TBYG 3016 Bacheloroppgave bygg

Dimensjonering av lagerbygning i stål

Design of a steel structured warehouse

VEDLEGGSRAPPORT

Trondheim Mai 2019

Navn studenter:

Emil Svennevig Skaufel
Erlend Henriksveen

Intern veileder:

Roger Bergh
NTNU

Ekstern veileder:

Terje Kristoffersen
Asplan Viak

Prosjektnr:
27 – 2019

Rapporten er ÅPEN

NTNU
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for bygg- og miljøteknikk

VEDLEGGSOVERSIKT

A Presentasjon av oppgaven

A.1 Artikkel
A.2 Plakat

DEL 1 - FAGVERKSBJELKEN

B Lastberegninger, Ove sletten

B.1 Snølast
B.2 Vindlast

C Kontrollberegninger, Laster

C.1 Snølast
C.2 Vindlast
C.2.1 Vindlast på flatt tak
C.2.2 Vindlast på vegg

D Fagverksbjelken

D.1 Opptredende laster
D.2 Lastkombinasjoner
D.3 Snittkrefter SAP2000
D.3.1 Kontroll av snittkreftene
D.3.2 Sammenligning av krefter
D.4 Dimensjonering
D.4.1 Tverrsnittsprofiler
D.4.1.1 Tverrsnitt overgurt og undergurt
D.4.1.2 Tverrsnitt stav
D.4.2 Tverrsnittskapasitet overgurt
D.4.3 Knekking overgurt
D.4.4 Tverrsnittskapasitet undergurt
D.4.5 Tverrsnittskapasitet staver
D.4.6 Knekking stav
D.4.7 Nedbøyningskontroll – Bruksgrense
D.5 SAP2000

DEL 2 – STABILITETSANALYSE: VALG AV AVSTIVNINGSSYSTEM

E Resultater fra FEM-design, stabilitetsanalyse

E.1 Laster og lastkombinasjoner
E.2 Modell A

E.2.1 Vindkryssplassering
E.2.2 Forskyvninger, plassering 1
E.2.3 Forskyvninger, plassering 2
E.2.4 Forskyvninger, plassering 3
E.2.5 Resultater
E.3 Modell B
E.3.1 Forskyvninger
E.3.2 Resultater

DEL 3 – DETALJPROSJEKTERING

F Kranbjelke

F.1 Opptredende laster
F.2 Dimensjonering
F.2.1 Tverrsnittsprofil
F.2.2 Tverrsnittskapasitet
F.2.3 Vipping
F.2.4 Nedbøyningskontroll – Bruksgrense

G Konsoll

G.1 Opptredende laster
G.2 Dimensjonering
G.2.1 Tverrsnittsprofil
G.2.2 Tverrsnittskapasitet
G.2.3 Vipping
G.2.4 Nedbøyningskontroll – Bruksgrense

H Vindkryss

H.1 Dimensjonering
H.1.1 Tverrsnittsprofil
H.1.2 Tverrsnittskapasitet

I Søyle på langsiden

I.1 Opptredende laster og lastkombinasjoner
I.2 Dimensjonering
I.2.1 Tverrsnittsprofil
I.2.2 Tverrsnittskapasitet
I.2.3 Knekking
I.2.4 Nedbøyningskontroll – Bruksgrense
I.3 Kontroll av hjørnesøyle

J Søyle på kortsiden

J.1 Dimensjonering
J.1.1 Tverrsnittsprofil
J.1.2 Tverrsnittskapasitet
J.1.3 Knekking
J.1.4 Nedbøyningskontroll – Bruksgrense

K Bjelke på kortside

K.1 Dimensjonering
K.1.1 Tverrsnittsprofil
K.1.2 Tverrsnittskapasitet
K.1.3 Knekking
K.1.4 Nedbøyningskontroll – Bruksgrense

L Forbindelser

L.1 Konsoll til søyle
L.1.1 Input
L.1.2 Dimensjonering
L.1.2.1 Forenklet metode
L.1.2.2 Kontroll med retningsmetoden
L.2 Søyle til fagverksbjelke, bolteleddforbindelse
L.2.1 Input
L.2.2 Dimensjonering
L.2.2.1 Boltens kapasitet
L.2.2.2 Sveis, midtplaten
L.2.2.2.1 Forenklet metode
L.2.2.3 Sveis, ytre plater
L.2.2.3.1 Forenklet metode
L.3 Vindkryss, bolteleddforbindelse
L.3.1 Input
L.3.2 Dimensjonering
L.3.2.1 Boltens kapasitet
L.3.2.2 Sveis, midtplaten
L.3.2.2.1 Forenklet metode
L.3.2.3 Sveis, ytre plater
L.3.2.3.1 Forenklet metode
L.4 Søyle til fundament
L.4.1 Input
L.4.2 Dimensjonering
L.4.2.1 Kapasitetsberegninger
L.4.2.2 Sveis, søyle til plate
L.4.2.2.1 Forenklet metode

M Kranbjelkeinformasjon – Leverandør DEMAG
N Revit

DEL 1: FAGVERKSBJELKEN

B LASTBEREGNINGER, OVE SELETTEN

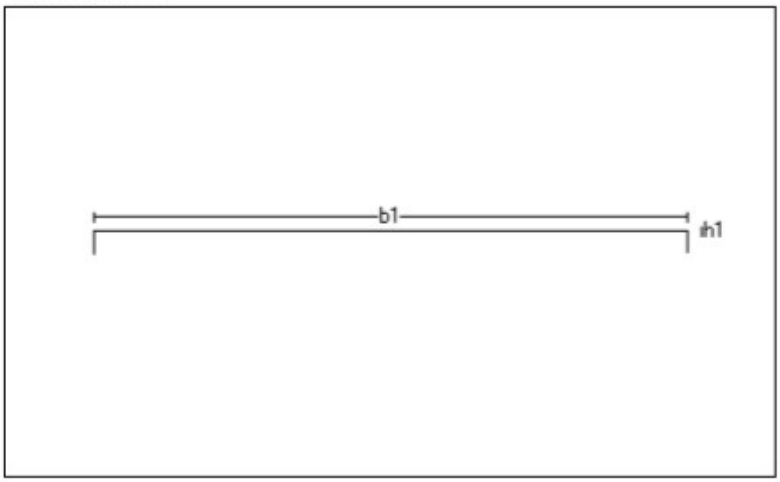
B.1 SNØLAST

Snølast Sandmoen

Tittel			Side
Lagerhall			1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato
Bacheloroppgave	Asplan Viak		08-02-2019

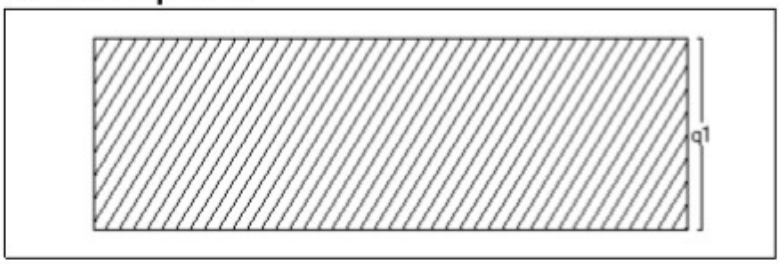
Dataprogram: LastBeregning versjon 6.2.4 Laget av Sletten Byggdata AS
Standard NS-EN 1991-1-3: Snølaster
Data er lagret på fil: C:\Users\erlen\OneDrive\Documents\Bacheloroppgave\Laster Ove sletten\Snølast.sls

1. Geometri



b1	25000	mm
h1	0	mm

2. Snølast på tak



Last nr.:1

q1	3,60	kN/m2

3. Snølastdata

Fylke	Sør-Trøndelag
Kommune	Trondheim
Sted	Sandmoen
Byggets plassering (moh)	161 moh
Eksponeringskoeffisient Ce	1
Termisk koeffisient Ct	1
Snølast, S:	4,5 kN/m2

Non-Commercial Use Only

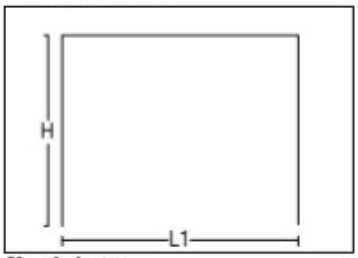
B.2 VINDLAST

Snølast Sandmoen

Tittel			Side
Lagerhall			1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato
Bacheloroppgave	Asplan Viak		11-02-2019

Dataprogram: LastBeregning versjon 6.2.4 Laget av Sletten Byggdata AS
Standard NS-EN 1991-1-4: Vindlaster
Data er lagret på fil: C:\Users\erlen\OneDrive\Documents\Bacheloroppgave\Laster Ove sletten\Snølast.sls

1. Geometri



Vertikalsnitt

H	10000	mm
L1	25000	mm

Byggets lengde, L2: 54000 mm
Takvinkel : 0,00 (grader)

2. Vindhastighet

Fylke: Sør-Trøndelag Kommune: Trondheim Referansevindhastighet: 26 m/s
Byggested, høyde over havet (m): 161 Calt: 1
Returperiode (år):50 Cprob: 1
Årstidsfaktoren, Cseason: 1 hele året
Vindretning (region):Bruker retningsfaktoren C-ret: 1
Basisvindhastighet: 26 m/s
Høyde Z over grunnivået: 10 m

BYGGESTEDETS TERRENGDATA
Terrengruhetskategori III: Sammenhengende småhusbebyggelse industriområder eller skogsområder.
Terrengruhetsfaktoren Kt: 0,22 Ruhetslengden Zo (m): 0,3 Zmin (m): 8 Vm (m/s): 20,06 Cr: 0,77

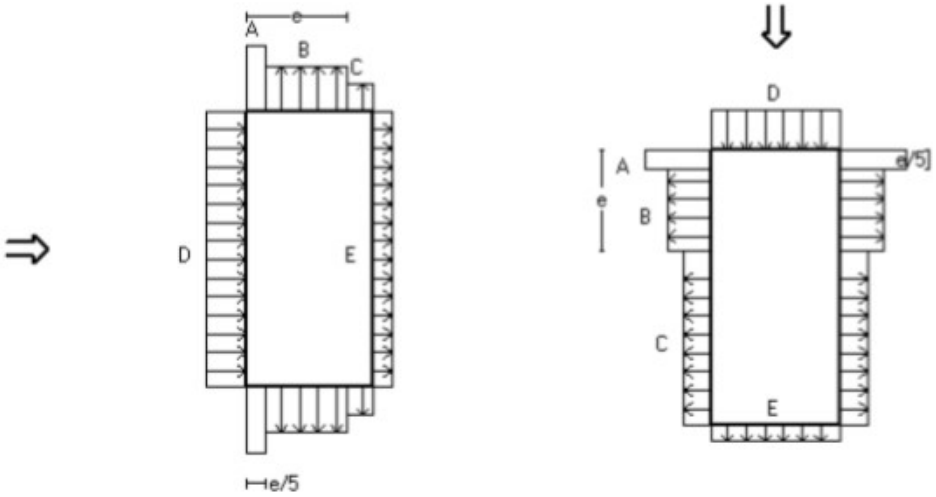
TOPOGRAFI: Ingen topografisk påvirkning.
Terrengformfaktor Co(z): 1 Turbulensfaktor Ki: 1

Vkast: 34,72 m/s
Qkast: 0,753 kN/m2

Non-Commercial Use Only

3. Yttervegger

3.1 Utvendig vindlast



Vindretning 0 grader. e=20000 mm *Vindretning 90 grader. e=20000 mm*

Vindinnfallsretning på 0 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor Cpe,10	-1,20	-0,80	-0,50	0,72	-0,34
Utvendig last (kN/m2)	-0,90	-0,60	-0,38	0,54	-0,26
Formfaktor Cpe,1	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,34
Utvendig last (kN/m2)	-1,05	-0,83	-0,38	0,75	-0,26
Utstrekning (mm)	4000	16000	5000	54000	54000

Vindinnfallsretning på 90 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor Cpe,10	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
Utvendig last (kN/m2)	-0,90	-0,60	-0,38	0,53	-0,23
Formfaktor Cpe,1	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,30
Utvendig last (kN/m2)	-1,05	-0,83	-0,38	0,75	-0,23
Utstrekning (mm)	4000	16000	34000	25000	25000

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

3.2 Innvendig vindlast

Bygning uten dominerende vindfasade

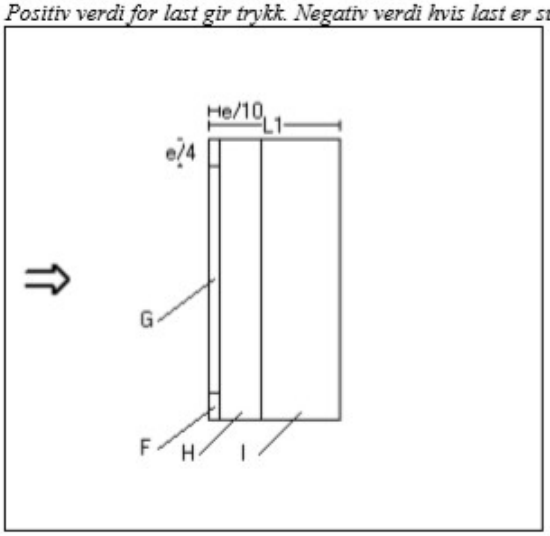
Beregn innvendig vindlast for u=0.2 overtrykk og u=-0.3 (undertrykk)

	Undertrykk	Overtrykk
Formfaktor	-0,30	0,20
Innvendig last (kN/m2)	-0,23	0,15

Non-Commercial Use Only

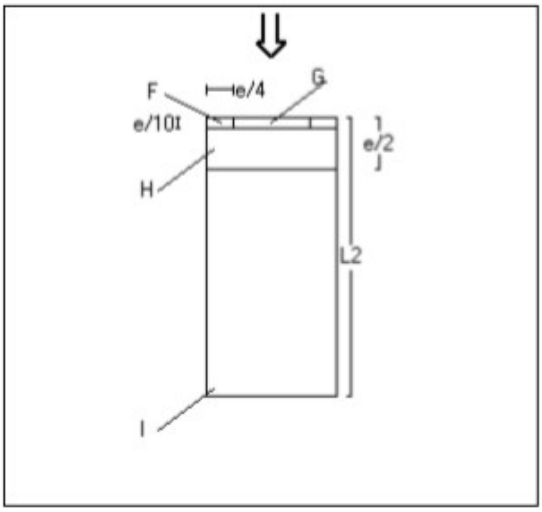
4 Overside av tak

Taktype: Flatt tak
L1=25000 mm L2=54000 mm
Cpe,10 Gjelder for hele bygget. (>=10m2)
Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



Utstrekning (mm)
e=20000
e/4=5000
e/10=2000

	Cpe,10	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,80	-1,36	5000x2000
G	-1,20	-0,90	44000x2000
H	-0,70	-0,53	54000x8000
I	+/-0,20	+/-0,15	54000x15000



Utstrekning (mm)
e=20000
e/4=5000
e/10=2000

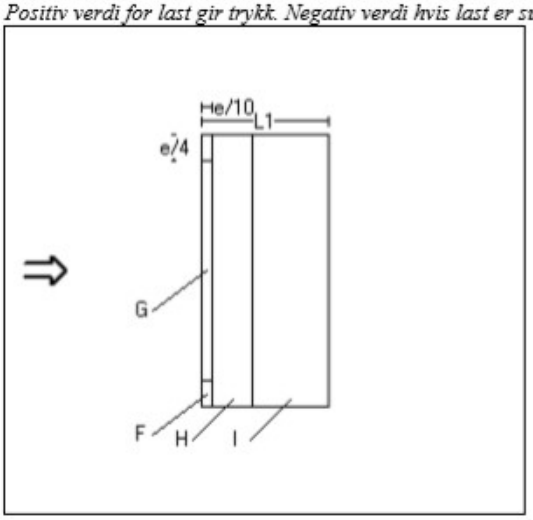
	Cpe,10	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,80	-1,36	5000x2000
G	-1,20	-0,90	15000x2000
H	-0,70	-0,53	25000x8000
I	+/-0,20	+/-0,15	25000x44000

Non-Commercial Use Only

Tittel			Side
Lagerhall			4
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato
Bacheloroppgave	Asplan Viak		11-02-2019

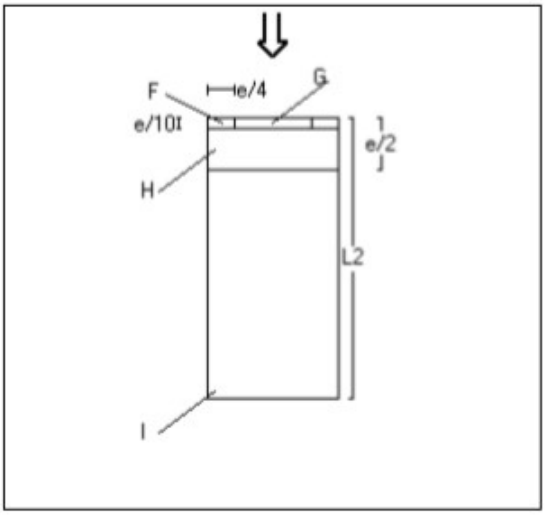
Taktype: Flatt tak
L1=25000 mm L2=54000 mm

Cpe,1 Gjelder for en lokal flate på 1m2. Benyttes ved dimensjonering av limfuger, spikring, båndstål o.l.
*Interpoleringsformel for belastet areal A mellom 1 og 10 m2 : Cpe = Cpe,1 + (Cpe,10 - Cpe,1) * $log_{10}A$*
Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



Utstrekning (mm)
e=20000
e/4=5000
e/10=2000

	Cpe,1	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon(mm)
F	-2,50	-1,88	5000x2000
G	-2,00	-1,51	44000x2000
H	-1,20	-0,90	54000x8000
I	+/-0,20	+/-0,15	54000x15000



Utstrekning (mm)
e=20000
e/4=5000
e/10=2000

	Cpe,1	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon(mm)
F	-2,50	-1,88	5000x2000
G	-2,00	-1,51	15000x2000
H	-1,20	-0,90	25000x8000
I	+/-0,20	+/-0,15	25000x44000

Non-Commercial Use Only

C KONTROLLBEREGNINGER, LASTER

C.1 SNØLAST

Beregningene følger NS-EN-1991-1-3

Eksponeringskoeffisient	$C_e := 1.0$	Tabell NA.5.1 (d)
Termisk faktor	$C_t := 1.0$	5.2 (8)
Formfaktor	$\mu_1 := 0.8$	NA.5.3.1 (3)
Høydegrense	$H_g := 150\ m$	
Byggestedets høyde	$H := 161\ m$	Tabell NA.4.1(901)
Grunnverdi for snølast på mark	$s_{k.0} := 3.5\ \frac{kN}{m^2}$	
Snølastendring, høydeavhengig	$\Delta s_k := 1.0\ \frac{kN}{m^2}$	
	Ettersom $H > H_g$ blir	NA.4.1 (1)
	$n := 1$	
Karakteristisk snølast på mark	$s_k := s_{k.0} + n \cdot \Delta s_k = 4.5\ \frac{kN}{m^2}$	
Snølast på tak	$s := \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 3.6\ \frac{kN}{m^2}$	(5.1)

Non-Commercial Use Only

C.2 VINDLAST

Beregningene følger NS-EN-1991-1-4

BASISVINDHASTIGHET : NS-EN-1991-1-4 (4.2)

Referansevindhastighet	$v_{b.0} := 26 \ \frac{m}{s}$	Tabell NA.4 (901.1)
Terskelverdi	$v_0 := 30 \ \frac{m}{s}$	NA.4.2(2)P (901.1)
Byggestedets høyde	$H = 161 \ m$	
Høyde over havet der nivåkorreksjonen begynner	$H_0 := 900 \ m$	Tabell NA.4 (901.2)
Høyde over havet der maksimal nivåkorreksjonen er nådd	$H_{topp} := 1500 \ m$	
Nivåfaktor	$c_{alt} := 1.0 + \frac{(v_0 - v_{b.0}) \cdot (H - H_0)}{v_{b.0} \cdot (H_{topp} - H_0)}$	NA.4(901.1)
	$c_{alt} \geq 1.0 = 0$	
	$c_{alt} := 1.0$	
Retningsfaktor	$c_{dir} := 1.0$	
Årstidfaktor	$c_{season} := 1.0$	
Sannsynelighetsfaktor	$c_{prob} := 1.0$	
Basisvindhastighet	$v_b := c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b.0}$	NA.4.1
	$v_b = 26 \ \frac{m}{s}$	

Non-Commercial Use Only

STEDSVINDHASTIGHET: NS-EN-1991-1-4 (4.3)

Basisvindhastighet	$v_b = 26\ \frac{m}{s}$	
Høyde over terreng	$z := 10.0\ m$	
Ruhetslengde	$z_0 := 0.3\ m$	Tabell NA.4.1
Terrengparameter, kategori 2	$z_{0.II} := 0.05\ m$	
Terrengruhetsfaktor	$k_r := 0.19 \left(\frac{z_0}{z_{0.II}}\right)^{0.07}$	(4.5)
	$k_r := 0.22$	
Terrengform	$c_0(z) := 1.0$	4.3.3 (2)
Ruhetsfaktoren	$c_r(z) := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$	(4.4)
	$c_r(z) = 0.771$	
Stedsvindhastighet	$v_m(z) := c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$	(4.3)
	$v_m(z) = 20.058\ \frac{m}{s}$	

Non-Commercial Use Only

VINDHASTIGHETSTRYKK: NS-EN-1991-1-4 (4.5)

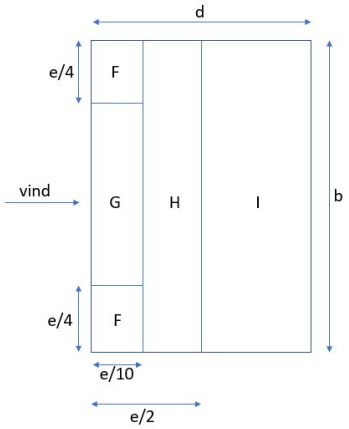
Høyde over terreng	$z = 10\ m$	
Stedsvindhastighet	$v_m(z) = 20.058\ \frac{m}{s}$	
Terrengruhetsfaktor	$k_r = 0.22$	
Turbulensfaktor	$k_I := 1.0$	NA.4.4
Standardavvik av momentanvindhastighet	$\sigma_v := k_r \cdot v_b \cdot k_I = 5.72\ \frac{m}{s}$	(4.6)
Turbulensintensitet	$I_v(z) := \frac{\sigma_v}{v_m(z)}$	(4.7)
	$I_v(z) = 0.285$	
Lufttetthet	$\rho := 1.25\ \frac{kg}{m^3}$	NA.4.5
Vindhastighetstrykk	$q_p(z) := (1 + 7 \cdot I_v(z)) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z)^2$	
	$q_p(z) = 0.753\ \frac{kN}{m^2}$	

Non-Commercial Use Only

C.2.1 VINDLAST PÅ FLATT TAK

NS-EN-1991-1-4 (7.2.3)

$b := 54\ m$ $\quad h := 10\ m$ $\quad d := 25\ m$ $\quad q_p(z) = 0.753\ \frac{kN}{m^2}$



Figur 7.6 NS-EN-1991-1-4

$e_{f.t.0} := min(b, 2\ h) = 20\ m$

$F_1 := \frac{e_{f.t.0}}{4} = 5\ m$ $\quad F_2 := \frac{e_{f.t.0}}{10} = 2\ m$ $\quad F := F_1 \cdot F_2 = 10\ m^2$

$G_1 := b - 2 \cdot \left(\frac{e_{f.t.0}}{4}\right) = 44\ m$ $\quad G_2 := F_2 = 2\ m$ $\quad G := G_1 \cdot G_2 = 88\ m^2$

$H_1 := b = 54\ m$ $\quad H_2 := \frac{e_{f.t.0}}{2} - \frac{e_{f.t.0}}{10} = 8\ m$ $\quad H := H_1 \cdot H_2 = 432\ m^2$

$I_1 := b = 54\ m$ $\quad I_2 := d - \frac{e_{f.t.0}}{2} = 15\ m$ $\quad I := I_1 \cdot I_2 = 810\ m^2$

Ettersom alle arealene > $10\ m^2$ benttes $C_{pe.10}$ for utvendig formfaktor

Non-Commercial Use Only

Utvendig formfaktor $C_{pe.10}$ for flate tak, Tabell 7.2

$C_{pe.10.F} := -1.8$ Sug

$C_{pe.10.G} := -1.2$ Sug

$C_{pe.10.H} := -0.7$ Sug

$C_{pe.10.I.s} := -0.2$ Sug

$C_{pe.10.I.t} := 0.2$ Trykk

Innvendig formfaktor C_{pi}, 7.2.9

$C_{pi.o} := 0.2$ Overtrykk, trykk på innvendig tak

$C_{pi.u} := -0.3$ Undertrykk, sug på innvendig tak

Total vindlast på tak i de ulike sonene

$W_F := (C_{pe.10.F} - C_{pi.o}) \cdot q_p(z) = -1.507 \frac{kN}{m^2}$ Sug

$W_G := (C_{pe.10.G} - C_{pi.o}) \cdot q_p(z) = -1.055 \frac{kN}{m^2}$ Sug

$W_H := (C_{pe.10.H} - C_{pi.o}) \cdot q_p(z) = -0.678 \frac{kN}{m^2}$ Sug

$W_{I.s} := (C_{pe.10.I.s} - C_{pi.o}) \cdot q_p(z) = -0.301 \frac{kN}{m^2}$ Sug

$W_{I.t} := (C_{pe.10.I.t} - C_{pi.u}) \cdot q_p(z) = 0.377 \frac{kN}{m^2}$ Trykk

Her har vi kombinert de verst tenklige tilfellene, der utvendig last og innvendig last fungerer i samme retning. Identiske verdier når lasten treffer bygget fra kortsiden ettersom alle arealene er over $10\,m^2$.

Non-Commercial Use Only

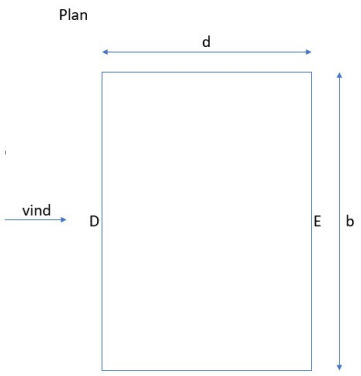
C.2.2 VINDLAST PÅ VEGG

NS-EN-1991-1-4 (7.2.2)

Vinkelrett på langsiden, 0 grader

$d = 25\ m$ $\quad b = 54\ m$ $\quad h = 10\ m$ $\quad z_e := h$

$q_p(z) := q_p(z_e)$ fordi $h \le b$



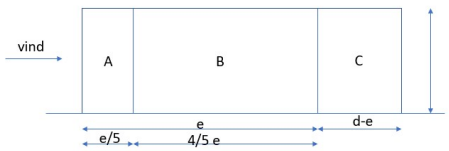
Figur 7.5 NS-EN-1991-1-4

$e_{.v.0} := min(b, 2 \cdot h) = 20\ m$

$A_{ref} := b \cdot h = 540\ m^2$

Ettersom $A_{ref} > 10\ m^2$ benyttes $C_{pe.10}$

$e < d$ Gir oss følgende soner på kortsiden



Figur 7.5 NS-EN-1991-1-4

Non-Commercial Use Only

$\frac{h}{d} = 0.4$ Må utføre interpolasjon for å finne de utvendige formfaktorene i sone D og E, henviser til tabell 7.1

$C_{pe.10.A} := -1.2$

$C_{pe.10.B} := -0.8$

$C_{pe.10.C} := -0.5$

$C_{pe.10.D} := 0.7 + (0.8 - 0.7) \cdot \frac{\frac{h}{d} - 0.25}{1 - 0.25}$ $C_{pe.10.D} = 0.72$

$C_{pe.10.E} := -0.3 + (-0.5 + 0.3) \cdot \frac{\frac{h}{d} - 0.25}{1 - 0.25}$ $C_{pe.10.E} = -0.34$

<u>Innvendig formfaktor C_{pi}, 7.2.9</u>

$C_{pi.o} := 0.2$ Overtrykk, trykk på innvendige vegger

$C_{pi.u} := -0.3$ Undertrykk, sug på innvendig vegger

Non-Commercial Use Only

Total vindlast på vegg i de ulike sonene, vind vinkelrett på langside

$W_{A.l} := \left(C_{pe.10.A} - C_{pi.o}\right) \cdot q_p\left(z_e\right) = -1.055 \ \frac{kN}{m^2}$ Sug

$W_{B.l} := \left(C_{pe.10.B} - C_{pi.o}\right) \cdot q_p\left(z_e\right) = -0.753 \ \frac{kN}{m^2}$ Sug

$W_{C.l} := \left(C_{pe.10.C} - C_{pi.o}\right) \cdot q_p\left(z_e\right) = -0.527 \ \frac{kN}{m^2}$ Sug

$W_{D.l} := \left(C_{pe.10.D} - C_{pi.u}\right) \cdot q_p\left(z_e\right) = 0.768 \ \frac{kN}{m^2}$ Trykk

$W_{E.l} := \left(C_{pe.10.E} - C_{pi.o}\right) \cdot q_p\left(z_e\right) = -0.407 \ \frac{kN}{m^2}$ Sug

Non-Commercial Use Only

Vinkelrett på kortsiden, 90 grader

$b := 25\ m$ $\qquad$ $d := 54\ m$

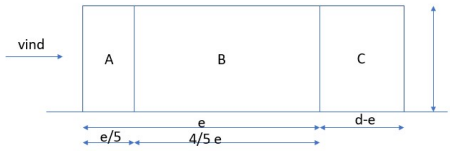
$q_p(z) := q_p(z_e)$ $\qquad$ $h := z_e$ $\qquad$ fordi $\qquad$ $h \le b$

$e_{.v.0} := min(b, 2 \cdot h) = 20\ m$

$A_{ref} := b \cdot h = 250\ m^2$

Ettersom A_{ref} > $10\ m^2$ benyttes $C_{pe.10}$

$e < d$ $\qquad$ Gir oss følgende soner på langsiden



Figur 7.5 NS-EN-1991-1-4

$\frac{h}{d} = 0.185$

ir følgende utvendige formfaktorer for vertikale vegger, vind på kortsiden

$C_{pe.10.A} := -1.2$

$C_{pe.10.B} := -0.8$

$C_{pe.10.C} := -0.5$

$C_{pe.10.D} := 0.7$

$C_{pe.10.E} := -0.3$

Innvendig formfaktor C_{pi}, 7.2.9

$C_{pi.o} := 0.2$ $\qquad$ Overtrykk, trykk på innvendige vegger

$C_{pi.u} := -0.3$ $\qquad$ Undertrykk, sug på innvendig vegger

Non-Commercial Use Only

Total vindlast på vegg i de ulike sonene, vind vinkelrett på kortside

$W_{A.k} := \left(C_{pe.10.A} - C_{pi.o}\right) \cdot q_p\left(z_e\right) = -1.055 \ \frac{kN}{m^2}$ Sug

$W_{B.k} := \left(C_{pe.10.B} - C_{pi.o}\right) \cdot q_p\left(z_e\right) = -0.753 \ \frac{kN}{m^2}$ Sug

$W_{C.k} := \left(C_{pe.10.C} - C_{pi.o}\right) \cdot q_p\left(z_e\right) = -0.527 \ \frac{kN}{m^2}$ Sug

$W_{D.k} := \left(C_{pe.10.D} - C_{pi.u}\right) \cdot q_p\left(z_e\right) = 0.753 \ \frac{kN}{m^2}$ Trykk

$W_{E.k} := \left(C_{pe.10.E} - C_{pi.o}\right) \cdot q_p\left(z_e\right) = -0.377 \ \frac{kN}{m^2}$ Sug

Vi ser at kun sone D og E endrer seg fra vind på langside.

Non-Commercial Use Only

D FAGVERKSBJELKEN

D.1 OPPTREDENDE LASTER

$g_k := 3\ \frac{kN}{m^2}$ Egenlast takskive HD200

$s_k := 3.6\ \frac{kN}{m^2}$ Snølast

$v_{k.s.F} := -1.507\ \frac{kN}{m^2}$ Vindlast, sug på tak i sone F

$v_{k.s.G} := -1.055\ \frac{kN}{m^2}$ Vindlast, sug på tak i sone G

$v_{k.s.H} := -0.678\ \frac{kN}{m^2}$ Vindlast, sug på tak i sone H

$v_{k.s.I} := -0.301\ \frac{kN}{m^2}$ Vindlast, sug på tak i sone I

$v_{k.t.I} := 0.377\ \frac{kN}{m^2}$ Vindlast, trykk på tak i sone I

Vindlastene er hentet fra vedlegg C.2.1: Vindlast på flatt tak.

Non-Commercial Use Only

D.2 LASTKOMBINASJONER

Tabell N.A A1.2(B) Sett B NS-EN-1990

$\gamma_{G.sup} := 1.35$

$\gamma_{G.inf} := 1.00$

$\gamma_{Q.1} := 1.50$ Ugunstig

$\gamma_{Q.i} := 1.50$ Ugunstig

$\gamma_{Q.0} := 0$ Gunstig

$\zeta := 0.89$

$\psi_{0.s} := 0.7$

$\psi_{0.v} := 0.6$

Sone H, gunstig tilfelle

$q_1 := \gamma_{G.inf} \cdot g_k + \gamma_{Q.0} \cdot \psi_{0.s} \cdot s_k + \gamma_{Q.i} \cdot \psi_{0.v} \cdot v_{k.s.H} = 2.39 \ \frac{kN}{m^2}$ 6.10 a)

$q_2 := \gamma_{G.inf} \cdot g_k + \gamma_{Q.0} \cdot s_k + \gamma_{Q.i} \cdot v_{k.s.H} = 1.98 \ \frac{kN}{m^2}$ 6.10 b)

$q_3 := \gamma_{G.inf} \cdot g_k + \gamma_{Q.0} \cdot s_k + \gamma_{Q.i} \cdot \psi_{0.v} \cdot v_{k.s.H} = 2.39 \ \frac{kN}{m^2}$ 6.10 b)

Sone G, gunstig tilfelle

$q_4 := \gamma_{G.inf} \cdot g_k + \gamma_{Q.0} \cdot \psi_{0.s} \cdot s_k + \gamma_{Q.i} \cdot \psi_{0.v} \cdot v_{k.s.G} = 2.05 \ \frac{kN}{m^2}$ 6.10 a)

$q_5 := \gamma_{G.inf} \cdot g_k + \gamma_{Q.0} \cdot s_k + \gamma_{Q.i} \cdot v_{k.s.G} = 1.42 \ \frac{kN}{m^2}$ 6.10 b)

$q_6 := \gamma_{G.inf} \cdot g_k + \gamma_{Q.0} \cdot s_k + \gamma_{Q.i} \cdot \psi_{0.v} \cdot v_{k.s.G} = 2.05 \ \frac{kN}{m^2}$ 6.10 b)

Non-Commercial Use Only

Sone F, gunstig tilfelle

$q_7 := \gamma_{G.inf} \cdot g_k + \gamma_{Q.0} \cdot \psi_{0.s} \cdot s_k + \gamma_{Q.i} \cdot \psi_{0.v} \cdot v_{k.s.F} = 1.64 \ \frac{kN}{m^2}$ 6.10 a)

$q_8 := \gamma_{G.inf} \cdot g_k + \gamma_{Q.0} \cdot s_k + \gamma_{Q.i} \cdot v_{k.s.F} = 0.74 \ \frac{kN}{m^2}$ 6.10 b)

$q_9 := \gamma_{G.inf} \cdot g_k + \gamma_{Q.0} \cdot s_k + \gamma_{Q.i} \cdot \psi_{0.v} \cdot v_{k.s.F} = 1.64 \ \frac{kN}{m^2}$ 6.10 b)

Sone I, ugunstig tilfelle

$q_{10} := \gamma_{G.sup} \cdot g_k + \gamma_{Q.1} \cdot \psi_{0.s} \cdot s_k + \gamma_{Q.i} \cdot \psi_{0.v} \cdot v_{k.t.I} = 8.17 \ \frac{kN}{m^2}$ 6.10 a)

$q_{11} := \zeta \cdot \gamma_{G.sup} \cdot g_k + \gamma_{Q.1} \cdot s_k + \gamma_{Q.i} \cdot \psi_{0.v} \cdot v_{k.t.I} = 9.34 \ \frac{kN}{m^2}$ 6.10 b)

$q_{12} := \zeta \cdot \gamma_{G.sup} \cdot g_k + \gamma_{Q.1} \cdot s_k \cdot \psi_{0.s} + \gamma_{Q.i} \cdot v_{k.t.I} = 7.95 \ \frac{kN}{m^2}$ 6.10 b)

Sone I, gunstig tilfelle

$q_{13} := \gamma_{G.inf} \cdot g_k + \gamma_{Q.0} \cdot \psi_{0.s} \cdot s_k + \gamma_{Q.i} \cdot \psi_{0.v} \cdot v_{k.s.I} = 2.73 \ \frac{kN}{m^2}$ 6.10 a)

$q_{14} := \gamma_{G.inf} \cdot g_k + \gamma_{Q.0} \cdot s_k + \gamma_{Q.i} \cdot \psi_{0.v} \cdot v_{k.s.I} = 2.73 \ \frac{kN}{m^2}$ 6.10 b)

$q_{15} := \gamma_{G.inf} \cdot g_k + \gamma_{Q.0} \cdot s_k + \gamma_{Q.i} \cdot v_{k.s.I} = 2.55 \ \frac{kN}{m^2}$ 6.10 b)

Lastkombinasjon 11 blir dimensjonerende. Denne tilsvarer lastkombinasjon 13 i SAP200. Se vedlegg D.5.

Non-Commercial Use Only

D.3 SNITTKREFTER SAP2000

$N_{Ed.ug} := 3836.07\ kN$ Strekkraft undergurt

$N_{Ed.og} := |-3719.56|\ kN$ Trykkraft overgurt

$N_{Ed.s1} := 1063.82\ kN$ Strekkraft stav 1

$N_{Ed.s2} := |-1058.02|\ kN$ Trykkraft stav 2

$M_{Ed.og} := 68.76\ kN \cdot m$ Moment i overgurt

$V_{Ed.og} := |-89.851|\ kN$ Skjærkraft i overgurt

$M_{Ed.ug} := 1.75\ kN \cdot m$ Moment i undergurt

$V_{Ed.ug} := 2.29\ kN$ Skjærkraft i undergurt

Non-Commercial Use Only

D.3.1 KONTROLL AV SNITTKREFTENE

Betrakter fagverksbjelken som en fritt opplagt bjelke.

Geometri og utforming

$l := 25\ m$ — Lengde av hele fagverksbjelken

$l_f := 3.13\ m$ — Avstand mellom knutepunkt i overgurt

$b_f := 6\ m$ — Senteravstand mellom fagverksbjelkene

$h_f := 1.60\ m$ — Høyde fra O.K. overgurt til U.K. undergurt

$h := 390\ mm$ — Høyde av gurtene (HEA-400)

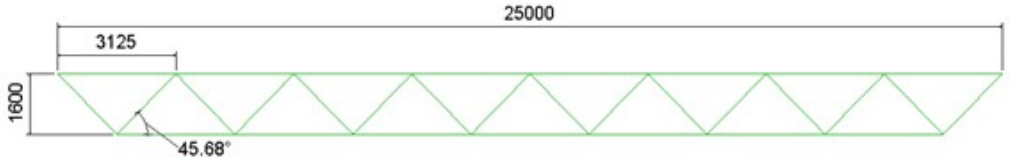
$a := h_f - h = 1.21\ m$ — Avstand fra senter undergurt til senter overgurt (arm i kraftpar)

$k := 16$ — Antall stavelement

$l_x := \frac{l}{k} = 1.56\ m$ — Horisontalavstand mellom staver

$x := \sqrt{(h_f)^2 + (l_x)^2} = 2.24\ m$ — Lengden av staven

$\propto := \operatorname{atan}\left(\frac{h_f}{l_x}\right) = 45.68\ deg$ — Innbyrdes vinkel mellom stav og undergurt



Non-Commercial Use Only

$q_{Ed} := q_{11} \cdot b_f$ Dimensjonerende tverrlast på bjelke

$M_{Ed.f} := \frac{q_{Ed} \cdot l^2}{8}$ Dimensjonerende moment

$M_{Ed.k.og} := \frac{q_{Ed} \cdot l_f^{\ 2}}{8}$ Feltmoment i overgurt mellom knutepunktene

$N_{Ed.k.ug} := \frac{M_{Ed.f}}{a}$ Dimensjonerende aksialkraft i gurter

$N_{Ed.k.og} := \left| -N_{Ed.k.ug} \right|$

<u>Stavkrefter beregnet ved forenklet metode av PKL: (5.2)</u>

$N_{Ed.k.s1} := \frac{4 \cdot q_{Ed} \cdot l}{9} \cdot \frac{1}{\sin(\propto)}$ Dimensjonerende aksialkraft i stav

$N_{Ed.k.s2} := \left| -N_{Ed.k.s1} \right|$

$q_{Ed} = 56.06 \ \frac{kN}{m}$

$M_{Ed.f} = 4379.91 \ kN \cdot m$

$M_{Ed.k.og} = 68.655 \ kN \cdot m$

$N_{Ed.k.ug} = 3619.76 \ kN$

$N_{Ed.k.og} = 3619.76 \ kN$

$N_{Ed.k.s1} = 870.68 \ kN$

$N_{Ed.k.s2} = 870.68 \ kN$

Non-Commercial Use Only

D.3.2 SAMMENLIGNING AV KREFTER

SAP2000	Kontroll
$N_{Ed.ug} = 3836.07\ kN$	$N_{Ed.k.ug} = 3619.76\ kN$
$N_{Ed.og} = 3719.56\ kN$	$N_{Ed.k.og} = 3619.76\ kN$
$N_{Ed.s1} = 1063.82\ kN$	$N_{Ed.k.s1} = 870.68\ kN$
$N_{Ed.s2} = 1058.02\ kN$	$N_{Ed.k.s2} = 870.68\ kN$
$M_{Ed.og} = 68.76\ kN \cdot m$	$M_{Ed.k.og} = 68.655\ kN \cdot m$

Videre i oppgaven benytter vi lastene fra SAP2000 som dimensjoneringsgrunnlag, ettersom disse inkluderer egenvekten av stålet som er benyttet.

Non-Commercial Use Only

D.4 DIMENJSONERING

$N_{Ed.ug} = 3836.07\ kN$ Dimensjonerende strekkraft i undergurt

$N_{Ed.og} = 3719.56\ kN$ Dimensjonerende trykkraft i overgurt

$N_{Ed.s1} = 1063.82\ kN$ Dimensjonerende strekkraft i stav 1

$N_{Ed.s2} = 1058.02\ kN$ Dimensjonerende trykkraft i stav 2

$M_{Ed.og} = 68.76\ kN \cdot m$ Dimensjonerende feltmoment i overgurt

MATERIALEGENSKAPER

Partialfaktorer: NS-EN-1993-1-1 NA.6.1

$\gamma_{M0} := 1.05$

$\gamma_{M1} := 1.05$

$\gamma_{M2} := 1.25$

Materialkonstanter: NS-EN-1993-1-1 3.2.6

$\nu := 0.3$ Poisson-tall i elastisk område

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

$E := 2.1 \cdot 10^5\ \frac{N}{mm^2}$ Elastisitetsmodul

$G := \frac{E}{2\ (1+\nu)} = (8.077 \cdot 10^4)\ \frac{N}{mm^2}$ Skjærmodul

Non-Commercial Use Only

D.4.1 TVERRSNITTSPROFILER

D.4.1.1 TVERRSNITT OVERGURT OG UNDERGURT

Benytter HE-A 400 som tverrsnittsprofil i overgurt og undergurt

PROFILDATA HE-A 400: Stålkontruksjoner, profiler og formler, tabell 1.2

$h := 390\ mm$

$b := 300\ mm$

$s := 11\ mm$

$t := 19\ mm$

$r := 27\ mm$

$A_g := 15.9 \cdot 10^3\ mm^2$

$S_y := 1280 \cdot 10^3\ mm^3$

$I_y := 450.7 \cdot 10^3\ mm^4$

$I_z := 85.6 \cdot 10^4\ mm^4$

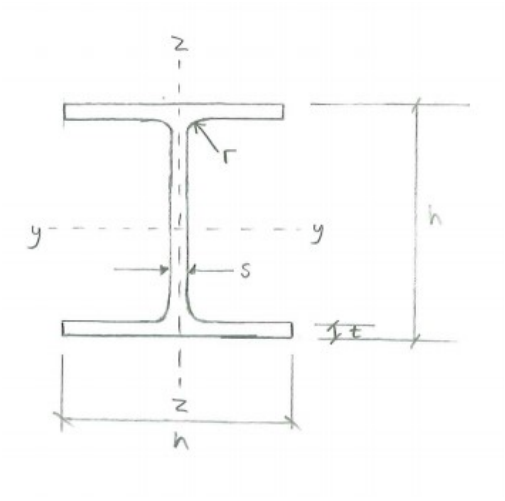
$W_{y.el} := 2310 \cdot 10^3\ mm^3$

$W_{z.el} := 571 \cdot 10^3\ mm^3$

$i_y := 168$

$i_z := 73.4$

$I_T := 1900 \cdot 10^3\ mm^4$



Non-Commercial Use Only

Tverrsnittsklasse - NS-EN 1993-1-1, Tabell 5.2

NS-EN-1993-1-1, 5.5.2(1): Tverrsnittsklasse 1 og 2 kan dimensjoneres plastisk.

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \frac{N}{mm^2}}{f_y}} = 0.814$$

$c_w := h - 2 \cdot t - 2 \cdot r = 298\ mm$ Steglengde

$c_f := \frac{b - 2 \cdot r - s}{2} = 117.5\ mm$ Flenslengde

Krav tverrsnittsklasse 1:

$\frac{c_w}{t} \le 33 \cdot \varepsilon$

$\frac{c_f}{t} \le 9 \cdot \varepsilon$

Krav tverrsnittsklasse 2:

$\frac{c_w}{t} \le 38 \cdot \varepsilon$

$\frac{c_f}{t} \le 10 \cdot \varepsilon$

Kontroll tverrsnittsklasse

steg

$\frac{c_w}{t} = 15.684$

$33 \cdot \varepsilon = 26.849$

$\frac{c_w}{t} \le 33 \cdot \varepsilon$ *Tverrsnittsklasse 1*

flens

$\frac{c_f}{t} = 6.184$

$9 \cdot \varepsilon = 7.323$

$\frac{c_f}{t} \le 9 \cdot \varepsilon$ *Tverrsnittsklasse 1*

HE-A 400 kan dimensjoneres plastisk

Non-Commercial Use Only

D.4.1.2 TVERRSNITT STAV

Benytter HFRHS 140x140x8 som profil i alle staver

PROFILDATA HFRHS 140x140x8:

Stålkontruksjoner, profiler og formler, tabell 1.4

$B := 140\ mm$

$s := 8\ mm$

$A_s := 4.13 \cdot 10^3\ mm^2$

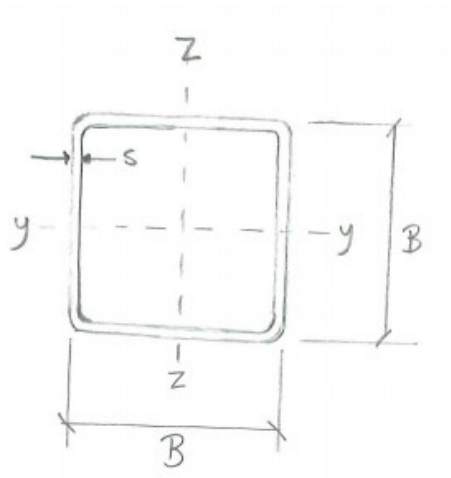
$I := 11.8 \cdot 10^3\ mm^4$

$W_{el} := 168 \cdot 10^3\ mm^3$

$W_{pl} := 202 \cdot 10^3\ mm^3$

$i := 53.4\ mm$

$I_T := 19.0 \cdot 10^6\ mm^4$



Non-Commercial Use Only

Tverrsnittsklasse - NS-EN 1993-1-1, Tabell 5.2

NS-EN-1993-1-1, 5.5.2(1): Tverrsnittsklasse 1 og 2 kan dimensjoneres plastisk.

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \frac{N}{mm^2}}{f_y}} = 0.814$$

$$c := B - 2 \cdot s = 124\ mm$$

Krav tverrsnittsklasse 1:

$$\frac{c}{s} \le 33 \cdot \varepsilon$$

Krav tverrsnittsklasse 2:

$$\frac{c}{s} \le 38 \cdot \varepsilon$$

Kontroll tverrsnittsklasse:

$$\frac{c}{s} = 15.5$$

$$33 \cdot \varepsilon = 26.849$$

$$\frac{c}{s} \le 33 \cdot \varepsilon$$

Tverrsnittsklasse 1

HFRHS 140x140x8 kan dimensjoneres plastisk

Non-Commercial Use Only

D.4.2 TVERRSNITTSKAPASITET OVERGURT

Overgurten utsettes for trykk under lastkombinasjon 11, tilsvarer lastkombinasjon 13 i SAP2000

Kontroll av trykkapasitet - NS-EN 1993-1-1, 6.2.4

$$\frac{N_{Ed.og}}{N_{pl.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1, (6.9)

$N_{Ed.og} = 3719.56\ kN$ Trykkraft overgurt

$A_g = 15900\ mm^2$ Tverrsnittsareal overgurt

$N_{pl.Rd} := \frac{A_g \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 5375.714\ kN$ Trykkapasitet 6.2.4 (6.10)

$\frac{N_{Ed.og}}{N_{pl.Rd}} = 0.692 < 1.0$ OK!

Non-Commercial Use Only

Kontroll av momentkapasitet - NS-EN 1993-1-1, 6.2.5

$$\frac{M_{Ed.og}}{M_{pl.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1 (6.12)

$$M_{Ed.og} = 68.76\ kN \cdot m$$

Dimensjonerende feltmoment i overgurt

$$W_{pl} := 2 \cdot S_y = \left(2.56 \cdot 10^6\right)\ mm^3$$

Plastisk motstandsmoment

$$M_{pl.Rd} := W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 865.524\ kN \cdot m$$

Momentkapasitet 6.2.5 (6.13)

$$\frac{M_{Ed.og}}{M_{pl.Rd}} = 0.079 < 1.0$$ OK!

Non-Commercial Use Only

Interaksjon bøying og aksialkraft - NS-EN-1993-1-1 6.2.9

Ettersom aksialkraften fungerer samtidig som momentet, kontrolleres aksialkraftens virkning på den dimensjonerende plastiske momentkapasiteten.

$$\frac{M_{Ed.og}}{M_{N.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1 (6.31)

Det er ikke nødvenig å redusere momentkapasiteten om sterk akse dersom følgende kriterier er oppfylt:

$$N_{Ed.og} \leq 0.25\ N_{pl.Rd}$$ (6.33)

$$N_{Ed.og} \leq \frac{0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$ (6.34)

$t_f := 19\ mm$ Flensens tykkelse

$t_w := 11\ mm$ Stegets tykkelse

$h_w := h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 298\ mm$ Høyde av steget

$N_{Ed.og} = 3719.56\ kN$

$0.25\ N_{pl.Rd} = 1343.929\ kN$

$$\frac{0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 554.138\ kN$$

Må ta hensyn til reduksjon i momentkapasiteten ettersom kriteriene (6.33) og (6.34) ikke er oppfylt:

Non-Commercial Use Only

$$n := \frac{N_{Ed.og}}{N_{pl.Rd}} = 0.692$$

$$a := min\left(\left(\frac{A_g - 2 \cdot b \cdot t_f}{A_g}\right), 0.5\right) = 0.283$$

$$M_{N.Rd.1} := M_{pl.Rd} \cdot \left(\frac{1-n}{1-0.5 \cdot a}\right) \qquad (6.36)$$

$$M_{N.Rd} := min\left(M_{pl.Rd}, M_{N.Rd.1}\right)$$

$$M_{N.Rd} = 310.605 \ kN \cdot m$$

$$\frac{M_{Ed.og}}{M_{N.Rd}} = 0.221 < 1.0$$ OK!

Momentkapasiteten i tverrsnittet er fortsatt stort nok etter reduskjsonen fra aksialkraften.

Non-Commercial Use Only

Kontroll av skjærkapasitet - NS-EN 1993-1-1, 6.2.6

$$\frac{V_{Ed.og}}{V_{pl.Rd}} \leq 1$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1 (6.17)

$V_{Ed.og} = 89.851\ kN$

Dimensjonerende skjærkraft i overgurt

$A_g = 15900\ mm^2$

Tverrsnittsdata overgurt

$h = 390\ mm$

$b = 300\ mm$

$r = 27\ mm$

$t_f = 19\ mm$

$t_w = 11\ mm$

$\eta := 1.0$

6.2.6 (3)

$h_w = 298\ mm$

Høyde av steget

$A_v := \max\left(A_g - 2 \cdot b \cdot t_f + \left(t_w + 2 \cdot r\right) \cdot t_f, \eta \cdot h_w \cdot t_w\right)$

Skjærareal for valsede I-og H-profiler, 6.2.6(3)

$A_v = \left(5.735 \cdot 10^3\right)\ mm^2$

$$V_{pl.Rd} := \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \left(1.119 \cdot 10^3\right)\ kN$$

Skjærkapasitet 6.2.6 (6.17)

$\frac{V_{Ed.og}}{V_{pl.Rd}} = 0.08$ <1.0 OK!

Ettersom skjærkraften er mindre enn halve plastiske skjærkapasiteten, kan det sees bort ifra dens virkning på den dimensjonerende momentkapasiteten, 6.2.8 (2)

Non-Commercial Use Only

D.4.3 KNEKKING OVERGURT

Kontroll av knekking - NS-EN-1993-1-1, 6.3.3(4)

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{pl.Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl.Rd}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z.Ed}}{M_{pl.Rd}}$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1 (6.61)

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y.Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl.Rd}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z.Ed}}{M_{pl.Rd}}$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1 (6.62)

$N_{Ed.og} = 3719.56\ kN$ Trykkraft

$M_{y.Ed} := 68.76\ kN \cdot m$ Moment om y-akse

$M_{z.Ed} := 0\ kN \cdot m$ Moment om z-akse

$E = \left(2.1 \cdot 10^5\right)\ MPa$ Elastisitetmodul

$f_y = 355\ MPa$ Flytespenning

$W_{pl} = 0.0026\ m^3$ Plastisk motstandsmoment

$L_{cr} := 3125\ mm$ Knekklengde

$i_y := 168\ mm$ Treghetsradius

$i_z := 73.4\ mm$

$N_{pl.Rd} = 5375.714\ kN$ Trykkapasitet 6.3.5 (6.10)

$M_{pl.Rd} = 865.524\ kN \cdot m$ Momentkapasitet 6.2.5 (6.13)

$\lambda_1 := \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 76.409$ Flyteslankhet 6.3.1.3 (1)

Non-Commercial Use Only

$\lambda'_y := \frac{L_{cr}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.243$ Relativ slankhet (6.50)

$\lambda'_z := \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.557$

Knekkurve a Tabell 6.2

$\alpha_a := 0.21$ Imperfeksjonsfaktor, tabell 6.1

$\Phi_y := 0.5 \left(1 + \alpha_a \cdot \left(\lambda'_y - 0.2\right) + \lambda'^{\,2}_y\right) = 0.534$ (6.49)

$\Phi_z := 0.5 \left(1 + \alpha_a \cdot \left(\lambda'_z - 0.2\right) + \lambda'^{\,2}_z\right) = 0.693$

$\chi_y := \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^{\,2} - \lambda'^{\,2}_y}} = 0.99$ Reduksjonsfaktor, y

$\chi_z := \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^{\,2} - \lambda'^{\,2}_z}} = 0.906$ Reduksjonsfaktor, z

$\chi_{LT} := 1.0$ Antar ingen vipping ettersom øvre flens er fastholdt til hulldekket, Figur 6.5

Ekvivalente momentfaktorer,Tabell B.3 i tillegg B

$M_{h.1} := 0\ kN \cdot m$

$M_{h.2} := 0\ kN \cdot m$

$M_s := 68.76\ kN \cdot m$

$\alpha_s := 0$

$\psi := 0$

$C_{my} := 0.4$

Non-Commercial Use Only

Interaksjonsfaktorer, Tabell B.1 tillegg B

$$k_{yy} := min\left(C_{my} \cdot \left[1 + \left(\lambda'_y - 0.2\right) \cdot \frac{N_{Ed.og}}{\chi_y \cdot N_{pl.Rd}}\right], C_{my} \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{N_{Ed.og}}{\chi_y \cdot N_{pl.Rd}}\right)\right) = 0.412$$

$$k_{zy} := 0.6 \cdot k_{yy} = 0.247$$

Grunnet ingen moment om z-aksen kan derfor ligningene (6.61) og (6.62) forenkles på følgende måte:

$$\frac{N_{Ed.og}}{\chi_y \cdot N_{pl.Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl.Rd}} = 0.731 \quad \text{<1.0 OK!} \qquad (6.61)$$

$$\frac{N_{Ed.og}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl.Rd}} = 0.797 \quad \text{<1.0 OK!} \qquad (6.62)$$

Non-Commercial Use Only

D.4.4 TVERRSNITTSKAPASITET UNDERGURT

Undergurten utsettes for strekk under lastkombinasjon 11, tilsvarer lastkombinasj 13 i SAP2000.

Kontroll av strekkapasitet - NS-EN 1993-1-1, 6.2.3

$$\frac{N_{Ed.ug}}{N_{pl.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1, (6.5)

$$N_{Ed.ug} = 3836.07\ kN$$

Strekkraft i undergurt

$$A_g = 15900\ mm^2$$

Areal undergurt

$$N_{pl.Rd} := \frac{A_g \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 5375.714\ kN$$

Strekkapasitet 6.3.5 (6.6)

$$\frac{N_{Ed.ug}}{N_{pl.Rd}} = 0.714 < 1.0$$ OK!

Non-Commercial Use Only

Kontroll av momentkapasitet - NS-EN 1993-1-1, 6.2.5

$$\frac{M_{Ed.ug}}{M_{pl.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1 (6.12)

$$M_{Ed.ug} = 1.75 \ kN \cdot m$$

Dimensjonerende moment

$$M_{pl.Rd} = 865.524 \ kN \cdot m$$

$$\frac{M_{Ed.ug}}{M_{pl.Rd}} = 0.002 < 1.0$$ OK!

Momentkapasitet 6.2.5 (6.13)

Non-Commercial Use Only

Interaksjon bøying og aksialkraft - NS-EN-1993-1-1 6.2.9

Ettersom aksialkraften fungerer samtidig som momentet, kontrolleres aksialkraftens virkning på den dimensjonerende plastiske momentkapasiteten.

$$\frac{M_{Ed.ug}}{M_{N.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1 (6.31)

Det er ikke nødvenig å redusere momentkapasiteten om sterk akse dersom følgende kriterier er oppfylt.

$$N_{Ed.ug} \leq 0.25\ N_{pl.Rd}$$ (6.33)

$$N_{Ed.ug} \leq \frac{0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$ (6.34)

$t_f = 19\ mm$ Flensens tykkelse

$t_w = 11\ mm$ Stegets tykkelse

$h_w := h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 298\ mm$ Høyde av steget

$N_{Ed.ug} = 3836.07\ kN$

$0.25\ N_{pl.Rd} = 1343.929\ kN$

$$\frac{0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 554.138\ kN$$

Må ta hensyn til reduksjon i momentkapasiteten ettersom kriteriene (6.33) og (6.34) ikke er oppfylt:

Non-Commercial Use Only

$$n := \frac{N_{Ed.ug}}{N_{pl.Rd}} = 0.714$$

$$a := min\left(\left(\frac{A_g - 2 \cdot b \cdot t_f}{A_g}\right), 0.5\right) = 0.283$$

$$M_{N.Rd.1} := M_{pl.Rd} \cdot \left(\frac{1-n}{1-0.5 \cdot a}\right) \qquad (6.36)$$

$$M_{N.Rd} := min\left(M_{N.Rd.1}, M_{pl.Rd}\right)$$

$$M_{N.Rd} = 288.754 \ kN \cdot m$$

$$\frac{M_{Ed.ug}}{M_{N.Rd}} = 0.006 < 1.0$$ OK!

Momentkapasiteten i tverrsnittet er fortsatt stort nok etter reduskjsonen fra aksialkraften.

Non-Commercial Use Only

Kontroll av skjærkapasitet - NS-EN 1993-1-1, 6.2.6

$$\frac{V_{Ed.ug}}{V_{pl.Rd}} \leq 1$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1 (6.17)

$$V_{Ed.ug} = 2.29\ kN$$

Dimensjonerende skjærkraft i undergurt

$$V_{pl.Rd} = \left(1.119 \cdot 10^3\right)\ kN$$

Skjærkapasitet 6.2.6 (6.17)

$$\frac{V_{Ed.ug}}{V_{pl.Rd}} = 0.002 < 1.0$$

OK!

Ettersom skjærkraften er mindre enn halve plastiske skjærkapasiteten, kan det sees bort ifra dens virkning på den dimensjonerende momentkapasiteten, 6.2.8 (2)

Non-Commercial Use Only

D.4.5 TVERRSNITTSKAPASITET STAVER

Stavene utsette for både strekk og trykk under lastkombinasjon 11, tilsvarer 13 i SAP200. Vi har valgt å benytte kun ett tverrsnitt for alle stavelementene. Stav 1 og 16 utsettes for maksimal strekkraft. Stav 2 og 15 utsettes for maksimal trykkraft.

Kontroll av trykkapasitet - NS-EN 1993-1-1, 6.2.4

$$\frac{N_{Ed.s2}}{N_{pl.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1, (6.9)

$$N_{Ed.s2} = 1058.02\ kN$$

Dimensjonerende trykkraft i stav 2 og 15

$$A_s = \left(4.13 \cdot 10^3\right)\ mm^2$$

Tverrsnittsareal stav

$$N_{pl.Rd} := \frac{A_s \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1396.33\ kN$$

NS-EN-1993-1-1, (6.10)

$$\left|\frac{N_{Ed.s2}}{N_{pl.Rd}}\right| = 0.758 \quad < 1.0 \qquad \text{OK!}$$

Non-Commercial Use Only

Kontroll av strekkapasitet - NS-EN 1993-1-1, 6.2.3

$$\frac{N_{Ed.s1}}{N_{pl.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1, (6.5)

$$N_{Ed.s1} = 1063.82\ kN$$

Dimensjonerende strekkraft i stav 1 og 16

$$A_s = \left(4.13 \cdot 10^3\right)\ mm^2$$

Tverrsnittsareal stav

$$N_{pl.Rd} := \frac{A_s \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1396.333\ kN$$

Strekkapasitet 6.3.5 (6.6)

$$\frac{N_{Ed.s1}}{N_{pl.Rd}} = 0.762 < 1.0$$ OK!

Non-Commercial Use Only

D.4.6 KNEKKING STAV

Knekkontroll stav

$$\frac{N_{Ed.s2}}{N_{cr}} \leq 1.0$$ **Dimensjoneringskrav**

$N_{Ed.s2} = 1058.02\ kN$ Dimensjonerende trykkraft i stav

$E = \left(2.1 \cdot 10^5\right)\ MPa$ Elastisitetesmodul

$I := 11.8 \cdot 10^6\ mm^4$ Arealtreghetsmoment

$L_s := 1980\ mm$ Stavlengde

$L_{cr} := L_s = 1980\ mm$ Knekklengde stav

$$N_{cr} := \frac{\pi^2\ E \cdot I}{L_{cr}^{\ 2}}$$ Eulerlast, Tabell 4.1 i stålkonstruksjoner profiler og formler

$N_{cr} = \left(6.238 \cdot 10^3\right)\ kN$

$$\frac{N_{Ed.s2}}{N_{cr}} = 0.17 \quad < 1.0$$ OK!

Non-Commercial Use Only

D.4.7 NEDBØYNINGSKONTROLL - BRUKSGRENSE

$$\frac{\delta}{\delta_{tillat}} \leq 1.0$$ **Dimensjoneringskrav**

$L_f := 25000\ mm$ Fagverkbjelkens lengde

$\delta := 90\ mm$ Maksimal utbøyning

$\delta_{tillat} := \frac{L_f}{200} = 125\ mm$ NS-EN-1990 NA.A1(904)

$\frac{\delta}{\delta_{tillat}} = 0.72$ OK!

Benytter HEA 400 som tverrsnittsprofil i overgurt og undergurt.
Benytter HFRHS 140x140x8 som tverrsnittsprofil i stavene.

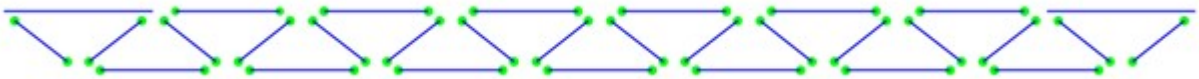
Non-Commercial Use Only

D.5 SAP2000

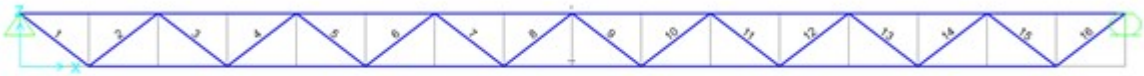
Kombinasjon:	Faktor	Lastfaktor
Lastkombinasjon 1	DEAD	1,35
	Egenvekt HD200	1,35
Lastkombinasjon 2	DEAD	1,35
	Snø	1,05
	Egenvekt HD200	1,35
Lastkombinasjon 3	DEAD	1,35
	Snø	1,05
	Egenvekt HD200	1,35
	Vind	0,9
Lastkombinasjon 4	DEAD	1,35
	Snø	1,05
	Egenvekt HD200	1,35
	Vind	-0,9
Lastkombinasjon 5	DEAD	1,35
	Snø	1,05
	Egenvekt HD200	1,35
	Vind	0,9
Lastkombinasjon 6	DEAD	1,35
	Snø	1,05
	Egenvekt HD200	1,35
	Vind	-0,9
Lastkombinasjon 7	DEAD	1,35
	Egenvekt HD200	1,35
	Vind	0,9
Lastkombinasjon 8	DEAD	1,35
	Egenvekt HD200	1,35
	Vind	-0,9
Lastkombinasjon 9	DEAD	1
	Egenvekt HD200	1
	Vind	0,9

Non-Commercial Use Only

Lastkombinasjon 10	DEAD	1
	Egenvekt HD200	1
	Vind	-0,9
Lastkombinasjon 11	DEAD	1,2015
	Egenvekt HD200	1,2015
Lastkombinasjon 12	DEAD	1,2015
	Snø	1,5
	Egenvekt HD200	1,2015
Lastkombinasjon 13	DEAD	1,2015
	Snø	1,5
	Egenvekt HD200	1,2015
	Vind	0,9
Lastkombinasjon 14	DEAD	1,2015
	Snø	1,5
	Egenvekt HD200	1,2015
	Vind	-0,9
Lastkombinasjon 15	DEAD	1,2015
	Snø	1,05
	Egenvekt HD200	1,2015
	Vind	1,5
Lastkombinasjon 16	DEAD	1,2015
	Snø	1,05
	Egenvekt HD200	1,2015
	Vind	-1,5
Lastkombinasjon 17	DEAD	1,2015
	Egenvekt HD200	1,2015
	Vind	1,5



Modellering av fagverksbjelken



Stavinndeling

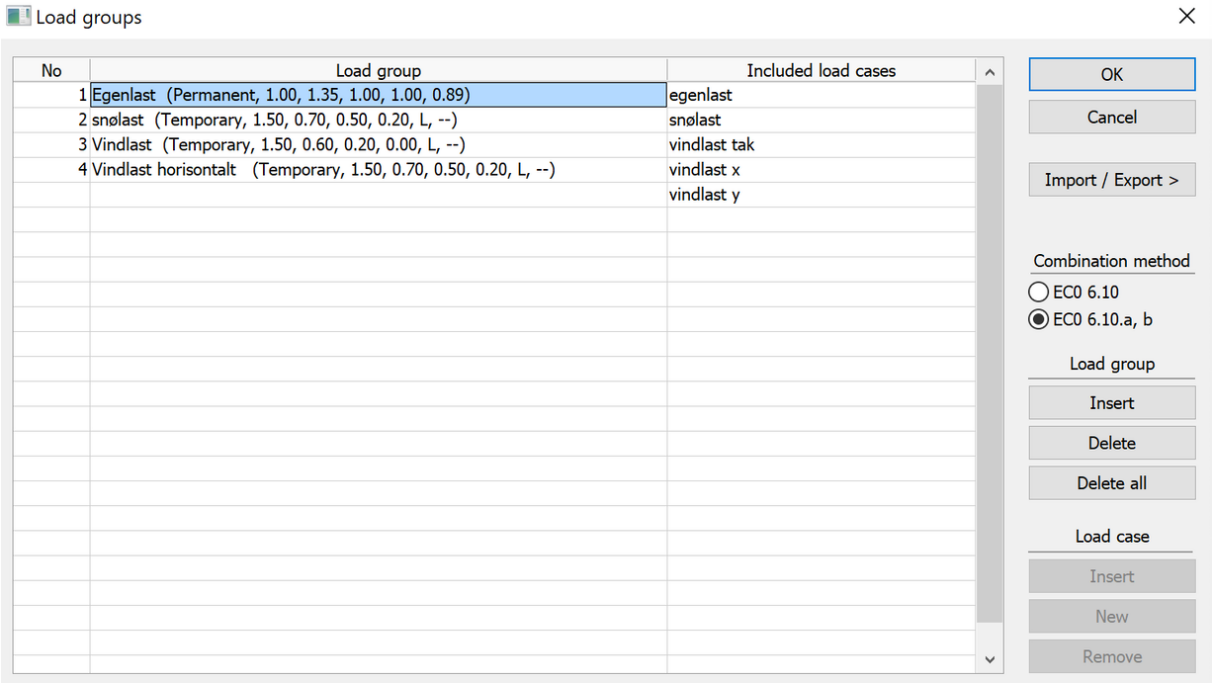
Utnyttelsesgrader

Non-Commercial Use Only

DEL 2: STABILITETSANALYSE – VALG AV AVSTIVNINGSSYSTEM

E RESUTATER FRA FEM-DESIGN, STABILITETSANALYSE

E.1 LASTER OG LASTKOMBINASJONER



Påførte laster, samt kombinasjonsmetode 6.10a og 6.10b

Load combinations

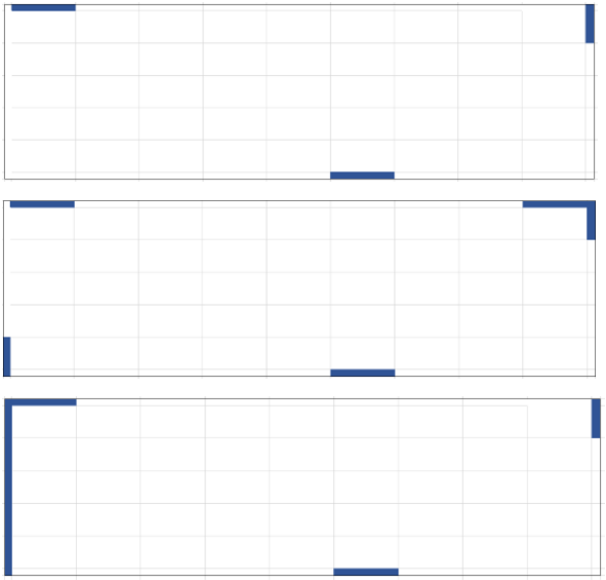
No	Name	Type	Factor	Included load cases
1	1.35*egenlast + 1.50*0.70*snølast + 1.50*0.60*vindlast tak + 1.50*0.70*vindlas	U	1.35	egenlast
			1.05	snølast
			0.90	vindlast tak
			1.05	vindlast x
2	1.35*egenlast + 1.50*0.70*snølast + 1.50*0.60*vindlast tak + 1.50*0.70*vindlas	U	1.35	egenlast
			1.05	snølast
			0.90	vindlast tak
			1.05	vindlast y
3	0.89*1.35*egenlast + 1.50*snølast + 1.50*0.60*vindlast tak + 1.50*0.70*vindlas	U	1.20	egenlast
			1.50	snølast
			0.90	vindlast tak
			1.05	vindlast x
4	0.89*1.35*egenlast + 1.50*0.70*snølast + 1.50*vindlast tak + 1.50*0.70*vindlas	U	1.20	egenlast
			1.05	snølast
			1.50	vindlast tak
			1.05	vindlast x
5	0.89*1.35*egenlast + 1.50*0.70*snølast + 1.50*0.60*vindlast tak + 1.50*vindlas	U	1.20	egenlast
			1.05	snølast
			0.90	vindlast tak
			1.50	vindlast x
6	0.89*1.35*egenlast + 1.50*snølast + 1.50*0.60*vindlast tak + 1.50*0.70*vindlas	U	1.20	egenlast
			1.50	snølast
			0.90	vindlast tak
			1.05	vindlast y
7	0.89*1.35*egenlast + 1.50*0.70*snølast + 1.50*vindlast tak + 1.50*0.70*vindlas	U	1.20	egenlast
			1.05	snølast
			1.50	vindlast tak
			1.05	vindlast y
8	0.89*1.35*egenlast + 1.50*0.70*snølast + 1.50*0.60*vindlast tak + 1.50*vindlas	U	1.20	egenlast
			1.05	snølast
			0.90	vindlast tak
			1.50	vindlast y
9	egenlast + snølast + 0.60*vindlast tak + 0.70*vindlast x	Sc	1.00	egenlast
			1.00	snølast
			0.60	vindlast tak
			0.70	vindlast x
10	egenlast + 0.70*snølast + vindlast tak + 0.70*vindlast x	Sc	1.00	egenlast
			0.70	snølast
			1.00	vindlast tak
			0.70	vindlast x
11	egenlast + 0.70*snølast + 0.60*vindlast tak + vindlast x	Sc	1.00	egenlast
			0.70	snølast
			0.60	vindlast tak
			1.00	vindlast x
12	egenlast + snølast + 0.60*vindlast tak + 0.70*vindlast y	Sc	1.00	egenlast
			1.00	snølast
			0.60	vindlast tak
			0.70	vindlast y
13	egenlast + 0.70*snølast + vindlast tak + 0.70*vindlast y	Sc	1.00	egenlast
			0.70	snølast
			1.00	vindlast tak
			0.70	vindlast y
14	egenlast + 0.70*snølast + 0.60*vindlast tak + vindlast y	Sc	1.00	egenlast
			0.70	snølast
			0.60	vindlast tak
			1.00	vindlast y
15	Bruksgrense 1	Sc	1.00	egenlast
			1.00	snølast
			1.00	vindlast tak
			1.00	vindlast x
16	Bruksgrense 2	Sc	1.00	egenlast
			1.00	snølast
			1.00	vindlast tak
			1.00	vindlast y

OK
Cancel
Import / Export >
Load combination
Generate
Insert
Copy
Delete
Delete all
Load case
Insert
New
Remove

Lastkombinasjoner

E.2 MODELL A

E.2.1 VINDKRYSSPLASSERING



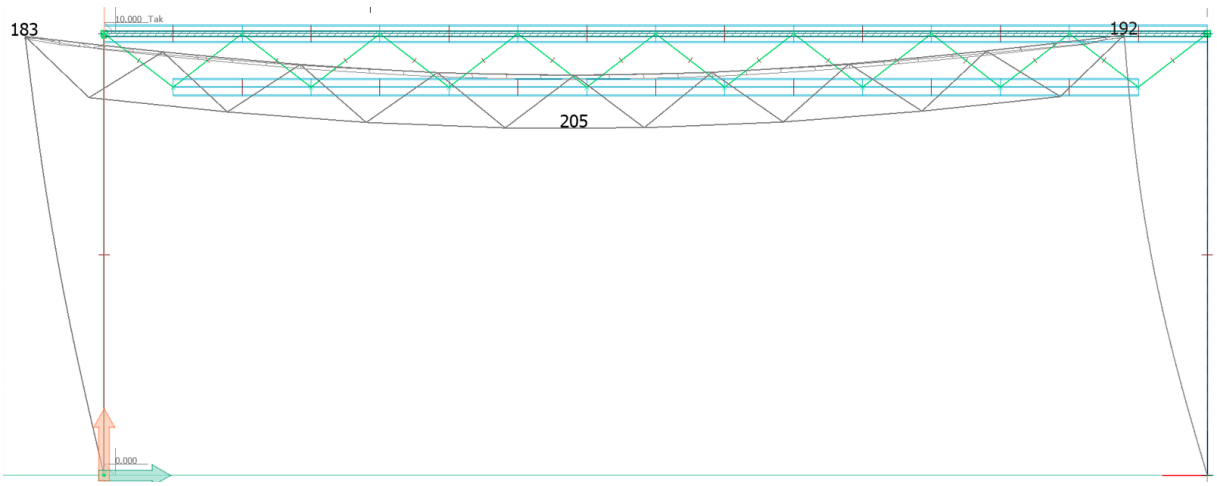
PLASSERING 1

PLASSERING 2

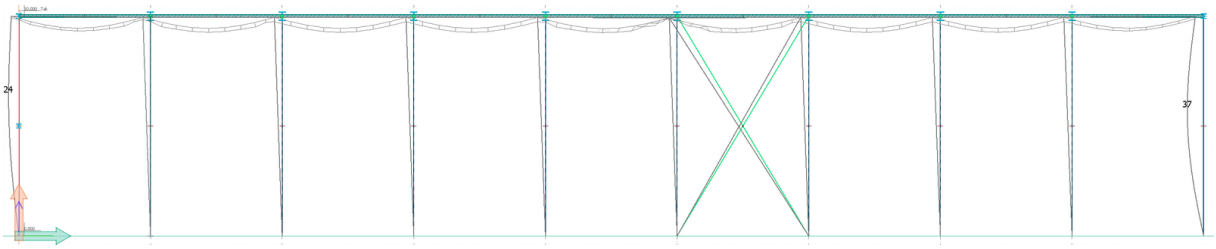
PLASSERING 3

MERK: Plassering nummer 3 angir vindkryss plassert <u>over</u> portene på den vestre fasaden.

E.2.2 FORSKYVNINGER, PLASSERING 1

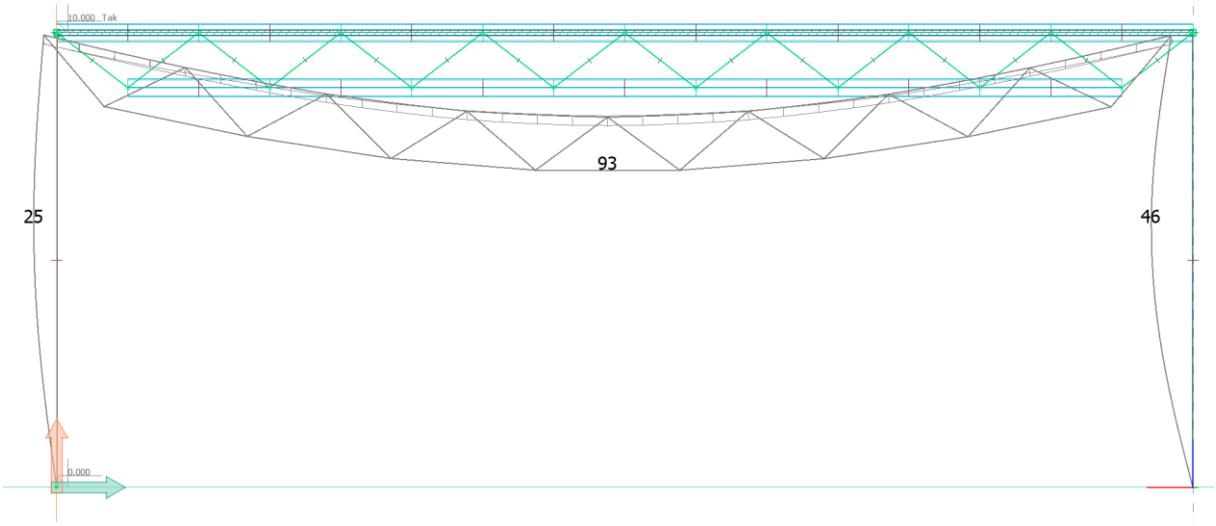


Forskyvninger av mest påkjente portalramme når vind treffer langsiden av lagerbygget.

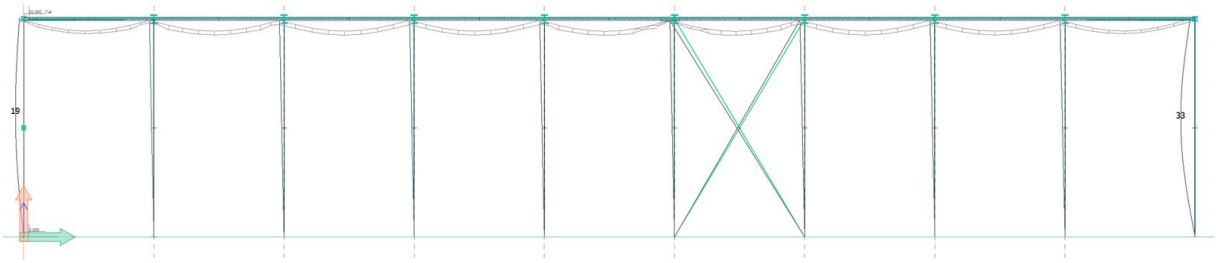


Forskyvninger av tverrammene når vind treffer kortsiden av lagerbygget.

E.2.3 FORSKYVNINGER, PLASSERING 2

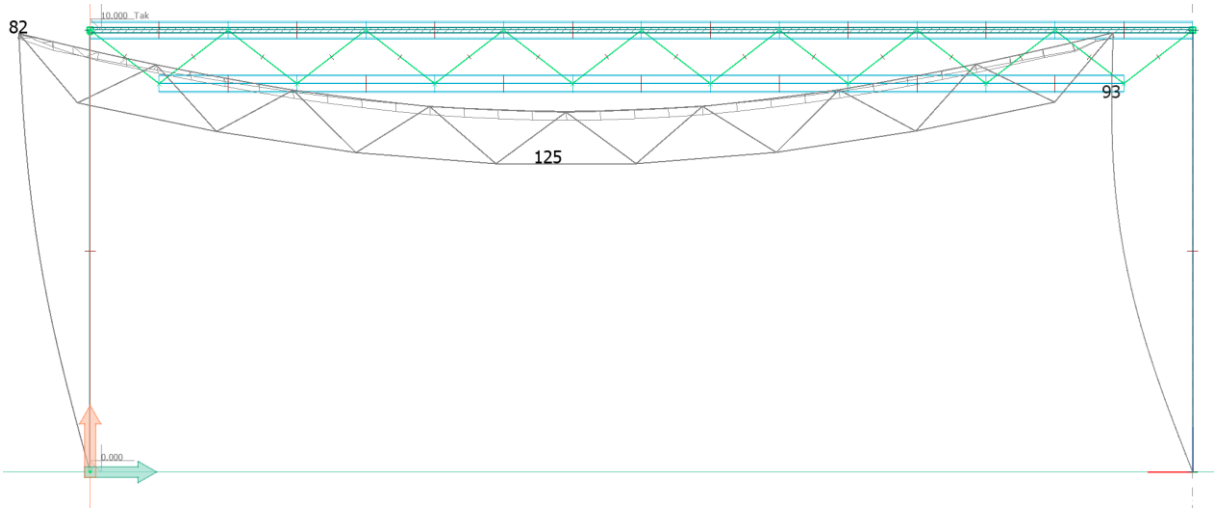


Forskyvninger av mest påkjente portalramme når vind treffer langsiden av lagerbygget.

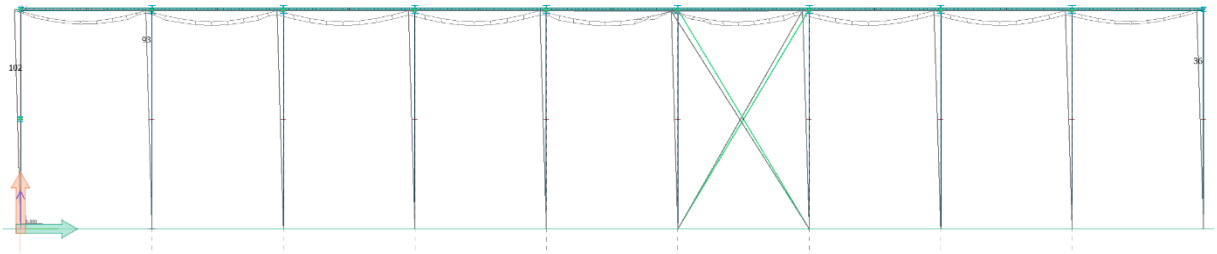


Forskyvninger av tverrammene når vind treffer kortsiden av lagerbygget.

E.2.4 FORSKYVNINGER, PLASSERING 3



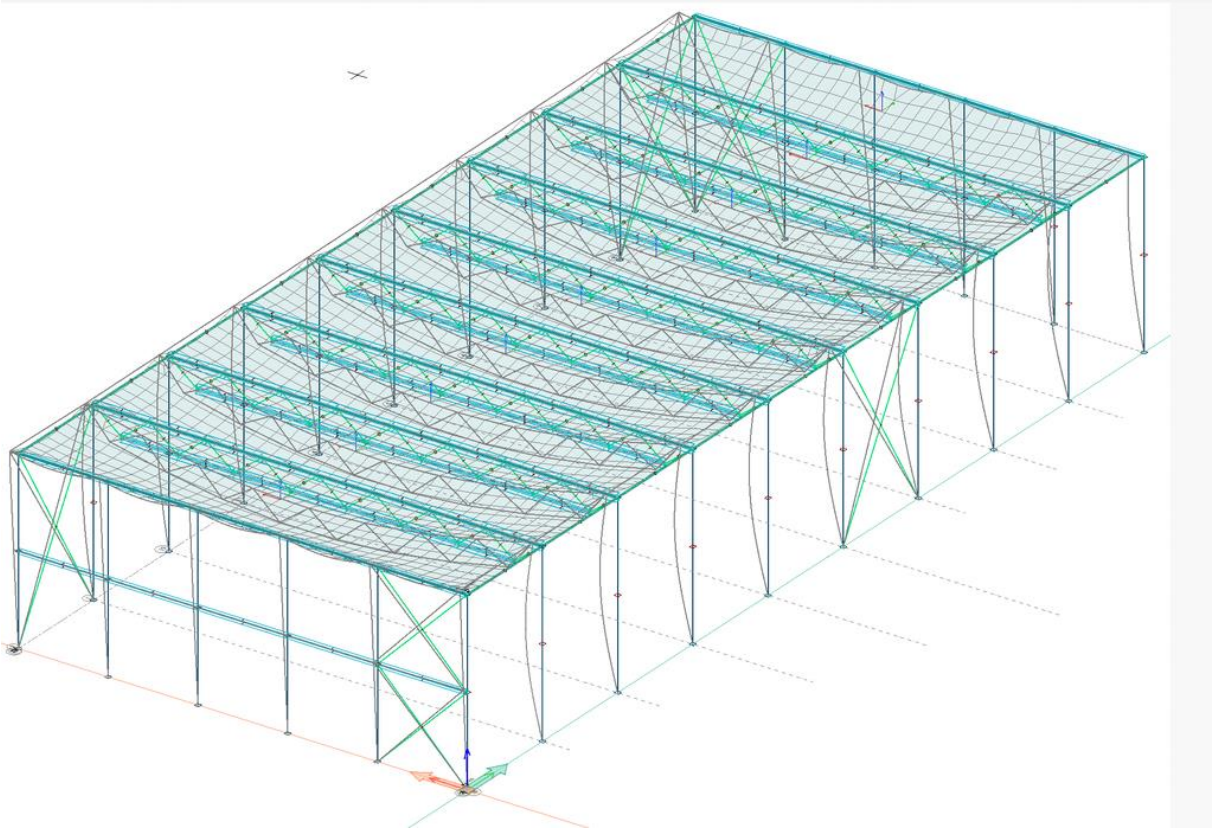
Forskyvninger av mest påkjente portalramme når vind treffer langsiden av lagerbygget.



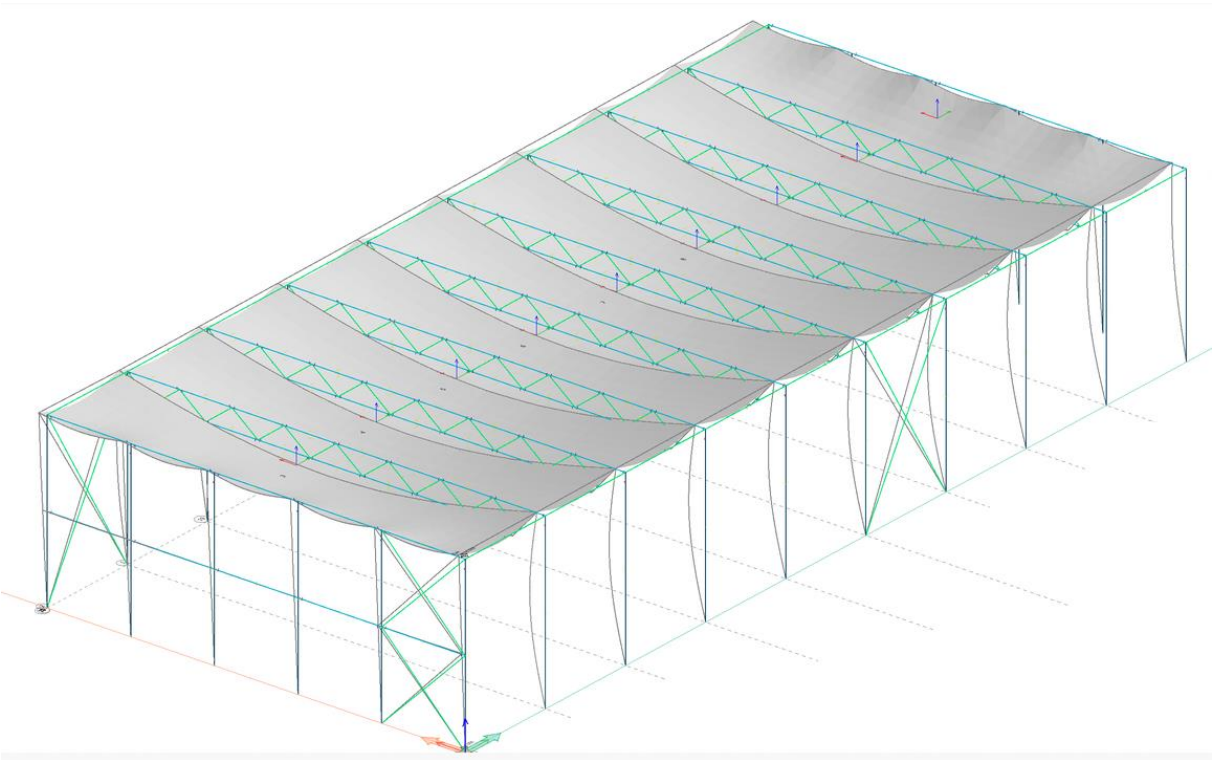
Forskyvninger av tverrammene når vind treffer kortsiden av lagerbygget.

E.2.5 RESULTATER

Maksimal utbøying:	Plassering 1 [mm]	Plassering 2 [mm]	Plassering 3 [mm]
Søyle – vind langside	192	46	93
Søyle – vind kortside	37	33	36
Fagverk	205	93	125



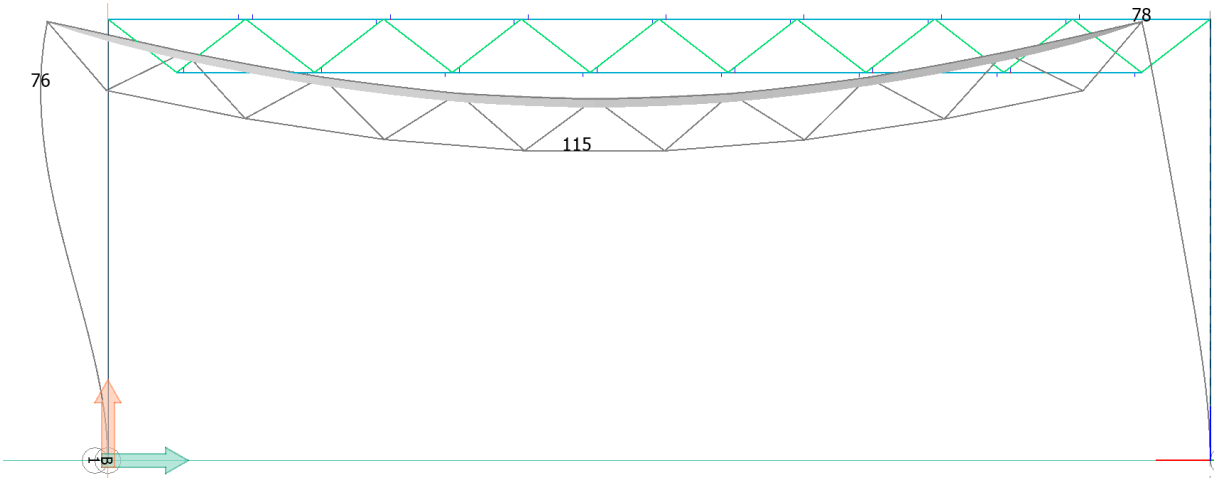
Modell A i 3D med vindplassering nummer 2, vind på langside



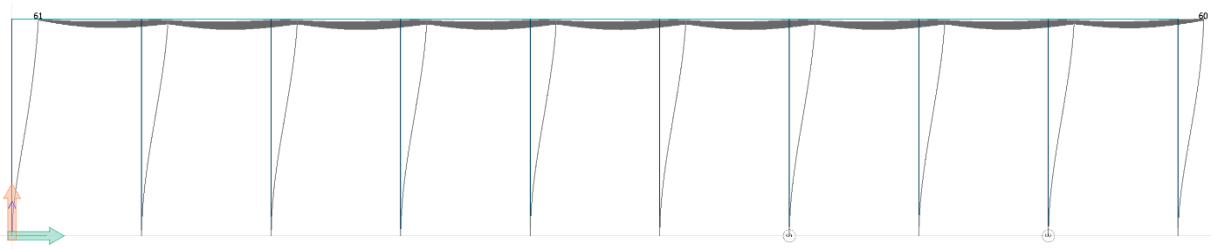
Modell A i 3D med vindplassering nummer 2, vind på langside

E.3 MODELL B

E.3.1 FORSKYVNINGER



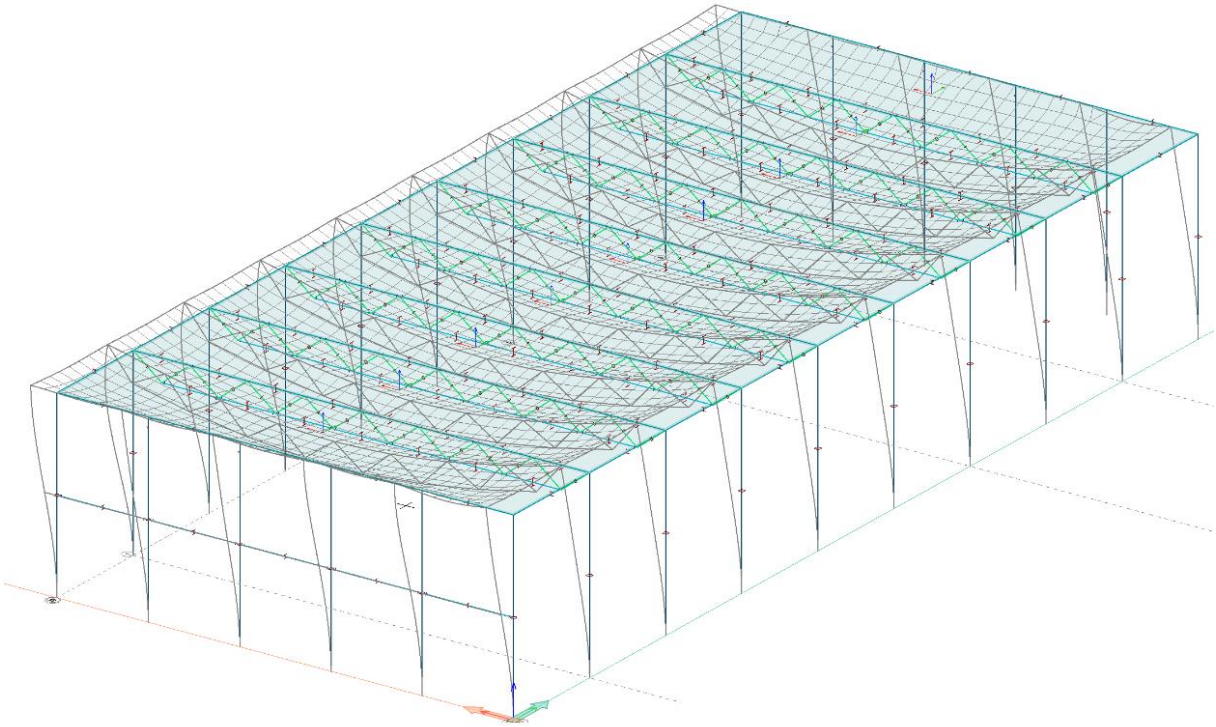
Forskyvninger av mest påkjente portalramme når vind treffer langsiden av lagerbygget.



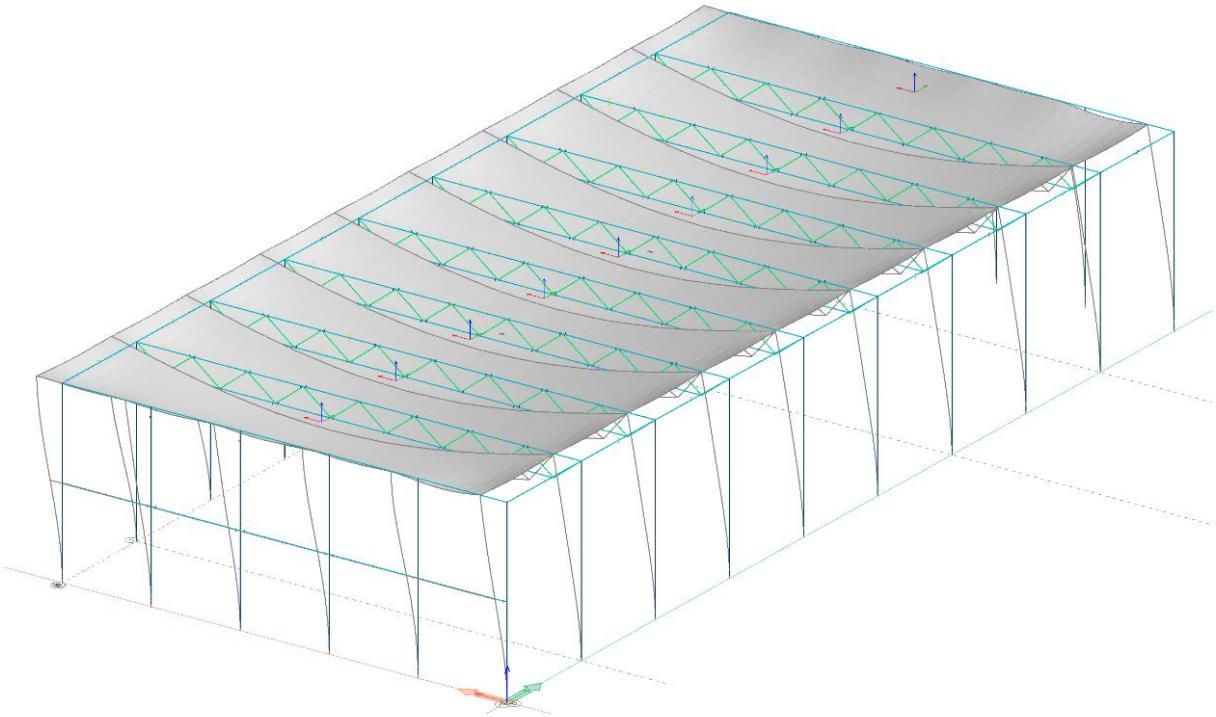
Forskyvninger av tverrammene når vind treffer kortsiden av lagerbygget.

E.3.2 RESULTATER

Maksimal utbøyning:	Modell B [mm]
Søyle – vind på langsiden	78
Søyle – Vind på kortsiden	61
Fagverksjelken	115



Modell B i 3D, vind på langside

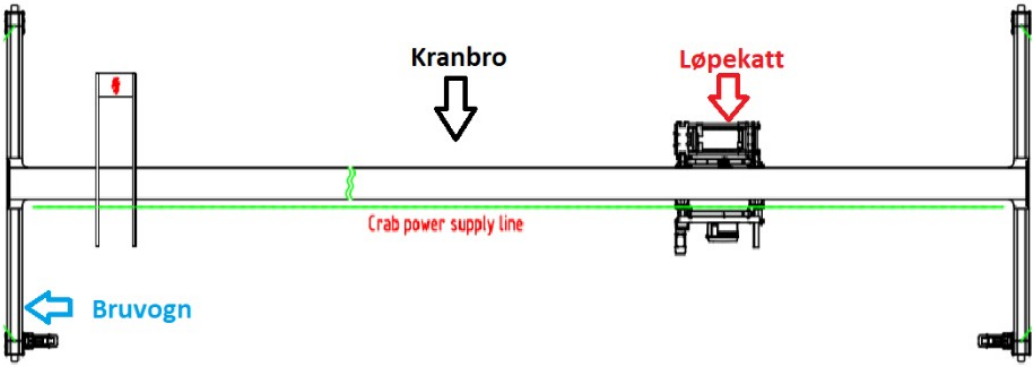


Modell B i 3D, vind på langside

DEL 3: DETALJPROSJEKTERING

F KRANBJELKE

F.1 OPPTREDENDE LASTER



Laster som virker på bjelken (Se vedlegg M):

$g_{k.1} := 56.44\ kN$	Egenvekt kranbro
$g_{k.2} := 11.62\ kN$	Egenvekt løpekatt
$g_{k.3} := 13.40\ kN$	Egenvekt bruvogn
$Q_{k.1} := 100.00\ kN$	Løftekapasiteten til kranen

Avstander:

$L := 25\ m$	Lengde kranbro
$L_{min} := 0.87\ m$	L_{min} er minstavstanden fra kroken på løpekatten til senter av kranbjelke.

Non-Commercial Use Only

Bruddgrense

Lastfaktorer NS-EN 1990

Egenlast: 1.2
Nyttelast 1.5

$g_{d.1} := (g_{k.1} + g_{k.3}) \cdot 1.2$

$g_{d.2} := g_{k.2} \cdot 1.2$

$Q_d := Q_{k.1} \cdot 1.5$

Dimensjonerende laster bruddgrense:

$g_{d.1} = 83.808\ kN$ Bruvogn og kranbro

$g_{d.2} = 13.944\ kN$ Løpekatt

$Q_d = 150\ kN$ Løftekapasitet

Dimensjonerende Laster på konstruksjonen

$F_1 := \frac{g_{d.1}}{2} = 41.904\ kN$ Reaksjonskraft bruvogn + kranbro

$F_2 := g_{d.2} + Q_d = 163.944\ kN$ Last ved maksimalt løft

$F_3 := F_2 \cdot \frac{(L - L_{min})}{L} = 158.239\ kN$ Reduseret reaksjonskraft. Kranen kan ikke bevege seg inntill opplager

$F_{R.d} := F_3 + F_1 = 200.143\ kN$ **Dimensjonerende resultantkraft på bjelken i bruddgrense**

Non-Commercial Use Only

Bruksgrense

Lastfaktorer NS-EN 1990

Egenlast : 1.0
Nyttelast : 1.0

$g_{d.1.2} := (g_{k.1} + g_{k.3}) \cdot 1.0$

$g_{d.2.2} := g_{k.2} \cdot 1.0$

$Q_{d.2} := Q_{k.1} \cdot 1.0$

Dimensjonerende laster bruksgrense

$g_{d.1.2} = 69.84\ kN$ Kranbro og bruvogn

$g_{d.2.2} = 11.62\ kN$ Løpekatt

$Q_{d.2} = 100\ kN$ Løftekapasitet

Dimensjonerende bruksgrenselaster

$F_{1.2} := \frac{g_{d.1.2}}{2} = 34.92\ kN$ Reaksjonskraft fra kranbro og bruvogn

$F_{2.2} := g_{d.2.2} + Q_{d.2} = 111.62\ kN$ Reaksjonskraft løft og løpekatt

$F_{3.2} := F_{2.2} \cdot \frac{(L - L_{min})}{L} = 107.736\ kN$ Redusert reaksjonskraft

$F_{R.d.2} := F_{3.2} + F_{1.2} = 142.656\ kN$ **Dimensjonerende resultantkraft på bjelken i bruksgrense**

Non-Commercial Use Only

F.2 DIMENSJONERING

Opptredende laster er beregnet i SAP2000 ved hjelp av funksjonen: moving loads. Plasseringen for verst tenkelige moment og skjærkraft sammenfaller ikke, men blir her antatt å virke i samtidig.

$M_{Ed} := 250.23\ kN \cdot m$ 2.5947 m fra opplegg A

$V_{Ed} := 200.143\ kN$ Over opplegg

$N_{Ed} := 0\ kN$

MATERIALEGENSKAPER

Partialfaktorer: NS-EN-1993-1-1 NA.6.1

$\gamma_{M0} := 1.05$

$\gamma_{M1} := 1.05$

$\gamma_{M2} := 1.25$

Materialkonstanter: NS-EN-1993-1-1 3.2.6

$\nu := 0.3$ Poisson-tall i elastisk område

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

$E := 2.1 \cdot 10^5\ \frac{N}{mm^2}$ Elastisitetsmodul

$G := \frac{E}{2\ (1+\nu)} = \left(8.077 \cdot 10^4\right)\ \frac{N}{mm^2}$ Skjærmodul

Non-Commercial Use Only

F.2.1 TVERRSNITTSPROFIL

Benytter HEA 360 som tverrsnittsprofil i kranbjelken

PROFILDATA HEA 360: Stålkontruksjoner, profiler og formler, tabell 1.2

$h := 350\ mm$

$b := 300\ mm$

$s := 10\ mm$

$t := 17.5\ mm$

$r := 27\ mm$

$A := 14.3 \cdot 10^3\ mm^2$

$S_y := 1040 \cdot 10^3\ mm^3$

$I_w := 2177 \cdot 10^9\ mm^6$

$I_T := 1490 \cdot 10^3\ mm^4$

$i_y := 152\ mm$

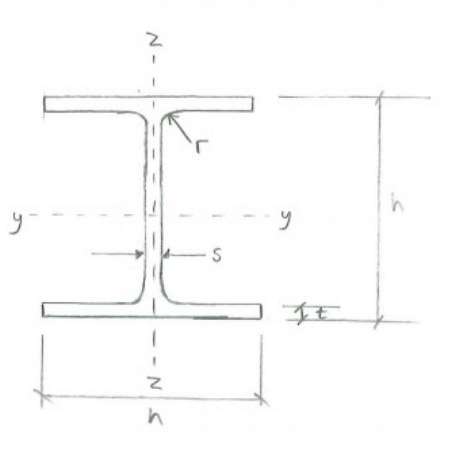
$i_z := 74.3\ mm$

$W_{el.y} := 1890 \cdot 10^3\ mm^3$

$W.el_z := 526 \cdot 10^3\ mm^3$

$I_y := 330.9 \cdot 10^6\ mm^4$

$I_z := 78.9 \cdot 10^6\ mm^4$



Non-Commercial Use Only

Tverrsnittsklasse - NS-EN 1993-1-1, Tabell 5.2

NS-EN-1993-1-1, 5.5.2(1): Tverrsnittsklasse 1 og 2 kan dimensjoneres plastisk.

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \frac{N}{mm^2}}{f_y}} = 0.814$$

$c_w := h - 2 \cdot t - 2 \cdot r = 261\ mm$ Steglengde

$c_f := \frac{b - 2 \cdot r - s}{2} = 118\ mm$ Flenslengde

Tverrsnittet utsettet kun for bøying, dermed blir kravene følgende:

Krav for tverrsnittsklasse 1

$\frac{c_w}{t} \le 72 \cdot \varepsilon$

$\frac{c_f}{t} \le 9 \cdot \varepsilon$

Krav for tverrsnittsklasse 2

$\frac{c_w}{t} \le 83 \cdot \varepsilon$

$\frac{c_f}{t} \le 10 \cdot \varepsilon$

Kontroll tverrsnittsklasse

steg

$\frac{c_w}{t} = 14.914$

$72 \cdot \varepsilon = 58.58$

$\frac{c_w}{t} \le 72 \cdot \varepsilon$ *Tverrsnittsklasse 1*

flens

$\frac{c_f}{t} = 6.743$

$9 \cdot \varepsilon = 7.323$

$\frac{c_f}{t} \le 9 \cdot \varepsilon$ *Tverrsnittsklasse 1*

HE-A 360 kan dimensjoneres plastisk

Non-Commercial Use Only

F.2.2 TVERRSNITTSKAPASITET

Kontroll av momentkapasitet - NS-EN 1993-1-1, 6.2.5

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringkrav:
NS-EN-1993-1-1 (6.12)

$$M_{Ed} = 250.23\ kN \cdot m$$

Dimensjonerende moment i avstand 2.5947 m fra opplegg i hjørnet av bygget (Moving Loads)

$$W_{pl.y} := 2 \cdot S_y = \left(2.08 \cdot 10^6\right)\ mm^3$$

Plastisk motstandsmoment

$$M_{pl.Rd} := W_{pl.y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 703.238\ kN \cdot m$$

Momentkapasitet 6.2.5 (6.13)

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl.Rd}} = 0.356 < 1.0$$

OK!

Non-Commercial Use Only

Kontroll av skjærkapasitet - NS-EN 1993-1-1, 6.2.6

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} \leq 1$$

Dimensjoneringskrav:
NS-EN-1993-1-1 (6.17)

$V_{Ed} = 200.143\ kN$ Dimensjonerende skjærkraft

$A = 14300\ mm^2$ Tverrsnittsdata kranbjelke

$h = 350\ mm$

$b = 300\ mm$

$r = 27\ mm$

$t_f := t = 17.5\ mm$

$t_w := s = 10\ mm$

$\eta := 1.0$ 6.2.6 (3)

$h_w := h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 261\ mm$ Steghøyde

$A_v := \max\left(A - 2 \cdot b \cdot t_f + \left(t_w + 2 \cdot r\right) \cdot t_f, \eta \cdot h_w \cdot t_w\right)$ Skjærareal for valsede I-og H-profiler, 6.2.6(3)

$A_v = \left(4.92 \cdot 10^3\right)\ mm^2$

$$V_{pl.Rd} := \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = 960.381\ kN$$

Skjærkapasitet 6.2.6 (6.17)

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} = 0.208$$ <1.0 OK!

Ettersom skjærkraften er mindre enn halve plastiske skjærkapasiteten, kan det sees bort ifra dens virkning på den dimensjonerende momentkapasiteten, 6.2.8 (2)

Non-Commercial Use Only

F.2.3 VIPPING

Vipping for valsde profiler - NS-EN-1993-1-1, 6.3.2.3

$$\frac{M_{Ed.k}}{M_{b.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav:
NS-EN-1993-1-1 (6.54)

$L := 6000\ mm$ — Lengde mellom avstivede trykkflenser

$\nu = 0.3$ — Poisson-tall i elastisk område

$E = \left(2.1 \cdot 10^5\right) \frac{N}{mm^2}$ — Elastisitetsmodul

$G = \left(8.077 \cdot 10^4\right) \frac{N}{mm^2}$ — Skjærmodul

Det et valgt å undersøke kritisk vippemoment. Dette gir mindre kapasitet i bjelken enn hva som faktisk opptrer. Formelen forutsetter egentlig konstant moment om sterk akse og gaffellagret bjelke. Gir konservativt resultat.

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

Kritisk vippemoment

$M_{cr} = \left(1.056 \cdot 10^3\right)\ kN \cdot m$

$$\lambda'_{LT} := \sqrt{\frac{W_{pl.y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$\lambda'_{LT.0} := 0.4$ — NA. 6.3.2.3

$\beta := 0.75$ — NA. 6.3.2.3

knekkurve b — Tabell 6.5

$\alpha_{LT} := 0.34$ — Tabell 6.3

Non-Commercial Use Only

$$\Phi_{LT} := 0.5 \cdot \left((1) + \alpha_{LT} \cdot \left(\lambda'_{LT} - \lambda'_{LT.0} \right) + \beta \cdot \lambda'^{2}_{LT} \right) \quad (6.57)$$

$$\chi_{LT} := min\left(\frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^{2} - \beta \cdot \lambda'^{2}_{LT}}}, 1.0, \frac{1}{\lambda'^{2}_{LT}} \right) \quad (6.56)$$

$$\chi_{LT} = 0.797$$

Tabell 6.6

$$k_c := 0.82$$

$$f := min\left(1 - 0.5 \cdot \left(1 - k_c \right) \left(1 - 2.0 \cdot \left(\lambda'_{LT} - 0.8 \right)^{2} \right), 1.0 \right) \quad (6.58)$$

$$f = 0.91$$

$$\chi_{LT.mod} := \frac{\chi_{LT}}{f} = 0.876$$

$$M_{b.Rd} := \chi_{LT.mod} \cdot W_{pl.y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.55)$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b.Rd}} = 0.406 < 1.0$$ OK!

Non-Commercial Use Only

F.2.4 NEDBØYNINGSKONTROLL - BRUKSGRENSE

Maksimal nedbøyning er hentet fra analysen i SAP2000. Maksimal nedbøyningen er 9.19mm, 2.7 m fra opplegg i hjørnet. Maksimal oppbøyning er 2.85mm, 8.32m fra hjørnet.

Utsnitt av utbøyning i SAP2000. Utslagene er kraftig overdrevet, men vi ser at utbøyningen avtar langs kranbjelken.

$$\frac{\delta_{maks}}{\delta_{tillat}} \leq 1.0$$ **Dimensjoneringskrav**

$$\delta_{maks} := 9.19\ mm$$

$$\delta_{tillat} := \frac{L}{200} = 30\ mm$$ NS-EN-1990, Tabell NA.A1(904)

$$\frac{\delta_{maks}}{\delta_{tillat}} = 0.306 < 1.0$$ OK!

Benytter HEA 360 som kranbjelketverrsnitt

Non-Commercial Use Only

G KONSOLL

G.1 OPPTREDENDE LASTER

Bruddgrense

$F_{R.d} := 200.143\ kN$ — Se beregning under vedlegg F.1

$g_k := 1.12\ \frac{kN}{m}$ — Egenvekt kranbjelke HEA-360, stålkonstruksjoner profiler og formler, tabell 1.2

$L := 6\ m$ — Avstand mellom konsoller

$\Delta L := 0.3\ m$ — Lengde konsoll

$P_d := F_{R.d} + g_k \cdot L \cdot 1.2 = 208.207\ kN$ — Dimensjonerende bruddlast

$M_{Ed} := P_d \cdot \left(\frac{\Delta L}{2}\right) = 31.231\ kN \cdot m$ — Dimensjonerende moment

$V_{Ed} := P_d = 208.207\ kN$ — Dimensjonerende skjærkraft

Bruksgrense

$F_{R.d.2} := 142.66\ kN$ — Se beregning under vedlegg F.1

$P_{d.bruks} := F_{R.d.2} + g_k \cdot L \cdot 1.0 = 149.38\ kN$ — Dimensjonerende last

Non-Commercial Use Only

G.2 DIMENSJONERING

$M_{Ed} = 31.231\ kN \cdot m$ Dimensjonerende moment

$V_{Ed} = 208.207\ kN$ Dimensjonerende skjærkraft

$N_{Ed} := 0\ kN$ Dimensjonerende aksialkraft

MATERIALEGENSKAPER

Partialfaktorer: NS-EN-1993-1-1 NA.6.1

$\gamma_{M0} := 1.05$

$\gamma_{M1} := 1.05$

$\gamma_{M2} := 1.25$

Materialkonstanter: NS-EN-1993-1-1 3.2.6

$\nu := 0.3$ Poisson-tall i elastisk område

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

$E := 2.1 \cdot 10^5\ \frac{N}{mm^2}$ Elastisitetsmodul

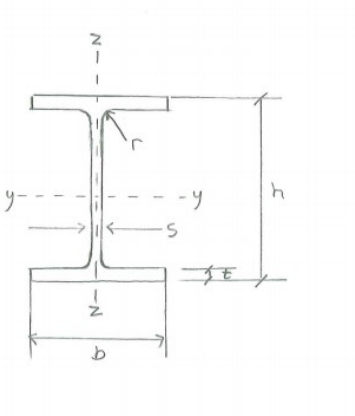
$G := \frac{E}{2\ (1+\nu)} = (8.077 \cdot 10^4)\ \frac{N}{mm^2}$ Skjærmodul

Non-Commercial Use Only

G.2.1 TVERRSNITTSPROFIL

Benytter IPE 300 som tverrsnittsprofil konsoll

PROFILDATA IPE 300: Stålkontruksjoner, profiler og formler, tabell 1.1



$h := 300\ mm$

$b := 150\ mm$

$s := 7.1\ mm$

$t := 10.7\ mm$

$r := 15\ mm$

$A := 5.38 \cdot 10^3\ mm^2$

$S_y := 314 \cdot 10^3\ mm^3$

$I_w := 125.9 \cdot 10^9\ mm^6$

$I_T := 202 \cdot 10^3\ mm^4$

$i_y := 125\ mm$

$i_z := 33.5\ mm$

$W_{el.y} := 557 \cdot 10^3\ mm^3$

$W_{el.z} := 80.5 \cdot 10^3\ mm^3$

$I_y := 83.6 \cdot 10^6\ mm^4$

$I_z := 6.04 \cdot 10^6\ mm^4$

$W_{pl.y} := 2 \cdot S_y = \left(6.28 \cdot 10^5\right)\ mm^3$

Non-Commercial Use Only

Tverrsnittsklasse - NS-EN 1993-1-1, Tabell 5.2

NS-EN-1993-1-1, 5.5.2(1): Tverrsnittsklasse 1 og 2 kan dimensjoneres plastisk.

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \frac{N}{mm^2}}{f_y}} = 0.814$$

$c_w := h - 2 \cdot t - 2 \cdot r = 248.6\ mm$ Steglengde

$c_f := \frac{b - 2 \cdot r - s}{2} = 56.45\ mm$ Flenslengde

Tverrsnittet utsettet kun for bøying, dermed blir kravene følgende:

Krav for tverrsnittsklasse 1

$\frac{c_w}{t} \le 72 \cdot \varepsilon$

$\frac{c_f}{t} \le 9 \cdot \varepsilon$

Krav for tverrsnittsklasse 2

$\frac{c_w}{t} \le 83 \cdot \varepsilon$

$\frac{c_f}{t} \le 10 \cdot \varepsilon$

Kontroll tverrsnittsklasse

steg

$\frac{c_w}{t} = 23.234$

$72 \cdot \varepsilon = 58.58$

$\frac{c_w}{t} \le 72 \cdot \varepsilon$ *Tverrsnittsklasse 1*

flens

$\frac{c_f}{t} = 5.276$

$9 \cdot \varepsilon = 7.323$

$\frac{c_f}{t} \le 9 \cdot \varepsilon$ *Tverrsnittsklasse 1*

IPE 300 kan dimensjoneres plastisk

Non-Commercial Use Only

G.2.2 TVERRSNITTSKAPASITET

Kontroll av momentkapasitet - NS-EN 1993-1-1, 6.2.5

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav:
NS-EN-1993-1-1 (6.12)

$$M_{Ed} = 31.231\ kN \cdot m$$

$$W_{pl.y} = \left(6.28 \cdot 10^5\right)\ mm^3$$

Plastisk motstandsmoment

$$M_{pl.Rd} := W_{pl.y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 212.324\ kN \cdot m$$

Momentkapasitet 6.2.5 (6.13)

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl.Rd}} = 0.147 < 1.0$$

OK!

Non-Commercial Use Only

Kontroll av skjærkapasitet - NS-EN 1993-1-1, 6.2.6

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} \leq 1$$

Dimensjoneringskrav:
NS-EN-1993-1-1 (6.17)

$V_{Ed} = 208.207\ kN$ Dimensjonerende skjærkraft

$A = 5380\ mm^2$ Tverrsnittsdata

$h = 300\ mm$

$b = 150\ mm$

$r = 15\ mm$

$t_f := t = 10.7\ mm$

$t_w := s = 7.1\ mm$

$\eta := 1.0$ 6.2.6 (3)

$h_w := h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 248.6\ mm$ Steghøyde

$A_v := \max\left(A - 2 \cdot b \cdot t_f + \left(t_w + 2 \cdot r\right) \cdot t_f, \eta \cdot h_w \cdot t_w\right)$ Skjærareal for valsede I-og H-profiler, 6.2.6(3)

$A_v = \left(2.567 \cdot 10^3\right)\ mm^2$

$$V_{pl.Rd} := \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = 501.071\ kN$$ Skjærkapasitet 6.2.6 (6.17)

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} = 0.416 < 1.0$$ OK!

Ettersom skjærkraften er mindre enn halve plastiske skjærkapasiteten, kan det sees bort ifra dens virkning på den dimensjonerende momentkapasiteten, 6.2.8 (2)

Non-Commercial Use Only

G.2.3 VIPPING

Vipping for valsde profiler - NS-EN-1993-1-1, 6.3.2.3

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1 (6.54)

$M_{Ed} = 31.231\ kN \cdot m$ Dimensjonerende momentkapasitet

$L := 300\ mm$ Lengde konsoll

$\nu = 0.3$ Poisson-tall i elastisk område

$E = \left(2.1 \cdot 10^5\right) \frac{N}{mm^2}$ Elastisitetsmodul

$G = \left(8.077 \cdot 10^4\right) \frac{N}{mm^2}$ Skjærmodul

Det et valgt å undersøke kritisk vippemoment. Dette gir mindre kapasitet i bjelken enn hva som faktisk opptrer. Formelen forutsetter egentlig konstant moment om sterk akse og gaffellagret bjelke. Benytter formelen og får dermed et mer konservativt krav.

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

Kritisk vippemoment

$M_{cr} = \left(2.014 \cdot 10^4\right)\ kN \cdot m$

$$\lambda'_{LT} := \sqrt{\frac{W_{pl.y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$\lambda'_{LT.0} := 0.4$ NA. 6.3.2.3

$\beta := 0.75$ NA. 6.3.2.3

knekkurve a Tabell 6.5

$\alpha_{LT} := 0.21$ Tabell 6.3

Non-Commercial Use Only

$$\Phi_{LT} := 0.5 \cdot \left((1) + \alpha_{LT} \cdot \left(\lambda'_{LT} - \lambda'_{LT.0} \right) + \beta \cdot \lambda'^{2}_{LT} \right) \qquad (6.57)$$

$$\chi_{LT} := min\left(\frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^{2} - \beta \cdot \lambda'^{2}_{LT}}}, 1.0, \frac{1}{\lambda'^{2}_{LT}} \right) \qquad (6.56)$$

$$\chi_{LT} = 1$$

Tabell 6.6

$$k_c := 0.82$$

$$f := min\left(1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \left(1 - 2.0 \cdot \left(\lambda'_{LT} - 0.8 \right)^{2} \right), 1.0 \right) \qquad (6.58)$$

$$f = 0.997$$

$$\chi_{LT.mod} := \frac{\chi_{LT}}{f} = 1.003$$

$$M_{b.Rd} := \chi_{LT.mod} \cdot W_{pl.y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 212.986\ kN \cdot m \qquad (6.55)$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b.Rd}} = 0.147$$ OK!

Non-Commercial Use Only

G.2.4 NEDBØYNINGSKONTROLL - BRUKSGRENSE

Betrakter konsollen som en utkraget bjelke med lengde 300mm. Gjør en overslagsberegning av nedbøyningen ved å sette brukslasten på enden av utkrageren.

Statisk system konsoll

$\delta_{tillat} := \frac{L}{200} = 1.5\ mm$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1990, Tabell NA.A1(904)

$\frac{\delta_{maks}}{\delta_{tillat}} \leq 1.0$

$P_{d.bruks} = 149.38\ kN$

Dimensjonerende brukslast

$L := 300\ mm$

Lengde av konsoll

$I_y = \left(83.6 \cdot 10^6\right)\ mm^4$

Arealtreghetsmoment

$E = \left(2.1 \cdot 10^5\right)\ \frac{N}{mm^2}$

Elastisitetsmodul

$\delta_{maks} := \frac{P_{d.bruks} \cdot L^3}{3 \cdot E \cdot I_y} = 0.077\ mm$

Stålkonstruksjoner, profiler og formler, tabell 3.3

$\frac{\delta_{maks}}{\delta_{tillat}} = 0.051$ <1.0 OK!

Benytter IPE 300 som konsolltversnitt

Non-Commercial Use Only

H VINDKRYSS

Det mest påkjente vindkrysset er plassert på kortsiden uten porter. Det er valgt å dimensjonere dette vindkrysset og benytte samme tverrsnittsporfil for alle vindkryssene. Vindkryssene er modellert for å bare ta opp strekkrefter, og vil derfor ikke være utsatt for knekking.

H.1 DIMENSJONERING

Hentet fra FEM-design:

$N_{Ed} := 324\ kN$ Dimensjonerende strekkraft

MATERIALEGENSKAPER

Partialfaktorer: NS-EN-1993-1-1 NA.6.1

$\gamma_{M0} := 1.05$

$\gamma_{M1} := 1.05$

$\gamma_{M2} := 1.25$

Materialkonstanter: NS-EN-1993-1-1 3.2.6

$\nu := 0.3$ Poisson-tall i elastisk område

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

$E := 2.1 \cdot 10^5\ \frac{N}{mm^2}$ Elastisitetsmodul

$G := \frac{E}{2\ (1+\nu)} = (8.077 \cdot 10^4)\ \frac{N}{mm^2}$ Skjærmodul

Non-Commercial Use Only

H.1.1 TVERRSNITTSPROFIL

Benytter HFRHS 60x60x5 som tverrsnittsprofil for vindkryssene

PROFILDATA HFRHS 60x60x5: Stålkontruksjoner, profiler og formler, tabell 1.4

$B := 60\ mm$

$s := 5\ mm$

$A := 1.09 \cdot 10^3\ mm^2$

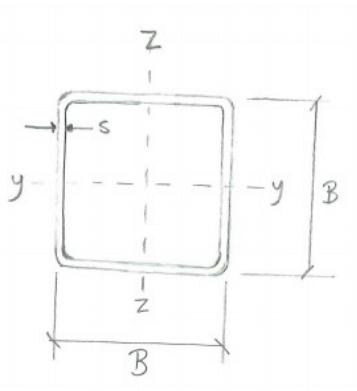
$I := 0.544 \cdot 10^6\ mm^4$

$W_{el} := 18.1 \cdot 10^3\ mm^3$

$W_{pl} := 22.3 \cdot 10^3\ mm^3$

$i := 22.4\ mm$

$I_T := 0.863 \cdot 10^6\ mm^4$



Non-Commercial Use Only

Tverrsnittsklasse - NS-EN 1993-1-1, Tabell 5.2

NS-EN-1993-1-1, 5.5.2(1): Tverrsnittsklasse 1 og 2 kan dimensjoneres plastisk.

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \frac{N}{mm^2}}{f_y}} = 0.814$$

$$c := B - 2 \cdot s = 50\ mm$$

Krav for tverrsnittsklasse 1

$$\frac{c}{s} \le 33 \cdot \varepsilon$$

Krav for tverrsnittsklasse 2

$$\frac{c}{s} \le 38 \cdot \varepsilon$$

Kontroll tverrsnittsklasse

$$\frac{c}{s} = 10$$

$33 \cdot \varepsilon = 26.849$ $\quad \frac{c}{t} \le 38 \cdot \varepsilon$ $\quad$ *Tverrsnittsklasse 1*

HFRHS 60x60x5 kan dimensjoneres plastisk

Non-Commercial Use Only

H.1.2 TVERRSNITTSKAPASITET

Kontroll av strekkapasitet - NS-EN 1993-1-1, 6.2.3

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1, (6.5)

$N_{Ed} = 324\ kN$ Strekkraft i vindkrysset

$A = 1090\ mm^2$ Tverrsnittsareal vindkryss

$$N_{pl.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 368.524\ kN$$

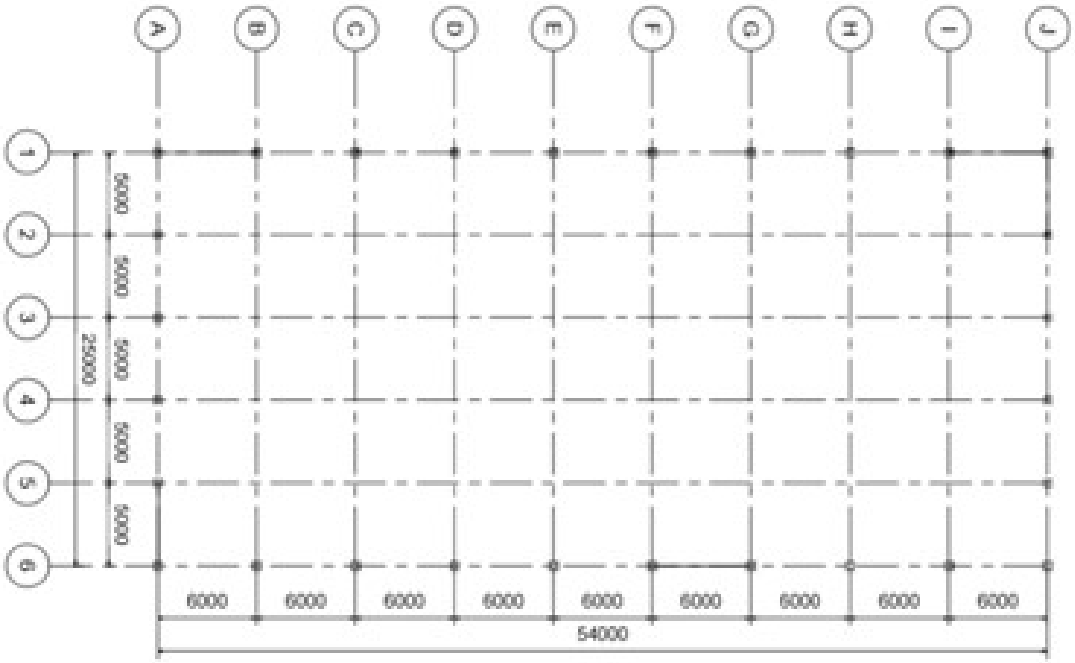
Strekkapasitet 6.2.3 (6.6)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl.Rd}} = 0.879 < 1.0$$ OK!

Benytter HFRHS 60x60x5 som vindkrysstverrsnitt

Non-Commercial Use Only

I SØYLE PÅ LANGSIDEN



I.1 OPPTREDENDE LASTER OG LASTKOMBINASJONER

Dimensjonerer søyle B.1 på langsiden, og kontrollerer deretter kapasiteten for moment om to akser for hjøresøylen. Momentene som oppstår i hjørnesøylen er mindre enn for mindtsøylene på langsiden grunnet mindre lastflate.

Verst påkjente søyle fremkommer av at momentet fra vindlasten og eksentrisitetsmomentet som oppstår på grunn av kranlast skal gi strekk på samme side av søylen. For å visualisere dette viser vi to ulike kombinasjoner der vindretning påvirkerer resulterende momentdiagram for søylen.

Gunstig: Vindlast og kranlast gir moment som fungerer i motsatt retning. Kreftene virker dermed stabiliserende i forhold til hverandre.

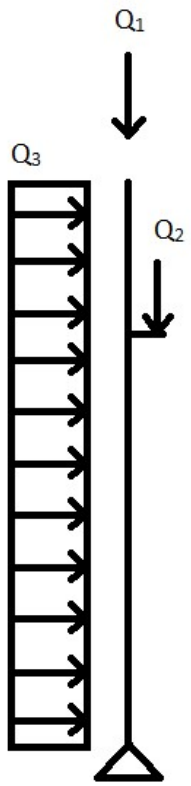
Ugunstig: Vindlast og kranlast gir moment som fungerer i samme retning.

Non-Commercial Use Only

Q_1 er taklast som fungerer i sentrum av søylen.

Q_2 er kranlast+egenvekt konsoll og kranbjelke som fungerer 380 mm fra sentrum søyle.

Q_3 er vindlast på søylen.



Karakteristiske laster

$Q_1 := 760.14\ kN$

$Q_2 := 146.16\ kN$

$Q_{3.1} := (0.54 + 0.23)\ \frac{kN}{m^2} \cdot 6\ m = 4.62\ \frac{kN}{m}$

$Q_{3.2} := (-0.6 - 0.15)\ \frac{kN}{m^2} \cdot 6\ m = -4.5\ \frac{kN}{m}$

Non-Commercial Use Only

Tilfelle 1: Maksimal kranlast og maksimal vindtrykk (gunstig)

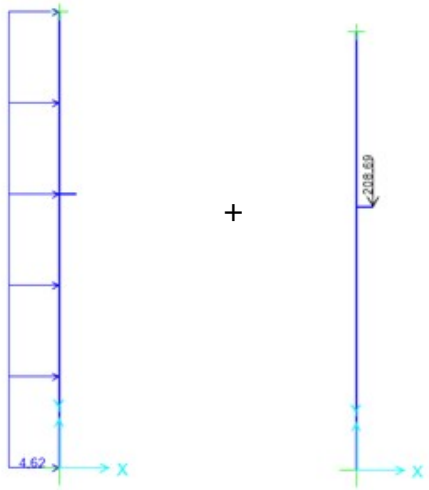
Maksimal vindtrykk som påvirker søylen i B.1 oppstår når vinden treffer langisden, kombinert med innvendig undertrykk. Gunstig lastkombinasjon gir lastfakor 1.0 for vindlasten.

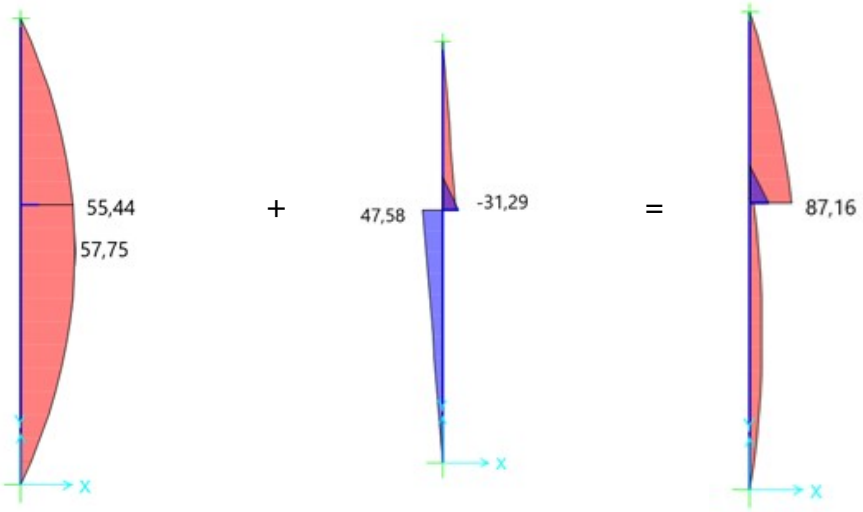
Dimensjonerende laster:

$Q_{1.d} := 1082.12\ kN$ — Taklast + aksiallast fra vindkryss

$Q_{2.d} := 208.69\ kN$ — Se utregning vedlegg G - Konsoll

$Q_{3.1.d} := Q_{3.1} \cdot 1.0 = 4.62\ \frac{kN}{m}$ — Sone D - Forårsaket av vindlast på langsiden





Non-Commercial Use Only

Tilfelle 2: Maksimal kranlast og maksimal vindsug (ugunstig)

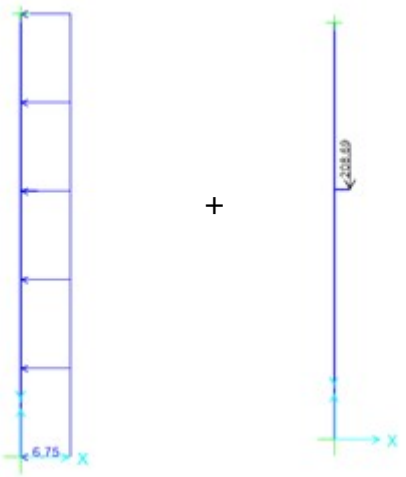
Maksimal vindusg som påvirker søylen i B.1 oppstår når vinden treffer kortsiden, kombinert med innvendig overtrykk. Det er valgt å benytte vindsuget i sone B, selvom vindsuget i sone A er større. Dette grunnet at sone A ikke virker over hele lastflaten til søylen i B.1. Ugunstig lastkombinasjon gir lastfaktor 1.5 for vindlasten.

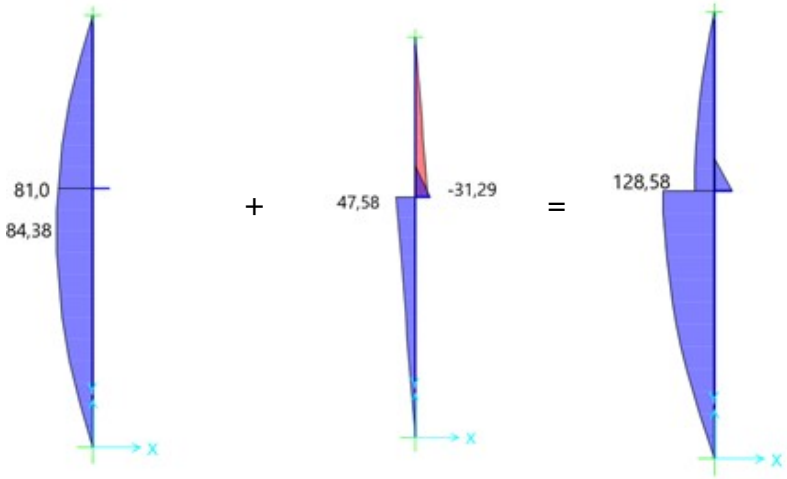
Dimensjonerende laster

$Q_{1.d} := 1082.12\ kN$ — Taklast + aksiallast fra vindkryss

$Q_{2.d} := 208.69\ kN$ — Se utregning vedlegg G - Konsoll

$Q_{3.1.d} := Q_{3.2} \cdot 1.5 = -6.75\ \frac{kN}{m}$ — Sone B - Forårsaket av vindlast på kortsiden





Non-Commercial Use Only

I.2 DIMENSJONERING

Tilfelle 2 blir dimensjonerende ettersom lastvikningene blir størst. Se forskjell i momentdiagrammene på tilfelle 1 og tilfelle 2.

LASTVIRKNINGER

Hentet fra FEM-design:

$M_{Ed} := 128.58\ kN \cdot m$ Dimensjonerende moment

$V_{Ed} := 41.68\ kN$ Dimensjonerende skjærkraft

$N_{Ed} := 1290.85\ kN$ Dimensjonerende aksialkraft

MATERIALEGENSKAPER

Partialfaktorer: NS-EN-1993-1-1 NA.6.1

$\gamma_{M0} := 1.05$

$\gamma_{M1} := 1.05$

$\gamma_{M2} := 1.25$

Materialkonstanter: NS-EN-1993-1-1 3.2.6

$\nu := 0.3$ Poisson-tall i elastisk område

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

$E := 2.1 \cdot 10^5\ \frac{N}{mm^2}$ Elastisitetsmodul

$G := \frac{E}{2\ (1+\nu)} = \left(8.077 \cdot 10^4\right)\ \frac{N}{mm^2}$ Skjærmodul

Non-Commercial Use Only

I.2.1 TVERRSNITTSPROFIL

Benytter HFRHS 300x300x10 som tverrsnittsprofil for søylen på langsiden

PROFILDATA HFRHS 300x300x10: Stålkonstruksjoner: Profiler og formler, Tabell 1.4

$B := 300\ mm$

$s := 10\ mm$

$A := 11.4 \cdot 10^3\ mm^2$

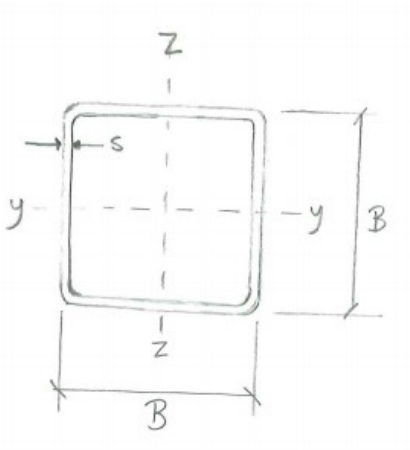
$I := 159 \cdot 10^6\ mm^4$

$W_{el} := 1061 \cdot 10^3\ mm^3$

$W_{pl} := 1238 \cdot 10^3\ mm^3$

$i := 118\ mm$

$I_T := 249 \cdot 10^6\ mm^4$



Non-Commercial Use Only

Tverrsnittsklasse - NS-EN 1993-1-1, Tabell 5.2

NS-EN-1993-1-1, 5.5.2(1): Tversnittsklasse 1 og 2 kan dimensjoneres plastisk.

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \frac{N}{mm^2}}{f_y}} = 0.814$$

$$c := B - 2 \cdot s = 280\ mm$$

Krav tverrsnittsklasse 1:

$$\frac{c}{s} \le 33 \cdot \varepsilon$$

Krav tverrsnittsklasse 2:

$$\frac{c}{s} \le 38 \cdot \varepsilon$$

Kontroll tverrsnittsklasse:

$$\frac{c}{s} = 28$$

$$33 \cdot \varepsilon = 26.849$$

$$38 \cdot \varepsilon = 30.917 \qquad \frac{c}{t} \le 38 \cdot \varepsilon$$

Tverrsnittsklasse 2

HFRHS 300x300x10 kan dimensjoneres plastisk.

Non-Commercial Use Only

I.2.2 TVERRSNITTSKAPASITET

Kontroll av trykkapasitet - NS-EN 1993-1-1, 6.2.4

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1, (6.9)

$N_{Ed} = 1290.85\ kN$ Dimensjonerende trykkraft i søylen

$A = 11400\ mm^2$ Tverrsnittsareal søyle

$$N_{pl.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 3854.286\ kN$$

Trykkapasitet (6.10)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl.Rd}} = 0.335 < 1.0$$ OK!

Non-Commercial Use Only

Kontroll av momentkapasitet - NS-EN 1993-1-1, 6.2.5

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1 (6.12)

$$M_{Ed} = 128.58\ kN \cdot m$$

Dimensjonerende moment i søylen

$$W_{pl} = \left(1.238 \cdot 10^{6}\right)\ mm^{3}$$

Plastisk motstandsmoment

$$M_{pl.Rd} := W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Momentkapasitet (6.13)

$$M_{pl.Rd} = 418.562\ kN \cdot m$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl.Rd}} = 0.307 < 1.0$$ OK!

Non-Commercial Use Only

Interaksjon bøying og aksialkraft - NS-EN-1993-1-1 6.2.9

Ettersom aksialkraften fungerer samtidig som momentet, kontrolleres aksialkraftens virkning på den dimensjonerende plastiske momentkapasiteten.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1 (6.31)

$$n := \frac{N_{Ed}}{N_{pl.Rd}} = 0.335$$

$$a_w := min\left(\left(\frac{A - 2 \cdot B \cdot s}{A}\right), 0.5\right) = 0.474$$

Andel areal i steget

$$M_{N.Rd.1} := M_{pl.Rd} \cdot \frac{(1-n)}{(1 - 0.5 \cdot a_w)}$$

(6.39)

$$M_{N.Rd} := min\left(M_{pl.Rd}, M_{N.Rd.1}\right)$$

$$M_{N.Rd} = 364.774 \ kN \cdot m$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N.Rd}} = 0.352 < 1.0$$

OK!

Momentkapasiteten i tverrsnittet er fortsatt stort nok etter reduskjsonen fra aksialkraften.

Non-Commercial Use Only

Kontroll av skjærkapasitet - NS-EN 1993-1-1, 6.2.6

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} \leq 1$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1 (6.17)

$$V_{Ed} = 41.68\ kN$$

Dimensjonerende skjærkraft i søylen

$$A_v := \frac{A \cdot B}{B + B}$$

Skjærareal for valsede rektangulære hulprofil med jevn tykkelse, 6.2.6(3)

$$A_v = 5700\ mm^2$$

$$V_{pl.Rd} := \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = 1112.636\ kN$$

Skjærkapasitet (6.17)

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} = 0.037 < 1.0$$

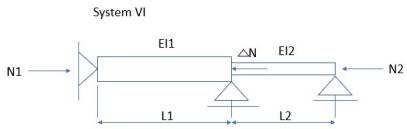
OK!

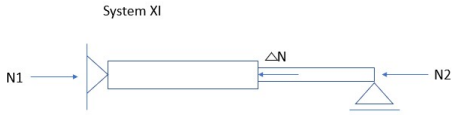
Ettersom skjærkraften er mindre enn halve plastiske skjærkapasiteten, kan det sees bort ifra dens virkning på den dimensjonerende momentkapasiteten, 6.2.8 (2)

Non-Commercial Use Only

I.2.3 KNEKKING

Knekklengder - Stålkonstruksjoner: Profiler og formler, Tabell 4.6





Svak akse, z

Sterk akse, y

$N_1 := 1290\ kN$ Reaksjonskraft

$N_2 := 1082\ kN$ Aksialkraft fra vindkryss og taklast

$L_1 := 6000\ mm$

$L_2 := 4000\ mm$

$EI_1 := 3.339 \cdot 10^6\ N \cdot mm^2$

$EI_2 := EI_1$

$\alpha := \frac{N_2 \cdot L_2}{N_1 \cdot L_1}$ $\varepsilon := \frac{EI_1 \cdot L_2}{EI_2 \cdot L_1}$ $\theta := \frac{N_2}{N_1}$ $\psi := \frac{EI_1}{EI_2}$

$\alpha = 0.559$ $\varepsilon = 0.667$ $\theta = 0.839$ $\psi = 1$

$\beta_{1.y} := 1.6$ Tabell 4.14

$\beta_{1.z} := 0.85$ Tabell 4.7

$L_{k.y.1} := \beta_{1.y} \cdot L_1$ $L_{k.z.1} := \beta_{1.z} \cdot L_1$

$L_{k.y.2} := \frac{\beta_{1.y}}{\sqrt{\alpha \cdot \varepsilon}} \cdot L_2$ $L_{k.z.2} := \frac{\beta_{1.z}}{\sqrt{\alpha \cdot \varepsilon}} \cdot L_2$

$L_{k.y.1} = 9.6\ m$ $L_{k.z.1} = 5.1\ m$

$L_{k.y.2} = 10.482\ m$ $L_{k.z.2} = 5.569\ m$

Non-Commercial Use Only

Kontroll av knekking - NS-EN-1993-1-1, 6.3.3(4)

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{pl.Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl.Rd}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z.Ed}}{M_{pl.Rd}}$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1 (6.61)

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y.Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl.Rd}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z.Ed}}{M_{pl.Rd}}$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1 (6.62)

$N_{Ed} = 1290.85\ kN$ Trykkraft søyle

$M_{y.Ed} := M_{Ed} = 128.58\ kN \cdot m$ Moment om y-akse søyle

$M_{z.Ed} := 0\ kN \cdot m$ Moment om z-akse søyle

$W_{pl} = \left(1.238 \cdot 10^6\right)\ mm^3$ Plastisk motstandsmoment

$L_{cr.y} := L_{k.y.2}$ Knekklengde sterk akse

$L_{cr.z} := L_{k.z.2}$ Knekklengde svak akse

$i = 118\ mm$ Treghetsradius

$N_{pl.Rd} = 3854.286\ kN$ Trykkapasitet 6.3.5 (6.10)

$M_{pl.Rd} = 418.562\ kN \cdot m$ Momentkapasitet 6.2.5 (6.13)

$\lambda_1 := \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 76.409$ Flyteslankhet 6.3.1.3 (1)

$\lambda'_y := \frac{L_{cr.y}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1.163$ Relativ slankhet (6.50)

$\lambda'_z := \frac{L_{cr.z}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.618$

Non-Commercial Use Only

Knekkurve a

Tabell 6.2

$\alpha_a := 0.21$

Imperfeksjonsfaktor, tabell 6.1

$\Phi_y := 0.5\ \left(1 + \alpha_a \cdot \left(\lambda'_y - 0.2\right) + \lambda'^{\,2}_y\right) = 1.277$

(6.49)

$\Phi_z := 0.5\ \left(1 + \alpha_a \cdot \left(\lambda'_z - 0.2\right) + \lambda'^{\,2}_z\right) = 0.735$

$\chi_y := \dfrac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^{\,2} - \lambda'^{\,2}_y}} = 0.554$

Reduksjonsfaktor, y

$\chi_z := \dfrac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^{\,2} - \lambda'^{\,2}_z}} = 0.883$

Reduksjonsfaktor, z

$\chi_{LT} := 1.0$

Antar ingen vipping grunnet kvadratisk hullprofil som gir stor torsjonsstivhet.

Ekvivalente momentfaktorer,Tabell B.3 i tillegg B

$M_{h.1} := 0\ kN \cdot m$

$M_{h.2} := 0\ kN \cdot m$

Forenkling: antar momentkurven som parabel.

$M_s := 128.58\ kN \cdot m$

$\alpha_s := 0$

$\psi := 0$

$C_{my} := 0.4$

$C_{mz} := 0.4$

Non-Commercial Use Only

Interaksjonsfaktorer, Tabell B.1 tillegg B

$$k_{yy} := min\left(C_{my} \cdot \left[1 + \left(\lambda'_y - 0.2\right) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{pl.Rd}}\right], C_{my} \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{pl.Rd}}\right)\right) = 0.593$$

$$k_{zy} := 0.6 \cdot k_{yy} = 0.356$$

Grunnet ingen moment om z-aksen kan derfor ligningene (6.61) og (6.62) forenkles på følgende måte:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{pl.Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl.Rd}} = 0.787 \quad \text{<1.0 OK!} \qquad (6.61)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl.Rd}} = 0.562 \quad \text{<1.0 OK!} \qquad (6.62)$$

Non-Commercial Use Only

I.2.4 NEDBØYNINGSKONTROLL - BRUKSGRENSE

$\frac{\delta}{\delta_{tillat}} \leq 1.0$ **Dimensjoneringskrav**

$L_s := 10000\ mm$ Søylens lengde

$\delta := 33\ mm$ Maksimal utbøyning

$\delta_{tillat} := \frac{L_s}{200} = 50\ mm$ NS-EN-1990 NA.A1(904)

$\frac{\delta}{\delta_{tillat}} = 0.66$ <1.0 OK!

<u>Håndberegning</u>

$q_f := 0.77\ \frac{kN}{m^2}$ Flatelast: Vindlast på vegg, sone D + innvendig undertrykk

$l_f := 6\ m$ Lastfelt for søylen på langsiden

$q := q_f \cdot l_f$ Linjelast på bjelken

$q = 4.62\ \frac{kN}{m}$

$l := 10\ m$ lengden av søylen

$E = \left(2.1 \cdot 10^5\right)\ \frac{N}{mm^2}$

$I = \left(1.59 \cdot 10^8\right)\ mm^4$

$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} = 18.016\ mm$

Avviket skyldes forskjellige fjærstivhet i lokal og global modell. (randbetingelser)

Non-Commercial Use Only

I.3 KONTROLL AV HJØRNESØYLE

Søylene på hjørnet vil ha mindre aksialkraft enn søylene på langsiden. Likevell må det gjøres en kontroll av at tverrsnittet holder ettersom hjørnesøylene utsettes for moment om sterk og svak akse. Antar at aksialkraften er like stor som på langsiden som medfører konservativ regnemetode.

$N_{Ed} = 1290.85\ kN$ Dimensjonerende trykkraft

$M_{y.Ed} := 43.31\ kN \cdot m$ Dimensjonerende moment om y-akse

$M_{z.Ed} := 59.06\ kN \cdot m$ Dimensjonerende moment om z-akse

<u>Kontroll av toakset bøying med aksialkraft -</u> NS-EN-1991-1-1: 6.2.9.1 (6)

Krav: $$\left(\frac{M_{y.Ed}}{M_{N.y.Rd}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{z.Ed}}{M_{N.z.Rd}}\right)^{\beta} \leq 1.0 \qquad (6.41)$$

$M_{N.y.Rd} := M_{N.Rd} = 364.774\ kN \cdot m$

$M_{N.z.Rd} := M_{N.Rd} = 364.774\ kN \cdot m$

Ettersom vi har ett kvadratisk hullprofil blir verdiene om sterk og svak akse identiske

$$n := \frac{N_{Ed}}{N_{pl.Rd}} = 0.335$$

$$\alpha := min\left(\left(\frac{1.66}{1 - 1.13 \cdot n^2}\right), 6\right) = 1.901$$

$$\beta := \alpha = 1.901$$

$$\left(\frac{M_{y.Ed}}{M_{N.y.Rd}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{z.Ed}}{M_{N.z.Rd}}\right)^{\beta} = 0.049 \quad <1.0$$

OK!

Non-Commercial Use Only

Kontroll av knekking - NS-EN-1993-1-1, 6.3.3(4)

Interaksjonsfaktorer, Tabell B.1 tillegg B

$$k_{yy} := min\left(C_{my} \cdot \left[1 + \left(\lambda'_y - 0.2\right) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{pl.Rd}}\right], C_{my} \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{pl.Rd}}\right)\right) = 0.593$$

$$k_{zz} := min\left(C_{mz} \cdot \left[1 + \left(\lambda'_z - 0.2\right) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}}\right], C_{mz} \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}}\right)\right) = 0.463$$

$$k_{zy} := 0.6 \cdot k_{yy} = 0.356$$

$$k_{yz} := 0.6 \cdot k_{zz} = 0.278$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{pl.Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl.Rd}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z.Ed}}{M_{pl.Rd}} = 0.705$$ <1.0 OK! (6.61)

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y.Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl.Rd}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z.Ed}}{M_{pl.Rd}} = 0.481$$ <1.0 OK! (6.62)

Benytter HFRHS 300x300x10 som søyletverrsnitt på langsidene og i hjørnene.

Non-Commercial Use Only

J SØYLE PÅ KORTSIDE

Søylene på kortsiden har mye mindre påkjenning en søylene på langsiden. Dette grunnet:

- Ingen traverskran
- Mindre lastareal fra taket

Det er valgt å dimensjonere søylen på kortsiden som ikke har porter, grunnet større knekklengde. Det benyttes samme tverrsnittsprofil for begge kortsidene.

Non-Commercial Use Only

J.1 DIMENSJONERING

Hentet fra FEM-design:

$M_{Ed} := 100\ kN \cdot m$ Dimensjonerende moment

$V_{Ed} := 40\ kN$ Dimensjonerende skjærkraft

$N_{Ed} := 491\ kN$ Dimensjonerende aksialkraft

MATERIALEGENSKAPER

Partialfaktorer: NS-EN-1993-1-1 NA.6.1

$\gamma_{M0} := 1.05$

$\gamma_{M1} := 1.05$

$\gamma_{M2} := 1.25$

Materialkonstanter: NS-EN-1993-1-1 3.2.6

$\nu := 0.3$ Poisson-tall i elastisk område

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

$E := 2.1 \cdot 10^5\ \frac{N}{mm^2}$ Elastisitetsmodul

$G := \frac{E}{2\ (1+\nu)} = (8.077 \cdot 10^4)\ \frac{N}{mm^2}$ Skjærmodul

Non-Commercial Use Only

J.1.1 TVERRSNITTSPROFIL

Benytter HFRHS 250x250x10 som tverrsnittsprofil for søylen på portsiden

PROFILDATA HFRHS 250x250x10: Stålkontruksjoner, profiler og formler, tabell 1.4

$B := 250\ mm$

$s := 10\ mm$

$A := 9.45 \cdot 10^3\ mm^2$

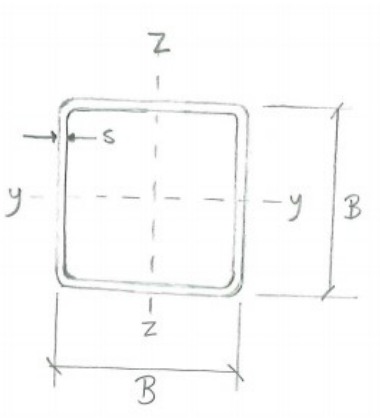
$I := 89.7 \cdot 10^6\ mm^4$

$W_{el} := 718 \cdot 10^3\ mm^3$

$W_{pl} := 845 \cdot 10^3\ mm^3$

$i := 97.4\ mm$

$I_T := 142 \cdot 10^6\ mm^4$



Non-Commercial Use Only

Tverrsnittsklasse - NS-EN 1993-1-1, Tabell 5.2

NS-EN-1993-1-1, 5.5.2(1): Tverrsnittsklasse 1 og 2 kan dimensjoneres plastisk

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \frac{N}{mm^2}}{f_y}} = 0.814$$

$$c := B - 2 \cdot s = 230\ mm$$

Krav tverrsnittsklasse 1:

$$\frac{c}{s} \le 33 \cdot \varepsilon$$

Krav tverrsnittsklasse 2:

$$\frac{c}{s} \le 38 \cdot \varepsilon$$

Kontroll tverrsnittsklasse

$$\frac{c}{s} = 23$$

$33 \cdot \varepsilon = 26.849$ $\quad \frac{c}{t} \le 38 \cdot \varepsilon$ $\quad$ *Tverrsnittsklasse 1*

HFRHS 250x250x6.3 kan dimensjoneres plastisk

Non-Commercial Use Only

J.1.2 TVERRSNITTSKAPASITET

Kontroll av trykkapasitet - NS-EN 1993-1-1, 6.2.4

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1, (6.9)

$N_{Ed} = 491\ kN$ Trykkraft i søylen

$A = 9450\ mm^2$ Tverrsnittsareal søyle

$N_{pl.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 3195\ kN$ Trykkapasitet 6.2.4 (6.10)

$\frac{N_{Ed}}{N_{pl.Rd}} = 0.154 < 1.0$ OK!

Non-Commercial Use Only

Kontroll av momentkapasitet - NS-EN 1993-1-1, 6.2.5

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1 (6.12)

$$M_{Ed} = 100\ kN \cdot m$$

Dimensjonerende moment i søylen

$$W_{pl} = \left(8.45 \cdot 10^5\right)\ mm^3$$

Plastisk motstandsmoment

$$M_{pl.Rd} := W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 285.69\ kN \cdot m$$

Momentkapasitet 6.2.5 (6.13)

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl.Rd}} = 0.35 < 1.0$$ OK!

Non-Commercial Use Only

Interaksjon bøying og aksialkraft - NS-EN-1993-1-1 6.2.9

Ettersom aksialkraften fungerer samtidig som momentet, kontrolleres aksialkraftens virkning på den dimensjonerende plastiske momentkapasiteten.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N.Rd}} \le 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1 (6.31)

$$n := \frac{N_{Ed}}{N_{pl.Rd}} = 0.154$$

$$a_w := min\left(\left(\frac{A - 2 \cdot B \cdot s}{A}\right), 0.5\right) = 0.471$$

Andel areal i steget

$$M_{N.Rd.1} := M_{pl.Rd} \cdot \frac{(1-n)}{(1 - 0.5 \cdot a_w)}$$

(6.39)

$$M_{N.Rd} := min\left(M_{pl.Rd}, M_{N.Rd.1}\right)$$

$$M_{N.Rd} = 285.69 \ kN \cdot m$$

Aksialkraften har ingen påvirkning på momentkapasiteten.

Non-Commercial Use Only

Kontroll av skjærkapasitet - NS-EN 1993-1-1, 6.2.6

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} \leq 1$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1 (6.17)

$$V_{Ed} = 40\ kN$$

Dimensjonerende skjærkraft i søylen

$$A_v := \frac{A \cdot B}{B + B}$$

$$A_v = \left(4.725 \cdot 10^3\right)\ mm^2$$

Skjærareal for valsede rektangulære hulprofil med jevn tykkelse, 6.2.6(3)

$$V_{pl.Rd} := \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = 922.317\ kN$$

Skjærkapasitet 6.2.6 (6.17)

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} = 0.043 < 1.0$$ OK!

Ettersom skjærkraften er mindre enn halve plastiske skjærkapasiteten, kan det sees bort ifra dens virkning på den dimensjonerende momentkapasiteten, 6.2.8 (2)

Non-Commercial Use Only

J.1.3 KNEKKING

Kontroll av knekking - NS-EN-1993-1-1, 6.3.3(4)

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{pl.Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl.Rd}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z.Ed}}{M_{pl.Rd}}$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1 (6.61)

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y.Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl.Rd}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z.Ed}}{M_{pl.Rd}}$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1 (6.62)

$N_{Ed} = 491\ kN$ Trykkraft søyle

$M_{y.Ed} := M_{Ed} = 100\ kN \cdot m$ Moment om y-akse søyle

$M_{z.Ed} := 0\ kN \cdot m$ Moment om z-akse søyle

$E = \left(2.1 \cdot 10^5\right)\ MPa$ Elastisitetmodul

$f_y = 355\ MPa$ Flytespenning

$W_{pl} = \left(8.45 \cdot 10^5\right)\ mm^3$ Plastisk motstandsmoment

$L_{cr} := 10000\ mm$ Knekklengde

$i = 97.4\ mm$ Treghetsradius

$N_{pl.Rd} = 3195\ kN$ Trykkapasitet 6.3.5 (6.10)

$M_{pl.Rd} = 285.69\ kN \cdot m$ Momentkapasitet 6.2.5 (6.13)

$\lambda_1 := \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 76.409$ Flyteslankhet 6.3.1.3 (1)

$\lambda'_y := \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1.344$ Relativ slankhet (6.50)

$\lambda'_z := \lambda'_y = 1.344$

Knekkurve a Tabell 6.2

Non-Commercial Use Only

$\alpha_a := 0.21$ Imperfeksjonsfaktor, tabell 6.1

$\Phi_y := 0.5\left(1+\alpha_a\cdot\left(\lambda'_y-0.2\right)+\lambda'^{\,2}_y\right)=1.523$ (6.49)

$\Phi_z := 0.5\left(1+\alpha_a\cdot\left(\lambda'_z-0.2\right)+\lambda'^{\,2}_z\right)=1.523$

$\chi_y := \dfrac{1}{\Phi_y+\sqrt{\Phi_y^{\,2}-\lambda'^{\,2}_y}}=0.447$ Reduksjonsfaktor, y

$\chi_z := \dfrac{1}{\Phi_z+\sqrt{\Phi_z^{\,2}-\lambda'^{\,2}_z}}=0.447$ Reduksjonsfaktor, z

$\chi_{LT} := 1.0$ Antar ingen vipping grunnet kvadratisk hullprofil som gir stor torsjonsstivhet.

Ekvivalente momentfaktorer,Tabell B.3 i tillegg B

$M_{h.1} := 0\ kN\cdot m$

$M_{h.2} := 0\ kN\cdot m$

$M_s := 128.58\ kN\cdot m$

$\alpha_s := 0$

$\psi := 0$

$C_{my} := 0.4$

$C_{mz} := 0.4$

Non-Commercial Use Only

Interaksjonsfaktorer, Tabell B.1 tillegg B

$$k_{yy} := min\left(C_{my} \cdot \left[1 + \left(\lambda'_y - 0.2\right) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{pl.Rd}}\right], C_{my} \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{pl.Rd}}\right)\right) = 0.51$$

$$k_{zy} := 0.6 \cdot k_{yy} = 0.306$$

Grunnet ingen moment om z-aksen kan derfor ligningene (6.61) og (6.62) forenkles på følgende måte:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{pl.Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl.Rd}} = 0.523 \quad \text{<1.0 OK!} \qquad (6.61)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl.Rd}} = 0.523 \quad \text{<1.0 OK!} \qquad (6.62)$$

Hulprofil har lik styrke om begge aksene og derfor får vi lik verdi fra ligningen ovenfor.

Non-Commercial Use Only

J.1.4 NEDBØYNINGSKONTROLL - BRUKSGRENSE

$\frac{\delta}{\delta_{tillat}} \leq 1.0$ **Dimensjoneringskrav**

$L_s := 10000\ mm$ Søylens lengde

$\delta := 38\ mm$ Maksimal utbøyning fra FEM-design

$\delta_{tillat} := \frac{L_s}{200} = 50\ mm$ NS-EN-1990 NA.A1(904)

$\frac{\delta}{\delta_{tillat}} = 0.76$ OK!

<u>Håndberegning</u>

$q_f := 0.76\ \frac{kN}{m^2}$ Flatelast: Vindlast på vegg, sone D + innvendig undertrykk

$l_f := 5\ m$ Lastfelt for søylen på kortsiden

$q := q_f \cdot l_f$ Linjelast på bjelken

$q = 3.8\ \frac{kN}{m}$

$l := 10\ m$ Lengden av søylen

$E = \left(2.1 \cdot 10^5\right)\ \frac{N}{mm^2}$

$I = \left(8.97 \cdot 10^7\right)\ mm^4$

$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} = 26.267\ mm$

Avviket skyldes forskjellige fjærstivhet i lokal og global modell. (randbetingelser)

Benytter HFRHS 250x250x10 som søyletverrsnitt på kortsidene.

Non-Commercial Use Only

K BJELKE PÅ KORTSIDE

Bjelkene på kortsidene har spennlengde 5 meter, noe som resulterer i ett slankere tverrsnittsprofil sammenlignet med 25 meters spennlengde (fagverksbjelken). Disse bjelkene har mindre lastareal og får derfor mindre lastvirkninger.

K.1 DIMENSJONERING

Hentet fra FEM-design:

$M_{Ed} := 71\ kN \cdot m$ Dimensjonerende moment

$N_{Ed} := 342\ kN$ Dimensjonerende trykkkraft

$V_{Ed} := 51\ kN$ Dimensjonerende skjærkraft

MATERIALEGENSKAPER

Partialfaktorer: NS-EN-1993-1-1 NA.6.1

$\gamma_{M0} := 1.05$

$\gamma_{M1} := 1.05$

$\gamma_{M2} := 1.25$

Materialkonstanter: NS-EN-1993-1-1 3.2.6

$\nu := 0.3$ Poisson-tall i elastisk område

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

$E := 2.1 \cdot 10^5\ \frac{N}{mm^2}$ Elastisitetsmodul

$G := \frac{E}{2\ (1+\nu)} = (8.077 \cdot 10^4)\ \frac{N}{mm^2}$ Skjærmodul

Non-Commercial Use Only

K.1.1 TVERRSNITTSPROFIL

Benytter HE-A 220 som tverrsnittsprofil

PROFILDATA HE-A 220: Stålkontruksjoner, profiler og formler, tabell 1.2

$h := 210\ mm$

$b := 220\ mm$

$s := 7\ mm$

$t := 11\ mm$

$r := 18\ mm$

$A := 6.43 \cdot 10^3\ mm^2$

$S_y := 284 \cdot 10^3\ mm^3$

$i_y := 91.7\ mm$

$i_z := 55.1\ mm$

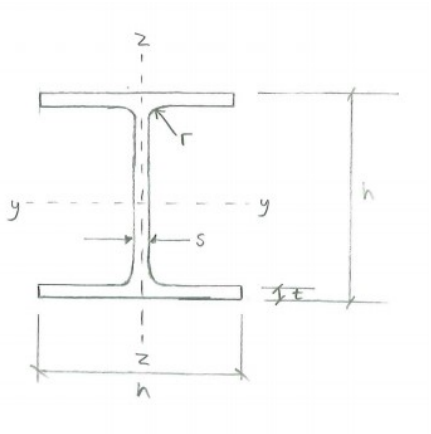
$I_y := 54.1 \cdot 10^6\ mm^4$

$I_z := 19.5 \cdot 10^6\ mm^4$

$W_{y.el} := 515 \cdot 10^3\ mm^3$

$W_{z.el} := 178 \cdot 10^3\ mm^3$

$I_T := 286 \cdot 10^3\ mm^4$



Non-Commercial Use Only

Tverrsnittsklasse - NS-EN 1993-1-1, Tabell 5.2

NS-EN-1993-1-1, 5.5.2(1): Tverrsnittsklasse 1 og 2 kan dimensjoneres plastisk

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \frac{N}{mm^2}}{f_y}} = 0.814$$

$c_w := h - 2 \cdot t - 2 \cdot r = 152\ mm$ Steglengde

$c_f := \frac{b - 2 \cdot r - s}{2} = 88.5\ mm$ Flenslengde

Krav tverrsnittsklasse 1:

$\frac{c_w}{t} \le 33 \cdot \varepsilon$

$\frac{c_f}{t} \le 9 \cdot \varepsilon$

Krav tverrsnittsklasse 2:

$\frac{c_w}{t} \le 38 \cdot \varepsilon$

$\frac{c_f}{t} \le 10 \cdot \varepsilon$

Kontroll tverrsnittsklasse

steg

$\frac{c_w}{t} = 13.818$

$33 \cdot \varepsilon = 26.849$

$\frac{c_w}{t} \le 33 \cdot \varepsilon$ *Tverrsnittsklasse 1*

flens

$\frac{c_f}{t} = 8.045$

$10 \cdot \varepsilon = 8.136$

$\frac{c_f}{t} \le 10 \cdot \varepsilon$ *Tverrsnittsklasse 2*

HE-A 200 kan dimensjoneres plastisk

Non-Commercial Use Only

K.1.2 TVERRSNITTSKAPASITET

Kontroll av trykkapasitet - NS-EN 1993-1-1, 6.2.4

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1, (6.9)

$N_{Ed} = 342\ kN$ Trykkraft i bjelken

$A = 6430\ mm^2$ Tverrsnittsareal bjelke

$$N_{pl.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 2173.952\ kN$$

Trykkapasitet 6.2.4 (6.10)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl.Rd}} = 0.157 < 1.0$$ OK!

Non-Commercial Use Only

Kontroll av momentkapasitet - NS-EN 1993-1-1, 6.2.5

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1 (6.12)

$$M_{Ed} = 71\ kN \cdot m$$

Dimensjonerende moment i bjelken

$$W_{pl} := 2 \cdot S_y = \left(5.68 \cdot 10^5\right)\ mm^3$$

Plastisk motstandsmoment

$$M_{pl.Rd} := W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 192.038\ kN \cdot m$$

Momentkapasitet 6.2.5 (6.13)

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl.Rd}} = 0.37 < 1.0$$ OK!

Non-Commercial Use Only

Interaksjon bøying og aksialkraft - NS-EN-1993-1-1 6.2.9

Ettersom aksialkraften fungerer samtidig som momentet, kontrolleres aksialkraftens virkning på den dimensjonerende plastiske momentkapasiteten.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1 (6.31)

Det er ikke nødvenig å redusere momentkapasiteten om sterk akse dersom følgende kriterier er oppfylt.

$$N_{Ed} \leq 0.25\ N_{pl.Rd}$$ (6.33)

$$N_{Ed} \leq \frac{0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$ (6.34)

$t_f := 10\ mm$ Flensens tykkelse

$t_w := 6.5\ mm$ Stegets tykkelse

$h_w := h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 154\ mm$ Høyde av steget

$N_{Ed} = 342\ kN$

$0.25\ N_{pl.Rd} = 543.488\ kN$

$$\frac{0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 169.217\ kN$$

Ikke nødvendig å redusere momentkapasiteten ettersom kravene (6.33) og (6.34) er oppfylt.

Non-Commercial Use Only

Kontroll av skjærkapasitet - NS-EN 1993-1-1, 6.2.6

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} \leq 1$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1 (6.17)

$V_{Ed} = 51\ kN$ Dimensjonerende skjærkraft

$A = 6430\ mm^2$ Tverrsnittdata HE-A 200

$h = 210\ mm$

$b = 220\ mm$

$r = 18\ mm$

$t_f = 10\ mm$

$t_w = 6.5\ mm$

$\eta := 1.0$ 6.2.6 (3)

$h_w = 154\ mm$ Høyde av steget

$A_v := \max\left(A - 2 \cdot b \cdot t_f + \left(t_w + 2 \cdot r\right) \cdot t_f, \eta \cdot h_w \cdot t_w\right)$ Skjærareal for valsede I-og H-profiler, 6.2.6(3)

$A_v = \left(2.455 \cdot 10^3\right)\ mm^2$

$$V_{pl.Rd} := \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = 479.214\ kN$$

Skjærkapasitet 6.2.6 (6.17)

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} = 0.106 < 1.0$$

OK!

Ettersom skjærkraften er mindre enn halve plastiske skjærkapasiteten, kan det sees bort ifra dens virkning på den dimensjonerende momentkapasiteten, 6.2.8 (2)

Non-Commercial Use Only

K.1.3 KNEKKING

Kontroll av knekking - NS-EN-1993-1-1, 6.3.3(4)

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{pl.Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl.Rd}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z.Ed}}{M_{pl.Rd}}$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1 (6.61)

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y.Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl.Rd}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z.Ed}}{M_{pl.Rd}}$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-1 (6.62)

$N_{Ed} = 342\ kN$ Trykkraft

$M_{y.Ed} := M_{Ed} = 71\ kN \cdot m$ Moment om y-akse

$M_{z.Ed} := 0\ kN \cdot m$ Moment om z-akse

$E = \left(2.1 \cdot 10^5\right)\ MPa$ Elastisitetmodul

$f_y = 355\ MPa$ Flytespenning

$W_{pl} = \left(5.68 \cdot 10^5\right)\ mm^3$ Plastisk motstandsmoment

$L_{cr} := 5000\ mm$ Knekklengde

$i_y = 91.7\ mm$ Treghetsradius

$i_z = 55.1\ mm$

$N_{pl.Rd} = 2173.952\ kN$ Trykkapasitet 6.3.5 (6.10)

$M_{pl.Rd} = 192.038\ kN \cdot m$ Momentkapasitet 6.2.5 (6.13)

$\lambda_1 := \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 76.409$ Flyteslankhet 6.3.1.3 (1)

$\lambda'_y := \frac{L_{cr}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.714$ Relativ slankhet (6.50)

$\lambda'_z := \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1.188$

Non-Commercial Use Only

Knekkurve b — Tabell 6.2

$\alpha_a := 0.34$ — Imperfeksjonsfaktor, tabell 6.1

$\Phi_y := 0.5\left(1+\alpha_a \cdot \left(\lambda'_y - 0.2\right) + \lambda'^{\,2}_y\right) = 0.842$ — (6.49)

$\Phi_z := 0.5\left(1+\alpha_a \cdot \left(\lambda'_z - 0.2\right) + \lambda'^{\,2}_z\right) = 1.373$

$\chi_y := \dfrac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^{\,2} - \lambda'^{\,2}_y}} = 0.776$ — Reduksjonsfaktor, y

$\chi_z := \dfrac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^{\,2} - \lambda'^{\,2}_z}} = 0.485$ — Reduksjonsfaktor, z

$\chi_{LT} := 1.0$ Antar ingen vipping ettersom øvre flens er fastholdt til hulldekket, Figur 6.5

Ekvivalente momentfaktorer,Tabell B.3 i tillegg B

$M_{h.1} := 0\ kN \cdot m$

$M_{h.2} := 0\ kN \cdot m$

$M_s := 70\ kN \cdot m$

$\alpha_s := 0$

$\psi := 0$

$C_{my} := 0.4$

Non-Commercial Use Only

Interaksjonsfaktorer, Tabell B.1 tillegg B

$$k_{yy} := min\left(C_{my} \cdot \left[1 + \left(\lambda'_y - 0.2\right) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{pl.Rd}}\right], C_{my} \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{pl.Rd}}\right)\right) = 0.442$$

$$k_{zy} := 0.6 \cdot k_{yy} = 0.265$$

Grunnet ingen moment om z-aksen kan derfor ligningene (6.61) og (6.62) forenkles på følgende måte:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{pl.Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl.Rd}} = 0.366 \quad <1.0 \qquad \text{OK!} \qquad (6.61)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl.Rd}} = 0.488 \quad <1.0 \qquad \text{OK!} \qquad (6.62)$$

Non-Commercial Use Only

K.1.4 NEDBØYNINGSKONTROLL - BRUKSGRENSE

Krav: $\frac{\delta}{\delta_{tillat}} \leq 1.0$

$L_s := 5000\ mm$ Bjelkens lengde

$\delta := 19\ mm$ Maksimal utbøyning fra FEM-Design

$\delta_{tillat} := \frac{L_s}{200} = 25\ mm$ NS-EN-1990 NA.A1(904)

$\frac{\delta}{\delta_{tillat}} = 0.76$ OK!

<u>Håndberegning</u>

$q_f := (0.377 + 3.6 + 3)\ \frac{kN}{m^2}$ Flatelast: Vindlast på tak+snølast +HD200

$q_f = 6.977\ \frac{kN}{m^2}$

$l_f := 3\ m$ Lastfelt for bjelken på kortsiden

$q := q_f \cdot l_f$ Linjelast på bjelken

$q = 20.931\ \frac{kN}{m}$

$l := 5\ m$ lengden av bjelken mellom søylene på kortsiden

$E = (2.1 \cdot 10^5)\ \frac{N}{mm^2}$

$I_y = (5.41 \cdot 10^7)\ mm^4$

$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I_y} = 14.993\ mm$

Avviket skyldes forskjellige fjærstivhet i lokal og global modell. (randbetingelser)

Benytter HE-A 220 som bjelketverrsnitt på kortsidene

Non-Commercial Use Only

L FORBINDELSER

Beregningene følger Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner.
Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser. (NS-EN-1993-1-8)

L.1 KONSOLL TIL SØYLE

Konsollen skal kilsveises til søylen for å oppnå en momentstiv forbindelse.

L.1.1 INPUT

Materialegenskaper

Korrelasjonsfaktor for kilsveis:	$\beta_W := 0.9$	NS-EN-1993-1-8: Tabell 4.1
Bruddfasthet:	$f_u := 510\ MPa$	NS-EN-1993-1-8: Tabell 3.1
Materialfaktor:	$\gamma_{M2} := 1.25$	NS-EN-1993-1-8 NA.2.2
	$\gamma_{M0} := 1.05$	

Dimensjonerende snittkrefter

Dimensjonerende moment:	$M_{Ed} := 31.231\ kN \cdot m$	Vedlegg G - Konsoll
Dimensjonerende skjærkraft:	$V_{Ed} := 208.207\ kN$	
Dimensjonerende aksialkraft:	$N_{Ed} := 0\ kN$	

IPE-300 tverrsnittsdata

Høyde:	$h := 300\ mm$	Stålkonstruksjoner, Profiler og formler: Tabell 1.1
Bredde:	$b := 150\ mm$	
Stegtykkelse:	$s := 7.1\ mm$	
Flenstykkelse:	$t := 10.7\ mm$	
Valseradius:	$r := 15\ mm$	

Non-Commercial Use Only

Kilsveisdata:

Sveisens nominelle rotmål: $a := 5\ mm$

Lengde sveis 1: $L_1 := h - 2 \cdot t - 2 \cdot r = 248.6\ mm$

Lengde sveis 2: $L_2 := \frac{b}{2} - \frac{s}{2} - r = 56.45\ mm$

Lengde sveis 3: $L_3 := t = 10.7\ mm$

Lengde sveis 4: $L_4 := b = 150\ mm$

Steineravstand sveis 2: $d_2 := \frac{h}{2} - t - \frac{a}{2} = 136.8\ mm$

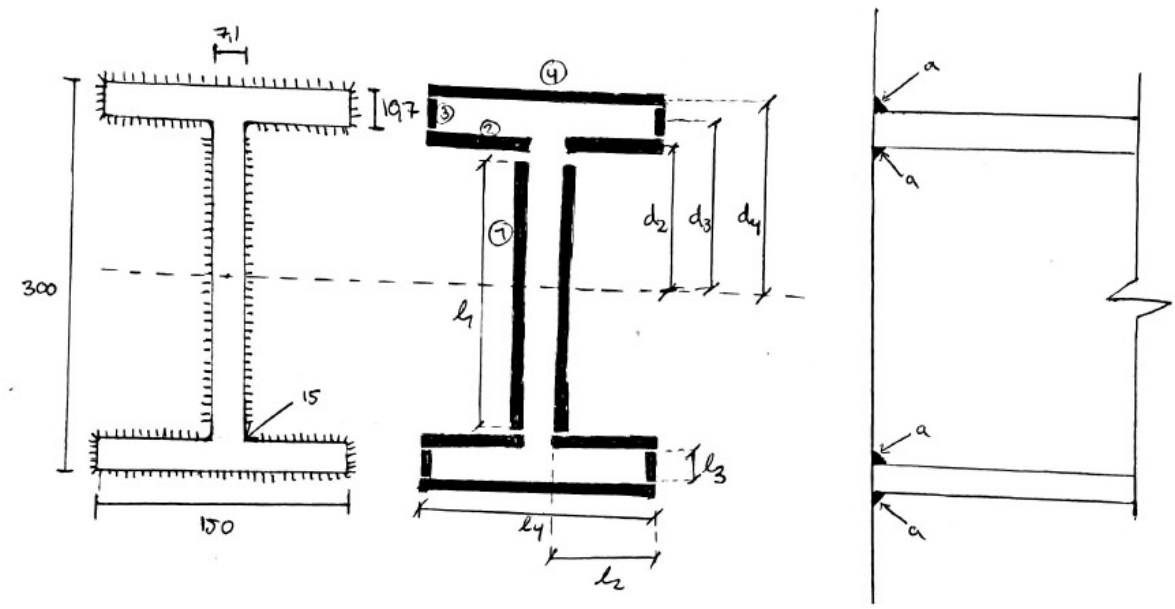
Steineravstand sveis 3: $d_3 := \frac{h}{2} - \frac{t}{2} = 144.65\ mm$

Steineravstand sveis 4: $d_4 := \frac{h}{2} + \frac{a}{2} = 152.5\ mm$

Avstand fra sveis til massesenter: $Z_{maks} := 150\ mm$

2.arealmoment sveis:

$$I_w := \left(2 \cdot \frac{1}{12} \cdot a \cdot L_1^{\ 3}\right) + \left(4 \cdot d_2^{\ 2} \cdot L_2 \cdot a\right) + \left(4 \cdot d_3^{\ 2} \cdot L_3 \cdot a\right) + \left(2 \cdot d_4^{\ 2} \cdot L_4 \cdot a\right) = \left(7.329 \cdot 10^7\right)\ mm^4$$



Non-Commercial Use Only

L.1.2 DIMENSJONERING

L.1.2.1 FORENKLET METODE

$$\frac{F_{W.Ed}}{F_{W.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-8 (4.2)

$$f_{vw.d} := \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2} \cdot \beta_W}$$

(4.4)

$$F_{W.Rd} := f_{vw.d} \cdot a = \left(1.309 \cdot 10^3\right) \frac{kN}{m}$$

(4.3)

$$q_V := \frac{V_{Ed}}{2 \cdot L_1} = 418.759 \frac{kN}{m}$$

$$q_M := \frac{M_{Ed}}{I_w} \cdot Z_{maks} \cdot a = 319.581 \frac{kN}{m}$$

$$F_{W.Ed} := \sqrt{{q_V}^2 + {q_M}^2} = 526.774 \frac{kN}{m}$$

Ingen torsjon eller normalkraft

$$\frac{F_{W.Ed}}{F_{W.Rd}} = 0.403 < 1.0$$

OK!

Non-Commercial Use Only

L.1.2.2 KONTROLL MED RETNINGSMETODEN

σ_{90} Normalspenning til sveisesnitt

τ_{90} skjærspenning i sveisen vinkelrett på sveisens lengderetning

τ_{II} Skjærspenning i sveisen langs sveisens lengderetning

$$\sqrt{\sigma_{90}^2 + 3 \cdot \left(\tau_{90}^2 + \tau_{II}^2\right)} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2} \cdot \beta_w} \quad \text{og} \quad \sigma_{90} \leq \frac{0.9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-8 (4.1)

<u>Langsgående kilsveis - steg og kortside flens</u>

Normalkraftspenning: $\sigma_{90.N} := 0$

Bøyemomentspenning: $n_{90.maks.1} := \frac{M_{Ed}}{I_w} \cdot \frac{L_1}{2} = 52.965\ MPa$

$$\sigma_{90.M} := \frac{n_{90.maks.1}}{\sqrt{2}} = 37.452\ MPa$$

Areal parallellt med skjærkraft: $A_{w.II} := \left(2 \cdot L_1 \cdot a\right) + \left(4 \cdot L_3 \cdot a\right) = \left(2.7 \cdot 10^3\right)\ mm^2$

Skjærspenning langs lengderetning: $\tau_{II} := \frac{V_{Ed}}{A_{w.II}} = 77.114\ MPa$

Skjærspenning vinkelrett på lengderetning: $\tau_{90.M} := \frac{n_{90.maks.1}}{\sqrt{2}} = 37.452\ MPa$

$$\tau_{90} := \tau_{90.M}$$

Normalspenning: $\sigma_{90} := \sigma_{90.N} + \sigma_{90.M} = 37.452\ MPa$

Non-Commercial Use Only

$\sigma_{90} = 37.452\ MPa$

$\frac{0.9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 367.2\ MPa$

$\frac{f_u}{\gamma_{M2} \cdot \beta_W} = 453.333\ MPa$

$\sqrt{\sigma_{90}{}^2 + 3 \cdot \left(\tau_{90}{}^2 + \tau_{II}{}^2\right)} = 153.135\ MPa$

$\sqrt{\sigma_{90}{}^2 + 3 \cdot \left(\tau_{90}{}^2 + \tau_{II}{}^2\right)} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2} \cdot \beta_w}$ og $\sigma_{90} \leq \frac{0.9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$ OK!

<u>Tversgående kilsveis - langside flens</u>

Normalkraftspenning: $\sigma_{90.N} := 0$

Bøyemomentspenning: $n_{90.maks.2} := \frac{M_{Ed}}{I_w} \cdot Z_{maks} = 63.916\ MPa$

$\sigma_{90.M2} := \frac{n_{90.maks.2}}{\sqrt{2}} = 45.196\ MPa$

Skjærspenning langs lengderetning: $\tau_{II} := 0 \cdot MPa$

Skjærspenning vinkelrett på lengderetning: $\tau_{90.M} := \frac{n_{90.maks.2}}{\sqrt{2}} = 45.196\ MPa$

$\tau_{90.2} := \tau_{90.M}$

Normalspenning: $\sigma_{90.2} := \sigma_{90.N} + \sigma_{90.M2}$

Non-Commercial Use Only

$\sigma_{90.2} = 45.196$ ***MPa***

$$\frac{0.9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 367.2 \text{ ***MPa***}$$

$$\frac{f_u}{\gamma_{M2} \cdot \beta_W} = 453.333 \text{ ***MPa***}$$

$$\sqrt{\sigma_{90.2}{}^2 + 3 \cdot \left(\tau_{90.2}{}^2 + \tau_{II}{}^2\right)} = 90.391 \text{ ***MPa***}$$

$$\sqrt{\sigma_{90}{}^2 + 3 \cdot \left(\tau_{90}{}^2 + \tau_{II}{}^2\right)} \le \frac{f_u}{\gamma_{M2} \cdot \beta_W} \quad \text{og} \quad \sigma_{90} \le \frac{0.9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \qquad \text{OK!}$$

$$\frac{\sqrt{\sigma_{90.2}{}^2 + 3 \cdot \left(\tau_{90.2}{}^2 + \tau_{II}{}^2\right)}}{\left(\frac{f_u}{\gamma_{M2} \cdot \beta_W}\right)} = 0.199$$

Non-Commercial Use Only

L.2 SØYLE TIL FAGVERKSBJELKE, BOLTELEDDFORBINDELSE

L.2.1 INPUT

Dimensjonerende snittkrefter

Dimensjonerende kraft: $F_{Ed} := 1082\ kN$

Skjærkraften ses bort ifra ettersom denne er betydelig mindre enn aksialkraften

Materialdata for bolt

Bolt: M70

Fasthetsklasse: 8.8 NS-EN-1993-1-8 Tabell 3.1

Flytegrense: $f_{yp} := 640\ MPa$

Strekkfasthet: $f_{up} := 800\ MPa$

Radius: $r := 35\ mm$

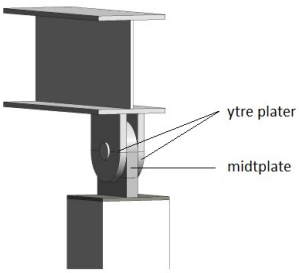
Skaftareal: $A := \pi \cdot r^2 = \left(3.848 \cdot 10^3\right)\ mm^2$

Elastisk motstandsmoment: $W_{y.el} := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot r^3 = \left(3.367 \cdot 10^4\right)\ mm^3$

Materialdata for stålplate

Flytegrense: $f_y := 355\ MPa$ NS-EN-1993-1-1 Tabell 3.1

Bruddfasthet: $f_u := 510\ MPa$ NS-EN-1993-1-8 Tabell 3.1



Figur, tegnet i Revit

Non-Commercial Use Only

Krav til tykkelse: NS-EN 1993-1-8 Tabell 3.9 Type B $t \geq 0.7 \cdot \sqrt{\frac{F_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}}$

Midtplate t_1: $0.7 \cdot \sqrt{\frac{F_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}} = 39.6\ mm$ $t_1 := 50\ mm$

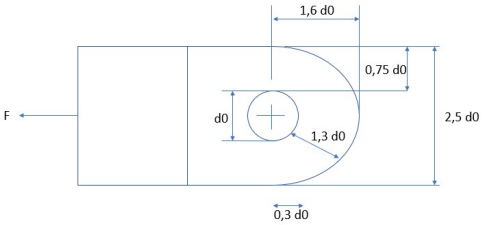
Ytre plater t_2: $0.7 \cdot \sqrt{\frac{\frac{F_{Ed}}{2} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}} = 28.001\ mm$ $t_2 := 30\ mm$

Krav til boltehull: $d_0 \leq 2.5 \cdot t_1$

$2.5 \cdot t_1 = 125\ mm$

Boltens diameter: $d := 70\ mm$

Boltehullets diameter: $d_0 := d + 3\ mm = 73\ mm$

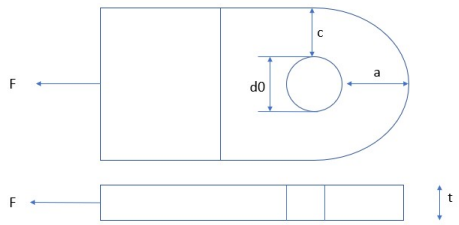


NS-EN 1993-1-8 Tabell 3.9 Type B

Geometriske krav: NS-EN 1993-1-8 Tabell 3.9 Type A

$a \geq \frac{F_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot t_1 \cdot f_y} + \frac{2 \cdot d_0}{3}$ $\frac{F_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot t_1 \cdot f_y} + \frac{2 \cdot d_0}{3} = 80.669\ mm$ $a := 80\ mm$

$c \geq \frac{F_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot t \cdot f_y} + \frac{d_0}{3}$ $\frac{F_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot t_1 \cdot f_y} + \frac{d_0}{3} = 56.336\ mm$ $c := 60\ mm$



NS-EN 1993-1-8 Tabell 3.9 Type A

Non-Commercial Use Only

L.2.2 DIMENSJONERING

Dimensjoneringen følger NS-EN 1993-1-8 Tabell 3.10
Bemerker at vi antar at bolten ikke skal byttes ut.

L.2.2.1 BOLTENS KAPASITET

$F_{V.Ed} := F_{Ed} = 1082\ kN$ Ettersom forbindelsen består av kun en bolt (n=1)

Avskjæringskapasitet

$$\frac{F_{V.Ed}}{F_{V.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN 1993-1-8 Tabell 3.10

$f_{up} = 800\ MPa$ Boltens strekkfasthet

$$F_{V.Rd} := \frac{0.6 \cdot A \cdot f_{up}}{\gamma_{M2}} = \left(1.478 \cdot 10^3\right)\ kN$$

Avskjæringskapasitet

$$\frac{F_{V.Ed}}{F_{V.Rd}} = 0.732 < 1.0$$

OK!

Kapasitet for hullkanttrykk mellom platen og bolten

$$\frac{F_{V.Ed}}{F_{b.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN 1993-1-8 Tabell 3.10

$$F_{b.Rd} := \frac{1.5 \cdot t_1 \cdot d \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \left(1.775 \cdot 10^3\right)\ kN$$

Hullkantfasthet

$$\frac{F_{V.Ed}}{F_{b.Rd}} = 0.61 < 1.0$$

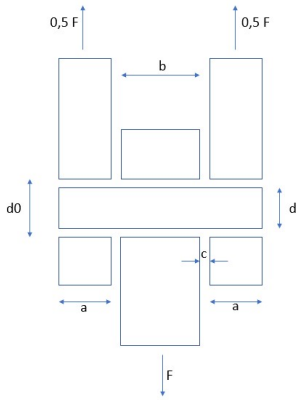
OK!

Non-Commercial Use Only

Boltens momentkapasitet

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN 1993-1-8 Tabell 3.10



Figur 3.11

$$F_{Ed} = \left(1.082 \cdot 10^3\right)\ kN$$

$$a := t_1 = 50\ mm$$

$$b := t_2 = 30\ mm$$

$$c := 10\ mm$$

$$f_{yp} := 800\ \frac{N}{mm^2}$$

$$M_{Ed} := \frac{F_{Ed}}{8} \cdot \left(b + \left(4 \cdot c\right) + \left(2 \cdot a\right)\right) = 22.993\ kN \cdot m$$

$$M_{Rd} := \frac{1.5 \cdot W_{y.el} \cdot f_{yp}}{\gamma_{M0}} = 38.485\ kN \cdot m$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0.597 \quad < 1.0$$ OK!

Kombinert avskjærings- og momentkapasitet

$$\left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{V.Ed}}{F_{V.Rd}}\right)^2 \leq 1$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN 1993-1-8 Tabell 3.10

$$\left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{V.Ed}}{F_{V.Rd}}\right)^2 = 0.893$$

Bolten har passert alle krav.

Non-Commercial Use Only

L.2.2.2 SVEIS, MIDTPLATEN

Dimensjonerende snittkrefter:

Dimensjonerende skjærkraft: $V_{Ed} := 41.68\ kN$

Dimensjonerende aksialkraft: $N_{Ed} := 1082\ kN$

Platen:

Høyde: $h := 200\ mm$

Bredde: $b := 50\ mm$

Kilsveisdata:

Sveisens nominelle rotmål: $a := 10\ mm$

Lengde sveis: $L_1 := \frac{h}{2} + \frac{a}{2} = 105\ mm$

Lengde parallelt med kraft: $L_{W.total} := h \cdot 2 + b \cdot 2$

2.arealmoment sveis: $I_w := \left(\frac{1}{12} \cdot a \cdot h^3\right) + 2 \cdot \left(L_1{}^2 \cdot b \cdot a\right)$

$I_w = \left(1.769 \cdot 10^7\right)\ mm^4$

Non-Commercial Use Only

L.2.2.2.1 FORENKLET METODE

$$\frac{F_{W.Ed}}{F_{W.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-8 (4.2)

$$f_{vw.d} := \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2} \cdot \beta_W}$$

(4.4)

$$F_{W.Rd} := f_{vw.d} \cdot a = \left(2.617 \cdot 10^3\right) \frac{kN}{m}$$

(4.3)

$$q_V := \frac{V_{Ed}}{2 \cdot h} = 104.2 \frac{kN}{m}$$

$$q_N := \frac{N_{Ed}}{L_{W.total}} = \left(2.164 \cdot 10^3\right) \frac{kN}{m}$$

$$F_{W.Ed} := \sqrt{{q_V}^2 + {q_N}^2} = \left(2.167 \cdot 10^3\right) \frac{kN}{m}$$

Ingen torsjon eller moment

$$\frac{F_{W.Ed}}{F_{W.Rd}} = 0.828 < 1.0$$

OK!

Non-Commercial Use Only

L.2.2.3 SVEIS, YTRE PLATER

Dimensjonerende snittkrefter:

Dimensjonerende skjærkraft: $V_{Ed} := 41.68\ kN$

Dimensjonerende aksialkraft: $N_{Ed.2} := \frac{N_{Ed}}{2} = 541\ kN$

Platene:

Høyde: $h := 200\ mm$

Bredde: $b := 30\ mm$

Kilsveisdata:

Sveisens nominelle rotmål: $a := 5\ mm$

Lengde sveis: $L_1 := \frac{h}{2} + \frac{a}{2} = 102.5\ mm$

Lengde parallelt med kraft: $L_{W.total} := h \cdot 2 + b \cdot 2$

2.arealmoment sveis: $I_w := \left(\frac{1}{12} \cdot a \cdot h^3\right) + 2 \cdot \left(L_1{}^2 \cdot b \cdot a\right)$

$I_w = \left(6.485 \cdot 10^6\right)\ mm^4$

Non-Commercial Use Only

L.2.2.3.1 **FORENKLET METODE**

$$\frac{F_{W.Ed}}{F_{W.Rd}} \le 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-8 (4.2)

$$f_{vw.d} := \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2} \cdot \beta_W}$$

(4.4)

$$F_{W.Rd} := f_{vw.d} \cdot a = \left(1.309 \cdot 10^3\right) \frac{kN}{m}$$

(4.3)

$$q_V := \frac{V_{Ed}}{2 \cdot h} = 104.2 \frac{kN}{m}$$

$$q_N := \frac{N_{Ed.2}}{L_{W.total}} = \left(1.176 \cdot 10^3\right) \frac{kN}{m}$$

$$F_{W.Ed} := \sqrt{{q_V}^2 + {q_N}^2} = \left(1.181 \cdot 10^3\right) \frac{kN}{m}$$

Ingen torsjon eller moment

$$\frac{F_{W.Ed}}{F_{W.Rd}} = 0.902 < 1.0$$

OK!

Non-Commercial Use Only

L.3 VINDKRYSS, BOLTELEDDFORBINDELSE

L.3.1 INPUT

Dimensjonerende snittkrefter

Dimensjonerende kraft: $F_{Ed} := 364\ kN$

Materialdata for bolt

Bolt: M45

Fasthetsklasse: 8.8 NS-EN-1993-1-8 Tabell 3.1

Flytegrense: $f_{yp} := 640\ MPa$

Strekkfasthet: $f_{up} := 800\ MPa$

Radius: $r := 22.5\ mm$

Skaftareal: $A := \pi \cdot r^2 = \left(1.59 \cdot 10^3\right)\ mm^2$

Elastisk motstandsmoment: $W_{y.el} := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot r^3 = \left(8.946 \cdot 10^3\right)\ mm^3$

Materialdata for stålplate

Flytegrense: $f_y := 355\ MPa$ NS-EN-1993-1-1 Tabell 3.1

Bruddfasthet: $f_u := 510\ MPa$ NS-EN-1993-1-8 Tabell 3.1

Non-Commercial Use Only

Krav til tykkelse: NS-EN 1993-1-8 Tabell 3.9 Type B $t \geq 0.7 \cdot \sqrt{\frac{F_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}}$

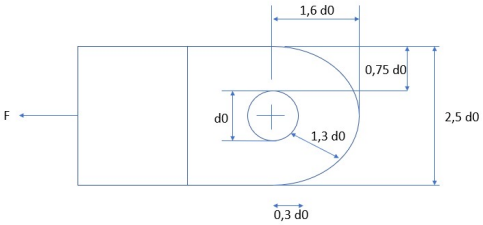
Midtplate t_1: $0.7 \cdot \sqrt{\frac{F_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}} = 22.968\ mm$ $t_1 := 30\ mm$

Ytre plater t_2: $0.7 \cdot \sqrt{\frac{\frac{F_{Ed}}{2} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}} = 16.241\ mm$ $t_2 := 20\ mm$

Krav til boltehull: $d_0 \leq 2.5 \cdot t_1$ $2.5 \cdot t_1 = 75\ mm$

Boltens diameter: $d := 40\ mm$

Boltehullets diameter: $d_0 := d + 3\ mm = 43\ mm$

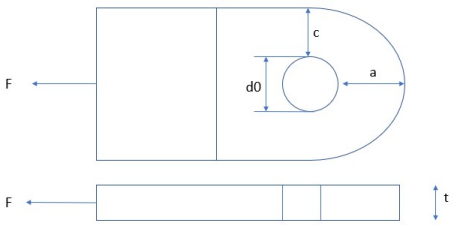


NS-EN 1993-1-8 Tabell 3.9 Type B

Geometriske krav: NS-EN 1993-1-8 Tabell 3.9 Type A

$a \geq \frac{F_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot t_1 \cdot f_y} + \frac{2 \cdot d_0}{3}$ $\frac{F_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot t_1 \cdot f_y} + \frac{2 \cdot d_0}{3} = 46.61\ mm$ $a := 50\ mm$

$c \geq \frac{F_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot t \cdot f_y} + \frac{d_0}{3}$ $\frac{F_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot t_1 \cdot f_y} + \frac{d_0}{3} = 32.277\ mm$ $c := 40\ mm$



NS-EN 1993-1-8 Tabell 3.9 Type A

Non-Commercial Use Only

L.3.2 DIMENSJONERING

Dimensjoneringen følger NS-EN 1993-1-8 Tabell 3.10
Bemerker at vi antar at bolten ikke skal byttes ut.

L.3.2.1 BOLTENS KAPASITET

$F_{V.Ed} := F_{Ed} = 364\ kN$ Ettersom forbindelsen består av kun en bolt (n=1)

<u>Avskjæringskapasitet</u>

$$\frac{F_{V.Ed}}{F_{V.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN 1993-1-8 Tabell 3.10

$f_{up} = 800\ MPa$ Boltens strekkfasthet

$$F_{V.Rd} := \frac{0.6 \cdot A \cdot f_{up}}{\gamma_{M2}} = 610.726\ kN$$

Avskjæringskapasitet

$$\frac{F_{V.Ed}}{F_{V.Rd}} = 0.596 < 1.0$$

OK!

<u>Kapasitet for hullkanttrykk mellom platen og bolten</u>

$$\frac{F_{V.Ed}}{F_{b.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN 1993-1-8 Tabell 3.10

$$F_{b.Rd} := \frac{1.5 \cdot t_1 \cdot d \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 608.571\ kN$$

Hullkantfasthet

$$\frac{F_{V.Ed}}{F_{b.Rd}} = 0.598 < 1.0$$

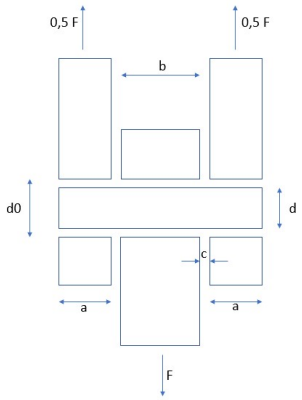
OK!

Non-Commercial Use Only

Boltens momentkapasitet

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN 1993-1-8 Tabell 3.10



Figur 3.11

$$F_{Ed} = 364\ kN$$

$$a := t_1 = 30\ mm$$

$$b := t_2 = 20\ mm$$

$$c := 10\ mm$$

$$f_{yp} := 800\ \frac{N}{mm^2}$$

$$M_{Ed} := \frac{F_{Ed}}{8} \cdot (b + (4 \cdot c) + (2 \cdot a)) = 5.46\ kN \cdot m$$

$$M_{Rd} := \frac{1.5 \cdot W_{y.el} \cdot f_{yp}}{\gamma_{M0}} = 10.224\ kN \cdot m$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0.534 \quad < 1.0$$ OK!

Kombinert avskjærings- og momentkapasitet

$$\left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{V.Ed}}{F_{V.Rd}}\right)^2 \leq 1$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN 1993-1-8 Tabell 3.10

$$\left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{V.Ed}}{F_{V.Rd}}\right)^2 = 0.64$$

Bolten har passert alle krav.

Non-Commercial Use Only

L.3.2.2 SVEIS, MIDTPLATEN

Dimensjonerende snittkrefter:

Dimensjonerende aksialkraft: $N_{Ed} := 364\ kN$

Platen:

Høyde: $h := 150\ mm$

Bredde: $b := 30\ mm$

Kilsveisdata:

Sveisens nominelle rotmål: $a := 7\ mm$

Lengde sveis: $L_1 := \frac{h}{2} + \frac{a}{2} = 78.5\ mm$

Lengde parallelt med kraft: $L_{W.total} := h \cdot 2 + b \cdot 2$

2.arealmoment sveis: $I_w := \left(\frac{1}{12} \cdot a \cdot h^3\right) + 2 \cdot \left(L_1{}^2 \cdot b \cdot a\right)$

$I_w = \left(4.557 \cdot 10^6\right)\ mm^4$

Non-Commercial Use Only

L.3.2.2.1 FORENKLET METODE

$$\frac{F_{W.Ed}}{F_{W.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-8 (4.2)

$$f_{vw.d} := \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2} \cdot \beta_W}$$

(4.4)

$$F_{W.Rd} := f_{vw.d} \cdot a = \left(1.832 \cdot 10^3\right) \frac{kN}{m}$$

(4.3)

$$q_V := \frac{V_{Ed}}{2 \cdot h} = 138.933 \frac{kN}{m}$$

$$q_N := \frac{N_{Ed}}{L_{W.total}} = \left(1.011 \cdot 10^3\right) \frac{kN}{m}$$

$$F_{W.Ed} := \sqrt{{q_V}^2 + {q_N}^2} = \left(1.021 \cdot 10^3\right) \frac{kN}{m}$$

Ingen torsjon eller moment

$$\frac{F_{W.Ed}}{F_{W.Rd}} = 0.557 < 1.0$$

OK!

Non-Commercial Use Only

L.3.2.3 SVEIS, YTRE PLATER

Dimensjonerende snittkrefter:

Dimensjonerende skjærkraft: $V_{Ed} := 41.68\ kN$

Dimensjonerende aksialkraft: $N_{Ed.2} := \frac{N_{Ed}}{2} = 182\ kN$

Platene:

Høyde: $h := 200\ mm$

Bredde: $b := 30\ mm$

Kilsveisdata:

Sveisens nominelle rotmål: $a := 5\ mm$

Lengde sveis: $L_1 := \frac{h}{2} + \frac{a}{2} = 102.5\ mm$

Lengde parallelt med kraft: $L_{W.total} := h \cdot 2 + b \cdot 2$

2.arealmoment sveis: $I_w := \left(\frac{1}{12} \cdot a \cdot h^3\right) + 2 \cdot \left(L_1{}^2 \cdot b \cdot a\right)$

$I_w = \left(6.485 \cdot 10^6\right)\ mm^4$

Non-Commercial Use Only

L.3.2.3.1 FORENKLET METODE

$$\frac{F_{W.Ed}}{F_{W.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-8 (4.2)

$$f_{vw.d} := \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2} \cdot \beta_W}$$

(4.4)

$$F_{W.Rd} := f_{vw.d} \cdot a = \left(1.309 \cdot 10^3\right) \frac{kN}{m}$$

(4.3)

$$q_N := \frac{N_{Ed.2}}{L_{W.total}} = 395.652 \frac{kN}{m}$$

$$F_{W.Ed} := q_N = 395.652 \frac{kN}{m}$$

Ingen torsjon,
moment eller skjær

$$\frac{F_{W.Ed}}{F_{W.Rd}} = 0.302 < 1.0$$

OK!

Non-Commercial Use Only

L.4 SØYLE TIL FUNDAMENT

L.4.1 INPUT

Materialegenskaper

Korrelasjonsfaktor for kilsveis:	$\beta_W := 0.9$	NS-EN-1993-1-8: Tabell 4.1
Bruddfasthet:	$f_u := 510\ MPa$	NS-EN-1993-1-8: Tabell 3.1
Materialfaktor:	$\gamma_{M2} := 1.25$	NS-EN-1993-1-8 NA.2.2
	$\gamma_{M0} := 1.05$	

Dimensjonerende snittkrefter

Dimensjonerende moment:	$M_{Ed} := 0\ kN \cdot m$
Dimensjonerende skjærkraft:	$V_{Ed} := 41.68\ kN$
Dimensjonerende aksialkraft:	$N_{Ed} := 1290\ kN$

HFRHS - tverrsnittsdata

Høyde:	$h := 300\ mm$	Stålkonstruksjoner, Profiler og formler: Tabell 1.1
Bredde:	$b := 300\ mm$	
Tykkelse	$s := 10\ mm$	

Non-Commercial Use Only

Dimensjonerende snittkrefter

$F_{Ed} := \sqrt{N_{Ed}^{\ 2} + V_{Ed}^{\ 2}} = 1290.673\ kN$

Ettersom skjærkraften er mye mindre enn aksialkraften, blir resultanten tilnærmet lik aksialkraften.

Dimensjonerende kraft: $F_{Ed} = 1290.673\ kN$

Materialdata for bolt - Stålkonstruksjoner: Profiler og formler, Tabell 6.1

Bolt: M33

Fasthetsklasse: 8.8 NS-EN-1993-1-8 Tabell 3.1

Flytegrense: $f_{yp} := 640\ MPa$

Strekkfasthet: $f_{ub} := 800\ MPa$

Radius: $r := 16.5\ mm$

Skaftareal: $A := \pi \cdot r^2 = 855.299\ mm^2$

Gjenget areal: $A_s := 694\ mm^2$

Elastisk motstandsmoment: $W_{y.el} := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot r^3 = \left(3.528 \cdot 10^3\right)\ mm^3$

Materialdata for stålplate

Flytegrense: $f_y := 355\ MPa$ NS-EN-1993-1-1 Tabell 3.1

Bruddfasthet: $f_u := 510\ MPa$ NS-EN-1993-1-8 Tabell 3.1

Boltens diameter: $d := 33\ mm$

Boltehullets diameter: $d_0 := d + 3\ mm = 36\ mm$

Non-Commercial Use Only

Hull-, ende- og kantavstander

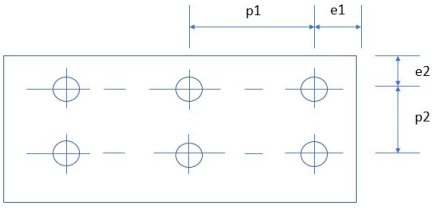
Minimumskrav

$e_1 \geq 1.2 \cdot d_0$ $\quad 1.2 \cdot d_0 = 43.2\ mm$

$e_2 \geq 1.2 \cdot d_0$ $\quad 1.2 \cdot d_0 = 43.2\ mm$

$p_1 \geq 2.2 \cdot d_0$ $\quad 2.2 \cdot d_0 = 79.2\ mm$

$p_2 \geq 2.4 \cdot d_0$ $\quad 2.4 \cdot d_0 = 86.4\ mm$



Figur 3.1 NS-EN-1993-1-8

$e_1 := 50\ mm$ Endeavstand

$e_2 := 50\ mm$ Kantavstand

$p_1 := 400\ mm$ Hullavstand

$p_2 := 400\ mm$ Hullavstand

$l_p := 500\ mm$ Lengde av plate

$h_p := 500\ mm$ Bredde av plate

$t := 15\ mm$ Tykkelse av stålplate

$n := 4$ Antall bolter

Non-Commercial Use Only

L.4.2 DIMENSJONERING

Dimensjoneringen følger NS-EN 1993-1-8 Tabell 3.4

$F_{V.Ed} := \frac{V_{Ed}}{n} = 10.42\ kN$ Dimensjonerende avskjæringskraft per bolt

$F_{t.Ed} := \frac{N_{Ed}}{n} = 322.5\ kN$ Dimensjonerende strekkraft per bolt

L.4.2.1 KAPASITETSBEREGNINGER

Avskjæringskapasitet

$\frac{F_{V.Ed}}{F_{V.Rd}} \leq 1.0$ **Dimensjoneringskrav**
NS-EN-1993-1-8 Tabell 3.2

$\propto_V := 0.6$ Skjærkoeffisient, Tabell 3.4

$F_{V.Rd} := \frac{\propto_V \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = 328.435\ kN$ Avskjæringskapasitet

$\frac{F_{V.Ed}}{F_{V.Rd}} = 0.032 < 1.0$ OK!

Non-Commercial Use Only

Hullkantfasthet

$$\frac{F_{V.Ed}}{F_{b.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-8 Tabell 3.2

$$k_1 := min\left(2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.189$$

Tabell 3.4

$$\alpha_b := min\left(\frac{f_{ub}}{f_u}, \frac{e_1}{3 \cdot d_0}, 1.0\right) = 0.463$$

$$F_{b.Rd} := \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 204.661\ kN$$

Hullkantfasthet

$$\frac{F_{V.Ed}}{F_{b.Rd}} = 0.051 < 1.0$$

OK!

Strekkapasitet

$$\frac{F_{t.Ed}}{F_{t.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-8 Tabell 3.2

$$k_2 := 0.9$$

Tabell 3.4

$$F_{t.Rd} := \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 399.744\ kN$$

Strekkapasitet

$$\frac{F_{t.Ed}}{F_{t.Rd}} = 0.807 < 1.0$$

OK!

Non-Commercial Use Only

Gjennomlokking

$$\frac{F_{t.Ed}}{B_{p.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-8 Tabell 3.2

$d_m := 50\ mm$

Interpolasjon nøkkelvidde,
PKL Tabell 10.2

$t_p := 15\ mm$

$$B_{p.Rd} := \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 576.796\ kN$$

$$\frac{F_{t.Ed}}{B_{p.Rd}} = 0.559 < 1.0$$ OK!

Kombinert avskjæring og strekk

$$\frac{F_{V.Ed}}{F_{V.Rd}} + \frac{F_{t.Ed}}{1.4\ F_{t.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{F_{V.Ed}}{F_{V.Rd}} + \frac{F_{t.Ed}}{1.4\ F_{t.Rd}} = 0.608 < 1.0$$ OK!

Non-Commercial Use Only

L.4.2.2 SVEIS, SØYLE TIL PLATE

Dimensjonerende snittkrefter:

Dimensjonerende skjærkraft: $V_{Ed} := 41.68\ kN$

Dimensjonerende aksialkraft: $N_{Ed.2} := \frac{N_{Ed}}{4} = 322.5\ kN$

Søylen:

Høyde: $h := 300\ mm$

Bredde: $b := 300\ mm$

Kilsveisdata:

Sveisens nominelle rotmål: $a := 3\ mm$

Lengde til horisontalsveis: $L_1 := \frac{h}{2} + \frac{a}{2} = 151.5\ mm$

Lengde parallelt med kraft: $L_{W.total} := h \cdot 2 + b \cdot 2$

2.arealmoment sveis: $I_w := \left(\frac{1}{12} \cdot a \cdot h^3\right) + 2 \cdot \left(L_1{}^2 \cdot b \cdot a\right)$

$I_w = \left(4.806 \cdot 10^7\right)\ mm^4$

Non-Commercial Use Only

L.4.2.2.1 FORENKLET METODE

$$\frac{F_{W.Ed}}{F_{W.Rd}} \leq 1.0$$

Dimensjoneringskrav
NS-EN-1993-1-8 (4.2)

$$f_{vw.d} := \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2} \cdot \beta_W}$$

(4.4)

$$F_{W.Rd} := f_{vw.d} \cdot a = 785.196 \ \frac{kN}{m}$$

(4.3)

$$q_V := \frac{V_{Ed}}{2 \cdot b} = 69.467 \ \frac{kN}{m}$$

$$q_N := \frac{N_{Ed.2}}{L_{W.total}} = 268.75 \ \frac{kN}{m}$$

$$F_{W.Ed} := \sqrt{q_V^{\ 2} + q_N^{\ 2}} = 277.583 \ \frac{kN}{m}$$

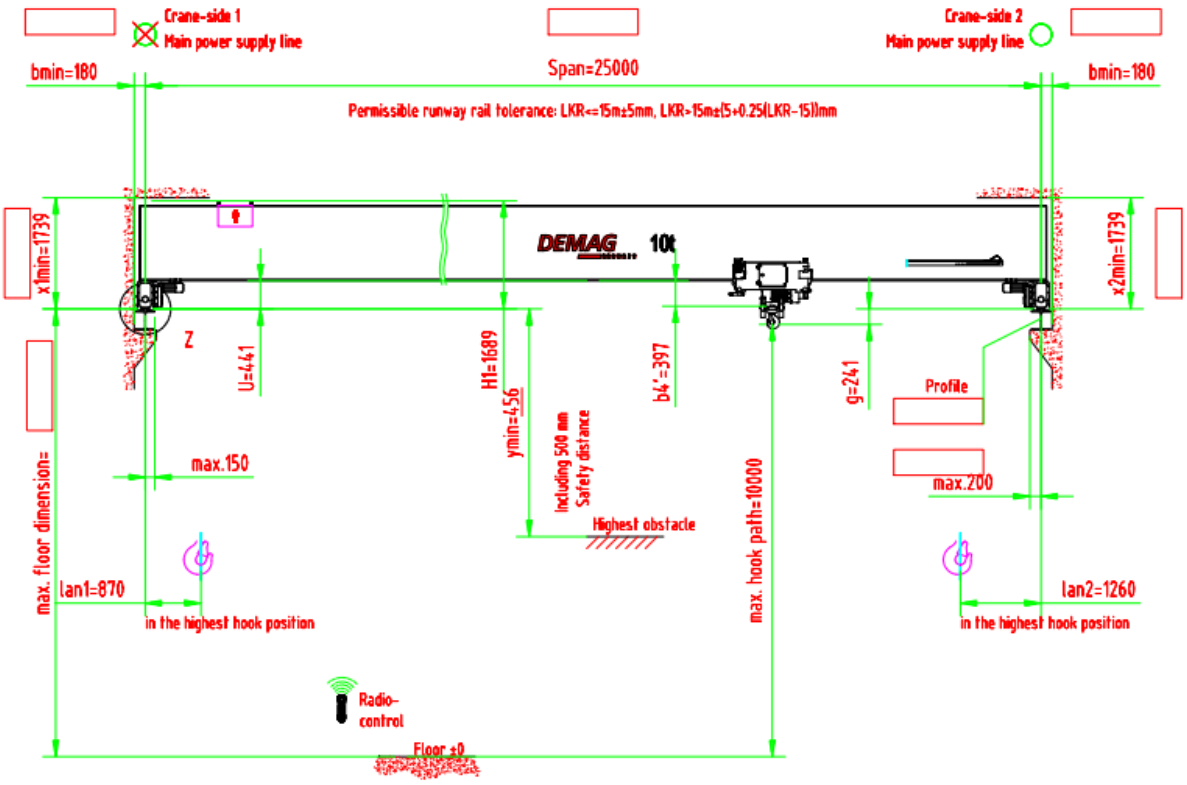
Ingen torsjon eller moment

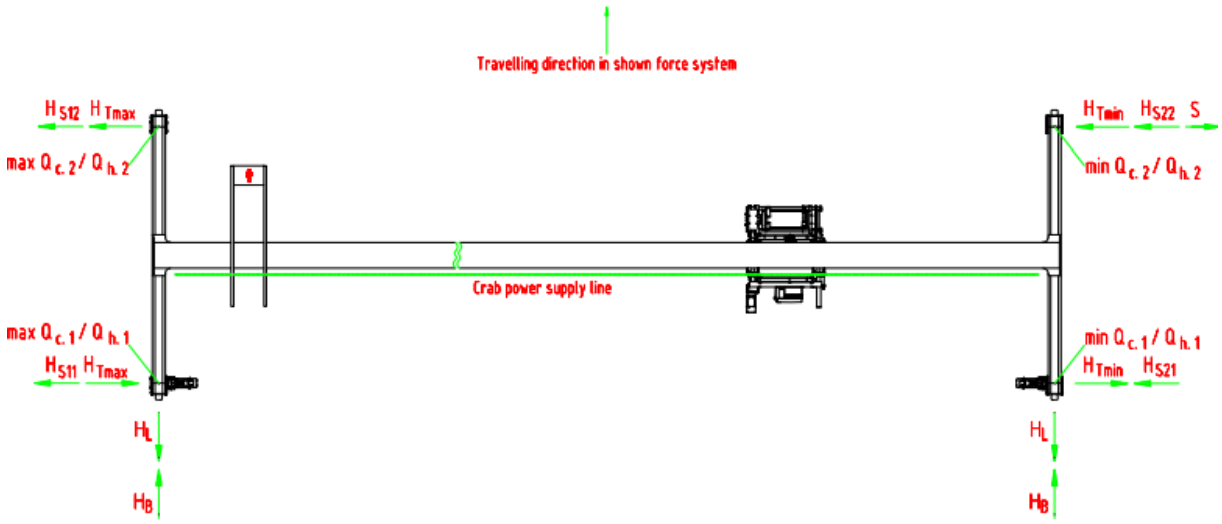
$$\frac{F_{W.Ed}}{F_{W.Rd}} = 0.354 < 1.0$$

OK!

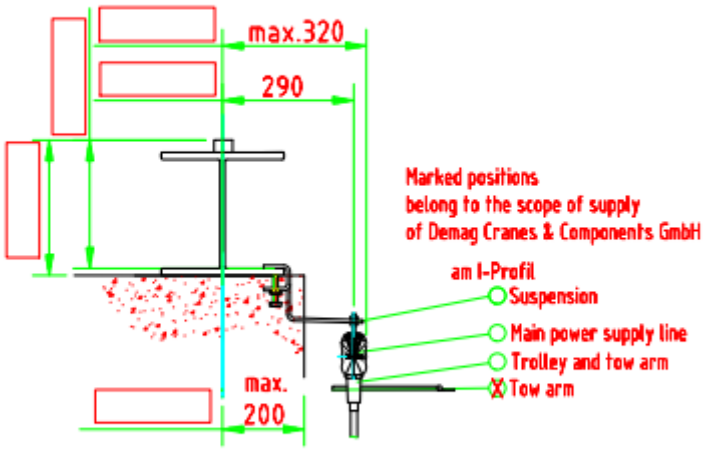
Non-Commercial Use Only

M KRANBJELKEINFORMASJON – LEVERANDØR DEMAG





Fastening of main power supply line (1:20)
Type: DCL-Pro



First suspension 500 mm from runway end stop
The approved position of the main power supply line
must not be changed on site.

Single Girder Overhead Travelling Crane
EKKE 10 t x 25000 mm

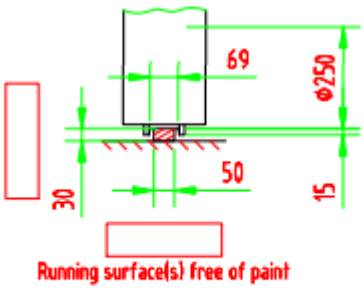
Quotation no.
Order no.
Wiring diagram no.

Weights:

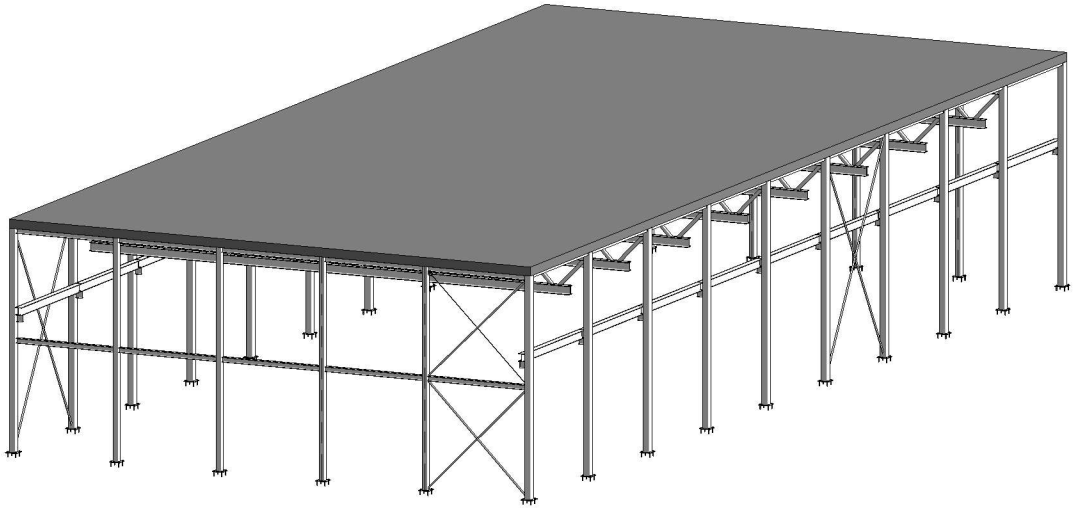
Crane	8140 kg
Trolley	756 kg
Crane girder	5644 kg
Crane travel units	1340 kg
Electrical equipment	406 kg

Crane classification	DIN EN 13001 S3
Trolley type	EK DMR 10-10 4/1 - 10 Z 0,32/6,4
Classification	FEM = 2m
Lifting	0.32 - 6.4 m/min
Cross travelling	3 - 30 m/min
Crane travelling	4 - 40 m/min
Crane control	ECS Radio
Operating voltage	400 V
Control voltage	48 V
Frequency	50 Hz
Crane power supply	DCL-Pro GS
Paint coat steel structure	RAL 1004
Additional paint coat steel structure	
Paint coat machine parts	RAL 500
Crane designed for...	Indoor operation
ambient temperature	Tu = -10....+ 45 °C

Detail Z(1:20)
Material crane rail:
min. S355 J2+N or equivalent



N REVIT



01 Perspektivtegning

NTNU

Bygg og miljøteknikk - Konstruksjon

asplan viak

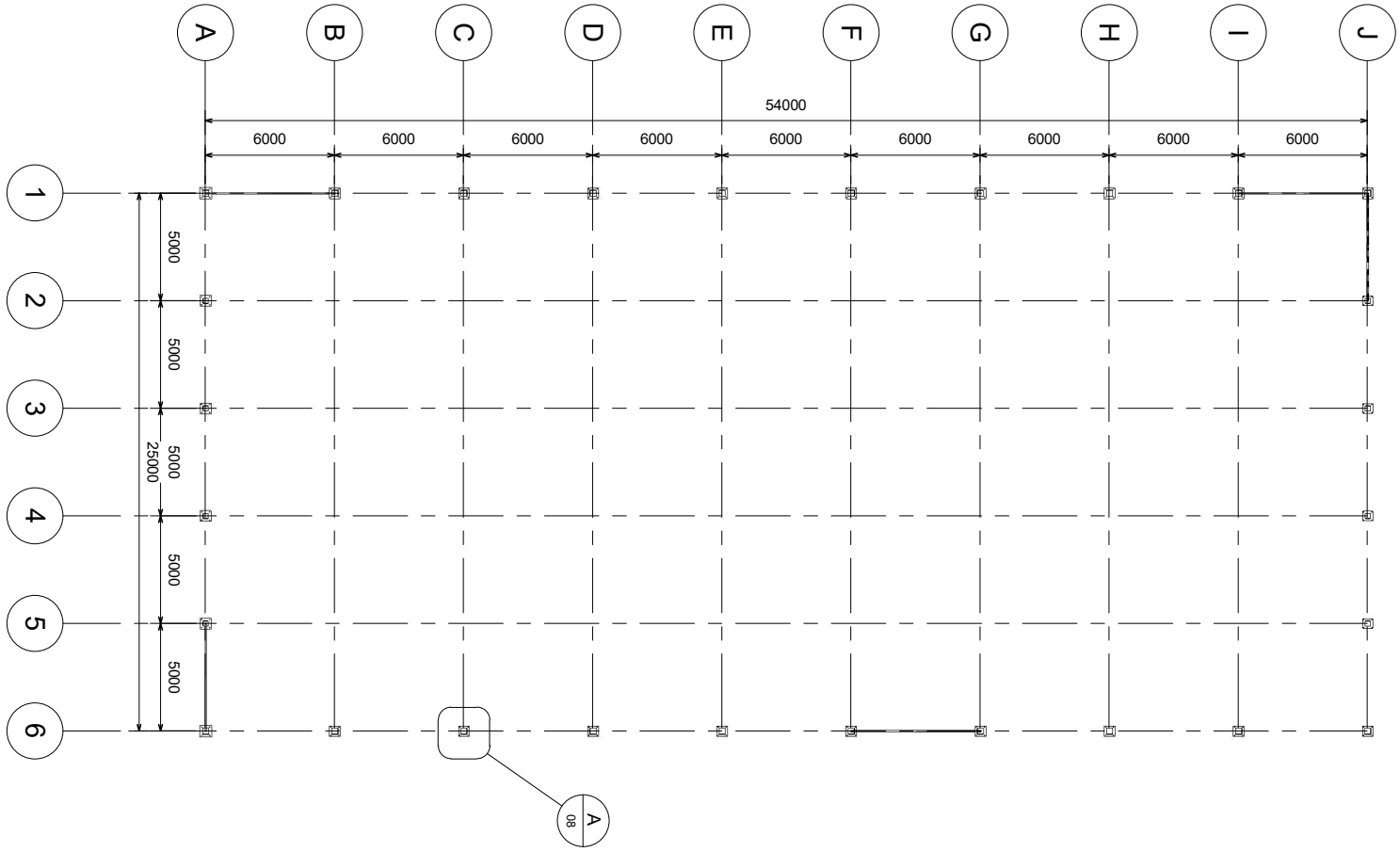
Asplan Viak AS

Lagerbygg i stål

Perspektivtegning

Prosjektnummer	27 - 2019	01
Dato	20.05.2019	
Tegnet av	EH	
Kontrollert av	ESS	Scale

13.05.2019 14:06:19



NTNU

Bygg og miljøteknikk - Konstruksjon

asplan viak

Asplan Viak AS

Lagerbygg i stål

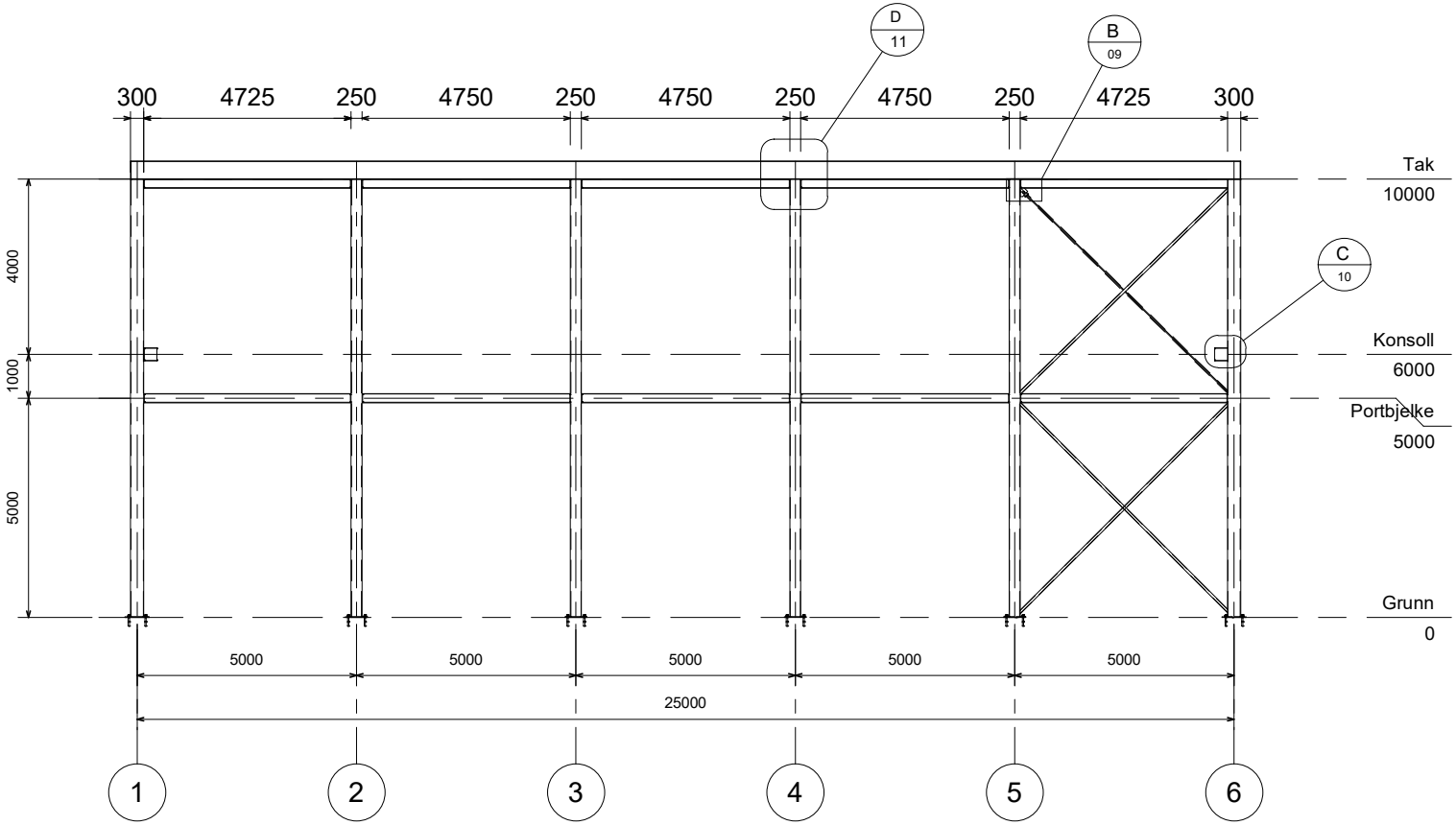
Grunnplan med aksesystem

Prosjektnummer	27 - 2019
Dato	20.05.2019
Tegnet av	EH
Kontrollert av	ESS

02

Scale 1 : 200

13.05.2019 14:06:21



03 Akse A
1 : 100

NTNU
Bygg og miljøteknikk - Konstruksjon

asplan viak

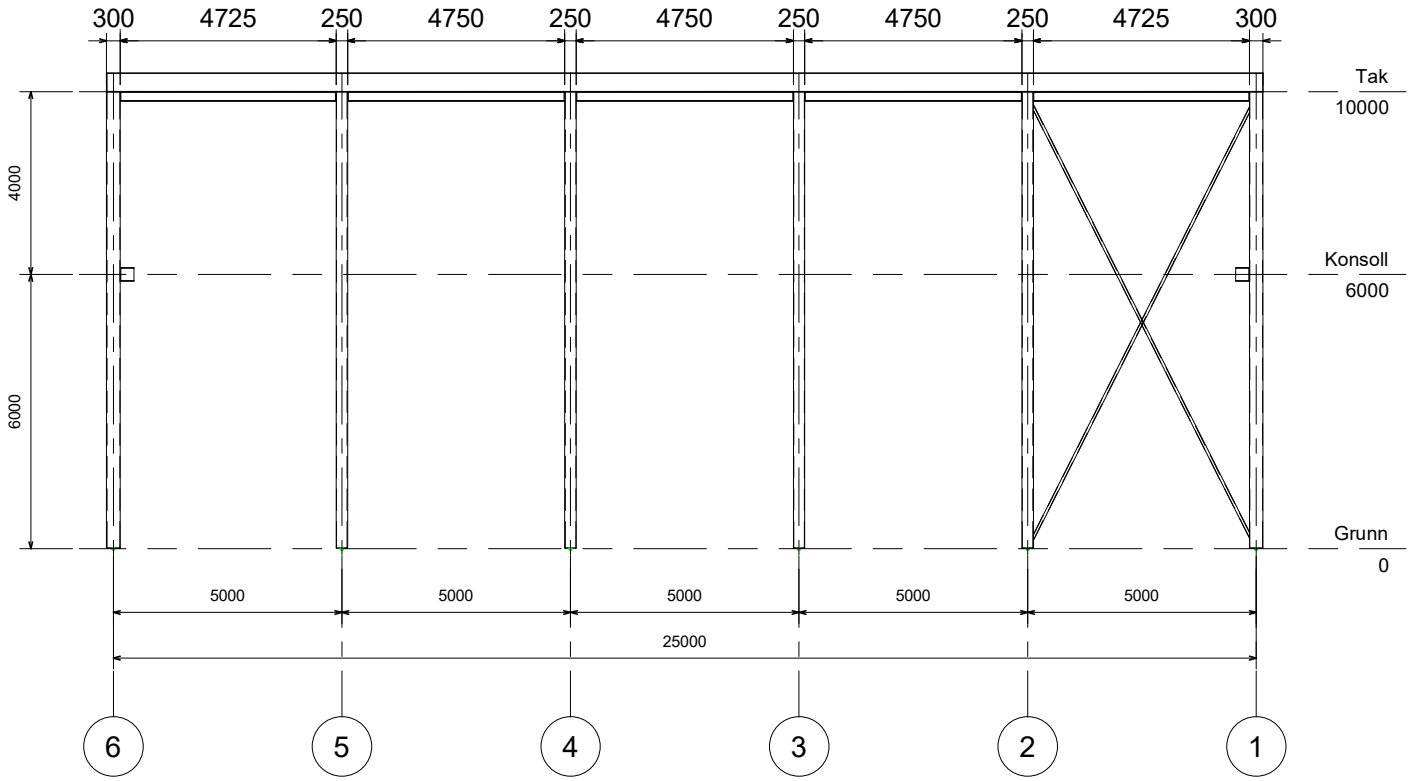
Asplan Viak AS

Lagerbygg i stål

Akse A

Prosjektnummer	27 - 2019	03	
Dato	20.05.2019		
Tegnet av	EH		
Kontrollert av	ESS	Scale	1 : 100

13.05.2019 14:06:23



04 Akse J
1 : 100

NTNU
Bygg og miljøteknikk - Konstruksjon

asplan viak

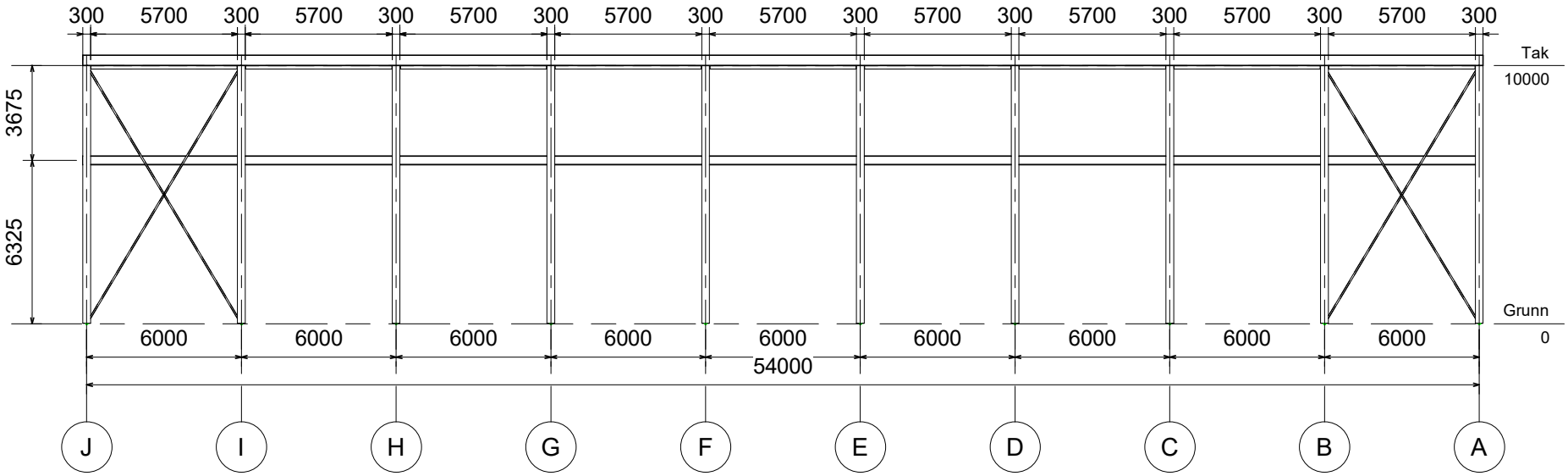
Asplan Viak AS

Lagerbygg i stål

Akse J

Prosjektnummer	27 - 2019	04
Dato	20.05.2019	
Tegnet av	EH	
Kontrollert av	ESS	Scale 1 : 100

13.05.2019 14:06:24



05 Akse 1
1 : 150

NTNU
Bygg og miljøteknikk - Konstruksjon

asplan viak

Asplan Viak AS

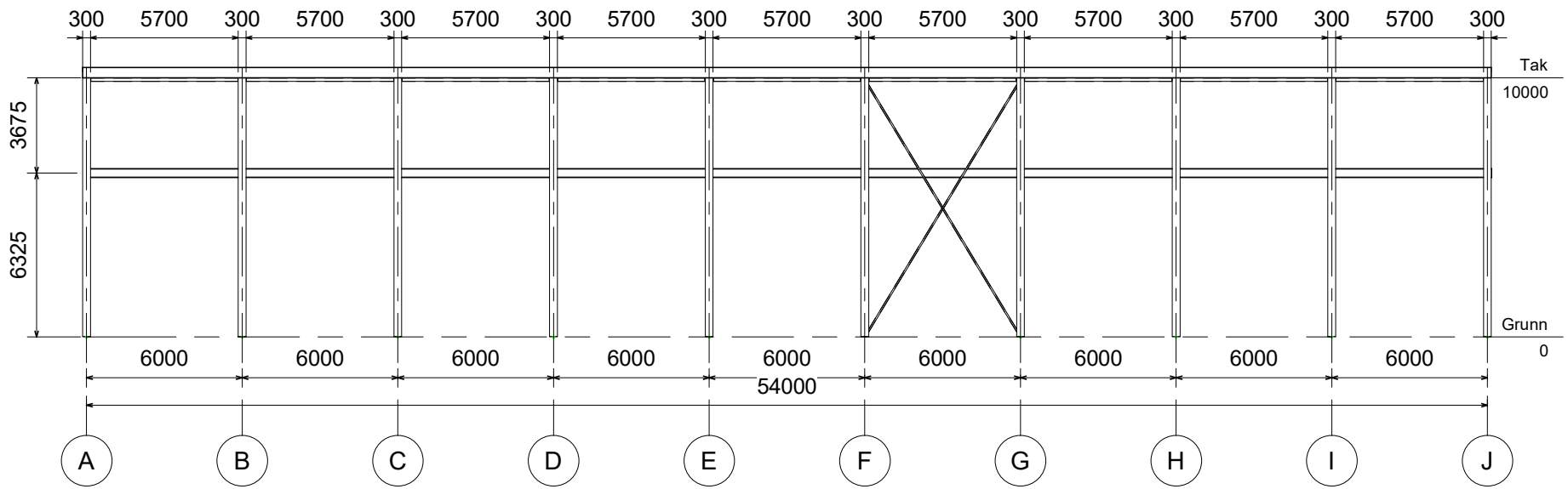
Lagerbygg i stål

Akse 1

Prosjektnummer	27 - 2019
Dato	20.05.2019
Tegnet av	EH
Kontrollert av	ESS
Scale	1 : 150

05

13.05.2019 14:06:25



06 Akse 6
1 : 150

NTNU
Bygg og miljøteknikk - Konstruksjon

asplan viak

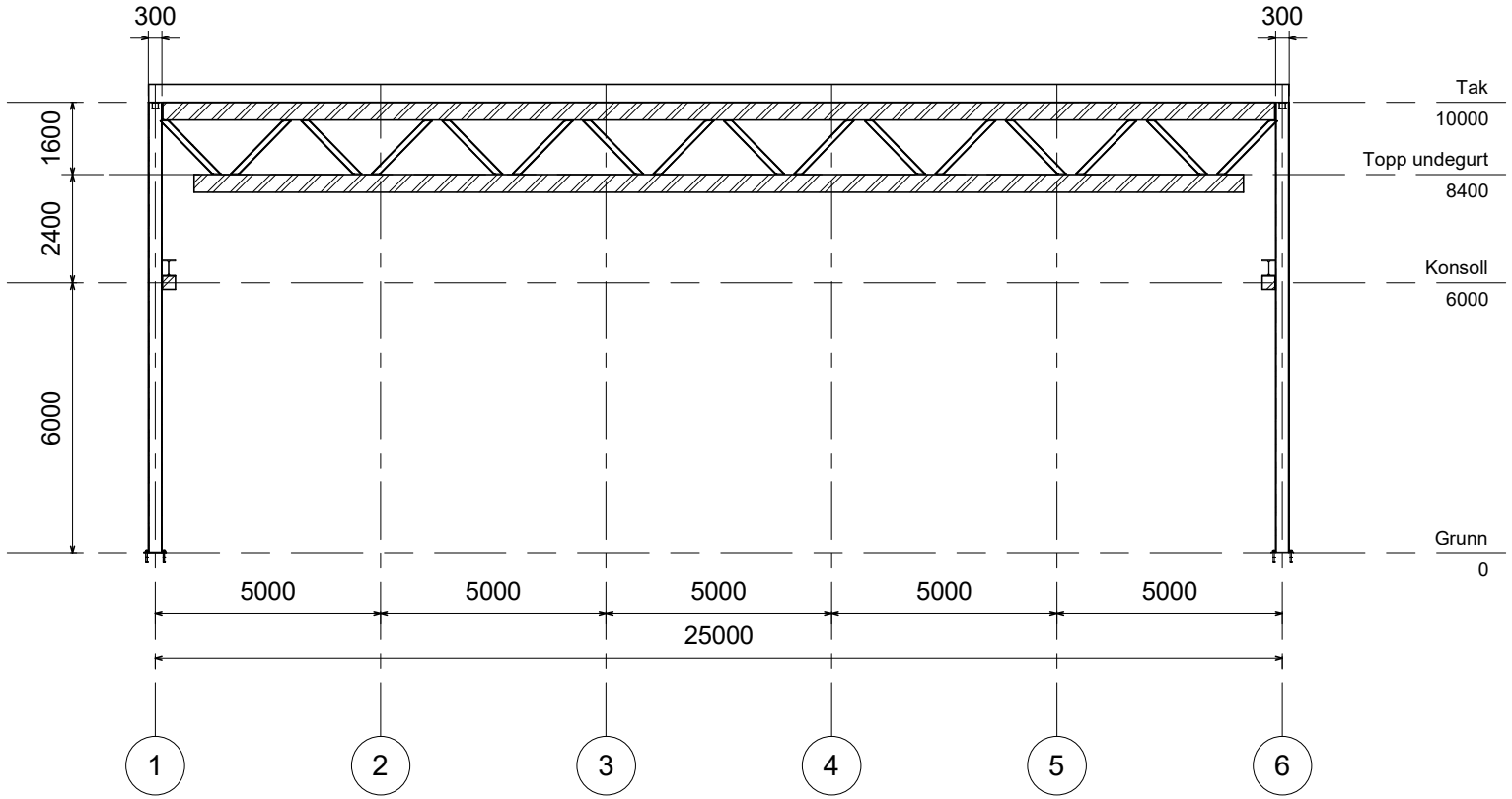
Asplan Viak AS

Lagerbygg i stål

Akse 6

Prosjektnummer	27 - 2019	06
Dato	20.05.2019	
Tegnet av	EH	
Kontrollert av	ESS	Scale 1 : 150

13.05.2019 14:06:26



1 Portalramme akse B - I

1 : 100

NTNU

Bygg og miljøteknikk - Konstruksjon

asplan viak

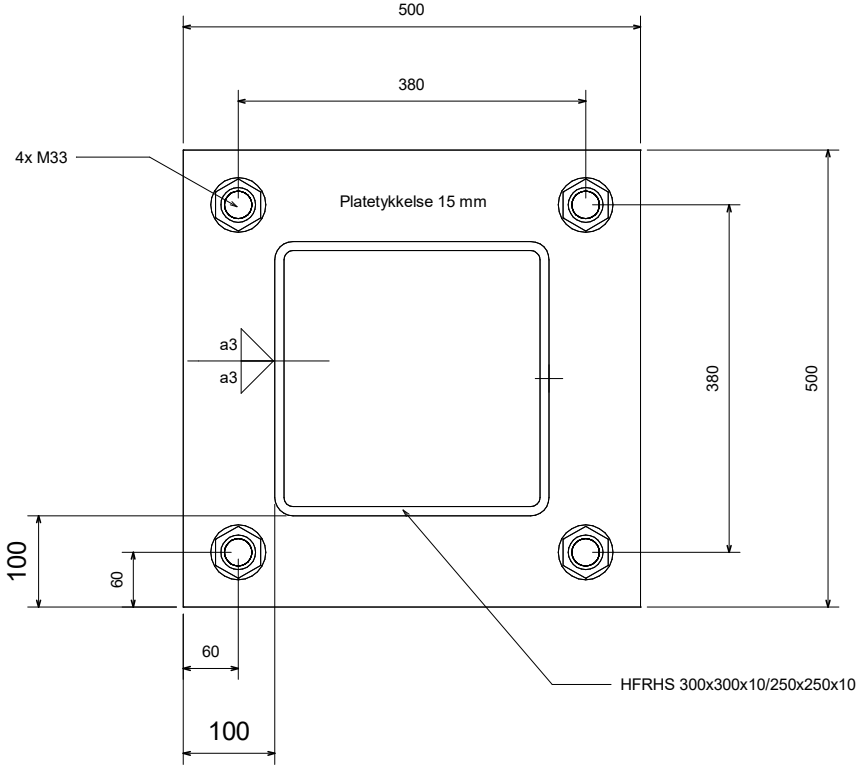
Asplan Viak AS

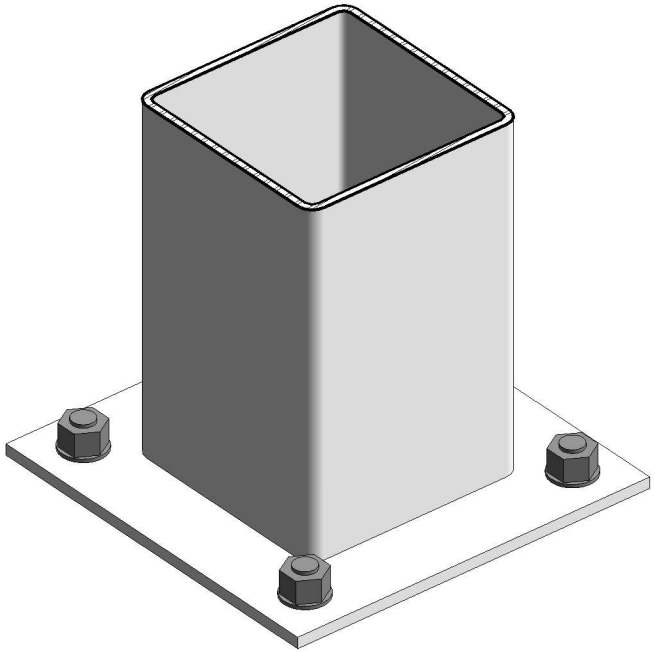
Lagerbygg i stål

Akse B - I

Prosjektnummer	27 - 2019	07
Dato	20.05.2019	
Tegnet av	EH	
Kontrollert av	ESS	Scale 1 : 100

13.05.2019 14:06:27





A Søylefot
1 : 5

NTNU
Bygg og miljøteknikk - Konstruksjon

asplan viak

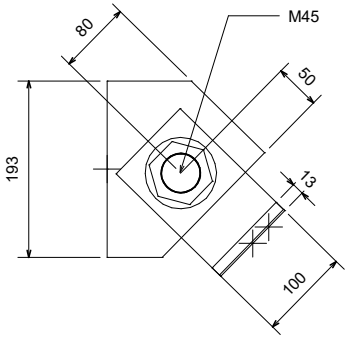
Asplan Viak AS

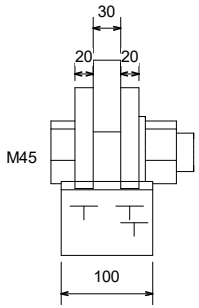
Lagerbygg i stål

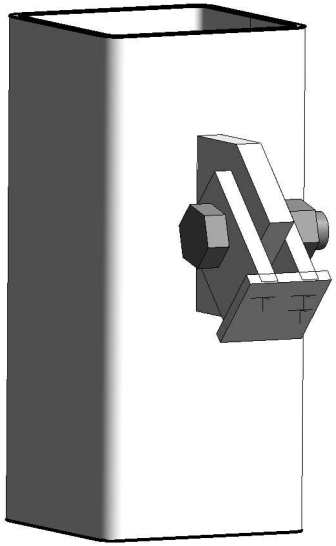
Detaljtegninger

Prosjektnummer	27 - 2019	08
Dato	20.05.2019	
Tegnet av	EH	
Kontrollert av	ESS	Scale 1 : 5

13.05.2019 14:06:29







B Knytepunkt til vindkryss

1 : 5

NTNU

Bygg og miljøteknikk - Konstruksjon

asplan viak

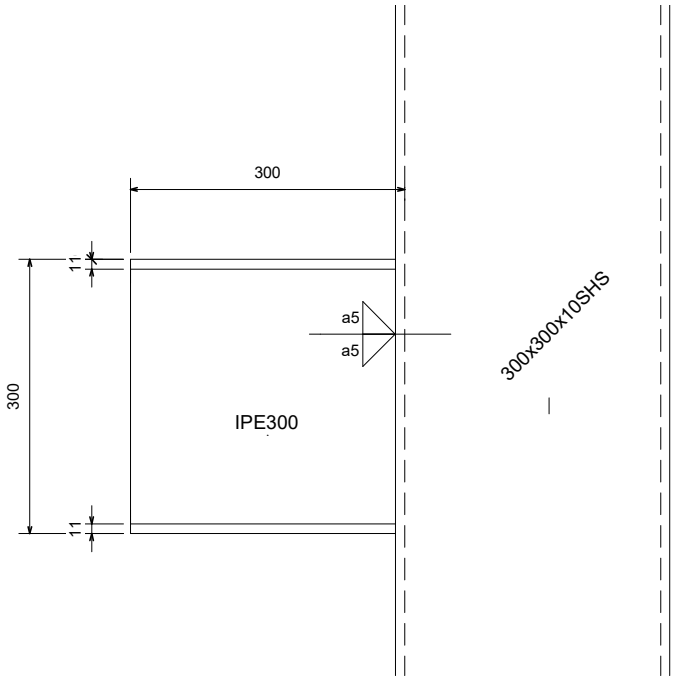
Asplan Viak AS

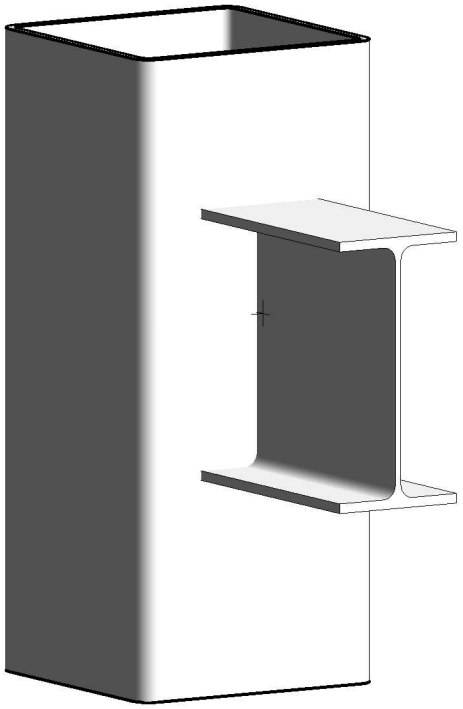
Lagerbygg i stål

Detaljtegninger

Prosjektnummer	27 - 2019	09
Dato	20.05.2019	
Tegnet av	EH	
Kontrollert av	ESS	Scale 1 : 5

13.05.2019 14:06:30





C Konsoll
1 : 5

NTNU
Bygg og miljøteknikk - Konstruksjon

asplan viak

Asplan Viak AS

Lagerbygg i stål

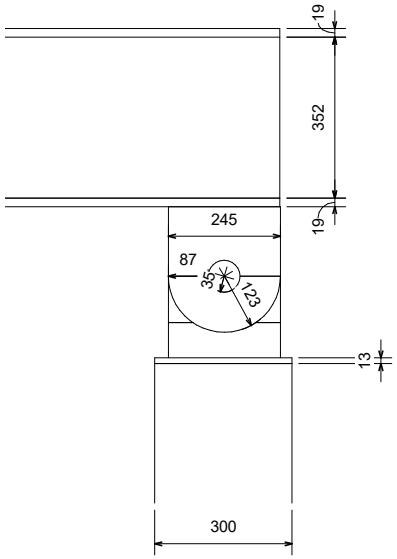
Detaljtegninger

Prosjektnummer	27 - 2019
Dato	20.05.2019
Tegnet av	EH
Kontrollert av	ESS

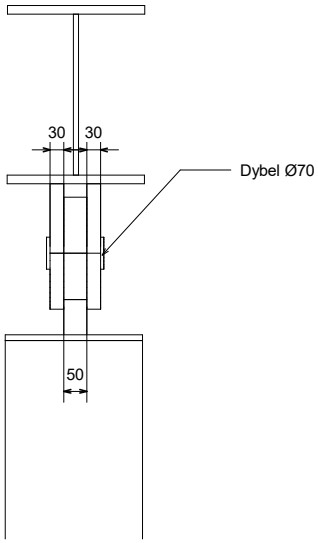
10

Scale 1 : 5

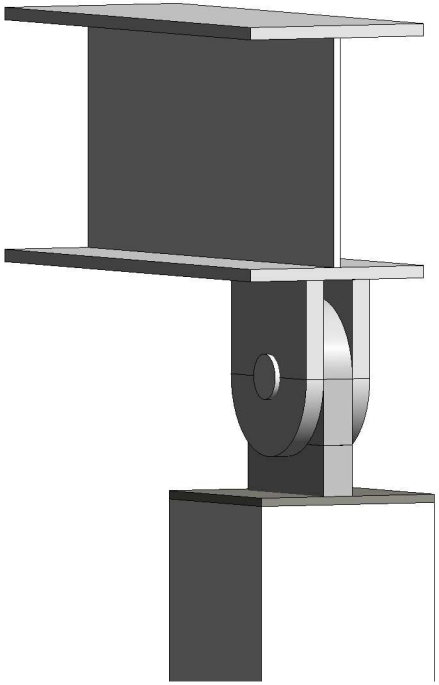
13.05.2019 14:06:32



D.1 Søyletopp fra siden
1 : 10



D.2 Søyletopp forfra
1 : 10



D.3 Søyletopp perspektiv

NTNU
Bygg og miljøteknikk - Konstruksjon

asplan viak

Asplan Viak AS

Lagerbygg i stål

Detaljtegninger

Prosjektnummer	27 - 2019	11
Dato	20.05.2019	
Tegnet av	EH	
Kontrollert av	ESS	Scale 1 : 10

13.05.2019 14:08:19