ mm}$$

Utvendig bredde

$$b' := b - 2 \cdot t' = 2800 \text{ mm}$$

Innvendig bredde

Tverrsnitt (konservative verdier)

$$I_y := \frac{1}{12} b \cdot h^3 - \frac{1}{12} b' \cdot h'^3 = (7.97 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^4$$

Annet arealmoment y-retning

$$y := \frac{h'}{2} = 2.825 \text{ m}$$

$$W_y := \frac{I_y}{y} = (2.82 \cdot 10^9) \text{ mm}^3$$

Motstandsmoment y-retning

$$I_x := \frac{1}{12} h \cdot b^3 - \frac{1}{12} h' \cdot b'^3 = (2.83 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^4$$

Annet arealmoment x-retning

$$x := \frac{b'}{2} = 1.4 \text{ m}$$

$$W_x := \frac{I_x}{x} = (2.019 \cdot 10^9) \text{ mm}^3$$

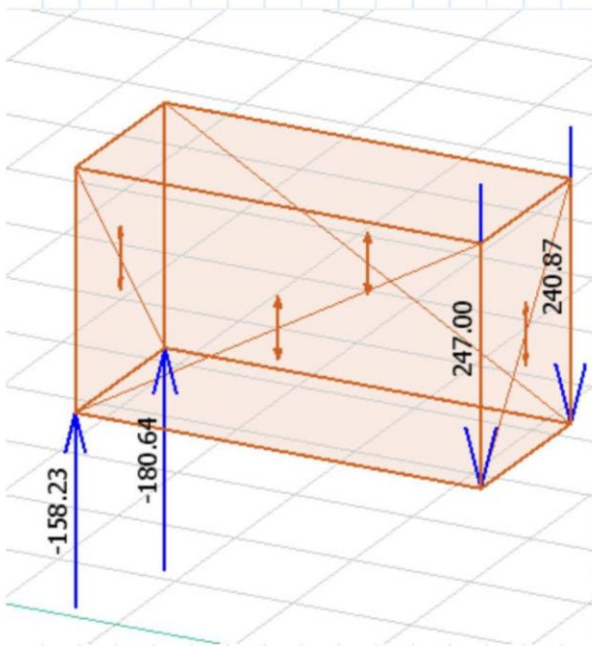
Motstandsmoment x-retning

$$A' := (2 \cdot b' + 2 \cdot h') \cdot t' = (1.69 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal, lameller i fiberretningen

Vindlast

Vind i x-retning



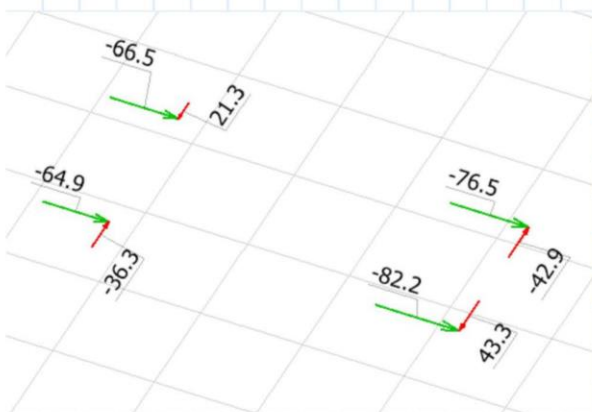
$$F_{v.ax} := 180.6 \text{ kN}$$

$$F_{v.bx} := -240.9 \text{ kN}$$

$$F_{v.cx} := -247 \text{ kN}$$

$$F_{v.dx} := 158.2 \text{ kN}$$

$$F_{vx.tot} := F_{v.ax} + F_{v.bx} + F_{v.cx} + F_{v.dx} = -149.1 \text{ kN}$$



Skjær

$$V_{abx} := 66.5 \text{ kN} + 76.5 \text{ kN} = 143 \text{ kN}$$

$$V_{cbx} := -43.3 \text{ kN} + 42.9 \text{ kN} = -0.4 \text{ kN}$$

$$V_{dcx} := 64.9 \text{ kN} + 82.2 \text{ kN} = 147.1 \text{ kN}$$

$$V_{dax} := 36.3 \text{ kN} - 21.3 \text{ kN} = 15 \text{ kN}$$

Momenter fra vind, x-retning

Lattifelle 3 i BT-snitt

Moment om x-aksen

$$M_{vx.x} := \frac{((F_{v.ax} + F_{v.bx}) - (F_{v.cx} + F_{v.dx})) \cdot b}{2} = 42.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment om y-aksen

$$M_{vx.y} := \frac{((F_{v.ax} + F_{v.dx}) - (F_{v.bx} + F_{v.cx})) \cdot h}{2} = 2418.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

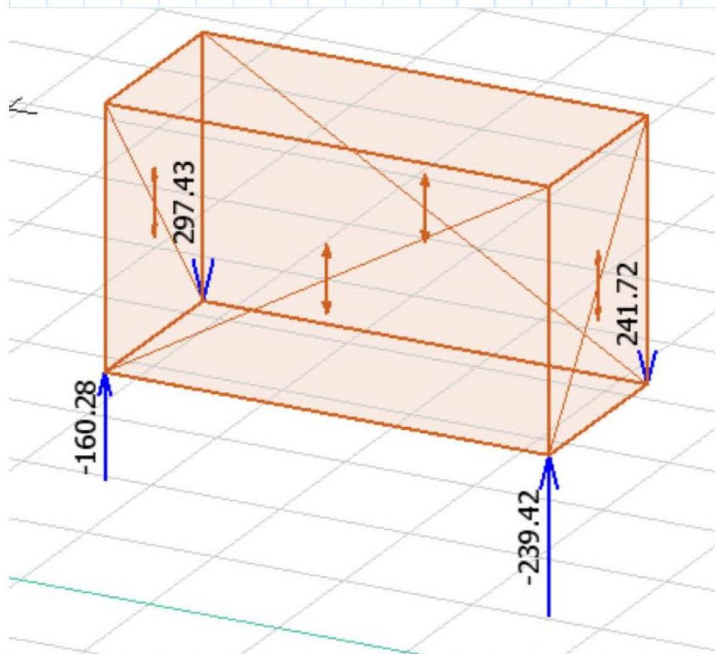
Spenninger

$$\sigma_{Mvx} := \frac{|M_{vx.x}|}{W_x} + \frac{|M_{vx.y}|}{W_y} = 0.879 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N.vx} := \frac{F_{vx.tot}}{A'} = -0.088 \frac{N}{mm^2}$$

Denne kan opptre som strekk og trykk!

Vind i y-retning



$$F_{v.ay} := -297.4 \text{ kN}$$

$$F_{v.by} := -241.7 \text{ kN}$$

$$F_{v.cy} := 239.4 \text{ kN}$$

$$F_{v.dy} := 160.3 \text{ kN}$$

$$F_{vy.tot} := F_{v.ay} + F_{v.by} + F_{v.cy} + F_{v.dy}$$

$$F_{vy.tot} = -139.4 \text{ kN}$$

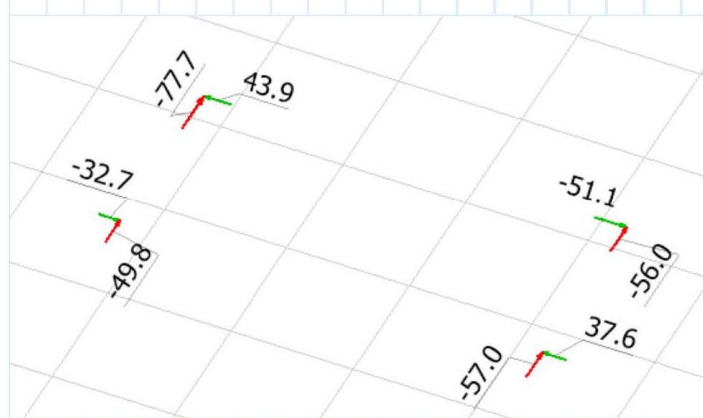
Skjær

$$V_{aby} := -43.9 \text{ kN} + 52.1 \text{ kN} = 8.2 \text{ kN}$$

$$V_{cby} := 57 \text{ kN} + 56 \text{ kN} = 113 \text{ kN}$$

$$V_{dcy} := 32.7 \text{ kN} - 37.6 \text{ kN} = -4.9 \text{ kN}$$

$$V_{day} := 49.8 \text{ kN} + 77.7 \text{ kN} = 127.5 \text{ kN}$$



Momenter fra vind, y-retning

Moment om x-aksen

$$M_{vy,x} := \frac{((F_{v,ay} + F_{v,by}) - (F_{v,cy} + F_{v,dy})) \cdot b}{2} = -1408.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment om y-aksen

$$M_{vy,y} := \frac{((F_{v,ay} + F_{v,dy}) - (F_{v,by} + F_{v,cy})) \cdot h}{2} = -394.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

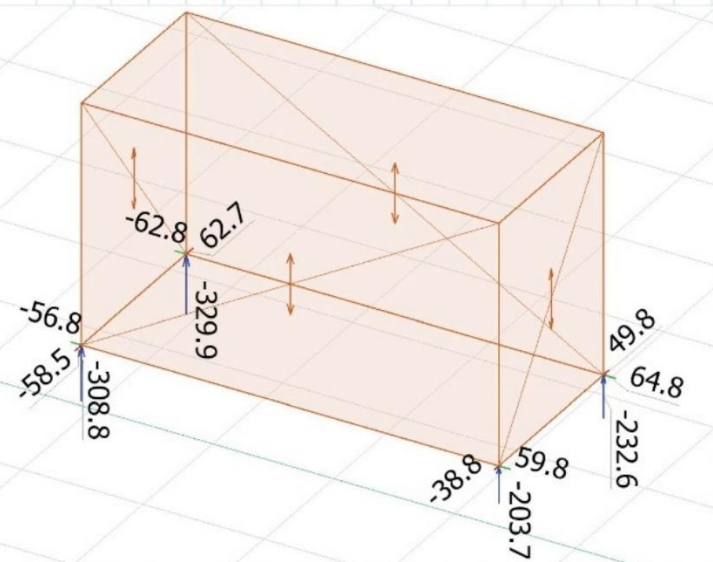
Spenninger

$$\sigma_{Mvy} := \frac{|M_{vy,x}|}{W_x} + \frac{|M_{vy,y}|}{W_y} = 0.837 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{N,vy} := \frac{F_{vy,tot}}{A'} = -0.082 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Denne kan opptre som strekk og trykk!

Maksimale aksialkrefter bruddgrense LC5



$$N_{ab} := 329.9 \text{ kN}$$

$$N_{bb} := 232.6 \text{ kN}$$

$$N_{cb} := 203.7 \text{ kN}$$

$$N_{db} := 308.8 \text{ kN}$$

$$V_{ab5} := 62.8 \text{ kN} - 64.8 \text{ kN} = -2 \text{ kN}$$

$$V_{cb5} := 38.8 \text{ kN} - 49.8 \text{ kN} = -11 \text{ kN}$$

$$V_{dc5} := 56.8 \text{ kN} - 59.8 \text{ kN} = -3 \text{ kN}$$

$$V_{da5} := 58.5 \text{ kN} - 62.7 \text{ kN} = -4.2 \text{ kN}$$

Aksialspenninger ved bruddgrense

$$N_{b.tot} := N_{ab} + N_{bb} + N_{cb} + N_{db} = 1075 \text{ kN}$$

$$M_{Nbx} := \frac{((N_{db} + N_{cb}) - (N_{ab} + N_{bb})) \cdot b}{2} = -75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

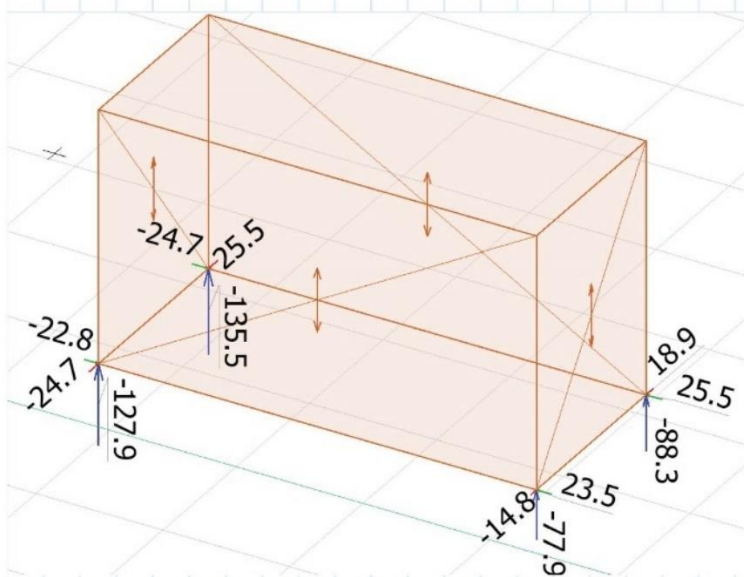
$$M_{Nby} := \frac{((N_{ab} + N_{db}) - (N_{bb} + N_{cb})) \cdot h}{2} = 592 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Spenninger

$$\sigma_{Mnb} := \frac{|M_{Nbx}|}{W_x} + \frac{|M_{Nby}|}{W_y} = 0.217 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{Nb} := \frac{N_{b.tot}}{A'} = 0.636 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Miniumum aksialkrefter



$$N_{a.min} := 135.5 \text{ kN}$$

$$N_{b.min} := 88.3 \text{ kN}$$

$$N_{c.min} := 77.9 \text{ kN}$$

$$N_{d.min} := 127.9 \text{ kN}$$

$$V_{ab.min} := 24.7 \text{ kN} - 25.5 \text{ kN} = -0.8 \text{ kN}$$

$$V_{cb.min} := 14.8 \text{ kN} - 18.9 \text{ kN} = -4.1 \text{ kN}$$

$$V_{dc.min} := 22.8 \text{ kN} - 23.5 \text{ kN} = -0.7 \text{ kN}$$

$$V_{da.min} := 24.7 \text{ kN} - 25.5 \text{ kN} = -0.8 \text{ kN}$$

Minste aksialkrefter

$$N_{min} := N_{a.min} + N_{b.min} + N_{c.min} + N_{d.min} = 429.6 \text{ kN}$$

$$M_{N.min.x} := \frac{((N_{d.min} + N_{c.min}) - (N_{a.min} + N_{b.min})) \cdot b}{2} = -27 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{N.min.y} := \frac{((N_{a.min} + N_{d.min}) - (N_{b.min} + N_{c.min})) \cdot h}{2} = 284.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Spenninger

$$\sigma_{MN.min} := \frac{|M_{N.min.x}|}{W_x} + \frac{|M_{N.min.y}|}{W_y} = 0.114 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{N.min} := \frac{N_{min}}{A'} = 0.254 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Totale normalspenninger bruddgrense

$$\sigma_{N.strykk} := \sigma_{Nb} + |\sigma_{N.vx}| + \sigma_{MNb} + \sigma_{Mvx} = 1.85 \frac{N}{mm^2}$$

Dette ser ut til å gå bra

$$\sigma_{N.strekk} := \sigma_{N.min} + \sigma_{N.vx} - \sigma_{MN.min} - \sigma_{Mvx} = -0.827 \frac{N}{mm^2}$$

Spennigner fra skjær i bruddgrense (vind)

$$V_{Edx} := \max(|V_{abx}|, |V_{dcx}|) + \max(|V_{dc5}|, |V_{ab5}|) = 150.1 \text{ kN}$$

$$V_{Edy} := \max(|V_{oby}|, |V_{day}|) + \max(|V_{cb5}|, |V_{da5}|) = 138.5 \text{ kN}$$

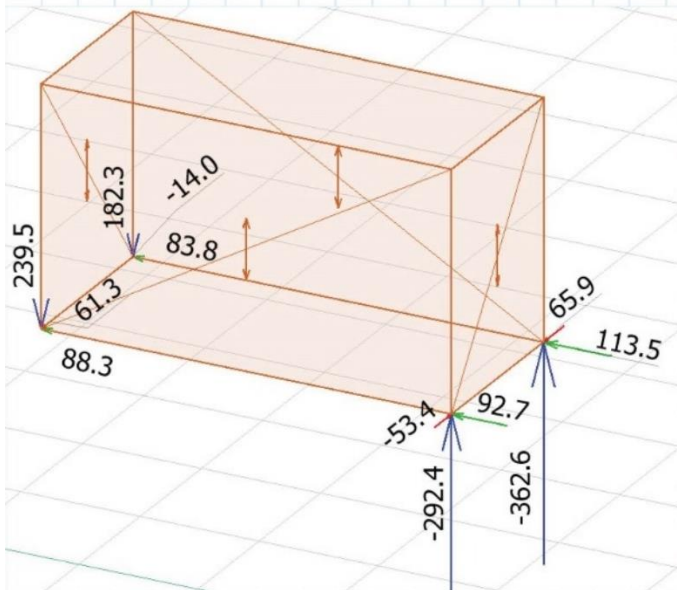
$$\tau_x := \frac{1.5 \cdot V_{Edx}}{\frac{2}{3} \cdot t' \cdot h'} = 0.598 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_y := \frac{1.5 \cdot V_{Edy}}{\frac{2}{3} \cdot t' \cdot b'} = 1.113 \frac{N}{mm^2}$$

Disse spenningene vil gå bra. Dette er grove beregninger som er til sikker side. Ved bestemmelse av tykkelser er det valgt til sikker side. Opptredende spenning vil være en del mindre.

Jordskjelvkrefter

LC28



$$P_{a28} := -182.3 \text{ kN}$$

$$P_{b28} := 362.6 \text{ kN}$$

$$P_{c28} := 292.4 \text{ kN}$$

$$P_{d28} := -239.5 \text{ kN}$$

$$P_{28,tot} := P_{a28} + P_{b28} + P_{c28} + P_{d28} = 233.2 \text{ kN}$$

$$V_{ab28} := -83.8 \text{ kN} - 113.5 \text{ kN} = -197.3 \text{ kN}$$

$$V_{cb28} := 53.4 \text{ kN} - 65.9 \text{ kN} = -12.5 \text{ kN}$$

$$V_{dc28} := -88.3 \text{ kN} - 92.7 \text{ kN} = -181 \text{ kN}$$

$$V_{da28} := -61.3 \text{ kN} + 14.0 \text{ kN} = -47.3 \text{ kN}$$

Momenter fra jordskjelv LC28

Moment om x-aksen

$$M_{x28} := \frac{((P_{c28} + P_{d28}) - (P_{a28} + P_{b28})) \cdot b}{2} = -191.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment om y-aksen

$$M_{y28} := \frac{((P_{c28} + P_{b28}) - (P_{d28} + P_{a28})) \cdot h}{2} = 3149.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

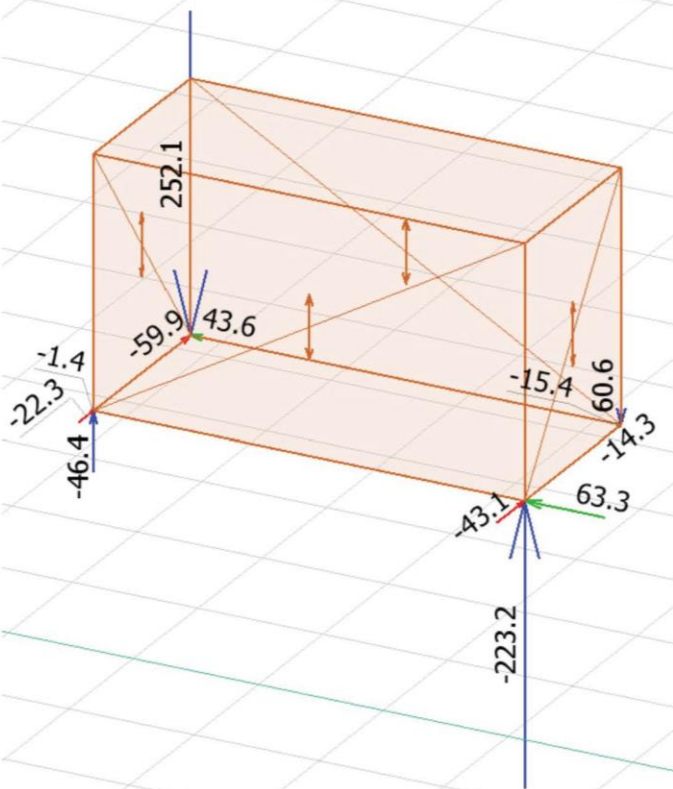
Spenninger

$$\sigma_{M28} := \frac{|M_{x28}|}{W_x} + \frac{|M_{y28}|}{W_y} = 1.212 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{N28} := \frac{P_{28,tot}}{A'} = 0.138 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Denne kan opptre som strekk og trykk!

LC15



$$P_{a15} := -252.1 \text{ kN}$$

$$P_{b15} := -60.6 \text{ kN}$$

$$P_{c15} := 223.2 \text{ kN}$$

$$P_{d15} := 46.4 \text{ kN}$$

$$P_{15.tot} := P_{a15} + P_{b15} + P_{c15} + P_{d15} = -43.1 \text{ kN}$$

$$V_{ab15} := -43.6 \text{ kN} + 15.4 \text{ kN} = -28.2 \text{ kN}$$

$$V_{cb15} := 43.1 \text{ kN} + 14.3 \text{ kN} = 57.4 \text{ kN}$$

$$V_{dc15} := 1.4 \text{ kN} - 63.3 \text{ kN} = -61.9 \text{ kN}$$

$$V_{da15} := 22.3 \text{ kN} + 59.9 \text{ kN} = 82.2 \text{ kN}$$

Momenter fra jordskjelv LC15

Moment om x-aksen

$$M_{x15} := \frac{((P_{d15} + P_{c15}) - (P_{a15} + P_{b15})) \cdot b}{2} = 873.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment om y-aksen

$$M_{y15} := \frac{((P_{a15} + P_{d15}) - (P_{b15} + P_{c15})) \cdot h}{2} = -1077.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Spenninger

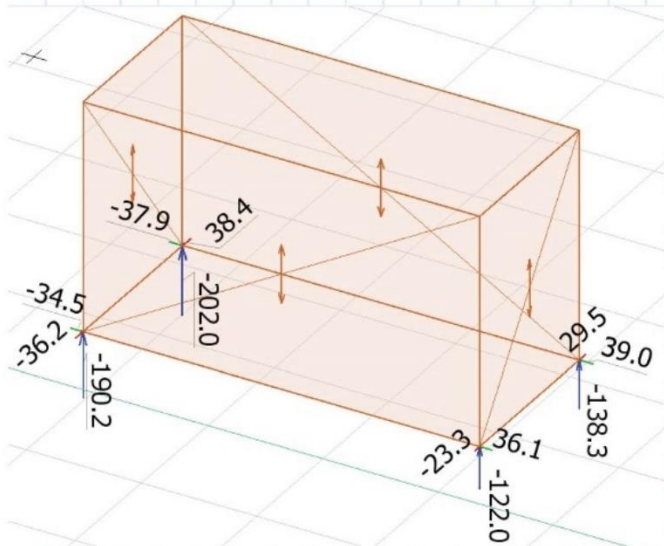
$$\sigma_{M15} := \frac{|M_{x15}|}{W_x} + \frac{|M_{y15}|}{W_y} = 0.815 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{N15} := \frac{P_{15.tot}}{A'} = -0.026 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Denne kan opptre som strekk og trykk!

Aksialkrefter jordskjelv

I lastkombinasjonen er det tatt høyde for langtidsandelen av de ulike lastene. Det inkluderer 1.0 x egenlasten, 0.6 x Nyttelast kategori C, 0.3 x nyttelast kategori A og 0.2 x snølasten.



$$N_{aj} := 202.0 \text{ kN}$$

$$N_{bj} := 138.3 \text{ kN}$$

$$N_{cj} := 122.0 \text{ kN}$$

$$N_{dj} := 190.2 \text{ kN}$$

$$N_{j.tot} := N_{aj} + N_{bj} + N_{cj} + N_{dj} = 652.5 \text{ kN}$$

$$V_{abj} := 37.9 \text{ kN} - 39.0 \text{ kN} = -1.1 \text{ kN}$$

$$V_{cbj} := 23.2 \text{ kN} - 29.5 \text{ kN} = -6.3 \text{ kN}$$

$$V_{dcj} := 34.5 \text{ kN} - 36.1 \text{ kN} = -1.6 \text{ kN}$$

$$V_{daj} := 36.2 \text{ kN} - 38.4 \text{ kN} = -2.2 \text{ kN}$$

Maksimale dimensjonerende aksialspenninger ved jordskjelv

$$M_{Njx} := \frac{((N_{dj} + N_{cj}) - (N_{aj} + N_{bj})) \cdot b}{2} = -42.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Njy} := \frac{((N_{aj} + N_{dj}) - (N_{bj} + N_{cj})) \cdot h}{2} = 385.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Spenninger

$$\sigma_{MNj} := \frac{|M_{Njx}|}{W_x} + \frac{|M_{Njy}|}{W_y} = 0.158 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{Nj} := \frac{N_{j.tot}}{A'} = 0.386 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Totale normalspenninger jordskjelv

$$\sigma_{N,jordskjelv,trykk} := \sigma_{Nj} + \sigma_{MNj} + \sigma_{M28} + \sigma_{N28} = 1.893 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Dette ser ut til å gå bra}$$

$$\sigma_{N,jordskjelv,strekk} := \sigma_{N,min} - |\sigma_{MN,min}| - |\sigma_{M28}| - |\sigma_{N28}| = -1.21 \frac{N}{mm^2}$$

Spennigner fra skjær ved jordskjelv

$$V_{Edx} := \max(|V_{dc28}|, |V_{ab28}|) = 197.3 \text{ kN}$$

$$V_{Edy} := \max(|V_{cb15}|, |V_{da15}|) = 82.2 \text{ kN}$$

$$\tau_x := \frac{1.5 \cdot V_{Edx}}{\frac{2}{3} \cdot t' \cdot h'} = 0.786 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_y := \frac{1.5 \cdot V_{Edy}}{\frac{2}{3} \cdot t' \cdot b'} = 0.661 \frac{N}{mm^2}$$

Disse spenningene vil gå bra. Dette er grove beregninger som er veldig til sikker side.

Spenning hvis ikke samvirke

$$W_{x.vegg} := \frac{1}{6} \cdot t' \cdot h^2 = (5.704 \cdot 10^8) \text{ mm}^3$$

$$W_{y.vegg} := \frac{1}{6} \cdot t' \cdot b^2 = (1.5 \cdot 10^8) \text{ mm}^3$$

Vegger y-retning, bruddgrense

Spenninger vind y-retning

$$\sigma_{M.vy.y} := \left| \frac{M_{vy.x}}{2 \cdot W_{y.vegg}} \right| = 4.694 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{M.vy.x} := \left| \frac{M_{vy.y}}{2 \cdot W_{x.vegg}} \right| = 0.346 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{N.vy} = -0.082 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Spenninger maks egenlast

$$\sigma_{Nb} = 0.636 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{Mb_x} := \left| \frac{M_{Nb_x}}{2 \cdot W_{y.vegg}} \right| = 0.25 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Spenninger minst egenlast

$$\sigma_{N.min} = 0.254 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{M.min.x} := \left| \frac{M_{N.min.x}}{2 \cdot W_{y.vegg}} \right| = 0.09 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Konservative maksimale spenninger

$$\sigma_{y.trykk} := \sigma_{M.vy.y} + \sigma_{M.vy.x} + \sigma_{N.vy} + \sigma_{Nb} + \sigma_{Mb_x} = 5.843 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{y.strekk} := -\sigma_{M.vy.y} - \sigma_{M.vy.x} + \sigma_{N.vy} + \sigma_{N.min} - \sigma_{M.min.x} = -4.958 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Vegger x-retning, bruddgrense

Spenninger vind x-retning

$$\sigma_{M.vx.x} := \left| \frac{M_{vx,y}}{2 \cdot W_{x.vegg}} \right| = 2.12 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{M.vx.y} := \left| \frac{M_{vx,x}}{2 \cdot W_{y.vegg}} \right| = 0.143 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{N.vx} = -0.088 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Spenninger maks egenlast

$$\sigma_{Nb} = 0.636 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{Mby} := \left| \frac{M_{Nby}}{2 \cdot W_{x.vegg}} \right| = 0.519 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Spenninger minst egenlast

$$\sigma_{N.min} = 0.254 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{M.min.y} := \left| \frac{M_{N.min.y}}{2 \cdot W_{x.vegg}} \right| = 0.249 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Konservative maksimale spenninger

$$\sigma_{x.trykk} := \sigma_{M.vx.x} + \sigma_{M.vx.y} + \sigma_{N.vx} + \sigma_{Nb} + \sigma_{Mby} = 3.329 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{x.strekk} := -\sigma_{M.vx.x} - \sigma_{M.vx.y} + \sigma_{N.vx} + \sigma_{N.min} - \sigma_{M.min.y} = -2.345 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Vegger y-retning, jordskjelv

Spenninger LC15 y-retning

$$\sigma_{M15y} := \left| \frac{M_{x15}}{2 \cdot W_{y.vegg}} \right| = 2.912 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{M15x} := \left| \frac{M_{y15}}{2 \cdot W_{x.vegg}} \right| = 0.944 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{N15} = -0.026 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Spenninger maks egenlast jordskjelv

$$\sigma_{Nj} = 0.386 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{MNjy} := \left| \frac{M_{Njy}}{2 \cdot W_{y.vegg}} \right| = 1.286 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Spenninger minst egenlast

$$\sigma_{N.min} = 0.254 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{M.min.y} := \left| \frac{M_{N.min.x}}{2 \cdot W_{y.vegg}} \right| = 0.09 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Konservative maksimale spenninger

$$\sigma_{y.trykk.j} := \sigma_{M15y} + \sigma_{M15x} + \sigma_{N15} + \sigma_{Nj} + \sigma_{MNjy} = 5.502 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{y.strekk.j} := -\sigma_{M15y} - \sigma_{M15x} + \sigma_{N15} + \sigma_{N.min} - \sigma_{M.min.y} = -3.717 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Vegger x-retning, jordksjelv

Spenninger vind x-retning

$$\sigma_{M28x} := \left| \frac{M_{y28}}{2 \cdot W_{x.vegg}} \right| = 2.761 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{M28y} := \left| \frac{M_{x28}}{2 \cdot W_{y.vegg}} \right| = 0.637 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{N28} = 0.138 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Spenninger maks egenlast

$$\sigma_{Nj} = 0.386 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{MNjx} := \left| \frac{M_{Njy}}{2 \cdot W_{x.vegg}} \right| = 0.338 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Spenninger minst egenlast

$$\sigma_{N.min} = 0.254 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{M.min.x} := \left| \frac{M_{N.min.y}}{2 \cdot W_{x.vegg}} \right| = 0.249 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Konservative maksimale spenninger

$$\sigma_{x.trykk} := \sigma_{M28x} + \sigma_{M28y} + \sigma_{N28} + \sigma_{Nj} + \sigma_{MNjx} = 4.26 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{x.strekk} := -\sigma_{M28x} - \sigma_{M28y} + \sigma_{N28} + \sigma_{N.min} - \sigma_{M.min.y} = -3.096 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

5.13 Avstivende vegg

Avstivende vegg

Følgende vegg vil bli kontrollert. Dette er en vegg som er en del av hovedavstivningssystemet. På grunn av at det skal være åpent ytterst i nederste etasje, kan ikke skiven fortsette i full størrelse i den etasjen. Det blir derfor satt inn en søyle ytterst.

Søylen vil få en ekstrem trykklast. Eventuelt kan det bli strekk i søylen.

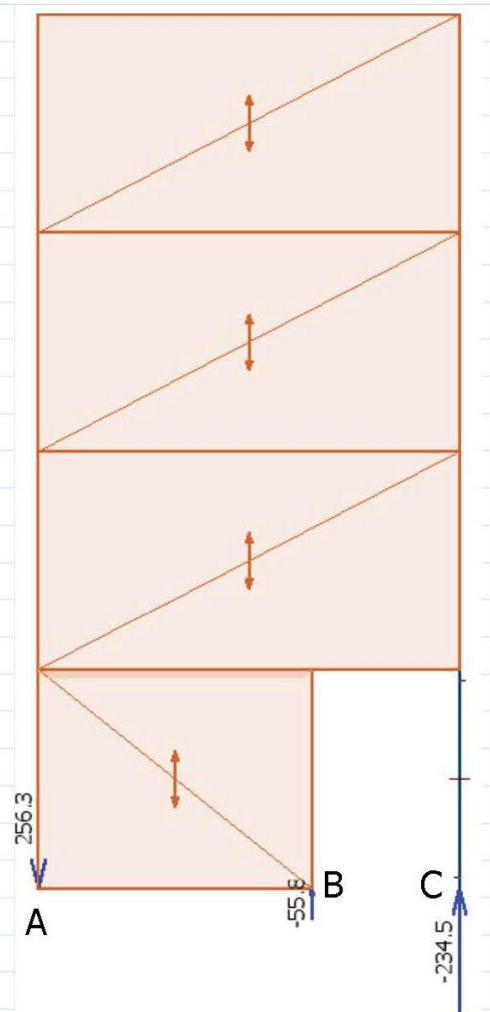
Søylen kan ikke ta skjær. Skjærkraften må derfor gå i det reduserte skivearealet i nederste etasje.

Veggsmål

$$l_{ac} := 7.7 \text{ m}$$

$$l_{ab} := 5 \text{ m}$$

$$l_{bc} := 2.7 \text{ m}$$



Tverrsnittsdata

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

Elementtykkelse

$$t' := \frac{t}{2} = 100 \text{ mm}$$

Redusert elementtykkelse

$$I := \frac{1}{12} \cdot t' \cdot l_{ab}^3 = (1.042 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^4$$

Annet arealmoment

$$y := \frac{l_{ab}}{2} = 2.5 \text{ m}$$

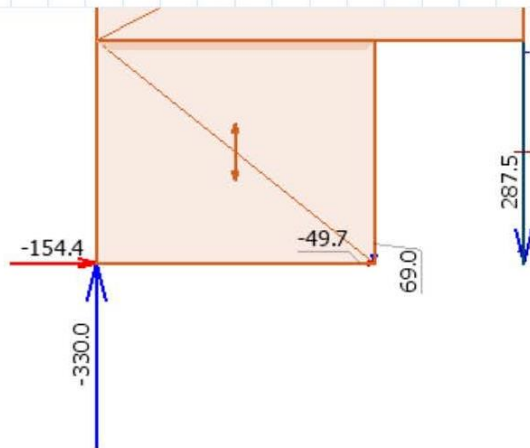
$$W := \frac{I}{y} = (4.167 \cdot 10^8) \text{ mm}^3$$

Motstandsmoment

$$A' := l_{ab} \cdot t' = (5 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Redusert tverrsnittsareal

Vind, x- (strekk i søyle) LC1



$$P_{a1} := 330 \text{ kN}$$

$$P_{b1} := -69 \text{ kN}$$

$$P_{c1} := -287.5 \text{ kN}$$

$$P_{ab1} := P_{a1} + P_{b1} = 261 \text{ kN}$$

$$V_{a1} := 154.4 \text{ kN}$$

$$V_{b1} := 49.7 \text{ kN}$$

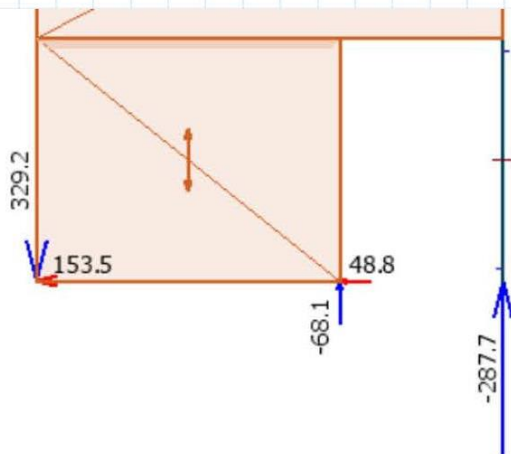
$$V_1 := V_{a1} + V_{b1} = 204.1 \text{ kN}$$

$$M_1 := \frac{(P_{a1} - P_{b1}) \cdot l_{ab}}{2} = 997.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{M1} := \frac{M_1}{W} = 2.394 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{N1} := \frac{P_{ab1}}{A'} = 0.522 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Vind, x+ (trykk i søyle) LC2



$$P_{a2} := -329.2 \text{ kN}$$

$$P_{b2} := 68.1 \text{ kN}$$

$$P_{c2} := 287.7 \text{ kN}$$

$$P_{ab2} := P_{a2} + P_{b2} = -261.1 \text{ kN}$$

$$V_{a2} := -153.5 \text{ kN}$$

$$V_{b2} := -48.8 \text{ kN}$$

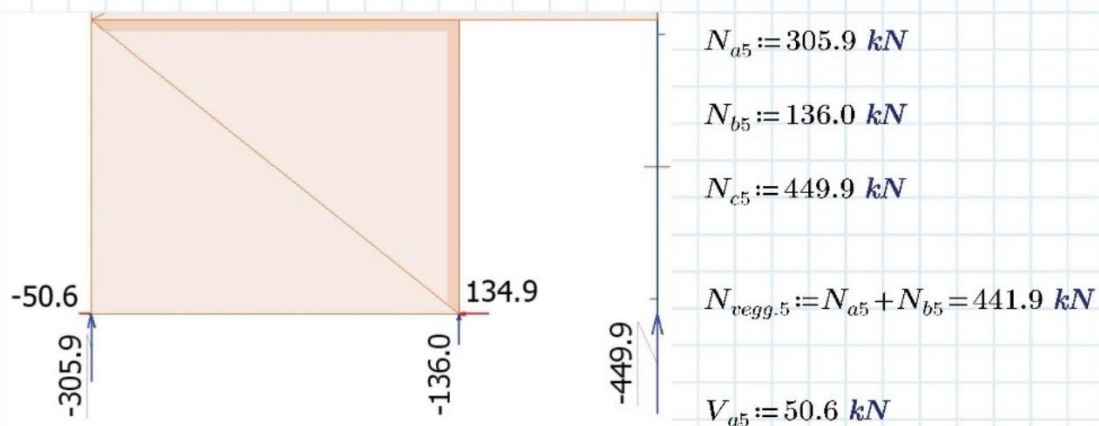
$$V_2 := V_{a2} + V_{b2} = -202.3 \text{ kN}$$

$$M_2 := \frac{(P_{a2} - P_{b2}) \cdot l_{ab}}{2} = -993.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{M2} := \frac{M_2}{W} = -2.384 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{N2} := \frac{P_{ab2}}{A'} = -0.522 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Aksiallast trykk, LC5. Størst trykk i vegg



$$N_{a5} := 305.9 \text{ kN}$$

$$N_{b5} := 136.0 \text{ kN}$$

$$N_{c5} := 449.9 \text{ kN}$$

$$N_{vegg.5} := N_{a5} + N_{b5} = 441.9 \text{ kN}$$

$$V_{a5} := 50.6 \text{ kN}$$

$$V_{b5} := -134.9 \text{ kN}$$

$$V_5 := V_{a5} + V_{b5} = -84.3 \text{ kN}$$

$$M_{A5} := \frac{(N_{a5} - N_{b5}) \cdot l_{ab}}{2} = 424.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{MA5} := \frac{M_{A5}}{W} = 1.019 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{NA5} := \frac{N_{vegg.5}}{A'} = 0.884 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Aksiallast trykk, LC1. Størst trykk i søyle



$$N_{a1} := 296.5 \text{ kN}$$

$$N_{b1} := 132.9 \text{ kN}$$

$$N_{c1} := 452.3 \text{ kN}$$

$$N_{vegg.1} := N_{a1} + N_{b1} = 429.4 \text{ kN}$$

$$V_{aN1} := 50.3 \text{ kN}$$

$$V_{bN1} := -130.4 \text{ kN}$$

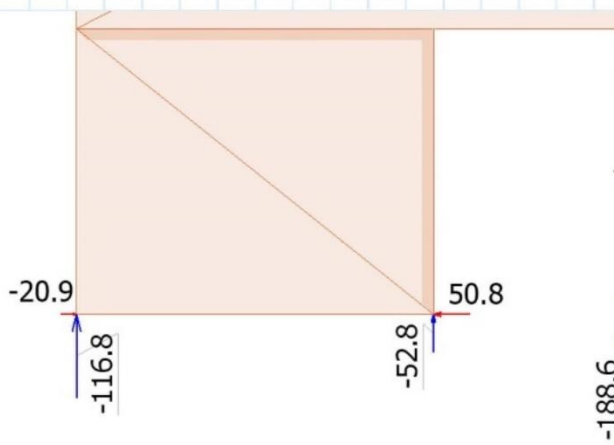
$$V_{N1} := V_{aN1} + V_{bN1} = -80.1 \text{ kN}$$

$$M_{A1} := \frac{(N_{a1} - N_{b1}) \cdot l_{ab}}{2} = 409 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{MA1} := \frac{M_{A1}}{W} = 0.982 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{NA1} := \frac{N_{vegg.1}}{A'} = 0.859 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Aksiallast 0,9 x egenlast



$$N_{a.min} := 116.8 \text{ kN}$$

$$N_{b.min} := 52.8 \text{ kN}$$

$$N_{c.min} := 188.6 \text{ kN}$$

$$N_{vegg.min} := N_{a.min} + N_{b.min} = 169.6 \text{ kN}$$

$$V_{a.min} := 20 \text{ kN}$$

$$V_{b.min} := -48 \text{ kN}$$

$$V_{min.tot} := V_{a.min} + V_{b.min} = -28 \text{ kN}$$

$$M_{A.min} := \frac{(N_{a.min} - N_{b.min}) \cdot l_{ab}}{2} = 160 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{MA.min} := \frac{M_{A.min}}{W} = 0.384 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{NA.min} := \frac{N_{vegg.min}}{A'} = 0.339 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Maksimale spenninger

$$\sigma_{A.max} := \sigma_{NA5} + \sigma_{MA5} + \sigma_{M1} + \sigma_{N1} = 4.819 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{A.min} := \sigma_{M2} + \sigma_{N2} + \sigma_{MA.min} + \sigma_{NA.min} = -2.183 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{b.max} := (-\sigma_{M2}) + (-\sigma_{N2}) + (-\sigma_{MA5}) + \sigma_{NA5} = 2.77 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{b.min} := -\sigma_{MA.min} + \sigma_{NA.min} - \sigma_{M1} + \sigma_{N1} = -1.917 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Ed} := |V_2 + V_{N1}| = 282.4 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft

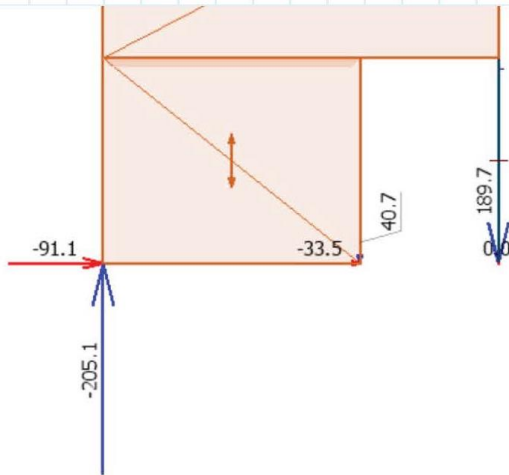
$$\tau_{max} := \frac{1.5 \cdot V_{Ed}}{\frac{2}{3} \cdot t' \cdot l_{ab}} = 1.271 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$N_{søyle.max} := P_{c2} + N_{c1} = 740 \text{ kN}$$

$$N_{søyle.min} := N_{c.min} + P_{c1} = -98.9 \text{ kN} \quad (\text{Strekk})$$

Seismiske lasttilfeller

Seismisk, LC15 (strekk i søyle)



$$P_{a15} := 205.1 \text{ kN}$$

$$P_{b15} := -40.7 \text{ kN}$$

$$P_{c15} := -189.7 \text{ kN}$$

$$P_{ab15} := P_{a15} + P_{b15} = 164.4 \text{ kN}$$

$$V_{a15} := 91.1 \text{ kN}$$

$$V_{b15} := 33.5 \text{ kN}$$

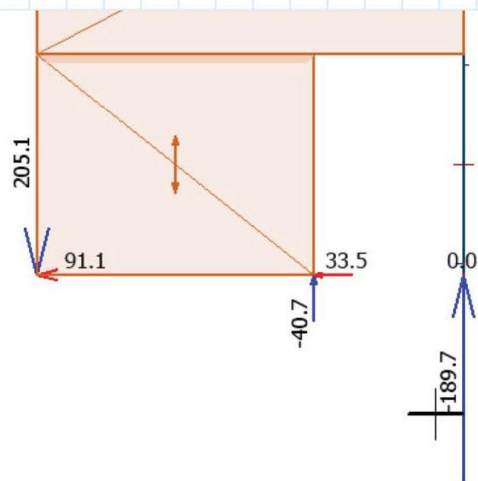
$$V_{15} := V_{a15} + V_{b15} = 124.6 \text{ kN}$$

$$M_{15} := \frac{(P_{a15} - P_{b15}) \cdot l_{ab}}{2} = 614.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{M15} := \frac{M_{15}}{W} = 1.475 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{N15} := \frac{P_{ab15}}{A'} = 0.329 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Seismisk, LC14 (trykk i søyle)



$$P_{a14} := -205.1 \text{ kN}$$

$$P_{b14} := 40.7 \text{ kN}$$

$$P_{c14} := 189.7 \text{ kN}$$

$$P_{ab14} := P_{a14} + P_{b14} = -164.4 \text{ kN}$$

$$V_{a14} := -91.1 \text{ kN}$$

$$V_{b14} := -33.5 \text{ kN}$$

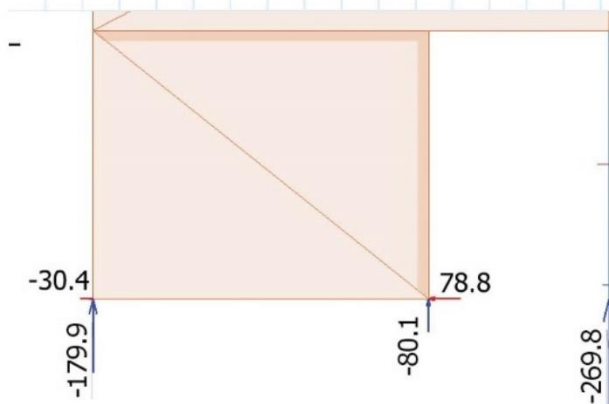
$$V_{14} := V_{a14} + V_{b14} = -124.6 \text{ kN}$$

$$M_{14} := \frac{(P_{a14} - P_{b14}) \cdot l_{ab}}{2} = -614.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{M14} := \frac{M_{14}}{W} = -1.475 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{N14} := \frac{P_{ab14}}{A'} = -0.329 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Maks aksiallast ved seismisk påvirkning



$$N_{aj} := 179.9 \text{ kN}$$

$$N_{bj} := 80.1 \text{ kN}$$

$$N_{ej} := 269.8 \text{ kN}$$

$$N_{vegg,j} := N_{aj} + N_{bj} = 260 \text{ kN}$$

$$V_{aj} := 30.4 \text{ kN}$$

$$V_{bj} := -78.8 \text{ kN}$$

$$V_{j,tot} := V_{aj} + V_{bj} = -48.4 \text{ kN}$$

$$M_{Aj} := \frac{(N_{aj} - N_{bj}) \cdot l_{ab}}{2} = 249.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{MAj} := \frac{M_{Aj}}{W} = 0.599 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{NAj} := \frac{N_{vegg,j}}{A'} = 0.52 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Totale seismiske spenninger

$$\sigma_{aj.max} := \sigma_{M15} + \sigma_{N15} + \sigma_{MAj} + \sigma_{NAj} = 2.922 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{aj.min} := \sigma_{M14} + \sigma_{N14} + \sigma_{MA.min} + \sigma_{NA.min} = -1.08 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{bj.max} := (-\sigma_{NAj}) + (-\sigma_{MAj}) + (-\sigma_{M14}) + \sigma_{N14} = 0.027 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{bj.min} := \sigma_{N15} + (-\sigma_{M15}) + \sigma_{NA.min} + (\sigma_{MA.min}) = -0.423 \frac{N}{mm^2}$$

$$V_{Edj} := |V_{j.tot} + V_{14}| = 173 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft

$$\tau_{max} := \frac{1.5 \cdot V_{Edj}}{\frac{2}{3} \cdot t' \cdot l_{ab}} = 0.779 \frac{N}{mm^2}$$

$$N_{søyle.j.max} := N_{cj} + P_{c14} = 459.5 \text{ kN}$$

$$N_{søyle.j.min} := N_{c.min} + P_{c15} = -1.1 \text{ kN}$$

$$n_2 := \frac{\sigma_{c0d}}{K_c \cdot f_{c0d}} + K_m \cdot \frac{\sigma_{myd}}{f_{md}} + \frac{\sigma_{mzd}}{f_{md}} = 0.519 \quad (6.24)$$

$$n_{max} := \max(n_1, n_2) = 0.519$$

Kombinasjon av bøyning og aksialt strekk

Strekraften er vesentlig mindre enn trykkraften, og kapasiteten for strekk er tilnærmet lik som for trykk. Søylene har dermed tilstrekkelig kapasitet. Det er likevel viktig å påse at forbindelsen mellom søylen og fundament, samt søyle og vegg har kapasitet til å ta strekkraften. Dette kan utføres ved bruk av en innslisset stålplate og dybler.

5.14 Søyle S.7.1

Limtresøyler

GL30c Materialdata

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

Karakteristisk bøyespenning

$$f_{t0k} := 19.5 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk strekkspenning

$$f_{c0k} := 24.5 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk trykkspenning i fiberretningen

$$f_{c90k} := 2.5 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk trykkspenning normalt på fiberretningen

$$f_{vgk} := 3.5 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk skjærspenning

$$E_{005} := 10800 \frac{N}{mm^2}$$

5% fraktil av E-modul

$$\gamma_{gk} := 390 \frac{kg}{m^3}$$

Karakteristisk tyngdetetthet

$$\gamma_m := 1.15$$

Tverrsnittsdata

$$l := 4 \text{ m} \quad b := 350 \text{ mm} \quad h := 350 \text{ mm} \quad A := b \cdot h = (1.225 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Lastareal

$$L_{b1} := 2.5 \text{ m}$$

Lastbredde

$$L_{b2} := 2.4 \text{ m}$$

$$L1 := \frac{2.7}{2} \cdot m = 1.35 \text{ m}$$

$$L2 := L1 = 1.35 \text{ m}$$

$$L_{katC} := L1 \cdot L_{b1} = 3.375 \text{ m}^2$$

Lastareal

$$L_{katA} := L2 \cdot L_{b2} = 3.24 \text{ m}^2$$

$$L_{tot} := L_{katA} + L_{katC} = 6.615 \text{ m}^2$$

Laster

hentet fra FEM-design, ferdig med lastfaktor

$$g_f := 452.3 \text{ kN}$$

$$p_f := 287.7 \text{ kN}$$

Lastkombinasjoner

Klimaklasse: 3 - utendørs ikke oppvarmet

$$\psi_{0,p} := 0 \quad \psi_{0,v} := 0.6 \quad \psi_{0,s} := 0.7 \quad \psi_{0,pe} := 0.7$$

Test av kombinasjoner

Egenlast, nyttelast, snølast og vindlast

$$K_{mod.inst} := 0.9$$

$$N_1 := g_f + p_f = 740 \text{ kN}$$

$$\sigma_1 := \frac{N_1}{A} = 6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{c0d1} := f_{c0k} \cdot \frac{K_{mod.inst}}{\gamma_m} = 19.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$U_1 := \frac{\sigma_1}{f_{c0d1}} = 0.315$$

Egenlast

$$K_{mod.permanent} := 0.5$$

$$N_2 := g_f = 452.3 \text{ kN}$$

$$\sigma_4 := \frac{N_2}{A} = 3.7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{c0d4} := f_{c0k} \cdot \frac{K_{mod.permanent}}{\gamma_m} = 10.7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$U_4 := \frac{\sigma_4}{f_{c0d4}} = 0.347$$

Dimensjonerende faktorer i bruddgrense

$$K_{mod} := K_{mod,permanent} = 0.5$$

$$N_{Ed} := N_2 = 452.3 \text{ kN}$$

Spenninger

$$f_{md} := f_{mk} \cdot \frac{K_{mod}}{\gamma_m} = 13.043 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende bøyespenning

$$f_{c0d} := f_{c0k} \cdot \frac{K_{mod}}{\gamma_m} = 10.652 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende trykkspenning i fiberretningen

Sterk akse

$$I_y := \frac{1}{12} b \cdot h^3 = (1.251 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$y := \frac{h}{2} = 175 \text{ mm}$$

$$W_y := \frac{I_y}{y} = (7.146 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

Svak akse

$$I_z := \frac{1}{12} h \cdot b^3 = (1.251 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$z := \frac{b}{2} = 175 \text{ mm}$$

$$W_z := \frac{I_z}{z} = (7.146 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{c0d} := \frac{N_{Ed}}{A} = 3.692 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{c0d} = 10.652 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Moment i søylen

$$M_{Edy} := N_{Ed} \cdot 20 \text{ mm} = 9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Edz} := N_{Ed} \cdot 20 \text{ mm} = 9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Bøyning

$$\sigma_{myd} := \frac{M_{Edy}}{W_y} = 1.266 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{mzd} := \frac{M_{Edz}}{W_z} = 1.266 \frac{N}{mm^2}$$

$$u_{my} := \frac{\sigma_{myd}}{f_{md}} = 0.097$$

$$u_{mz} := \frac{\sigma_{mzd}}{f_{md}} = 0.097$$

Fastholdt system ok.

Knekking

$$\beta_c := 0.1 \quad \text{Limtre (6.29)}$$

$$K_m := 0.7 \quad \text{Rektangulære tverrsnitt [6.1.6]}$$

Sterk akse

Svak akse

$$l_{ky} := 1.0 \cdot l$$

$$l_{kz} := 1.0 \cdot l$$

$$i_y := 0.29 \cdot h = 101.5 \text{ mm}$$

$$i_z := 0.29 \cdot b = 101.5 \text{ mm}$$

$$\lambda_y := \frac{l_{ky}}{i_y} = 39.409$$

$$\lambda_z := \frac{l_{kz}}{i_z} = 39.409$$

$$\lambda_{rel,y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c0k}}{E_{005}}} = 0.597$$

$$\lambda_{rel,z} := \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c0k}}{E_{005}}} = 0.597$$

$$K_y := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) - \lambda_{rel,y}^2)$$

$$K_z := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0.3) - \lambda_{rel,z}^2)$$

$$K_y = 0.336$$

$$K_z = 0.336$$

$$K_{cy} := \frac{1}{K_y + \sqrt{K_y^2 + \lambda_{rel,y}^2}} = 0.978$$

$$K_{cz} := \frac{1}{K_z + \sqrt{K_z^2 + \lambda_{rel,z}^2}} = 0.978$$

$$K_c := \min(K_{cy}, K_{cz}) = 0.978$$

Kombinasjon av bøyning og aksialkraft

$$n_1 := \frac{\sigma_{c0d}}{K_c \cdot f_{c0d}} + \frac{\sigma_{myd}}{f_{md}} + K_m \cdot \frac{\sigma_{mzd}}{f_{md}} = 0.519 \quad (6.23)$$

5.15 Fundament søyle med strekk

Fundament - søyle i avstivende vegg

Søylene er regnet som leddet til fundament. Regner med et moment tilsvarende eksentrisitet på 20mm

Last i fundament

$$N_{Ed.søyle} := 740 \text{ kN}$$

Trykkraft i søyle

$$N_{Ed} := N_{Ed.søyle} + 120 \text{ kN}$$

Legger konservativt til 120 kN for å tåle ekstre last fra forankring (fundament + sprengstein), se forklaring i bunn av dokumentet.

$$N_{Ed.strekk} := -98.9 \text{ kN}$$

Strekraft i søyle

$$M_{Ed} := N_{Ed} \cdot 20 \text{ mm} = 17.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment

Mål på fundament

$$e_0 := \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = 0.02 \text{ m}$$

Eksentrisitet

$$B_{min} := \sqrt{\frac{N_{Ed}}{500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}} + 2 \cdot e_0 = 1.351 \text{ m}$$

Minste bredde for å unngå velting

Prøver med $B=1,5 \text{ m}$

$$B := 1.5 \text{ m}$$

Bredde på fundament

$$B_0 := B - 2 \cdot e_0 = 1.46 \text{ m}$$

Effektiv bredde

$$q_v := \frac{N_{Ed}}{B_0^2} = 403.453 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Denne spenningen går greit

Dimensjoner fundament

Materialdata

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

Tyngdetetthet, betong

$$\gamma_c := 1.5$$

Materialfaktor, betong

$$f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Trykkfasthet, betong

$$f_{yd} := \frac{500}{1.15} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 434.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende flytespenning armering

$$f_{cd} := \frac{0.85 \cdot 35}{1.5} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 19.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende trykkspenning betong

$$\sigma_{gd} := 500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Dimensjonerende trykkspenning sprengstein

Fundamentdimensjonering

Benytter dimensjonerende grunntrykk til dimensjonering av fundament

$$c_{nom} := 40 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 50 \text{ mm}$$

Overdekning til fundament

$$d_{min} := \sqrt{\frac{M_{Ed}}{0.275 \cdot f_{cd} \cdot B}} = 45.852 \text{ mm}$$

Prøver med $t = 400 \text{ mm}$

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

Tykkelse på fundament

$$d := t - c_{nom} - 16 \text{ mm} - 8 \text{ mm} = 326 \text{ mm}$$

d til armeringslaget som ligger øverst i nettet

$$M_{Ed} := \sigma_{gd} \cdot \frac{\left(\frac{B}{2}\right)^2}{2} \cdot m = 140.625 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment i fundament ved senter søyle

$$V_{Ed} := \sigma_{gd} \cdot \frac{B}{2} \cdot m = 375 \text{ kN}$$

Skjærkraft

$$M_{Rdc} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot B \cdot d^2 = 869.471 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Betongtrykkapasitet

$$z_1 := \left(1 - 0.17 \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rdc}} \right) \right) = 0.973$$

$$z := \min(z_1, 0.95) = 0.95$$

$$A_{s,min} := \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z \cdot d} = 1044.4 \text{ mm}^2$$

Totalt armeringsbehov

Armering

$$A_{k16} := 8 \text{ mm} \cdot 8 \text{ mm} \cdot \pi = 201.062 \text{ mm}^2$$

$$n_{k16} := \frac{A_{s,min}}{A_{k16}} = 5.194$$

$$cc_{min} := \frac{B_0}{n_{k16}} = 281.082 \text{ mm}$$

Legger k16 c 200 # BS

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

$$A_s := \left(\frac{B}{cc} + 1 \right) \cdot A_{k16} = (1.709 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Gjennomlokking

Regner med en stiv stålplate på 450 x 450 ned til fundament.

$$d_{ef} := d + \frac{16 \text{ mm}}{2} = 334 \text{ mm}$$

Kontrollsnitt 0

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

$$\mu_0 := 4 \cdot C = 1.8 \text{ m}$$

$$W_0 := \frac{C^2}{2} + C^2 = (3.038 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$\frac{C}{C} = 1 \quad \rightarrow \quad k := 0.6$$

$$\beta_0 := 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \cdot \frac{\mu_0}{W_0} = 1.581$$

$$v_{Ed} := \frac{\beta_0 \cdot N_{Ed}}{\mu_0 \cdot d_{ef}} = 2.262 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$$

$$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \frac{N}{mm^2}} \right) = 0.516$$

$$v_{Rd.maks} := 0.4 \cdot v \cdot f_{cd} = 4.094 \frac{N}{mm^2}$$

$$v_{Ed} = 2.262 \frac{N}{mm^2} < v_{Rd.maks} = 4.094 \frac{N}{mm^2}$$

Kontrollschnitt 1

$$\mu_1 := 4 \cdot C + 4 \cdot \pi \cdot d_{ef} = 5.997 \text{ m}$$

$$W_1 := \frac{C^2}{2} + C^2 + 4 \cdot C \cdot d_{ef} + 16 \cdot d_{ef}^2 + 2 \cdot \pi \cdot d_{ef} \cdot C = (3.634 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$\beta_1 := 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \cdot \frac{\mu_1}{W_1} = 1.162$$

$$v_{Ed1} := \frac{\beta_1 \cdot N_{Ed}}{\mu_1 \cdot d_{ef}} = 0.499 \frac{N}{mm^2}$$

Kapasitet uten armering

$$K_2 := 0.15$$

$$C_{Rd.c} := \frac{K_2}{\gamma_c} = 0.1$$

$$\rho_{ly} := \frac{A_s}{B \cdot d_{ef}} = 0.003$$

$$\rho_{lx} := \rho_{ly}$$

$$\rho_1 := \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} = 0.003$$

$$K := 1 + \sqrt{\frac{200}{\frac{d_{ef}}{\text{mm}}}} = 1.774$$

$$v_{Rd.c1} := C_{Rd.c} \cdot K \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{N}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0.405 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$v_{min1} := 0.035 \cdot K^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{N}}} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0.303 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$v_{Rd.c1} := \max(v_{Rd.c1}, v_{min1}) = 0.405 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$v_{Ed1} = 0.499 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} > v_{Rd.c1} = 0.405 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Det må skjærarmeres

Skjærarmering

$$S_{r.maks} := 0.75 \cdot d_{ef} = 250.5 \text{ mm}$$

$$f_{ywd.ef} := \left(250 + 0.25 \cdot \frac{d_{ef}}{\text{mm}} \right) \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 333.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_{sw.1} := \frac{S_{r.maks} \cdot v_{Ed1} \cdot \mu_1}{1.5 \cdot f_{ywd.ef}} = 1498.104 \text{ mm}^2$$

$$A_{k12} := 113 \text{ mm}^2$$

$$n_{k12} := \frac{A_{sw.1}}{A_{k12}} = 13.258$$

Tangensiell senteravstand

$$s := \frac{\mu_1}{n_{k12}} = 452.358 \text{ mm}$$

Kan regner snitt hvor det ikke lenger er behov for skjærarmoring. Dette vil ligge utenfor fundamentet. Det er behov for skjærbøyler i hele fundamentet, med avstander som beregnet.

Forankring ved strekkraft

Sprengstein

Legger sprengstein over fundamentet for å holde igjen.

$$\gamma_{ss} := 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Tyngdetetthet sprengstein

$$N_{Ed.strekk} := N_{Ed.strekk} + 0.9 \cdot 1.2 \cdot \gamma_B \cdot B^2 \cdot t = -74.6 \text{ kN}$$

Strekraft minus vekt av fundamentet

Nødvendig dybde på fundament

$$d := \frac{N_{Ed.strekk}}{B^2 \cdot \gamma_{ss}} - t = -2.242 \text{ m}$$

Bunn av fundamentet må ligge 2,3 meter under topp sprengstein.

5.16 Dekkeskive

Dekkeskive

Vindlast på dekkesskiven

$$q_y := 3.76 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 2.28 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 6.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Mål på dekkesskiven

$$l := 41 \text{ m} \quad b := 20 \text{ m}$$

Mål på massivtreelementer

$$b_{\text{element}} := 2.4 \text{ m}$$

Tykkelse på lameller i svak retning

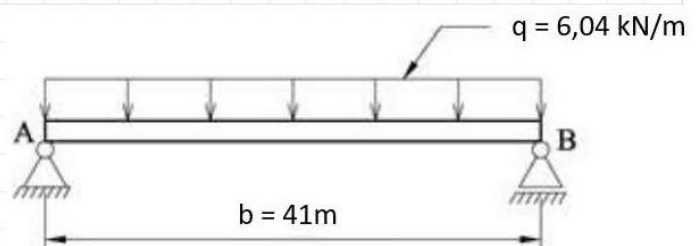
$$t_{\text{svak}} := 60 \text{ mm}$$

$$t_{\text{sterk}} := 160 \text{ mm}$$

Konservativt moment

Regner som en bjelke med opplegg i hver ende av bygget. I praksis vil de avtivede veggene fungere som opplegg. Momentet i dekkesskiven vil derfor bli betydelig mindre i praksis.

$$M := \frac{q_y \cdot l^2}{8} = (1.269 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$



Motstandsmoment

Motstandsmomentet regnes som summen av motstandsmomentet til alle dekkesskivene uten samvirke.

$$W_{\text{svak}} := \frac{b}{b_{\text{element}}} \cdot \frac{1}{6} \cdot t_{\text{svak}} \cdot b_{\text{element}}^2 = (4.8 \cdot 10^8) \text{ mm}^3$$

$$W_{\text{sterk}} := \frac{b}{b_{\text{element}}} \cdot \frac{1}{6} \cdot t_{\text{sterk}} \cdot b_{\text{element}}^2 = (1.28 \cdot 10^9) \text{ mm}^3$$

Spenning i dekkeskiven. Denne er til sikker side.

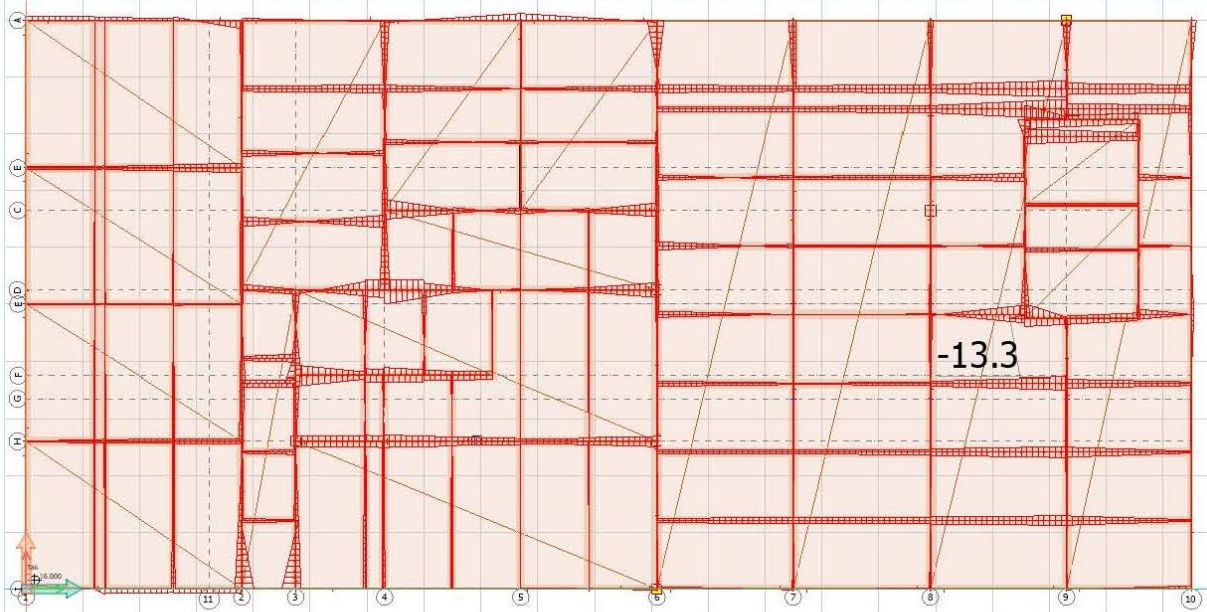
$$\sigma_{svak} := \frac{M}{W_{svak}} = 2.644 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{sterk} := \frac{M}{W_{sterk}} = 0.992 \frac{N}{mm^2}$$

Spenning fra FEM-design

$$F_{maks} := 13.3 \frac{kN}{m}$$

$$\sigma := \frac{F_{maks}}{t_{svak}} = 0.222 \frac{N}{mm^2}$$



6. Klima

6.1 Stål & Betong

Totalt klimagassutslipp for stål- og betongbygget, hentet fra One Click LCA.

Resultatkategori		Klimagassutslipp kg CO ₂ e ⓘ
A1-A3 ⓘ	Byggematerialer	3,88E5
+ A4 ⓘ	Transport til byggeplassen	1,41E4
+ C1-C4 ⓘ	Slutten på livet	6,02E3
+ D ⓘ	Utover livsløp (ikke inkludert i totalen)	-7,07E4
Total		4,08E5

Resultatsammendrag for stål- og betongbygget, hentet fra One Click LCA.

Hoved > Midtbygda Sykehjem > Midtbygda sykehjem stål betong > Life-cycle assessm

Life-cycle assessment, EN-15978

Avsnitt	Resultatkategori	Klimagassutslipp kg CO ₂ e
A1-A3	Byggematerialer	3,88E5
A4	Transport til byggeplassen	1,41E4
A4	Transport til byggeplassen	1,18E4
A4-leg2	Transport til byggeplassen - leg 2	2,26E3
A5	Byggeplass	
B1-B5	Maintenance and material replacement	
B6	Energibruk i drift	
B7	Water use	
C1-C4	Slutten på livet	6,02E3
C1-C4	Dekonstruksjon	6,02E3
D	Utover livsløp (ikke inkludert i totalen)	-7,07E4
A5m-benefit	Byggeplass - materialbruk - fordel	
A5-benefit	Construction site - material wastage - benefit	0E0
D	Installerte materialer - fordeler	-7,07E4
D2	Eksportert energi (ikke inkludert i totalen)	

Oversikt over de ulike byggematerialenes påvirkning på klimagassutslippet til stål- og betongbygget.

Midtbygda Sykehjem: Midtbygda sykehjem stål betong

Life-cycle assessment, EN-15978: Byggematerialer

Vis tall Skjul

Konstruksjon	Ressurs	Brukerinngang	Klimagassutslipp kg CO ₂ e	Acidification kg SO ₂ e	Eutrophication kg PO ₄ e	Ozone depletion potential kg CFC11e	Formation of ozone of lower atmosphere kg Ethenee	Total use of primary energy ex. raw materials MJ
► Bygningmaterier > Grunn og fundamenter > Fundament, grunn, kjeller og støttemurer (20, 21)								
		Andel	13,57 %	5,93 %	3,15 %	5,4 %	39,76 %	8,58 %
► Bygningmaterier > Vertikale strukturer og fasade > Søylar og bærende vertikale strukturer (22)								
		Andel	34,3 %	35,6 %	10,97 %	11,06 %	36,89 %	36,04 %
► Bygningmaterier > Horisontale strukturer: Bjelker, gulv og tak > Gulvplater, himling, dekker på tak, bjelker og tak (25, 26)								
		Andel	52,13 %	58,47 %	85,88 %	83,54 %	23,35 %	55,38 %

Fundament

Konstruksjon	Ressurs	Brukerinngang	Klimagassutslipp kg CO ₂ e	Acidification kg SO ₂ e	Eutrophication kg PO ₄ e	Ozone depletion potential kg CFC11e	Formation of ozone of lower atmosphere kg Ethenee	Total use of primary energy ex. raw materials MJ	Biogent karbonlagring kg CO ₂ e bio	Kommentarer
▼ Bygningmaterier > Grunn og fundamenter > Fundament, grunn, kjeller og støttemurer (20, 21)										
	Ferdigbetong, ekskludert armeringsstål, C32/40 (B35 M45) (No... ?	172,98 m ³	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %		Fundament
		Andel	13,57 %	5,93 %	3,15 %	5,4 %	39,76 %	8,58 %		

Søylar og sjakt

▼ Bygningmaterier > Vertikale strukturer og fasade > Søylar og bærende vertikale strukturer (22)										
	Varmformet hulprofil, 7850 kg/m ³ , thickness 3-250 mm (Norsk ... ?	0,46 m ³	7,65 %	9,36 %	8,6 %	7,79 %	4,18 %	8,58 %		RHS 400x200x10
	Varmformet hulprofil, 7850 kg/m ³ , thickness 3-250 mm (Norsk ... ?	0,84 m ³	13,97 %	17,09 %	15,71 %	14,23 %	7,63 %	15,66 %		RHS 450x250x16
	Varmformet hulprofil, 7850 kg/m ³ , thickness 3-250 mm (Norsk ... ?	0,96 m ³	15,97 %	19,53 %	17,95 %	16,26 %	8,71 %	17,9 %		RHS 250x150x10
	Varmformet hulprofil, 7850 kg/m ³ , thickness 3-250 mm (Norsk ... ?	2,42 m ³	40,25 %	49,23 %	45,25 %	40,98 %	21,97 %	45,12 %		RHS 450x250x14,2
	Vibrerbar betong, ekskludert armeringsstål, C30/37 (B30 M60)... ?	139,84 m ³	22,17 %	4,8 %	12,48 %	20,74 %	57,52 %	12,74 %		Sjakt
		Andel	34,3 %	35,6 %	10,97 %	11,06 %	36,89 %	36,04 %		

Dekke, bjelker, påstøp og armering påstøp

▼ Bygningmaterier > Horisontale strukturer: Bjelker, gulv og tak > Gulvplater, himling, dekker på tak, bjelker og tak (25, 26)									
Armeringsstål, fra resirkulert stål, 7850 kg/m3 (E.A. Smith ... ?	14 102 kg	2,74 %	5,43 %	1,94 %	12,76 %	2,6 %	3,96 %		Armering k12
Hulldekke, C45/55 (B45 M40), HD320, 400 kg/m2 (Element NOR) ?	1 312 000 kg	76,51 %	70,8 %	93,68 %	81,38 %	40,77 %	66,54 %		Hulldekke
Stålbjelker HEA, HEB, UPE, UNP og IPE, 7850 kg/m3, HEA, HEB,... ?	1,79 m3	4,04 %	6,5 %	1,05 %	1,33 %	4,06 %	7,43 %		HEA300
Stålbjelker HEA, HEB, UPE, UNP og IPE, 7850 kg/m3, HEA, HEB,... ?	4,38 m3	9,87 %	15,9 %	2,58 %	3,25 %	9,94 %	18,18 %		HEA340
Vibrerbar betong, ekskludert armeringsstål, C30/37 (B30 M60)... ?	65,6 m3	6,84 %	1,37 %	0,75 %	1,29 %	42,63 %	3,89 %		Avretning
	Andel	52,13 %	58,47 %	85,88 %	83,54 %	23,35 %	55,38 %		

6.2 Tre

Totalt klimagassutslipp for trebygget, hentet fra One Click LCA.

	Resultatkategori	Klimagassutslipp kg CO ₂ e ⓘ
A1-A3 ⓘ	Byggematerialer	2,56E5
⊕ A4 ⓘ	Transport til byggeplassen	2,37E4
⊕ C1-C4 ⓘ	Slutten på livet	9,28E4
⊕ D ⓘ	Utover livsløp (ikke inkludert i totalen)	-5,55E5
	Total	3,72E5

Resultatsammendrag for stål- og betongbygget, hentet fra One Click LCA.

Hoved > Midtbygda Sykehjem > Midtbygda sykehjem tre > Life-cycle assessment, EN

Life-cycle assessment, EN-15978

Avsnitt	Resultatkategori	Klimagassutslipp kg CO ₂ e
A1-A3	Byggematerialer	2,56E5
A4	Transport til byggeplassen	2,37E4
A4	Transport til byggeplassen	1,13E4
A4-leg2	Transport til byggeplassen - leg 2	1,24E4
A5	Byggeplass	
B1-B5	Maintenance and material replacement	
B6	Energibruk i drift	
B7	Water use	
C1-C4	Slutten på livet	9,28E4
C1-C4	Dekonstruksjon	9,28E4
D	Utover livsløp (ikke inkludert i totalen)	-5,55E5
A5m-benefit	Byggeplass - materialbruk - fordel	
A5-benefit	Construction site - material wastage - benefit	0E0
D	Installerte materialer - fordeler	-5,55E5
D2	Eksportert energi (ikke inkludert i totalen)	

Oversikt over de ulike byggematerialenes påvirkning på klimagassutslippet til stål- og betongbygget.

Midtbygda Sykehjem: Midtbygda sykehjem tre

Life-cycle assessment, EN-15978: Byggematerialer								Vis tall	Skjul
Konstruksjon	Ressurs	Brukerinngang	Klimagassutslipp kg CO ₂ e	Acidification kg SO ₂ e	Eutrophication kg PO ₄ e	Ozone depletion potential kg CFC11e	Formation of ozone of lower atmosphere kg Ethenee	Total use of primary energy ex. raw materials MJ	
▶ Bygningmaterier > Grunn og fundamenter > Fundament, grunn, kjeller og støttemurer (20, 21)									
		Andel	20,59 %	4,9 %	4,31 %	2,12 %	57,91 %	4,19 %	
▶ Bygningmaterier > Vertikale strukturer og fasade > Søylar og bærende vertikale strukturer (22)									
		Andel	33,88 %	45,66 %	40,65 %	52,02 %	20,27 %	51,26 %	
▶ Bygningmaterier > Horisontale strukturer: Bjelker, gulv og tak > Gulvplater, himling, dekker på tak, bjelker og tak (25, 26)									
		Andel	44,62 %	48,81 %	54,69 %	45,77 %	21,37 %	44,21 %	
▶ Bygningmaterier > Andre strukturer og materialer > Andre strukturer og materialer (27, 28, 29)									
		Andel	0,92 %	0,63 %	0,36 %	0,09 %	0,44 %	0,34 %	

Fundament

Konstruksjon	Ressurs	Brukerinngang	Klimagassutslipp kg CO ₂ e	Acidification kg SO ₂ e	Eutrophication kg PO ₄ e	Ozone depletion potential kg CFC11e	Formation of ozone of lower atmosphere kg Ethenee	Total use of primary energy ex. raw materials MJ	Biogent karbonlagring kg CO ₂ e bio	Kommentarer
▼ Bygningmaterier > Grunn og fundamenter > Fundament, grunn, kjeller og støttemurer (20, 21)										
	Ferdigbetong, ekskludert armeringsstål, C32/40 (B35 M45) (No. ?)	172,98 m ³	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %		Fundament
		Andel	20,59 %	4,9 %	4,31 %	2,12 %	57,91 %	4,19 %		

Søylar og massivtrevegger(inkludert sjakt)

▼ Bygningmaterier > Vertikale strukturer og fasade > Søylar og bærende vertikale strukturer (22)										
	Prosjektlimt, 425 kg/m ³ , GL30c stength class (Moelven Limt... ?)	3,43 m ³	0,28 %	0,03 %	2,13 %	0,32 %	0,88 %	0,39 %	0,36 %	350x350
	Prosjektlimt, 425 kg/m ³ , GL30c stength class (Moelven Limt... ?)	11,52 m ³	0,96 %	0,11 %	7,14 %	1,07 %	2,96 %	1,3 %	1,2 %	300x300
	Krysslimt tre, 420 kg/m ³ (Splitkon) ?	332 m ³	34,59 %	34,97 %	31,78 %	34,54 %	33,68 %	34,44 %	34,48 %	Avstivene massivtrevegger
	Krysslimt tre, 420 kg/m ³ (Splitkon) ?	615,87 m ³	64,17 %	64,88 %	58,95 %	64,07 %	62,48 %	63,88 %	63,96 %	Resterende massivtrevegger
		Andel	33,88 %	45,66 %	40,65 %	52,02 %	20,27 %	51,26 %	56,11 %	

Bjelker, påstøp, armering påstøp og dekke

▼ Bygningmaterier > Horisontale strukturer: Bjelker, gulv og tak > Gulvplater, himling, dekker på tak, bjelker og tak (25, 26)										
	Prosjektlimtreetre, 425 kg/m ³ , GL30c strength class (Moelven Limt... ?	12,43 m ³	0,78 %	0,12 %	5,73 %	1,31 %	3,03 %	1,62 %	1,65 %	140x450
	Prosjektlimtreetre, 425 kg/m ³ , GL30c strength class (Moelven Limt... ?	19,11 m ³	1,21 %	0,18 %	8,81 %	2,02 %	4,66 %	2,5 %	2,54 %	198x675
	Armeringsnett til bruk i betong, 7850 kg/m ³ (Norsk Stål) ?	17 613,6 kg	6,85 %	6,17 %	4,45 %	3,65 %	5,21 %	1,03 %		Armering påstøp
	Lavkarbon ferdigbetong, Lavkarbonklasse A- B30 M60 (Skedsmo... ?	196,8 m ³	34,06 %	22,43 %	29,68 %	7,69 %	17,66 %	8,07 %		Påstøp
	Krysslimtreetre, 420 kg/m ³ (Splitkon) ?	721,6 m ³	57,1 %	71,11 %	51,34 %	85,33 %	69,43 %	86,78 %	95,81 %	CLT220
	Andel		44,62 %	48,81 %	54,69 %	45,77 %	21,37 %	44,21 %	43,89 %	

Stålplater

▼ Bygningmaterier > Andre strukturer og materialer > Andre strukturer og materialer (27, 28, 29)										
	Varmvalsede stålplater, 7850 kg/m ³ , thickness 3-250 mm (Nors... ?	961 kg	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %		Stålplater
	Andel		0,92 %	0,63 %	0,36 %	0,09 %	0,44 %	0,34 %		

6.3 Tre sammenlignet med stål & betong

Life-cycle assessment results Last ned resultatsammendrag

Resultatkategori	Klimagassutslipp kg CO ₂ e 
A1-A3 Byggematerialer	2,56E5 -34 %
A4 Transport til byggeplassen	2,37E4 +69 %
A5 Byggeplass	
B1-B5 Maintenance and material replacement	
B6 Energibruk i drift	
B7 Water use	
C1-C4 Slutten på livet	9,28E4 +1400 %
D Utover livsløp (ikke inkludert i totalen)	-5,55E5 +690 %
Total	3,72E5
Sammenlign samlede resultater med: 6 - Midtbygda sykehjem stål betong	
6 - Midtbygda sykehjem stål betong Total	4,08E5
6 - Midtbygda sykehjem tre sammenlignet med 6 - Midtbygda sykehjem stål betong	-8,8 %