

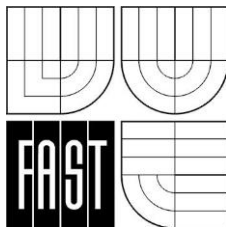
INVESTICE DO ROZVOJE VZDĚLÁVÁNÍ

**VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
FAKULTA STAVEBNÍ**

BL06

Zděné konstrukce

Sbírka příkladů



**STUDIJNÍ OPORY
PRO STUDIJNÍ PROGRAMY S PREZENČNÍ FORMOU STUDIA**

OBSAH

1 Úvod	2
2 Teorie	3
2.1 Pevnost zdiva v ohybu	3
2.2 Nevyztužené zděné stěny zatížené bočně	5
2.3 Ověření stěny s klenbovým účinkem	6
3 Příklady	9
3.1 Příklady č. 1	9
3.2 Příklady č. 2	14
3.3 Příklady č. 3	20
3.4 Příklady č. 4	23
3.5 Příklady č. 5	29

1 Úvod

Následující sbírka předkládá k prostudování příklady, které nejsou součástí výuky ve cvičeních, obecná problematika uvedených příkladů je vysvětlena v rámci přednášek. Některé příklady (zpracované dle EC 6) jsou doplněny o řešení dle normového předpisu ČSN 73 1101 (rok vydání 1981), lze tak porovnat konkrétní návrhové přístupy. Porovnáním lze lépe porozumět širším souvislostem v dané problematice, tj. oddělit obecné principy, které platí nezávisle na normovém předpisu od konkrétních návrhových postupů, které se mohou měnit dle daného technického standardu.

Očíslování vzorců v textu odpovídá číslování v normě ČSN EN 1996 – 1 – 1: Navrhování zděných konstrukcí.

Požadavky na znalosti studenta: základní znalosti chování a posuzování zděných konstrukcí v rozsahu vymezeném přednáškami.

Sbírka je rozčleněna na dvě části:

- Teorie – obsahuje stručný výtah z teorie posuzování zděných konstrukcí a základní vztahy pro řešení následujících příkladů a to zejména v návaznosti na ČSN EN 1996 – 1 – 1.
- Příklady – představují praktické případy posouzení zděných konstrukcí pro vybrané typy namáhání a konstrukcí. Příklady je vhodné prostudovat jako doplněk k řešeným příkladům ve cvičení - aplikovat získané teoretické znalosti z přednášek a odborné literatury.

2 Teorie

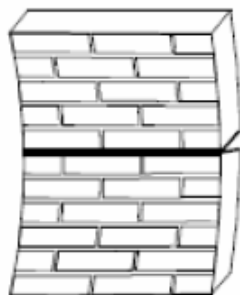
2.1 Pevnost zdiva v ohybu

Rozlišuje se:

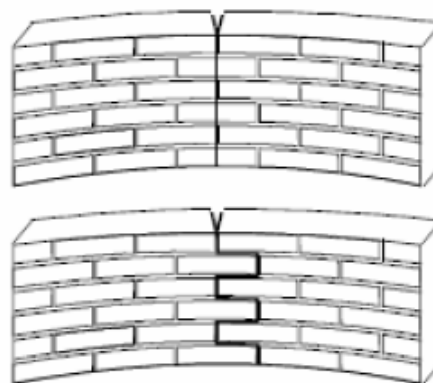
- Charakteristická pevnost zdiva v ohybu f_{xk1} v rovině porušení rovnoběžné s ložnými spárami
- Charakteristická pevnost zdiva v ohybu f_{xk2} v rovině porušení kolmé s ložnými spárami

Pevnost zdiva v ohybu f_{xk1} se má používat jenom pro výpočet stěn namáhaných dominantním proměnným zatížením (např. zatížením větrem) působícím kolmo na jejich povrch; nemá se uvažovat jako jediná pevnost v případech, kde by porušení stěny vedlo k rozsáhlejšímu zřícení nebo úplné ztrátě stability celé konstrukce, ani ve výpočtu zděných prvků namáhaných seizmickým zatížením.

Druhy porušení zdiva v ohybu



a) rovina porušení rovnoběžná s ložnými spárami f_{xk1}



b) rovina porušení kolmá k ložným spáram f_{xk2}

Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu

(1) Při namáhání stěny ohybem se jako f_{xk1} označuje pevnost zdiva v tahu za ohybu s rovinou porušení rovnoběžnou s ložnými spárami a jako f_{xk2} se označuje pevnost zdiva v tahu za ohybu s rovinou porušení kolmo k ložným spáram.

(2) Charakteristické hodnoty pevnosti zdiva v tahu za ohybu f_{xk1} a f_{xk2} se odvozuji z výsledků zatěžovacích zkoušek zdiva.

POZNÁMKA: Výsledky mohou být pro projekt získány ze zkoušek nebo jsou k dispozici v databázi.

(3) Charakteristickou hodnotu pevnosti zdiva v tahu za ohybu lze stanovit ze zkoušek podle normy EN 1052-2 (Zkušební metody pro zdivo - Část 2: Stano-

vení pevnosti v tahu za ohybu) nebo na základě vyhodnocení výsledků zkoušek pevnosti stěn na ohyb získaných kombinací zdících prvků a malt.

POZNÁMKA 1: Hodnoty f_{xk1} a f_{xk2} je možno najít v národní příloze určité země.

NÁRODNÍ POZNÁMKA Viz národní příloha NA 2.6.V ČR platí hodnoty doporučené v tabulkách.

POZNÁMKA 2: Jestliže nejsou k dispozici hodnoty pevnosti v tahu za ohybu zdiva s obyčejnou maltou, s maltou pro tenké spáry a s lehkou maltou, lze příslušné hodnoty převzít z tabulek zařazených do této poznámky za předpokladu, že se použije malta pro tenké spáry a malta lehké třídy M5 nebo pevnější.

POZNÁMKA 3: Pro zdivo z pórobetonových tvárnic a malty pro tenké spáry platí hodnoty:

f_{xk1} a f_{xk2} z tabulek této poznámky nebo hodnoty vypočtené z těchto vztahů:

- $f_{xk1} = 0,035f_b$, pro zdivo ve svislých spárách nebo bez ní;
- $f_{xk2} = 0,035f_b$, pro zdivo ve svislých spárách nebo $0,025f_b$ pro zdivo bez malty ve svislých spárách.

Hodnoty f_{xk1} pro rovinu rovnoběžnou s ložnými spárami

Zdíci prvky	f_{xk1} (N/mm ²)			
	Obyčejná malta		Malta pro tenké spáry	Lehká malta
	$f_m < 5$ N/mm ²	$f_m \geq 5$ N/mm ²		
Pálené	0,10	0,10	0,15	0,10
Vápenopískové	0,05	0,10	0,20	nepoužívá se
Betonové	0,05	0,10	0,20	nepoužívá se
Pórobetonové	0,05	0,10	0,15	0,10
Z umělého kamene	0,05	0,10	nepoužívá se	nepoužívá se
Z opracovaného přírodního kamene	0,05	0,10	0,15	nepoužívá se

Hodnoty f_{sk2} pro rovinu kolmou k ložným spárám

Zdicí prvky		f_{sk2} (N/mm ²)			
		Obyčejná malta		Malta pro tenké spáry	Lehká malta
		$f_m < 5$ N/mm ²	$f_m \geq 5$ N/mm ²		
Pálené		0,20	0,40	0,15	0,10
Vápenopískové		0,20	0,40	0,30	nepoužívá se
Betonové		0,20	0,40	0,30	nepoužívá se
Pórobetonové	$\rho < 400$ kg/m ³	0,20	0,20	0,20	0,15
	$\rho \geq 400$ kg/m ³	0,20	0,40	0,30	0,15
Z umělého kamene		0,20	0,40	nepoužívá se	nepoužívá se
Z opracovaného přírodního kamene		0,20	0,40	0,15	nepoužívá se

Poznámka :

f_{sk2} nemůže být větší než pevnost zdících prvků v tahu za ohybu.

2.2 Nevztužené zděné stěny zatížené bočně

Všeobecně

Při mezním stavu únosnosti musí být návrhová hodnota ohybového momentu M_{Ed} (viz 5.5.5.) který působí ve stěně menší nebo rovna návrhové hodnotě momentu únosnosti M_{Rd} :

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (6.14.)$$

Při návrhu se má uvažovat koeficient m pro působení zdiva v kolmých směrech

(3) Návrhová hodnota momentu únosnosti stěny M_{Rd} při bočním zatížení na jednotku výšky nebo délky stěny se určí podle vztahu:

$$M_{Rd} = f_{xd} Z \quad (6.15.)$$

kde je:

f_{xd} návrhová hodnota pevnosti zdiva v odpovídající rovině ohybu

Z průřezový modul v pružném stavu na jednotku výšky nebo délky stěny.

(4) Je-li stěna zatížená svislým zatížením, příznivý vliv svislého zatížení se uvažuje ve výpočtu následujícím způsobem:

Použitím zvýšené pevnosti zdiva v tahu za ohybu $f_{xd1,app}$ podle vztahu (6.16), kde se v článku (2) použije součinitel pevnosti v kolmých směrech upravený podle skutečných podmínek

$$f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d$$

kde je

f_{xd1} návrhová hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu s rovinou porušení rovnoběžnou s ložnými spárami, viz 3.6.3.;

σ_d návrhová hodnota napětí v tlaku ve stěně, která nesmí být větší než $0,2f_d$

nebo

(ii) výpočtem únosnosti při použití vztahu (6.2.) kde Φ se nahradí Φ_{fl} pro zohlednění pevnosti v tahu za ohybu f_{xd1}

POZNÁMKA Tato část normy neobsahuje žádný způsob výpočtu Φ_{fl} včetně pevnosti v tahu za ohybu

Při určení průřezového modulu pilíře ve stěně se uvažuje spolupůsobící šířka vnější stěny přesahující líc pilíře jako menší z hodnot:

- $h/10$ při stěně podepřené v hlavě a patě;
- $h/5$ u volně stojící stěny;
- polovina světlé vzdálenosti mezi pilíři;

kde je

h světlá výška stěny.

U dutinových stěn se vzduchovou mezerou se návrhová hodnota příčné síly na jednotku plochy W_{Ed} rozdělí na obě dílčí stěny za předpokladu, že stěnové spony nebo jiné spojovací prostředky mezi stěnami jsou schopné přenést síly, které na stěny působí. Rozdělení účinků může být úměrné buď jejich únosnosti (např. M_{Rd}) nebo jejich tuhosti. Při použití tuhosti musí být každá dílčí stěna ověřena na návrhový moment M_{Ed} , který na ni připadá.

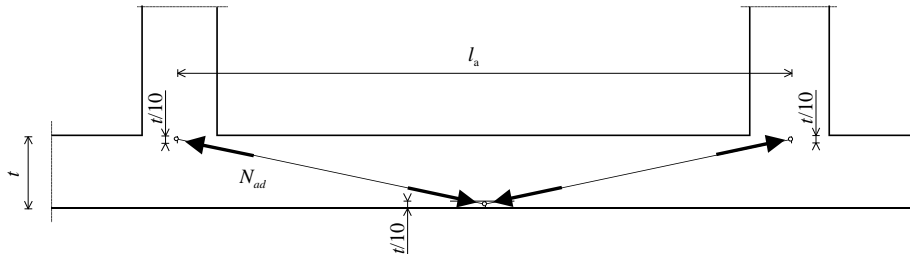
(7) Jestliže je stěna oslabena drážkami nebo výklenky většími než při použití článku 8.6., musí se toto oslabení uvážit při výpočtu únosnosti stěny zavedením skutečné tloušťky stěny v místě drážek a výklenků

2.3 Ověření stěny s klenbovým účinkem

1)P V mezním stavu únosnosti musí být účinek návrhové hodnoty bočního zatížení při uvažování klenbového působení stěny menší nebo nejvýše roven návrhové hodnotě únosnosti stěna a návrhová hodnota únosnosti podpěr klenby musí být větší než účinek bočního zatížení.

(2) Zděnou stěnu mezi klenbovými podpěrami, jejichž únosnosti jsou dostatečné pro bezpečné přenesení tlakové síly působící v klenbě, lze navrhnout na základě předpokladu klenbového působení stěny ve vodorovném nebo svislém směru.

(3) Výpočet má být založen na předpokladu trojkloubového oblouku, jehož tloušťka ve vrcholu a v podporách se rovná 0,1 násobku tloušťky stěny, jak je vyznačeno na obrázku. Jestliže se blízko předpokládané tlakové čáry klenby vyskytují drážky nebo výklenky, má se jejich vliv na únosnost klenby uvažovat.



Předpokládaná klenba ve stěně, která přenáší příčné zatížení

Tlaková síla v klenbě se má určit na základě údajů o působícím příčném zatížení, pevnosti zdiva v tlaku a účinnosti spojení stěny s podporami. Časově závislá změna délky stěny působící jako klenba může podstatně snížit únosnost klenby. Tlaková síla v klenbě může být způsobena svislým zatížením.

(5) Vzepětí klenby r se vypočítá ze vztahu (6.17):

$$r = 0,9t - d_a \quad (6.17)$$

kde je:

t celková tloušťka stěny, u které se uvažuje vliv jejího zmenšení vlivem nevyplnění spár maltou až do líce zdiva;

d_a průhyb vlivem příčného zatížení; u stěn s poměrem délky k tloušťce ≤ 25 lze předpokládat, že se průhyb rovná 0.

Největší návrhová hodnota tlakové síly N_{ad} na jednotku délky stěny může být určena vztahem (6.18):

$$N_{ad} = 1,5f_d t/10 \quad (6.18)$$

a protože vodorovný průhyb je malý, je návrhová nosnost q_{lat} při příčném zatížení určena vztahem:

$$q_{lat,d} = f_d (t/l_a)^2, \quad (6.19)$$

kde je:

N_{ad} návrhová hodnota tlakové síly v oblouku

$q_{lat,d}$ návrhová hodnota únosnosti stěny při příčném zatížení na jednotku plochy stěny;

t tloušťka stěny;

f_d návrhová hodnota pevnosti zdiva v tlaku ve směru působení klenbového účinku podle 3.6.1.;

l_a délka nebo výška stěny mezi podporami, které jsou schopné přenášet klenbový účinek;

Předpokládá se, že:

vrstvy vodotěsné izolace a jiné vrstvy s malým odporem tření jsou schopné přenést vodorovné síly;

návrhová hodnota napětí od svislého zatížení není menší než 0,1MPa;

štíhlost stěny není větší než 20.

3 Příklady

3.1 Příklady č. 1

Posuďte obvodovou zeď jednopodlažní haly, která je zastřešena netuhými dřevěnými vazníky. Zatížení od střechy se přenáší na zeď dostředně.

Posouzení proveďte v nejnebezpečnějším průřezu na kombinaci $\max M_{Ed}$, odpovídající $\min |N_{Ed}|$.

Materiál: cihly voštinové CV14 formátu 290/140/140, P10 – zdící prvky kategorie I, skupina 1 (objem otvorů 25%), malta obyčejná návrhová M10.

Třída kontroly provádění 3.

Znázorněte statické schéma a průběh vnitřních sil.

Účinnou výšku uvažujte jako 1,5 násobek skutečné výšky.

Objemové tíhy: zdivo $14,5 \text{ kN/m}^3$

omítka 20 kN/m^3

Reakce od zatížení na střechu:

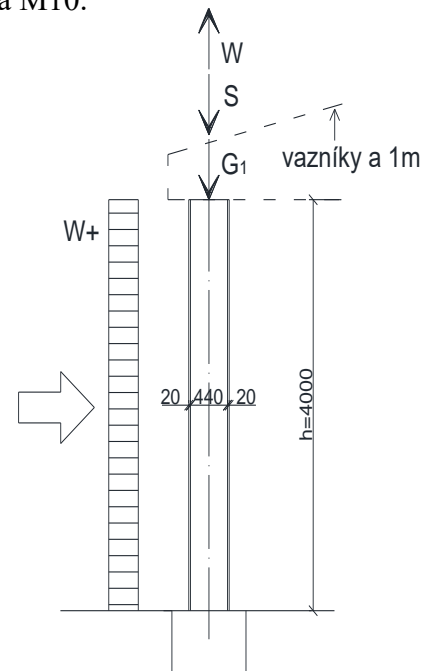
stále: $G_{K1} = 5,8 \text{ kN}$

sníh: $S_K = 3,36 \text{ kN}$

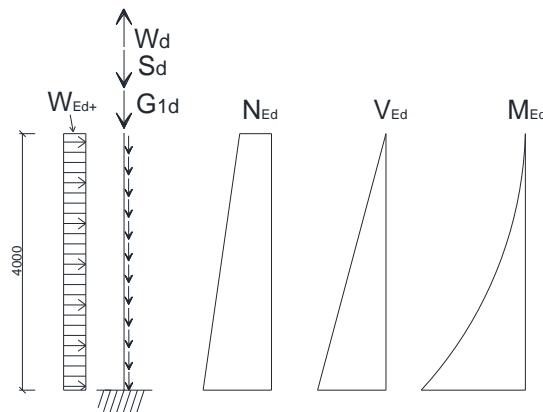
vítr: $W_K = 1,28 \text{ kN}$

Vodorovné zatížení od větru:

$w_{K+} = 0,44 \text{ kN/m}^3$



Statické schéma: předpokládáme, že vazníky, které nejsou tuhé ve své rovině, nepřenášejí zatížení z jedné zdi na druhou. Proto statické schéma tvoří konzoly vetknuté do základů.



Zatížení: vlastní tíha $0,44 \cdot 4,0 \cdot 14,5$ 25,520 kN/m
omítka $0,22 \cdot 2 \cdot 4,0 \cdot 20$ 3,200 kN/m
 $G_{K2} = 28,720$ kN/m

od střechy $G_{K1} = 5,800$ kN/m

$S_K = 3,360$ kN/m

$W_K = -1,280$ kN/m

rovnoměrné od tlaku větru $W_{EK+} = 0,44$ kN/m²

$W_{Ed+} = \gamma_G \cdot W_{EK+} = 1,5 \cdot 0,44 = 0,66$ kN/m²

$\text{Max } M_{ed} = \frac{1}{2} \cdot 0,66 \cdot 4,0^2 = 5,280$ kNm/m ... moment od vodorovného zatížení

Odpovídající $|\text{min } N_{Ed}|$: pro stálé zatížení použijeme součinitel zatížení $\gamma_{G,inf} = 1,0$

zatížení větrem – použijeme součinitel zatížení $\gamma_Q = 1,5$

se zatížením sněhem nebudeme počítat, nemusí tam být, tlakovou normálovou sílu by zvětšovalo

$N_{Ed} = 1,0 \cdot (28,72 + 5,8) - 1,5 \cdot 1,28 = 32,600$ kN/m

Materiálové charakteristiky:

Pevnost zdiva zhotoveného z obyčejné malty v tlaku (3.2) str. 33, ČSN EN 1996-1-1

Charakteristická hodnota:

$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$ K – tab. 3.3 str. 34 → zdící prvky pálené, skupina 1

→ obyčejná malta

K = 0,55 ... vynásobíme hodnotu 0,8 – zdivo vyzdžené na obyčejnou maltu, v němž je podélná spára rovnoběžná s lícem stěny

f_b ... normalizovaná pevnost v tlaku zdících prvků * - získá se z pevnosti zadané výrobcem ($f_u = 10$ MPa) vynásobením součinitelem δ

*ve stavu přirozené vlhkosti

výška [mm]	δ	šířka (menší půdorysný rozměr) [mm]		
		100	140	150
100	1			0,9
140			1,08	
150	1,2			1,1

$$f_b = \delta \cdot f_u = 1,08 \cdot 10 = 10,8 \text{ MPa} < 75 \text{ MPa}$$

$$f_m \dots \text{pevnost malty v tlaku} = 10 \text{ MPa} < 20 \text{ MPa}$$

$$< 2f_b = 21,6 \text{ MPa}$$

$$f_k = 0,55 \cdot 0,8 \cdot 10,8^{0,7} \cdot 10^{0,3} = 4,644 \text{ MPa}$$

Návrhová hodnota:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} \quad \gamma_M \dots \text{součinitel spolehlivosti materiálu – pro zdící prvky kategorie I a návrhovou maltu a pro třídu kontroly provádění 3, rovněž dle národní přílohy } \gamma_M = 2,0$$

$$f_d = \frac{4,644}{2,0} = 2,322 \text{ MPa}$$

Posouzení:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = \Phi t f_d$$

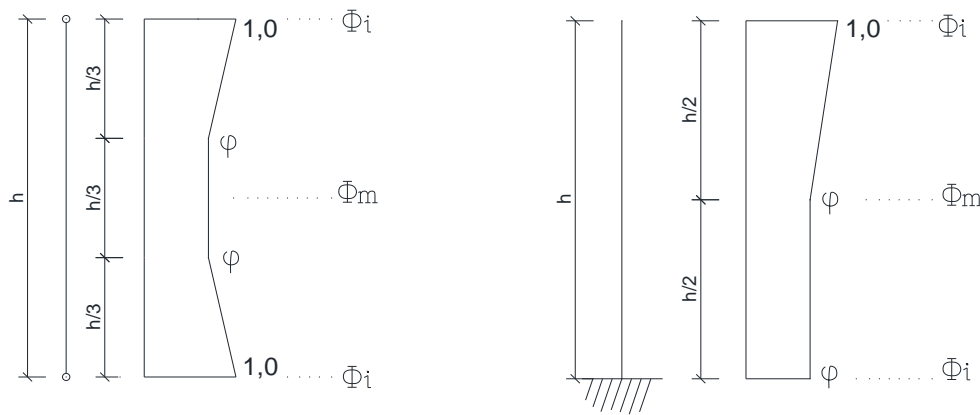
Úkolem je posoudit stěnu v místě maximálního momentu, což je v našem případě v patě zdi.

Součinitel Φ vyjadřuje vliv výstřednosti a vzpěru.

Je-li zhlaví stěny neposuvně opřeno tuhou stropní konstrukcí, použijeme součinitel Φ_i v patě a hlavě stěny a Φ_m uprostřed.

V našem případě je však stěna ve zhlaví opřena poddajně.

Dle dnes již neplatné ČSN 73 1101 pochopíme dobře vliv vzpěru.



Součinitel φ závisí na štíhlosti stěny.

V obrázku je naznačeno, jaké součinitele Φ odpovídají dle ČSN EN 1996-1-1.

Pro nás je důležité, že ačkoliv posuzujeme průřez v patě stěny, musíme použít součinitel Φ_m , abychom zohlednili vliv štíhlosti.

$$\Phi_m = A_1 \cdot e^{-\frac{u^2}{z}}$$

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} \dots \text{vyjadřuje vliv výstřednosti}$$

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05t$$

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} \pm e_{init}$$

M_{md} ... moment od svislého zatížení = 0

$$N_{md} = N_{Ed}$$

$$e_{hm} = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$$

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450}$$

$h_{ef} = 1,5h = 1,5 \cdot 4,0 = 6,00$ m ... poddajné opření zhlaví, budova s jedním traktem

$$e_m = 0 + \frac{5,280}{32,600} + \frac{6,00}{450} = 0,175 \text{ m}$$

Štíhlostní poměr:

$$\frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{6,00}{0,44} = 13,636 < 27 \quad t_{ef} = t \dots \text{jednovrstvá stěna}$$

$$< 15 \Rightarrow e_k = 0 \dots \text{výstřednost od dotvarování}$$

$$e_{mk} = 0,175 + 0 = 0,175 \text{ m} > 0,05t = 0,05 \cdot 0,44 = 0,022 \text{ m}$$

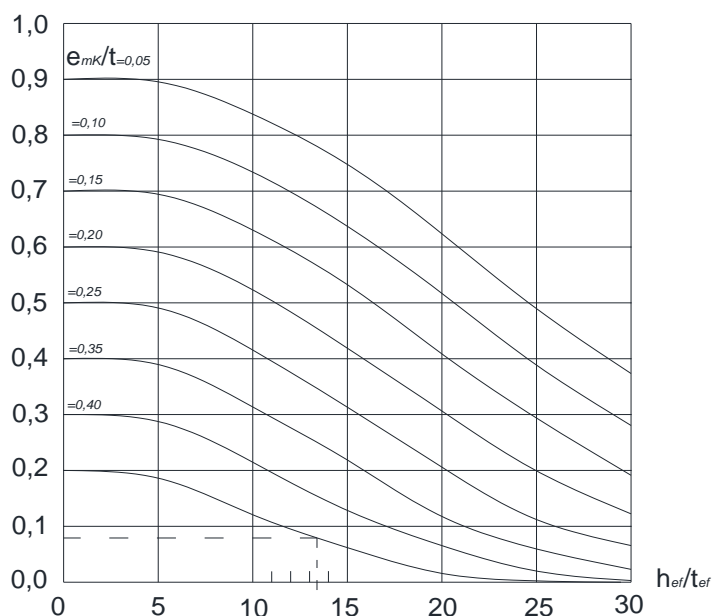
$$A_1 = 1 - 2 \frac{0,175}{0,440} = 0,205$$

pro $E = 1000 f_k$ můžeme použít upravený vzorec pro výpočet u

$$u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 2}{23 - 37 \frac{\varepsilon_{mK}}{t}} = \frac{\frac{6,00}{0,44} - 2}{23 - 37 \frac{0,175}{0,44}} = 1,405$$

$$\Phi_m = 0,205 \cdot e^{-\frac{1,405^2}{2}} = 0,0764$$

Součinitel Φ_m můžeme zkontrolovat podle grafu:



$$\frac{h_{ef}}{t_{ef}} = 13,636$$

$$\frac{\varepsilon_{mK}}{t} = \frac{0,175}{0,44} = 0,398$$

$$\Phi_m \sim 0,08$$

Hodnoty Φ_m v závislosti na štíhlostním poměru a velikosti výstřednosti pro $E = 1000 f_k$

$$N_{Rd} = 0,0764 \cdot 0,44 \cdot 2322 = \underline{\underline{78,056 \text{ kN}}} > N_{Ed} = 32,600 \text{ kN}$$

Stěna vyhoví.

3.2 Příklady č. 2

Posuďte vnitřní stěnu budovy uprostřed výšky podlaží.

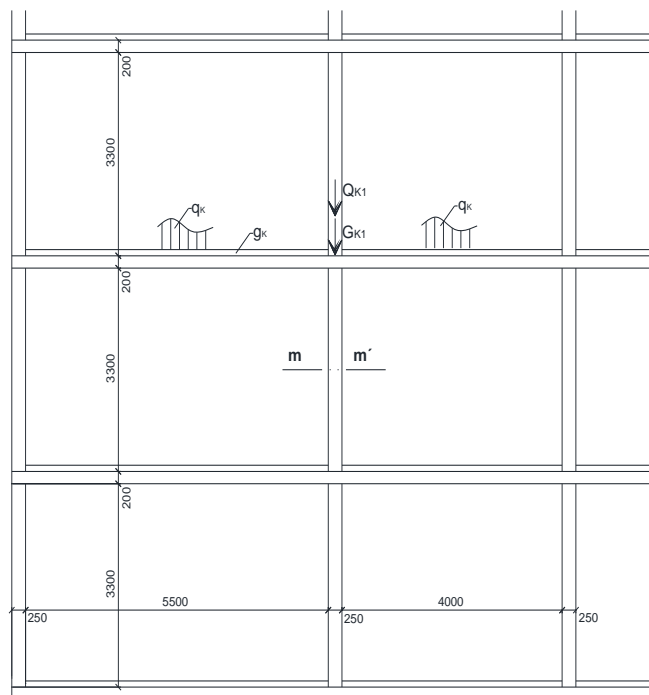
Zatížení:

od horních podlaží:

- stálé $G_{K1} = 120 \text{ kN/m}$
- užité $Q_{K1} = 40 \text{ kN/m}$

plošné:

- stálé $g_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$ (ŽB stropní konstrukce + omítka + podlaha)
- užité $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$
- stěna – vlastní hmotnost včetně omítek 246 kg/m^2

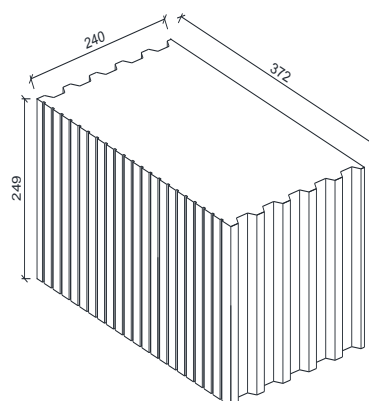


Materiál: Cihly POROTHERM 24 Profi P10

broušené, skupina 2, kategorie I
malta pro tenké spáry, návrhová
třída kontroly provádění 3

$E = 1000 f_k$

beton stropní konstrukce



C 20/25, $E_{cm} = 30 \text{ GPa}$

malta je dodávána v odpovídajícím množství současně se zdíciými prvky

Materiálové charakteristiky:

Pevnost zdiva v tlaku pro zdivo na maltu pro tenké spáry s tloušťkou ložných spár od 0,5 do 3 mm (v našem případě 1mm) s pálenými zdíciými prvky

skupiny 2 a 3 (3.4) str. 33, ČSN EN 1996-1-1

Charakteristická hodnota:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \quad K - \text{tab. 3.3 str. 34} \quad \rightarrow \text{zdíci prvky pálené, skupina 2}$$

\rightarrow malta pro tenké spáry

$K = 0,70$... tloušťka stěny se rovná šířce zdíciho prvku, takže ve stěně není podélná maltová spára rovnoběžná s lícem stěny

f_b ... normalizovaná pevnost v tlaku zdíciých prvků ve stavu přirozené vlhkosti získá se z pevnosti v tlaku zdíciých prvků udávané výrobcem (střední hodnota měřená na celém prvku) ($f_u = 10 \text{ MPa}$) vynásobením součinitelem 1,0 pro prvky kondicionované na vzduchu a součinitelem δ , který závisí na rozměrech

	δ	šířka (menší půdorysný rozměr) [mm]		
		200	240	≥ 250
výška [mm]	200	1,15	1,11	1,10
	249		1,169	
	≥ 250	1,25	1,17	1,15

$$f_b = 1,0 \cdot \delta \cdot 10 = 1,0 \cdot 1,169 \cdot 10 = 11,69 \text{ MPa}$$

$< 50 \text{ MPa}$

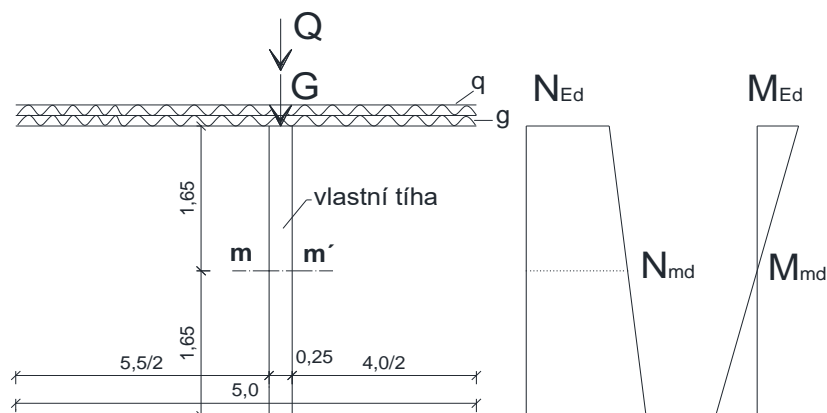
$$f_k = 0,7 \cdot 11,69^{0,7} = 3,914 \text{ MPa} \dots \text{ při použití zdiva na maltu pro tenké spáry nezáleží na pevnosti malty}$$

Návrhová hodnota:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} \quad \gamma_M \dots \text{ součinitel spolehlivosti materiálu – pro zdíci prvky kategorie I a návrhovou maltu a pro třídu kontroly provádění 3, rovněž dle národní přílohy } \gamma_M = 2,0$$

$$f_d = \frac{3,914}{2,0} = 1,957 \text{ MPa}$$

Účinky zatížení:



Maximální normálová síla uprostřed výšky stěny

stálé zatížení: od horních pater

120 kN/m

strop + podlaha + omítka $5,0 \cdot \left(\frac{5,5}{2} + 0,25 + \frac{4,0}{2}\right)$

25,0 kN/m

vlastní tíha stěny $2,46 \cdot 1,65$

4,059 kN/m

$G_K = 149,059 \text{ kN/m}$

užitné zatížení: od horních pater
kN/m

40,0

na strop nad vyšetřovaným podlažím $2,0 \cdot \left(\frac{5,5}{2} + \frac{4,0}{2}\right)$

9,5 kN/m

$Q_K = 49,5 \text{ kN/m}$

Kombinace zatížení:

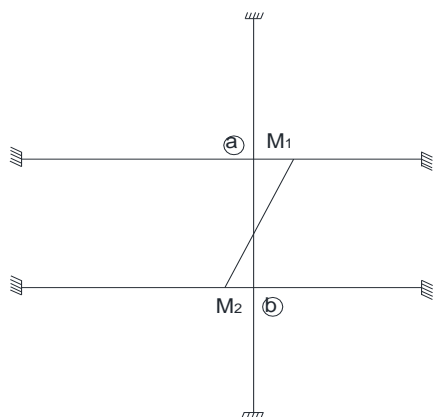
6.10a $\gamma_G \cdot G_K + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_K = 1,35 \cdot 149,059 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 49,5 = 253,205 \text{ kN/m}$

6.10b $\xi \cdot \gamma_G \cdot G_K + \gamma_{Q,1} \cdot Q_K = 0,85 \cdot 1,35 \cdot 149,059 + 1,5 \cdot 49,5 = 245,295 \text{ kN/m}$

$N_{md} = 253,205 \text{ kN/m} = N_{Edm}$

Ohybový moment uprostřed výšky stěny od svislého zatížení bude velmi malý a můžeme ho zanedbat.

Ukážeme si však výpočet ohybových momentů dle přílohy C ČSN EN 1996-1-1 str. 93,94, tj. dle rámové konstrukce dle obrázku C.1.



Moment M_1 vypočítáme ze styčnicku (a),
moment M_2 ze styčnicku (b)

Vzorec pro výpočet momentů (C.1) a
vzorec (C.2) upravíme tak, že zavedeme
pojem tuhost k_i

$$k_1 = \frac{E_1 \cdot I_1}{h_1} \quad k_2 = \frac{E_2 \cdot I_2}{h_2} \quad k_3 = \frac{E_3 \cdot I_3}{h_3}$$

$$k_4 = \frac{E_4 \cdot I_4}{h_4}$$

$$M_1 = \frac{n_1 k_1}{n_1 k_1 + n_2 k_2 + n_3 k_3 + n_4 k_4} \left[\frac{w_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{w_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right]$$

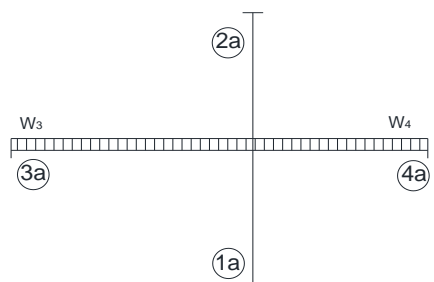
n_i ... součinitel tuhosti = 4 ... prvky jsou na obou koncích vetknuty

E_i ... modul pružnosti prvku

I_i ... moment setrvačnosti prvku

h_i ... světlá výška prvku

l_i ... světlé rozpětí prvku



w_3, w_4 ... návrhové rovnoměrně rozdělené
zatížení prvku 3, 4 při použití dílčích sou-
činitelů podle EN 1990, pro nepříznivé
účinky zatížení

$$E_1 = E_2 = 1000 f_k = 1000 \cdot 3,914 = 3914 \text{ MPa}$$

$$E_3 = E_4 = 30000 \text{ MPa}$$

$$I_1 = I_2 = \frac{1}{12} \cdot 1,0 \cdot 0,24^3 = 0,001152 \text{ m}^3$$

$$I_3 = I_4 = \frac{1}{12} \cdot 1,0 \cdot 0,2^3 = 0,000667 \text{ m}^3$$

$$h_1 = h_2 = 3,3 \text{ m}$$

$$l_3 = 5,5 \text{ m} \quad l_4 = 4,0 \text{ m}$$

$$n_1 = n_2 = n_3 = n_4 = 4$$

$$k_1 = k_2 = \frac{3914 \cdot 0,001152}{3,3} = 1,3663$$

$$k_3 = \frac{30000 \cdot 0,000667}{5,5} = 3,6382$$

$$k_4 = \frac{30000 \cdot 0,000667}{4,0} = 5,0025$$

rovnoměrné zatížení – kombinace 6.10a (stejná jako při výpočtu normálové
síly N_{md})

$$w_3 = w_4 = 1,35 \cdot 5,0 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 2,0 = 8,850 \text{ kN/m}^2$$

$$M_1 = \frac{4}{4} \cdot \frac{1,3663}{1,3663 + 1,3663 + 3,6382 + 5,0025} \cdot \left[\frac{8,850}{4 \cdot 3} \cdot (5,5^2 - 4,0^2) \right] = 1,263 \text{ kNm/m}$$

Vypočítaný moment můžeme ještě zredukovat vynásobením součinitelem η , protože ve skutečnosti není ve styčnicích plné vetknutí.

$$\eta = 1 - \frac{K_m}{4}$$

$$K_m = \frac{n_3 k_3 + n_4 k_4}{n_1 k_1 + n_2 k_2} \leq 2$$

$$K_m = \frac{4}{4} \cdot \frac{3,6382 + 5,0025}{2 \cdot 1,3663} = 3,162 \not\leq 2 \Rightarrow K_m = 2$$

$$\eta = 1 - \frac{2}{4} = 0,5$$

$$M_{1,red} = \eta \cdot M_1 = 0,5 \cdot 1,263 = 0,632 \text{ kNm/m}$$

Předpokládáme, že zatížení ve styčnicí (b) a rovněž tuhosti prvků budou stejné, moment $M_{2,red} = M_{1,red}$

Moment $M_{md} = 0$

Ohybové momenty by vyšly větší, pokud bychom užité zatížení umístili jen do pole s větším rozpětím, tj. na prvek 3. Rozdíl by však byl malý a museli bychom normálovou sílu zmenšit o užité zatížení z pole s menším rozpětím. Tato kombinace nebude rozhodující.

Posouzení:

$$N_{Edm} \leq N_{Rdm} = \Phi_m \cdot t \cdot f_d \quad t = 0,240 \text{ m} \dots \text{skutečná tloušťka stěny}$$

$$f_d = 1957 \text{ kPa}$$

$$\Phi_m = A_1 \cdot e^{-\frac{u^2}{2}} \quad (\text{G.1 str. 105})$$

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} \dots \text{vyjadřuje vliv výstřednosti}$$

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05t$$

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} \pm e_{init} \quad M_{md} = 0$$

$$e_{hm} = 0 \text{ (výstřednost od vodorovného zatížení)}$$

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{0,75 \cdot 3,3}{450} = 0,0055 \quad h_{ef} = \rho_2 \cdot h \quad h = 3,3 \text{ m}$$

$$\rho_2 = 0,75 \text{ (stěna je nahore i dole)}$$

opřena o ŽB strop,

který jde na obě strany ve stejné

výšce)

$$e_m = 0 + 0 + 0,0055 = 0,0055 \text{ m}$$

Štíhlostní poměr:

$$\frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{0,75 \cdot 3,3}{0,24} = 10,313 < 27 \quad t_{ef} = t \dots \text{jednovrstvá stěna}$$

$$< 15 \Rightarrow e_K = 0 \dots \text{výstřednost od dotvarování}$$

$$e_{mK} = 0,0055 + 0 = 0,0055 \text{ m} \not\geq 0,05 \cdot 0,24 = 0,012 \text{ m} \Rightarrow e_{mK} = 0,012 \text{ m}$$

$$A_1 = 1 - 2 \frac{0,012}{0,24} = 0,9$$

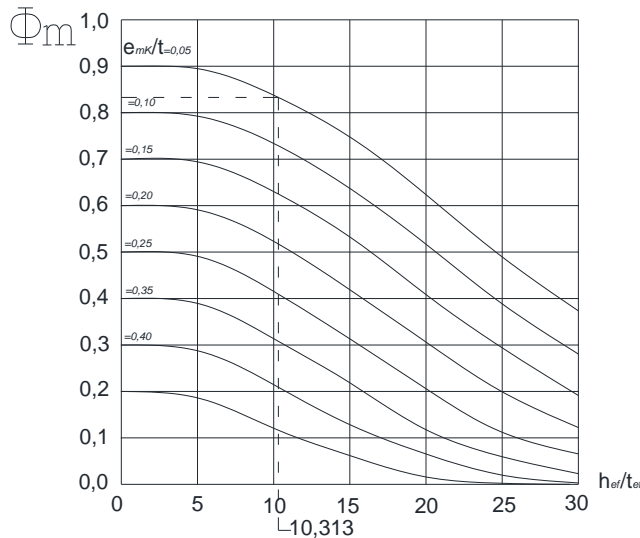
Pro výpočet u můžeme použít upravený vzorec pro $E = 1000 f_K$

$$u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 2}{23 - 37 \frac{e_{mK}}{t}} \quad (\text{G.5, str. 105}) \quad \frac{e_{mK}}{t} = \frac{0,012}{0,24} = 0,05$$

$$u = \frac{10,313 - 2}{23 - 37 \cdot 0,05} = 0,393$$

$$\Phi_m = 0,9 \cdot e^{-\frac{0,393^2}{2}} = 0,833$$

Součinitel Φ můžeme zkontrolovat podle grafu G.1, str. 106

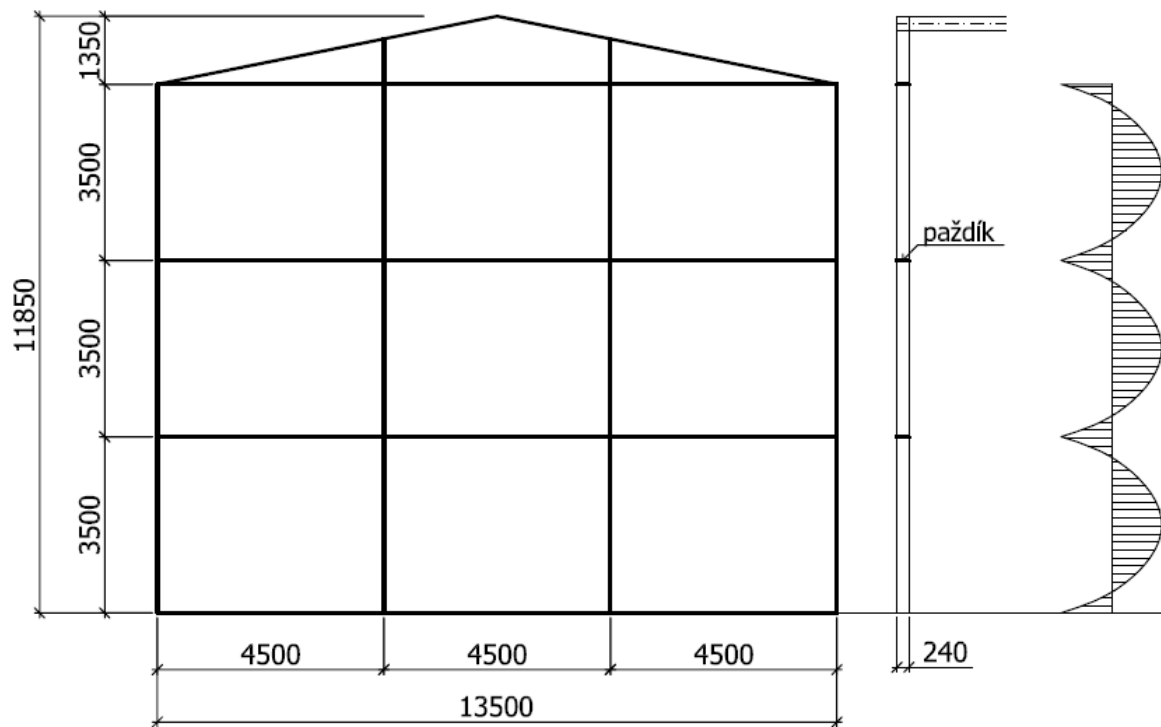


$$N_{Rdm} = 0,833 \cdot 0,24 \cdot 1957 = \underline{\underline{391,243 \text{ kN/m}}} > N_{Edm} = 253,205 \text{ kN/m}$$

Stěna vyhoví

3.3 Příklady č. 3

Stěna vyzděná mezi ocelové nosníky ocelové haly – boční zatížení



Materiál:

Pálené keramické děrované bloky 24 P+D, P15, kategorie I, skupina zdících prvků 2

Rozměry 372×240×238 mm, $\gamma_{zdíva} = \text{cca } 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$; cihly cca 850 kg/m³

malta M10, návrhová malta, uvažujeme $\gamma_m = 2,0$

Pevnost dle výrobce $R_d = 1,94 \text{ MPa}$, $\alpha = 1000$

Nejprve je příklad řešen podle dnes již neplatné ČSN 73 1101. Na tomto příkladu ukážeme reálný příklad kdy musíme přepočítávat stávající konstrukci podle současných norem. Pro názornost je v příkladu v části počítané dle EC ponecháno zatížené vyčíslené dle ČSN.

Postup dle ČSN 73 1101 rok 1981 vč. Změn (Tato norma je sice již neplatná a příklad ukáže jiný způsob náhledu na danou problematiku)

Pevnost: $R_d = 2,2 \text{ MPa}$

$N_{Rd} = 1,75 \times 0,24 \times 10,0 = 4,20$; $4,20 \times 0,9 = 3,78 \text{ kN/m'}$

Příčné zatížení větrem:

$$w_0 = 0,55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}; c_e = +0,8; \gamma_f = 1,2; \text{ (uvažujeme pouze s vnějším tlakem)}$$

$$v_d = 0,55 \times 0,8 \times 1,2 = 0,528 \text{ kN/m'}$$

Ohybový moment:

$$M_{Rd} = \mp \frac{1}{12} \times 0,528 \times 3,5^2 = 0,539 \text{ kNm}$$

$$e = \frac{0,539}{3,78} = 0,143 \text{ m} > 0,9x_i = 0,9 \times 0,12 = 0,108 \text{ m} \Rightarrow \text{prostý phyb}$$

Tah za ohybu a mimostředného tlaku: R_{tfd} :

v rovné spáře: 0,12 MPa → může nastat porušení

v zazubené spáře: 0,24 MPa → ?? pero a drážka

v kusových stavivech: 0,4 MPa → nerozhoduje

$$M_{ud} = \frac{IR_{tfd}}{h-x} = WR_{tfd} = \frac{1}{6} 1000 \times 240^2 \times 0,12 = 1,152 \times 10^6 \text{ Nmm} \\ = 1,152 \text{ kNm} \geq 0,539 \text{ kNm}$$

Postup dle EC6 – nevyztužené zděné stěny zatížené příčně:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = f_{xd} \times Z$$

$$Z = \frac{1}{6} 1000 \times 240^2 = 9,6 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$f_{xk1} = 0,1 \text{ MPa}$$

$$f_{xk2} = 0,4 \text{ MPa (pro } f_m \geq 5 \text{ MPa) ...?? pero a drážka}$$

$$M_{Rd} = 9,6 \times 10^6 \frac{0,1}{2} = 0,48 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$M_{Rd} = 0,48 \text{ kNm} \leq M_{Ed} \cong 0,539 \text{ kNm}$$

Nevyhoví

Pro daný případ lze použít i některou z metod v rámci EC6:

přetížení v horním poli – v daném příkladě není, paždík zatížení přeneše...

$$f_{xd1,app} \cong f_{xd1} + \sigma_d; \sigma_d \cong 0$$

a) ověření stěny s klenbovým účinkem

$$t = 240 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{t} = \frac{4,5}{0,24} = 18,75 \leq 25 \Rightarrow \text{boční průhyb } d_a = 0$$

$$\text{Vzepětí klenby: } r = 0,9t - d_a = 0,9 \times 0,24 - 0 = 0,216 \text{ m}$$

Největší návrhová hodnota tlakové síly v oblouku

$$N_{ad} = 1,5f_d \frac{t}{10}$$

$$\gamma_m = 2,0; \delta = 1,155; \eta = 1,0; K = 0,45$$

$$f_b = \delta \eta f_u = 1,155 \times 1 \times 15 = 17,33 \text{ MPa} \leq 75 \text{ MPa}$$

$$f_m = 10 \text{ MPa} \leq 20 \text{ MPa}$$

$$\leq 2 \times 17,33 = 34,7 \text{ MPa}$$

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} = 0,45 \times 17,33^{0,7} \times 10^{0,3} = 6,61 \text{ MPa}$$

$$f_d = \frac{6,61}{2} = 3,31 \text{ MPa} \quad \dots \text{ (rozdíl s tím co udává výrobce) } \dots \text{ na zvážení kterou hodnotu použít}$$

$$N_{ad} = 1,5 \times 3,31 \frac{240}{10} = 119 \text{ kN/m'}$$

$$M_{Rd} = 119 \times 0,216 = 25,7 \frac{\text{kNm}}{\text{m'}} \geq M_{Ed} \cong 0,539 \text{ kNm}$$

Tento postup lze použít za předpokladu, že podpora stěny bude tuhou, v našem případě se jedná o ocelový paždík, který tuto podmínku ve svislém směru nespĺňuje, ve směru vodorovném je problém s tím, že se jedná o zdivo ze zdících prvků na pero a drážku...?? stěna tedy zřejmě nevyhoví

b) stěna jako deska po obvodě podepřená

i tento předpoklad je sporný z důvodu nepromaltovaných styčných spár (pero a drážka).

Tloušťka stěny $240 \text{ mm} \leq 250 \text{ mm}$ (pro větší tl. stěn není postup v EC6 popsán)

$$M_{Edx} = \alpha_2 w_{Ed} l^2; \alpha \text{ uvedena v příloze E, způsob podepření E}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{3,5}{4,5} = 0,778$$

$$\mu = \frac{f_{xd1,app}}{f_{x2}} = \frac{0,05}{0,2} = 0,25$$

$$\Rightarrow \alpha_2 = 0,06$$

$$M_{Edx} = 0,06 \times 1,5 \times 0,528 \times 4,5^2 = 0,962 \frac{\text{kNm}}{\text{m'}}$$

$$M_{Edy} = \mu \alpha_2 w_{Ed} l^2 = 0,25 \times 0,06 \times 1,5 \times 0,528 \times 4,5^2 = 0,241 \frac{\text{kNm}}{\text{m'}}$$

Rovina porušení kolmo na ložné spáry

$$M_{Rd,x} = f_{xd2} Z = \frac{0,4}{2} \times 9,6 \times 10^6 = 1,92 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} > 0,962 \text{ kNm/m'}$$

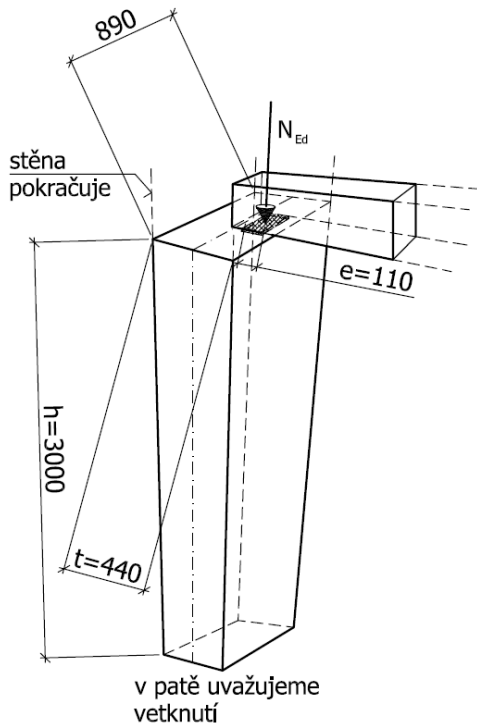
Rovina porušení rovnoběžná s ložnými spárami

$$M_{Rd,y} = f_{xd1} Z = \frac{0,1}{2} \times 9,6 \times 10^6 = 0,48 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} > 0,241 \text{ kNm/m'}$$

3.4 Příklady č. 4

Mimostředný tlak

Příklad představuje postup posouzení zděného pilíře zatíženého trámem. Jsou uvedeny postupy podle ČSN 73 1101 (rok vydání 1981) a podle ČSN EN 1996-1-1 (ČSN 73 1101 rok 2007).



Postup dle ČSN 73 1101 (rok vydání 1981)

Na pilíř z plných pálených cihel působí v hlavě průřezu tlaková síla od stálého extrémního výpočtového zatížení a od nahodilého extrémního výpočtového zatížení:

$$N_G^r = 100 \text{ kN}$$

$$N_Q^r = 70 \text{ kN}$$

Zatížení působí na excentricitě $e = 0,11\text{m}$

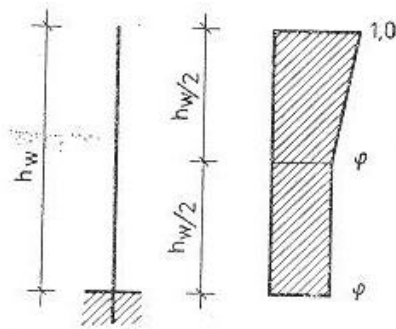
Výška pilíře: $h_w = 3,0\text{m}$, půdorysné výrobní rozměry jsou $440 \times 890 \text{ mm}$

Jsou použity plné pálené cihly $290 \times 140 \times 65\text{mm}$, CPP P15, na maltu vápennou M 0,4.

Stropní konstrukce je tvořena dřevěným trámovým stropem.

Objekt je navržen jako vícetrakt.

Dřevěné stropy vytvářejí poddajné opření zhlaví pilíře.



Obr. 6. Předpokládaný průběh hodnot součinitele vzpěrnosti volně stojící stěny nebo pilíře

Vzpěrná délka: $l_{ef} = 1,25 \times h_w = 1,25 \times 3 = 3,75 \text{ m}$

Součinitel přetvárnosti zdiva: $\alpha = 500$

Výpočtová pevnost zdiva v mimostředném tlaku: $R_d = 1,2 \text{ MPa}$

Plocha průřezu: $A = 0,89 \times 0,44 = 0,392 \text{ m}^2 > 0,3 \text{ m}^2$

Součinitel podmínek působení: $\gamma_u = \frac{75 + 0,1t_{\min}}{120} = \frac{78 + 0,1 \times 440}{120} = 0,991$

Výstřednost normálové síly v hlavě pilíře:

$$e = 0,11 \text{ m} < 0,7x_i = 0,7 \times 0,22 = 0,154 \text{ m}$$

$$> 0,45 x_i = 0,45 \times 0,22 = 0,099 \text{ m}$$

Štíhlostní poměr obdélníkového průřezu:

$$\lambda_1 = \frac{l_{ef}}{h} \sqrt{\frac{1000}{\alpha}} = \frac{3,75}{0,44} \sqrt{\frac{1000}{500}} = 12,05 \Rightarrow \eta; \varphi$$

Součinitel vzpěrnosti: $\varphi = 0,765$ (viz tab. 10, ČSN 73 1101)

Součinitel: $\eta = 0,255$

$$\frac{N_{it}}{N_{ser}} = \frac{\frac{100}{1,2}}{\frac{100}{1,2} + \frac{70}{1,3}} = \frac{83,3}{137,2} = 0,607 < 0,85$$

Součinitel vyjadřující vliv délky působení zatížení:

$$k_{it} = 1 - \eta \frac{N_{it}}{N_{ser}} \left(1 + \frac{1,2e_{it}}{h} \right) = 1 - 0,255 \times 0,607 \left(1 + \frac{1,2 \times 0,11}{0,44} \right) = 0,799$$

Únosnost průřezu v hlavě pilíře: $\varphi = 1$

$$\begin{aligned} N_{ud} &= 1,25 \gamma_u k_{it} \varphi b (h - 2e) R_d = \\ &= 1,25 \times 0,991 \times 0,799 \times 1,0 \times 890 (440 - 2 \times 110) 1,2 = \\ &= 232,6 \times 10^3 \text{ N} = 232,6 \text{ kN} \geq N^r = 170 \text{ kN} \end{aligned}$$

Únosnost průřezu v patě pilíře:

Vlastní tíha pilíře ($\gamma_{zdiva} = 1800 \text{ kg/m}^3$)

$$N_z^r = 0,44 \times 0,89 \times 3 \times 18 \times 1,1 = 21,15 \times 1,1 = 23,3 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{it}}{N_{ser}} = \frac{83,3 + 21,2}{137,2 + 21,2} = \frac{104,5}{158,4} = 0,660 \leq 0,85 \Rightarrow \eta = 0,255$$

$$e_{it} = \frac{83,3 \times 0,11}{104,5} = 0,088 \text{ m}; e = \frac{170 \times 0,11}{170 + 23,3} = \frac{18,7}{193,3} = 0,097 \text{ m}$$

$$k_{it} = 1 + 0,255 \times 0,660 \left(1 + \frac{1,2 \times 0,088}{0,44} \right) = 0,791$$

$$N_{ud} = 1,25 \times 0,991 \times 0,791 \times 0,765 \times 890(440 - 2 \times 97) \times 1,2 \\ = 196957 \text{ N} = 196,9 \text{ kN}$$

$$\geq N^r = 170 + 23,3 = 193,3 \text{ kN} \dots \text{vyhoví}$$

$$e \leq 0,45 x_i$$

$$N_{ud} = \gamma_u \times k_{it} \times \varphi \times A \frac{h - x_i}{h - x_i + e} R_d =$$

$$0,991 \times 0,791 \times 0,765 \times 440 \times 890 \frac{440 - 220}{440 - 220 + 97} 1,2 =$$

$$= 195569 \text{ N} = 195,6 \text{ kN}$$

Cigánek (Oniščík):

TAB. $a = 0,2$; $b = 0,3$; $n = 3,3$; $k = 1,0$

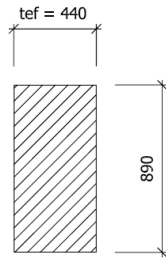
$$R_{zc1} = 170 \text{ kp/cm}^2; R_{mc} = 4 \text{ kp/cm}^2$$

$$R_{zc} = A \times R_{zc1} \left(1 - \frac{a}{b + \frac{1}{2} \frac{R_{mc}}{R_{zc1}}} \right); A = \frac{100 + R_{zc1}}{100 + nR_{zc1}} k \\ = \frac{100 + 170}{100 + 3,3 \times 170} 1,0 = 0,408$$

$$R_{zc} = 0,408 \times 170 \left(1 - \frac{0,2}{0,3 + \frac{1}{2} \frac{4}{170}} \right) = 0,408 \times 170(1 - 0,642) \\ = 24,865 \text{ kp/cm}^2 =$$

$$= 2,487 \text{ MPa}$$

Postup dle ČSN EN 1996 – 1 – 1 (73 1101 Květen 2007)



$$h_{ef} = \rho_2 h = 1 \times 3,0 = 3,0 \text{ m}$$

$$t_{ef} = t = 0,44 \text{ m}$$

$$\frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{3,0}{0,44} = 6,82 \leq 27$$

Hlava:

$$N_{Ed} = 100 + 70 = 170 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 100 \times 0,11 + 70 \times 0,11 = 18,7 \text{ kNm}$$

$$\text{Vlastní tíha pilíře: } N_{Ed} = 0,89 \times 0,44 \times 3 \times 18 \times 1,35 = 28,55 \text{ kN}$$

Pata:

$$N_{Ed} = 170 \text{ kN} + 28,55 = 198,55 \text{ kN}$$

Střed:

$$\text{Vlastní tíha } \frac{1}{2} \text{ pilíře: } N_{Ed} = 0,89 \times 0,44 \times 1,5 \times 18 \times 1,35 = 14,27 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 170 \text{ kN} + 14,27 = 184,27 \text{ kN}$$

Excentricita od zatížení v hlavě:

$$e_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{18,7}{170} = 0,11 \text{ m}$$

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{3,0}{450} = 0,007 \text{ m}$$

Materiál:

CPP P15, M0,4

$$\gamma_m = 2,0; \delta = 0,77; \eta = 1,0; K = 0,8 \times 0,55 = 0,44$$

$$f_b = \delta \eta f_u = 0,77 \times 1 \times 15 = 11,55 \text{ MPa} \leq 75 \text{ MPa}$$

$$f_m = 0,4 \text{ MPa} \leq 20 \text{ MPa}$$

$$\leq 2 \times 11,55 = 23,1 \text{ MPa}$$

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} = 0,44 \times 11,55^{0,7} \times 0,4^{0,3} = 1,854 \text{ MPa}$$

$$f_d = \frac{1,845}{2} = 0,927 \text{ MPa}$$

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{hes} + e_{init}; e_{hes} = e_h = 0$$

$$e_i = 0,11 + 0,007 = 0,117 \text{ m} \geq 0,05t = 0,05 \times 0,44 = 0,022 \text{ m}$$

$$\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \frac{0,117}{0,44} = 0,468$$

$$N_{Rdi} = \Phi_i b t f_d = 0,468 \times 890 \times 440 \times 0,927 = 169,89 \text{ kN}$$

$$\leq N_{Edi} = 170 \text{ kN}$$

Únosnost v ½ pilíře:

Zatížení průřezu uprostřed pilíře:

$$N_{Edm} = 170 + 14,27 = 184,27 \text{ kN}$$

$$K_E = 1000$$

Excentricita od zatížení uprostřed:

$$e_{md} = \frac{18,7}{184,27} = 0,101 \text{ m}; e_{hm} = 0 \text{ m}; e_k = 0 \text{ m}; e_{init} = 0,007$$

$$e_{mk} = 0,101 + 0,007 = 0,108 \geq 0,022 \text{ m}$$

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} = 1 - 2 \frac{0,108}{0,44} = 0,509$$

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{3}{0,44} \sqrt{\frac{1,854}{1000 \times 1,854}} = 0,216$$

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}} = \frac{0,216 - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{0,108}{0,44}} = 0,345$$

$$\Phi_m = A_1 e^{-\frac{u^2}{2}} = 0,509 e^{-\frac{0,345^2}{2}} = 0,480$$

$$N_{Rdm} = \Phi_m b t f_d = 0,48 \times 890 \times 440 \times 927 = 174,25 \text{ kN}$$

$$\leq N_{Edm} = 184,27 \text{ kN}$$

Posouzení v patě:

V návaznosti na výše vypočtené:

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{hes} + e_{init}; e_{hes} = e_h = 0$$

$$e_i = \frac{18,7}{170 + 28,55} + 0 + 0,007 = 0,101 \text{ m}$$

$$\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \frac{0,101}{0,44} = 0,541$$

$$N_{Rdi} = \Phi_i b t f_d = 0,541 \times 890 \times 440 \times 0,927 = 196,4 \text{ kN}$$

$$\leq N_{Edi} = 198,55 \text{ kN}$$

Použití vztahů EC6, ale „nepodporované“ hodnoty modulu pružnosti:

$$K_E = 500$$

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{3}{0,44} \sqrt{\frac{1,854}{500 \times 1,854}} = 0,305$$

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}} = \frac{0,305 - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{0,107}{0,44}} = \frac{0,242}{0,446} = 0,543$$

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} = 1 - 2 \frac{0,107}{0,44} = 0,514$$

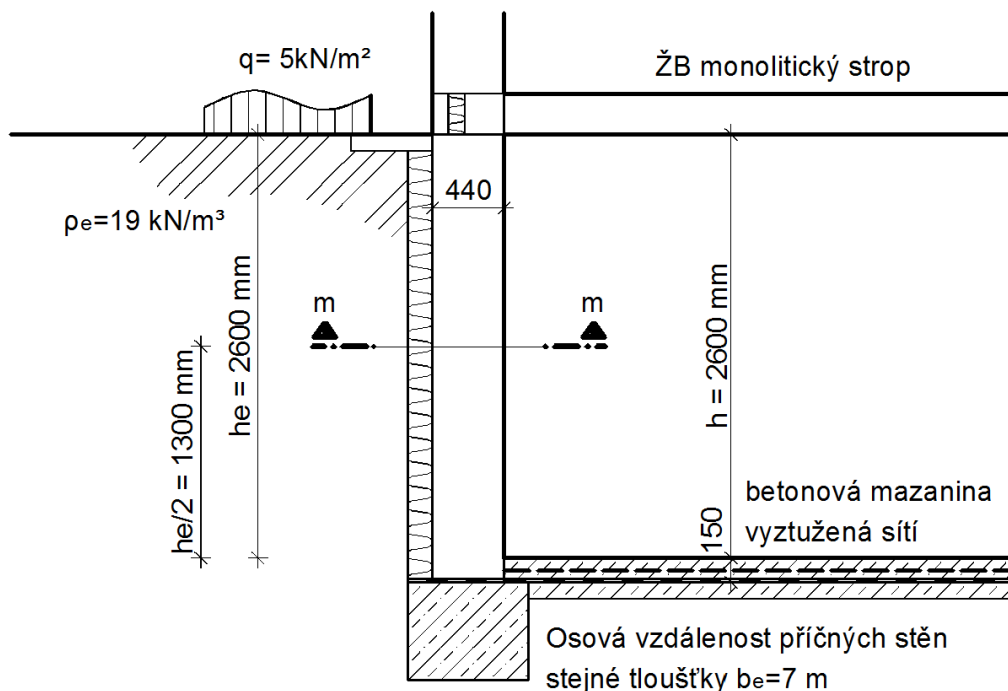
$$\Phi_m = A_1 e^{-\frac{u^2}{2}} = 0,514 e^{-\frac{0,543^2}{2}} = 0,444$$

$$N_{Rdm} = 0,444 \times 0,44 \times 0,89 \times 0,927 \times 10^3 = 161,18 \text{ kN}$$

3.5 Příklady č. 5

Zjednodušená metoda výpočtu stěn podzemního podlaží, které jsou namáhány bočním zemním tlakem

Ověřte nosnou spolehlivost podélné obvodové zděné stěny podzemního podlaží zjednodušenou metodou. Suterénní stěna je zatížena zemním tlakem v klidu a svislou silou v hlavě stěny, od návrhového zatížení stropních konstrukcí nadzemních konstrukcí budovy. Suterénní stěna je bez oken. V osové vzdálenosti 7 m na posuzovanou stěnu kolmo navazují příčné stěny stejné tloušťky. Podzemní stěna tloušťky $t = t_{ef} = 440\text{ mm}$ je vyzděna z tvárnic POROTHERM 44 P+D (247/440/238 mm), pevnostní značka P8, které jsou zařazeny do skupiny zdících prvků 2. Stěna bude vyzděna na návrhovou obyčejnou maltu třídy M5. Hmotnost zdiva stěny je $\rho = 806\text{ kg/m}^3$. Pro kategorii zdících prvků I a návrhovou maltu je součinitel spolehlivosti zdiva podle NP normy $\gamma_M = 2,0$.



Svislá síla v hlavě stěny od horních podlaží

Min. hodnota

$$N_{Ed,min} = N_{Gk} * \gamma_G + N_{Qk} * 0 = 120 * 1 = 120 \frac{\text{kN}}{\text{m}'}$$

Max. hodnota

$$N_{Ed,max} = N_{Gk} * \gamma_G + N_{Qk} * \gamma_Q = 120 * 1,35 + 8 * 1,5 = 174 \frac{\text{kN}}{\text{m}'}$$

Návrhová hodnota pevnosti zdiva v tlaku kolmém na ložné spáry

Průměrná pevnost v tlaku tvárnic POROTHERM

$$f_u = 8MPa$$

Vliv menšího vodorovného rozměru a výšky zdícího prvku

$$\delta = 1,143$$

Vliv vlhkosti

$$\eta = 1,0$$

Normalizovaná pevnost zdícího prvku pevnostní třídy P8

$$f_b = \delta * \eta * f_u = 1,143 * 1 * 8 = 9,144MPa < 75MPa$$

Pevnost v tlaku obyčejné malty M5

$$f_m = 5MPa < \begin{cases} 20MPa \\ 2 * f_b = 2 * 9,144 = 18,288MPa \end{cases}$$

Pro zdivo z pálených zdících prvků skupiny 2 na obyčejnou maltu podélných styčných spár

$$\kappa = 0,45$$

Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku

$$f_k = \kappa * f_b^{0,7} * f_m^{0,3} = 0,45 * 9,144^{0,7} * 5^{0,3} = 3,433MPa$$

Návrhová hodnota pevnosti zdiva v tlaku

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{3,433}{2,0} = 1,716MPa$$

Pevnost zdiva ve smyku není třeba pro výpočet podle zjednodušené metody stanovovat, protože smyková únosnost průřezu stěny není nutno ověřovat.

Výpočet vnitřních sil a ověření spolehlivosti suterénní opěrné stěny

Pro použití zjednodušené metody je nutno splnit následující podmínky (viz ČSN EN 1996-3 čl. 4.5)

- Světlá výška stěny podzemního podlaží $h \leq 2,6m$ a tloušťka stěny $t \geq 200mm$.
- Stropní konstrukce nad podzemním podlažím je tuhá ve své rovině a je schopná odolat silám vyvolaným zemním tlakem.
- Charakteristické proměnné zatížení povrchu terénu na ploše, na které toto zatížení ovlivňuje zemní tlak působící na stěnu podzemního podlaží, není větší než $5 kN/m^2$ a do vzdálenosti 1,5 m od stěny nepůsobí soustředěné zatížení větší než 15 kN,
- Směrem od budovy terén nestoupá a hloubka násypu není větší než výška stěny ($h = h_s = 2,6m$),
- Na stěnu nepůsobí žádný hydrostatický tlak,
- Na stěně buď není žádná kluzná plocha vytvořená například izolační vrstvou proti zemní vlhkosti, nebo se provedou opatření, aby stěna

odolala působení smykových sil (vyztužená betonová podkladní mazanina zabraňuje usmyknutí).

Podmínky jsou splněny.

Stěna se posoudí v průřezu „m“ podle vztahů (4.11 a 4.12 ČSN EN 1996-3)

$$N_{Ed,max,m} \leq \frac{t * b * f_d}{3}$$

$$N_{Ed,min,m} \geq \frac{\rho_s * b * h * h_e^2}{\beta * t}$$

kde

$$N_{Ed,max,m} = N_{Ed,max} + \gamma_G * \rho_{m,s} * t * x = 174 + 1,35 * 8,06 * 0,44 * 1,3 = 180,22 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed,min,m} = N_{Ed,min} + \gamma_{G,min} * \rho_{m,s} * t * x = 120 + 1,0 * 8,06 * 0,44 * 1,3 = 124,61 \text{ kN/m}$$

jsou normálové síly ve stěně na úrovni poloviny výšky zásypu.

$$\rho_s = 19 \text{ kN/m}^3 \quad \text{návrhová hodnota objemové tíhy zásypu}$$

$$h_e = 2,6 \text{ m} \quad \text{výška stěny pod úrovní terénu}$$

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

$$t = 0,44 \text{ m} \quad \text{viz výše}$$

$$f_d = 1,716 \text{ MPa}$$

$$b_e = 7 \text{ m} \quad \text{vzdálenost příčných stěn}$$

$$\beta = \begin{cases} 20, \wedge 20 \text{ pro } b_e \geq 2h = 2 * 2,6 = 5,2 \text{ m} \\ 60 - \frac{20 * b_e}{h}, \wedge h < b_e < 2h \\ 40, \wedge b_e \leq h \end{cases}$$

h je světlá výška podzemního podlaží

$$180,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}'} < \frac{0,44 * 1 * 1,716 * 10^3}{3} = 251,68 \frac{\text{kN}}{\text{m}'}$$

$$124,61 \frac{\text{kN}}{\text{m}'} > \frac{19 * 1 * 2,6 * 2,6^2}{20 * 0,44} = 37,95 \frac{\text{kN}}{\text{m}'}$$

Stěna podle zjednodušené metody vyhoví.