

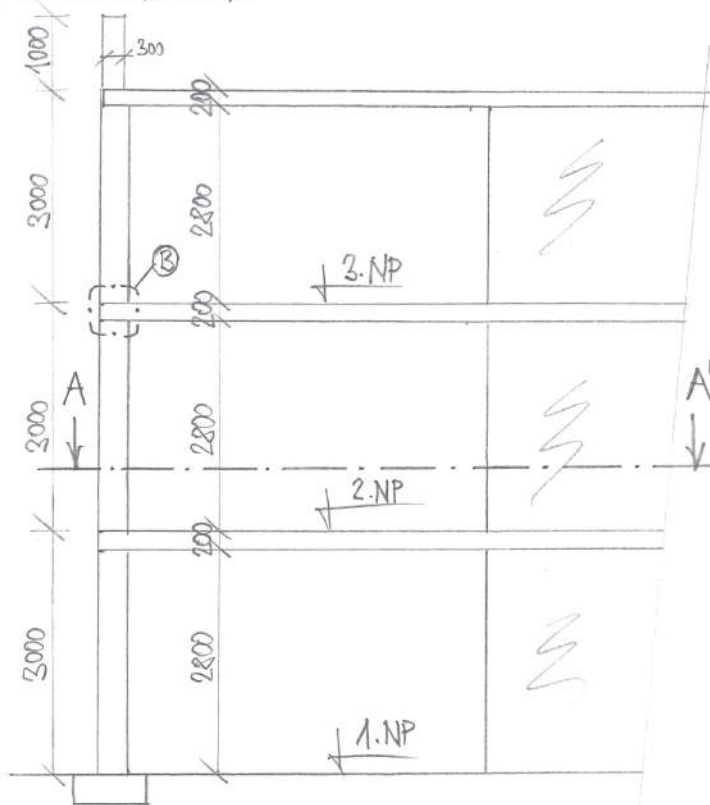
POSOUZENÍ ROHOVÉHO PILÍŘE VÍCEPDLAŽNÍ ZDĚNÉ BUDOVY

Komentovaný příklad pro studenty Fakulty stavební ČVUT v Praze. Petr Bily, červenec 2015

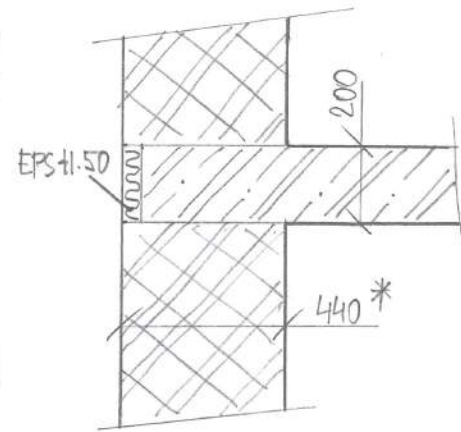
ZADÁNÍ

Posuďte na MSÚ rohový pilíř vícepodlažní zdivné budovy. Pilíř je vyzděn z CPP P20 na MC10. Tloušťka monolitické ŽB stropní desky je 200 mm. V lici stropní desky je do bedněni vložena tepelná izolace EPS tl. 50 mm. Pro střechu i běžná podlaží uvažujte proměnné zatížení $q_k = 15 \text{ kN/m}^2$ a ostatní stálé zatížení $(g-g_0)_k = 2 \text{ kN/m}^2$.

Pohled (1:100):



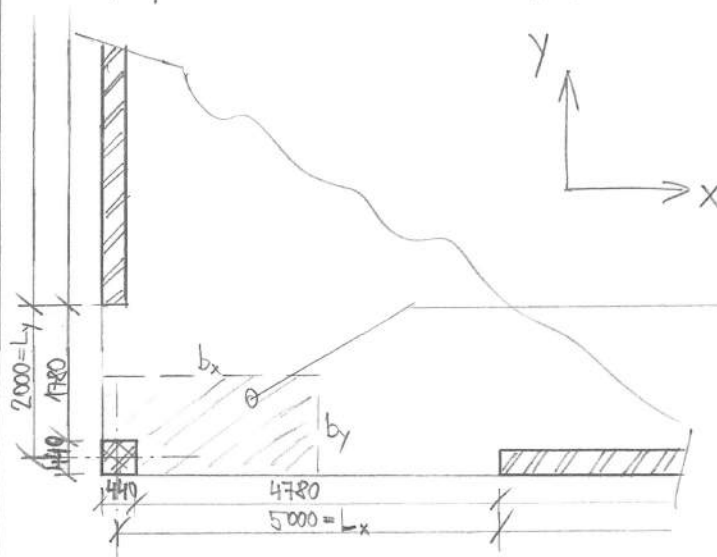
Detail B (1:20):



* Ve statickém výpočtu je nutno uvažovat skutečné, nikoliv skladebné rozměry pilíře.

Uvažujeme cihlu plnou klasického českého formátu a stýčné spdný tl. 10 mm

Půdorysný řez AA' (1:100) - identický pro všechna NP:



Uvažovaná zatěžovací plocha pilíře:

$$A_z = \left(0,44 + \frac{4,78}{2}\right) \cdot \left(0,44 + \frac{1,78}{2}\right) = 2,83 \cdot 1,33 = 3,8 \text{ m}^2$$

$b_x \cdot b_y$

PEVNOST ZDIVA

Dle ČSN EN 772-1 př. A
 a ČSN EN 1996-1-1
 čl. 3.6.1.2
 Výklad viz NNK

- o Tlaková pevnost zdielneho prvku: $P20 \rightarrow f_u = 20 \text{ MPa}$
 Rozměrový součinitel: $h = 65 \text{ mm}, b = 140 \text{ mm} \rightarrow S = 0,77$
 \Rightarrow Normalizovaná pevnost zdielneho prvku v tlaku: $f_b = S f_u = 0,77 \cdot 20 = 15,4 \text{ MPa}$
- o Tlaková pevnost malty: $M10 \rightarrow f_m = 10 \text{ MPa}$
- o Tlaková pevnost zdiva: Obyčejná malta \rightarrow vztah $f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$
 Součinitel K : CPP \rightarrow skupina 1, obyčejná malta $\rightarrow K = 0,55$
 ALE: v pilíři bude průběžná styčná spára $\rightarrow K$ násobíme $0,2 \rightarrow K = 0,44$
 $\Rightarrow f_k = 0,44 \cdot 15,4^{0,7} \cdot 10^{0,3} = 5,95 \text{ MPa}$
- o Dílčí součinitel bezpečnosti materiálu: Zdivo z prvků kategorie I na předpisovou maltu $\rightarrow \gamma_M = 2,2$
- o Návrhová pevnost zdiva v tlaku: $f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{5,95}{2,2} = 2,7 \text{ MPa}$
- o Modul pružnosti: $E = 1000 f_k = 5950 \text{ MPa}$

ZATÍŽENÍ

Popis	Char. h. [kN/m ²]	γ_F	Návrh. h. [kN/m ²]
ŽB deska 200 mm	$0,2 \cdot 25 = 5,0$	1,35	6,75
Ostatní stálé $g - g_0$	2,0	1,35	2,7
CELKEM STÁLÉ	$g_k = 7,0$		$g_d = 9,45$
Užitné (běžná podlaží) nebo sníh (střecha)	1,5	1,5	2,25
CELKEM PROMĚNNÉ	$q_k = 1,5$		$q_d = 2,25$
CELKEM	$(g+q)_k = 8,5$		$(g+q)_d = 11,7$

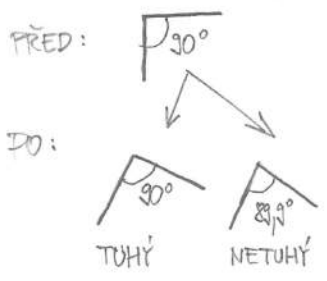
VNITŘNÍ SILY

V exponovaných prvků rozdělejších vícepodlažních zděných budov je vhodné počítat ohybové momenty přesněji, než zjednodušeným stanovením dle excentricit v detailu styčnicku (viz BK02).

Pro konstrukci s neposuvnými styčnickými můžeme použít metodu dle ČSN EN 1996-1-1, příloha C (viz dále).

Dle ČSN EN 1996-1-1 příloha C a obecných principů stavební mechaniky

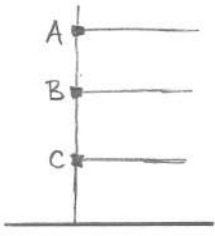
* Tuhý styčnick = takový, ve kterém po natočení zůstává zachován úhel mezi svislými a vodorovnými prvky:



Pro každý styčnick postupně musíme stanovit vhodný statický model a posoudit jeho tuhost*. Skutečnost, zda je styčnick tuhý či netuhý, pak ovlivňuje velikost spočtených momentů.

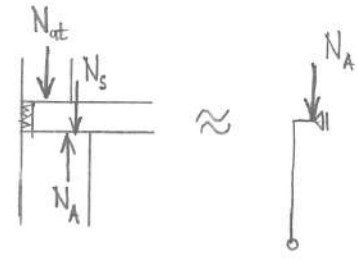
V našem případě se navíc musíme vyrovnat s faktem, že pilíř je zatížen excentricky v obou směrech.

Označení styčnicků:



STYČNÍK A

Jedná se o atikový styčnick, který a priori považujeme za netuhý. Schema:



Normalové síly

Od atiky*: $N_{at} = \rho_{z2} \cdot h_{at} \cdot t_{at} \cdot L_{at} \cdot \gamma_0 = 8,7 \cdot 1,0 \cdot 3 \cdot 386 \cdot 1,35 = 13,6 \text{ kN}$

Od stropu: $N_s = A_z \cdot (g + q)_d = 3,8 \cdot 11,7 = 44,5 \text{ kN}$

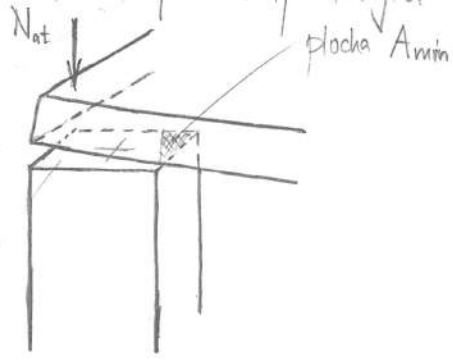
CELKEM: $N_A = N_{at} + N_s = \underline{58,1 \text{ kN}}$

Kontaktní plocha

Jelikož je styčnick netuhý, síla N_A se nepřenáší rovnoměrně celou kontaktní plochou mezi pilířem a stropní deskou. Bezpečně budeme uvažovat, že je soustředěna na nejmenší možné uložné ploše A_{min} , na které se uvažuje rovnoměrné rozdělení napětí odpovídající návrhové pevnosti zdiva f_d .

$$A_{min} = \frac{N_A}{f_d} = \frac{58100}{2,7} = 21520 \text{ mm}^2$$

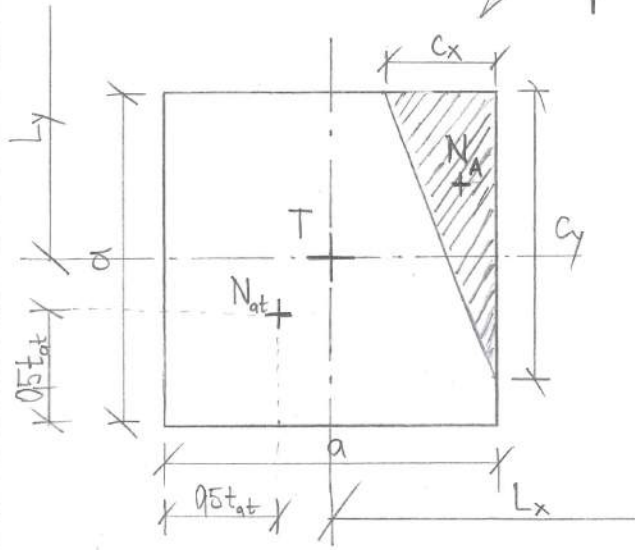
Netuhý styčnick rohového pilíře po deformaci



* Uvažujeme atiku výšky 1000 mm, tloušťky 300 mm, objemová tíha zdiva $8,7 \text{ kN/m}^3 = \rho_{z2}$

Délka atiky nad zatěžovací plochou: $L_{at} = \frac{1,78}{2} + 0,44 + 0,44 - 0,3 + \frac{4,78}{2} = 3,86 \text{ m}$

** Přístup je bezpečný, protože reálná uložná plocha je větší, takže excentricity a momenty jsou menší



L_x, L_y - osové rozpory desky
 T - těžiště průřezu pilíře

Pro úložnou plochu plati:

$$A_{min} = \frac{1}{2} c_x c_y \tag{1}$$

Křivost stropní desky v uložení je prakticky nulová, takže plati nepřímá úměra:

$$\frac{c_x}{c_y} = \frac{L_y}{L_x} \tag{2}$$

Úpravou (2) a dosazením do (1) máme:

$$A_{min} = \frac{1}{2} \frac{L_y c_y^2}{L_x}$$

Po úpravě pak:
$$c_y = \sqrt{\frac{2 A_{min} L_x}{L_y}}$$

Velikost stran plochy A_{min} :
$$c_y = \sqrt{\frac{2 \cdot 21520 \cdot 5000}{2000}} = 328 \text{ mm}$$

$$c_x = \frac{2 A_{min}}{c_y} = \frac{2 \cdot 21520}{328} = 131 \text{ mm}$$

Momenty

$$\begin{aligned} M_{Ax} &= N_A \cdot \left(\frac{a}{2} - \frac{c_x}{3}\right) - N_{at} \left(\frac{a}{2} - \frac{t_{at}}{2}\right) = \\ &= 58,1 \cdot \left(\frac{0,440}{2} - \frac{0,131}{3}\right) - 13,6 \cdot \left(\frac{0,440}{2} - \frac{0,3}{2}\right) = \underline{\underline{9,3 \text{ kNm}}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{Ay} &= N_A \left(\frac{a}{2} - \frac{c_y}{3}\right) - N_{at} \left(\frac{a}{2} - \frac{t_{at}}{2}\right) = \\ &= 58,1 \left(\frac{0,44}{2} - \frac{0,328}{3}\right) - 13,6 \left(\frac{0,44}{2} - \frac{0,3}{2}\right) = \underline{\underline{5,5 \text{ kNm}}} \end{aligned}$$

Ověření tuhosti

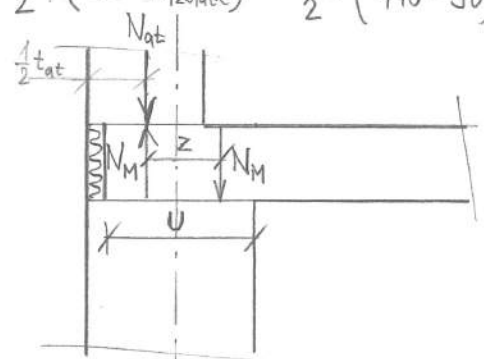
Normálová síla od účinku momentů (efektivní hodnota pro směry x i y)

$$N_M = \frac{\sqrt{M_{Ax}^2 + M_{Ay}^2}}{\sqrt{z_x^2 + z_y^2}} = \frac{\sqrt{9,3^2 + 5,5^2}}{\sqrt{0,195^2 + 0,195^2}} = \underline{\underline{39,2 \text{ kN}}} > N_{at} = 13,6 \text{ kN}$$

Jelikož $N_M > N_{at}$, dojde k rozevření stýčnicku \Rightarrow je netuhý \Rightarrow výpočet M_{plati}^*

$$z_x = z_y \approx \frac{1}{2} U = \frac{1}{2} \cdot (a - t_{izolace}) = \frac{1}{2} \cdot (440 - 50) = 195 \text{ mm}$$

Schema ve 2D:
(pro 1 směr)



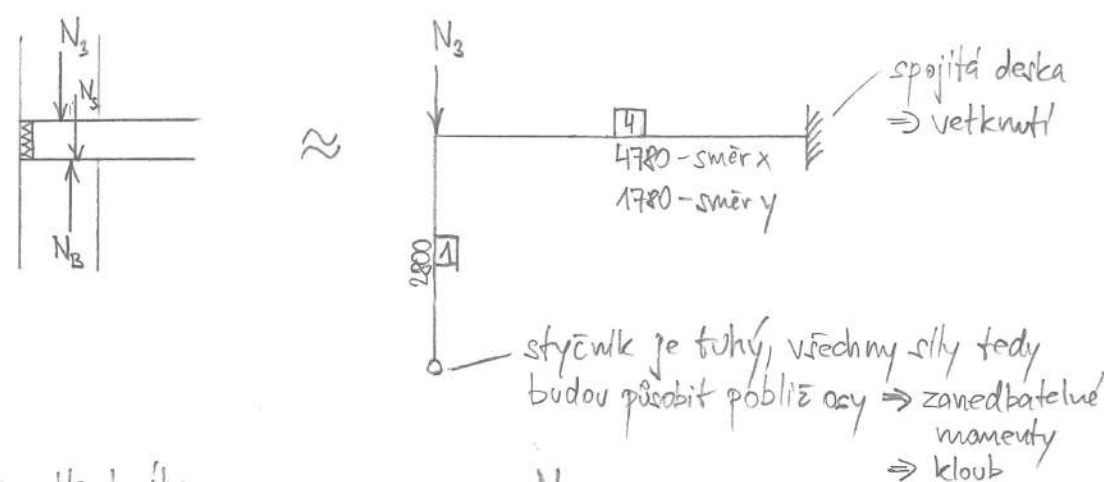
Pro ověření tuhosti účinek M_A nahrazujeme dvojicí sil N_M na rameni z , velikost z je cca $\frac{1}{2}$ délky uložení stropu.

* Pokud by se ukázalo, že stýčnick je tuhý, bylo by nutno momenty přepočítat dle postupu uvedeného pro stýčnick B a C

STYČNÍK B

Předpokládáme tuhý styčník, předpoklad v zdiveru ověříme.

Schema:



* Objemová tíha CPP na MC
 vnařována 19 kN/m² = f_{z1}
 Světla výška pilíře
 l₁ = 3000 - 200 = 2800 mm

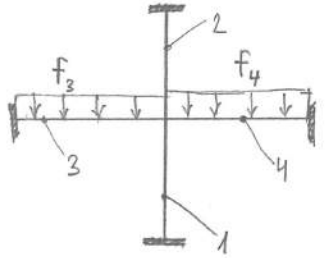
Normalové síly

Od horních podlaží: $N_3 = N_A + \overbrace{f_{z1} \cdot a^2 \cdot l_1}^{N_p} = 58,1 + 10,3 = 68,4 \text{ kN}$
 Od stropu: $N_5 = 44,5 \text{ kN}$
CELKEM: $N_B = N_3 + N_5 = \underline{\underline{112,9 \text{ kN}}}$

Momenty - princip výpočtu

Podle přílohy C ČSN EN 1996-1-1 lze momenty ve styku na pilíři určit ze vztahu odvozeného z deformační metody. Moment na prvku p je:

Schema pro popis principu:



$$M_p = \frac{n_p E_p I_p}{\sum_{i=1}^4 \frac{n_i E_i I_i}{l_i}} \cdot \left(\frac{f_3 l_3^2}{4(n_3-1)} - \frac{f_4 l_4^2}{4(n_4-1)} \right) \cdot \eta, \quad p \in \langle 1, 2 \rangle$$

kde n jsou součinitele tuhosti, n=3 je-li prvek na konci ležícím mimo styčník kloubově uložen a n=4 je-li vetknut. Pokud prvek zcela chybí nebo pokud je moment na prvku ve vyšetřovaném styčnicku nulový, pak n=0.

- E je modul pružnosti daného prvku
- I je moment setrvačnosti daného prvku
- l je světla výška či délka daného prvku
- f je rovnoměrné spojité zatížení daného prvku
- η je redukční součinitel, $\eta = 1 - \frac{k_m}{4}$ kde:

$$k_m = \frac{\frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}}{\frac{n_2 E_2 I_2}{l_2} + \frac{n_1 E_1 I_1}{l_1}} \leq 2$$

Momenty - stycník B

Prvek 1 - pilíř: $n_1 = 3$

$$E_1 = E = 5950 \text{ MPa}$$

$$I_1 = \frac{1}{12} a^4 = \frac{1}{12} \cdot 440^4 = 3,123 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$l_1 = 2800 \text{ mm}$$

Prvek 2 - pilíř: $n_2 = \emptyset$ (uvažován nulový moment v patě horního pilíře)

Prvek 3 - strop: $n_3 = \emptyset$ (prvek chybí)

Prvek 4 - strop: $n_4 = 4$

$$E_4 = E_{\text{beton}} = 30000 \text{ MPa}$$

$$I_{4x} = \frac{1}{12} b_y h^3 = \frac{1}{12} \cdot 1330 \cdot 200^3 = 886,7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{4y} = \frac{1}{12} b_x h^3 = \frac{1}{12} \cdot 2830 \cdot 200^3 = 1,887 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$f_{4x} = (g+q)_d b_y = 11,7 \cdot 1,33 = 15,6 \text{ kN/m}$$

$$f_{4y} = (g+q)_d b_x = 11,7 \cdot 2,83 = 33,1 \text{ kN/m}$$

$$l_{4x} = 4780 \text{ mm}$$

$$l_{4y} = 1780 \text{ mm}$$

b_x, b_y - šířky nahradních prutů \approx rozměry zatěžovací plochy (viz str. 1)

$$k_{mx} = \frac{\frac{n_4 E_4 I_{4x}}{l_{4x}}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{l_1}} = \frac{\frac{4 \cdot 30000 \cdot 886,7 \cdot 10^6}{4780}}{\frac{3 \cdot 5950 \cdot 3,123 \cdot 10^9}{2800}} = 1,118 < 2$$

$$k_{my} = \frac{\frac{n_4 E_4 I_{4y}}{l_{4y}}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{l_1}} = \frac{\frac{4 \cdot 30000 \cdot 1,887 \cdot 10^9}{1780}}{\frac{3 \cdot 5950 \cdot 3,123 \cdot 10^9}{2800}} = 6,389 > 2 \Rightarrow k_{my} = 2$$

$$\eta_x = 1 - \frac{k_{mx}}{4} = 1 - \frac{1,118}{4} = 0,721$$

$$\eta_y = 1 - \frac{k_{my}}{4} = 1 - \frac{2}{4} = 0,500$$

$$M_{Bx} = M_{1x} = \frac{\frac{n_1 E_1 I_1}{l_1}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{l_1} + \frac{n_4 E_4 I_{4x}}{l_{4x}}} \cdot \frac{f_{4x} l_{4x}^2}{4(n_4 - 1)} \cdot \eta_x = \frac{\frac{3 \cdot 5950 \cdot 3,123 \cdot 10^9}{2800}}{\frac{3 \cdot 5950 \cdot 3,123 \cdot 10^9}{2800} + \frac{4 \cdot 30000 \cdot 886,7 \cdot 10^6}{4780}} \cdot \frac{15,6 \cdot 4780^2}{4 \cdot (4 - 1)} \cdot 0,721 = 10,11 \text{ kNm}$$

$$M_{By} = M_{By} = \frac{n_1 E_1 l_1}{\frac{n_1 E_1 l_1}{l_1} + \frac{n_4 E_4 l_4}{l_4}} \cdot \frac{F_{4y} l_{4y}^2}{4(n_4 - 1)} \cdot \eta_y =$$

$$= \frac{3 \cdot 5950 \cdot 3,123 \cdot 10^9}{2800} \cdot \frac{33,1 \cdot 1780^2}{4(4-1)} \cdot 0,5 = \underline{\underline{0,591 \text{ kNm}}}$$

Ověření tuhosti

$$N_M = \frac{\sqrt{M_{Bx}^2 + M_{By}^2}}{\sqrt{z_x^2 + z_y^2}} = \frac{\sqrt{10,11^2 + 0,591^2}}{\sqrt{0,195^2 + 0,195^2}} = \underline{\underline{36,7 \text{ kN}}} < N_3 = 68,4 \text{ kN}$$

Jelikož $N_M < N_3$, nedojde k rozevření stýčnicku, stýčnick je tuhý a spočtené momenty jsou platné. Pokud by vyšlo $N_M > N_3$, byl by stýčnick netuhý a momenty by se musely zredukovat podle vztahu:

$$M_{\text{red}} = \frac{N_3}{N_M} \cdot M_{\text{původní}}$$

Poznámky

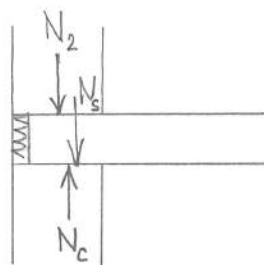
* volně ke stažení
na [people.fsv.cvut.cz/
bilypet1/vyzkum.htm](http://people.fsv.cvut.cz/~bilypet1/vyzkum.htm)

- o Výpočet momentů (kromě ověření tuhosti) lze rovněž provést v programu Výstřednost ECG v1.0.* Je pouze nutno upravit vzorce pro momenty setrvačnosti právě tak, aby uvažovaly rovné šířky pilíře a zatěžovací plochy (program je zpracován pro stěny, uvažuje tedy $b = 1000 \text{ mm}$) a zadat hodnotu zatížení v kN/m místo kN/m^2 .
- o Pro kompletní statický návrh kce je nutno stanovit rovněž momenty na stropní desce a navrhnout na ně horní výztuž. V našem případě by to bylo triviální - vzhledem ke zvolenému statickému modelu a s ohledem na to, že musí platit momentová rovnováha, by byly momenty v uložení stropní desky stejně velké, jako momenty v hlavě pilíře. Obecně je nutno momenty dopočítat pomocí deformační metody. Program Výstřednost ECG v1.0 obsahuje vzorce odvozené pro přímý výpočet.

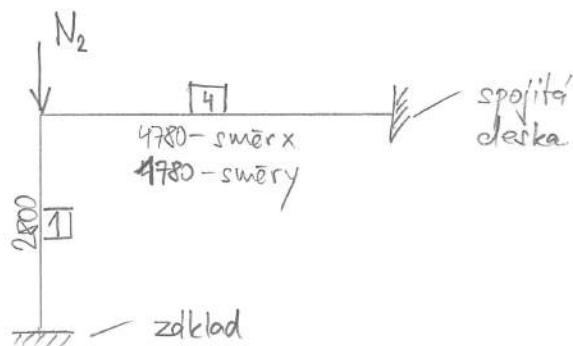
STYČNÍK C

8

Opět předpokládáme tuhý styčník. Schema:



≈



Normálové síly

Od horních podlaží: $N_2 = N_B + N_p = 112,9 + 10,3 = 123,2 \text{ kN}$

Od stropu: $N_s = 44,5 \text{ kN}$

CELKEM: $N_c = N_2 + N_s = \underline{\underline{167,7 \text{ kN}}}$

Momenty

Počítáme jako ve styčniku B. Parametry prvků jsou totožné, pouze se mění $n_1 = 4$. Pro výpočet použijeme program Výstřednost EC6 v1.0 - viz příloha 1.

$\underline{\underline{M_{cx} = 12,8 \text{ kNm}}}$

$\underline{\underline{M_{cy} = 0,755 \text{ kNm}}}$

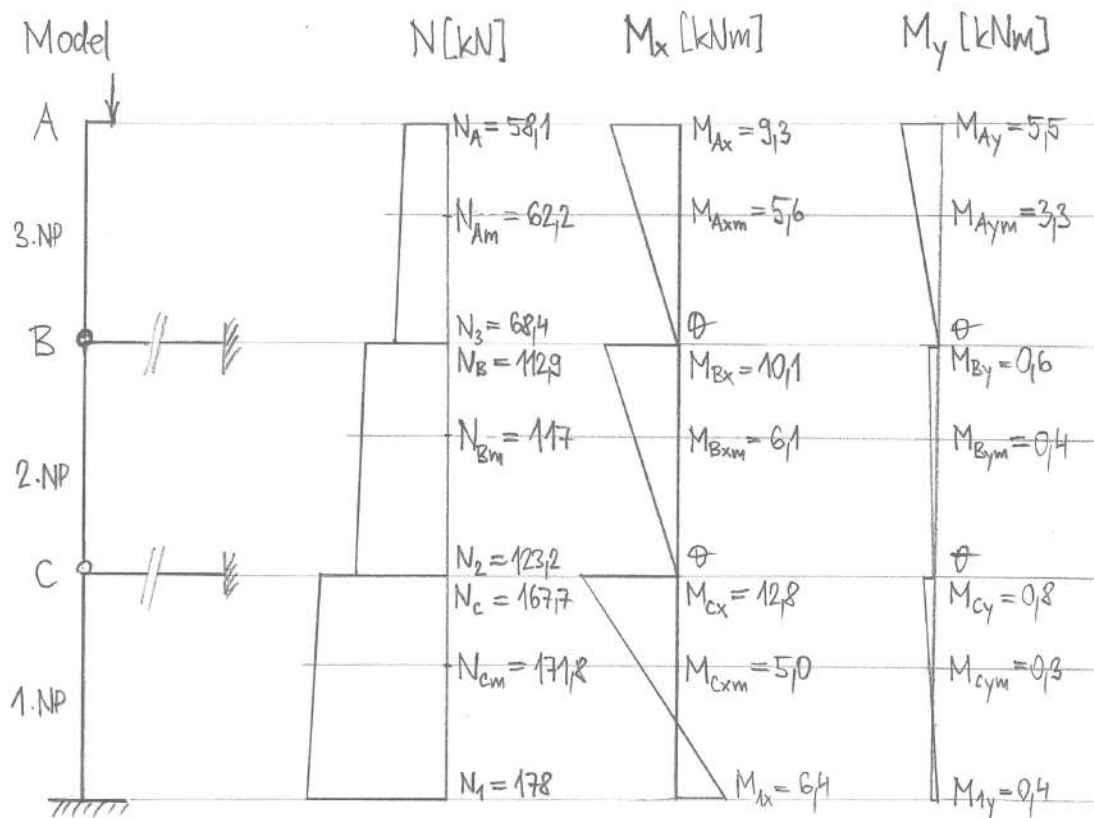
Overění tuhosti

$$N_M = \frac{\sqrt{M_{cx}^2 + M_{cy}^2}}{\sqrt{z_x^2 + z_y^2}} < \frac{\sqrt{12,774^2 + 0,755^2}}{\sqrt{0,195^2 + 0,195^2}} = \underline{\underline{464 \text{ kN} < N_2 = 123,2 \text{ kN}}}$$

$N_M < N_2 \Rightarrow$ nedojde k rozevření \Rightarrow výpočet M plati.

PŘEHLED VNITŘNÍCH SIL NA PILÍŘI

9



Síly s indexem m jsou stanoveny pro nejkritičtější průřez ve střední pětině výšky pilíře, tj. zde pro průřez ve $\frac{3}{5}$ výšky pilíře, kde je největší moment.

Momenty ve vřknutí nad základem dopočteme z deformační metody, zde velmi jednoduše:

$$\left. \begin{aligned}
 M_c &= \bar{M}_c + k_{\text{pilíř}} (2\varphi_c + \varphi_1) = 2k_{\text{pilíř}} \varphi_c \\
 M_1 &= \bar{M}_1 + k_{\text{pilíř}} (\varphi_c + 2\varphi_1) = k_{\text{pilíř}} \varphi_c
 \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_1 = \frac{1}{2} M_c$$

POSOUZENÍ UNOSNOSTI

De ČSN EN 1996-1-1
 čl. 6.1 a 5.5.1
 a obecných principů
 stavební mechaniky

Je nutno posoudit všechny kritické průřezy, tzn. průřezy s největšími hodnotami vnitřních sil, průřezy s největší výstředností zatížení a průřezy, kde se nejvíce projevuje vliv štíhlosti.

Výklad viz NNK
 a BK02

PILÍŘ 3.NP

Průřez v hlavě - největší výstřednost

Směr x:

$$e_{Af_x} = \frac{M_{Ax}}{N_A} = \frac{9,3}{58,1} = 0,16 \text{ m}$$

$$> \frac{1}{4}t \Rightarrow \beta_2 = 1,0$$

$$h_{Aef_x} = \beta_2 l_1 = 1,0 \cdot 2,8 = 2,8 \text{ m}$$

$$e_{Aax} = \frac{h_{Aef_x}}{450} = 0,006 \text{ m}$$

$$e_{Ax} = e_{Af_x} + e_{Aax} = 0,166 \text{ m} > 0,05t \text{ ok}$$

$$\phi_{Ax} = 1 - \frac{2e_{Ax}}{t} = 1 - \frac{2 \cdot 0,166}{0,44} = 0,245$$

Směr y:

$$e_{Af_y} = \frac{M_{Ay}}{N_A} = \frac{5,5}{58,1} = 0,09 \text{ m}$$

$$< \frac{1}{4}t \Rightarrow \beta_2 = 0,75$$

$$h_{Aef_y} = \beta_2 l_1 = 0,75 \cdot 2,8 = 2,1 \text{ m}$$

$$e_{Aay} = \frac{h_{Aef_y}}{450} = 0,005 \text{ m}$$

$$e_{Ay} = e_{Af_y} + e_{Aay} = 0,095 \text{ m} > 0,05t \text{ ok}$$

$$\phi_{Ay} = 1 - \frac{2e_{Ay}}{t} = 1 - \frac{2 \cdot 0,095}{0,44} = 0,568$$

$$N_{Rd,A} = \phi_{Ax} \phi_{Ay} A f_d = 0,245 \cdot 0,568 \cdot 440^2 \cdot 27 = 72,7 \text{ kN} > N_A = 58,1 \text{ kN ok}$$

Průřez ve střední pětině - poměrně velká výstřednost + štíhlost

Směr x:

$$e_{Af_{xm}} = \frac{M_{Axm}}{N_{Am}} = \frac{5,6}{62,2} = 0,09 \text{ m}$$

$$< \frac{1}{4}t \Rightarrow \beta_2 = 0,75$$

$$h_{Aef_{xm}} = \beta_2 l_1 = 0,75 \cdot 2,8 = 2,1 \text{ m}$$

$$e_{Aaxm} = \frac{h_{Aef_{xm}}}{450} = 0,005 \text{ m}$$

$$e_{Axm} = e_{Af_{xm}} + e_{Aaxm} = 0,095 \text{ m} > 0,05t \text{ ok}$$

$$\frac{e_{Axm}}{t} = \frac{0,095}{0,44} = 0,216$$

$$\frac{h_{Aef_{xm}}}{t} = \frac{2,1}{0,44} = 4,77$$

$$\phi_{Axm} = 0,57$$

Směr y:

$$e_{Af_{ym}} = \frac{M_{Aym}}{N_{Am}} = \frac{3,3}{62,2} = 0,053 \text{ m}$$

$$< \frac{1}{4}t \Rightarrow \beta_2 = 0,75$$

$$h_{Aef_{ym}} = \beta_2 l_1 = 2,1 \text{ m}$$

$$e_{Aaym} = \frac{h_{Aef_{ym}}}{450} = 0,005 \text{ m}$$

$$e_{Aym} = e_{Af_{ym}} + e_{Aaym} = 0,058 \text{ m} > 0,05t \text{ ok}$$

$$\frac{e_{Aym}}{t} = \frac{0,058}{0,44} = 0,132$$

$$\frac{h_{Aef_{ym}}}{t} = \frac{2,1}{0,44} = 4,77$$

$$\phi_{Aym} = 0,74$$

Hodnoty ϕ_m se odečítají z tabulky, viz skripta Kašátko, Lorenz, Vaškoud: Zděné kce 1, 2008, strana 63 a dále

$$N_{Rd,Am} = \phi_{Axm} \phi_{Aym} A f_d = 0,57 \cdot 0,74 \cdot 440^2 \cdot 2,7 =$$

$$= \underline{220,5 \text{ kN}} > N_{Am} = 62,2 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Průřez v patě - pouze minimální výstřednost \Rightarrow není nutno posuzovat

PILÍŘ 2.NP

Šikmý průřez nepatří mezi kritické \Rightarrow není nutno posuzovat

PILÍŘ 1.NP

Průřez v hlavě - poměrně velká výstřednost, největší vnitřní síly

Směr x:

$$e_{cfx} = \frac{M_{cx}}{N_c} = \frac{12,8}{167,7} = 0,076 \text{ m}$$

$$< \frac{1}{4} t \Rightarrow \beta_2 = 0,75$$

$$h_{cefx} = \beta_2 l_1 = 2,1 \text{ m}$$

$$e_{cax} = \frac{h_{cefx}}{450} = 0,005 \text{ m}$$

$$e_{cx} = e_{cfx} + e_{cax} = 0,081 \text{ m} > 0,05t \quad \text{OK}$$

$$\phi_{cx} = 1 - \frac{2e_{cx}}{t} = 1 - \frac{2 \cdot 0,081}{0,44} =$$

$$= 0,632$$

Směr y:

$$e_{cfy} = \frac{M_{cy}}{N_c} = \frac{0,8}{167,7} = 0,005 \text{ m}$$

$$< \frac{1}{4} t \Rightarrow \beta_2 = 0,75$$

$$h_{cefy} = \beta_2 l_1 = 2,1 \text{ m}$$

$$e_{cay} = \frac{h_{cefy}}{450} = 0,005 \text{ m}$$

$$e_{cy} = e_{cfy} + e_{cay} = 0,01 \text{ m} < 0,05t$$

$$\Rightarrow e_{cy} = e_{\min} = 0,05t = 0,022 \text{ m}$$

$$\phi_{cy} = 1 - \frac{2e_{cy}}{t} = 1 - \frac{2 \cdot 0,022}{0,44} =$$

$$= 0,9$$

$$N_{Rd,c} = \phi_{cx} \phi_{cy} A f_{yd} = 0,632 \cdot 0,9 \cdot 440^2 \cdot 2,7 = \underline{297,3 \text{ kN}} >$$

$$> N_c = 167,7 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Průřez ve střední pětině - téměř stejné N , výrazně menší M než v hlavě, velmi malá sřihlost \Rightarrow není nutno posuzovat

Průřez v patě - N jen o málo větší než v hlavě, M výrazně menší \Rightarrow není nutno posuzovat

PILÍŘ VYHOVÍ NA MSÚ

ZÁVĚREČNÉ POZNÁMKY

12

- o Použitý princip pasování, kdy je teoretická normálová únosnost Af_d násobena postupně dvěma zmenšujícími součiniteli Φ_x a Φ_y , není uveden přímo v normě ČSN EN 1996-1-1. Vychází však z obecných zásad stavební mechaniky – je zcela zřejmé, že při silném ohybu je nutno redukovat účinnou plochu v obou směrech
- o Z uvedeného příkladu je jasné patrné, že o únosnosti zdaleka nemusí rozhodovat místo s největšími hodnotami vnitřních sil. V daném příkladu se jako nejkritičtější ukázal průřez v hlavě pilíře ve 3.NP, kde je poměr působící normálové síly a únosnosti $\frac{N_A}{N_{RdA}} = 0,799$.

Průřezy v 1.NP, kde jsou síly daleko větší, vykazují poměr okolo 0,5-0,6. Důvodem je výstřednost zatížení, která je pro zdívo klíčovým faktorem výrazně snižujícím únosnost

Příklad byl zpracován v rámci projektu RPMT 2015
"Podpora projektové úlohy betonových a zděných konstrukcí"

Priloha 1 - Výpočet momentů ve styčnicku C

Výstřednost EC6 v1.0

Výpočetní pomůcka pro stanovení výstřednosti zatížení zděných stěn podle informativní přílohy C Eurokódu 6

Smazat zadané hodnoty Nápvěda - čti před prvním použitím O programu

0. Schéma zatížení konstrukce, znaménková konvence pro momenty na stěnách

- Způsob podepření a počet prvků ve schématu je pouze ilustrativní, bude upřesněn ve výpočtu
- Momenty na stropní desce jsou uvažovány podle běžné konvence, tj. kladný moment vyvozuje tah v dojních vlákních
- Šířka modelu je uvažována $b = 1 \text{ m}$

1. Geometrie

1.1. Prvky a jejich podepření mimo styčník

- Dolní stěna (prvek 1)
=> Součinitel tuhosti prvku
- Horní stěna (prvek 2)
=> Součinitel tuhosti prvku
- Levé pole stropní konstrukce (prvek 3)
=> Součinitel tuhosti prvku
- Pravé pole stropní konstrukce (prvek 4)
=> Součinitel tuhosti prvku

1.2. Délky prvků

- Světlá výška stěny 1
- Světlá výška stěny 2
- Světlé rozpětí stropní desky 3
- Světlé rozpětí stropní desky 4

1.3. Tloušťky průřezů

- Tloušťka stěny 1
- Tloušťka stěny 2
- Tloušťka stropní desky 3
- Tloušťka stropní desky 4

1.4. Momenty setrvačnosti

- Dolní stěna (prvek 1)
- Horní stěna (prvek 2)
- Levé pole stropní konstrukce (prvek 3)
- Pravé pole stropní konstrukce (prvek 4)

Vetknutí	
$n_1 =$	4
Prvek chybí	
$n_2 =$	0
Prvek chybí	
$n_3 =$	0
Vetknutí	
$n_4 =$	4

$h_1 =$	2 800 mm
$h_2 =$	0 mm
$l_3 =$	0 mm
$l_4 =$	4 780 mm

$t_1 =$	440 mm
$t_2 =$	440 mm
$t_3 =$	0 mm
$t_4 =$	200 mm

$I_1 =$	3,123E+09 mm ⁴
$I_2 =$	7,089E+09 mm ⁴
$I_3 =$	0,000E+00 mm ⁴
$I_4 =$	8,867E+08 mm ⁴

$I_i = \frac{1}{12} b t_i^3$

o V ribbonu v Excelu jít na Revize → Odemknout list (není heslo)

o Ve vzorcích v buňce zadat skutečnou hodnotu b místo přednastavené hodnoty 1000 mm (zde 440 mm pro I_1 a 1330 mm pro I_4)

2. Materiálové charakteristiky

2.1. Dílčí součinitel spolehlivosti zdíva γ_M

- Zdivo je vyžděno ze zdících prvků
- Druh zdících prvků

kategorie I na předpisovou maltu
pálené cihly

=> **Dílčí součinitel spolehlivosti zdíva**

$\gamma_M = 2,200$

2.2. Pevnost zdíva v tlaku - dolní stěna

- Zadat přímo hodnotu charakteristické tlakové pevnosti
- Stanovit charakteristickou tlakovou pevnost výpočtem

$f_{k1} = 5,400$ MPa

- Délka jednoho zdícího prvku
- Šířka jednoho zdícího prvku
- Výška jednoho zdícího prvku

$d_{p1} = 290$ mm
 $b_{p1} = 140$ mm
 $h_{p1} = 65$ mm

- Skupina zdících prvků

- Druh zdících prvků
- Procento děrování

pálené cihly
≤ 25 %

=> **Skupina zdících prvků**

1

- Normalizovaná pevnost zdícího prvku f_b

- Tlaková pevnost zdícího prvku (značka)
- Způsob kondicionování zdícího prvku (běžně: na vzduchu)
- Součinitel podle způsobu kondicionování zdícího prvku
- Součinitel tvaru vyjadřující vliv šířky a výšky zdícího prvku

$f_{u1} = 20,000$ MPa

na vzduchu (dosažením 6% vlhkosti)

$\eta_1 = 1,000$

$\delta_1 = 0,770$

$f_{b1} = 15,400$ MPa

=> **Normalizovaná pevnost zdícího prvku** $f_b = \eta \delta f_u$

$f_{m1} = 10,000$ MPa

- Tlaková pevnost malty (značka)

- Součinitel K

- Druh zdících prvků
- Malta
- Skupina zdících prvků

pálené cihly
obyčejná
1

- Vyskytuje se ve zdivu podélná styčná spára? (=> vynásobit tabulkové K součinitelem 0,8?)

Ano

=> **Součinitel K**

$K_1 = 0,440$

- Charakteristická pevnost zdíva v tlaku kolmo na ložné spáry

- Uvažovaná hodnota f_b ($f_b \leq 50$ MPa při použití malty pro tenké spáry, jinak $f_b \leq 75$ MPa)
- Uvažovaná hodnota f_m ($f_m \leq 10$ MPa při použití malty pro tenké spáry, jinak $f_m \leq \min(20 \text{ MPa}, 2f_u)$)

$f_{b1} = 15,400$ MPa

$f_{m1} = 10,000$ MPa

=> **Charakteristická pevnost zdíva v tlaku kolmo na ložné spáry**

$f_{k1} = 5,953$ MPa

Pro výpočet charakteristické pevnosti je uvažován podtržený vztah:

- Zdivo na obyčejnou nebo lehkou maltu
- Zdivo na maltu pro tenké spáry, pálené zdící prvky skupiny 2 nebo 3
- Zdivo na maltu pro tenké spáry, zdící prvky jiné než pálené skupiny 2 nebo 3

$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$

$f_k = K \cdot f_b^{0,7}$

$f_k = K \cdot f_b^{0,85}$

=> **Charakteristická tlaková pevnost zdíva dolní stěny**

$f_{k1} = 5,953$ MPa

2.3. Pevnost zdíva v tlaku - horní stěna

- Převzít hodnotu charakteristické tlakové pevnosti dolní stěny
- Zadat odlišnou hodnotu charakteristické tlakové pevnosti pro horní stěnu
- Stanovit charakteristickou tlakovou pevnost horní stěny výpočtem

$f_{k2} =$ MPa

=> **Charakteristická tlaková pevnost zdíva horní stěny**

$f_{k2} = 5,953$ MPa

2.4. Modul pružnosti zdíva - dolní stěna

- Zadat přímo hodnotu modulu pružnosti
- Stanovit modul pružnosti ze vztahu $E_1 = 1000f_{k1}$

$E_1 = 6\ 800$ MPa

=> **Modul pružnosti zdíva dolní stěny**

$E_1 = 5\ 953$ MPa

2.5. Modul pružnosti zdíva - horní stěna

- Převzít hodnotu modulu pružnosti dolní stěny
- Zadat přímo hodnotu modulu pružnosti
- Stanovit modul pružnosti ze vztahu $E_2 = 1000f_{k2}$

$E_2 =$ MPa

=> **Modul pružnosti zdíva horní stěny**

$E_2 = 5\ 953$ MPa

2.6. Modul pružnosti stropní desky 3

$E_3 = 0$ MPa

2.7. Modul pružnosti stropní desky 4

$E_4 = 30\ 000$ MPa

Zadat hodnotu v kN/m, tj. zde $11,7 \text{ [kN/m}^2] \cdot 1,33 \text{ [m]} = 15,6 \text{ [kN/m]}$

15

3. Zatížení

- Návrhová hodnota rovnoměrného spojitého zatížení stropní desky 3
- Návrhová hodnota rovnoměrného spojitého zatížení stropní desky 4
- Návrhová hodnota normálové síly v patě horní stěny 2
- Návrhová hodnota normálové síly v hlavě dolní stěny 1

$f_3 =$	0,000	kN.m ⁻²
$f_4 =$	15,600	kN.m ⁻²
$N_{Ed,2} =$	123,200	kN
$N_{Ed,1} =$	167,700	kN

4. Výpočet momentů podle normových vztahů C.1 a C.2 (základní postup)

4.1. Redukční součinitel η

- Součinitel k_m

$$k_m = \frac{\frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2}} \leq 2 \quad k_m = 0,838$$
- Součinitel η

$$\eta = 1 - \frac{k_m}{4} \quad \eta = 0,790$$

4.2. Ohybové momenty (již upravené redukčním součinitelem)

- Návrhová hodnota momentu v hlavě stěny 1

$$M_1 = - \frac{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \left(\frac{f_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{f_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right) \cdot \eta \quad M_1 = 12,774 \text{ kNm} = \underline{\underline{M_{Cx}}}$$

- Návrhová hodnota momentu v patě stěny 2

$$M_2 = - \frac{\frac{n_2 E_2 I_2}{h_2}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \left(\frac{f_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{f_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right) \cdot \eta \quad M_2 = 0,000 \text{ kNm}$$

- Návrhová hodnota momentu na stropní desce 3 těsně vedle styčnicku

$$M_3 = \left[- \frac{f_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} + \frac{\frac{n_3 E_3 I_3}{l_3}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \left(\frac{f_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{f_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right) \right] \cdot \eta \quad M_3 = 0,000 \text{ kNm}$$

- Návrhová hodnota momentu na stropní desce 4 těsně vedle styčnicku

$$M_4 = \left[- \frac{f_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} - \frac{\frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \left(\frac{f_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{f_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right) \right] \cdot \eta \quad M_4 = -12,774 \text{ kNm}$$

Výstřednost EC6 v1.0

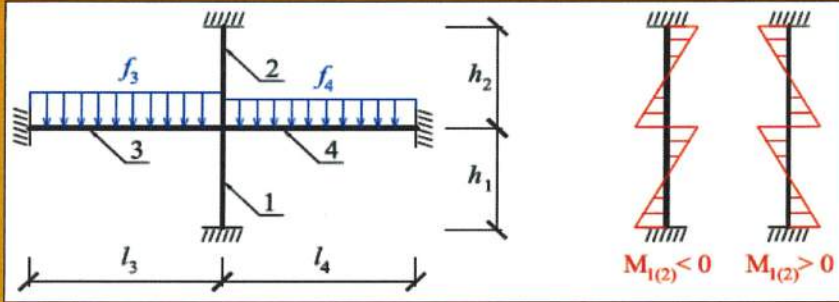
Výpočetní pomůcka pro stanovení výstřednosti zatížení zděných stěn podle informativní přílohy C Eurokódu 6

Smazat zadané hodnoty

Nápověda - čti před prvním použitím

O programu

0. Schéma zatížení konstrukce, znaménková konvence pro momenty na stěnách



- Způsob podepření a počet prvků ve schématu je pouze ilustrativní, bude upřesněn ve výpočtu
- Momenty na stropní desce jsou uvažovány podle běžné konvence, tj. kladný moment vyvozuje tah v dolních vláknech
- Šířka modelu je uvažována $b = 1 \text{ m}$

1. Geometrie

1.1. Prvky a jejich podepření mimo styčník

- Dolní stěna (prvek 1)
=> Součinitel tuhosti prvku
- Horní stěna (prvek 2)
=> Součinitel tuhosti prvku
- Levé pole stropní konstrukce (prvek 3)
=> Součinitel tuhosti prvku
- Pravé pole stropní konstrukce (prvek 4)
=> Součinitel tuhosti prvku

Vetknuti	
$n_1 =$	4
Prvek chybí	
$n_2 =$	0
Prvek chybí	
$n_3 =$	0
Vetknuti	
$n_4 =$	4

1.2. Délky prvků

- Světla výška stěny 1
- Světla výška stěny 2
- Světle rozpětí stropní desky 3
- Světle rozpětí stropní desky 4

$h_1 =$	2 800 mm
$h_2 =$	0 mm
$l_3 =$	0 mm
$l_4 =$	1 780 mm

1.3. Tloušťky průřezů

- Tloušťka stěny 1
- Tloušťka stěny 2
- Tloušťka stropní desky 3
- Tloušťka stropní desky 4

$t_1 =$	440 mm
$t_2 =$	440 mm
$t_3 =$	0 mm
$t_4 =$	200 mm

1.4. Momenty setrvačnosti

- Dolní stěna (prvek 1)
- Horní stěna (prvek 2)
- Levé pole stropní konstrukce (prvek 3)
- Pravé pole stropní konstrukce (prvek 4)

$$I_i = \frac{1}{12} b t_i^3$$

$I_1 =$	3,123E+09 mm ⁴
$I_2 =$	7,099E+09 mm ⁴
$I_3 =$	0,000E+00 mm ⁴
$I_4 =$	1,887E+09 mm ⁴

$b = 440 \text{ mm}$

$b = 2830 \text{ mm}$

2. Materiálové charakteristiky

2.1. Dílčí součinitel spolehlivosti zdiva γ_M

- Zdivo je vyzděno ze zdících prvků
- Druh zdících prvků
- => **Dílčí součinitel spolehlivosti zdiva**

kategorie I na předpisovou maltu
 pálené cihly
 $\gamma_M = 2,200$

2.2. Pevnost zdiva v tlaku - dolní stěna

- Zadat přímo hodnotu charakteristické tlakové pevnosti
- Stanovit charakteristickou tlakovou pevnost výpočtem

$f_{k1} = 5,400$ MPa

- Délka jednoho zdícího prvku
- Šířka jednoho zdícího prvku
- Výška jednoho zdícího prvku

$d_{p1} = 290$ mm
 $b_{p1} = 140$ mm
 $h_{p1} = 65$ mm

- Skupina zdících prvků
 - Druh zdících prvků
 - Procento děrování
 - => **Skupina zdících prvků**

pálené cihly
 $\leq 25\%$
 1

- Normalizovaná pevnost zdícího prvku f_b
 - Tlaková pevnost zdícího prvku (značka)
 - Způsob kondicionování zdícího prvku (běžně: na vzduchu)
 - Součinitel podle způsobu kondicionování zdícího prvku
 - Součinitel tvaru vyjadřující vliv šířky a výšky zdícího prvku
 - => **Normalizovaná pevnost zdícího prvku $f_b = \eta \delta f_u$**

$f_{u1} = 20,000$ MPa
 na vzduchu (dosažením 6% vlhkosti)

$\eta_1 = 1,000$
 $\delta_1 = 0,770$
 $f_{b1} = 15,400$ MPa

- Tlaková pevnost malty (značka)
- Součinitel K

$f_{m1} = 10,000$ MPa

- Druh zdících prvků
- Malta
- Skupina zdících prvků
- Vyskytuje se ve zdivu podélná styčná spára? (=> vynásobit tabulkové K součinitelem 0,8?)
- => **Součinitel K**

pálené cihly
 obyčejná
 1
 Ano
 $K_1 = 0,440$

- Charakteristická pevnost zdiva v tlaku kolmo na ložné spáry
 - Uvažovaná hodnota f_b ($f_b \leq 50$ MPa při použití malty pro tenké spáry, jinak $f_b \leq 75$ MPa)
 - Uvažovaná hodnota f_m ($f_m \leq 10$ MPa při použití malty pro tenké spáry, jinak $f_m \leq \min(20 \text{ MPa}, 2f_b)$)
 - => **Charakteristická pevnost zdiva v tlaku kolmo na ložné spáry**

$f_{b1} = 15,400$ MPa
 $f_{m1} = 10,000$ MPa
 $f_{k1} = 5,953$ MPa

Pro výpočet charakteristické pevnosti je uvažován podtržený vztah:

- Zdivo na obyčejnou nebo lehkou maltu
- Zdivo na maltu pro tenké spáry, pálené zdící prvky skupiny 2 nebo 3
- Zdivo na maltu pro tenké spáry, zdící prvky jiné než pálené skupiny 2 nebo 3

$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$
 $f_k = K \cdot f_b^{0,7}$
 $f_k = K \cdot f_b^{0,85}$

=> **Charakteristická tlaková pevnost zdiva dolní stěny**

$f_{k1} = 5,953$ MPa

2.3. Pevnost zdiva v tlaku - horní stěna

- Převzít hodnotu charakteristické tlakové pevnosti dolní stěny
- Zadat odlišnou hodnotu charakteristické tlakové pevnosti pro horní stěnu
- Stanovit charakteristickou tlakovou pevnost horní stěny výpočtem
- => **Charakteristická tlaková pevnost zdiva horní stěny**

$f_{k2} =$ MPa
 $f_{k2} = 5,953$ MPa

2.4. Modul pružnosti zdiva - dolní stěna

- Zadat přímo hodnotu modulu pružnosti
- Stanovit modul pružnosti ze vztahu $E_1 = 1000f_{k1}$
- => **Modul pružnosti zdiva dolní stěny**

$E_1 = 6\ 800$ MPa
 $E_1 = 5\ 953$ MPa

2.5. Modul pružnosti zdiva - horní stěna

- Převzít hodnotu modulu pružnosti dolní stěny
- Zadat přímo hodnotu modulu pružnosti
- Stanovit modul pružnosti ze vztahu $E_2 = 1000f_{k2}$
- => **Modul pružnosti zdiva horní stěny**

$E_2 =$ MPa
 $E_2 = 5\ 953$ MPa

2.6. Modul pružnosti stropní desky 3

$E_3 = 0$ MPa

2.7. Modul pružnosti stropní desky 4

$E_4 = 30\ 000$ MPa

$$M_{1,7} \cdot 2,83 = 33,1 \text{ kN/m}$$



3. Zatížení

- Návrhová hodnota rovnoměrného spojitého zatížení stropní desky 3
- Návrhová hodnota rovnoměrného spojitého zatížení stropní desky 4
- Návrhová hodnota normálové síly v patě horní stěny 2
- Návrhová hodnota normálové síly v hlavě dolní stěny 1

$f_3 =$	0,000	kN.m ⁻²
$f_4 =$	33,100	kN.m ⁻²
$N_{Ed,2} =$	123,200	kN
$N_{Ed,1} =$	167,700	kN

4. Výpočet momentů podle normových vztahů C.1 a C.2 (základní postup)

4.1. Redukční součinitel η

- Součinitel k_m

$$k_m = \frac{\frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2}} \leq 2 \quad k_m = 2,000$$
- Součinitel η

$$\eta = 1 - \frac{k_m}{4} \quad \eta = 0,500$$

4.2. Ohybové momenty (již upravené redukčním součinitelem)

- Návrhová hodnota momentu v hlavě stěny 1

$$M_1 = - \frac{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \left(\frac{f_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{f_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right) \cdot \eta \quad M_1 = 0,755 \text{ kNm}$$

$= M_{cy}$

- Návrhová hodnota momentu v patě stěny 2

$$M_2 = - \frac{\frac{n_2 E_2 I_2}{h_2}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \left(\frac{f_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{f_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right) \cdot \eta \quad M_2 = 0,000 \text{ kNm}$$

- Návrhová hodnota momentu na stropní desce 3 těsně vedle styčnicku

$$M_3 = \left[- \frac{f_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} + \frac{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \left(\frac{f_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{f_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right) \right] \cdot \eta \quad M_3 = 0,000 \text{ kNm}$$

- Návrhová hodnota momentu na stropní desce 4 těsně vedle styčnicku

$$M_4 = \left[- \frac{f_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} - \frac{\frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \left(\frac{f_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{f_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right) \right] \cdot \eta \quad M_4 = -0,755 \text{ kNm}$$