

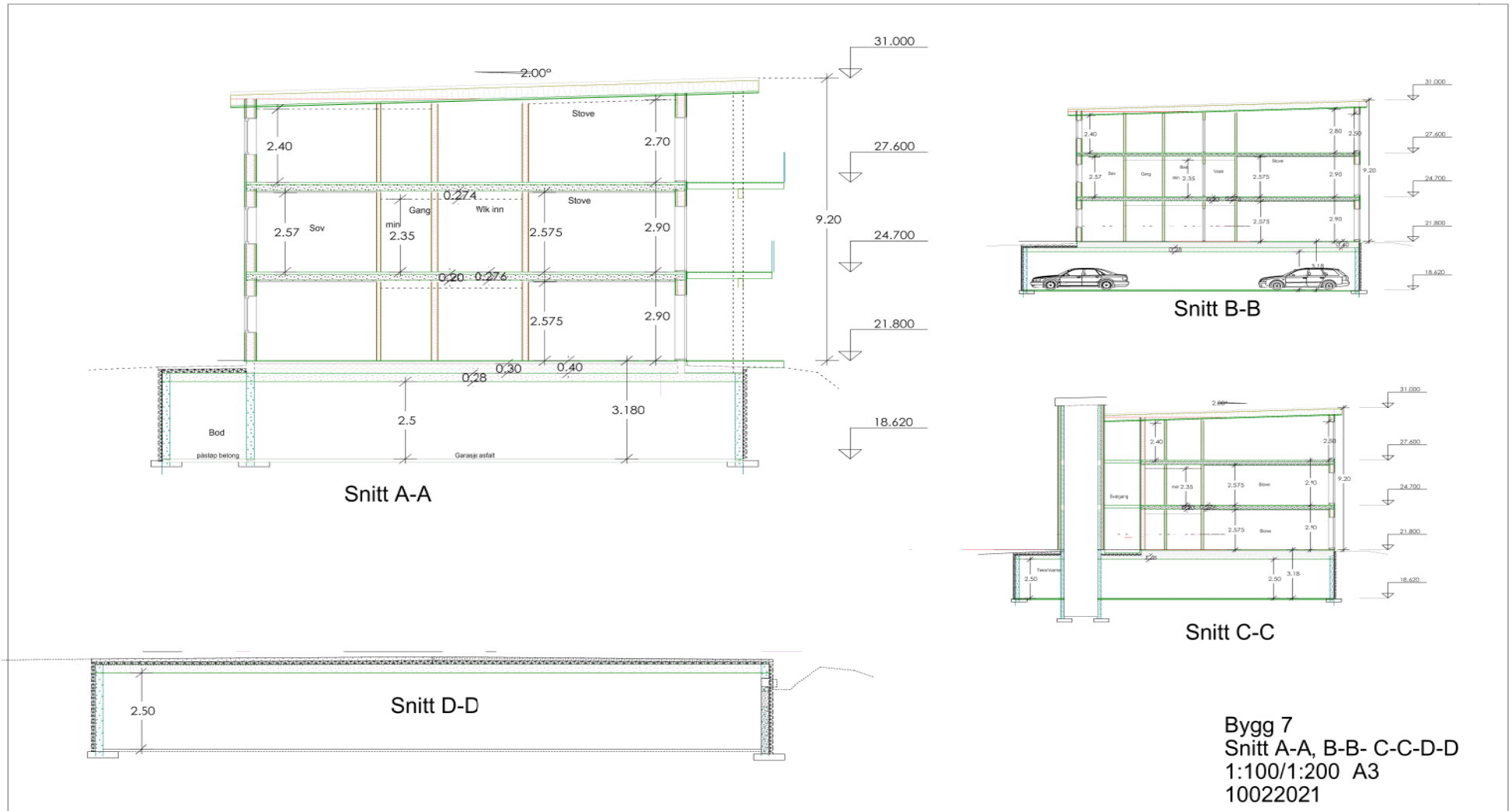
Vedlegg «Alternativt bæresystem Alverparken»

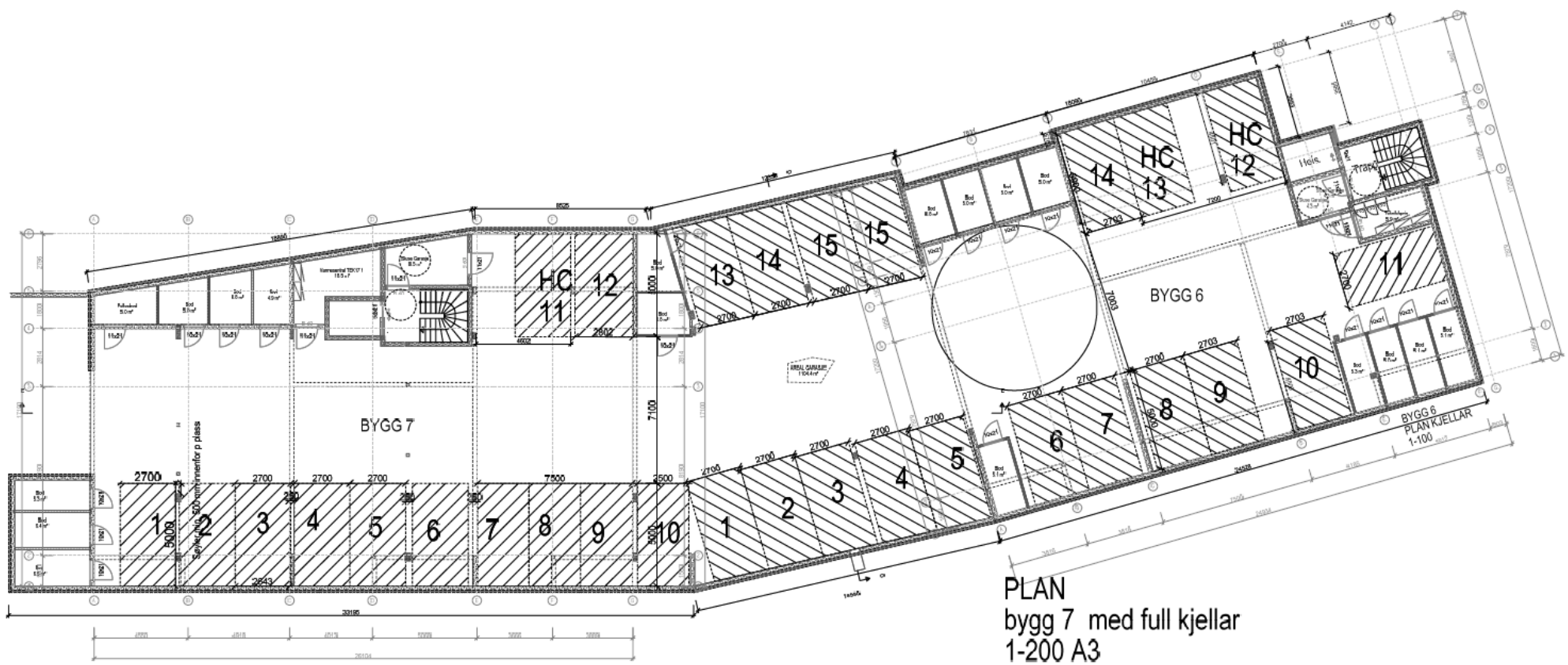
Innhold

VEDLEGG A - Tegninger	3
VEDLEGG B - Beregninger	9
1. LASTER	9
1.1 Snølast [EC1-3]	9
1.2 Vindlast [EC1-4]	9
1.3 Skjevstillingslaster [Betongelementboka bind B, 9.1.1.1]	15
1.4 Nyttelast kategori [EC1-1]	15
1.5 Egenlaster	15
2. BRUKSGRENSE	16
2.1 Deformasjon HD265	16
2.2 Deformasjon IPE 300	16
2.3 Deformasjon HSQ	17
3. BRUDDGRENSE	18
3.1 HD265	18
3.2 HSQ Ensidig	21
3.3 IPE	23
3.4 HUP 100x100x8	24
3.5 Stivere i IPE mellom gjennomgående HUP søyler	32
3.6 Skjærddybel IPE300 [19.11.2.3, bind B]	33
3.7 Dimensjonering av torsjonskobling [Ref. 19.11.1 & 19.12.3 i Bind B]	34
3.8 Kontroll av horisontale dekkeskiver	35
3.9 Opplager på skivevegg	41
4. DIVERSE BEREGNINGER	43
4.1 Differanse dekketykkelse	43
5. JORDSKJELV	44
5.1 Utelatelseskriterier	44
5.2 Krav for bruk av tverrkraftmetoden	46
5.3 Utførelse av tverrkraftmetoden	48
6. BRANNDIMENSJONERING	51
6.1 IPE300	51
6.2 HSQ bjelke	53
VEDLEGG C – Fra programvare	55
1. OS-PROG VIND	55
2. OS-PROG SNØ	59

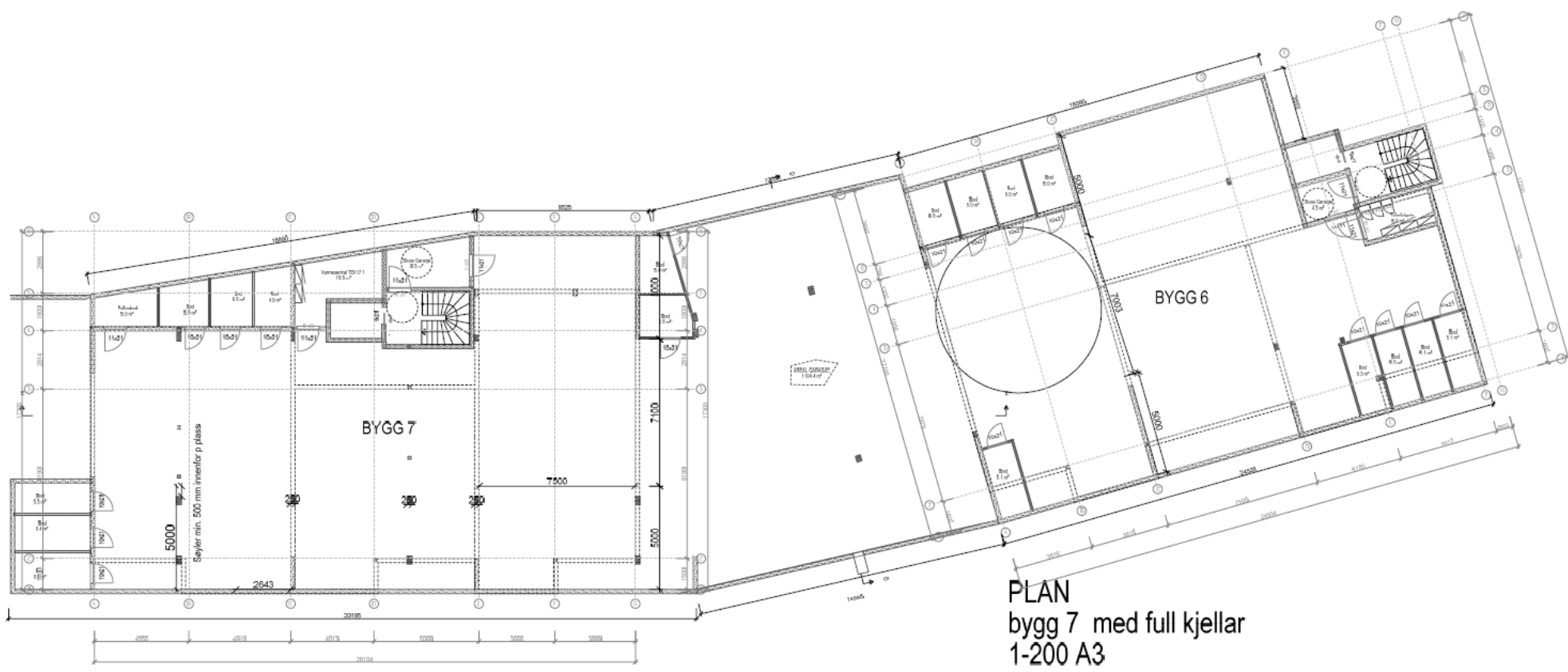
3. OS-PROG DEFORMASJONER HULLDEKKER	60
3.1 S1D2 8 spenntau	61
3.2 S3D1 6 spenntau	65
3.3 S1D1 8 spenntau	69
4. SEISMISKE LASTER NODE	73
5. LASTER OG DIAGRAMMER	74
5.1 Bjelke S1D1B1	74
5.2 Bjelke S1D1B2	75
5.3 Bjelke S1D1B3	76
5.4 Bjelke S1D2B1	77
5.5 Bjelke S1D2B2	78
5.6 Bjelke S1D2B3	79
5.7 Bjelke S3D1B1	80
5.8 Bjelke S3D1B2	81
5.9 Bjelke S3D1B3	82
5.10 Bjelke S3D2B1	83
5.11 Bjelke S3D2B2	84
5.12 Bjelke S3D2B3	85
5.13 Søyle i seksjon 1, fast innspent i bunn	86
5.14 Søyle i seksjon 1, leddet i bunn	87
5.15 Kontroll av horisontale fuger	88
6. ROCKWOOL CONLIT	89
6.1 IPE300	89
6.2 Ensidig HSQ (Forenklet regnet som HUP)	90
7. ILLUSTRASJONER	91
7.1 Ensidig HUP 250x150	91
7.2 Oppdeling av seksjoner og dekker	91
7.3 Illustrasjon av bjelker parallelt med hulldekker	92
8. ANNET	92
8.1 Kart fra Kartverket	92
8.2 Vedlegg jordskjelvsberegninger	93
8.3 Oversikt hulldekker med spenntaukombinasjoner	97

VEDLEGG A - Tegninger

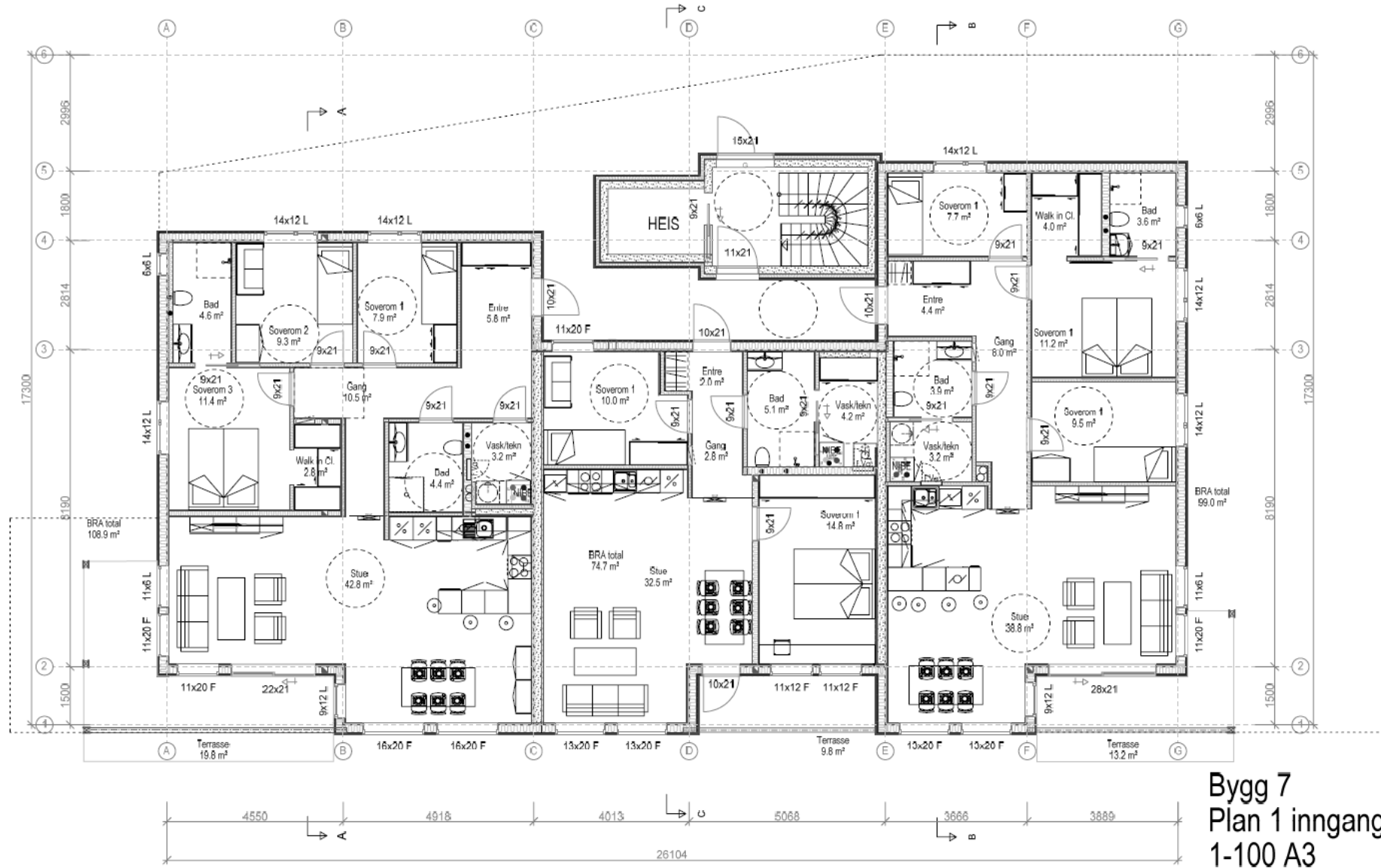




PLAN
bygg 7 med full kjellar
1-200 A3

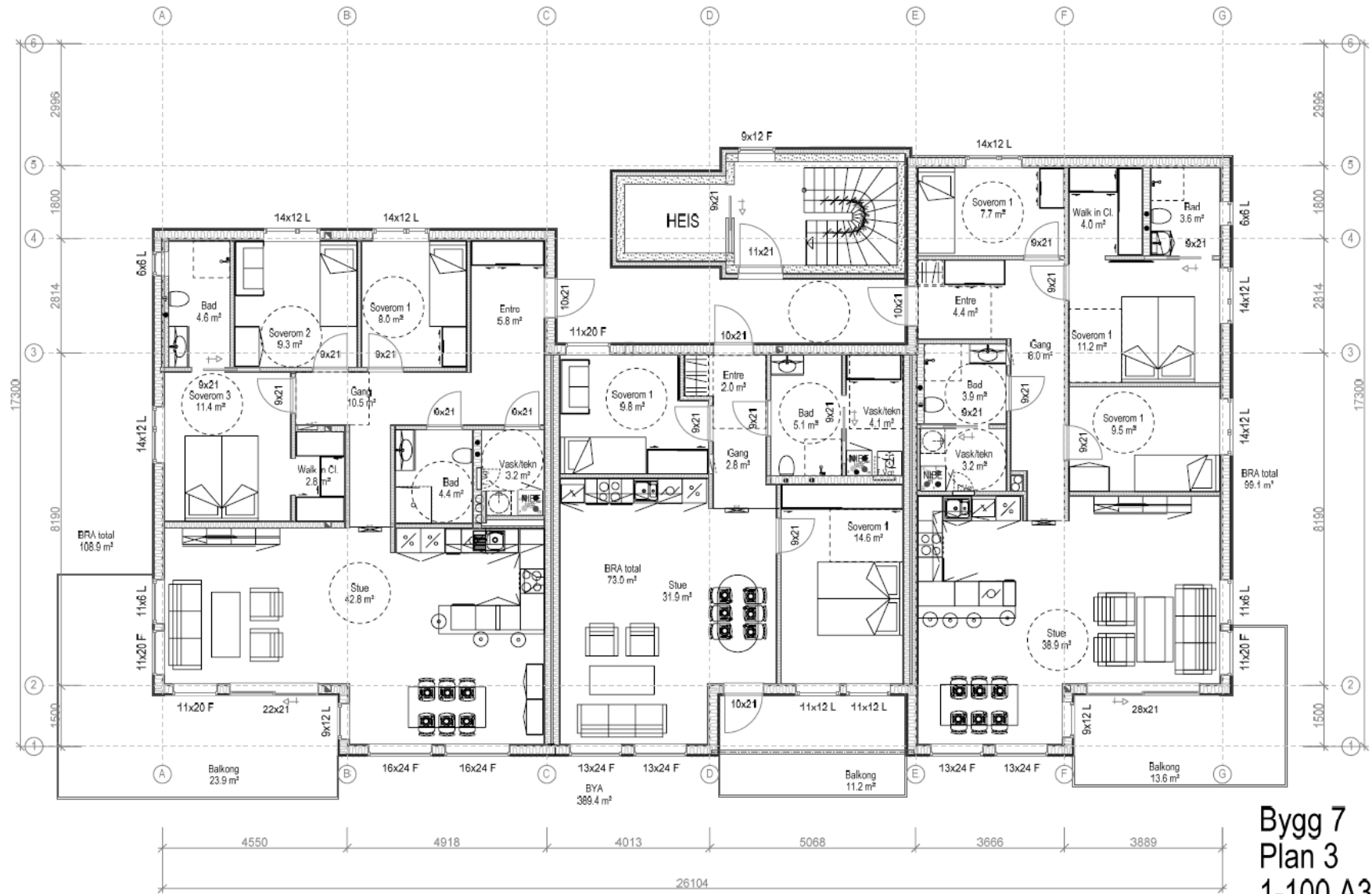


Vedlegg «Alternativt bæresystem Alverparken»
Kenneth Hjelm & Arild Veseth



Bygg 7
Plan 1 inngang
1-100 A3

Vedlegg «Alternativt bæresystem Alverparken»
Kenneth Hjelm & Arild Veseth



Bygg 7
Plan 3
1-100 A3

VEDLEGG B - Beregninger

1. LASTER

1.1 Snølast [EC1-3]

$$S = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot SK \quad [5.2 (5.2)]$$

$$\mu_1 = 0.8 \text{ Pulttak / Flatt tak} \quad [\text{Tab. 5.2}]$$

$$C_t = 1.0 \text{ Termisk koeffisient} \quad [5.2(8)]$$

$$C_e = 1.0 \text{ Normalt vindutsatt} \quad [\text{Tab. 5.1}]$$

$$S_k = S_{k,0} + n \cdot \Delta S_k \leq S_{k,\text{maks}} \quad [\text{NA.4.1}]$$

$$S_{k,0} (\text{Lindås kommune}) = 2.5 \frac{kN}{m^2} \quad [\text{Tab. NA.4.1(901)}]$$

$$H_g (\text{Lindås kommune}) = 150m \quad [\text{Tab. NA.4.1(901)}]$$

$$H = 30m$$

$$\Delta S_k (\text{Lindås kommune}) = 0.5 \frac{kN}{m^2} \quad [\text{Tab. NA.4.1(901)}]$$

$$S_{k,\text{maks}} = N/A \quad [\text{Tab. NA.4.1(901)}]$$

$$n = \frac{(H-H_g)}{100} \quad [\text{NA.4.1(1)}]$$

$$S_k = S_{k,0} = 2,5 \frac{kN}{m^2} \quad [\text{NA.4.1(1)}]$$

$$S = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,5 = 2 \frac{kN}{m^2} \quad [5.2 (5.2)]$$

1.2 Vindlast [EC1-4]

1.2.1 Horisontal vindlast

1.2.1.1 Generelt

$$q_{k\text{ast}} = q_p(z) \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot C_{dir}^2 \cdot C_{alt}^2 \cdot C_{seas}^2 \cdot C_{prob}^2 \quad [V.2(V.1)]$$

$$K_1 = K_2 = C_{dir}^2 = C_{alt}^2 = C_{seas}^2 = C_{prob}^2 = 1,0 \quad [4.4(1), V.2]$$

$$q_p(z) = [1 + 2 \cdot K_p \cdot I_v(z)] \cdot q_m(z) \quad [\text{NA.4.5(1)(NA.4.8)}]$$

$$K_p = 3,5 \quad [\text{NA.4.5(1)}]$$

$$I_v(z) = \frac{K_I}{C_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad [4.4(1)(4.7)]$$

$$q_m(z) = \frac{\rho \cdot V_m(z)^2}{2} \quad [\text{NA.4.5(1)}]$$

$$\rho = 1,25 \frac{kg}{m^3} \quad [4.5.1(1) \text{ mrk. 2}]$$

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_0(z) \cdot V_b \quad [4.3.1(4.3)]$$

$$C_r(z) = k_r \cdot \ln \frac{z}{z_0} \quad [4.3.2(4.4)]$$

$$V_{b0} = 26 \frac{m}{s} \quad [\text{Tabell NA.4(901.1)}]$$

$$H_0 = 900m \quad [\text{Tabell NA.4(901.2)}]$$

$$H_{topp} = 1500m$$

$$\text{Terrengruhetskategori} = 3 \quad [\text{Tabell NA.4.1}]$$

$$k_r = 0,22 \quad [\text{Tabell NA.4.1}]$$

$$Z_0 = 0,3m \quad [\text{Tabell NA.4.1}]$$

$$Z_{min} = 8m \quad [\text{Tabell NA.4.1}]$$

$$Z_{B7} = 9,5m \rightarrow Z_{B7} > Z_{min}$$

$$V_b = V_{b0} \cdot C_{dir} \cdot C_{season} \cdot C_{alt} \cdot C_{prob} = 26 \frac{m}{s} \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 26 \frac{m}{s} \quad [\text{NA.4.2(2)P(NA.4.1)}]$$

$$\Delta N_{BA} = 3 - 1 = 2$$

$$\text{Mellom soner} = 0,5 \text{ km}$$

$$K_3 = 1,25 \quad [\text{Tabell V.1 a)}]$$

1.2.1.2 Forenklet kontroll

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{b0} = 26 \frac{m}{s} \\ z \approx 10 \end{array} \right. \rightarrow q_{p0}(z) = 0,75 \frac{kN}{m^2} \quad [\text{V.3 Figur V.1 c)}]$$

$$q_{kast} = q_p(z) \cdot K_3 = 0,75 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,25 = 0,938 \frac{kN}{m^2} \quad [\text{V.2(V.1)}]$$

1.2.1.3 Kontroll uten topografieffekter og terrengformfaktor

$$K_1 = 1,0 \text{ (Ingen turbulensfaktor)}$$

$$C_0(z) = 1,0 \text{ (Ingen terrengformfaktor)}$$

$$K_1 = 1,0 \quad [4.4(1)]$$

$$Iv(z) = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{9,5}{0,3}\right)} = 0,289 \quad [4.4(1)(4.7)]$$

$$C_r(z) = 0,22 \cdot \ln \frac{9,5}{0,3} = 0,76 \quad [4.3.2(1)(4.4)]$$

$$V_m(z) = 0,76 \cdot 1,0 \cdot 26 = 19,76 \frac{m}{s} \quad [4.3.1(4.3)]$$

$$q_m(z) = \frac{1,25 \cdot 19,76^2}{2} = 244 \frac{N}{m^2} \quad [\text{NA.4.5(1)}]$$

$$q_p(z) = [1 + 2 \cdot 3,5 \cdot 0,289] \cdot 244 = 737,6 \approx 0,74 \frac{kN}{m^2} \quad [\text{NA.4.5(1)(NA.4.8)}]$$

$$q_{kast} = q_p(z) \cdot K_3 = 740 \cdot 1,25 = 0,925 \frac{kN}{m^2} \quad [\text{V.2(V.1)}]$$

1.2.1.4 Kontroll med topografieffekter og terrengformfaktor

Vurderer B7 til lavereliggende byggested i le av ås eller skråning [NA.4.3.3(901.3.2)]

$$B7 \text{ til Tveitavarden} = 1,8 \text{ km} \rightarrow x = 1800 \text{ m} \quad [\text{Vedlegg C.8.1}]$$

$$H_{Tveitavarden} = 195m$$

$$\alpha = \arctan \frac{195}{1800} = 6^\circ < 25^\circ \quad \text{Vilkår 1 OK} \quad [\text{NA.4.3.3(901.3.2)}]$$

$$\Delta H = 195 - 22 = 173m$$

$$x_{krav} = 15 \cdot \Delta H \quad [\text{NA.4.3.3(901.3.2)}]$$

$$x_{krav} = 15 \cdot 173 = 2595 > x = 1800 \quad \text{Vilkår 2 OK} \quad [\text{NA.4.3.3(901.3.2)}]$$

$$L_H \approx 850m$$

$$\frac{H}{L_H} = \frac{173}{850} = 0,204 \quad [\text{BKS 471.044(5), Tabell NA.4(901.8)}]$$

$$\frac{x}{L_H} = \frac{1800}{850} = 2,12 \quad [\text{BKS 471.044(5), Tabell NA.4(901.8)}]$$

$$K_{virik} = 4,0 \quad [\text{Tabell NA.4(901.8)}]$$

$$K_{virik} \cdot L_H = 4,0 \cdot 850 = 3400m \quad [\text{NA.4(901.6)}]$$

$$x = 1800m < 1,5 \cdot K_{virik} \cdot L_H = 5100m \quad \text{Vilkår 3 IKKE OK} \quad [\text{NA.4(901.6)}]$$

$$\text{Setter likevel konservativt } K_1 = 1,2 \text{ (Turbulensfaktor)} \quad [\text{NA.4(901.8)}]$$

$$C_0(z) = 0,8 \text{ (Terrengformfaktor)} \quad [\text{NA.4(901.8)}]$$

$$V_m(z) = 0,76 \cdot 0,8 \cdot 26 = 15,95 \frac{m}{s} \quad [4.3.1(4.3)]$$

$$q_m(z) = \frac{1,25 \cdot 15,95^2}{2} = 159 \frac{N}{m^2} \quad [\text{NA.4.5(1)}]$$

$$Iv(z) = \frac{1,2}{0,8 \cdot \ln \frac{9,5}{0,3}} = 0,43 \quad [4.4(1)(4.7)]$$

$$q_p(z) = [1 + 2 \cdot 3,5 \cdot 0,43] \cdot 159 = 637,6 \frac{N}{m^2} \quad [\text{NA.4.5(1)(NA.4.8)}]$$

$$q_{kast} = 637,6 \cdot 1,25 = 797 \approx 0,8 \frac{kN}{m^2} \quad [\text{V.2(V.1)}]$$

1.2.1.5 Konklusjon horisontal vindlast

$$\text{Forenklet metode:} \quad q_{kast} = 0,938 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Uten topografieffekter:} \quad q_{kast} = 0,925 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Inkludert topografieffekter:} \quad q_{kast} = 0,8 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Setter konservativt:} \quad q_{kast} = 1,0 \frac{kN}{m^2}$$

1.2.2 Formfaktorer og lastfordeling

1.2.2.1 Vegger, vind mot langsiden av B7

$$d = 12,8m \quad [7.2.2 \text{ figur 7.5}]$$

$$e = 19,8m \quad [7.2.2 \text{ figur 7.5}]$$

$$e > d \quad [7.2.2 \text{ figur 7.5}]$$

$$\text{Sone A: } l_A = \frac{e}{5} = 3,8m \quad [7.2.2 \text{ figur 7.5}]$$

$$\text{Sone B: } l_B = \frac{4e}{5} = 9m \quad [7.2.2 \text{ figur 7.5}]$$

$$\frac{h}{d} = \frac{9,5}{12,8} = 0,74 \approx 1 \quad [\text{Tabell 7.1}]$$

$$C_{pe,10,A} = -1.2 \quad [\text{Tabell 7.1}]$$

$$C_{pe,10,B} = -0.8 \quad [\text{Tabell 7.1}]$$

$$C_{pe,10,C} = -0.5 \quad [\text{Tabell 7.1}]$$

$$C_{pe,10,D} = +0.8 \quad [\text{Tabell 7.1}]$$

$$C_{pe,10,E} = -0.5 \quad [\text{Tabell 7.1}]$$

1.2.2.2 Vegger, vind mot kortside av B7

$$d = 26.1m \quad [7.2.2 \text{ figur 7.5}]$$

$$e = 12.8m \quad [7.2.2 \text{ figur 7.5}]$$

$$e < d \quad [7.2.2 \text{ figur 7.5}]$$

$$\text{Sone A: } l_A = \frac{e}{5} = 2.56m \quad [7.2.2 \text{ figur 7.5}]$$

$$\text{Sone C: } l_C = d - e = 13.3m \quad [7.2.2 \text{ figur 7.5}]$$

$$\text{Sone B: } l_B = d - l_A - l_C = 10.24m \quad [7.2.2 \text{ figur 7.5}]$$

$$\frac{h}{d} = \frac{9,2}{26,1} = 0.35 \approx 1.0 \quad [\text{Tabell 7.1}]$$

$$C_{pe,10,A} = -1.2 \quad [\text{Tabell 7.1}]$$

$$C_{pe,10,B} = -0.8 \quad [\text{Tabell 7.1}]$$

$$C_{pe,10,C} = -0.5 \quad [\text{Tabell 7.1}]$$

$$C_{pe,10,D} = +0.8 \quad [\text{Tabell 7.1}]$$

$$C_{pe,10,E} = -0.5 \quad [\text{Tabell 7.1}]$$

1.2.2.3 Tak, vind mot langsiden av B7

$$0^\circ < \alpha = 2^\circ < 5^\circ \rightarrow \text{Flatt tak} \quad [7.2.3(1)]$$

$$e = 18.4m$$

$$d = 12.8m$$

$$b = 26.1m$$

$$\text{Sone G/F: } l_G = l_F = \frac{e}{10} = 1.84m \quad [7.2.3 \text{ figur 7.6}]$$

$$b_F = \frac{e}{4} = 4.6m \quad [7.2.3 \text{ figur 7.6}]$$

$$b_G = b - 2 * b_F = 16.9m \quad [7.2.3 \text{ figur 7.6}]$$

$$\text{Sone H: } l_H = \frac{e}{2} - l_F = 7.36m \quad [7.2.3 \text{ figur 7.6}]$$

$$\text{Sone I: } l_I = d - \frac{e}{2} = 3.6m \quad [7.2.3 \text{ figur 7.6}]$$

$\alpha = 2^\circ \rightarrow$ Bruker $\alpha = 30^\circ$ for å finne formfaktorene. Konservativt.

$$C_{pe,10,F} = -1.0 \quad [7.2.3 \text{ tabell } 7.2]$$

$$C_{pe,10,G} = -1.0 \quad [7.2.3 \text{ tabell } 7.2]$$

$$C_{pe,10,H} = -0.3 \quad [7.2.3 \text{ tabell } 7.2]$$

$$C_{pe,10,I} = \pm 0.2 \quad [7.2.3 \text{ tabell } 7.2]$$

1.2.2.4 Tak, vind mot kortside av B7

$0^\circ < \alpha = 2^\circ < 5^\circ \rightarrow$ Flatt tak [7.2.3(1)]

$$e = 12.8m$$

$$d = 26.1m$$

$$b = 12.8m$$

$$\text{Sone G/F: } l_G = l_F = \frac{e}{10} = 1.28m \quad [7.2.3 \text{ figur } 7.6]$$

$$b_F = \frac{e}{4} = 3.2m \quad [7.2.3 \text{ figur } 7.6]$$

$$b_G = b - 2 * b_F = 6.4m \quad [7.2.3 \text{ figur } 7.6]$$

$$\text{Sone H: } l_H = \frac{e}{2} - l_F = 5.12m \quad [7.2.3 \text{ figur } 7.6]$$

$$\text{Sone I: } l_I = d - \frac{e}{2} = 19.7m \quad [7.2.3 \text{ figur } 7.6]$$

$\alpha = 2^\circ \rightarrow$ Bruker $\alpha = 30^\circ$ for å finne formfaktorene. Konservativt.

$$C_{pe,10,F} = -1.0 \quad [7.2.3 \text{ tabell } 7.2]$$

$$C_{pe,10,G} = -1.0 \quad [7.2.3 \text{ tabell } 7.2]$$

$$C_{pe,10,H} = -0.3 \quad [7.2.3 \text{ tabell } 7.2]$$

$$C_{pe,10,I} = \pm 0.2 \quad [7.2.3 \text{ tabell } 7.2]$$

1.2.2.5 Global stabilitet

$$C_A = -1,2 \quad C_B = -0,8 \quad C_D = 0,8 \quad C_E = -0,5 \quad [NS-EN 1991-1-4 \text{ tabell } 7.2]$$

$$q_{Kast} = 1 \frac{kN}{m^2}$$

$$lb = \text{lastbredde} = 9,5m$$

$$q_n = q_{Kast} \cdot C_n \cdot lb$$

$$q_A = 1 \frac{KN}{m^2} \cdot (-1,2) \cdot 9,5m = -11,4 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_B = 1 \frac{KN}{m^2} \cdot (-0,8) \cdot 9,5m = -7,6 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_D = 1 \frac{KN}{m^2} \cdot (0,8) \cdot 9,5m = 7,6 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_E = 1 \frac{KN}{m^2} \cdot (-0,7) \cdot 9,5m = -6,65 \frac{kN}{m^2}$$

$$\Delta F = (L_o + L_e) - q_{kast} \cdot d = (7,6 + 6,65) - 1 \cdot 9,5 = 4,75 \frac{kN}{m}$$

Tak:

Trykk og sug soner skaper moment om punkt A, ser videre på hvilken last som fortjener lastfaktor 1,5.

$$M_{sn\emptyset} = \frac{S \cdot lb \cdot L^2}{8} = \frac{2 \cdot 9,5 \cdot 12,8^2}{8} = 389,1 \text{ kNm}$$

$$gk_{S1} = (gulv + sum + dekke + himling) \cdot 2 \text{ etasjer} = 6,05 \cdot 2 = 12,1 \frac{kN}{m^2}$$

$$M_{egen} = \frac{gk_{S1} \cdot lb \cdot L^2}{8} = \frac{12,1 \cdot 9,5 \cdot 12,8^2}{8} = 2354,2 \text{ kNm}$$

$$\mu_{overtrykk} = 0,2 \quad \mu_{undertrykk} = 0,3 \quad [7.2.9(6) \text{ merknad 2}]$$

$$M_{overtrykk} = \frac{\mu_{overtrykk} \cdot q_{kast} \cdot lb \cdot L^2}{8} = \frac{0,2 \cdot 1 \cdot 9,5 \cdot 9,5^2}{8} = 21,43 \frac{KN}{m^2}$$

$$M_{undertrykk} = \frac{\mu_{undertrykk} \cdot q_{kast} \cdot lb \cdot L^2}{8} = \frac{0,3 \cdot 1 \cdot 9,5 \cdot 9,5^2}{8} = 32,15 \frac{KN}{m^2}$$

Finner opplagerkrefter og punktet hvor skjærkraften er 0, og videre momentet i dette punktet for å finne suget på grunn av vinden.

$$\curvearrowright \Sigma M_B = 0$$

$$A_y \cdot 12,8m - 1,9 \cdot 3,3 \cdot 11,15 + 6,65 \cdot 7,6 \cdot 5,7 + 17,1 \cdot \frac{1,9^2}{2} = 0$$

$$A_y = -19,45KN \downarrow$$

$$A_y + B_y - q = 0$$

$$B_y = q - A_y$$

$$B_y = (1,9 \cdot 3,3) + (-6,65 \cdot 7,6) + (-17,1 \cdot 1,9) - (-19,45) = -57,31KN \downarrow$$

$$\uparrow \Sigma F_y = 0$$

$$A_y + q \cdot x = 0$$

$$V_0 = (-19,45) + 17,1 \cdot x = 0$$

$$x = \frac{19,45}{17,1} = 1,37m$$

Momentet er størst 1,37 meter fra siden hvor vinden treffer og inn i sone F på taket.

Her er det satt F = G konservativt.

[7.2.3 figur 7.6]

$$\curvearrowright \Sigma M = 0$$

$$-Ay \cdot x + q \cdot \frac{1,37^2}{2} + M_{x=1,37m} = 0$$

$$M_{x=1,37m} = 10,6 \text{KNm}$$

Last	M_k	$\gamma \downarrow$	M_{ed}	$\gamma \uparrow$	M_{ed}
Egenvekt	2354,2	1,2	2822,6	0,9	2117
Snø	389,1	1,5	583,7	0	0
Sug på tak	-10,6	0	0	1,5	-15,9
Innvending overtrykk	-21,43	0	0	1,5	-32,15
Innvending undertrykk	32,15	0	0	0	0
Σ			3406,3kNm		2069kNm

Ser at egenvekten til bygget er høy nok til å motstå oppad rettede laster som skapes av vinden.

1.3 Skjevstillingslaster [Betongelementboka bind B, 9.1.1.1]

$$l = 9.2m \quad [9.1.1]$$

$$m = 20 \quad [9.1.1]$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = \frac{2}{\sqrt{9.2}} = 0.65 < \frac{2}{3} \rightarrow \alpha_h = \frac{2}{3} \quad [9.1.1]$$

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 * \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0.5 * \left(1 + \frac{1}{20}\right)} = 0.72 \quad [9.1.1]$$

$$\theta_i = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m = \frac{1}{200} * \frac{2}{3} * 0.72 = 0.0024 = 0,24\% \quad [9.1.1]$$

Dette resulterer i at 0.24% av de vertikale lastene vil forplante seg som horisontale skjevstillingslaster.

1.4 Nyttelast kategori [EC1-1]

Brukskategori A: $P_k = 2 \frac{kN}{m^2}$ [Tabell NA.6.1, tabell NA.6.2]

Brukskategori F: $P_k = 2 \frac{kN}{m^2}$ [Tabell 6.7, tabell NA.6.8]

1.5 Egenlaster

$$g_{HD265} = 3.6 \frac{kN}{m^2} \quad [\text{Betongelementboken Bind A 2.1}]$$

$$g_{sum} = 0.40 \frac{kN}{m^2} \quad [\text{BKS 471.031 Pkt. 29}]$$

$$g_{innervegger} = 0.40 \frac{kN}{m^2} \quad [\text{BKS 471.031 Pkt. 61}]$$

$$g_{gulv} \approx 0.20 \frac{kN}{m^2} \quad [\text{BKS 471.031 Pkt. 38, 39}]$$

$$g_{himling} = 0.15 \frac{kN}{m^2} \quad [\text{BKS 471.031 Pkt. 37}]$$

$$g_{yttervegg} = 0.6 \frac{kN}{m^2} * \sim \frac{4.32m^2}{11m} = 0.24 \frac{kN}{m} * \quad [\text{BKS 471.031 Pkt. 61}]$$

$$g_{lettetasje} = 0.70 \frac{kN}{m^2} \quad [\text{BKS 471.031 Pkt. 42}]$$

$$g_{IPE300} = 0.42 \frac{kN}{m} \quad [\text{Stålkonstruksjoner profiler og formler. 3 utg. 2003. S.11}]$$

$$g_{HSQ} = 0.93 \frac{kN}{m} \quad [\text{Stål Håndbok del 1, s.78}]$$

$$g_{HUP100 \times 100 \times 8} = 0.23 \frac{kN}{m} \quad [\text{Stålkonstruksjoner profiler og formler. 3 utg. 2003. S.14}]$$

*: Her er det gjort en konservativ antagelse på hvor mange m² yttervegg som tas opp i den "verste" bjelken. Denne lasten er så fordelt jevnt på denne bjelken. Det er konservativt så antatt denne linjelasten fra yttervegger på samtlige bjelker.

** : Konservativt tatt i bruk samme egenlasten per meter som tosidig HSQ-profil.

2. BRUKSGRENSE

2.1 Deformasjon HD265

Kravet er satt til L/250 iht. *NS-EN 1990 Tab. NA.A1(904)* «Konstruksjoner med alminnelig brukskrav eller estetiske krav». Deformasjonene er hentet fra OS-prog og ligger i vedlegg C 3.1-3.3. E-Bjelke multipliserer automatisk inn lastfaktorene for tilnærmet permanent tilstand.

$$\delta_{tol,lang} = \frac{9500mm}{600} = \sim 16mm > 15mm \rightarrow \delta_{tol} = 16mm$$

$$\delta_{tol,kort} = \frac{3600mm}{600} = 6mm < 15mm \rightarrow \delta_{tol} = 15mm$$

$$\delta_{tillatt,S1,lang} = \frac{9500mm}{250} = 38mm \quad [\text{NS-EN 1990 tabell NA.A1(904)}]$$

$$\delta_{tillatt,S1,kort} = \frac{4918mm}{250} = 19.7mm \quad [\text{NS-EN 1990 tabell NA.A1(904)}]$$

$$\delta_{tillatt,S2} = \frac{9080mm}{250} = 36.3mm \quad [\text{NS-EN 1990 tabell NA.A1(904)}]$$

$$\delta_{tillatt,S3,lang} = \frac{7555mm}{250} = 30.2mm \quad [\text{NS-EN 1990 tabell NA.A1(904)}]$$

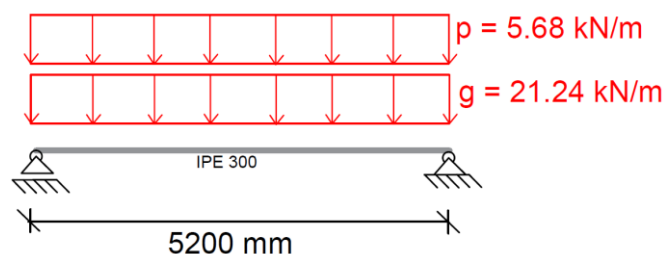
$$\delta_{tillatt,S3,kort} = \frac{3666mm}{250} = 14.7mm \quad [\text{NS-EN 1990 tabell NA.A1(904)}]$$

$$\sum \delta_{tot,S1D2,lang} = 17mm < \delta_{tillatt,S1,lang} = 38mm \quad \mathbf{OK} \quad [\text{Vedlegg C.3.1}]$$

$$\sum \delta_{tot,S1D1,lang} = 21mm < \delta_{tillatt,S1,lang} = 38mm \quad \mathbf{OK} \quad [\text{Vedlegg C.3.3}]$$

$$\sum \delta_{tot,S3D1,kort} = 18mm < \delta_{tillatt,S3,kort} = 14.7mm \quad \mathbf{IKKE OK} \quad [\text{Vedlegg C.3.2}]$$

2.2 Deformasjon IPE 300



Kontroll av deformasjoner på IPE300 er i lastsituasjon tilnærmet permanent grunnet bruken til B7. Snølast er likevel inkludert for å være konservativ. Det er S1D2B1 som er sett på da den har verst last og lengst spennvidde. Det er konservativt antatt at lastene er jevnt fordelte, mens de i realiteten er

en trekantlast som gir mindre deformasjoner. Det er kun satt opp en statisk modell for det lengste spennet mellom opplegg på S1D2B1.

$$L = 5200\text{mm}$$

$$E = 2.1 \cdot 10^5 \text{MPa} \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 3.2.6(1)}]$$

$$I_{IPE300} = 83.6 \cdot 10^6 \text{mm}^4 \quad [\text{Stålkonstruksjoner profiler og formler. 3 utg. 2003. S.11}]$$

$$g_k = 20.82 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad [\text{Vedlegg C.5.4}]$$

$$g_{k,IPE300} = 0.42 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad [\text{Vedlegg B.1.5}]$$

$$g_{k,tot} = 20.82 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0.42 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 21.24 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_k = \left(2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) * (L_b = 4.73 \text{ m}) = 18.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad [\text{Vedlegg C.5.4}]$$

$$\text{Kategori A: } \psi_2 = 0.3 \quad [\text{NS-EN 1990 tabell NA.A1.1}]$$

$$p_{Ed} = 18.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 0.3 = 5.68 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

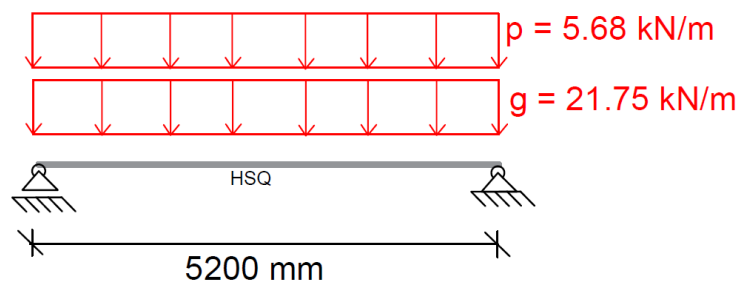
$$q_{Ed} = 21.24 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 5.68 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 26.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\delta_{IPE} = \frac{5 * 26.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * (5200\text{mm})^4}{384 * 2.1 * 10^5 \text{MPa} * 83.6 * 10^6 \text{mm}^4} = 14.6 \text{ mm} \quad [\text{BKS 421.051 (21)}]$$

$$\delta_{krav} = \frac{5200\text{mm}}{250} = 20.8\text{mm} \quad [\text{NS-EN 1990 tabell NA.A1(904)}]$$

$$\delta_{IPE} < \delta_{krav} \quad \mathbf{OK}$$

2.3 Deformasjon HSQ



Kontroll av deformasjoner på HSQ er i lastsituasjon tilnærmet permanent grunnet bruken til B7. Snølast er likevel inkludert for å være konservativ Det er S1D2B1 som er sett på da den har verst last og lengst spennvidde. Det er konservativt antatt at lastene er jevnt fordelte, mens de i realiteten er en trekantlast som gir mindre deformasjoner. Det er kun satt opp en statisk modell for det lengste spennet mellom opplegg på S1D2B1.

$$L = 5200\text{mm}$$

$$E = 2.1 \cdot 10^5 \text{MPa} \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 3.2.6(1)}]$$

$$I_{HSQ} = 1.17 \cdot 10^8 \text{mm}^4 \quad [\text{Vedlegg B.3.2}]$$

$$g_k = 20.82 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad [\text{Vedlegg B.1.5}]$$

$$g_{k,HSQ} = 0.93 \frac{kN}{m} \quad [\text{Vedlegg B.1.5}]$$

$$g_{k,tot} = 20.82 \frac{kN}{m} + 0.93 \frac{kN}{m} = 21.75 \frac{kN}{m}$$

$$p_k = \left(2 \frac{kN}{m^2} + 2 \frac{kN}{m^2} \right) * (L_b = 4.73 \text{ m}) = 18.92 \frac{kN}{m} \quad [\text{Vedlegg C.5.4}]$$

$$\text{Kategori A: } \psi_2 = 0.3 \quad [\text{NS-EN 1990 tabell NA.A1.1}]$$

$$p_{Ed} = 18.92 \frac{kN}{m} * 0.3 = 5.68 \frac{kN}{m}$$

$$q_{Ed} = 21.75 \frac{kN}{m} + 5.68 \frac{kN}{m} = 27.43 \frac{kN}{m}$$

$$\delta_{HSQ} = \frac{5 * 27.43 \frac{kN}{m} * (5200 \text{ mm})^4}{384 * 2.1 * 10^5 \text{ MPa} * 1.17 * 10^8 \text{ mm}^4} = 10.63 \text{ mm} \quad [\text{BKS 421.051 (21)}]$$

$$\delta_{krav} = \frac{5200 \text{ mm}}{250} = 20.8 \text{ mm} \quad [\text{NS-EN 1990 tabell NA.A1(904)}]$$

$$\delta_{IPE} < \delta_{krav} \quad \mathbf{OK}$$

3. BRUDDGRENSE

3.1 HD265

3.1.1 S1D1:

Det er i S1 det er lengst spenn for hulldekkene og derfor vil det være størst laster her. Ser først på hulldekkene i D1.

$$g_{HD265} = 3.6 \frac{kN}{m^2} * 1.2 \text{ m} = 4.32 \frac{kN}{m} \quad [\text{Betongelementboken Bind A 2.1}]$$

$$g_{sum} = 0.40 \frac{kN}{m^2} * 1.2 \text{ m} = 0.48 \frac{kN}{m} \quad [\text{Vedlegg A.1.5}]$$

$$g_{innervegger} = 0.40 \frac{kN}{m^2} * 1.2 \text{ m} = 0.48 \frac{kN}{m} \quad [\text{Vedlegg A.1.5}]$$

$$g_{gulv} = 0.20 \frac{kN}{m^2} * 1.2 \text{ m} = 0.24 \frac{kN}{m} \quad [\text{Vedlegg B.1.5}]$$

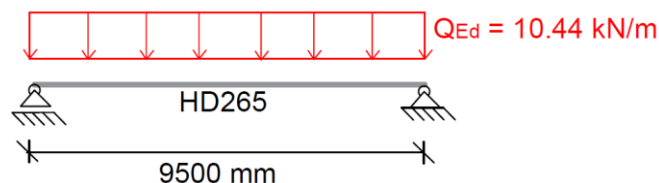
$$g_{himling} = 0.15 \frac{kN}{m^2} * 1.2 \text{ m} = 0.18 \frac{kN}{m} \quad [\text{Vedlegg B.1.5}]$$

$$g_k = g_{HD265} + g_{sum} + g_{innervegger} + g_{himling} = 5.7 \frac{kN}{m}$$

$$p_k = 2 \frac{kN}{m^2} * 1.2 \text{ m} = 2.4 \frac{kN}{m}$$

$$q_{Ed} = 5.7 \frac{kN}{m} * 1.2 + 2.4 \frac{kN}{m} * 1.5 = 10.44 \frac{kN}{m} \quad [\text{NS-EN 1990 tabell NA.A1.2(B)}]$$

$$L = 9.5 \text{ m}$$



$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} * L^2}{8} = \frac{10.44 \frac{kN}{m} * (9.5m)^2}{8} = \sim 118 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} * L}{2} = \frac{10.44 \frac{kN}{m} * 9.5m}{2} = \sim 50 \text{ kN}$$

Bruker så «Kompendium: Dimensjonering av Betongelementer Grunnkurs Modul 7» for å finne nødvendig mengde spenntau med en overslagsberegning. Antar her først 10 spenntau. Formel for overslagsberegning av momentkapasitet for hulldekker:

$$M_{Rd} = 136kN * n_s * 0.8 * d \quad [\text{Kompendium, s.87}]$$

$$c = 35mm \text{ (Overdekning)}$$

$$n_s = 10 \text{ (Antall spenntau)}$$

$$\emptyset_s = 12.9mm \text{ (Diameter spenntau)}$$

$$d = 265mm - 35mm - 6.5mm = 223.5mm$$

$$M_{Rd} = 136 \text{ kN} * 10 * 0.8 * 0.223m = 242.6 \text{ kNm}$$

$$V_{min} = 0.035 * k^{\frac{3}{2}} * f_c k^{\frac{1}{2}} = 0.035 * (1 + \sqrt{\left(\frac{200}{223.5}\right)^2})^{\frac{3}{2}} * 45^{\frac{1}{2}} = 0.637 \quad [\text{NS-EN 1992-1-1 6.2.2(6.3N)}]$$

$$V_{Rd,c,min} = V_{min} * b * d = 0.637 * 1200mm * 223.5mm = 170.8 \text{ kN} \quad [\text{NS-EN 1992-1-1 6.2.2(6.2b)}]$$

Tok her i bruk [6.2.2(2)] og antok opprisset område for å bruke (6.2b) for å finne minimum skjærkapasitet. Det er uansett ikke vanlig å bruke skjærarmering i dekker.

$$M_{Rd} = 242.6 \text{ kNm} > M_{Ed} = 118 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

$$V_{Rd} = V_{Rd,c,min} = 170.8 \text{ kN} > V_{Ed} = 50 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

$$U_f = \frac{118 \text{ kNm}}{242.6 \text{ kNm}} = 49 \%$$

Ønsker å ha noe høyere utnyttelse og prøver derfor med 8 spenntau.

$$n_s = 8$$

$$\emptyset_s = 12.9mm$$

$$d = 223.5mm$$

$$M_{Rd} = 136 \text{ kN} * 8 * 0.8 * 223.5mm = 194.1 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = 170.8 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 194.1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 118 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

$$V_{Rd} = V_{Rd,c,min} = 170.8 \text{ kN} > V_{Ed} = 50 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

$$U_f = \frac{118 \text{ kNm}}{194.1 \text{ kNm}} = 60 \%$$

Dette antas som en grei utnyttelse. Men ønsker også å sjekke utnyttelsen ved 6 spenntau.

$$n_s = 6$$

$$\varnothing_s = 12.9\text{mm}$$

$$d = 223.5\text{mm}$$

$$M_{Rd} = 136\text{ kN} * 6 * 0.8 * 223.5\text{mm} = 145.9\text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = 170.8\text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 145.9\text{ kNm} > M_{Ed} = 118\text{ kNm} \quad \mathbf{OK}$$

$$V_{Rd} = V_{Rd,c,min} = 170.8\text{ kN} > V_{Ed} = 50\text{ kN} \quad \mathbf{OK}$$

$$U_f = \frac{118\text{ kNm}}{145.9\text{ kNm}} = 80\%$$

Det kan derfor være mest hensiktsmessig å ta i bruk 6 spenntau på dekkene i D1.

3.1.2 S1D2

Hulldekkene i D2 vil ha størst last da det inkluderer snølast og lettetasjen. Det er derfor hulldekkene i D2 som vil være dimensjonerende.

$$g_{HD265} = 3.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1.2\text{m} = 4.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad [\text{Betongelementboken Bind A 2.1}]$$

$$g_{sum} = 0.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1.2\text{m} = 0.48 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad [\text{Vedlegg A.1.5}]$$

$$g_{innervegger} = 0.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1.2\text{m} = 0.48 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad [\text{Vedlegg A.1.5}]$$

$$g_{gulv} = 0.20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1.2\text{m} = 0.24 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad [\text{Vedlegg B.1.5}]$$

$$g_{himling} = 0.15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1.2\text{m} = 0.18 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad [\text{Vedlegg B.1.5}]$$

$$g_{lettetasje} = 0.70 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1.2\text{m} = 0.84 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad [\text{Vedlegg B.1.5}]$$

$$g_k = g_{HD265} + g_{sum} + g_{innervegger} + g_{himling} + g_{lettetasje} = 6.54 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

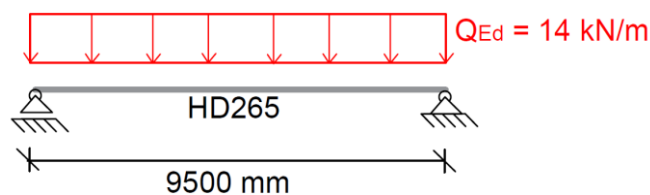
$$p_{k,bruks} = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1.2\text{m} = 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{k,snø} = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1.2\text{m} = 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Ed} = 6.54 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 1.2 + (2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 1.5 + 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 1.05) \quad [\text{NS-EN 1990 tabell NA.A1.2(B)}]$$

$$q_{Ed} = \sim 14 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$L = 9.5\text{m}$$



$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot L^2}{8} = \frac{14 \frac{kN}{m} \cdot (9.5m)^2}{8} = \sim 158 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot L}{2} = \frac{14 \frac{kN}{m} \cdot 9.5m}{2} = 66.5 \text{ kN}$$

Ut fra beregningene gjort på S1D1 i vedlegg B.3.1.1 så kan også her brukes 8 spenntau.

$$M_{Rd} = 194.1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 158 \text{ kNm} \quad \mathbf{OK}$$

$$V_{Rd} = V_{Rd,c,min} = 170.8 \text{ kN} > V_{Ed} = 66.5 \text{ kN} \quad \mathbf{OK}$$

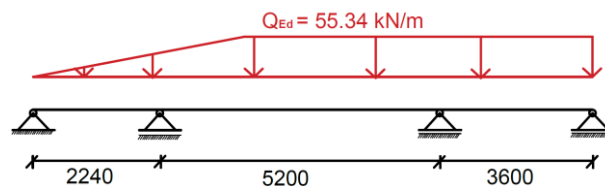
$$U_f = \frac{158 \text{ kNm}}{194.1 \text{ kNm}} = 81 \%$$

Ved å se på verste lasttilfelle og med bruk av 8 spenntau så blir det en god utnyttelse. Det kan derfor brukes HD265 med 8 spenntau over hele B7, men det kan også være åpent for å ta i bruk HD265 med 6 spenntau i dekke 1.

3.2 HSQ Ensidig

3.2.1 Moment:

Tar utgangspunkt i stålqualität S355. Velger da å se på bjelke S1D2B1. De dimensjonerende opptredende lastene er hentet fra ROBOT.



$$M_{Ed,felt} = 74.4 \text{ kNm}$$

$$M_{ed,støtte} = 114.54 \text{ kNm} \quad [\text{Vedlegg C.5.4}]$$

$$M_{Rd} = \sigma \cdot w$$

$$M_{Rd} = \frac{f_{yk}}{\gamma} \cdot \frac{I}{y} \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 6.2.5(6.14)}]$$

$$I = \frac{1}{12} b \cdot h^3 + A \cdot d^2$$

$$y = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{25 \cdot 150 \cdot (12 + 250 - 12,5) + 2 \cdot 225 \cdot 6 \cdot \left(12 + \frac{225}{2}\right) + 281 \cdot 12 \cdot 6}{25 \cdot 150 + 2 \cdot 6 \cdot 225 + 281 \cdot 12} = 131.5 \text{ mm}$$

$$I_1 = \frac{1}{12} \cdot 150 \cdot 25^3 + 150 \cdot 25 \cdot (131 - 12,5)^2$$

$$I_2 = 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot 6 \cdot 225^3 + 6 \cdot 225 \cdot (7)^2 \right)$$

$$I_3 = \frac{1}{12} \cdot 281 \cdot 12^3 + 281 \cdot 12 \cdot (131 - 6)^2$$

$$I_{tot} = I_1 + I_2 + I_3 = 1,17 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$M_{rd} = \frac{355}{1.05} \cdot \frac{1.17 \cdot 10^8}{131.5} = 299.8 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 114.54 \text{ kNm} < M_{Rd} = 299,8 \text{ kNm} \quad \mathbf{OK}$$

3.2.2 Skjær:

Tverrsnittkontroll:

$$\frac{c}{t} = \frac{150 - 2 \cdot 6}{25} = 5,52 < 42 \cdot \varepsilon = 42 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 34,17 \rightarrow \text{Tverrsnittklasse 3} \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 tabell 5.2}]$$

Tar i bruk plastisk skjærkapasitet:

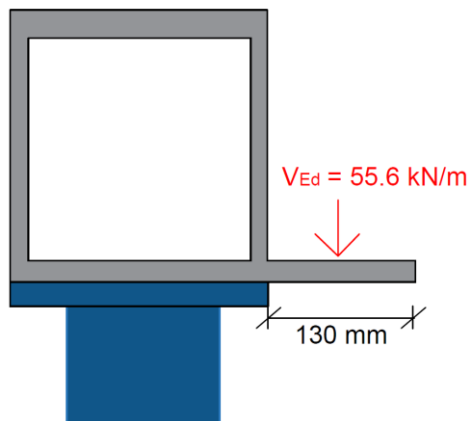
$$V_{Ed} = 144.6 \text{ kN} \quad [\text{Vedlegg C.5.4}]$$

$$V_{Rd} = \frac{f_{yk} \cdot A_v}{\sqrt{3}} \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 6.2.6(6.18)}]$$

$$V_{Rd} = \frac{\frac{355}{1,05} \cdot (2 \cdot 6 \cdot 262)}{\sqrt{3}} = 613,5 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 144,6 \text{ kN} < V_{Rd} = 613,5 \text{ kN} \quad \mathbf{OK}$$

3.2.3 Torsjon:



$$M_x = F \cdot a$$

Flatelast på dekke 2, bruddgrense:

$$Q_{Ed} = (g_{HD265} + g_{sum} + g_{innervegger} + g_{gulv} + g_{himling} + g_{lettetasje}) \cdot 1.2 + p_{k,bruks} \cdot 1.5 + p_{k,snø} \cdot 1.05 = \sim 11.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad [\text{Vedlegg B.1.5}]$$

$$F = V_{edflens} = \frac{11,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 9,5\text{m}}{2} = 55,58 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{per lengdemeter HSQ bjelke})$$

$$M_x = 55.58 \text{ kN} \cdot 0,065\text{m} = 3.61 \text{ kNm}$$

Her er formler fra utlevert kompendium i stålkonstruksjoner tatt i bruk.

$$t_{min} = 6\text{mm}$$

$$A_m = h' \cdot b'$$

$$A_m = (150 - 6) \cdot \left(262 - \frac{25 + 12}{2}\right) = 35064 \text{ mm}^2$$

$$\tau_{max} = \frac{M_x}{2 \cdot t_{min} \cdot A_m} < \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma} = \frac{355}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 195 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{max} = \frac{3,61 \cdot 10^6}{2 \cdot 6 \cdot 35064} = 8,58 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 195 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{OK}$$

3.2.4 Flens:

Flatelast på dekke 2, bruddgrense:

$$Q_{Ed} = \sim 11,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad [\text{Vedlegg B.1.5}]$$

$$V_{edflens} = 55,58 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{edflens} = V_{edflens} \cdot a_{flens} = 55,58 \text{ kN} \cdot 0,06 \text{ m} = 3,61 \text{ kNm}$$

$$M_{rdflens} = \frac{f_{yk}}{\gamma} \cdot \frac{I_{flens}}{y} \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 6.2.5(6.14)}]$$

$$I_{flens} = \frac{1000 \cdot 12^3}{12} = 144000 \text{ mm}^4$$

$$M_{rd} = \frac{355}{1,05} \cdot \frac{144000}{6} = 8,11 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 3,33 \text{ kNm} < M_{rd} = 8,11 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

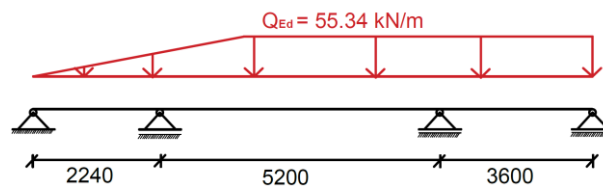
$$A_{flens} = 12 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} = 12000 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd,flens} = 12000 \text{ mm}^2 \cdot \frac{338 \text{ MPa}}{\sqrt{3}} = 2341,7 \frac{\text{kN}}{\text{meter}}$$

$$V_{ed} = 55,58 < V_{rd} = 613,5 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

3.3 IPE

Tar utgangspunkt i stålqualität S355. Velger da å se på bjelke S1D2B1. De dimensjonerende opptredende lastene er hentet fra ROBOT.



3.3.1 Moment:

$$M_{Ed,felt} = 74,4 \text{ kNm} \quad [\text{Vedlegg C.5.4}]$$

$$M_{Ed,støtte} = 114,54 \text{ kNm} \quad [\text{Vedlegg C.5.4}]$$

$$f_{yd} = \frac{355 \text{ MPa}}{1,05} = 338 \text{ MPa}$$

$$W_{nødv} = \frac{114,54 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{338 \text{ MPa}} = 338,9 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Tar i bruk IPE300 i videre dimensjonering.

$$W_{el,IPE300} = 557 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad [\text{Stålkonstruksjoner profiler og formler. 3 utg. 2003. S.11}]$$

$$M_{Rd,el,y} = 338 \text{ MPa} \cdot 557 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 = 188.3 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,el,y} = 188.3 \text{ kNm} > M_{Ed,støtte} = 114.54 \text{ kNm} \quad \mathbf{OK}$$

$$U_f = \frac{144.61 \text{ kNm}}{188.3 \text{ kNm}} = 60.8 \%$$

3.3.2 Skjær og skjærknekking:

$$V_{Ed} = 144.61 \text{ kN} \quad [\text{Vedlegg C.5.4}]$$

Kontroll for skjærknekking:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{(300\text{mm} - 2 \cdot 10.7\text{mm})}{7.1\text{mm}} = 39.24 \leq \frac{72\epsilon}{\eta} = \frac{72 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}}}{1.2} = 48.81 \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 6.2.6(6.22)}]$$

$$\frac{h_w}{t_w} = 39.24 \leq \frac{72\epsilon}{\eta} = 48.81 \rightarrow \text{Ingen skjærknekking}$$

$$A_v = 300\text{mm} \cdot 7.1\text{mm} = 2130\text{mm}^2$$

$$\gamma_{m0} = 1.05 \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 NA.6.1(1)2B}]$$

$$V_{Rd,pl} = \frac{2130\text{mm}^2 \cdot \frac{355}{\sqrt{3}}}{1.05} = 415.6 \text{ kN} \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 6.2.6(2)(6.18)}]$$

Om dimensjonerende skjærkraft er over halvparten av den plastiske skjærkapasiteten så skal det medregnes en reduksjonsfaktor for resterende kapasiteter iht. 6.2.8 og 6.2.10.

$$V_{Rd,pl} \cdot 0.5 = 415.6 \text{ kN} \cdot 0.5 = 207.8 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 144.61 \text{ kN} \rightarrow \text{Ingen reduksjon}$$

3.3.3 Konklusjon:

IPE-bjelken regnes fastholdt mot vipping når den er støpt sammen med hulldekkene. Da blir avsluttende kapasitetskontroll:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = 0 + \frac{114.54 \text{ kNm}}{188.3 \text{ kNm}} + 0 = 0.60 \leq 1.0 \quad \mathbf{OK} \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 6.2.1(7)(6.2)}]$$

3.4 HUP 100x100x8

3.4.1 Forenklet kontroll:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{brd}} \leq 1,0 \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 6.3.1.1(1)(6.46)}]$$

$$\text{Oppleggskraft fra S1D1B1: } N_{Ed} = 473.79 \text{ kN} \quad [\text{Vedlegg C.5.1}]$$

$$N_{brd} = \frac{\chi \cdot f_y \cdot A}{\gamma} \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 6.3.1.1(3)(6.47)}]$$

$$A_{HUP} = 2,91 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad [\text{Stålkonstruksjoner profiler og formler. 3 utg. 2003. S.14}]$$

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{473,79 \cdot 10^3}{2,91 \cdot 10^3} = 162,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \mathbf{OK}$$

Materialet holder, går videre med reduksjon for knekking.

$$I_{HUP} = 4,08 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad [\text{Stålkonstruksjoner profiler og formler. 3 utg. 2003. S.14}]$$

$$L_{HUP} = 2275\text{mm}$$

$$i_{HUP} = 37,44\text{mm} \quad [\text{Stålkonstruksjoner profiler og formler. 3 utg. 2003. S.14}]$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_k^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 4,08 \cdot 10^6}{2275^2} = 1633 \text{ kN} \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 6.4.1(6)(6.69)}]$$

$$N_{cr} = 1633 \text{ kN} > N_{ed} = 473,79 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 6.3.1.3(6.50)}]$$

$$\lambda = \frac{L_k}{i} = \frac{2275\text{mm}}{37,44\text{mm}} = 60,76 \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 6.3.1.3(6.50)}]$$

$$\bar{\lambda} = \frac{60,76}{\pi} \sqrt{\frac{355}{2,1 \cdot 10^5}} = 0,795$$

$$\text{Kurve } a \rightarrow \chi = 0,8 \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 6.3.1.2 tabell 6.2, figur 6.4}]$$

$$N_{brd} = \frac{0,8 \cdot 355 \cdot 2,9 \cdot 10^3}{1,05} = 784,4 \text{ kN} \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 6.3.1.1(3)(6.47)}]$$

$$N_{brd} = 784,4 \text{ kN} > N_{ed} = 473,79 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

$$\mu = \frac{N_{ed}}{N_{brd}} = \frac{473,79}{784,4} = 60\%$$

Kapasitetskontrollen viser 60% utnyttelse av den søylen med størst belastning.

3.4.2 Kontroll inkl. kombinert M- & N-krefter:

Ser her på HUP100x8 med HSQ-bjelke over. Dette gir en noe høyere kneklengde som er til sikker side.

$$\frac{N_{ed}}{N_{brd}} \leq 1,0 \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 6.3.1.1(1)(6.46)}]$$

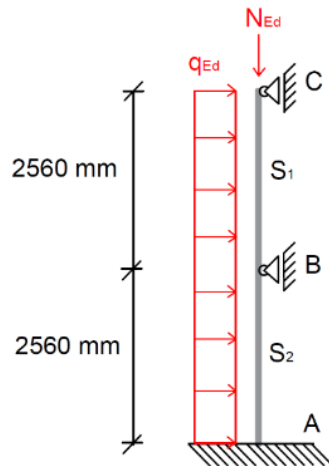
$$N_{Opplegg} = 473,79 \text{ kN} \quad [\text{Vedlegg C.5.1}]$$

$$N_{brd} = \frac{\chi \cdot f_y \cdot A}{\gamma} \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 6.3.1.1(3)(6.47)}]$$

$$\sigma = \frac{N_{ed}}{A_{HUP}} = \frac{473,79 \cdot 10^3}{2,91 \cdot 10^3} = 162,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \sigma_{kap} = \frac{f_y}{\gamma} = \frac{355}{1,05} = 338 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{OK}$$

Materialet holder, går videre med reduksjon for knekking. Ser da på hvert felt for seg da det er ulik innspenning og aksiallast.

3.4.2.1 S1:



Horizontal last:

$$Q_{vind} = 1 \frac{kN}{m^2} \quad [\text{Vedlegg B.1.2.1.5}]$$

$$L_b = \frac{5.2m}{2} + \frac{3.6m}{2} = 4.4m$$

$$\text{Formfaktor vindlast: } C_d = 0.8$$

$$\gamma_{nyttelast} = 1.5/1.05$$

$$q_{Ed} = \frac{1kN}{m^2} * 4.4m * 0.8 * 1.05 = 3.70 \frac{kN}{m}$$

Vertikal last:

$$g_{HSQ} = \gamma_s * A_{HSQ} = 7.8 \frac{kg}{m^3} * 9.81 \frac{m}{s^2} * 0.009822m^2 * 1.2 = 0.9 \frac{kN}{m}$$

$$N_{HSQ} = 2.08 kN$$

$$N_{Ed.S1} = 130.75 kN + 144.61 kN + 2.08 kN = 278.02 kN \quad [\text{Vedlegg C.5.4}]$$

Kapasitetskontroll:

$$M_C = 0 kNm \quad [\text{Vedlegg C.5.13}]$$

$$M_B = 2.79 kNm \quad [\text{Vedlegg C.5.13}]$$

$$M_{felt} = 2.07 kNm \quad [\text{Vedlegg C.5.13}]$$

$$M_{1.ordens} = M_{felt} = 2.07 kNm$$

$$L = 2560mm$$

$$e_0(= \delta_{felt}) = \frac{5 * 3.70 \frac{kN}{m} * (2560mm)^4}{384 * 2.1 * 10^5 MPa * 400 * 10^4 mm^4} = 2.46mm \quad [\text{BKS 421.051 pkt. 21}]$$

$$n_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{L^2} = \frac{\pi^2 * 2.1 * 10^5 MPa * 400 * 10^4 mm^4}{(2560mm)^2} = 1265 kN$$

$$e \approx e_0 * \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed,S1}}{n_{cr}}} \approx 2.46mm * \frac{1}{1 - \frac{278.02 kN}{1265 kN}} = 3.15mm$$

$$M_{2.ordens} = N_{Ed,S1} * e = 278.02 kN * 0.00315m = 0.88 kNm$$

$$M_{Ed} = M_{1.ordens} + M_{2.ordens} = 2.07 kNm + 0.88 kNm = 2.95 kNm$$

$$V_{Ed} = 6.06 kN \quad [\text{Vedlegg C.5.13}]$$

Sjekker tverrsnittklasse og potensiell reduksjon

$$\frac{c}{t} = \frac{100mm - 2 * 8mm}{8mm} = 10.5 \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 5.6 tabell 5.2}]$$

$$42\epsilon = 42 * 0.81 = 34 \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 5.6 tabell 5.2}]$$

$$\frac{c}{t} < 42\epsilon \rightarrow \text{Tv. sn. kl. 3} \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 5.6 tabell 5.2}]$$

$$M_{b,Rd} = 79.9 * 10^3 mm^3 * 338 MPa = 27 kNm$$

$$N_{c,Rd} = 2880 mm^2 * 338 MPa = 973.4 kN$$

$$V_{Rd,c} = (2 * 8mm * 100mm) * \frac{338}{\sqrt{3}} MPa = 312.2 kN \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 6.2.6(6.18)}]$$

$$V_{Rd,c} > 2 * V_{Ed} \rightarrow \text{Ingen reduksjon av } M/N \text{ - kapasitet}$$

$$I_{HUP} = 4,08 \cdot 10^6 mm^4 \quad [\text{Stålkonstruksjoner profiler og formler. 3 utg. 2003. S.14}]$$

$$L_{HUP} = \sim 2560mm$$

$$S_1 \text{ er leddet i topp og bunn} \rightarrow L_k = 1 * L_{HUP} = 2560 mm$$

$$i_{HUP} = 37,44mm \quad [\text{Stålkonstruksjoner profiler og formler. 3 utg. 2003. S.14}]$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 6.3.1.3(6.50)}]$$

$$\lambda = \frac{L_k}{i} \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 6.3.1.3(6.50)}]$$

$$\lambda = \frac{2560}{37,44} = 68.37$$

$$\bar{\lambda} = \frac{68,37}{\pi} \sqrt{\frac{355}{2,1 \cdot 10^5}} = 0,895$$

$$\text{Kurve } a \rightarrow \chi = 0.75 \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 6.3.1.2 tabell 6.2, figur 6.4}]$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,75 \cdot 355 \cdot 2,9 \cdot 10^3}{1,05} = 735,36 kN$$

$$N_{b,Rd} = 735.36 kN > N_{ed} = 278 kN \quad \mathbf{OK}$$

$$\mu = \frac{N_{ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{278 kN}{735.36 kN} = 37.8\%$$

Det er ikke fare for vipping i HUP-profiler, og det er derfor kun interaksjonsfaktoren som kommer av kombinasjonen av M- og N-laster som er nødvendig å finne.

$$\chi_{LT} = 1.0 \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 6.3.3(4) merknad}]$$

$$\alpha_s = \frac{M_{felt}}{M_B} = \frac{2.07 \text{ kNm}}{2.79 \text{ kNm}} = 0.74 \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 tabell B.3}]$$

$$C_{my} = 0.2 + 0.8 * 0.74 = 0.792 > 0.4 \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 tabell B.3}]$$

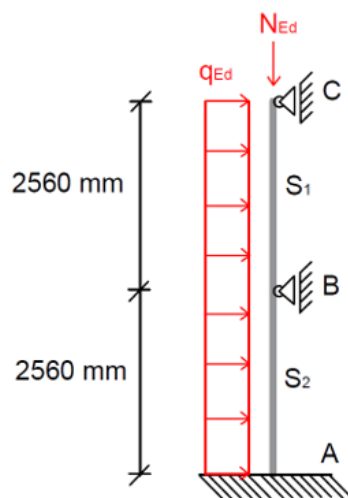
$$k_{yy} = 0.792 \left(1 + 0.6 * 0.895 * \frac{278.02 \text{ kN}}{735.36 \text{ kN}} \right) = 0.95 \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 tabell B.1}]$$

$$k_{zy} = 0.8 * 0.95 = 0.76 \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 tabell B.1}]$$

$$\frac{278.02 \text{ kN}}{735.36 \text{ kN}} + 0.95 * \frac{2.95 \text{ kNm}}{27 \text{ kNm}} = 0.48 < 1.0 \quad \text{OK} \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 6.3.3(4)(6.61)}]$$

$$\frac{278.02 \text{ kN}}{735.36 \text{ kN}} + 0.76 * \frac{2.95 \text{ kNm}}{27 \text{ kNm}} = 0.46 < 1.0 \quad \text{OK} \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 6.3.3(4)(6.62)}]$$

3.4.2 S2, fast innspent i fundament:



Horizontal last:

$$q_{Ed} = 3.70 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vertikal last:

$$\text{Punktlast fra HSQ-bjelker: } N_{HSQ} = 2 * 2.08 \text{ kN} = 4.16 \text{ kN}$$

$$\text{Punktlast fra HUP-søyle: } N_{HUP} = 0.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 2.56 \text{ m} = 0.5 \text{ kN}$$

$$\text{Oppleggsreaksjon fra bjelke: } N_{opplegg} = 473.79 \text{ kN} \quad [\text{Vedlegg C.5.1}]$$

$$N_{Ed.S2} = 0.5 \text{ kN} + 4.16 \text{ kN} + 473.79 \text{ kN} = 478.45 \text{ kN}$$

Kapasitetskontroll:

$$M_A = 1.70 \text{ kNm} \quad [\text{Vedlegg C.5.13}]$$

$$M_B = 2.79 \text{ kNm} \quad [\text{Vedlegg C.5.13}]$$

$$M_{felt} = 0.87 \text{ kNm} \quad [\text{Vedlegg C.5.13}]$$

$$M_{1.ordens} = M_{felt} = 0.87 \text{ kNm}$$

$$L_{HUP} = \sim 2560 \text{ mm}$$

$$S_2 \text{ er fast innspent i bunn} \rightarrow L_k = 0.7 * L_{HUP} = 1792 \text{ mm}$$

$$e_0 (= \delta_{felt}) = \frac{3.70 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * (2560 \text{ mm})^4}{185 * 2.1 * 10^5 \text{ MPa} * 400 * 10^4 \text{ mm}^4} = 1.02 \text{ mm} \quad [\text{BKS 421.051 pkt. 41}]$$

$$n_{cr} = \frac{\pi^2 * 2.1 * 10^5 \text{ MPa} * 400 * 10^4 \text{ mm}^4}{(1792 \text{ mm})^2} = 2581.68 \text{ kN}$$

$$e \approx 1.02 \text{ mm} * \frac{1}{1 - \frac{478.45 \text{ kN}}{2581.68 \text{ kN}}} = 1.25 \text{ mm}$$

$$M_{2.ordens} = 478.45 \text{ kN} * 0.00125 \text{ m} = 0.60 \text{ kNm}$$

$$M_{1. \& 2. ordens} = 0.87 \text{ kNm} + 0.60 \text{ kNm} = 1.47 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = M_B = 2.79 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 6.06 \text{ kN}$$

$$M_{y,Rd} = 27 \text{ kNm}$$

$$N_{c,Rd} = 973.4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 312.2 \text{ kN}$$

$$I_{HUP} = 4,08 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$L_{HUP} = \sim 2560 \text{ mm}$$

$$i_{HUP} = 37,44 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{fy}{E}}$$

$$\lambda = \frac{L_k}{i}$$

$$\lambda = \frac{1792}{37,44} = 47.86$$

$$\bar{\lambda} = \frac{68,37}{\pi} \sqrt{\frac{355}{2,1 \cdot 10^5}} = 0,626$$

$$\text{Kurve } a \rightarrow \chi = 0.87 \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 6.3.1.2 tabell 6.2, figur 6.4}]$$

$$N_{brd} = \frac{0,87 \cdot 355 \cdot 2,9 \cdot 10^3}{1,05} = 852.7 \text{ kN}$$

$$N_{brd} = 852.7 \text{ kN} > N_{ed} = 478.45 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

$$\mu = \frac{N_{ed}}{N_{brd}} = \frac{278}{852.7} = 56\%$$

Det er ikke fare for vipping i HUP-profiler, og det er derfor kun interaksjonsfaktoren som kommer av kombinasjonen og M- og N-laster som er nødvendig å finne.

$$\chi_{LT} = 1.0 \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 6.3.3(4) merknad}]$$

M- og V-diagram er gjort ved bruk av ROBOT.

$$\alpha_s = \frac{0.87 \text{ kNm}}{2.79 \text{ kNm}} = 0.311 \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 tabell B.3}]$$

$$C_{my} = 0.2 + 0.8 * 0.311 = 0.45 > 0.4 \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 tabell B.3}]$$

$$k_{yy} = 0.45 \left(1 + 0.6 * 0.626 * \frac{478.45 \text{ kN}}{852.7 \text{ kN}} \right) = 0.54 \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 tabell B.1}]$$

$$k_{zy} = 0.8 * 0.54 = 0.43 \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 tabell B.1}]$$

$$\frac{478.45 \text{ kN}}{852.7 \text{ kN}} + 0.54 * \frac{2.79 \text{ kNm}}{27 \text{ kNm}} = 0.62 < 1.0 \quad \text{OK} \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 6.3.3(4)(6.61)}]$$

$$\frac{478.45 \text{ kN}}{852.7 \text{ kN}} + 0.43 * \frac{2.44 \text{ kNm}}{27 \text{ kNm}} = 0.61 < 1.0 \quad \text{OK} \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 6.3.3(4)(6.62)}]$$

3.4.3 S2, antatt leddet i fundament (konservativt):



Horizontal last:

$$q_{Ed} = 3.70 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vertikal last:

$$N_{Ed.S2} = 478.45 \text{ kN}$$

Kapasitetskontroll:

$$M_A = 0 \text{ kNm} \quad [\text{Vedlegg C.5.14}]$$

$$M_B = 3.21 \text{ kNm} \quad [\text{Vedlegg C.5.14}]$$

$$M_{felt} = 1.7 \text{ kNm} \quad [\text{Vedlegg C.5.14}]$$

$$M_{1.ordens} = M_{felt} = 1.7 \text{ kNm}$$

$$e_0 = \frac{5 * 3.70 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * (2560 \text{ mm})^4}{384 * 2.1 * 10^5 \text{ MPa} * 400 * 10^4 \text{ mm}^4} = 2.46 \text{ mm} \quad [\text{BKS 421.051 pkt. 21}]$$

$$n_{cr} = \frac{\pi^2 * 2.1 * 10^5 \text{ MPa} * 400 * 10^4 \text{ mm}^4}{(2560 \text{ mm})^2} = 1265 \text{ kN}$$

$$e \approx 2.46 \text{ mm} * \frac{1}{1 - \frac{478.45 \text{ kN}}{1265 \text{ kN}}} = 3.96 \text{ mm}$$

$$M_{2,ordens} = 478.45 \text{ kN} * 0.00396 \text{ m} = 1.89 \text{ kNm}$$

$$M_{1\&2,ordens} = 1.7 \text{ kNm} + 1.89 \text{ kNm} = 3.59 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = M_{1\&2,ordens} = 3.59 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 6.22 \text{ kN} \quad [\text{Vedlegg C.5.14}]$$

$$M_{y,Rd} = 27 \text{ kNm}$$

$$N_{c,Rd} = 973.4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 312.2 \text{ kN}$$

$$I_{HUP} = 4,08 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$L_{HUP} = \sim 2560 \text{ mm}$$

$$S_2 \text{ er leddet i topp og bunn} \rightarrow L_k = 1 * L_{HUP} = 2560 \text{ mm}$$

$$i_{HUP} = 37,44 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{fy}{E}}$$

$$\lambda = \frac{L_k}{i}$$

$$\lambda = \frac{2560}{37,44} = 68.37$$

$$\bar{\lambda} = \frac{68,37}{\pi} \sqrt{\frac{355}{2,1 \cdot 10^5}} = 0,895$$

$$\text{Kurve } a \rightarrow \chi = 0.75 \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 6.3.1.2 tabell 6.2, figur 6.4}]$$

$$N_{brd} = \frac{0,75 \cdot 355 \cdot 2,9 \cdot 10^3}{1,05} = 735,36 \text{ kN}$$

$$N_{brd} = 735.36 \text{ kN} > N_{ed} = 478.45 \text{ kN} \quad \mathbf{OK}$$

$$\mu = \frac{N_{ed}}{N_{brd}} = \frac{478.45}{735.36} = 37.8\%$$

Det er ikke fare for vipping i HUP-profiler, og det er derfor kun interaksjonsfaktoren som kommer av kombinasjonen av M- og N-laster som er nødvendig å finne.

$$\chi_{LT} = 1.0 \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 6.3.3(4) merknad}]$$

$$\alpha_s = \frac{1.7 \text{ kNm}}{3.21 \text{ kNm}} = 0.530 \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 tabell B.3}]$$

$$C_{my} = 0.2 + 0.8 * 0.530 = 0.62 > 0.4 \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 tabell B.3}]$$

$$k_{yy} = 0.62 \left(1 + 0.6 * 0.895 * \frac{478.45 \text{ kN}}{852.7 \text{ kN}} \right) = 0.81 \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 tabell B.1}]$$

$$k_{zy} = 0.8 * 0.81 = 0.65 \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 tabell B.1}]$$

$$\frac{478.45 \text{ kN}}{735.36 \text{ kN}} + 0.81 * \frac{3.59 \text{ kNm}}{27 \text{ kNm}} = 0.76 < 1.0 \quad \text{OK} \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 6.3.3(4)(6.61)}]$$

$$\frac{478.45 \text{ kN}}{735.36 \text{ kN}} + 0.65 * \frac{3.59 \text{ kNm}}{27 \text{ kNm}} = 0.74 < 1.0 \quad \text{OK} \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 6.3.3(4)(6.62)}]$$

3.5 Stivere i IPE mellom gjennomgående HUP søyler

$$V_{ed} = N_{ed} = 379,59 + 94,20 = 473,79 \text{KN} \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 6.2.4(6.9), vedlegg C.5.1}]$$

IPE300 h=300mm b=150mm s=7,1mm t=10,7mm [Stålkonstruksjoner profiler og formler. 3 utg. 2003. S.11]

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{300 \text{mm} - 2 * 10.7 \text{mm}}{7.1 \text{mm}} = 39.24 \text{mm}$$

Velger stivere i tverrsnittklasse 3 [NS-EN 1993-1-1 tabell 5.2]

$$\frac{c}{t} \leq 14 \cdot \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

$$\frac{h_w}{t_w} = 39.24 < 72 * \frac{\varepsilon}{\eta} = 49 \rightarrow \text{Ingen skjærknekking} \quad [\text{NS-EN 1993-1-5 5.1(2)}]$$

$$L_{ys} = C_{max} = 14 \cdot \varepsilon \cdot s = 14 \cdot 0,81 \cdot 7,1 = 80,5 \text{mm} \quad [\text{NS-EN 1993-1-5 fig 9.1}]$$

Bruker $L_{ys} = 71,45 \text{mm}$ grunnet plassmangel i IPE300

$$L_{ys_{IPE300}} = 71,45 \text{mm} < L_{ys_{max}} = 80,5 \text{mm} \quad \text{OK}$$

$$L_x = 2 \cdot 15 \cdot \varepsilon \cdot s = 2 \cdot 15 \cdot 0,81 \cdot 7,1 = 179,6 \text{mm} \quad [\text{NS-EN 1993-1-5 fig 9.1}]$$

$$L_y = 2 \cdot 71,45 + 7,1 = 150 \text{mm}$$

$$L_y = L_x = 150 \text{mm} \text{ (konservativt)}$$

$$I_x = I_y = \frac{1}{12} \cdot 7,1 \cdot 150^3 = 1,997 \cdot 10^6 \text{mm}^4$$

$$A_{2stivere} = (150 + 142,9) \cdot 7,1 = 2079,6 \text{mm}^2$$

Sjekker areal over to stivere for å kontrollere knekking hver for seg

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{1,997 \cdot 10^6}{2079,6}} = 30,9$$

$$\lambda = \frac{lk}{i} = \frac{hw}{i_x} = \frac{300 - 2 \cdot 10,7}{30,9} = 9$$

$$\Lambda = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{yk}}{E}}$$

$$\Lambda = \frac{9}{\pi} \sqrt{\frac{355}{2,1 \cdot 10^5}} = 0,118$$

$$\chi = 1,0 \text{ Ingen reduksjon} \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 fig 6.4 kurve C}]$$

$$F_{krd} = \frac{\chi \cdot f_y}{\gamma} \cdot A = \frac{1,0 \cdot 355}{1,05} \cdot 2079,6 = 702,9 \text{ kN} [\text{NS-EN 1993-1-1 6.3.1.1(3)(6.47)}]$$

$$N_{ed} = 473,79 \text{ kN} < F_{krd} = 702,9 \text{ kN} \quad \mathbf{OK}$$

$$\mu = \frac{N_{ed}}{F_{krd}} = \frac{473,79}{702,9} = 67\%$$

Med to stivere som har lik tykkelse som steg vil utnyttelsesgraden ligge på 67%

God ingeniørmessig skikk vil være å plassere fire stivere (under hver av sidene av hulprofil) med en tykkelse på 10mm. Går derfor videre med dette.

$$A_{4stivere} = (2 \cdot 75 + 100 - 10) \cdot 7,1 + 4 \cdot 10 \cdot \left(\frac{150 - 7,1}{2}\right) = 4562 \text{ mm}^2$$

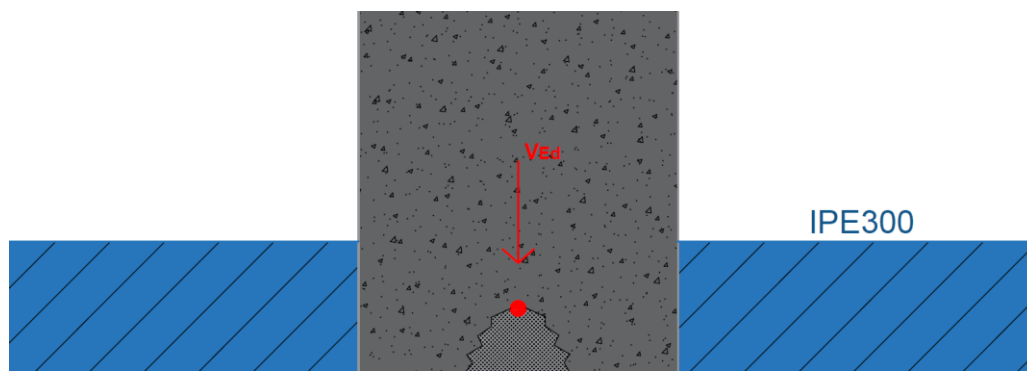
$$\sigma = \frac{N_{ed}}{A_{4stivere}} = \frac{473,79 \cdot 10^3}{4562} = 103,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \frac{f_y}{\gamma} = \frac{355}{1,05} = 338 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \mathbf{OK}$$

$$\mu = \frac{\sigma_{p\ddot{a}f\ddot{o}rt}}{\sigma_{max}} = \frac{103,8}{338} = 30,7\%$$

Med fire stivere på 10mm vil vi ha en utnyttelse på 30,7 %.

3.6 Skjærddybel IPE300 [19.11.2.3, bind B]

- B500NC
- B45
- Ø16



Bruker forenklet metode som vist i Betongelementboken.

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_c} = \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

Stålets kapasitet:

$$V_{Rd,s} = A_s \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = \frac{\pi \cdot (8 \text{ mm})^2 \cdot 435 \text{ MPa}}{\sqrt{3}} = \sim 50,5 \text{ kN pr. dybel} [\text{NS-EN 1993-1-1 6.2.6(2) (6.18)}]$$

Betongens kapasitet uten reduksjon:

$$V_{Rd,c}^0 = \phi^2 * \sqrt{f_{cd} * f_{yd}} = (16 \text{ mm})^2 * \sqrt{25.5 \text{ MPa} * 435 \text{ MPa}} = \sim 27 \text{ kN}$$

[Betongelementboken Bind B 19.11.2.2 tabell B19.11.15]

Ved skjærkraft imot ytterveggene i samme spennretning som HD:

$$a_1 = 75 \text{ mm} \rightarrow \sim 60 \text{ mm (konservativt)} \quad [\text{Betongelementboken bind B 19.4.4 figur B 19.50}]$$

$$a_2 \approx 600 \text{ mm} \quad [\text{Betongelementboken bind B 19.4.4 figur B 19.50}]$$

$$B500NC \rightarrow n * \phi = 14 * 16 \text{ mm} = 224 \text{ mm} \quad [\text{Betongelementboken bind B 19.4.4 tabell B 19.4.2}]$$

$$K_a = \frac{(a_1 - \phi)}{(n * \phi - \phi)} = \frac{60 \text{ mm} - 16 \text{ mm}}{224 \text{ mm} - 16 \text{ mm}} = 0.212 \quad [\text{Betongelementboken bind B 19.4.4}]$$

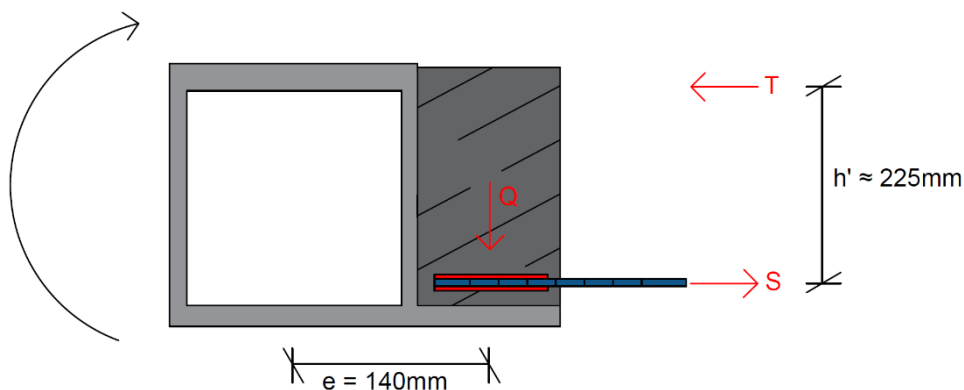
$$K_s = \frac{(a_2 + 1.5a_1)}{3a_1} = \frac{(600 + 1.5 * 60)}{3 * 60} = 3.83 \quad [\text{Betongelementboken bind B 19.4.4 figur B 19.50}]$$

$$K_a * K_s = 0.212 * 3.83 = 0.813 \quad [\text{Betongelementboken bind B 19.4.4}]$$

$$V_{Rd,c} = V_{Rd,c}^0 * (K_a * K_s) = 27 \text{ kN} * 0.813 = 22 \text{ kN pr. dybel} \quad [\text{Betongelementboken Bind B 19.11.2.3 tabell B19.4.2}]$$

Om skjærkraften virker normalt på bjelken og i retning mot yttervegg så vil skjærkapasiteten til betongen begrenses til 22 kN som følge av betongkantbrudd. Det er derfor vurdert til at betongkantbrudd er det dimensjonerende for skjærdebylene.

3.7 Dimensjonering av torsjonskobling [Ref. 19.11.1 & 19.12.3 i Bind B]



$$S_{torsjon} = \frac{F \cdot e}{h'} \quad [\text{Kompendium Dimensjonering av betongelementer s.15}]$$

$$S_{torsjon} = 55.58 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 0.14 \text{ m} * \frac{1}{0.225 \text{ m}} = \frac{34.6 \text{ kN}}{\text{m}} \quad (\text{Pr. meter})$$

$$S_{tverrkraftD2} = \frac{F_3}{n_{jern}} = \frac{173 \text{ kN}}{10 \text{ jern}} = 17,3 \text{ kN} \quad [\text{Vedlegg B.5.1.2}]$$

$$S = S_{torsjon} + S_{tverrkraftD2} = 34.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 1.2 \text{ m} + 17,3 \text{ kN} = 58,82 \text{ kN} \quad (\text{Pr. forankring pr. HD265})$$

Ønsker å bruke stålplate med påsveist kamstål for å ta opp strekkkomponenten. Dette kamstålet skal kun ta strekkrefter og derav oppstår det kun skjærspenninger parallelt med sveisens lengdeakse. Det er tiltenkt å bruke langsgående kilsveiser.

Inputs:

- Ø16 B500NC
- S355 grunnmateriale
- a = 4mm (a-mål sveis)

$$N_{ed} = S = 58,82 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,s} = \frac{500 \text{ MPa}}{1.15} * \pi * (8\text{mm})^2 = 87.4 \text{ kN} \text{ (Strekkapasitet kamstål) [1993-1-1 6.2.3 (6.6)]}$$

$$N_{ed} < N_{Rd,s} \quad \mathbf{OK}$$

Materialet er sterkt nok.

$$f_{wd} = \frac{f_u}{\beta_w \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{m2}} \text{ [1993-1-8 4.5.3.3(3) (4.4)]}$$

$$f_{wd} = \frac{490}{0,9 \cdot \sqrt{3} \cdot 1,25} = 251 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Antar at dette er sveist på byggeplass og bruker konservativt 200 N/mm² videre. Forholdene kan være varierende.

$$F_{wRd} = f_{wd} \cdot L_{eff} \cdot a \cdot n_{sveiser} \quad \text{[NS-EN 1993-1-8 4.5.3.3(2) (4.3)]}$$

Torsjonsflagget har en bredde på 130 millimeter og det anses som reelt å bruke minst 90mm av avstanden til sveis for forankringsjern. Det sveises i topp og bunn for hvert av jernene.

$$l_{sveisforankringsjern} = 90\text{mm}$$

$$F_{wRd} = 200 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (90 - 2 \cdot 4)\text{mm} \cdot 4\text{mm} \cdot 2\text{stk} = 131,2 \text{ kN}$$

$$F_{wRd} = 131,2 \text{ kN} > N_{ed} = 58,82 \text{ kN} \quad \mathbf{OK} \quad \text{[NS-EN 1993-1-8 4.5.3.3(1)(4.2)]}$$

$$\mu_{sveis} = \frac{58,82}{131,20} = 45\%$$

$$L_{sveisflagg} = 2 * (130 + 260) = 780 \text{ millimeter}$$

$$L_{min} = \max(30, 6 * a) = \max(30, 24) = 30\text{mm} \text{ [NS-EN 1993-1-8 4.5.1(2)]}$$

$$L_{sveisflagg} > L_{sveisforankringsjern} > L_{min} \quad \mathbf{OK}$$

Stålplaten/torsjonsflagget som må brukes har minimumstykkelse på 7mm iht. Tabell B.19.12.7 i 19.12 i Betongelementboken bind B. Det bør sveises rundt torsjonsflagget på begge sider. Dette gir en lengde på 780 millimeter og anses som ok ettersom dette er fire ganger sveiselengden til forankringsjernet, som også er ok.

3.8 Kontroll av horisontale dekkeskiver

3.8.1 Horisontal last pr. dekkeskive

Ønsker å ta i bruk kombinasjonen av skjevstillingslaster og vindlast for å finne total horisontal last pr. hulldekke. For å finne de horisontale skjevstillingslastene så må den totale vertikale lasten deles opp. Se vedlegg C.7.2 for inndeling av dekker og seksjoner.

3.8.1.1 Vertikal last fra vind i form av innvendig overtrykk

$$\text{Innvendig overtrykk: } W_{k,i,o} = \mu_o * q_{kast} = 0.2 * 1.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{[EC1-4 7.2.9(6) merknad 2]}$$

$$\text{Areal av dekke i 3. etasje: } A_{D2} = 304.6 m^2 \quad [\text{IFC-fil}]$$

$$\text{Areal av dekke i 2. etasje: } A_{D1} = 304.6 m^2 \quad [\text{IFC-fil}]$$

$$\text{Karakteristisk last fra innvendig overtrykk dekke 2: } W_{D2} = 0.2 \frac{kN}{m^2} * 304.6 m^2 = 60.9 kN$$

$$\text{Karakteristisk last fra innvendig overtrykk dekke 1: } W_{D1} = 0.2 \frac{kN}{m^2} * 304.6 m^2 = 60.9 kN$$

3.8.1.2 Vertikal last fra egenlast

Her fjernes nyttelasten fra masseberegning av hvert dekke da dette legges til senere.

$$\text{Dekke i 3. etasje: } m_{g,2} = 232707 kg - 118 kg - \frac{1}{3} * 53713 kg = 214684 kg$$

$$\text{Dekke i 3. etasje i Newton: } G_{D2} = 214684 kg * 9.81 \frac{m}{s^2} = 2106.1 kN$$

$$\text{Dekke 2: } m_{g,1} = 256086 kg - \frac{1}{3} * 53713 kg = 238181 kg$$

$$\text{Dekke 2 i Newton: } G_{D1} = 238181 kg * 9.81 \frac{m}{s^2} = 2336.6 kN$$

3.8.1.3 Vertikal last fra nyttelast

$$\text{Karakteristisk last i dekke i 3. etasje: } P_{D2} = 2.0 \frac{kN}{m^2} * 304.6 m^2 = 609.2 kN$$

$$\text{Karakteristisk last i dekke i 2. etasje: } P_{D1} = 2.0 \frac{kN}{m^2} * 304.6 m^2 = 609.2 kN$$

3.8.1.4 Vertikal last fra snølast

$$\text{Karakteristisk last i dekke i 3. etasje: } S_{D2} = 2.0 \frac{kN}{m^2} * \sim 304.6 m^2 = 609.2 kN$$

3.8.1.5 Resulterende skjevstillingslaster for dekkene, karakteristisk

Her er alt foruten snølasten forenklet delt likt på begge dekkene.

$$\theta_i = 0.0024 = 0.24 \% \quad [\text{Vedlegg B.1.3}]$$

$$\text{Horisontal skjevstillingslast for egenlaster: } G_{0.24\%} = 0.0024 * \frac{2106.1 kN + 2336.6 kN}{2 \text{ dekker}} = 5.33 kN$$

$$\text{Horisontal skjevstillingslast for nyttelaster: } P_{0.24\%} = 0.0024 * \frac{609.2 kN + 609.2 kN}{2 \text{ dekker}} = 1.46 kN$$

$$\text{Horisontal skjevstillingslast for snølast: } S_{0.24\%} = 0.0024 * 609.2 kN = 1.46 kN$$

$$\Sigma 0.24\% = 8.25 kN$$

3.8.1.6 Horisontal last fra vind for hver dekkeskive, karakteristisk

Her fordeles summen av horisontal vindlast på de to dekkene. Da ved vind fra nord/sør (største fasade) og vest/øst (minste fasade). Det er tatt i bruk formfaktor som gir kombinasjon av trykk og sug. Det gir:

$$C_{pe,D} = 0.8 (\text{trykk}) \quad [\text{Vedlegg B.1.2.2}]$$

$$C_{pe,E} = -0.3 (\text{sug}) \quad [\text{Vedlegg B.1.2.2}]$$

Total vindlast pr. dekke nord/sør:

$$P_{V,max} = \frac{q_{kast} * (C_{pe,D} + C_{pe,E}) * A_{fasade}}{\text{antall dekker}} = \frac{\left(1.0 \frac{kN}{m^2} * (0.8 + 0.5) * 26.1 m * 9.8 m\right)}{2 \text{ dekker}} = 166.2 kN$$

Total vindlast pr. dekke vest/øst:

$$P_{V,min} = \frac{q_{kast} * (C_{pe,D} + C_{pe,E}) * A_{fasade}}{\text{antall dekker}} = \frac{\left(1.0 \frac{kN}{m^2} * (0.8 + 0.5) * 14.2 m * 9.8 m\right)}{2 \text{ dekker}} = 90.4 kN$$

3.8.2 Resulterende horisontal last for dekkene, bruddgrense

Sammenlignet med de horisontale skjevstillingslastene så er vindlasten mye høyere og vil derfor være dimensjonerende i bruddgrense oppimot lastfaktorer. Ser så på tilfeller ved vind fra N/S og V/Ø.

$$y_{0,snø} = 0.7 \quad [\text{EC-0 tabell NA.A1.1}]$$

$$y_{0,bolig} = 0.7 \quad [\text{EC-0 tabell NA.A1.1}]$$

Vind fra N/S:

$$H_{Ed,D2} = 1.2 * 5.33 kN + 1.5 * 0.7 * 1.46 kN + 1.5 * 0.7 * 1.46 kN + 1.5 * 166.2 kN = 258.8 kN$$

$$H_{Ed,D1} = 1.2 * 5.33 kN + 1.5 * 0.7 * 1.46 kN + 1.5 * 166.2 kN = 257.2 kN$$

Vind fra V/Ø:

$$H_{Ed,D2} = 1.2 * 5.33 kN + 1.5 * 0.7 * 1.46 kN + 1.5 * 0.7 * 1.46 kN + 1.5 * 90.4 kN = 145.1 kN$$

$$H_{Ed,D1} = 1.2 * 5.33 kN + 1.5 * 0.7 * 1.46 kN + 1.5 * 90.4 kN = 143.5 kN$$

Disse lastene fordeles videre jevnt fordelt på dekkene i sine respektive retninger.

Vind fra N/S:

$$h_{Ed,D2} = \frac{258.8 kN}{26.1 m} = 9.9 \frac{kN}{m}$$

$$h_{Ed,D1} = \frac{257.2 kN}{26.1 m} = 9.85 \frac{kN}{m}$$

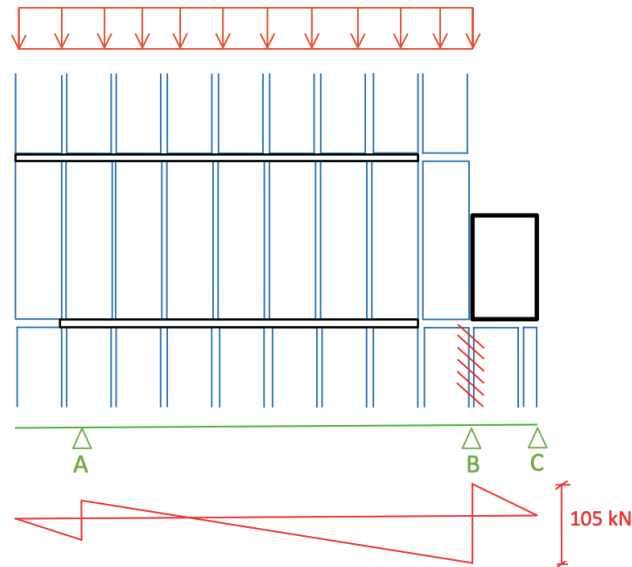
Vind fra V/Ø:

$$h_{Ed,D2} = \frac{145.1 kN}{14.2 m} = 10.2 \frac{kN}{m}$$

$$h_{Ed,D1} = \frac{143.5 kN}{14.2 m} = 10.1 \frac{kN}{m}$$

3.8.3 Statisk modell for kontroll av horisontale fuger

Det er forenklet sett på en bjelkemodell i seksjon 3 med opplegg i de to vertikale skivene i heissjakt samt ett opplegg ved ende av skivevegg. Dette innebærer at det er lastsituasjon med vind fra V/Ø som blir dimensjonerende. Se illustrasjon for statisk modell og diagrammer i vedlegg C.5.15. Det er her gjort en forenkling som er til sikker side ved at det antas at den største skjærkraften går gjennom kun en fuge. Dette blir sett på som realistisk da det ikke er gunstig å levere spesialelementer.



Dette gir resulterende, dimensjonerende moment og skjærkraft:

$$M_{Ed} = 92.8 \text{ kNm} \quad [\text{Vedlegg C.5.15}]$$

$$V_{Ed} = 58.66 \text{ kN} + 46.34 \text{ kN} = 105 \text{ kN} \quad [\text{Vedlegg C.5.15}]$$

Det er i Betongelementboka bind B 8.4 gitt anbefalinger til minimumskrefter i en typisk dekkeskive. Kontrollerer så at skjærkraften i endefugene er innenfor.

$$L_1 = 7600 \text{ mm} + \sim 400 \text{ mm}(\text{endefuger}) = 8000 \text{ mm}$$

$$V_{anbefalt} = 20 * \frac{L_1}{2} = 20 * \frac{8000 \text{ mm}}{2} = 80 \text{ kN} \geq 70 \text{ kN} \quad [\text{Betongelementboken B8 figur B 8.14}]$$

Bruker for enkelhetens skyld lik skjærkraft i begge retninger.

$$V_h = V_b = V_{Ed} = 105 \text{ kN}$$

3.8.4 Bruddmodell C

Ser på bruddmodell C [Betongelementboka Bind C, 13.1.2], da denne som oftest er det dimensjonerende. Kontrolleres først for maksimal skjærspenning i fugen.

$$\tau_{max} = 0.15 \text{ MPa} \quad [\text{NS-EN 1992-1-1 10.9.3(12)}]$$

Den indre momentarmen i den horisontale skiven er funnet i henhold til figur B.12.47 i Betongelementboka.

$$a = 1500 \text{ mm}$$

$$z = 2 * a = 2 * 1500 \text{ mm} = 3000 \text{ mm} \quad [\text{Betongelementboka Bind B, 12.4.2}]$$

Videre er det antatt ru fuge med påfølgende konstanter:

$$n = 2 \text{ stk endefuger}$$

$$\mu = 0.7 \quad [\text{NS-EN 1992-1-1 6.2.5(2)}]$$

Så ble opptredende maks skjærspenning i fugen konservativt utregnet.

$$t_{fuge} = 265 \text{ mm} - 30 \text{ mm} = 235 \text{ mm} \quad [\text{Betongelementboken Bind B12 fig. B.12.59}]$$

$$\tau = \frac{V_{Ed}}{z * t_{fuge}} = \frac{105 * 10^3 N}{3000 mm * 235 mm} = 0.149 MPa$$

$$\tau = 0,149 MPa < \tau_{max} = 0,15 MPa \quad \mathbf{OK} \quad [\text{Betongelementboken B16 Tabell B 16.4}]$$

Ønsker så å finne armeringen i ende- og langsgående fuger.

Armering i endefuger: [Betongelementboka Bind B 12.4.4]

$$A_{SM} = \frac{M_{Ed}}{z * f_{yd}} = \frac{92.8 * 10^6}{(\sim 7600 mm) * 435 MPa} = \sim 28 mm^2$$

$$A_{SV} = \frac{V_h}{n * \mu * f_{yd}} = \frac{105 * 10^3 N}{2 * 0.7 * 435 MPa} = \sim 172 mm^2$$

$$A_{S, endefuger} = A_{SM} + A_{SV} = 28 mm^2 + 172 mm^2 = \sim 200 mm^2$$

Velger anbefalt armering, 2Ø16 i endefuger. [Betongelementboka Bind C 13.1.2. figur C.13.3]

$$A_{S, endefuger} = 2 * \left(\pi * \left(\frac{16}{2} \right)^2 \right) = 402 mm^2$$

Armering i langsgående fuger: [Betongelementboka Bind B 12.4.4]

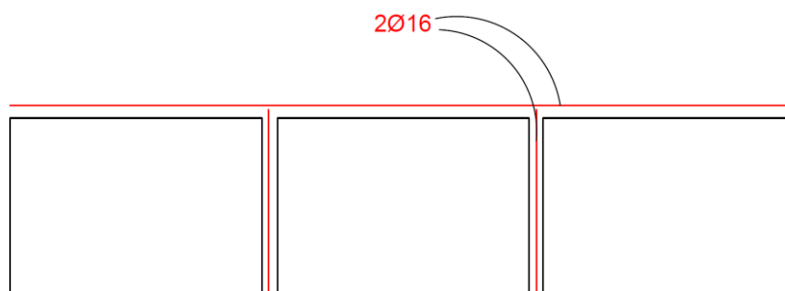
$$A_{Sb} = \frac{V_b}{\mu * f_{yd}} = \frac{105 * 10^3 N}{0.7 * 435 MPa} = \sim 345 \frac{mm^2}{fuge}$$

Velger også 2Ø16 for fugearmering.

$$A_{S, langsgående fuger} = 2 * \pi * \left(\frac{8}{2} \right)^2 = 402 mm^2$$

Resultat:

Et overslag gir at det er mer enn tilstrekkelig med 2Ø16 i endeskjøter og 2Ø16 i langsgående skjøter.
Se figur.



3.8.5 Kontroll av skjærkraft opp mot standarden

$$V_{edi} < V_{rdi} \quad [\text{NS-EN 1992-1-1 6.2.5 (6.23)}]$$

$$V_{edi} = \frac{\beta * V_{ed}}{z * b_i} \quad [\text{NS-EN 1992-1-1 6.2.5 (6.24)}]$$

β til sikker side lik 1.0.

Forhold mellom kraft i ny og gammel betong.

$$\beta = 1.0$$

Det antas at opplagerkraften ved skivevegg kan treffe en fuge.

$$V_{ed} = N_{ed} = 105 \text{ kN} \quad [\text{Vedlegg C.5.15}]$$

z er det sammensatte tverrsnittets momentarm.

$$z = 2 \cdot a = 2 \cdot 1500 = 3000 \text{ mm} \quad [\text{Betongelementboka Bind B, 12.4.2}]$$

Det nevnes at denne burde være minst 25 millimeter [Betongelementboken B19 figur B19.85]

$$b_i = 2 \cdot 9 = 18 \text{ mm}$$

$$V_{edi} = \frac{1.0 \cdot 105 \cdot 10^3}{3000 \cdot 18} = 1,94 \text{ kN}$$

$$V_{rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad [\text{NS-EN 1992-1-1 6.2.5 (6.25)}]$$

Ru overflate:

$$c = 0,4 \quad \mu = 0,7 \quad [\text{NS-EN 1992-1-1 6.2.5(2)}]$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ctk}}{\gamma_m} = \frac{0,85 \cdot 2,2}{1,5} = 1,25 \text{ MPa} \quad [\text{NS-EN 1992-1-1 NA.3.1.6(2)P}]$$

Setter sigma n lik 0 til sikker side, ingen hjelp fra trykkkomponenten.

$$\sigma_n = 0$$

$$A_{s,n\ddot{o}d} = \frac{V_{ed}}{\mu \cdot f_{yd}} = \frac{105 \cdot 10^3}{0,7 \cdot 435} = 344 \text{ mm}^2$$

Bruker 2Ø16 = 402mm² videre som tidligere valgt.

A_i er areal på fugen

$$A_i = 2 \cdot (265 - 32) \cdot 9 = 4194 \text{ mm}^2$$

A_s er areal på armeringen som er valgt

$$\rho = \frac{A_s}{A_i} = \frac{2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{16}{2}\right)^2}{4194} = 0,095$$

$$V_{rdi} = 0,4 \cdot 1,25 + 0 + 0,095 \cdot 435 \cdot (0,7 \cdot \sin 90 + \cos 90) = 29,4 \text{ kN}$$

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0,516$$

$$V_{rdi} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

$$0,5 \cdot 0,516 \cdot 19,8 = 5,11 \text{ kN}$$

$$V_{rdi} \leq 0,5 \cdot 0,516 \cdot 19,8 = 5,11 \text{ kN}$$

Bruker 5,11 kN videre.

$$V_{edi} = 1,94 \text{ kN} < 5,11 \text{ kN} \quad \mathbf{OK}$$

Skjærkreftene som oppstår i støpeskjøt mellom betong som er støpt på ulikt tidspunkt antas ok.

3.9 Opplager på skivevegg

$$N_{ed} = 55,58 \text{ kN} \quad [\text{Vedlegg B.3.2.3}]$$

Velger vinkelprofil 120x120x20 som utgangspunkt.

Krav om 30mm klaring for fuge [Veileder Hulldekker på bæresystemer av stål]

$$M_{ed} = N_{ed} \cdot a = 55,58 \cdot 0,075 = 4,17 \text{ kNm}$$

Strekraft i topp sveis på grunn av moment

$$F_{med} = \frac{M}{h'} = \frac{4,17 \cdot 10^3}{0,12} = 34,74 \text{ kN}$$

$$N_{rd} = \frac{f_u \cdot a \cdot l_{eff}}{\sqrt{2} \cdot \gamma_{M2} \cdot \beta_w} \quad [\text{NS-EN 1993-1-8 4.8 (4.5)}]$$

Velger $a = 4\text{mm}$

$$F_{skjæret} = N_{ed} = 55,58 \text{ kN}$$

$$l_{eff} = \frac{55,58 \cdot 10^3 \cdot \sqrt{2} \cdot 1,25 \cdot 0,9}{490 \cdot 4} = 45\text{mm}$$

Bruker kapasitetsformel fra Peikko sin veileder «Peikko betongbyggartikler».

$$\left(\frac{M_{ed}}{M_{rd}}\right)^{\frac{4}{3}} + \left(\frac{V_{ed}}{V_{rd}}\right)^{\frac{4}{3}} < 1,0 \quad [\text{Peikko betongbyggartikler}]$$

Velger SBKL 200x300x15

$$M_{rd} = 4,5 \text{ kNm}$$

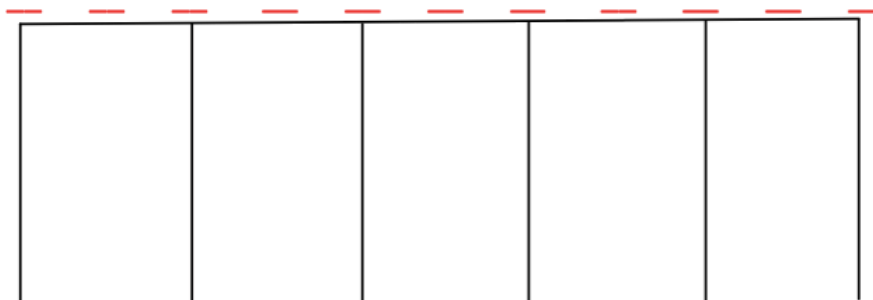
$$V_{rd} = 81,8 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{4,17}{4,5}\right)^{\frac{4}{3}} + \left(\frac{55,58}{81,8}\right)^{\frac{4}{3}} = 1,5 > 1,0 \text{ IKKE OK}$$

Sjekker hvilken avstand mellom Peikko platene som gir god nok kapasitet

$$\left(\frac{4,17 \cdot x}{4,5}\right)^{\frac{4}{3}} + \left(\frac{55,58 \cdot x}{81,8}\right)^{\frac{4}{3}} = 1,0$$
$$x = 0,72\text{m}$$

Velger senteravstand 600mm, en i hver hulldekkeskjøt og en i hver senter.



$$\left(\frac{0,6 \cdot 4,17}{4,5}\right)^{\frac{4}{3}} + \left(\frac{0,6 \cdot 55,58}{81,8}\right)^{\frac{4}{3}} = 0,76 < 1,0 \text{ OK}$$

Ser videre på sveisene.

Toppveis tar strekkrefter normalt på grunn av moment, og bunn sveis tar skjærkrefter normalt på grunn av N_{Ed} .

Kapasitetsformel for sveis (normalt)

$$N_{wrd} = \frac{f_u \cdot A_w}{\sqrt{2} \cdot \gamma_{M2} \cdot \beta_w}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \text{ [NS-EN 1993-1-1 6.1]}$$

$$\beta = 0,9 \text{ [NS-EN 1993-1-8 tabell 4.1]}$$

$$A_w = a \cdot L_{eff} \text{ [NS-EN 1993-1-8 4.8 (4.5)]}$$

Toppveis:

$$F_{med} = 34,74 \text{ kN}$$

$$F_{med} = \frac{f_u \cdot a \cdot L_{n\ddot{o}d}}{\sqrt{2} \cdot \gamma_{M2} \cdot \beta_w}$$

$$L_{n\ddot{o}d} = \frac{34,74 \cdot 10^3 \cdot \sqrt{2} \cdot 1,25 \cdot 0,9}{490 \cdot 4} = 28,2 \text{ mm}$$

$$L_{sveis} = L_{SBKL} - 2 \cdot a = 300 - 2 \cdot 4 = 292 \text{ mm}$$

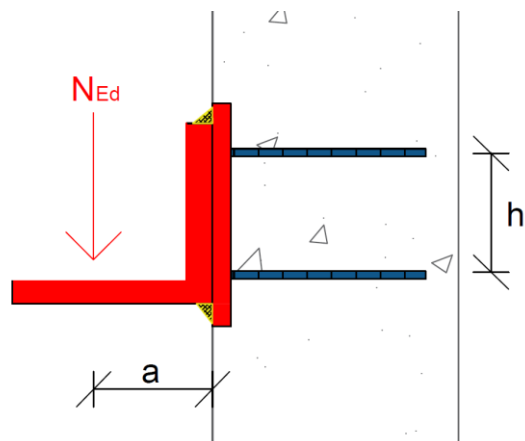
Nødvendig sveiselengde er 28,2 millimeter, anbefaler å sveise hele avstanden på 300 millimeter.

Bunnsveis:

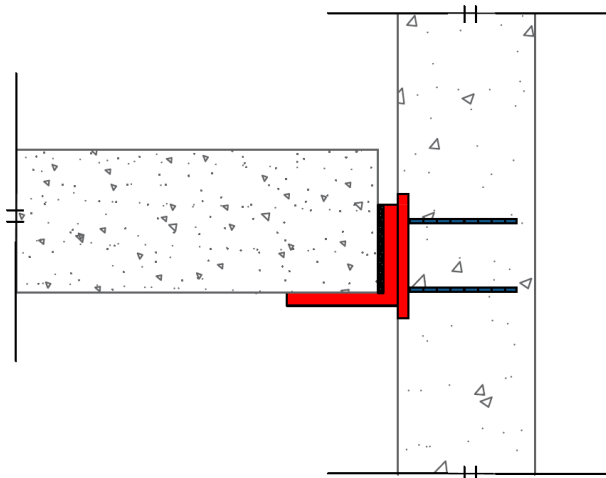
$$L_{n\ddot{o}d} = \frac{55,58 \cdot 10^3 \cdot \sqrt{2} \cdot 1,25 \cdot 0,9}{490 \cdot 4} = 45 \text{ mm}$$

Nødvendig sveiselengde er 45 millimeter, anbefaler å sveise hele avstanden på 300 millimeter. Det sveises derimot for hele lengden for å fordele momentet over sveiseplaten på best måte.

$$L_{sveis} > L_{sveisbunn} > L_{sveistopp} \text{ OK}$$



Ser videre på vinkelen



kontrollerer vinkel 120x120x20

$$V_{rd} = f_{yd} \cdot A_v = 338 \cdot 20 \cdot 1000 = 6760 \text{ kN}$$

$$NA = \frac{\Sigma Ay}{\Sigma A} = \frac{20 \cdot 120 \cdot \frac{20}{2} + (120 - 20) \cdot \left(20 + \frac{120 - 20}{2}\right)}{20 \cdot 120 + (120 - 20) \cdot 20} = 37,3 \text{ mm}$$

$$M_{rd} = f_{yd} \cdot W = 338 \cdot \frac{\left(\frac{1}{12} \cdot 1000 \cdot 20^3\right)}{37,3} = 6,04 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 4,17 \text{ kNm} < M_{rd} = 6,04 \text{ kNm} \quad \mathbf{OK}$$

$$V_{ed} = 55,58 \text{ kN} < V_{rd} = 6760 \text{ kN} \quad \mathbf{OK}$$

4. DIVERSE BEREGNINGER

4.1 Differanse dekketykkelse

$$t_{HD265} = 265 \text{ mm} \quad [\text{Betongelementboken Bind A tabell A 2.1}]$$

$$t_{sum} = 20 \text{ mm} \quad [\text{Konservativ antagelse}]$$

$$t_{sum,dev} = 10 \text{ mm} \quad [\text{Konservativt antagelse på toleranse på summing}]$$

$$t_{gulv} = 50 \text{ mm} \quad [\text{Konservativ antagelse}]$$

$$t_{plasstøpt} = 276 \text{ mm} \quad [\text{Vedlegg A snitt A-A}]$$

$$t_{hulldekker} = t_{HD265} + t_{sum} + t_{sum,dev} + t_{Gulv} = 265 + 20 + 10 + 50 = 345 \text{ mm}$$

$$\Delta t = 345 - 276 = 69 \text{ mm}$$

$$\Delta t_{tot} = 69 \cdot 2 = 138 \text{ mm}$$

Det blir konservativ antatt økning av B7 ved bruk av hulldekker på ~140 mm.

5. JORDSKJELV

5.1 Utelatelseskriterier

Utelatelseskriterium 1:

$$a_g * S = \gamma_1 * (0,8 * a_{g40Hz}) * S < 0,49m/s^2$$

Boligbygg → *Seismisk klasse II* [NS-EN 1998-1-1 tabell NA.4(902)]

Seismisk klasse II → $a_g = 0.50 m/s^2$ [NORSAR Oppdaterte seismiske sonekart tabell 3]

Seismisk klasse II → $\gamma_I = 1.0$ [NORSAR Oppdaterte seismiske sonekart tabell 3]

Grunntype A → $S = 1.0$ [NS-EN 1998 NA.3.2.2.2 tabell NA.3.3]

Svært lav seismisitet er gitt ved formelen:

$$a_g * S = 0.5 * 1.0 = 0.5 > 0.49 \rightarrow \text{Ikke innfridd}$$

Utelatelseskriterium 1 **IKKE OK** [Betongelementboken bind H 2.3.2 (1)]

Utelatelseskriterium 2:

Boligbygg → *Seismisk klasse II* ≠ *Seismisk klasse I*

Boligbygg → *Seismisk klasse II* [NS-EN 1998-1-1 tabell NA.4(902)]

Utelatelseskriterium 2 **IKKE OK** [NS-EN 1998-1-1 tabell NA.3.2.1(5)P]

Utelatelseskriterium 3:

B7 ≠ *Lett trekonstruksjon* → *ikke innfridd*

Utelatelseskriterium 3 **IKKE OK** [Betongelementboken Bind H 2.3.3]

Utelatelseskriterium 4:

$S_{d(T)} < 0,05 * g = 0,49m/s^2$ med konstruksjonsfaktor $q=1,5$ [Betongelementboken Bind H 2.3.4(4)]

$$S = 1,0 \quad [\text{NS-EN 1998-1-1 Tabell NA3.3}]$$

$$T_B(S) = 0,10 \quad [\text{NS-EN 1998-1-1 Tabell NA3.3}]$$

$$T_C(S) = 0,20 \quad [\text{NS-EN 1998-1-1 Tabell NA3.3}]$$

$$T_D(S) = 1,7 \quad [\text{NS-EN 1998-1-1 Tabell NA3.3}]$$

$$T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} \quad [\text{NS-EN 1998-1-1 4.3.3.2.2(3)(4.6)}]$$

Her vurderes det to ulike høyder på bygget sammen med vurderingen om at parkeringskjeller ikke er stiv.

$$H_{f\text{ør}} = 12,38m < 40 m \quad [\text{Vedlegg A Snitt A-A}]$$

$$H_{\text{etter}} = 12,38m + 0,30m = 12,68m < 40 m \quad (\text{Ny høyde på B7 i det alternative bæresystemet})$$

$$C_t = 0,05 \quad (\text{Betongskiver})$$

$$T_{1f\ddot{o}r} = 0,05 \cdot 12,38^{\frac{3}{4}} = 0,33 \quad [\text{NS-EN 1998-1-1 4.3.3.2.2(3) (4.6)}]$$

$$T_{1etter} = 0,05 \cdot 12,68^{\frac{3}{4}} = 0,34 \quad [\text{NS-EN 1998-1-1 4.3.3.2.2(3) (4.6)}]$$

$$T_C = 0,2 < T_{1f\ddot{o}r} < T_{1etter} < T_D = 1,7 \quad [\text{Betongelementboken H Tabell H 2.4}]$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot 2,5 \cdot \frac{\left(\frac{T_c}{T}\right)}{q} \geq 0,2 \cdot a_g \quad [\text{Betongelementboken H Tabell H 2.4}]$$

$$q = 1,5 \quad [\text{NS-EN 1998-1-1 NA6.1}]$$

$$S_d(T)_{f\ddot{o}r} = 0,5 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot \frac{\left(\frac{0,2}{0,33}\right)}{1,5} = 0,50$$

$$S_d(T)_{etter} = 0,5 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot \frac{\left(\frac{0,2}{0,34}\right)}{1,5} = 0,49$$

$$0,2 \cdot a_g = 0,2 \cdot 0,5 = 0,1$$

$$S_d(T)_{f\ddot{o}r} = 0,50 \text{ m/s}^2 > S_d(T)_{etter} = 0,49 \text{ m/s}^2 > 0,2 \cdot a_g = 0,1 \quad \text{OK}$$

$$S_d(T)_{f\ddot{o}r} = 0,5 \text{ m/s}^2 > S_d(T)_{etter} = 0,49 \text{ m/s}^2 = 0,05 \cdot g = 0,49 \text{ m/s}^2 \rightarrow \text{Ikke innfridd}$$

Ved ny høyde og en parkeringskjeller som ikke er stiv så innfris ikke utelatelseskriterium 4 ettersom at $S_d(T)$ må være mindre enn $0,49 \text{ m/s}^2$.

Utelatelseskriterium 4 **IKKE OK**

Utelatelseskriterium 5:

$$1,0 \cdot F_b < (1,5 \cdot \text{vind} + 1,05 \cdot \text{skjev}) \cdot \left(\frac{\gamma_{cbrudd}}{\gamma_{cDCL}}\right) \quad [\text{Betongelementboken H 2.3.5(5)}]$$

$$\gamma_{cDCL} = 1,2 \quad [\text{NS-EN 1998-1-1 NA.5(901)}]$$

$$\gamma_{cbrudd} = 1,2 \quad [\text{NS-EN 1992-1-1 Tabell 2.1N}]$$

$$F_b = 707,4 \text{ kN} \quad [\text{Vedlegg B.5.3.2}]$$

$$\text{vind} = q_{k\text{ast}} \cdot A_{\text{fasade}} = 1,0 \cdot 26,1 \cdot 9,8 = 255,78 \text{ kN} \quad [\text{Vedlegg B.1.2.1.5}]$$

$$\text{Skjev} = 0,24\% \cdot (\text{egenlast} + \text{nyttelast} + \text{snølast}) = 8,25 \text{ kN} \quad [\text{Vedlegg B.3.8.1.5}]$$

$$707,4 \text{ kN} > (1,5 \cdot 255,78 + 1,05 \cdot 8,25) \cdot \left(\frac{1,2}{1,2}\right) = 392,3 \text{ kN} \rightarrow \text{Ikke innfridd}$$

Utelatelseskriterium 5 **IKKE OK**

Alternativ: Her kan man sette $q_{k\text{ast}}$ til 1,85 kN for å komme inn under utelatelseskriterium 5.

$$(1,5 \cdot x_{\text{vind}} + 1,05 \cdot 8,25) \cdot \left(\frac{1,2}{1,2}\right) = \sim 708 \text{ kN}$$

$$x_{\text{vind}} = 466,3 = q_{k\text{ast}} \cdot A_{\text{fasade}} = x_{k\text{ast}} \cdot 26,1 \cdot 9,8$$

$$X_{k\text{ast}} = 1,82 \text{ kN/m}^2 \approx 1,85 \text{ kN/m}^2$$

5.2 Krav for bruk av tverrkraftmetoden

5.2.1 Regularitet i plan:

Følgende krav må tilfredsstilles for at bygningen kan kategoriseres som regulær i plan [NS1998-1-1 4.2.3.2]:

1. Bygningen må ha et stivhets og massesenter som ligger tilnærmet på hverandre.
 - a. **Innfridd.** Rektangulært tverrsnitt 12,8 meter x 26,1meter.
2. Et inntrukket hjørne eller del på en av sidene kan ikke overskride 5% av gulvarealet så lenge den ikke påvirker gulvets stivhet.
 - a. **Innfridd.** Svært rektangulert hvor åpninger i bygget fylles av svalgang og balkonger.
3. Gulvets stivhet skal være så stor at fordeling av kreftene i de vertikale konstruksjonsdelene ikke blir påvirket.
 - a. **Innfridd.** Det prosjekteres med B45, $E_{cm} = 36000$ MPa og tilsvarende god skive- og fugearmering.
4. Forholdstallet mellom maksimal lengde og minimal lengde over konstruksjonens etasjer skal ikke overskride 4.
 - a. **Innfridd.** $\frac{26,1}{12,8} = 2,04 < 4$. Regnes som ok.
5. Avstanden mellom stivhetssenter og massesenter skal ikke overstige $0,3 \cdot I_s$.
 - a. $e_{ox} < 0,3 \cdot I_s$. [1998-1-1 4.3.2.3(6) 4.1a]

Regner ut stivhetssenter:

Regner kun med skivens sterke retning.

Gulvmassens treghetsradius $I_s = \sqrt{\frac{l^2+b^2}{12}}$ [Betongelementboken H 3.1.2]

Skivens treghetsmoment $I_{skive} = \frac{t \cdot L^3}{12}$

$$I_{skiveC} = \frac{0,2 \cdot 9,7^3}{12} = 15,21m^4$$

$$I_{skiveE} = \frac{0,2 \cdot 8,19^3}{12} = 9,15m^4$$

$$I_{skive4} = \frac{0,15 \cdot 7,47^3}{12} = 5,21m^4$$

$$I_{skive5} = \frac{0,15 \cdot 7,47^3}{12} = 5,21m^4$$

$K_b = \frac{3EI}{H^3}$ Skivens bøyestivhet

$$K_b = \frac{3 \cdot 36 \cdot 10^6 \cdot 15,21}{5,8^3} = 8419838 \frac{KN}{m}$$

$K_s = \frac{EA}{3H}$ Skivens skjærstivhet

$$K_s = \frac{36 \cdot 10^6 \cdot 1,94}{3 \cdot 5,8} = 4013793 \frac{KN}{m}$$

Se vedlegg C.8.2.1 og C.8.2.2. Dette gir koordinatene:

$$x = 14,5m \text{ og } y = 5,19m.$$

Regner ut massesenter:

Massene er hentet fra vedlegg B.5.3.1.

$$Y = \frac{\sum MY}{\sum M} = \frac{M_{skive} * Y_{skive} + M_{HD} * Y_{HD} + M_{heis} * Y_{heis} + M_{\text{ovrig}} * Y_{\text{ovrig}}}{M_{skive} + M_{HD} + M_{heis} + M_{\text{ovrig}}}$$

$$X = \frac{\sum MX}{\sum M} = \frac{M_{skive} * X_{skive} + M_{HD} * X_{HD} + M_{heis} * X_{heis} + M_{\text{ovrig}} * X_{\text{ovrig}}}{M_{skive} + M_{HD} + M_{heis} + M_{\text{ovrig}}}$$

$$Y = \frac{37000 * 49 + 42300 * 49 + 162479 * 63 + 95136 * 128 + 542970 * 63}{37000 + 42300 + 162479 + 95136 + 542970} = 68,8$$

$$X = \frac{37000 * 93 + 42300 * 179 + 162479 * 127 + 95136 * 145 + 542970 * 127}{37000 + 42300 + 162479 + 95136 + 542970} = 135$$

$$Y = 68,8 \rightarrow \text{målestokk} \rightarrow 7,098m$$

$$X = 135 \rightarrow \text{målestokk} \rightarrow 13,895m$$

Se vedlegg C.8.2.3 og C.8.2.4. Dette gir koordinatene:

$$x = \sim 13,90m \text{ og } y = \sim 7,10m.$$

Sammenligner så resultatene for å se om kravet er innfridd.

$$e_0 = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2} = \sqrt{(14,50 - 13,90)^2 + (7,10 - 5,19)^2} = 2,0m$$

$$0,3 * I_s = 0,3 * \sqrt{\frac{l^2 + b^2}{12}} = 0,3 * \sqrt{\frac{26,1^2 + 12,8^2}{12}} = 0,3 * 8,4 = 2,51m$$

$$e_0 = 2,0m < 0,3 * I_s = 2,51m \rightarrow \text{Innfridd}$$

Med egenvekten av parkeringskjeller, skivevegger, heissjakt og øvrige egenlaste som himling, gulv, fundament og lignende, så vil massesenteret være sentrert i bygget og litt opp mot heissjakten. Dette gjelder det samme for skivene ettersom at veggskiver er sentrerte, og heissjakten vil føre stivhetscenteret litt opp. B7 innfrir derfor krav om regularitet i plan.

5.2.2. Regularitet i oppriss:

Følgende krav må tilfredsstilles for at bygningen kan kategoriseres som regulær i oppriss [1998-1-1 4.2.3.3]:

- (2) Kontinuerlige avstivningssystemer for horisontale laster
 - Ikke innfridd.** Skivene som deler bygget inn i tre seksjoner går fra sokkeletasjen og opp til dekke 2. Heissjakten går fra sokkeletasjen og opp til taket.
- (3) Liten endring av stivhet og masse
 - Ikke innfridd.** Det er endring av masse og stivhet fra fundament og opp til taket. Parkeringskjeller forblir plasstøpt og dekkene vil ha en lavere egenvekt. Alt antas kontinuerlig.
- (4) Uregelmessigheter i rammeverk
 - Innfridd.** Det er ingen endring eller uforholdsmessige variasjoner i motstand fra etasje til etasje.
- (5) Tilbaketrukne deler

- a. **Innfridd.** Det er ingen tilbaketrukne deler i B7 som er av betydning.

B7 innfrir derfor ikke krav om regularitet i oppriss.

5.2.3 Egensvingsperiode

$$T_1 = 0.34 \leq \left\{ \begin{array}{l} 4 * T_c = 4 * 0.2 = 0.8 \\ 2.0 \text{ s} \end{array} \right. \rightarrow \text{Innfridd} \quad [\text{NS-EN 1998-1-1 4.3.3.2.1(2)}]$$

5.3 Utførelse av tverrkraftmetoden

5.3.1 Masseberegning

Gjør overslagsberegninger for samtlige etasjer, P-kjeller og nyttelast. Tar utgangspunkt i alternativt bæresystem ved bruk av HSQ-bjelker da denne har høyest egenlast. Det er brukt tegninger i vedlegg A for overslagsberegning av totale masser. Se vedlegg C.7.2 for inndeling av dekker og seksjoner.

$$\gamma_{\text{armert betong}} = \sim 2549 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_{\text{steinull,tung}} = \sim 180 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad [\text{BKS471.031 pkt. 26}]$$

$$g_{\text{HD265}} = 3600 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} * \frac{1}{g} = \sim 367.1 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$g_{\text{HSQ}} = 930 \frac{\text{N}}{\text{m}} * \frac{1}{g} = \sim 0.93 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$g_{\text{summing}} = 400 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} * \frac{1}{g} = \sim 40 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$g_{\text{innervegger}} = 400 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} * \frac{1}{g} = \sim 40 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$g_{\text{gulv}} = 200 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} * \frac{1}{g} = \sim 20 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$g_{\text{lettak}} = 700 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} * \frac{1}{g} = \sim 70 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$g_{\text{himling}} = 150 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} * \frac{1}{g} = \sim 15 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$g_{\text{yttervegger}} = 600 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} * \frac{1}{g} = \sim 60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$g_{\text{HUP}} = 22.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad [\text{Stålkonstruksjoner profiler og formler. 3 utg. 2003. S.14}]$$

$$m_{\text{skivevegg1}} = 2549 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.2 \text{ m} * 12.5 \text{ m} * 5.8 \text{ m} = \sim 37000 \text{ kg}$$

$$m_{\text{skivevegg2}} = 2549 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.2 \text{ m} * 14.3 \text{ m} * 5.8 \text{ m} = \sim 42300 \text{ kg}$$

$$m_{\text{HD265,S1}} = \left[\left(367.1 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1.2 \text{ m} * 9.5 \text{ m} * 9\text{stk} \right) + \left(367.1 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1.2 \text{ m} * 4.9 \text{ m} * 1\text{stk} \right) \right] \\ * 2 \text{ dekker} = 79646 \text{ kg}$$

Vedlegg «Alternativt bæresystem Alverparken»
Kenneth Hjelm & Arild Veseth

$$m_{HD265,S2} = \left[\left(367.1 \frac{kg}{m^2} * 1.2 m * 9.08 m * 7stk \right) + \left(367.1 \frac{kg}{m^2} * 1.2 m * 4.01 m * 1stk \right) \right] * 2 dekker = 59532 kg$$

$$m_{HD265,S3} = \left[\left(367.1 \frac{kg}{m^2} * 1.2 m * 7.6 m * 11stk \right) + \left(367.1 \frac{kg}{m^2} * 1.2 m * 3.66 m * 1stk \right) \right] * 2 dekker = 76880 kg$$

$$m_{HD265,smal} = \left[\left(367.1 \frac{kg}{m^2} * 0.6 m * 9.6 m * 2stk \right) \right] * 2 dekker = \sim 8458 kg$$

$$m_{HSQ} = [(11.4m * 2stk) + (1.5m * 4stk) + (13.25m * 2stk) + (9.71m * 2stk) + (7.75m * 2stk)] * 93 \frac{kg}{m} = 8390 kg$$

$$m_{summing} = 40 \frac{kg}{m^2} * 304 m^2 * 2 dekker = 24320 kg$$

Antar konservativt at 25% av arealet er dekket med innervegger:

$$m_{innervegger} = 40 \frac{kg}{m^2} * \frac{1}{4} * 304 m^2 * 3 dekker = 9120 kg$$

$$m_{lettak} = 70 \frac{kg}{m^2} * 304 m^2 = 21280 kg$$

$$m_{gulv} = 20 \frac{kg}{m^2} * 304 m^2 * 3 dekker = 18240 kg$$

$$m_{himling} = 15 \frac{kg}{m^2} * 304 m^2 * 3 dekker = 13680 kg$$

$$m_{yttervegger} = 60 \frac{kg}{m^2} * 0.2m * 90.7m * 3 dekker = 3265 kg$$

$$m_{HUP100x8} = [(2.58m * 32stk)] * 22.6 \frac{kg}{m} = 1865 kg$$

$$m_{nyttelast} = \left[\left(882 m^2 * 203 \frac{kg}{m^2} \right) \right] * 0.3 = 53713 kg \quad [\text{Betongelementboken bind H 2.2.9}]$$

$$m_{heissjakt} = 2549 \frac{kg}{m^3} * (0.15m * \sim 13m * (7.47m * 2 + 2.1m * 2)) = \sim 95136 kg$$

$$m_{svalgang} = \left[2549 \frac{kg}{m^3} * \sim 11m^2 * 0.2m \right] * 2 stk = 11215 kg$$

$$m_{balkong} = \left[2549 \frac{kg}{m^3} * 48.7m^2 * 0.2m \right] * 2 etasjer = 49654 kg$$

$$m_{sokkel, \text{ \u00f8vre lag}} = 29.4m^3 * 2549 \frac{kg}{m^3} = 74940 kg$$

$$m_{sokkel, \text{ \u00f8vre lag}} = 88.4m^3 * 180 \frac{kg}{m^3} = 15912 kg$$

$$m_{ringmur} = 2549 \frac{kg}{m^3} * 89.5 m * 0.4 m * 0.1 m = 9125 kg$$

$$m_{plate} = 102.5 \text{ m}^3 * 2549 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 261272 \text{ kg}$$

Antatt 100 meter med vegger i parkeringskjeller:

$$m_{p,vegger} = 0.2\text{m} * 2.7\text{m} * \sim 100\text{m} * 2549 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = \sim 137646 \text{ kg}$$

$$m_{p,nyttelast} = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 294 \text{ m}^2 * 0.6 \text{ (NA. A1)} = 35280 \text{ kg} \quad [\text{NS-EN 1990 tabell NA.A1.1, tabell NA.A1.3}]$$

$$m_{tot} = 1148167 \text{ kg}$$

For å så kunne bruke tverrickmetoden og fordelen kreftene på hver etasje så må massene i hver etasje beregnes:

$$\begin{aligned} m_1 &= \frac{1}{2} * m_{skivevegg1} + \frac{1}{2} * m_{skivevegg2} + \frac{1}{2} * m_{HSQ} + \frac{1}{2} * m_{HUP100x8} + \frac{1}{3} * m_{nyttelast} \\ &+ \frac{1}{4} * m_{heissjakt} + \frac{1}{3} * m_{gulv} + \frac{1}{3} * m_{innervegger} + \frac{1}{3} * m_{himling} + \\ &\frac{1}{3} * m_{yttervegger} + m_{sokkel, \text{ \u00f8vre lag}} + m_{sokkel, \text{ \u00f8vre lag}} + m_{ringmur} + m_{plate} \\ &= 462483 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m_2 &= \frac{1}{2} * m_{skivevegg1} + \frac{1}{2} * m_{skivevegg2} + \frac{1}{2} * m_{HSQ} + \frac{1}{2} * m_{HUP100x8} + \frac{1}{3} * m_{nyttelast} \\ &+ \frac{1}{4} * m_{heissjakt} + \frac{1}{3} * m_{gulv} + \frac{1}{3} * m_{innervegger} + \frac{1}{3} * m_{himling} + \frac{1}{3} * m_{yttervegger} + \\ &\frac{1}{2} * m_{summing} + \frac{1}{2} * m_{HD265,s1} + \frac{1}{2} * m_{HD265,s2} + \frac{1}{2} * m_{HD265,s3} + \frac{1}{2} * m_{HD265,smal} + \\ &\frac{1}{2} * m_{svalgang} + \frac{1}{2} * m_{balkong} \\ &= 256086 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m_3 &= \frac{1}{3} * m_{nyttelast} + \frac{1}{4} * m_{heissjakt} + \frac{1}{3} * m_{gulv} + \frac{1}{3} * m_{innervegger} + \frac{1}{3} * m_{himling} \\ &+ \frac{1}{3} * m_{yttervegger} + \frac{1}{2} * m_{summing} + \frac{1}{2} * m_{HD265,s1} + \frac{1}{2} * m_{HD265,s2} + \frac{1}{2} * m_{HD265,s3} \\ &+ \frac{1}{2} * m_{HD265,smal} + \frac{1}{2} * m_{svalgang} + \frac{1}{2} * m_{balkong} + m_{lettak} \\ &= 232707 \text{ kg} \end{aligned}$$

5.3.2 Fordeling av horisontalkrefter

Under kan vi bruke $\lambda = 0,85$ om vi tar med lettetasjen på toppen. Dette gir en lavere punktlast. Vi ser derfor konservativt bort ifra \u00f8verste etasjen i tre. Det er ogs\u00e5 tatt utgangspunkt i at eksisterende plastst\u00f8pte balkonger blir brukt.

$$F_b = S_d(T_1) * m_{tot} * \lambda \quad [\text{NS-EN 1998-1-1 4.3.3.2.2(1)P(4.5)}]$$

$$F_b = 1148167 \text{ kg} * 0.6161 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * 1.0 = 707.4 \text{ kN}$$

NODE har i sin FEM-analyse f\u00e5tt f\u00f8lgende skj\u00eærkraft ved seismisk maks:

$$F'_x = 438.9 \text{ kN} \quad [\text{Vedlegg C.4}]$$

$$F'_y = 590.1 \text{ kN} \quad [\text{Vedlegg C.4}]$$

$$F_r = \sqrt{(438.9)^2 + (590.1)^2} = 735.4 \text{ kN [Vedlegg C.4]}$$

Så kan kreftene fordeles på hvert dekke.

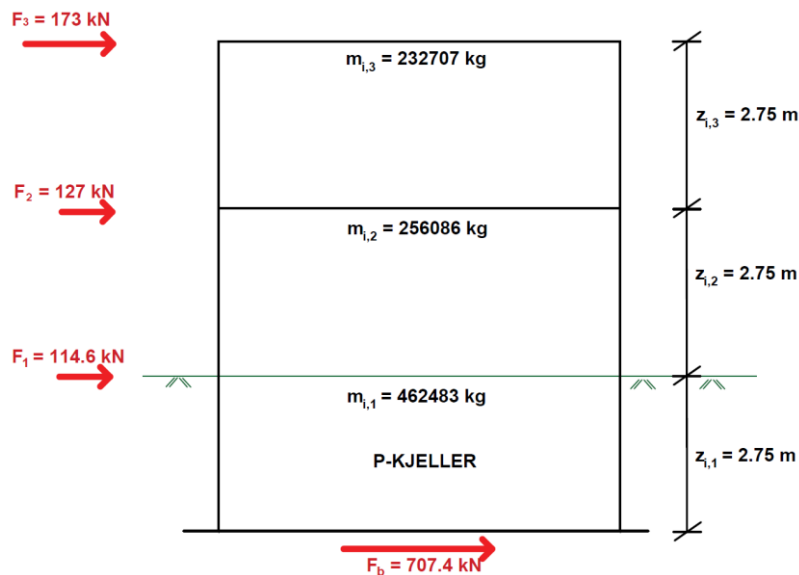
$$F_i = F_b * \frac{z_i * m_i}{\sum z_j * m_j} \quad [\text{NS-EN 1998-1-1 4.3.3.2.3(2)P(4.11)}]$$

$$F_1 = 707.4 \text{ kN} * \frac{462483 \text{ kg} * 2.75 \text{ m}}{(951276 \text{ kg} * 8.25 \text{ m})} = 114.6 \text{ kN}$$

$$F_2 = 707.4 \text{ kN} * \frac{256086 \text{ kg} * 5.5 \text{ m}}{(951276 \text{ kg} * 8.25 \text{ m})} = 127 \text{ kN}$$

$$F_3 = 707.4 \text{ kN} * \frac{232707 \text{ kg} * 8.25 \text{ m}}{(951276 \text{ kg} * 8.25 \text{ m})} = 173 \text{ kN}$$

Resultatet viser at på grunn av den lavere massen i D1 og D2 gjør at økningen i horisontalkrefter er svært liten. Massen på hvert dekke reduseres med omkring 40 tonn ved å gå over fra plasttøpt betong til hulldekker.



6. BRANNDIMENSJONERING

6.1 IPE300

Ønsker å ta i bruk forenklet beregningsmetode i henhold til NS-EN 1993-1-2 4.2. Ser på bjelke S1D2B1 som har størst laster. Velger å bruke lasttilstand ofte forekommende som er konservativt da det gir høyere laster med tanke på lastfaktorer. Inkluderer da også snølast. Først må en redusert verdi av ϵ finnes for å klassifisere tverrsnittet.

$$\epsilon = 0,85 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,85 * \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,69 \quad [\text{NS-EN 1993-1-2 4.2.2(1)(4.2)}]$$

$$\frac{c}{t} = \frac{248 \text{ mm}}{7,1 \text{ mm}} = 34,93 \quad [\text{Norsk Stål Tekniske tabeller s.36}]$$

$$\frac{c}{t} = 34,93 < 124\epsilon = 85,56 \rightarrow \text{Tverrsnittklasse 3} \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 tabell 5.2}]$$

$$q_{ed} = g_{ed} + p_{ed}$$

$$\text{Kategori A: } \psi_1 = 0.5 \quad [\text{NS-EN 1990 tabell NA.A1.1}]$$

$$\text{Kategori A: } \psi_2 = 0.3 \quad [\text{NS-EN 1990 tabell NA.A1.1}]$$

$$g_{ed} = 20.82 \frac{kN}{m} \cdot 1.0 = 20.82 \frac{kN}{m}$$

$$p_{ed} = 9.46 \frac{kN}{m} \cdot (\psi_1 = 0.5) + 9.46 \frac{kN}{m} * (\psi_2 = 0.3) = 7.57 \frac{kN}{m}$$

$$q_{ed} = 20.82 \frac{kN}{m} + 7.57 \frac{kN}{m} = 28.39 \frac{kN}{m}$$

Utnyttelser ved $t = 0 \text{ min}$:

$$M_{yfi ed} = 58.8 \text{ kNm} \quad [\text{Vedlegg C.5.4.1}]$$

$$M_{yfi rd} = \sigma \cdot W$$

$$W_{IPE300} = 557 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\gamma_{M,fi} = 1.0 \quad [\text{NS-En 1993-1-2 2.3(1) merknad}]$$

$$M_{yfi rd} = \frac{355}{1.0} \cdot 557 \cdot 10^3 = 197,74 \text{ kNm}$$

$$\mu_{0,1} = \frac{M_{yfi ed}}{M_{yfi rd}} = \frac{58.8}{197,74} = 0.30$$

$$V_{fi ed} = 74.19 \text{ kN} \quad [\text{Vedlegg C.5.4.1}]$$

$$V_{fi rd} = \sigma \cdot Av$$

$$V_{fi rd} = \frac{355}{1.0} \cdot \frac{300 \cdot 7,1}{\sqrt{3}} = 436,6 \text{ kN}$$

$$\mu_{0,2} = \frac{V_{fi ed}}{V_{fi rd}} = \frac{74.19}{436,6} = 0.17 < 0.5$$

$$\mu_0 = \max(\mu_{0,1}, \mu_{0,2}) = 0.30$$

$$\mu_0 = 0.30 \rightarrow \theta_{a,cr} = 664^\circ\text{C} \quad [\text{NS-EN 1993-1-2 tabell 4.1}]$$

$$\frac{Am}{V} = \frac{\text{Omkrets}}{\text{Areal}} = \frac{2 \cdot 300 + 3 \cdot 150}{5,38 \cdot 10^2} = 0,2 \frac{1}{\text{mm}} = 200 \frac{1}{\text{m}} \quad [\text{NS-EN 1991-1-2 tabell 4.2}]$$

Bruker tabellen til Per Kristian Larsen i «Stålkonstruksjoner» for å få et estimat på hvor mange minutter det tar før kritisk temperatur i IPE-bjelken er nådd.

$$\frac{Am}{V} = 200 \rightarrow 14 \text{ min} \quad [\text{«Stålkonstruksjoner» tabell 13.7; Per Kristian Larsen}]$$

Tabellen viser at det vil ta 14 minutter før den kritiske temperaturen er nådd. Konkluderer derfor med at IPE-profilet må brannisoleres for å holde kravet på 60 minutter. Tar i bruk ROCKWOOL sin programvare for å finne ut hvor mye Conlit brannisolasjon som må nyttes.

Utnyttelse ved $t = 60 \text{ min}$:

Tatt utgangspunkt i tykkelse 20mm på Conlit isolasjonen.

$$\theta_{\alpha} = 506^{\circ}\text{C} \quad [\text{Vedlegg C.6.1}]$$

Finner så reduksjonsfaktoren $K_{y,\theta}$:

$$\theta_{\alpha} = 506^{\circ}\text{C} \rightarrow K_{y,\theta} = \sim 0.75 \quad [\text{NS-EN 1993-1-2 tabell 3.1}]$$

$$\mu_{\theta} = \frac{M_{fied}}{M_{fird} \cdot K_{y,\theta}} = \frac{58.8 \text{ kNm}}{197.73 \text{ kNm} \cdot 0.75} = 0.39 \quad \text{OK} \quad [\text{NS-EN 1993-1-3 4.2.3.3(4.8)}]$$

6.2 HSQ bjelke

Ønsker å ta i bruk forenklet beregningsmetode i henhold til NS-EN 1993-1-2 4.2. Ser på bjelke S1D2B1 som har størst laster. Velger å bruke lasttilstand ofte forekommende som er konservativt da det gir høyere laster med tanke på lastfaktorer. Inkluderer da også snølast. Først må en redusert verdi av ϵ finnes for å klassifisere tverrsnittet.

$$\epsilon = 0.69$$

Tar utgangspunkt i klassifiseringen av tverrsnittklasse ved å se på samme inndeling som HUP-profiler.

$$\frac{c}{t} = \frac{225\text{mm}}{6\text{mm}} = 37.5 \quad [\text{Vedlegg C.7.1}]$$

$$\frac{c}{t} = 37.5 < 124\epsilon = 85.56 \rightarrow \text{Tverrsnittklasse 3} \quad [\text{NS-EN 1993-1-1 tabell 5.2}]$$

$$q_{ed} = g_{ed} + p_{ed}$$

$$g_{ed} = 20.82 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{ed} = 7.57 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{ed} = 28.39 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Utnyttelser ved $t = 0 \text{ min}$:

$$M_{yfied} = 58.8 \text{ kNm} \quad [\text{Vedlegg C.5.4.1}]$$

$$M_{yfird} = \sigma \cdot W$$

$$W_{HSQ} = \frac{1.17 \cdot 10^8 \text{ mm}^4}{131.5 \text{ mm}} = 8.89 \cdot 10^5 \text{ mm}^3 \quad [\text{Vedlegg B.3.2.1}]$$

$$\gamma_{M,fi} = 1.0 \quad [\text{NS-En 1993-1-2 2.3(1) merknad}]$$

$$M_{yfird} = \frac{355}{1.0} \cdot 8.89 \cdot 10^5 = 315,85 \text{ kNm}$$

$$\mu_{0,1} = \frac{M_{yfied}}{M_{yfird}} = \frac{58.8 \text{ kNm}}{315,85 \text{ kNm}} = 0,19$$

$$V_{fied} = 74.19 \text{ kN} \quad [\text{Vedlegg C.5.4.1}]$$

$$V_{fird} = \sigma \cdot Av$$

$$V_{fird} = \frac{355}{1,0} \cdot \frac{2 \cdot (25 + 150 + 12) \cdot 6}{\sqrt{3}} = 460 \text{ kN}$$

$$\mu_{0,2} = \frac{V_{yfi ed}}{V_{yfi rd}} = \frac{74.19 \text{ kN}}{460 \text{ kN}} = 0.16 < 0,5$$

$$\mu_0 = \max(\mu_{0,1}, \mu_{0,2}) = 0.19$$

$$\mu_0 = 0.19 \sim 0.22 \rightarrow \theta_{\alpha, cr} = 711^\circ\text{C} \quad [\text{NS-EN 1993-1-2 tabell 4.1}]$$

$$\frac{Am}{V} = \frac{280+12+130+250+150+250+12}{280 \cdot 12 + 2 \cdot 250 \cdot 6 + 25 \cdot 150} = 0,107 \frac{1}{mm} = 107 \frac{1}{m} \quad [\text{NS-EN 1991-1-2 tabell 4.2}]$$

Bruker tabellen til Per Kristian Larsen i «Stålkonstruksjoner» for å få et estimat på hvor mange minutter det tar før kritisk temperatur i HSQ-bjelken er nådd. Bruker konservativt $\frac{Am}{V} = 200$.

$$\frac{Am}{V} = 200 \rightarrow \sim 17 \text{ min} \quad [\text{«Stålkonstruksjoner» tabell 13.7; Per Kristian Larsen}]$$

Tabellen viser at det vil ta omtrent 17 minutter før den kritiske temperaturen er nådd. Konkluderer derfor med at HSQ-profilet må brannisoleres for å holde kravet på 60 minutter. Tar i bruk ROCKWOOL sin programvare for å finne ut hvor mye Conlit brannisolasjon som må nyttes. Det regnes forenklet i programmet som et hulprofil.

Utnyttelse ved $t = 60 \text{ min}$:

Tatt utgangspunkt i tykkelse 20mm på Conlit isolasjonen.

$$\theta_{\alpha} = 393^\circ\text{C} \quad [\text{Vedlegg C.6.2}]$$

Finner så reduksjonsfaktoren $K_{y,\theta}$:

$$\theta_{\alpha} \sim 400^\circ\text{C} \rightarrow K_{y,\theta} = 1.0 \quad [\text{NS-EN 1993-1-2 tabell 3.1}]$$

$$\mu_{\theta} = \frac{M_{fi ed}}{M_{fi rd} \cdot K_{y,\theta}} = \frac{58.8 \text{ kNm}}{315.85 \text{ kNm} \cdot 1.0} = 0.19 \quad \text{OK} \quad [\text{NS-EN 1993-1-3 4.2.3.3(4.8)}]$$

VEDLEGG C – Fra programvare

1. OS-PROG VIND

LASTSAMMENLIGNING

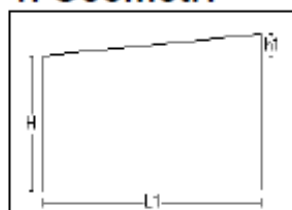
Titel VINDLAST		Side 1	
Prosjekt ALVERPARKEN B7	Ordre	Sign ÅNV	Dato 28-01-2022

Dataprogram: LastBeregning versjon 7.1.1 Laget av Sletten Byggdata AS

Standard NS-EN 1991-1-4: Vindlaster

Data er lagret på fil: C:\Users\arild\Høgskulen på Vestlandet\Bacheloroppgave - General\Beregninger\LASTER\OS-
Prog filer\OS_vind.sls

1. Geometri



h1 1251 mm
H 7949 mm
L1 12800 mm

Byggets lengde, L2: 26100 mm
Takvinkel : 5,58 (grader)

Vertikalsnitt

2. Vindhastighet

Fylke: Hordaland Kommune: Lindås Referansevindhastighet: 26 m/s

Byggested, høyde over havet (m): 22 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: 9,2 m

BYGGSTEDETS TERRENGDATA

Terrengruhetskategori III: Sammenhengende småhusbebyggelse industriområder eller skogsområder.

Terrengruhetsfaktoren Kt: 0,22 Ruhetslengden Zo (m): 0,3 Zmin (m): 8 Vm (m/s): 19,58 Cr: 0,75

OVERGANGSONE

Terrengruhetskategori I: Kystnær, opprørt sjø. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker.

Terrengruhetsfaktoren Kt: 0,17 Ruhetslengden Zo (m): 0,01 Zmin (m): 2 Vm (m/s): 30,16 Cr: 1,16

Avstand mot vindretning fra byggested til grense for terrengkategorierendring Xb (m): 500

Overgangsonesfaktor Cs(Xb): 1,27 Vm(z) : 24,9(lign NA.4(901.2/3))

TOPOGRAFI: NA.4.3.3 (901.3.2) Lavereliggende byggested i le av ås eller skråning.

Terrengformfaktor Co(z): 0,8 Turbulensfaktor Ki: 1,2

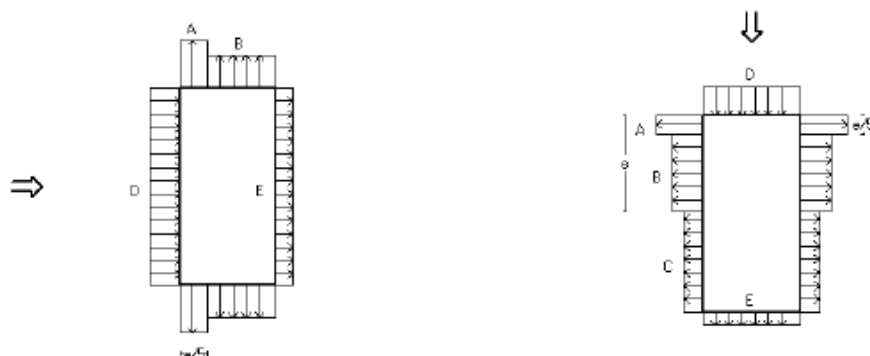
Vkast: 31,56 m/s

Qkast: 0,623 kN/m²

Titel VINDLAST		Side 2
Prosjekt ÅLVERPARKEN B7	Ordre	Sign ÅNV
		Dato 28-01-2022

3. Yttervegger

3.1 Utvendig vindlast



Vindretning 0 grader. $e=18400$ mm

Vindretning 90 grader. $e=12800$ mm

Vindinnfallsretning på 0 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80		0,76	-0,43
Utvendig last (kN/m ²)	-0,75	-0,50		0,47	-0,26
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10		1,00	-0,43
Utvendig last (kN/m ²)	-0,87	-0,68		0,62	-0,26
Utstrekning (mm)	3680	9120		26100	26100

Vindinnfallsretning på 90 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,71	-0,33
Utvendig last (kN/m ²)	-0,75	-0,50	-0,31	0,44	-0,20
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,33
Utvendig last (kN/m ²)	-0,87	-0,68	-0,31	0,62	-0,20
Utstrekning (mm)	2560	10240	13300	12800	12800

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

3.2 Innvendig vindlast

Bygning med dominerende vindfasade

$C_{pi} = 0,75 \cdot C_{pe,10}$ (sone D) når åpningene i den dominerende vindfasaden er minst 2 ganger summen av åpningen i de øvrige fasader



	Overtrykk
Last(kN/m ²)	0,36

	Undertrykk
Last(kN/m ²)	-0,37

Tittel VINDLAST		Side 3	
Prosjekt ALVERPARKEN B7	Ordre	Sign ÅNV	Dato 28-01-2022

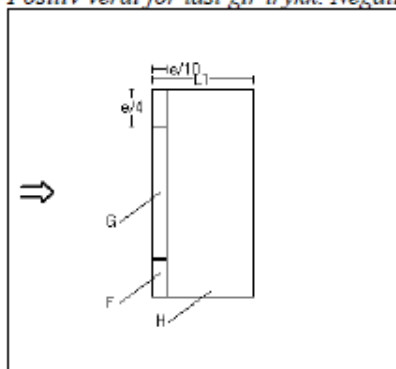
4 Overside av tak

Taktype: Pulttak

L1=12800 mm L2=26100 mm

$C_{pe,10}$ Gjelder for hele bygget. ($>=10m^2$)

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



Utstrekning (mm)

$e=18400$

$e/4=4600$

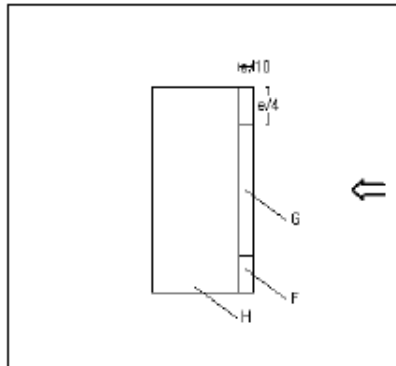
$e/10=1840$

Alt.1

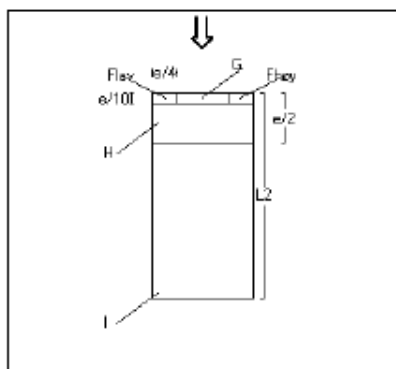
	$C_{pe,10}$	Last (kN/m ²)	Hor.prosjeksjon (mm)
F	-1.65	-1.03	4600x1840
G	-1.18	-0.73	16900x1840
H	-0.58	-0.36	26100x10960

Alt.2

	$C_{pe,10}$	Last (kN/m ²)	Hor.prosjeksjon (mm)
F	0.01	0.01	4600x1840
G	0.01	0.01	16900x1840
H	0.01	0.01	26100x10960



	$C_{pe,10}$	Last (kN/m ²)	Hor.prosjeksjon (mm)
F	-2.31	-1.44	4600x1840
G	-1.30	-0.81	16900x1840
H	-0.81	-0.50	26100x10960



Utstrekning (mm)

$e=12800$

$e/4=3200$

$e/10=1280$

	$C_{pe,10}$	Last (kN/m ²)	Hor.prosjeksjon (mm)
Fhøy	-2.12	-1.32	3200x1280
Flav	-2.07	-1.29	3200x1280
G	-1.81	-1.12	6400x1280
H	-0.61	-0.38	12800x5120
I	-0.51	-0.32	12800x19700

Tittel VINDLAST		Side 4	
Prosjekt ALVERPARKEN B7	Ordre	Sign ÅNV	Dato 28-01-2022

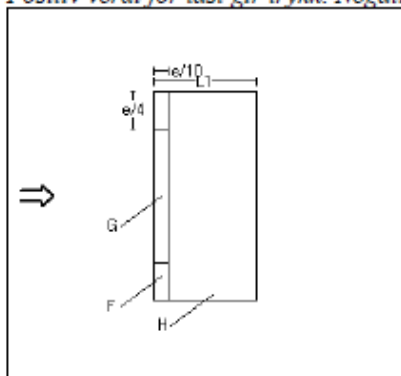
Taktype: Pulttak

L1=12800 mm L2=26100 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 : $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) * \log_{10} A$*

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



Utstrekning (mm)

e=18400

e/4=4600

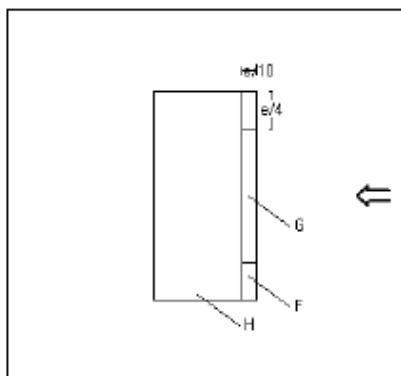
e/10=1840

Alt.1

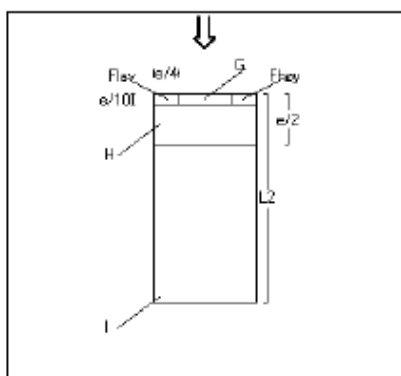
	Cpe,1	Last (kN/m ²)	Hor.projeksjon(mm)
F	-2.47	-1.54	4600x1840
G	-1.97	-1.23	16900x1840
H	-1.15	-0.71	26100x10960

Alt.2

	Cpe,1	Last (kN/m ²)	Hor.projeksjon(mm)
F	0.01	0.01	4600x1840
G	0.01	0.01	16900x1840
H	0.01	0.01	26100x10960



	Cpe,1	Last (kN/m ²)	Hor.projeksjon(mm)
F	-2.52	-1.57	4600x1840
G	-2.00	-1.25	16900x1840
H	-1.20	-0.75	26100x10960



Utstrekning (mm)

e=12800

e/4=3200

e/10=1280

	Cpe,1	Last (kN/m ²)	Hor.projeksjon(mm)
Fhøy	-2.62	-1.63	3200x1280
Flav	-2.40	-1.49	3200x1280
G	-2.03	-1.26	6400x1280
H	-1.20	-0.75	12800x5120
I	-0.54	-0.34	12800x19700

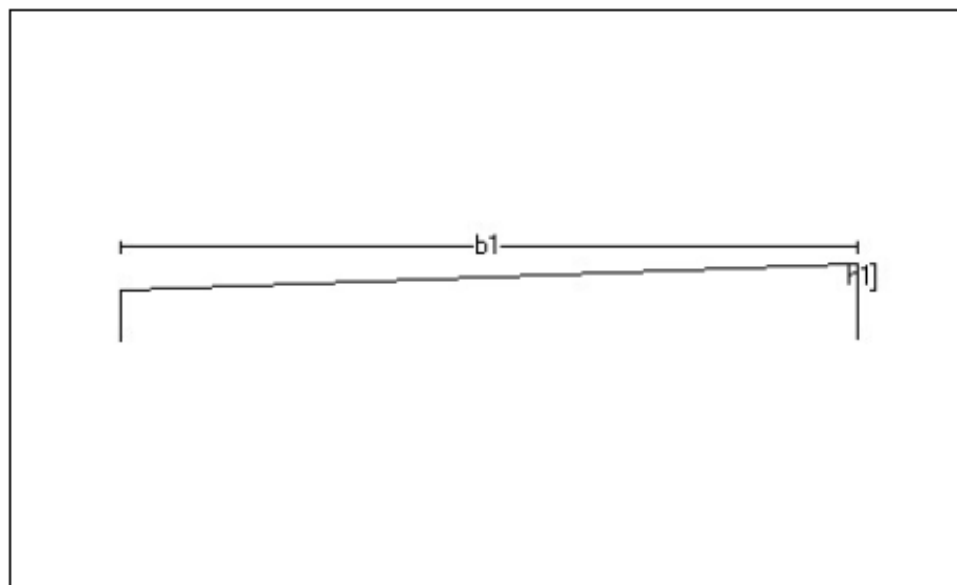
2. OS-PROG SNØ

LASTSAMMENLIGNING

Titel SNØLAST		Side 1
Prosjekt ALVERPARKEN B7	Ordre	Sign ANV Dato 28-01-2022

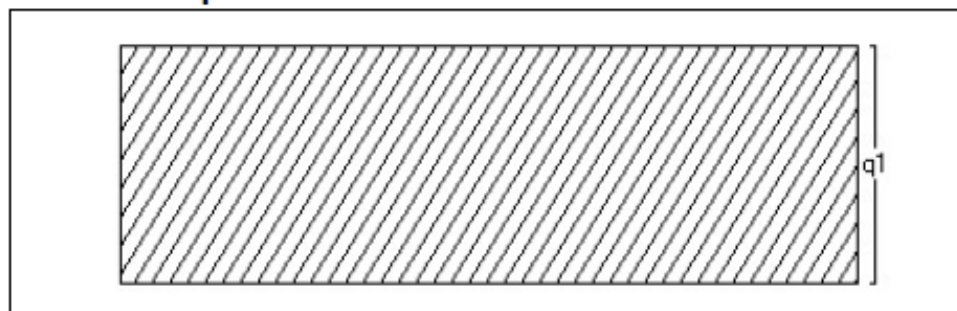
Dataprogram: LastBeregning versjon 7.1.1 Laget av Sletten Byggdata AS
Standard NS-EN 1991-1-3: Snølaster

1. Geometri



b1 14300 mm
h1 500 mm

2. Snølast på tak

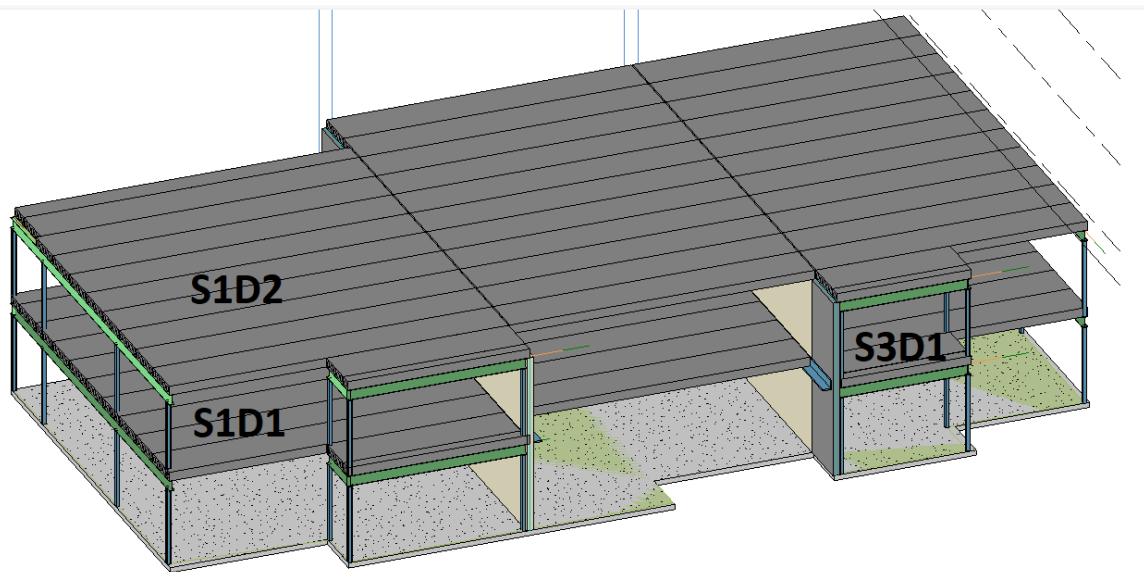


Last nr.:1
q1 2,00 kN/m²

3. Snølastdata

Fylke	Hordaland
Kommune	Lindås
Sted	Alverparken
Byggets plassering (moh)	
Eksponeeringskoeffisient C_e	1
Termisk koeffisient C_t	1
Snølast, S :	2,5 kN/m ²

3. OS-PROG DEFORMASJONER HULLDEKKER



3.1 S1D2 8 spenntau

HD265 S1D2 L=9550

Tittel HD265 S1D2 L=9550		Side 1	
Prosjekt Alverparken	Ordre	Sign ANV	Dato 07.04.22

Dataprogram: E-BJELKE versjon 7.1 Laget av Sletten Byggdata
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016
Data er lagret på fil: C:\Users\arild\Høgskulen på Vestlandet\Bacheloroppgave -
General\Beregninger\HD265\Deformasjoner\Ved bruk av Levi sin mal\HD265_S1D2.ebj

INNHold

- 1.0 Materialdata
- 1.1 Tverrsnitt-figur med armering
- 1.2 Armeringsdata
- 1.3 Bjelkeprofil og utkragerlengder
- 1.4 Lastfaktorer og pålitelighetsklasse
- 1.5 Spennkabler
- 1.6 Lastdata
- 6.1 Nedbøyning
- 8.1 Brannteknisk dimensjonering

1.0 Materialdata

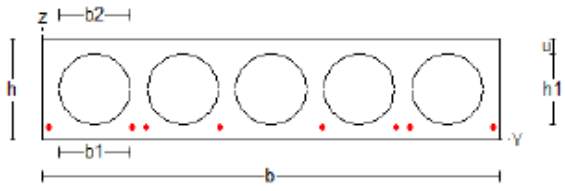
Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	Data vedr. spennarmert element		
Materialkoeffisient betong	1,5	Strekkfasthet N/mm ² (fpk)		1860
Materialkoeffisient stål	1,15	0.1 % strekkgrense N/mm ² (fp0.1k)		1640
Betongkvalitet	B45(C45/55)	Forlengelse ved største belastning (euk)		0,037
Densitet (kg/m ³)	2400	Spennarmering. Emodul		195000
Sement i fasthetsklasse (R / N / S)	R	Sylindertrykkfasthet ved avspenning (fckj)		28
Armering flytegrense	500	Sylindertrykkfasthet ved transport(fckj)		32
Bøyler flytegrense	500	Betongens alder ved avspenning (døgn)		1
Relativ fuktighet i lagringsperioden %	70	Eksponeringsklasser	uk:XC1	ok:XC1
Relativ fuktighet i ferdig bygg %	40	Korrosjonsømfintlig armering		
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28	Dimensjonerende levetid		50
Effektiv høyde, h ₀ (EN1992-1-1 3.1.4(5))	360			
Korttids Emodul, E _{cm}	36300	Min. overdekning (mm)	uk	ok
Dimensjonerende trykkfasthet, f _{cd}	25,5	*)Min. krav for spennarmering	25	25
Aksial strekkfasthet, f _{ctm}	4	Toleranse	5	5
Dimensjonerende strekkfasthet, f _{ctd}	1,51	Nominell overdekning	30	30
		*)Krav til overdekning for bøyler er 10 mm mindre		
Kryptall, FI 0_28	0,71	Svinntøyning, 0_28		-0,00008
Kryptall, FI 28_9000	1,61	Svinntøyning, 0_9000		-0,00052

NA.6.2.2(1) Følgende krav til tilslag i betongen er oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620: D_s ≥ 16 mm (D = 22 mm)
2. Det grove tilslaget ≥ 50% av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

Titel HD265 S1D2 L=9550		Side 2	
Prosjekt Alverparken	Ordre	Sign ANV	Dato 07.04.22

1.1 Tverrsnitt

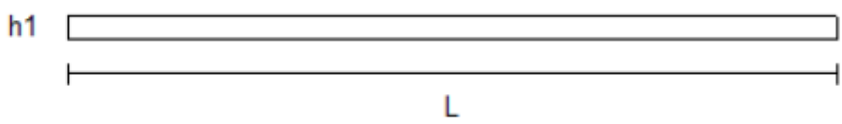
	Antall hull	5	
	b	1196	mm
	h	265	mm
	b1	185	mm
	b2	185	mm
	h1	185	mm
	h2	0	mm
	u	40	mm
	Zt	132	mm
	Areal	1,83E+05	mm ²
Ic	1,57E+09	mm ⁴	
Sc	7,87E+06	mm ³	
Wo	1,18E+07	mm ³	
Wu	1,18E+07	mm ³	
bw	274	mm	
Symboler: Se NS-EN 1992 (6.4)			

1 kanaler skal gjenstopes i begge ender: Lengde på gjestøping = 650 mm : Betongkvalitet B25

1.2 Armeringsdata

Kant	Lag nr	Kantavstand	Slakkarmering	Spennarmering
uk	1	33		8d 11.3- 100 mm ²

1.3 Bjelkeprofil

	L	9500	mm
	h1	265	mm
	h2	265	mm
Elementvekt: 4.3 tonn			

Utkragerlengde (mm)

	Venstre ende	Høyre ende
Utløfting	500	500
Lagring	400	400
Transport	400	400
Ferdig montert	50	50

Minste effektive oppleggsbredde: 20 mm

Tittel HD265 S1D2 L=9550			Side 3
Prosjekt Alverparken	Ordre	Sign ANV	Dato 07.04.22

1.4 Lastfaktor og pålitelighetsklasse

	Lastfaktor			BENYTTES:
	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgr. B1	Bruddgr. B2
Permanent last	1,00	1,00	1,35	1,20
Variabel last	0,30	0,50	1,05	1,50
Pålitelighetsklasse	2			
PSI -faktor	Kategori A : Boliger			
Krav til maks. nedbøyning	Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav			
Formsug ved avforming	0,00 kN/m			
Elementets romvekt	2500 kg/m ³			
Horisontalkraft i oppleggspunkt (H/N)	0,00			

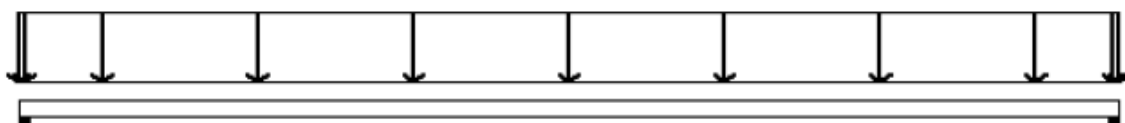
1.5 Spennkabler

Spennkraft pr kabel i ok, m. standard diameter	100,0	kN	(997 N/mm ²)	d=11,30 mm
Spennkraft pr kabel i uk, m. standard diameter	100,0	kN	(997 N/mm ²)	d=11,30 mm
Avspenning: MYK				

1.6 Egenvekt, permanent last og nyttelast

Jevnt fordelt last (kN/m)

	v. utkrager	midtfelt	h. utkrager
Egenvekt	4,57	4,57	4,57
Permanent last	1,97	1,97	1,97
Variabel last	4,80	4,80	4,80



6.1 Nedbøyning (mm)

(G1=egenvekt av bjelken G2=påført permanent last P=variabel last)			
	V. utkrager	Midtfelt	H. utkrager
Avforming		-8	
G1: ved montasje		-11	
G1+G2: ved montasje		-8	
G1+G2+P_langtidsdel ved montasje		-7	
G1+G2 etter lang tid		-8	
G1+G2+P_langtidsdel etter lang tid		-1	
G1+G2+P total etter lang tid		-1	

Titel HD265 S1D2 L=9550		Side 4	
Prosjekt Alverparken	Ordre	Sign ANV	Dato 07.04.22

8.1 Brannteknisk dimensjonering, basert på NS-EN 1992-1-2 og NS-EN 1168

Tverrsnitt data

Tykkelse	h= 265	mm
Areal	Ac= 182705	mm ²
Bredde	b= 1196	mm
2 armeringslag i uk		
lag nr 1: Armeringsdybde	a1= 33	mm
Indre momentarm	z1= 221	mm
armeringsareal	As1= 802	mm ²
lag nr 2:	a2= 73	mm
Armeringsdybde		
Indre momentarm	z2= 181	mm
armeringsareal	As2= 0	mm ²

Temperatur og reduksjonsfaktorer for spennarmering. Med brannmotstand: REI 60

Dim. spenning ved t=20 grader: $f_s = f_{p0.1k} \leq 0.9 \cdot f_{pk}$ (se materialdata) $f_s = 1640 \text{ N/mm}^2$

armeringslag nr 1	t1= 370	grader	EN 1992-1-2 fig A.2
reduksjonsfaktor	kp1= 0,505		EN 1992-1-2 fig 5.1, kurve 3
Dim. spenning ($kp1 \cdot f_s$)	fs1= 828	N/mm ²	
a50%=78,7 mm	t,a50= 128,7	grader	EN 1168 fig G.1 og EN 1992-1-2 fig A.2
armeringslag nr 2	t2= 144	grader	EN 1168 G.1.2: interpolering
reduksjonsfaktor	kp2= 0,920		EN 1992-1-2 fig 5.1, kurve 3
Dim. spenning ($kp2 \cdot f_s$)	fs2= 1509	N/mm ²	

Kontroll av utnyttelse i mest påkjente snitt

Krav til brannmotstand etter EN 1168, tabell G.1 er oppfylt

Lastfaktor for egenlast: 1.0 Lastfaktor for nyttelast: 0,30

Momentkontroll: Mfi: moment fra påførte laster: Md,fi: tverrsnittets momentkapasitet ved brann

$M_{fi} = 88 \text{ kNm}$ $M_{d,fi} = f_{s1} \cdot A_{s1} \cdot z_1 + f_{s2} \cdot A_{s2} \cdot z_2 = 147 \text{ kNm}$ $M_{fi}/M_{d,fi} = 0,60 < 1$ OK

Skjærkontroll: Vfi: skjærkraft fra påførte laster: Vrdc,fi: tverrsnittets skjærkapasitet ved brann

Avstand fra v.ende til kontrollsnitt for skjærkraft: 249 mm

Reduksjonsfaktor for skjærkapasitet (EN 1168 tabell G.2) $kpV = 0,57$

$V_{rdc} = 138 \text{ kN}$ $V_{rdc,fi} = V_{rdc} \cdot kpV = 78 \text{ kN}$

$V_{fi} = 36 \text{ kN}$ $V_{fi}/V_{rdc,fi} = 0,46 < 1$ OK

EN 1168 tabell G.2 forutsetter at det er lagt inn forangkringsarmering i fuge eller hull: 225 mm²/element

3.2 S3D1 6 spenntau

HD265 S3D1 L=3600

Tittel HD265 S3D1 L=3600		Side 1	
Prosjekt Alverparken	Ordre	Sign ANV	Dato 07.04.22

Dataprogram: E-BJELKE versjon 7.1 Laget av Sletten Byggdata

Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016

Data er lagret på fil: C:\Users\arild\Høgskulen på Vestlandet\Bacheloroppgave -

General\Beregninger\HD265\Deformasjoner\Ved bruk av Levi sin mal\HD265_S3D1 seks spenntau.ebj

INNHOLD

- 1.0 Materialdata
- 1.1 Tverrsnitt-figur med armering
- 1.2 Armeringsdata
- 1.3 Bjelkeprofil og utkragerlengder
- 1.4 Lastfaktorer og pålitelighetsklasse
- 1.5 Spennkabler
- 1.6 Lastdata
- 6.1 Nedbøyning
- 8.1 Brannteknisk dimensjonering

1.0 Materialdata

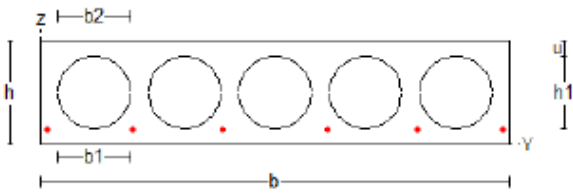
Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	Data vedr. spennarmert element		
Materialkoeffisient betong	1,5	Strekkfasthet N/mm ² (f _{pk})		1860
Materialkoeffisient stål	1,15	0.1 % strekkgrense N/mm ² (f _{p0.1k})		1640
Betongkvalitet	B45(C45/55)	Forlengelse ved største belastning (e _{uk})		0,037
Densitet (kg/m ³)	2400	Spennarmering. Emodul		195000
Sement i fasthetsklasse (R / N / S)	R	Sylindertrykkfasthet ved avspenning (f _{ckj})		28
Armering flytegrense	500	Sylindertrykkfasthet ved transport(f _{ckj})		32
Bøyler flytegrense	500	Betongens alder ved avspenning (d _{øgn})		1
Relativ fuktighet i lagringsperioden %	70			
Relativ fuktighet i ferdig bygg %	40	Eksponeringsklasser	uk:XC1	ok:XC1
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28	Korrosjonsømfintlig armering		
Effektiv høyde, h ₀ (EN1992-1-1 3.1.4(5))	360	Dimensjonerende levetid		50
Korttids Emodul, E _{cm}	36300	Min. overdekning (mm)	uk	ok
Dimensjonerende trykkfasthet, f _{cd}	25,5	*)Min. krav for spennarmering	25	25
Aksial strekkfasthet, f _{ctm}	4	Toleranse	5	5
Dimensjonerende strekkfasthet, f _{ctd}	1,51	Nominell overdekning	30	30
		*)Krav til overdekning for bøyler er 10 mm mindre		
Kryptall, FI 0_28	0,71	Svinntøyning, 0_28		-0,00008
Kryptall, FI 28 9000	1,61	Svinntøyning, 0 9000		-0,00052

NA.6.2.2(1) Følgende krav til tilslag i betongen er oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620: D_{>=16} mm (D= 22 mm)
2. Det grove tilslaget _{>=}50% av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

Titel HD265 S3D1 L=3600		Side 2
Prosjekt Alverparken	Ordre	Sign ANV Dato 07.04.22

1.1 Tverrsnitt

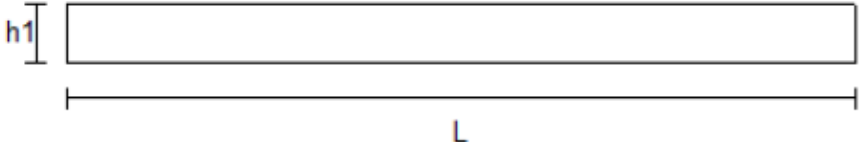
	Antall hull	5	
	b	1196	mm
	h	265	mm
	b1	185	mm
	b2	185	mm
	h1	185	mm
	h2	0	mm
	u	40	mm
	Zt	132	mm
	Areal	1,83E+05	mm ²
Ic	1,57E+09	mm ⁴	
Sc	7,87E+06	mm ³	
Wo	1,18E+07	mm ³	
Wu	1,18E+07	mm ³	
bw	274	mm	
Symboler: Se NS-EN 1992 (6.4)			

1 kanaler skal gjenstøpes i begge ender: Lengde på gjestøping = 650 mm : Betongkvalitet B25

1.2 Armeringsdata

Kant	Lag nr	Kantavstand	Slakkarmering	Spennarmering
uk	1	40		6d 11.3- 100 mm ²

1.3 Bjelkeprofil

	L	3600	mm
	h1	265	mm
	h2	265	mm
Elementvekt: 1.6 tonn			

Utkragerlengde (mm)

	Venstre ende	Høyre ende
Utlofting	500	500
Lagring	400	400
Transport	400	400
Ferdig montert	50	50

Minste effektive oppleggsbredde: 20 mm

Tittel HD265 S3D1 L=3600			Side 3
Prosjekt Alverparken	Ordre	Sign ANV	Dato 07.04.22

1.4 Lastfaktor og pålitelighetsklasse

	Lastfaktor		BENYTTES:	
	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgr. B1	Bruddgr. B2
Permanent last	1,00	1,00	1,35	1,20
Variabel last	0,30	0,50	1,05	1,50
Pålitelighetsklasse	2			
PSI -faktor	Kategori A : Boliger			
Krav til maks. nedbøyning	Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav			
Formsug ved avforming	0,00 kN/m			
Elementets romvekt	2500 kg/m ³			
Horisontalkraft i oppleggspunkt (H/N)	0,00			

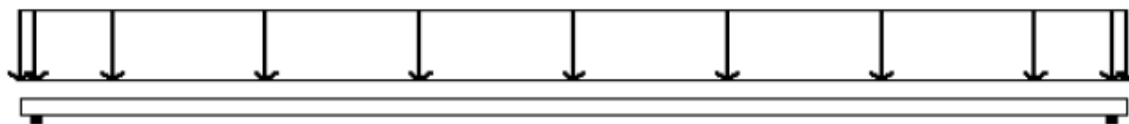
1.5 Spennkabler

Spennkraft pr kabel i ok, m. standard diameter	100,0	kN	(997 N/mm ²)	d=11,30 mm
Spennkraft pr kabel i uk, m. standard diameter	100,0	kN	(997 N/mm ²)	d=11,30 mm
Avspenning: MYK				

1.6 Egenvekt, permanent last og nyttelast

Jevnt fordelt last (kN/m)

	v. utkrager	midtfelt	h. utkrager
Egenvekt	4,57	4,57	4,57
Permanent last	1,13	1,13	1,13
Variabel last	2,40	2,40	2,40



6.1 Nedbøyning (mm)

(G1=egenvekt av bjelken G2=påført permanent last P=variabel last)			
	V. utkrager	Midtfelt	H. utkrager
Avforming		-1	
G1: ved montasje		-2	
G1+G2: ved montasje		-2	
G1+G2+P.langtidsdel ved montasje		-2	
G1+G2 etter lang tid		-3	
G1+G2+P_langtidsdel etter lang tid		-3	
G1+G2+P total etter lang tid		-3	

Tittel HD265 S3D1 L=3600		Side 4
Prosjekt Alverparken	Ordre	Sign ANV Dato 07.04.22

8.1 Brannteknisk dimensjonering, basert på NS-EN 1992-1-2 og NS-EN 1168

Tverrsnitt data

Tykkelse	h= 265	mm
Areal	Ac= 182705	mm ²
Bredde	b= 1196	mm
2 armeringslag i uk		
lag nr 1: Armeringsdybde	a1= 40	mm
Indre momentarm	z1= 223	mm
armeringsareal	As1= 602	mm ²
lag nr 2:	a2= 80	mm
Armeringsdybde		
Indre momentarm	z2= 183	mm
armeringsareal	As2= 0	mm ²

Temperatur og reduksjonsfaktorer for spennarmering. Med brannmotstand: REI 180

Dim. spenning ved t=20 grader: $f_s = f_{p0.1k} \leq 0.9 \cdot f_{pk}$ (se materialdata) $f_s = 1640 \text{ N/mm}^2$

armeringslag nr 1	t1= 580	grader	EN 1992-1-2 fig A.2
reduksjonsfaktor	kp1= 0,095		EN 1992-1-2 fig 5.1, kurve 3
Dim. spenning ($kp1 \cdot f_s$)	fs1= 156	N/mm ²	
a50%=78,7 mm	t,a50= 336,7	grader	EN 1168 fig G.1 og EN 1992-1-2 fig A.2
armeringslag nr 2	t2= 335	grader	EN 1168 G.1.2: interpolering
reduksjonsfaktor	kp2= 0,576		EN 1992-1-2 fig 5.1, kurve 3
Dim. spenning ($kp2 \cdot f_s$)	fs2= 945	N/mm ²	

Kontroll av utnyttelse i mest påkjente snitt

Krav til brannmotstand etter EN 1168, tabell G.1 er oppfylt

Lastfaktor for egenlast: 1.0 Lastfaktor for nyttelast: 0,30

Momentkontroll: Mfi: moment fra påførte laster: Md,fi: tverrsnittets momentkapasitet ved brann

$M_{fi} = 10 \text{ kNm}$ $M_{d,fi} = f_{s1} \cdot A_{s1} \cdot z_1 + f_{s2} \cdot A_{s2} \cdot z_2 = 21 \text{ kNm}$ $M_{fi}/M_{d,fi} = 0,47 < 1$ OK

Skjærkontroll: Vfi: skjærkraft fra påførte laster: Vrdc,fi: tverrsnittets skjærkapasitet ved brann

Avstand fra v.ende til kontrollsnitt for skjærkraft: 249 mm

Reduksjonsfaktor for skjærkapasitet (EN 1168 tabell G.2) $kpV = 0,50$

$V_{rdc} = 127 \text{ kN}$ $V_{rdc,fi} = V_{rdc} \cdot kpV = 64 \text{ kN}$

$V_{fi} = 10 \text{ kN}$ $V_{fi}/V_{rdc,fi} = 0,15 < 1$ OK

EN 1168 tabell G.2 forutsetter at det er lagt inn forangkringsarmering i fuge eller hull: 225 mm²/element

3.3 S1D1 8 spenntau

HD265 S1D1 L=9550

Tittel HD265 S1D1 L=9550		Side 1	
Prosjekt	Ordre	Sign ANV	Dato 07.04.22

Dataprogram: E-BJELKE versjon 7.1 Laget av Sletten Byggdata
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016
Data er lagret på fil: C:\Users\arild\Høgskulen på Vestlandet\Bacheloroppgave -
General\Beregninger\HD265\Deformasjoner\Ved bruk av Levi sin mal\HD265_S1D1.ebj

INNHOLD

- 1.0 Materialdata
- 1.1 Tverrsnitt-figur med armering
- 1.2 Armeringsdata
- 1.3 Bjelkeprofil og utkragerlengder
- 1.4 Lastfaktorer og pålitelighetsklasse
- 1.5 Spennkabler
- 1.6 Lastdata
- 6.1 Nedbøyning
- 8.1 Brannteknisk dimensjonering

1.0 Materialdata

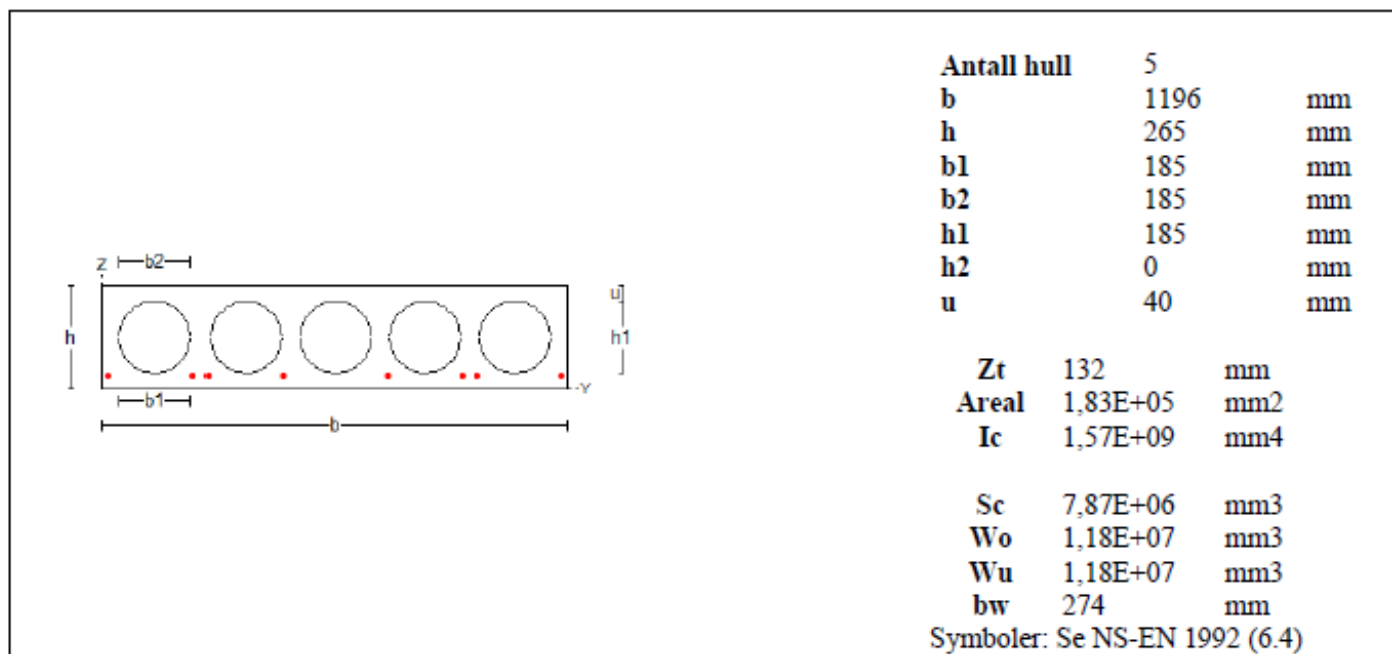
Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	Data vedr. spennarmert element		
Materialkoeffisient betong	1,5	Strekkfasthet N/mm ² (fpk)		1860
Materialkoeffisient stål	1,15	0.1 % strekkgrense N/mm ² (fp0.1k)		1640
Betongkvalitet	B45(C45/55)	Forlengelse ved største belastning (euk)		0,037
Densitet (kg/m ³)	2400	Spennarmering. Emodul		195000
Sement i fasthetsklasse (R / N / S)	R	Sylindertrykkfasthet ved avspenning (fckj)		28
Armering flytegrense	500	Sylindertrykkfasthet ved transport(fckj)		32
Bøyler flytegrense	500	Betongens alder ved avspenning (døgn)		1
Relativ fuktighet i lagringsperioden %	70			
Relativ fuktighet i ferdig bygg %	40	Eksponeringsklasser	uk:XC1	ok:XC1
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28	Korrosjonsømfintlig armering		
Effektiv høyde, h ₀ (EN1992-1-1 3.1.4(5))	360	Dimensjonerende levetid		50
Korttids Emodul, E _{cm}	36300	Min. overdekning (mm)	uk	ok
Dimensjonerende trykkfasthet, f _{cd}	25,5	*)Min. krav for spennarmering	25	25
Aksial strekkfasthet, f _{ctm}	4	Toleranse	5	5
Dimensjonerende strekkfasthet, f _{ctd}	1,51	Nominell overdekning	30	30
		*)Krav til overdekning for bøyler er 10 mm mindre		
Kryptall, FI 0_28	0,71	Svinntøyning, 0_28		-0,00008
Kryptall, FI 28 9000	1,61	Svinntøyning, 0 9000		-0,00052

NA.6.2.2(1) Følgende krav til tilslag i betongen er oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620: D_{>=16} mm (D= 22 mm)
2. Det grove tilslaget >=50% av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

Tittel HD265 0-8 L=9550		Side 2	
Prosjekt	Ordre	Sign LKJ	Dato 15-05-2022

1.1 Tverrsnitt

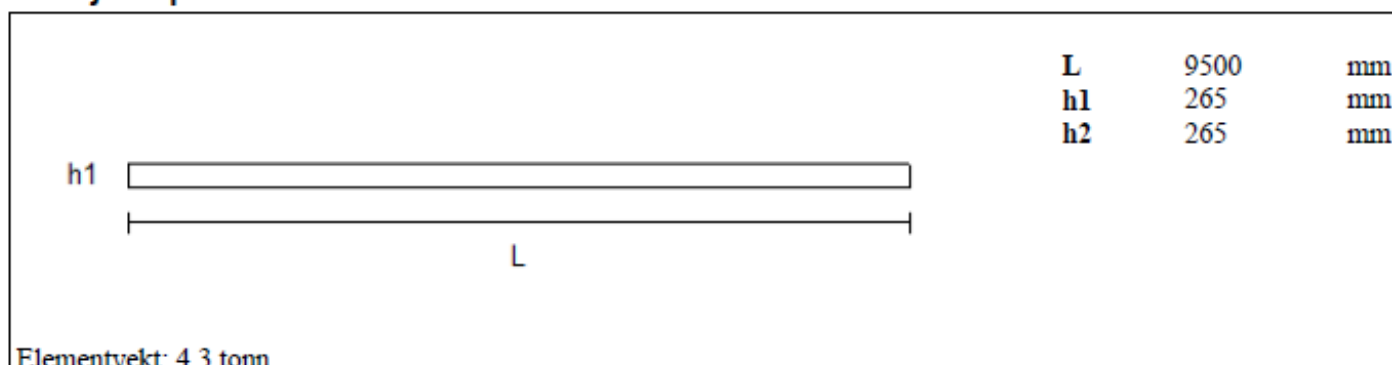


1 kanaler skal gjenstøpes i begge ender: Lengde på gjestøping = 650 mm : Betongkvalitet B25

1.2 Armeringsdata

Kant	Lag nr	Kantavstand	Slakkarmering	Spennarmering
uk	1	33		8d 11.3- 100 mm ²

1.3 Bjelkeprofil



Utkragerlengde (mm)

	Venstre ende	Høyre ende
Utlofting	500	500
Lagring	400	400
Transport	400	400
Ferdig montert	50	50

Minste effektive oppleggsbredde: 20 mm

Tittel HD265 S1D1 L=9550			Side 3
Prosjekt	Ordre	Sign ANV	Dato 07.04.22

1.4 Lastfaktor og pålitelighetsklasse

	Lastfaktor		BENYTTES:	
	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgr. B1	Bruddgr. B2
Permanent last	1,00	1,00	1,35	1,20
Variabel last	0,30	0,50	1,05	1,50
Pålitelighetsklasse	2			
PSI -faktor	Kategori A : Boliger			
Krav til maks. nedbøyning	Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav			
Formsug ved avforming	0,00 kN/m			
Elementets romvekt	2500 kg/m ³			
Horisontalkraft i oppleggspunkt (H/N)	0,00			

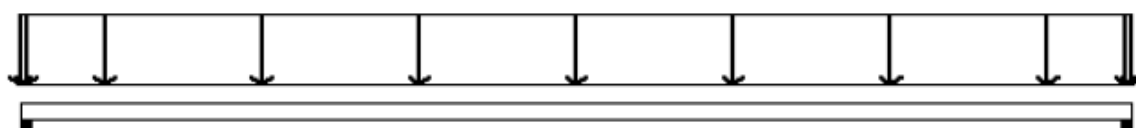
1.5 Spennkabler

Spennkraft pr kabel i ok, m. standard diameter	100,0	kN	(997 N/mm ²)	d=11,30 mm
Spennkraft pr kabel i uk, m. standard diameter	100,0	kN	(997 N/mm ²)	d=11,30 mm
Avspenning: MYK				

1.6 Egenvekt, permanent last og nyttelest

Jevnt fordelt last (kN/m)

	v. utkrager	midtfelt	h. utkrager
Egenvekt	4,57	4,57	4,57
Permanent last	1,13	1,13	1,13
Variabel last	2,40	2,40	2,40



6.1 Nedbøyning (mm)

(G1=egenvekt av bjelken G2=påført permanent last P=variabel last)			
	V. utkrager	Midtfelt	H. utkrager
Avforming		-7	
G1: ved montasje		-10	
G1+G2: ved montasje		-8	
G1+G2+P_langtidsdel ved montasje		-7	
G1+G2 etter lang tid		-9	
G1+G2+P_langtidsdel etter lang tid		-5	
G1+G2+P total etter lang tid		-5	

Tittel HD265 S1D2 L=9550		Side 4	
Prosjekt Alverparken	Ordre	Sign ANV	Dato 07.04.22

8.1 Brannteknisk dimensjonering, basert på NS-EN 1992-1-2 og NS-EN 1168

Tverrsnitt data

Tykkelse	h= 265	mm
Areal	Ac= 182705	mm ²
Bredde	b= 1196	mm
2 armeringslag i uk		
lag nr 1: Armeringsdybde	a1= 33	mm
Indre momentarm	z1= 221	mm
armeringsareal	As1= 802	mm ²
lag nr 2:		
Armeringsdybde	a2= 73	mm
Indre momentarm	z2= 181	mm
armeringsareal	As2= 0	mm ²

Temperatur og reduksjonsfaktorer for spennarmering. Med brannmotstand: REI 60

Dim. spenning ved t=20 grader: $f_s = f_{p0.1k} \leq 0.9 \cdot f_{pk}$ (se materialdata) $f_s = 1640 \text{ N/mm}^2$

armeringslag nr 1	t1= 370	grader	EN 1992-1-2 fig A.2
reduksjonsfaktor	kp1= 0,505		EN 1992-1-2 fig 5.1, kurve 3
Dim. spenning (kp1*fs)	fs1= 828	N/mm ²	
a50%=78,7 mm	t,a50= 128,7	grader	EN 1168 fig G.1 og EN 1992-1-2 fig A.2
armeringslag nr 2	t2= 144	grader	EN 1168 G.1.2: interpolering
reduksjonsfaktor	kp2= 0,920		EN 1992-1-2 fig 5.1, kurve 3
Dim. spenning (kp2*fs)	fs2= 1509	N/mm ²	

Kontroll av utnyttelse i mest påkjente snitt

Krav til brannmotstand etter EN 1168, tabell G.1 er oppfylt

Lastfaktor for egenlast: 1.0 Lastfaktor for nyttelast: 0,30

Momentkontroll: Mfi: moment fra påførte laster: Md,fi: tverrsnittets momentkapasitet ved brann

$M_{fi} = 88 \text{ kNm}$ $M_{d,fi} = f_{s1} \cdot A_{s1} \cdot z_1 + f_{s2} \cdot A_{s2} \cdot z_2 = 147 \text{ kNm}$ $M_{fi}/M_{d,fi} = 0,60 < 1$ OK

Skjærkontroll: Vfi: skjærkraft fra påførte laster: Vrdc,fi: tverrsnittets skjærkapasitet ved brann

Avstand fra v.ende til kontrollsnitt for skjærkraft: 249 mm

Reduksjonsfaktor for skjærkapasitet (EN 1168 tabell G.2) $kp_V = 0,57$

$V_{rdc} = 138 \text{ kN}$ $V_{rdc,fi} = V_{rdc} \cdot kp_V = 78 \text{ kN}$

$V_{fi} = 36 \text{ kN}$ $V_{fi}/V_{rdc,fi} = 0,46 < 1$ OK

EN 1168 tabell G.2 forutsetter at det er lagt inn forangkringsarmering i fuge eller hull: 225 mm²/element

4. SEISMISKE LASTER NODE

Base/Level shear forces, Sum, Fx+Mx

No.	Name	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]
	Base	431.287	20.22	0	0	0	318.324	431.761	318.324
	1 Storey 1	5.237	2.898	0	0	0	4.647	5.985	4.647
	2 Storey 2	175.302	14.947	0	0	0	129.171	175.939	129.171
	3 Storey 3	284.911	13.064	0	0	0	209.892	285.21	209.892
	4 Storey 4	0	0	0	0	0	0	0	0

Base/Level shear forces, Sum, Fx-Mx

No.	Name	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]
	Base	431.287	20.22	0	0	0	318.324	431.761	318.324
	1 Storey 1	5.237	2.898	0	0	0	4.647	5.985	4.647
	2 Storey 2	175.302	14.947	0	0	0	129.171	175.939	129.171
	3 Storey 3	284.911	13.064	0	0	0	209.892	285.21	209.892
	4 Storey 4	0	0	0	0	0	0	0	0

Base/Level shear forces, Sum, Fy+My

No.	Name	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]
	Base	25.36	584.029	0	0	0	788.299	584.58	788.299
	1 Storey 1	1.321	21.823	0	0	0	36.029	21.863	36.029
	2 Storey 2	13.23	255.551	0	0	0	341.697	255.894	341.697
	3 Storey 3	16.283	306.84	0	0	0	410.819	307.272	410.819
	4 Storey 4	0	0	0	0	0	0	0	0

Base/Level shear forces, Sum, Fy-My

No.	Name	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]
	Base	25.36	584.029	0	0	0	788.299	584.58	788.299
	1 Storey 1	1.321	21.823	0	0	0	36.029	21.863	36.029
	2 Storey 2	13.23	255.551	0	0	0	341.697	255.894	341.697
	3 Storey 3	16.283	306.84	0	0	0	410.819	307.272	410.819
	4 Storey 4	0	0	0	0	0	0	0	0

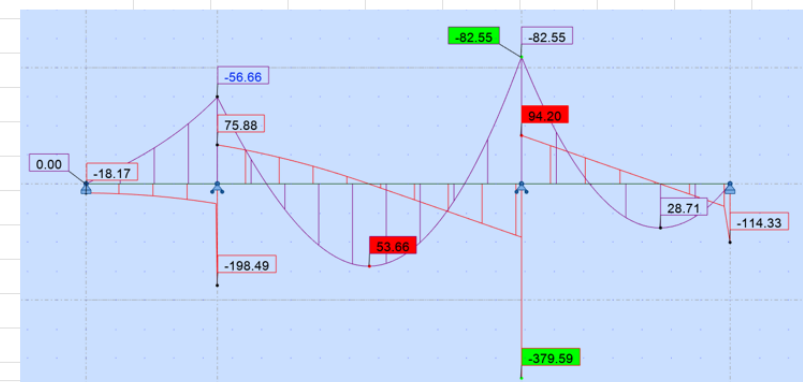
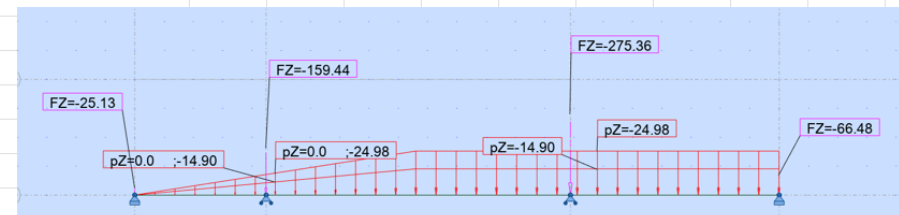
Base/Level shear forces, Seismic max.

No.	Name	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]
	Base	438.895	590.095	0	0	0	883.796	735.419	883.796
	1 Storey 1	5.633	22.693	0	0	0	37.423	23.381	37.423
	2 Storey 2	179.272	260.036	0	0	0	380.448	315.843	380.448
	3 Storey 3	289.796	310.759	0	0	0	473.786	424.915	473.786
	4 Storey 4	0	0	0	0	0	0	0	0

5. LASTER OG DIAGRAMMER

5.1 Bjelke S1D1B1

S1D1B1					
Egenlast	BRUKSGRENSE [kN/m ²]	Lastbredde (m)	BRUKSGRENSE [kN/m]	Lastfaktor	BRUDDGRENSE [kN/m]
Egenlast Hulldekker (HD265)	3,60	4,73	17,03	1,20	20,43
Egenlast summing (t = 20mm)	0,40	4,73	1,89	1,20	2,27
Egenlast yttervegger	0,60	0,6 kN/m ² * 4,32m ² = 2,59 kN 2,59 kN/11m = 0,24 kN/m	0,24	1,20	0,29
Egenlast innervegger	0,40	4,73	1,89	1,20	2,27
Egenlast ferdig gulv (Gulvtype 5 + 8)	0,20	4,73	0,95	1,20	1,14
Egenlast himling	0,15	4,73	0,71	1,20	0,85
		g_{,tot} =	20,82	g_{,tot,Ed} =	24,98
Nyttelast	BRUKSGRENSE [kN/m ²]	Lastbredde (m)	BRUKSGRENSE [kN/m]	Lastfaktor	BRUDDGRENSE [kN/m]
Nyttelast Kategori A	2,00	4,73	9,46	1,50	14,19
		p_{,tot} =	9,46	p_{,tot,Ed} =	14,19

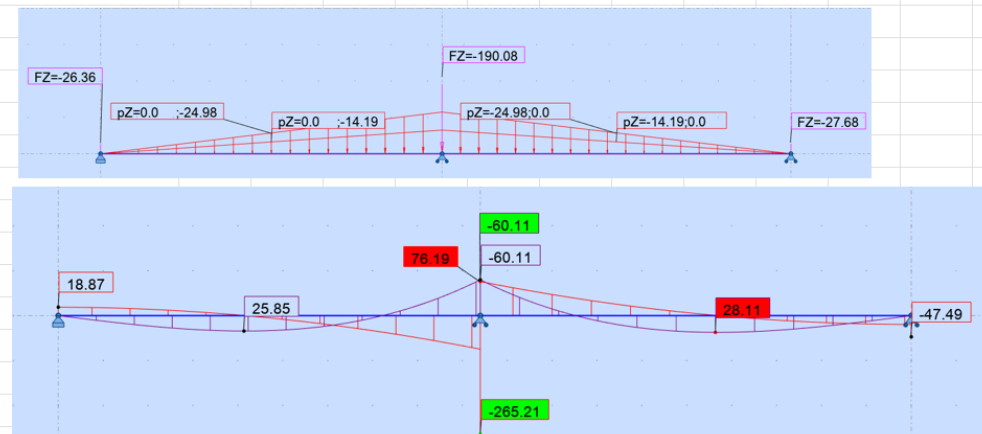


Vedlegg «Alternativt bæresystem Alverparken»
Kenneth Hjelm & Arild Veseth

5.2 Bjelke S1D1B2

S1D1B2

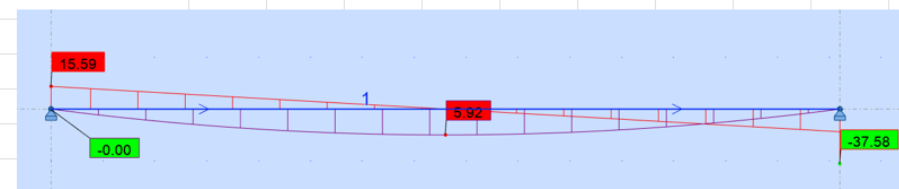
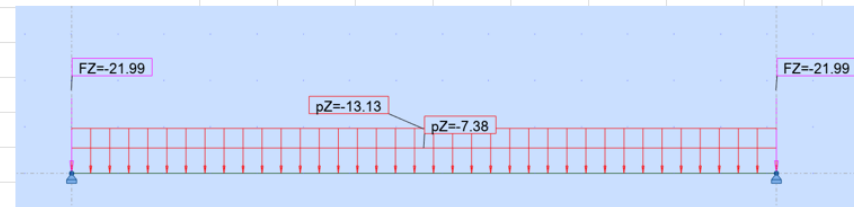
Egenlast	BRUKSGRENSE [kN/m ²]	Lastbredde (m)	BRUKSGRENSE [kN/m]	Lastfaktor	BRUDDGRENSE [kN/m]
Egenlast Hulldekker (HD265)	3,60	4,73	17,03	1,20	20,43
Egenlast summing (t = 20mm)	0,40	4,73	1,89	1,20	2,27
Egenlast yttervegger	0,60	0,6 kN/m ² * 4,32m ² = 2,59 kN 2,59 kN/11m = 0,24 kN/m	0,24	1,20	0,29
Egenlast innervegger	0,40	4,73	1,89	1,20	2,27
Egenlast ferdig gulv (Gulvtype 5 + 8)	0,20	4,73	0,95	1,20	1,14
Egenlast himling	0,15	4,73	0,71	1,20	0,85
		g,tot =	20,82	g,tot,Ed =	24,98
Nyttelast	BRUKSGRENSE [kN/m ²]	Lastbredde (m)	BRUKSGRENSE [kN/m]	Lastfaktor	BRUDDGRENSE [kN/m]
Nyttelast Kategori A	2,00	4,73	9,46	1,50	14,19
		p,tot =	9,46	p,tot,Ed =	14,19



Vedlegg «Alternativt bæresystem Alverparken»
Kenneth Hjelm & Arild Veseth

5.3 Bjelke S1D1B3

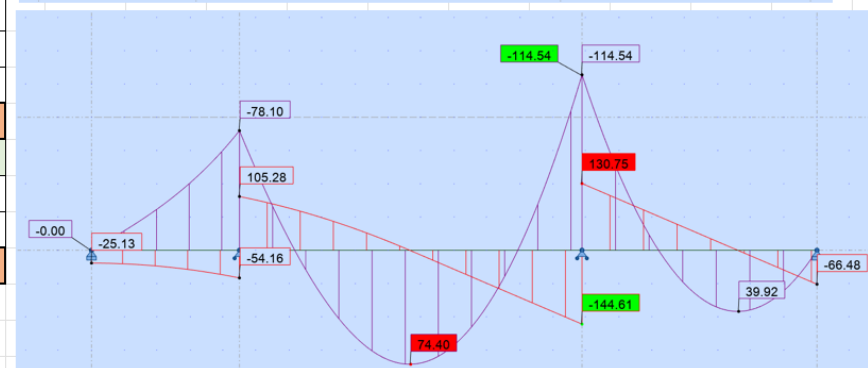
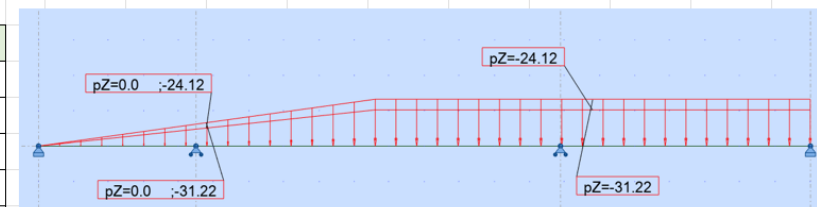
S1D1B3					
Egenlast	BRUKSGRENSE [kN/m ²]	Lastbredde (m)	BRUKSGRENSE [kN/m]	Lastfaktor	BRUDDGRENSE [kN/m]
Egenlast Hulldekker (HD265)	3,60	2,46	8,86	1,20	10,63
Egenlast summing (t = 20mm)	0,40	2,46	0,98	1,20	1,18
Egenlast yttervegger	0,60	0,6 kN/m ² * 4,32m ² = 2,59 kN 2,59 kN/11m = 0,24 kN/m	0,24	1,20	0,29
Egenlast innervegger	0,40	2,46	0,98	1,20	1,18
Egenlast ferdig gulv (Gulvtype 5 + 8)	0,20	2,46	0,49	1,20	0,59
Egenlast himling	0,15	2,46	0,37	1,20	0,44
		g_{tot} =	10,94	g_{tot,Ed} =	13,13
Nyttelast	BRUKSGRENSE [kN/m ²]	Lastbredde (m)	BRUKSGRENSE [kN/m]	Lastfaktor	BRUDDGRENSE [kN/m]
Nyttelast Kategori A	2,00	2,46	4,92	1,50	7,38
		p_{tot} =	4,92	p_{tot,Ed} =	7,38



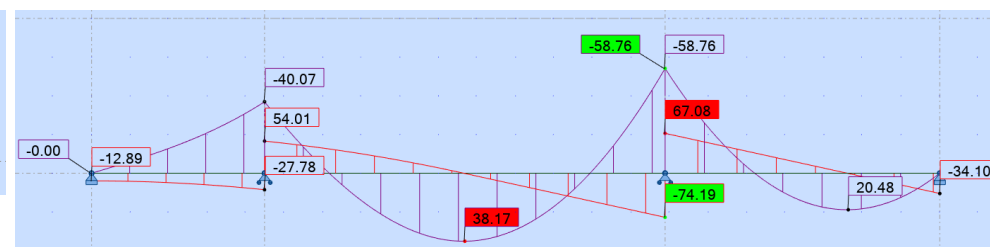
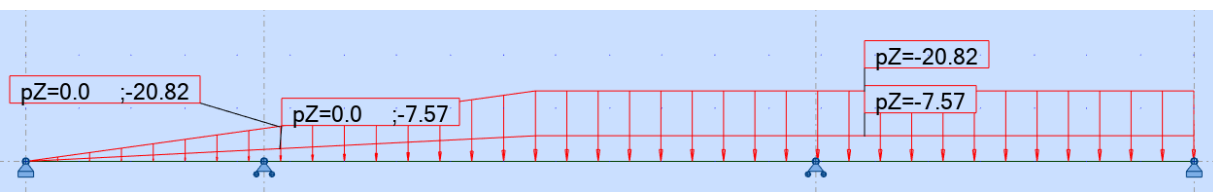
Vedlegg «Alternativt bæresystem Alverparken»
Kenneth Hjelm & Arild Veseth

5.4 Bjelke S1D2B1

S1D2B1					
Egenlast	BRUKSGRENSE [kN/m ²]	Lastbredde (m)	BRUKSGRENSE [kN/m]	Lastfaktor	BRUDDGRENSE [kN/m]
Egenlast Hulldekker (HD265)	3,60	4,73	17,03	1,20	20,43
Egenlast summing (t = 20mm)	0,40	4,73	1,89	1,20	2,27
Egenlast yttervegger	0,60	0,6 kN/m ² * 4,32m ² = 2,59 kN 2,59 kN/11m = 0,24 kN/m	0,24	1,20	0,29
Egenlast innervegger	0,40	4,73	1,89	1,20	2,27
Egenlast lettak	0,70	4,73	3,31	1,20	3,97
Egenlast ferdig gulv (Gulvtype 5 + 8)	0,20	4,73	0,95	1,20	1,14
Egenlast himling	0,15	4,73	0,71	1,20	0,85
		g_{tot} =	20,82	g_{tot,Ed} =	31,22
Nyttelast	BRUKSGRENSE [kN/m ²]	Lastbredde (m)	BRUKSGRENSE [kN/m]	Lastfaktor	BRUDDGRENSE [kN/m]
Nyttelast Kategori A	2,00	4,73	9,46	1,50	14,19
Snølast	2,00	4,73	9,46	1,05	9,93
		p_{tot} =	18,92	p_{tot,Ed} =	24,12



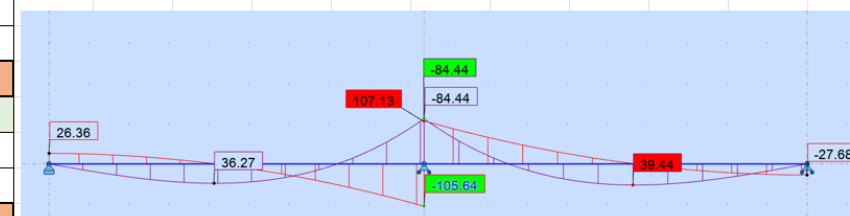
5.4.1 Bjelke S1D2B1 med laser i ofte forekommende for brann dimensjonering



Vedlegg «Alternativt bæresystem Alverparken»
Kenneth Hjelm & Arild Veseth

5.5 Bjelke S1D2B2

S1D2B2					
Egenlast	BRUKSGRENSE [kN/m ²]	Lastbredde (m)	BRUKSGRENSE [kN/m]	Lastfaktor	BRUDDGRENSE [kN/m]
Egenlast Hulldekker (HD265)	3,60	4,73	17,03	1,20	20,43
Egenlast summing (t = 20mm)	0,40	4,73	1,89	1,20	2,27
Egenlast yttervegger	0,60	0,6 kN/m ² * 4,32m ² = 2,59 kN 2,59 kN/11m = 0,24 kN/m	0,24	1,20	0,29
Egenlast innervegger	0,40	4,73	1,89	1,20	2,27
Egenlast lettak	0,70	4,73	3,31	1,20	3,97
Egenlast ferdig gulv (Gulvtype 5 + 8)	0,20	4,73	0,95	1,20	1,14
Egenlast himling	0,15	4,73	0,71	1,20	0,85
		g_{tot} =	20,82	g_{tot,Ed} =	31,22
Nyttelast	BRUKSGRENSE [kN/m ²]	Lastbredde (m)	BRUKSGRENSE [kN/m]	Lastfaktor	BRUDDGRENSE [kN/m]
Nyttelast Kategori A	2,00	4,73	9,46	1,50	14,19
Snølast	2,00	4,73	9,46	1,05	9,93
		p_{tot} =	18,92	p_{tot,Ed} =	24,12

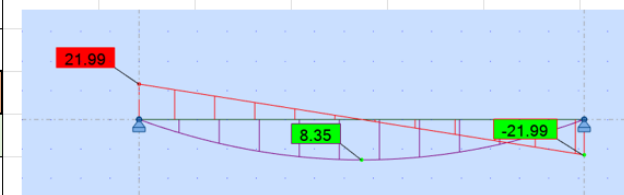
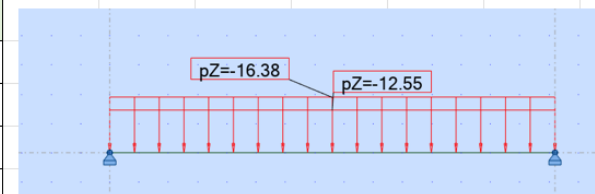


Total meter yttervegger i S1:	31,44
Total m ² yttervegg i S1:	6,288

Vedlegg «Alternativt bæresystem Alverparken»
Kenneth Hjelm & Arild Veseth

5.6 Bjelke S1D2B3

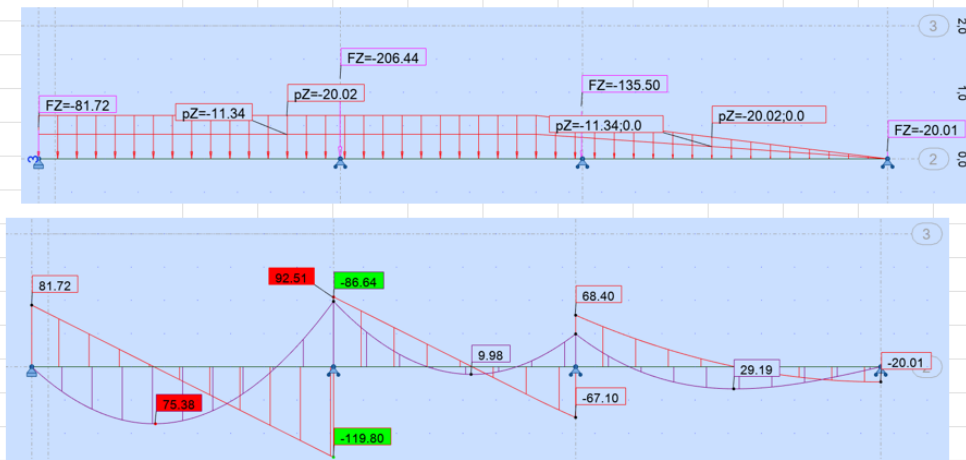
S1D2B3					
Egenlast	BRUKSGRENSE [kN/m ²]	Lastbredde (m)	BRUKSGRENSE [kN/m]	Lastfaktor	BRUDDGRENSE [kN/m]
Egenlast Hulldekker (HD265)	3,60	2,46	8,86	1,20	10,63
Egenlast summing (t = 20mm)	0,40	2,46	0,98	1,20	1,18
Egenlast yttervegger	0,60	0,6 kN/m ² * 4,32m ² = 2,59 kN 2,59 kN/11m = 0,24 kN/m	0,24	1,20	0,29
Egenlast innervegger	0,40	2,46	0,98	1,20	1,18
Egenlast lettak	0,70	2,46	1,72	1,20	2,07
Egenlast ferdig gulv (Gulvtype 5 + 8)	0,20	2,46	0,49	1,20	0,59
Egenlast himling	0,15	2,46	0,37	1,20	0,44
		g,tot =	10,94	g,tot,Ed =	16,38
Nyttelast	BRUKSGRENSE [kN/m ²]	Lastbredde (m)	BRUKSGRENSE [kN/m]	Lastfaktor	BRUDDGRENSE [kN/m]
Nyttelast Kategori A	2,00	2,46	4,92	1,50	7,38
Snølast	2,00	2,46	4,92	1,05	5,17
		p,tot =	9,84	p,tot,Ed =	12,55



Vedlegg «Alternativt bæresystem Alverparken»
Kenneth Hjelm & Arild Veseth

5.7 Bjelke S3D1B1

S3D1B1					
Egenlast	BRUKSGRENSE [kN/m ²]	Lastbredde (m)	BRUKSGRENSE [kN/m]	Lastfaktor	BRUDDGRENSE [kN/m]
Egenlast Hulldekker (HD265)	3,60	3,78	13,61	1,20	16,33
Egenlast summing (t = 20mm)	0,40	3,78	1,51	1,20	1,81
Egenlast yttervegger	0,60	0,6kN/m ² * 4,42m ² = 2,65 kN 2,65 kN/11m = 0,24 kN/m	0,24	1,20	0,29
Egenlast innervegger	0,40	3,78	1,51	1,20	1,81
Egenlast ferdig gulv (Gulvtype 5 + 8)	0,20	3,78	0,76	1,20	0,91
Egenlast himling	0,15	3,78	0,57	1,20	0,68
		g_{tot} =	16,68	g_{tot,Ed} =	20,02
Nyttelast	BRUKSGRENSE [kN/m ²]	Lastbredde (m)	BRUKSGRENSE [kN/m]	Lastfaktor	BRUDDGRENSE [kN/m]
Nyttelast Kategori A	2,00	3,78	7,56	1,50	11,34
		p_{tot} =	7,56	p_{tot,Ed} =	11,34

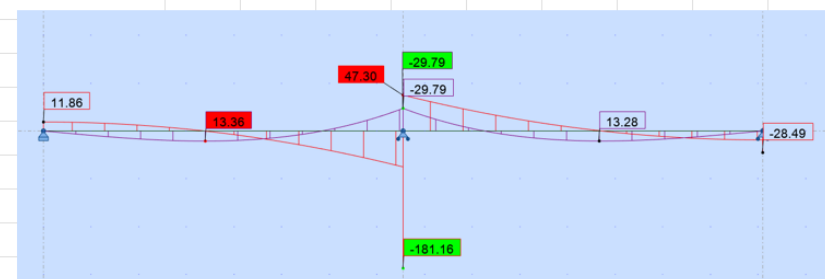
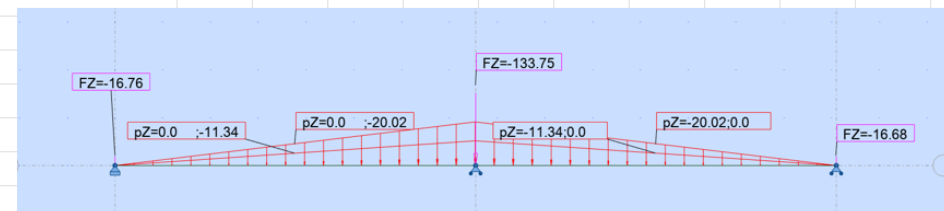


Vedlegg «Alternativt bæresystem Alverparken»
Kenneth Hjelm & Arild Veseth

5.8 Bjelke S3D1B2

S3D1B2

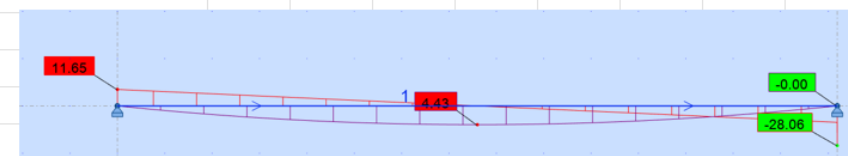
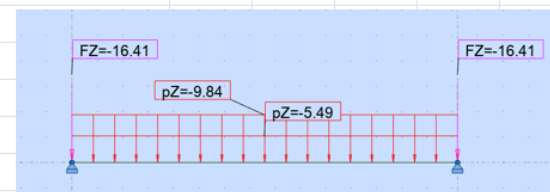
Egenlast	BRUKSGRENSE [kN/m ²]	Lastbredde (m)	BRUKSGRENSE [kN/m]	Lastfaktor	BRUDDGRENSE [kN/m]
Egenlast Hulldekker (HD265)	3,60	3,78	13,61	1,20	16,33
Egenlast summing (t = 20mm)	0,40	3,78	1,51	1,20	1,81
Egenlast yttervegger	0,60	0,6kN/m ² * 4,42m ² = 2,65 kN 2,65 kN/11m = 0,24 kN/m	0,24	1,20	0,29
Egenlast innervegger	0,40	3,78	1,51	1,20	1,81
Egenlast ferdig gulv (Gulvtype 5 + 8)	0,20	3,78	0,76	1,20	0,91
Egenlast himling	0,15	3,78	0,57	1,20	0,68
		g_{tot} =	16,68	g_{tot,Ed} =	20,02
Nyttelast	BRUKSGRENSE [kN/m ²]	Lastbredde (m)	BRUKSGRENSE [kN/m]	Lastfaktor	BRUDDGRENSE [kN/m]
Nyttelast Kategori A	2,00	3,78	7,56	1,50	11,34
		p_{tot} =	7,56	p_{tot,Ed} =	11,34



Vedlegg «Alternativt bæresystem Alverparken»
Kenneth Hjelm & Arild Veseth

5.9 Bjelke S3D1B3

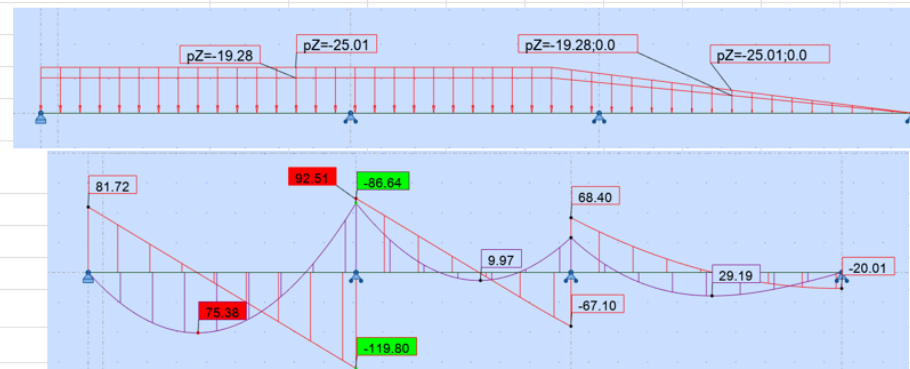
S3D1B3					
Egenlast	BRUKSGRENSE [kN/m ²]	Lastbredde (m)	BRUKSGRENSE [kN/m]	Lastfaktor	BRUDDGRENSE [kN/m]
Egenlast Hulldekker (HD265)	3,60	1,83	6,59	1,20	7,91
Egenlast summing (t = 20mm)	0,40	1,83	0,73	1,20	0,88
Egenlast yttervegger	0,60	0,6kN/m ² * 4,42m ² = 2,65 kN 2,65 kN/11m = 0,24 kN/m	0,24	1,20	0,29
Egenlast innervegger	0,40	1,83	0,73	1,20	0,88
Egenlast ferdig gulv (Gulvtype 5 + 8)	0,20	1,83	0,37	1,20	0,44
Egenlast himling	0,15	1,83	0,27	1,20	0,33
		g,tot =	8,20	g,tot,Ed =	9,84
Nyttelast	BRUKSGRENSE [kN/m ²]	Lastbredde (m)	BRUKSGRENSE [kN/m]	Lastfaktor	BRUDDGRENSE [kN/m]
Nyttelast Kategori A	2,00	1,83	3,66	1,50	5,49
		p,tot =	3,66	p,tot,Ed =	5,49



Vedlegg «Alternativt bæresystem Alverparken»
Kenneth Hjelm & Arild Veseth

5.10 Bjelke S3D2B1

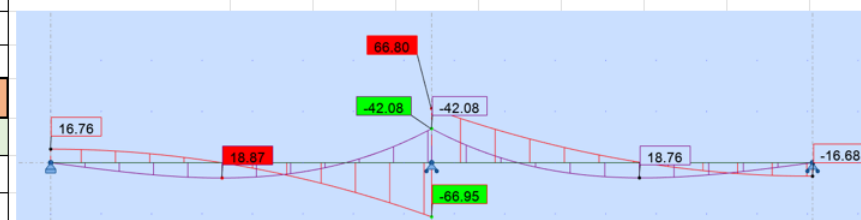
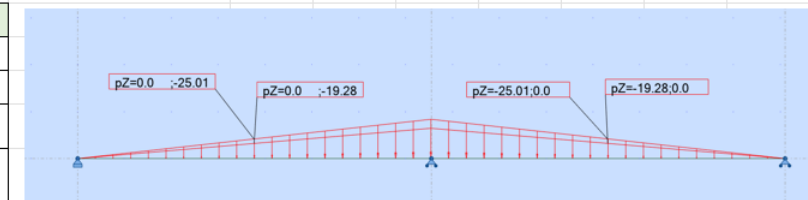
S3D2B1					
Egenlast	BRUKSGRENSE [kN/m ²]	Lastbredde (m)	BRUKSGRENSE [kN/m]	Lastfaktor	BRUDDGRENSE [kN/m]
Egenlast Hulldekker (HD265)	3,60	3,78	13,61	1,20	16,33
Egenlast summing (t = 20mm)	0,40	3,78	1,51	1,20	1,81
Egenlast yttervegger	0,60	0,6kN/m ² * 4,42m ² = 2,65 kN 2,65 kN/11m = 0,24 kN/m	0,24	1,20	0,29
Egenlast innervegger	0,40	3,78	1,51	1,20	1,81
Egenlast lettak	0,70	3,78	2,65	1,20	3,18
Egenlast ferdig gulv (Gulvtype 5 + 8)	0,20	3,78	0,76	1,20	0,91
Egenlast himling	0,15	3,78	0,57	1,20	0,68
		g_{tot} =	16,68	g_{tot,Ed} =	25,01
Nyttelast	BRUKSGRENSE [kN/m ²]	Lastbredde (m)	BRUKSGRENSE [kN/m]	Lastfaktor	BRUDDGRENSE [kN/m]
Nyttelast Kategori A	2,00	3,78	7,56	1,50	11,34
Snølast	2,00	3,78	7,56	1,05	7,94
		p_{tot} =	15,12	p_{tot,Ed} =	19,28



Vedlegg «Alternativt bæresystem Alverparken»
Kenneth Hjelm & Arild Veseth

5.11 Bjelke S3D2B2

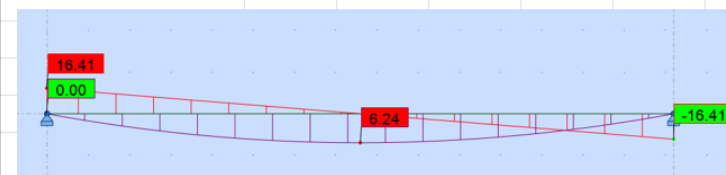
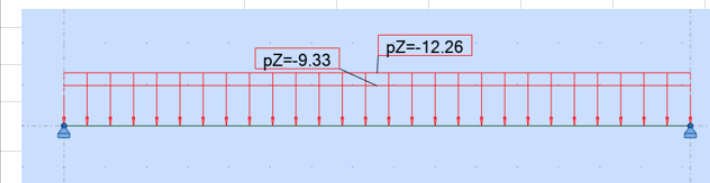
S3D2B2					
Egenlast	BRUKSGRENSE [kN/m ²]	Lastbredde (m)	BRUKSGRENSE [kN/m]	Lastfaktor	BRUDDGRENSE [kN/m]
Egenlast Hulldekker (HD265)	3,60	3,78	13,61	1,20	16,33
Egenlast summing (t = 20mm)	0,40	3,78	1,51	1,20	1,81
Egenlast yttervegger	0,60	0,6kN/m ² * 4,42m ² = 2,65 kN 2,65 kN/11m = 0,24 kN/m	0,24	1,20	0,29
Egenlast innervegger	0,40	3,78	1,51	1,20	1,81
Egenlast lettak	0,70	3,78	2,65	1,20	3,18
Egenlast ferdig gulv (Gulvtype 5 + 8)	0,20	3,78	0,76	1,20	0,91
Egenlast himling	0,15	3,78	0,57	1,20	0,68
		g_{tot} =	16,68	g_{tot,Ed} =	25,01
Nyttelast	BRUKSGRENSE [kN/m ²]	Lastbredde (m)	BRUKSGRENSE [kN/m]	Lastfaktor	BRUDDGRENSE [kN/m]
Nyttelast Kategori A	2,00	3,78	7,56	1,50	11,34
Snølast	2,00	3,78	7,56	1,05	7,94
		p_{tot} =	15,12	p_{tot,Ed} =	19,28



Vedlegg «Alternativt bæresystem Alverparken»
Kenneth Hjelm & Arild Veseth

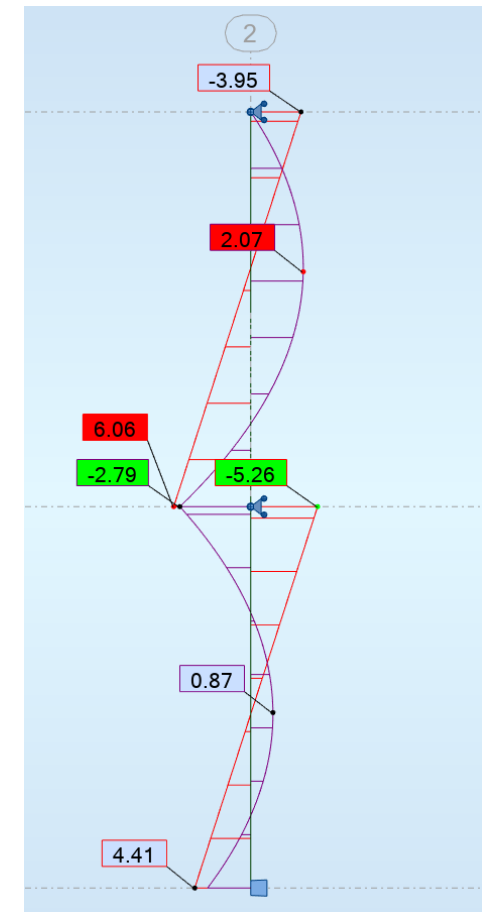
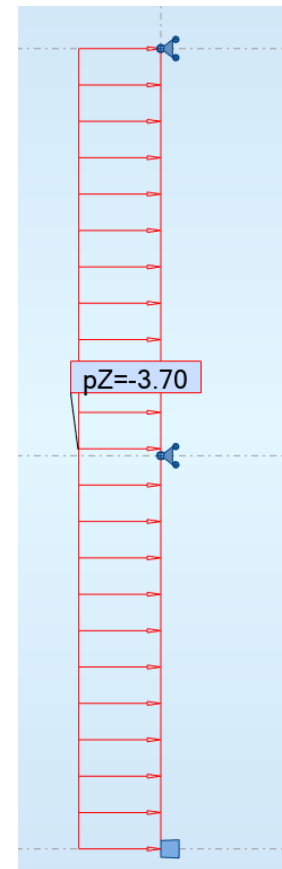
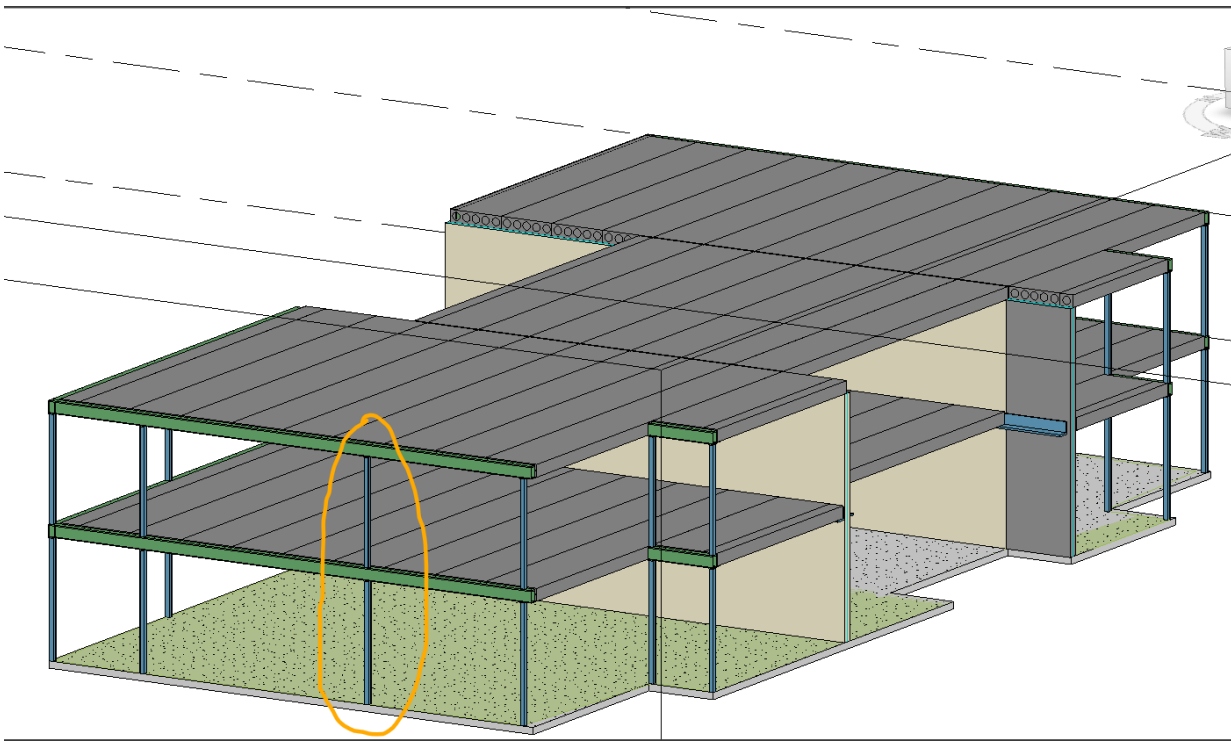
5.12 Bjelke S3D2B3

S3D2B3					
Egenlast	BRUKSGRENSE [kN/m ²]	Lastbredde (m)	BRUKSGRENSE [kN/m]	Lastfaktor	BRUDDGRENSE [kN/m]
Egenlast Hulldekker (HD265)	3,60	1,83	6,59	1,20	7,91
Egenlast summing (t = 20mm)	0,40	1,83	0,73	1,20	0,88
Egenlast yttervegger	0,60	0,6kN/m ² * 4,42m ² = 2,65 kN 2,65 kN/11m = 0,24 kN/m	0,24	1,20	0,29
Egenlast innervegger	0,40	1,83	0,73	1,20	0,88
Egenlast lettak	0,70	1,83	1,28	1,20	1,54
Egenlast ferdig gulv (Gulvtype 5 + 8)	0,20	1,83	0,37	1,20	0,44
Egenlast himling	0,15	1,83	0,27	1,20	0,33
		<i>g_{tot} =</i>	8,20	<i>g_{tot,Ed} =</i>	12,26
Nyttelast	BRUKSGRENSE [kN/m ²]	Lastbredde (m)	BRUKSGRENSE [kN/m]	Lastfaktor	BRUDDGRENSE [kN/m]
Nyttelast Kategori A	2,00	1,83	3,66	1,50	5,49
Snølast	2,00	1,83	3,66	1,05	3,84
		<i>p_{tot} =</i>	7,32	<i>p_{tot,Ed} =</i>	9,33

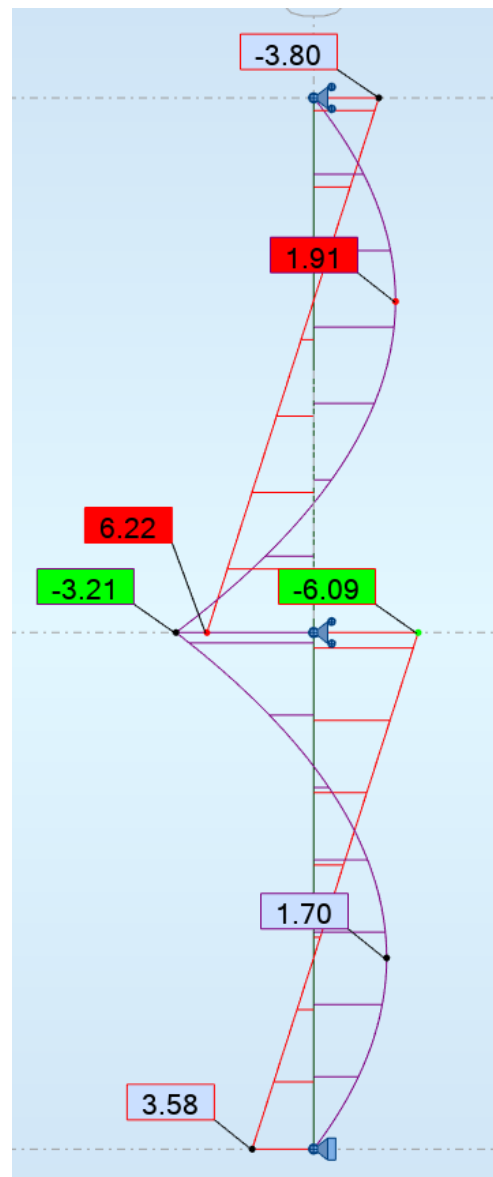
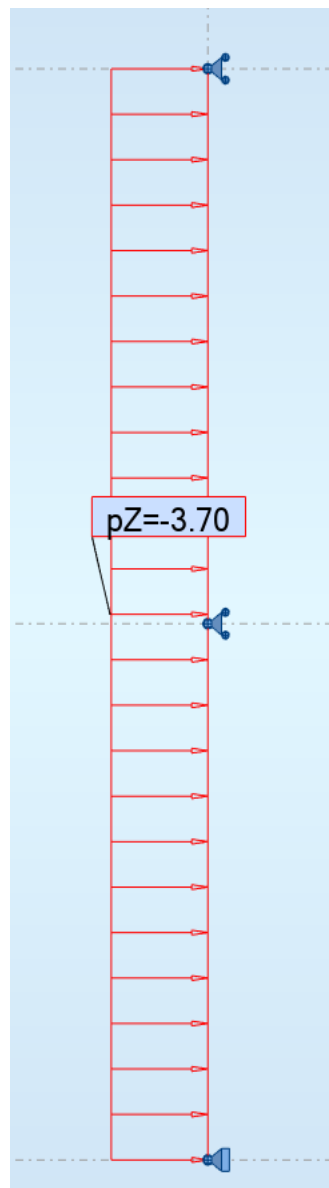


Total meter yttervegger i S3:	29.408
Total m ² yttervegg i S3:	5,88

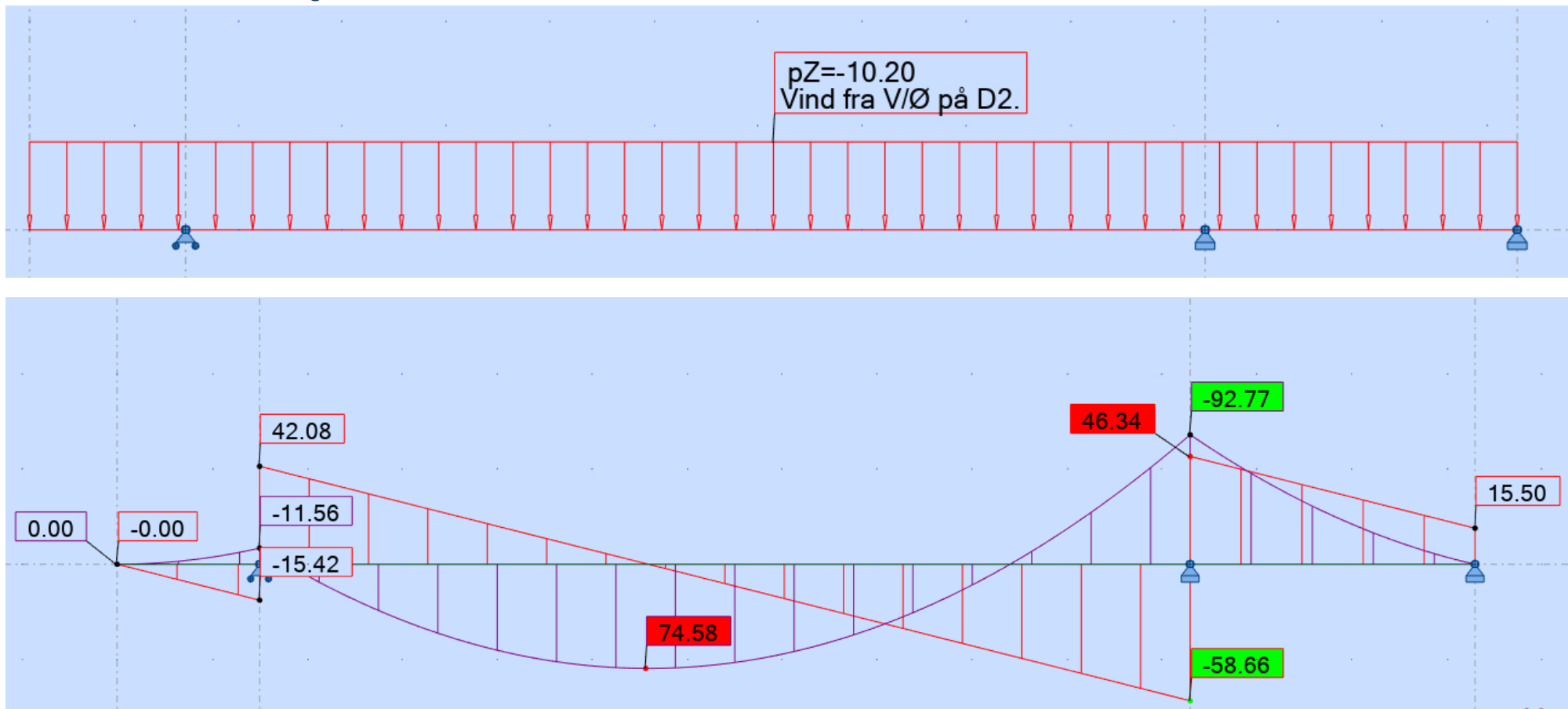
5.13 Søyle i seksjon 1, fast innspent i bunn



5.14 Søyle i seksjon 1, leddet i bunn



5.15 Kontroll av horisontale fuger

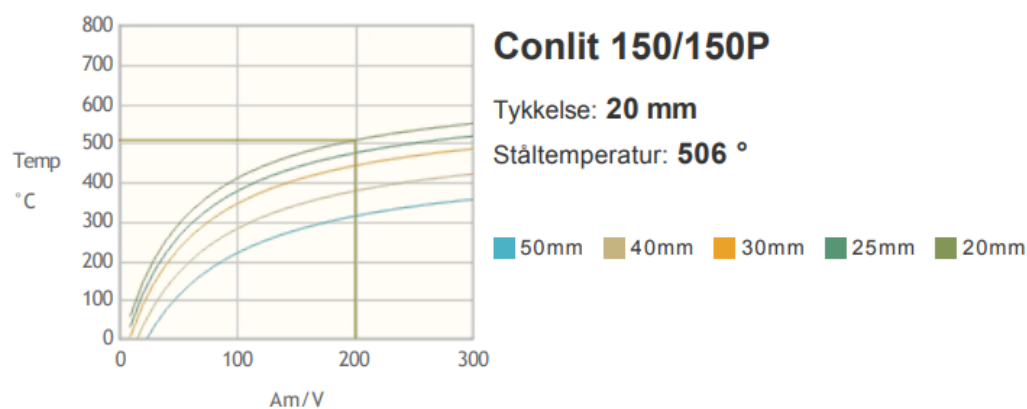


6. ROCKWOOL CONLIT

6.1 IPE300

ROCKWOOL
BRANNSIKKER ISOLASJON

Prosjektnavn	Alverparken B7
Utarbeidet av	ANV/KAH

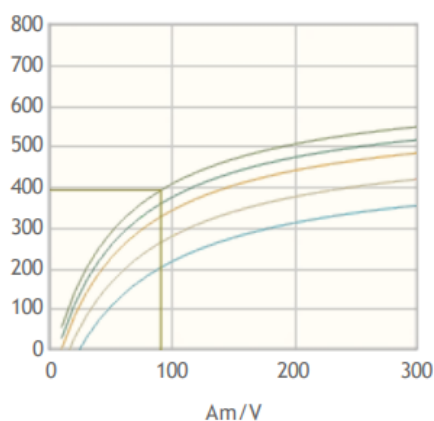


Festemetode	Klebemetode (Conlit 150)
Brannklasse	R60
Maks. ståltemperatur	664
Am/V	200
Profil	IPE
Dimensjon	300 : 300 x 150
Antall sider	4 sider

6.2 Ensidig HSQ (Forenklet regnet som HUP)

ROCKWOOL
BRANNSIKKER ISOLASJON

Prosjektnavn	Alverparken B7
Utarbeidet av	ANV/KAH



Conlit 150/150P

Tykkelse: **20 mm**

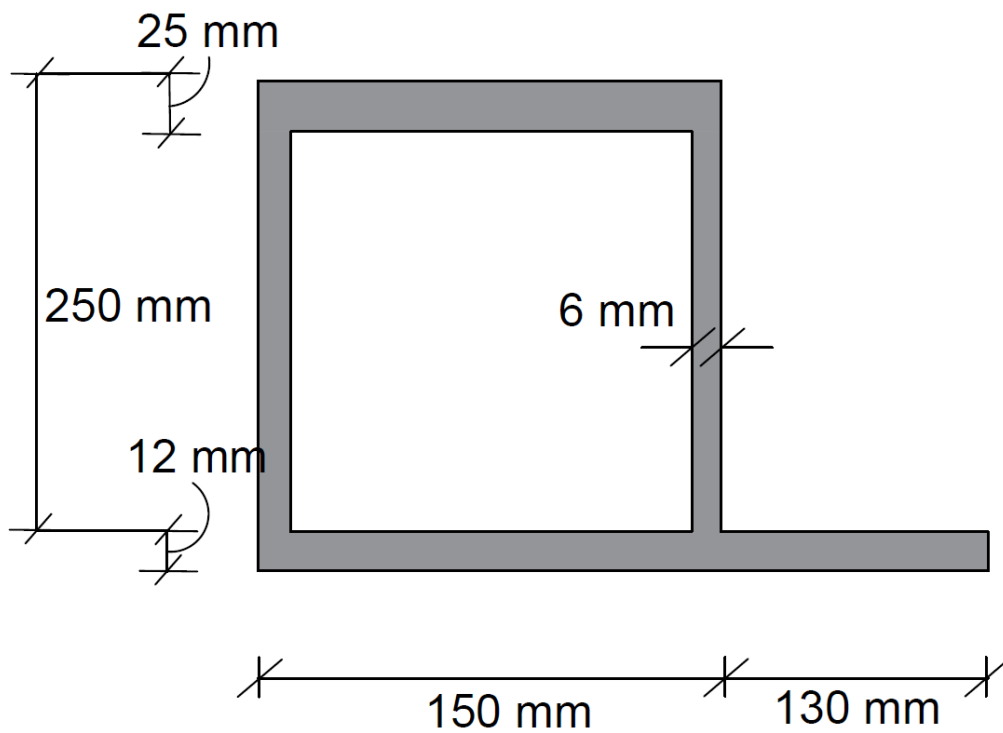
Ståltemperatur: **393 °**

■ 50mm ■ 40mm ■ 30mm ■ 25mm ■ 20mm

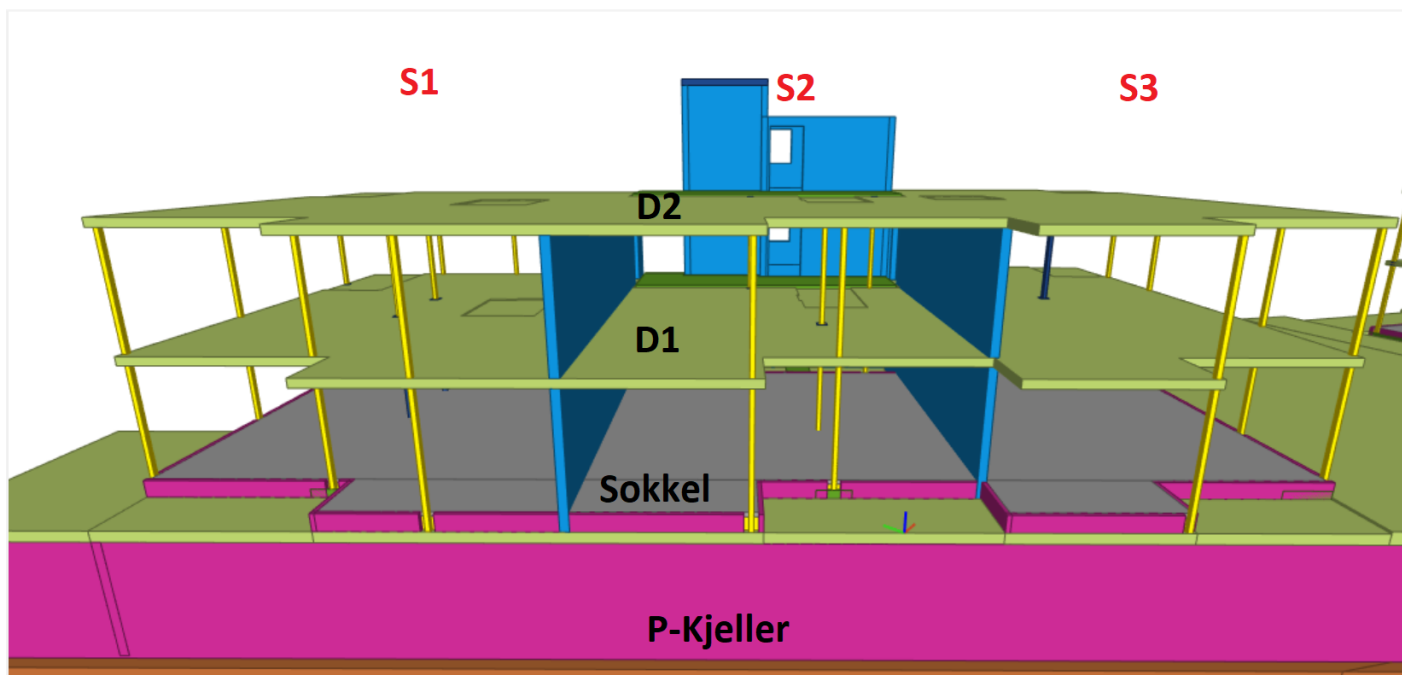
Festemetode	Klebemetode (Conlit 150)
Brannklasse	R60
Maks. ståltemperatur	711
Am/V	91
Profil	HUP Rekt
Dimensjon	250 : 250 x 150 x 12
Antall sider	4-sidig

7. ILLUSTRASJONER

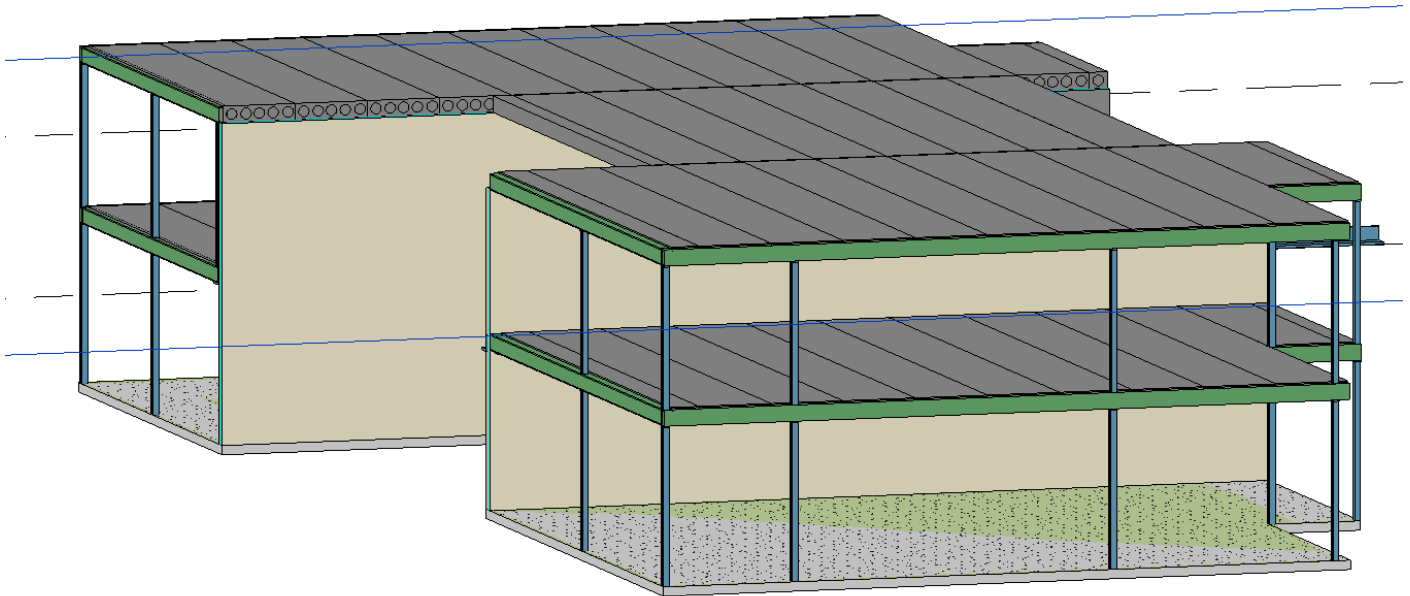
7.1 Ensidig HUP 250x150



7.2 Oppdeling av seksjoner og dekker

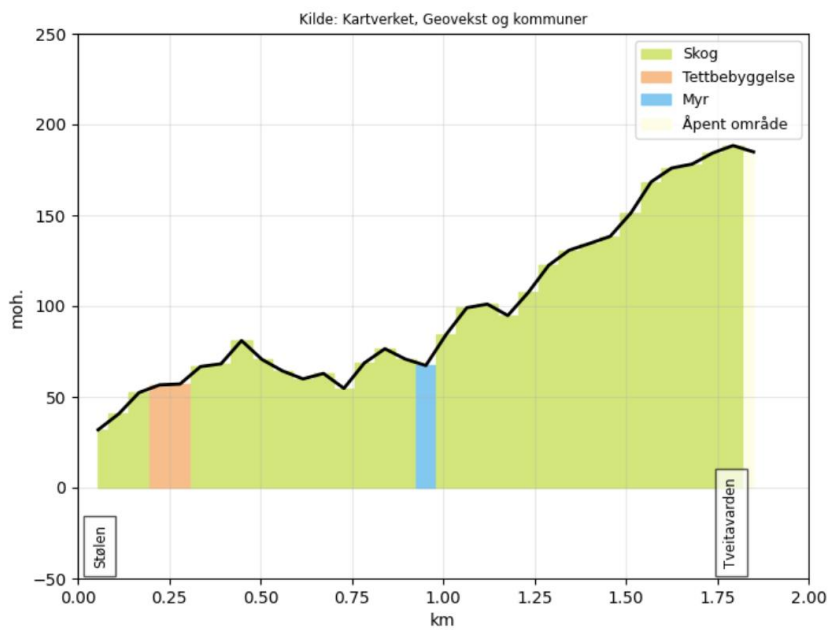


7.3 Illustrasjon av bjelker parallelt med hulldekker



8. ANNET

8.1 Kart fra Kartverket

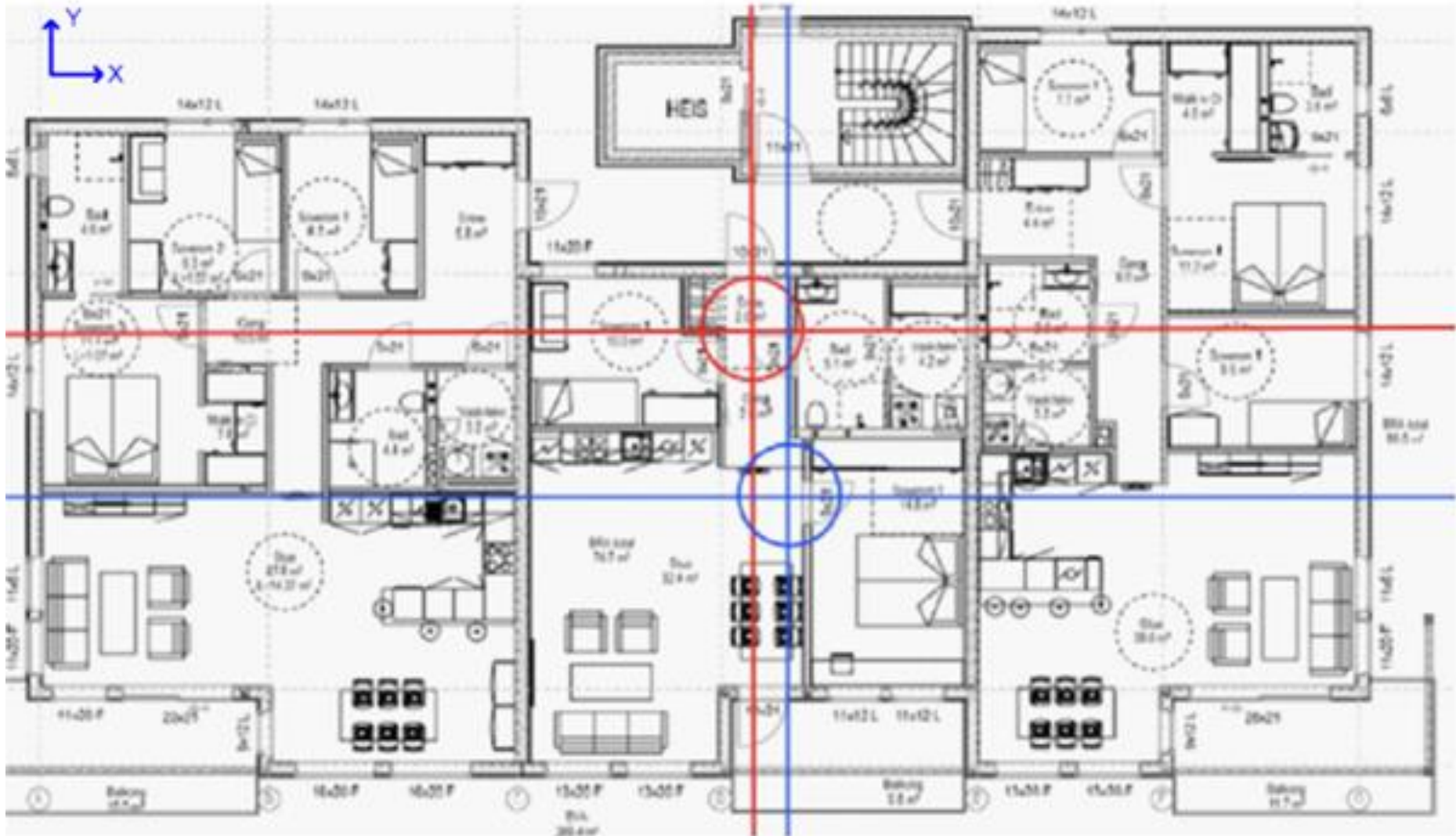


Vedlegg «Alternativt bæresystem Alverparken»
Kenneth Hjelm & Arild Veseth

8.2.3 Beregning massesenter

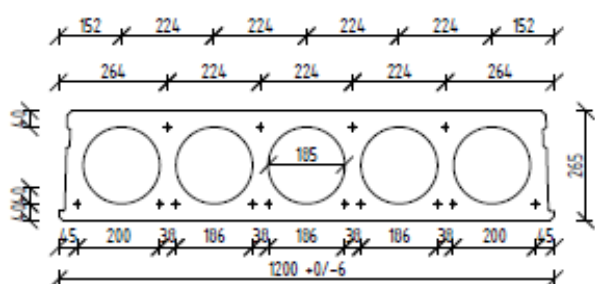


8.2.4 Illustrasjon over masse- og stivhetssenter



8.3 Oversikt hulldekker med spenntaukombinasjoner

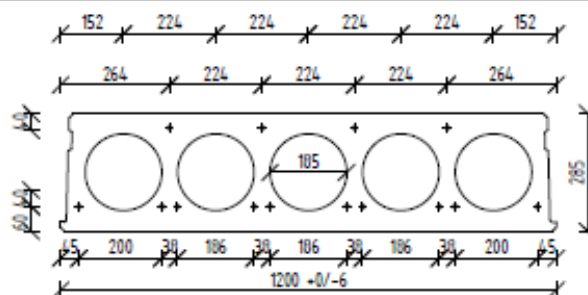
1-A Hulldekketyper og tverrsnittdata



HD265

Egenvekt		Fuging		Tv.areal	
kg/m ²	kg/m	kg/m ²	cm ²	Brannkl.	Eks.kl.
348	418	21	1741	R60	XC1

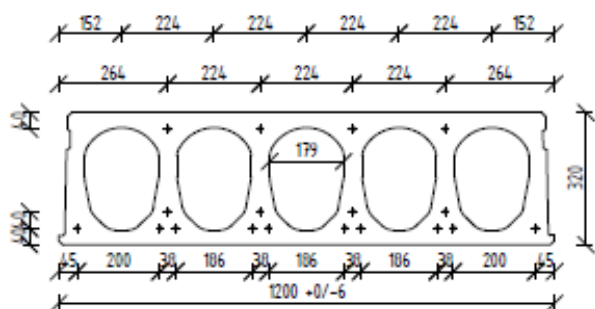
Mulig taumønster -/6, -/8, -/10



HD285

Egenvekt		Fuging		Tv.areal	
kg/m ²	kg/m	kg/m ²	cm ²	Brannkl.	Eks.kl.
309	467	22	1946	R120	XC3

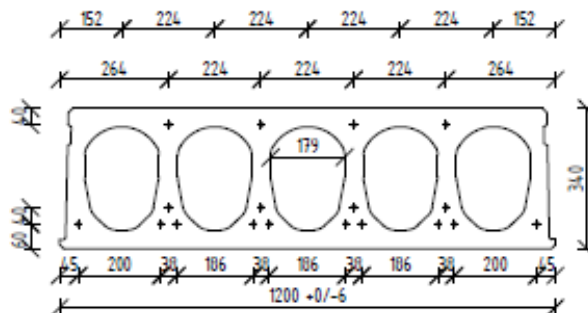
Mulig taumønster -/6, -/8, -/10



HD320

Egenvekt		Fuging		Tv.areal	
kg/m ²	kg/m	kg/m ²	cm ²	Brannkl.	Eks.kl.
376	451	25	1881	R60	XC1

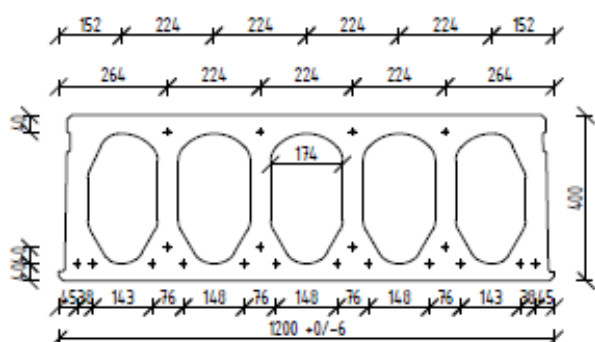
Mulig taumønster -/6, -/8, -/10, 1/12, (2/14)



HD340

Egenvekt		Fuging		Tv.areal	
kg/m ²	kg/m	kg/m ²	cm ²	Brannkl.	Eks.kl.
419	503	26	2096	R120	XC3

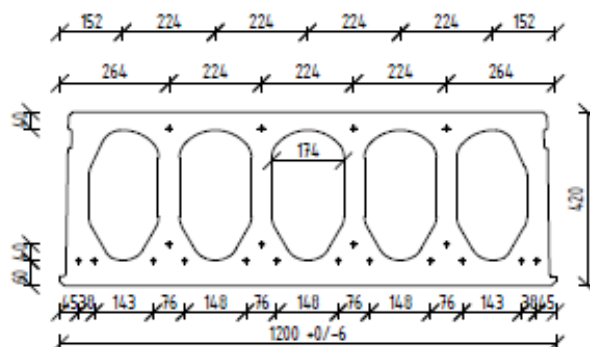
Mulig taumønster -/6, -/8, -/10, 1/12, (2/14)



HD400

Egenvekt		Fuging		Tv.areal	
kg/m ²	kg/m	kg/m ²	cm ²	Brannkl.	Eks.kl.
474	569	31	2368	R60	XC1

Mulig taumønster -/6, -/8, -/10, -/12, 1/14, 2/16



HD420

Egenvekt		Fuging		Tv.areal	
kg/m ²	kg/m	kg/m ²	cm ²	Brannkl.	Eks.kl.
520	624	33	2601	R120	XC3

Mulig taumønster -/6, -/8, -/10, -/12, 1/14, 2/16