

## PM

2015-09-22

### Utlåtande explosionsbelastning

Vid beräkningarna har endast elastiska deformationer antagits. Det vill säga inga kvarstående deformationer från belastningen förekommer. Dock har materialets fulla bärförmåga utnyttjats.

Vid beräkningarna har ett minimalt avstånd till spårmitte om 22 meter använts. Resultaten kan inte antas gälla för avstånd mindre än detta.

Enligt mailkonversation 150921 används följande belastningsvärden:

**Från:** Arvidsson Linn  
**Skickat:** den 21 september 2015 11:42  
**Till:** Ahlgren Mathias  
**Ämne:** SV: SV: VB: SV: Riskutredningen

Hej,

Använd följande:

Avstånd från epicentrum	Side-on tryck, $p_s$ [kPa]	Impuls, $i_s$ [kPa s]	Varaktighet, $t_d$ [milli sek]
22 m	70	0,45	13,4
28 m	40	0,36	18,0
82 m	10	0,13	26,0

Mvh  
 Linn

Beräkning görs för de tre olika gränstrycken; 70 kPa, 40 kPa samt 10 kPa.

Kontroll görs m.h.a. fortifikationsverkets konstruktionsregler FKR 2011.

Beräkningarna, som visas i bilaga, visar att redan vid tämligen måttliga tvärsnittstjocklekar – ca 200 mm – så har en betongkonstruktion med 0,5 % armeringsinnehåll tillräcklig bärförmåga för att motstå den maximala belastning som angetts. För 40 kPa är en 180 mm tjock vägg tillräcklig och 100 mm för 10 kPa.

Problemet som kan uppstå är för stabilisering av byggnader. För att kunna fastställa verkningsätt och belastning för det stabiliserande systemet krävs en mer omfattande analys där strukturens egenskaper i form av styvhet, massa och yta är kända. Då detta inte är fallet kan man inte i detta skede ge svar på hur systemet skall stabiliseras. Under förutsättning att systemet kan verka som en stel kropp under statisk belastning tyder dock beräkningar på att det är möjligt att stabilisera även högre byggnader än en våning.

Vid utformning av det bärande systemet så bör fasadelementen inte tillföra bärförmåga i vertikalled, de bör alltså endast användas för att fördela yttre tryck samt för skivverkan till stabilisering. Detta för att kunna undvika fortskridande ras på grund av andra ordningens effekter.

Väggsnivorna bör alltid utföras med armering för att få den duktilitet som krävs för att uppta belastning av eventuella luftstötuvågor.

## Bilaga 1, bärförmåga.

$$R_i := \begin{pmatrix} 22 \\ 28 \\ 82 \end{pmatrix} \text{ m} \quad E_{\text{btg}} := 30 \text{ GPa}$$

$$p_s := \begin{pmatrix} 70 \\ 40 \\ 10 \end{pmatrix} \text{ kPa} \quad i_s := \begin{pmatrix} 0.45 \\ 0.36 \\ 0.13 \end{pmatrix} \text{ kPa}\cdot\text{s}$$

Plattstrimlebredd

$$b := 1 \text{ m}$$

Våningshöjd

$$a := 3.5 \text{ m}$$

Betongtjocklekar

$$t_i := \begin{pmatrix} 200 \\ 180 \\ 100 \end{pmatrix} \text{ mm} \quad d_i := t_i - 30 \text{ mm} - 6 \text{ mm}$$

Antar en armeringsmängd motsvarande 0,5 %.

$$A_s := t_i \cdot 0.5\% = \begin{pmatrix} 1000 \\ 900 \\ 500 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}^2 \div \text{m}$$

Brottöjning enligt EN1992-1-1, antar k500C-I.

$$\varepsilon_g := 7.5\%$$

Full plasticering tillåts i konstruktionen.

$$f_y := 500 \text{ MPa}$$

$$d_i^T = (0.164 \ 0.144 \ 0.064) \text{ m}$$

Väggarna antas fritt upplagda vid bjälklagen.

Momentkapacitet för plattstrimla.

$$m_{d,1} := 0.9 \cdot f_y \cdot A_{s_{0,0}} \cdot d_{i_{0,0}} = 73.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \div \text{m}$$

$$m_{d,2} := 0.9 \cdot f_y \cdot A_{s_{1,0}} \cdot d_{i_{1,0}} = 58.32 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \div \text{m}$$

$$m_{d,3} := 0.9 \cdot f_y \cdot A_{s_{2,0}} \cdot d_{i_{2,0}} = 14.4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \div \text{m}$$

Dimensionerande lastkapacitet för fritt upplagd plattstrimla.

$$q_{d,1} := 8 \cdot \frac{m_{d,1}}{a^2} \cdot \frac{1}{b} \cdot 1 \text{m} = 48.196 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{d,2} := 8 \cdot \frac{m_{d,2}}{a^2} \cdot \frac{1}{b} \cdot 1 \text{m} = 38.087 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{d,3} := 8 \cdot \frac{m_{d,3}}{a^2} \cdot \frac{1}{b} \cdot 1 \text{m} = 9.404 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Total plastisk deformation med hänsyn till armeringsbrott, enligt FKR 2011.

$$y_{pl} := a \cdot 0.26 \cdot \left( 1 + 0.3 \cdot \frac{a}{d_i} \right) \cdot \epsilon_g = \begin{pmatrix} 0.505 \\ 0.566 \\ 1.188 \end{pmatrix} \text{m}$$

Tröghetsmoment för plattströmlova, sprucket tvärsnitt.

$$I_{sp.1} := b \cdot (d_{i0,0})^3 \cdot \left( 5.4 \cdot \frac{A_{s0,0} \text{ m}}{b \cdot d_{i0,0}} + 0.016 \right) = 2.158 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{sp.2} := b \cdot (d_{i1,0})^3 \cdot \left( 5.4 \cdot \frac{A_{s1,0} \text{ m}}{b \cdot d_{i1,0}} + 0.016 \right) = 1.486 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{sp.3} := b \cdot (d_{i2,0})^3 \cdot \left( 5.4 \cdot \frac{A_{s2,0} \text{ m}}{b \cdot d_{i2,0}} + 0.016 \right) = 1.525 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Elastisk deformation för dimensionerade last

$$y_{el.1} := \frac{5 \cdot q_{d.1} \cdot a^4}{384 \cdot E_{btg} \cdot I_{sp.1}} \text{ m} = 0.015 \text{ m}$$

$$y_{el.2} := \frac{5 \cdot q_{d.2} \cdot a^4}{384 \cdot E_{btg} \cdot I_{sp.2}} \text{ m} = 0.017 \text{ m}$$

$$y_{el.3} := \frac{5 \cdot q_{d.3} \cdot a^4}{384 \cdot E_{btg} \cdot I_{sp.3}} \text{ m} = 0.04 \text{ m}$$

Konsant k, enligt FKR 2011.

$$k_1 := \frac{0.5 \cdot y_{el.1}}{y_{el.1}} = 0.5$$

$$k_2 := \frac{0.5 \cdot y_{el.2}}{y_{el.2}} = 0.5$$

$$k_3 := \frac{0.5 \cdot y_{el.3}}{y_{el.3}} = 0.5$$

Dimensionerande tryck, enligt FKR 2011

$$p_{cd.1} := k_1 \cdot q_{d.1} = 24.098 \cdot \text{kPa}$$

$$p_{cd.2} := k_2 \cdot q_{d.2} = 19.043 \cdot \text{kPa}$$

$$p_{cd.3} := k_3 \cdot q_{d.3} = 4.702 \cdot \text{kPa}$$

Total respons

$$y_{u.1} := y_{el.1} = 0.015 \text{ m}$$

$$y_{u.2} := y_{el.2} = 0.017 \text{ m}$$

$$y_{u.3} := y_{el.3} = 0.04 \text{ m}$$

Plattströmlomas massa

$$M := t_j \cdot b \cdot a \cdot 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = \begin{pmatrix} 1.75 \times 10^3 \\ 1.575 \times 10^3 \\ 875 \end{pmatrix} \text{kg}$$

Faktor för beaktande av att systemet är dynamiskt, enligt FKR 2011

$$\chi_{\text{mp}} := 0.67$$

Dimensionerande impulstäthetsupptagande bärförmåga för stödvägslast, enligt FKR 2011

$$i_{\text{cd},1} := \sqrt{\frac{\chi_{\text{mp}}^2 \cdot M_{(0,0)} \cdot p_{\text{cd},1} \cdot y_{u,1}}{a \cdot b}} = 0.485 \cdot \text{kPa} \cdot \text{s}$$

$$i_{\text{cd},2} := \sqrt{\frac{\chi_{\text{mp}}^2 \cdot M_{(1,0)} \cdot p_{\text{cd},2} \cdot y_{u,2}}{a \cdot b}} = 0.438 \cdot \text{kPa} \cdot \text{s}$$

$$i_{\text{cd},3} := \sqrt{\frac{\chi_{\text{mp}}^2 \cdot M_{(2,0)} \cdot p_{\text{cd},3} \cdot y_{u,3}}{a \cdot b}} = 0.251 \cdot \text{kPa} \cdot \text{s}$$

Kontroll av bärförmågan (ska vara >1)

1:

$$\left(\frac{p_{cd,1}}{p_{s_{0,0}}}\right)^{\frac{1}{k_1}} + \left(\frac{i_{cd,1}}{i_{s_{0,0}}}\right)^{\frac{1}{k_1}} = 1.278$$

2:

$$\left(\frac{p_{cd,2}}{p_{s_{1,0}}}\right)^{\frac{1}{k_2}} + \left(\frac{i_{cd,2}}{i_{s_{1,0}}}\right)^{\frac{1}{k_2}} = 1.706$$

3:

$$\left(\frac{p_{cd,3}}{p_{s_{2,0}}}\right)^{\frac{1}{k_3}} + \left(\frac{i_{cd,3}}{i_{s_{2,0}}}\right)^{\frac{1}{k_3}} = 3.964$$



Bilaga 2, stabilitet.	Datum	Uppdragsnr	Sidnr
	Namn	Granskad	Bilaga nr

Stabilitetsberäkning för 3 olika  
överslag  $70, 40 = 10 \text{ kPa}$ .

Stomstabiliseringen sker m.h.a. styv väggskiva  
samt skeivverkan i bjälklag.

Grött förenat ses stommen som en stel kropp.

Husets yttermått antas till  $14 \times 14 \times 14$ .

Vilket kan ses som en modul i en större  
konstruktion. Stabiliseringen utformas dock för  
detta.

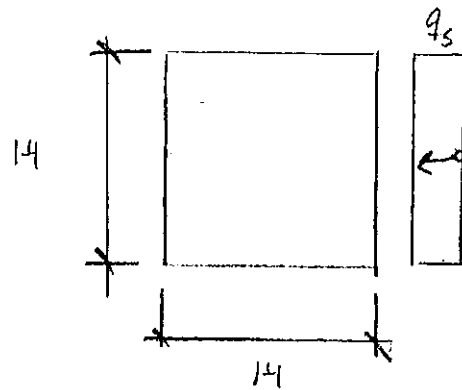
Bjälklag med tjocklek  $150 \text{ mm}$  antas.

$$G = 735 \text{ kN/m}^2$$

Antag samma  $\epsilon$ genilet för väggskiva  $\approx$  tak.

Pelare  $\approx$  Inneväggar försummas (konservativt.)

	Datum	Uppdragsnr	Sidnr
	Namn	Granskad	Bilaga nr



$$q_s = (70; 40; 10) \text{ kPa.}$$

$$M_{sij} = q_s \cdot 14 \text{ m} \cdot 14 \text{ m} \cdot \frac{14 \text{ m}}{2} = (96; 55; 14) \text{ MNm}$$

$$G_i = \underset{\substack{\uparrow \\ \text{antal plan}}}{3} \cdot 735 + \underset{\substack{\uparrow \\ \text{antal väggar}}}{4} \cdot 755 = 6.6 \text{ MN}$$

$$e = \frac{M_{sij}}{G} = (14.5; 8.3; 2.1) \text{ m}$$

Strukturen stjälpas vid de två första fallen.

	Datum	Uppdragsnr	Sidnr
	Namn	Granskad	Bilaga nr

För att klara stabiliteten för gränstrycken 70 kPa resp. 40 kPa kan följande byggnadshöjd användas.

$$e_{max} = 4.5 \text{ m}$$

Tryck 70 kPa, 2 vån.

$$G = 3 \cdot 735 \text{ kN} + 785 \text{ kN} = 2940 \text{ kN}$$

$$M_{stg} = 24 \text{ MNm}$$

$$e = \frac{24 \text{ MNm}}{2940 \text{ kN}} = 8.16 \text{ m} \Rightarrow \text{Maximalt en våning.}$$

$\Rightarrow e = 3.3 \text{ m} \quad \therefore \text{OK för en våning.}$

Tryck 40 kPa, 2 vån.

$$G = 2940 \text{ kN}$$

$$M_{stg} = 13.7 \text{ MN}$$

$e = 4.7 \text{ m} \quad \therefore \text{OK, större tryck i betong} \hat{=} \text{grund.}$

