

Program pro posouzení zděných suterénních stěn

Uživatelská příručka

Vypracoval: Petr Bílý, 2010 – 2021

Konzultant: Ing. Pavel Košatka, CSc.

Katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí FSv ČVUT v Praze

Obsah

Souhrn	2
Klíčová slova	2
1. Úvod	3
2. Program Suterénní stěna	4
2.1. Obecný popis programu	4
2.2. Geometrie stěny a zemního tělesa	7
2.3. Zatížení zásypem	8
2.4. Přetížení vrchní stavbou	10
2.5. Charakteristiky zdiva	11
2.6. Posouzení nevyztužené suterénní stěny zjednodušenou metodou	12
2.7. Zesílení stěny výztuží MURFOR®	13
2.8. Charakteristiky výztuže MURFOR®	13
2.9. Charakteristiky vyztuženého průřezu	14
2.10. Rozdělení zatížení do směrů	15
2.11. Výpočet vnitřních sil od zatížení	17
2.11.1. <i>Smykové síly</i>	18
2.11.2. <i>Normálové síly</i>	20
2.11.3. <i>Momenty</i>	21
2.12. Excentricita zatížení	23
2.13. Výpočet únosností	23
2.13.1. <i>Smyková únosnost</i>	23
2.13.2. <i>Tlaková únosnost</i>	24
2.13.3. <i>Moment únosnosti</i>	25
2.14. Posouzení únosnosti stěny	25
2.15. Kontrola mezních rozměrů stěny	27
2.16. Závěrečné posouzení	27
2.17. Testování programu	28
3. Závěr	29
4. Literatura	30

Souhrn

Cílem této práce bylo vytvoření softwarové pomůcky usnadňující návrh a posouzení zděných stěn zatížených zemním a vodním tlakem, jak nevyztužených, tak vyztužených. Použité výpočetní postupy jsou v souladu s metodami uvedenými v jednotných evropských normách pro navrhování zděných konstrukcí Eurokód 6 [1] a pro navrhování geotechnických konstrukcí Eurokód 7 [3]. Program pracuje v prostředí Microsoft Excel, které je běžně nainstalováno na většině osobních počítačů.

Summary

The purpose of this work was to create a software utility that facilitate design and examination of both unreinforced and reinforced masonry walls subjected to soil and water pressures. Calculation techniques used for this purpose agree with methods presented in unified european standards for masonry structures design Eurocode 6 [1] and for geotechnical structures design Eurocode 7 [3]. Program runs under Microsoft Excel, that is commonly installed in most PCs.

Klíčová slova

Zdivo, stěna, suterénní, zemina, Eurokód 6, návrh, posouzení, pomůcka, program.

Key words

Masonry, wall, basement, soil, Eurocode 6, design, examination, utility, programme.

1. Úvod

Zdivo je konstrukční materiál, který je tvořen zdíciými prvky seskupenými podle nějakého schématu a obvykle spojenými maltou. Existuje celá řada druhů zdíciých prvků i malt. Ačkoliv dnes již známe stavební materiály, které svými mechanickými vlastnostmi zdivo dalece předčí, stále je zde mnoho důvodů, proč jej používat. Má poměrně dobré tepelně-technické vlastnosti, velkou životnost, zdění je technologicky nenáročné, zděné stavby lze v případě potřeby rozebrat a zdícií prvky znovu použít. To vše snižuje náklady životního cyklu stavby. Navíc se jedná o materiál, který má u nás hlubokou tradici a je širokou veřejností velmi dobře vnímán, na rozdíl od betonu, který si stále spousta lidí neprávem spojuje pouze s nevzhlednými panelovými domy. Především v oblasti bytové výstavby má proto dnes zdivo velmi silnou pozici. Aby si ji v tvrdé konkurenci ostatních materiálů i nadále udrželo, je nutné mít k dispozici moderní, jednoduché, uživatelsky přívětivé návrhové postupy vedoucí k ekonomickému, ale současně také bezpečnému návrhu stavebních konstrukcí.

Dnem 1. dubna 2010 skončila platnost stávající normy ČSN 73 1101 Navrhování zděných konstrukcí a jedinou platnou normou pro návrh zděných konstrukcí na území České republiky se stal Eurokód 6 [1]. Velkou výhodou jednotných evropských norem je, že unifikují návrhové postupy na celém území Evropské unie, takže stavební inženýři z Česka budou moci bez větších překážek projektovat konstrukce na celém území sjednocené Evropy. Je ale potřeba mít na paměti, že projektanti s těmito normami dosud nemají dostatečné zkušenosti a samotné návrhové postupy nejsou prověřeny léty praxe, jako tomu je u norem stávajících.

Cílem této práce bylo usnadnit návrh a posouzení obousměrně pnutých nevyztužených i vyztužených zděných stěn namáhaných zemním a vodním tlakem. Autor se v maximální možné míře drží metod obsažených v Eurokódu 6 a Eurokódu 7, některé fáze výpočtu ale v normách nejsou blíže popsány, a proto je bylo nutné doplnit v souladu se zásadami stavební mechaniky. Vznikl excelový program, které uživatele přehledným způsobem provede celým postupem posouzení zděné stěny, přičemž od něj vyžaduje pouze zadání základních informací o geometrii, zatížení a použitých materiálech.

2. Program Suterénní stěna

2.1. Obecný popis programu

Program byl zpracován v prostředí Microsoft Excel 2000. Postup výpočtu je dán normami Eurokód 6 [1], Eurokód 1 [2] a Eurokód 7 [3]. V případě, kdy je do ložných spár stěny vložena výztuž MURFOR, vychází některé vztahy z pokynů a doporučení výrobce výztuže [9]. Program zahrnuje stanovení zatížení od zeminy, posouzení stěny zjednodušenou metodou podle [4], detailní posouzení stěny na excentrický tlak a smyk nebo na ohyb a smyk (záleží na excentricitě zatížení) a ověření mezních rozměrů stěny.

Program je strukturován jako automatický formulář, do kterého je potřeba vyplnit vstupní informace. Pro správnou funkčnost programu musí uživatel postupně projít a vyplnit všechny bílé buňky. Automaticky dopočítávané buňky jsou z důvodu ochrany před nechtěným přepsáním zamčeny, není však zadáno žádné heslo, takže v případě potřeby je lze kdykoliv odemknout. Všechny vzorce použité pro výpočet jsou uvedeny přímo v programu.

2.3. Parametry zásypové zeminy (orientační hodnoty lze nalézt v ČSN 73 10 01 - Základová půda pod plošnými základy)		
• Objemová tíha přirozeně vlhké zeminy		$\gamma = 20,00 \text{ kN.m}^{-3}$
• Objemová tíha zeminy nasycené vodou		$\gamma_{sat} = 21,50 \text{ kN.m}^{-3}$
• Objemová tíha vody		$\gamma_w = 10,00 \text{ kN.m}^{-3}$
• Objemová tíha zeminy pod vodou	$\gamma_{su} = \gamma_{sat} - \gamma_w$	$\gamma_{su} = 11,50 \text{ kN.m}^{-3}$
• Efektivní úhel vnitřního tření		$\varphi' = 30,00^\circ$
• Efektivní úhel vnitřního tření - návrhová hodnota	$\varphi'_d = \arctan \frac{\tan \varphi'}{\gamma_\varphi}$	$\varphi'_d = 30,00^\circ$
• Efektivní soudržnost		$c' = 5,00 \text{ kPa}$
• Efektivní soudržnost - návrhová hodnota		$c'_d = 5,00 \text{ kPa}$
• Svislé napětí v zemině v patě stěny	$\sigma_x = \gamma h_{HPV} + \gamma_{su} (h_e - h_{HPV})$	$\sigma_x = 27,25 \text{ kPa}$
• Náhradní úhel vnitřního tření	$\varphi_n = \arctan \frac{c'_d + \sigma_x \tan \varphi'_d}{\sigma_x}$	$\varphi_n = 37,27^\circ$

Obr. 1 Bílé buňky musí být vyplněny uživatelem, oranžové se automaticky vyhledají v tabulkách nebo dopočtou podle uvedených vztahů.

Hlavní filozofií bylo, aby uživatel musel zadávat co nejméně hodnot a aby žádné z nich nebyl nucen manuálně dopočítávat nebo vyhledávat v tabulkách. Za tímto účelem byly do programu integrovány všechny potřebné tabulky součinitelů. Výsledkem je, že při základním nastavení, kdy se veškerá možná čísla vyhledávají a počítají automaticky, stačí vyplnit 33 údajů při výpočtu nevyztužené stěny a 39 údajů v případě stěny vyztužené. Jedná se pouze o informace o geometrii stěny a zemního tělesa, o zatížení a o elementárních vlastnostech zásypové zeminy, použitého zdiva a výztuže. Na některých místech programu byla ponechána možnost zadat v případě potřeby místo automaticky získaných hodnot hodnoty vlastní (např. u ohybových pevností nebo smykové pevnosti zdiva, kde mohou být k dispozici přesnější hodnoty získané laboratorními zkouškami konkrétního materiálu). Jediným parametrem, který musí být dopočítán ručně, je svislé přitížení stěny. Tuto hodnotu nelze nijak obecně stanovit a je nutno ji dosadit ze statického výpočtu.

Uživatelskou přívětivost programu dále zvyšují rozbalovací seznamy, které umožňují pomocí dvou kliknutí zvolit druh použitých zdících prvků, typ malty, návrhový přístup podle EC7 a další parametry. Pokud si uživatel při volbě neví rady, jsou mu k dispozici tabulky, ve kterých lze nalézt potřebné informace pro vyplnění. Mezi těmito tabulkami a výpočtem lze přepínat pomocí tlačítek, která jsou umístěna vždy na začátku příslušné sekce výpočtu.

4. Materiálové charakteristiky zdiva

4.1. Dílčí součinitel spolehlivosti zdiva γ_M

- Zdivo je vyzděno ze zdících prvků
- Druh zdících prvků

=> *Dílčí součinitel spolehlivosti zdiva*

4.2. Základní vlastnosti zdiva

- Délka zdícího prvku
- Šířka zdícího prvku
- Výška zdícího prvku
- Tloušťka ložné spáry (z hlediska výztuže ideálně 10 - 12 mm, pro tenké spáry 3 mm)
- Osová vzdálenost ložných spar $v = h_p + t_s$
- Objemová hmotnost zdících prvků

Hodnoty γ_M , kategorie >>>

kategorie I na návrhovou maltu

--vyber--

pálené cihly
vápenopískové cihly
betonové tvárnice
porobetonové tvárnice
umělý kámen
čistě opracovaný přírodní kámen
--vyber--

$h_p = 65$ mm
 $t_s = 10$ mm
 $v = 75$ mm
 $\rho_{zp} = 1780$ kg.m⁻³

Obr. 2 Druh zdících prvků se vybere z nabízených možností. Pomocí tlačítka „Hodnoty γ_M , kategorie“ si může uživatel zobrazit tabulku, ze které se automaticky vyhledává hodnota dílčího součinitele spolehlivosti zdiva.

V programu jsou zapracovány různé varovné hlášky, které by měly uživatele upozornit v případě, že zadává nevhodné vstupní informace (např. šířku zdících prvků větší než šířku stěny apod.)

Většina programu byla vytvořena pouze s využitím standardních excelovských funkcí doplněných o klasické formulářové prvky (přepínače, zaškrtačací políčka, tlačítka), aby byla maximálně zachována srozumitelnost výpočtu. Výjimkou jsou vyhledávací algoritmy pro některé složitější tabulky součinitelů, kde bylo nutné použít metodu tzv. mapovacích tabulek, která spočívá v přiřazení unikátního číselného kódu každému políčku tabulky a následném vyhledání hodnoty součinitele podle tohoto kódu.

7.2. Rozměry výztužných prvků

- Parametry prutů
 - Zvolit výztuž ze standardního sortimentu
 - Výška příhradoviny
 - Podélné pruty jsou kruhového průřezu
 - Podélné pruty jsou obdélníkového průřezu
 - Průměr diagonálního prutu
 - Výztuž vyrobená na zakázku
 - Výška příhradoviny
 - Podélné pruty jsou kruhového průřezu
 - Podélné pruty jsou obdélníkového průřezu
 - Průměr diagonálního prutu

Výška příhradoviny je pro danou stěnu moc velká. Maximální výška by měla být (t - 40) mm

vodorovný rozměr
svislý rozměr

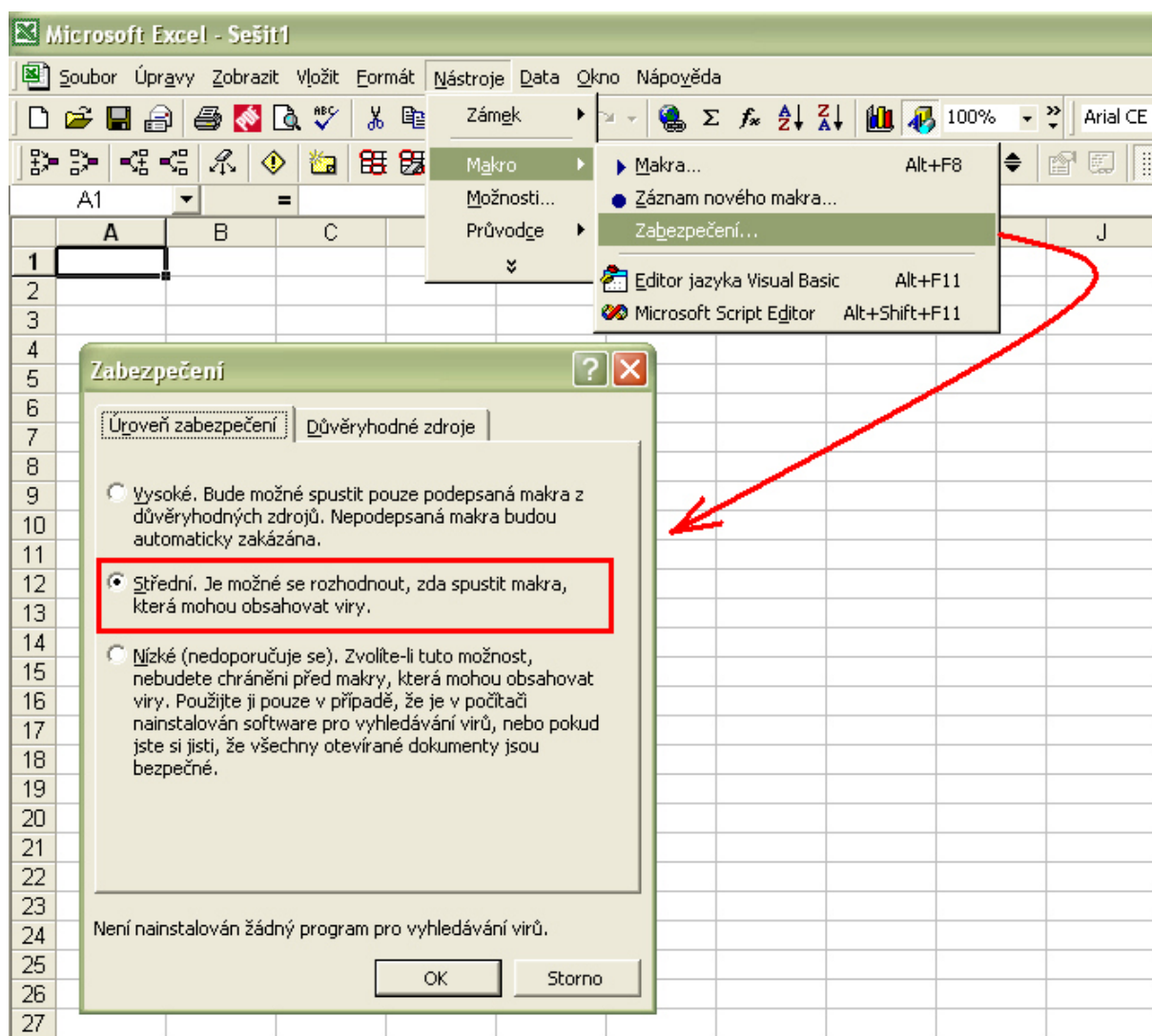
$h_{př} = 280$ mm
 $d_{pp} = 5$ mm
 $d_{pp} = 8$ mm
 $d_{pp,2} = 1,5$ mm
 $d_{dp} = 3,75$ mm

vodorovný rozměr
svislý rozměr

$h_{př} = 200$ mm
 $d_{pp} =$ mm
 $d_{pp} = 8$ mm
 $d_{pp,2} = 1,5$ mm
 $d_{dp} = 1,5$ mm

Obr. 3 V případě nevhodné volby výšky výztužného prvku se zobrazí varovná hláška. Pomocí přepínače je možno vybrat způsob specifikace výztuže. Zadávací políčka aktivní volby jsou klasicky bílá, políčka neaktivní volby jsou šedá.

Použití maker bylo minimalizováno na naprogramování funkcí tlačítek. Jednak by výpočet pomocí maker nebyl pro běžného uživatele průhledný, jednak kvůli odlišné syntaxi bývají někdy problémy s přenositelností maker mezi různými verzemi Excelu, na některých počítačích navíc bývají makra blokována. Nefunkčnost maker nijak neovlivní výpočet, pouze znemožní používat pomocná tlačítka. Aby bylo možné makra spustit, musí být v Excelu nastavena úroveň zabezpečení maximálně na „střední“.

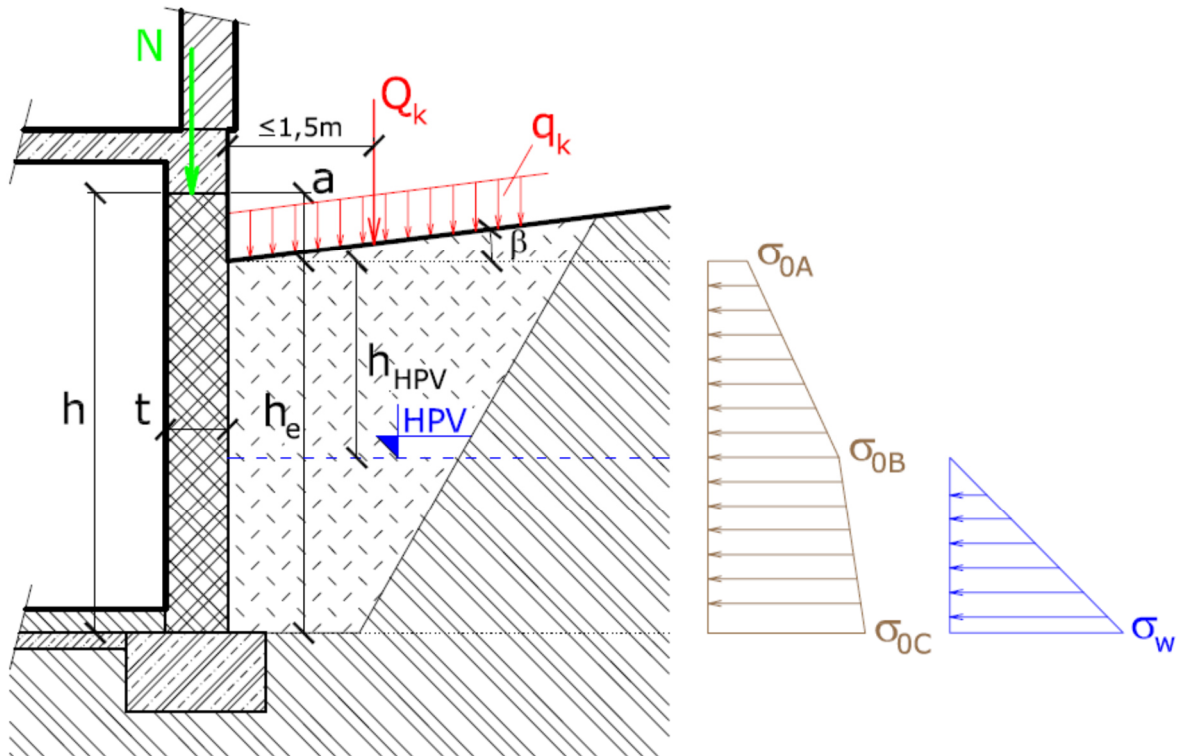


Obr. 4 Úroveň zabezpečení se musí nastavit na „střední“, aby bylo možno spustit makra.

V dalším textu budou postupně popsány jednotlivé sekce výpočtu v programu Suterenní stěna.

2.2. Geometrie stěny a zemního tělesa

Jako návod pro vyplnění geometrických údajů poslouží schéma typické konstrukce umístěné v nulté sekci programu.



Obr. 5 Schéma typické konstrukce a jejího zatížení..

Je dobré zde zdůraznit směrovou konvenci, která se používá v celém programu:

- Směr y = směr kolmo k ložným spárám = svislý směr.
- Směr x = směr rovnoběžný s ložnými spárkami = vodorovný směr.

Nejprve je potřeba specifikovat rozměry posuzované stěny a způsob podepření okrajů. Je-li stěna v patě uložena na vrstvu hydroizolace, ale není zajištěna proti posunutí, takže hrozí vznik kluzné plochy, zavede se tato skutečnost do výpočtu zaškrtnutím příslušného políčka v sekci 1.1.

Dále je potřeba zadat výšku zásypu h_e (vzdálenost od paty stěny k úrovni terénu) a sklon terénu β . Podle polohy terénu vzhledem k hlavě stěny se spočte buď výška části stěny ležící nad terénem a nebo hloubka hlavy stěny pod terénem h_h . Zavedení těchto hodnot zpřehledňuje další výpočet. Jedna z nich je vždy nulová, např. leží-li terén nad úrovní hlavy, je logicky výška části stěny ležící nad úrovní terénu rovna nule.

Pokud je uvažován vliv podzemní vody, musí se zvolit, jak hluboko pod terénem se nachází její ustálená hladina – zadá se hodnota h_{HPV} . V případě, kdy se hladina podzemní vody (dále jen HPV) neuvažuje nebo je zadána tak, že leží pod patou stěny, zobrazí se hláška informující uživatele o skutečnosti, že HPV neovlivňuje stěnu a v dalším výpočtu se počítá s hodnotou $h_{HPV} = h_e$ (vzdálenost HPV od terénu je rovna výšce zásypu).

1.3. Hladina podzemní vody (HPV)

Hloubka h_{HPV} je nižší než výška h_e a je tedy potřeba uvažovat zatížení tlakem vody

Hloubka ustálené HPV pod úrovní terénu

=> Pro další výpočet bude uvažována hloubka ustálené HPV

NEPRAVDA

$h_{HPV} = 1,000$ m

$h_{HPV} = 2,000$ m

HPV neovlivňuje stěnu

Obr. 6 Příslušné zaškrťovací políčko je prázdné (věta uvedená za políčkem je tedy nepravdivá), HPV neovlivňuje stěnu a dále se uvažuje $h_{HPV} = h_e$.

2.3. Zatížení zásypem

Jelikož je suterénní stěna de facto geotechnickou konstrukcí, je nutné při jejím výpočtu používat sady bezpečnostních součinitelů uvedené v Eurokódu 7 [3] – tzv. návrhové přístupy. Konkrétně je v našem případě nutno použít návrhový přístup NP1.1 (redukuje parametry zeminy, méně zvyšuje hodnoty zatížení) a návrhový přístup NP2 (neredukuje parametry zeminy, více zvyšuje hodnoty zatížení). Návrhové přístupy NP1.2 a NP3 nejsou vzhledem k hodnotám součinitelů pro daný typ konstrukce rozhodující, a proto nejsou uvažovány. Uživatel musí nejprve při zadávání údajů do programu nastavit jeden z návrhových přístupů, např. vybrat NP1, poté projít celý výpočet a pokud stěna pro NP1 vyhoví, tlačítkem umístěným na konci výpočtu provést posouzení i pro NP2. Pouze konstrukci, která vyhoví oběma návrhovým přístupům, je možné považovat za správně navrženou.

2.1. Dílčí součinitele bezpečnosti

Jedná se de facto o geotechnickou konstrukci, proto jsou dílčí součinitele bezpečnosti uvažovány podle návrhových přístupů z Eurokódu 7.

- Uvažovaný návrhový přístup (**KONSTRUKCI NUTNO POSODIT POSTUPNĚ PRO OBA PŘÍSTUPY!!!**)
- Stálé zatížení působící nepříznivě
- Stálé zatížení působící příznivě
- Proměnné zatížení působící nepříznivě
- Proměnné zatížení působící příznivě
- Efektivní úhel vnitřního tření
- Efektivní soudržnost
- Objemová tíha

NP1

$\gamma_{G,n} =$ NP1

$\gamma_{G,p} =$ NP2

--vyber--

$\gamma_{Q,n} = 1,30$

$\gamma_{Q,p} = 0,00$

$\gamma_{\psi} = 1,25$

$\gamma_c = 1,25$

$\gamma_s = 1,00$

STĚNA VYHOVÍ PRO ZVOLENÝ NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP

Aktuálně je zvolen návrhový přístup NP2

POSODIT PRO DRUHÝ NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP

Obr. 7 Nejprve vybereme NP1, projdeme celý výpočet a pokud konstrukce vyhoví, tlačítkem na konci programu provedeme posouzení také pro NP2 (tlačítko automaticky změní volbu NP1 na NP2 a naopak).

Užitné zatížení terénu může být zadáno buď jako rovnoměrné plošné zatížení (např. plánuje-li se na terénu skladování materiálu), nebo jako zatížení bodové (od hasičských vozů aj.). Obě zatížení jsou v dalším výpočtu zjednodušeně převedena na náhradní vrstvu zeminy stejné kvality, jako je zemina zásypu, jejíž tloušťka h_n je:

$$h_n = \frac{q_d}{\gamma} + \frac{Q_d}{2l_b L \gamma} \quad (1)$$

- kde:
- q_d je návrhová hodnota plošného zatížení terénu,
 - Q_d je návrhová hodnota bodového zatížení terénu,
 - γ je objemová tíha přirozeně vlhké zeminy,
 - l_b je vzdálenost působíště bodového zatížení od kraje stěny
 - L je šířka zděné stěny.

Předpokládá se, že poloha zatížení definuje střed roznášecí plochy, proto ve jmenovateli druhého sčítance dělíme bodové zatížení plochou $2bL$.

Z ustanovení uvedených v [4] pro suterénní stěny vyplývá, že bodová břemena nacházející se v kolmé vzdálenosti větší než 1,5 m od stěny není nutno uvažovat (pokud je takové břemeno přesto zadáno, výpočet jej zohlední).

Parametry zásypové zeminy by podle filozofie Eurokódu 7 [3] měly být stanoveny zkouškou konkrétní zeminy. Nejsou-li data ze zkoušky k dispozici, lze se pro předběžný návrh uchýlit k použití tabulkových hodnot uvedených v normě ČSN 73 1001 – Základová půda pod plošnými základy.

Ze zadaných parametrů je možno spočítat, jakými celkovými tlaky působí zemina a podzemní voda na zděnou stěnu. Zemní tlak je uvažován jako tlak v klidu, takže součinitel bočního zemního tlaku K_0 se určí podle známého Jákého vztahu:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi_n \quad \text{kde } \varphi_n = \arctan \frac{c'_d + \sigma_z \tan \varphi'_d}{\sigma_z} \quad (2)$$

kde: φ_n je náhradní úhel vnitřního tření,
 c'_d je návrhová hodnota efektivní soudržnosti,
 φ'_d je návrhová hodnota efektivního úhlu vnitřního tření,
 σ_z je svislé napětí v zemině v patě stěny.

Vlastnosti zeminy jsou uvažovány efektivními parametry, neboť tyto jsou z dlouhodobého hlediska rozhodující (viz např. [10]).

Vztah pro zohlednění šikmosti terénu součinitelem K_β (parametry viz předchozí text) je převzat z [10] a upraven funkcí signum tak, aby pro terén stoupající od budovy zatížení zvyšoval a pro terén klesající od budovy zatížení snižoval:

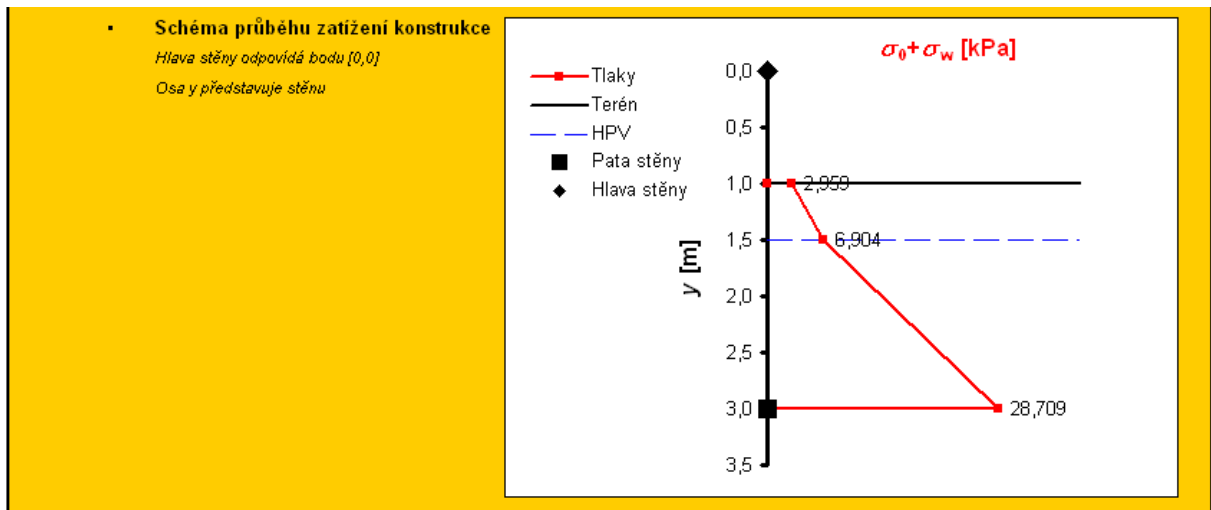
$$K_\beta = 1 + \operatorname{sgn}(\beta) \left| 1 - \frac{\sin \varphi'_d \cos \beta}{\sin \varphi'_d - \sin^2 \beta} \right| \quad (3)$$

Jednotlivé vztahy pro výpočet vodorovného napětí v určitých místech stěny jsou odvozeny z obecného pravidla, že boční tlak v daném místě je roven tlaku svislému vynásobenému součinitelem K_0 a K_β , a z geometrických souvislostí. Rozvádět zde všechny vztahy by nebylo účelné. Pro příklad vysvětlíme konstrukci vzorce pro tlak od samotné zeminy v úrovni hlavy stěny σ_{0D} . Stanoví se jako součet tlaku v úrovni terénu σ_{0A} (ten je dán velikostí přetížení terénu), tlaku od odvodněné vrstvy zeminy ležící nad hlavou stěny a tlaku od neodvodněné vrstvy zeminy ležící nad hlavou stěny, což vyjádřeno vzorcem jest:

$$\sigma_{0D} = \sigma_{0A} + K_0 K_\beta \gamma \cdot \min(h_h; h_{HPV}) + K_0 K_\beta \gamma_{su} \cdot \max(0; h_h - h_{HPV}) \quad (4)$$

kde: σ_{0A} je vodorovné napětí v zemině v úrovni terénu, $\sigma_{0A} = K_0 K_\beta \gamma h_n$,
 h_{HPV} je hloubka HPV pod úrovní terénu,
 h_h je hloubka hlavy stěny pod úrovní terénu,
 γ je objemová tíha přirozeně vlhké zeminy,
 γ_{su} je objemová tíha zeminy ponořené pod vodu,
ostatní viz předchozí.

Pokud ovšem hlava stěny leží nad úrovní terénu, je automaticky $\sigma_{0D} = 0$. Hodnoty celkového zatížení konstrukce od tlaku zeminy i vody jsou nakonec pro přehlednost znázorněny graficky.



Obr. 8 Grafické znázornění průběhu celkového zatížení konstrukce.

2.4. Přetížení vrchní stavbou

Velikost přetížení suterénní stěny vrchní stavbou není počítána automaticky. Důvodem je velká variabilita dispozičního uspořádání vrchní stavby, která znemožňuje sestavit vzorce pro obecný výpočet přetížení. Existují sice vzorce pro hrubý odhad v závislosti na rozponu stropů, výšce podlaží apod., ale jelikož se předpokládá, že v okamžiku návrhu suterénu je již hotov předběžný statický výpočet vrchní stavby, je nevhodnější převzít hodnoty přetížení z tohoto statického výpočtu.

Zároveň je potřeba mít na paměti, že do výpočtu by se měla zadávat hodnota přetížení ve chvíli, kdy dochází k zasypání suterénu. V tomto okamžiku ještě nemusí být dokončena celá vrchní stavba, takže přetížení je menší, což je pro bočně namáhanou stěnu nepříznivé (viz 2.12).

Je-li zvolen způsob podepření, při kterém je hlava stěny volná (A – D), ale zároveň je zadáno nenulové přetížení vrchní stavbou, program zobrazí varovnou hlášku informující o nezvyklém způsobu zatížení konstrukce. Volná hlava stěny totiž obvykle značí průběžný otvor, který znemožňuje přenos zatížení z horní stavby do stěny. Pokud ovšem uživatel hlášku ignoruje a přetížení nevynuluje, program s ním dále počítá.

3. Přetížení vrchní stavbou

Měla by se uvažovat situace těsně po zasypání suterénu, kdy je svislé přetížení nejmenší a nejvíce se tedy projeví vliv ohybového namáhání.

- Reakce od nadzemních podlaží - charakteristická hodnota na 1 m šířky stěny
 - Stálá složka $N_{Gk2} = 60,000$ kN/m
 - Proměnná složka $N_{Qk2} = 0,000$ kN/m
- Reakce od stropu podzemního podlaží - charakteristická hodnota na 1 m
 - Stálá složka $N_{Gk1} = 15,000$ kN/m
 - Proměnná složka $N_{Qk1} = 0,000$ kN/m

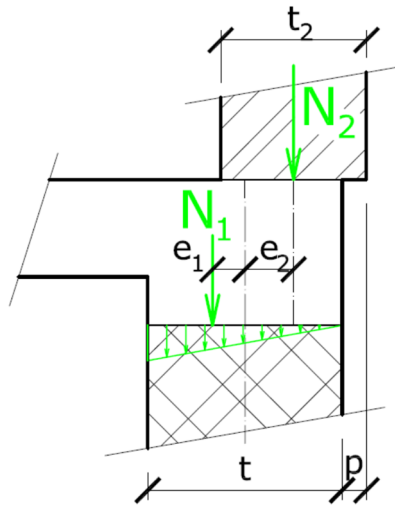
Stěna je v hlavě volná - skutečně do ní přechází reakce ze stropu nebo nadzemních podlaží???

Obr. 9 Varovná hláška upozorňující na nezvyklý způsob zatížení.

Pro stanovení excentricity přetížení od nadzemních stěn e_2 se uvažuje, že reakce se přenáší v ose stěny 1.NP, tedy (význam parametrů viz obr. 10):

$$e_2 = \frac{1}{2}(t - t_2) + p \quad (5)$$

Excentricitu přetížení od stropní konstrukce suterénu je možno uvažovat buď zjednodušeně z předpokladu trojúhelníkového rozložení reakce od stropu hodnotou $e_1 = t/6$, nebo lze zadat přesnější hodnotu stanovenou podrobnou analýzou styčníku.



Obr. 10 Reakce od vrchní stavby.

2.5. Charakteristiky zdiva

Další sekce programu se věnuje parametrům zdiva. Je nutno zadat kategorii a druh zdících prvků, neboť tyto údaje slouží pro vyhledání některých součinitelů. Samozřejmostí je specifikace rozměrů zdících prvků. Při výpočtu objemové hmotnosti lze vybrat ze tří možností – uživatelské zadání, zjednodušeně uvažovat pouze objemovou hmotnost zdících prvků nebo provést podrobnější výpočet zohledňující i objemovou hmotnost malty.

3.3. Objemová hmotnost zdiva ρ_z

Zadat hodnotu objemové hmotnosti zdiva $\rho_z =$ kg.m^{-3}

Zjednodušeně uvažovat objemovou hmotnost zdiva rovnou objemové hmotnosti zdících prvků

Provést podrobnější výpočet

- Spotřeba malty $s_m =$ l.m^{-2}
- Objemová hmotnost malty (obvyklá hodnota cca 2000 kg.m^{-3}) $\rho_m =$ kg.m^{-3}

\Rightarrow Objemová hmotnost zdiva ($A_1 = 1 \text{ m}^2$) $\rho_z = \frac{1}{A_1 t} \left[\left(A_1 t - \frac{s_m}{1000} \right) \cdot \rho_{\text{p}} + \frac{s_m}{1000} \cdot \rho_m \right]$ $\rho_z =$ kg.m^{-3}

\Rightarrow Zvolil jsi variantu zjednodušeného výpočtu číslo varianty =

\Rightarrow Pro další výpočet bude tedy uvažována hodnota objemové hmotnosti zdiva $\rho_z =$ kg.m^{-3}

Obr. 11 Při výpočtu objemové hmotnosti zdiva má uživatel možnost volit ze tří variant.

Po výpočtu pevnosti zdiva v tlaku f_d , která vychází z pevnosti zdících prvků, pevnosti malty a skupiny zdících prvků, následuje výpočet pevností v ohybu f_{xd1} (pro porušení rovnoběžně s ložnými spárami) a f_{xd2} (pro porušení kolmo na ložné spáry). Charakteristické hodnoty jsou vyhledány v normových tabulkách, je ale možné zadat i vlastní hodnoty, jsou-li k dispozici ze zkoušek. Návrhová hodnota pevnosti v ohybu při porušení rovnoběžném s ložnými spárami závisí také na hodnotě svislého přetížení, pro výpočet je uvažována průměrná hodnota v polovině výšky stěny. Svislé přetížení ovlivňuje i výpočet smykové pevnosti f_{vk} . Všechny tyto parametry jsou stanoveny ze vztahů a tabulek uvedených v Eurokódu 7 [1]. Pevnost v tlaku kolmo

na styčné spáry f_{hd} není v normě definována, proto jsou použity empirické vztahy převzaté z příručky výrobce výztuže MURFOR® [9]:

$$f_{hd} = 0,3f_d \text{ pro vyplněné styčné spáry} \quad (6)$$

$$f_{hd} \leq 0,1f_d \approx 0 \text{ pro nevyplněné styčné spáry} \quad (7)$$

Výsledky výzkumu [11] potvrzují, že první vztah téměř přesně platí pro zdivo z pálených cihel a je na straně bezpečné pro prvky betonové a vápenopískové.

2.6. Posouzení nevyztužené suterénní stěny zjednodušenou metodou

V jednoduchých případech nemusí být nezbytné provádět podrobné posouzení stěny a je možno postupovat zjednodušenou metodou podle ČSN EN 1996-1-3 [4]. Musí být splněny následující předpoklady:

- Světla výška stěny h není vyšší než 2,6 m.
- Tloušťka stěny t není menší než 200 mm.
- Stěna je podepřena na všech čtyřech okrajích.
- Strop podzemního podlaží působí ve své rovině jako tuhá deska, která je schopná výsledné síly od zemního tlaku převzít a dále rozvést do příčných stěn.
- Charakteristická hodnota rovnoměrného užitečného zatížení terénu podél stěny q_k není větší než $5 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$.
- Charakteristická hodnota osamělého břemene Q_k , které působí v pruhu šířky 1,5 m podél stěny, není větší než 15 kN.
- Povrch terénu vedle stěny je rovinný nebo ve spádu od budovy.
- Výška zásypu není větší než výška stěny.
- Na stěnu nepůsobí žádný hydrostatický tlak.
- Ve stěně se nevyskytuje žádná kluzná plocha, např. izolace proti zemní vlhkosti. V případě, že stěna stojí na takové vrstvě izolace, je pata stěny nad izolací opřena (např. o železobetonovou desku dostatečně přitíženou příčkami proti vybočení vzpěrem).

Pak stačí pouze posoudit, zda je stěna dostatečně svisle přitížena, aby odolala vodorovným účinkům zatížení od zeminy, a zda není překročena tlaková únosnost stěny ve svislém směru:

$$N_{Ed,min} \geq F_{Ed} = \frac{\gamma b h h_c^2}{\beta_e t} \quad (8)$$

$$N_{Ed,max} \leq N_{Rd} = \frac{b t f_d}{3} \quad (9)$$

kde: $N_{Ed,min}$ je minimální návrhová hodnota síly od svislého přitížení v úrovni poloviční výšky zásypu (tj. de facto charakteristická hodnota stálého zatížení),

$N_{Ed,max}$ je maximální návrhová hodnota síly od svislého přitížení v úrovni poloviční výšky zásypu (tj. de facto návrhová hodnota stálého i proměnného zatížení),

F_{Ed} je boční účinek zásypu,

γ je objemová tíha přirozeně vlhké zeminy,

b je šířka stěny, uvažuje se $b = 1 \text{ m}$,

h je výška stěny,
 h_e je výška zásypu,
 β_e je součinitel pro zohlednění vodorovného přenášení zatížení,
 N_{Rd} je tlaková únosnost stěny,
 f_d je tlaková pevnost zdiva kolmo na ložné spáry.

Jsou-li splněny všechny předpoklady a vyhoví-li obě podmínky pro oba návrhové přístupy, je možno výpočet v tomto bodě ukončit a stěnu považovat za správně navrženou. V opačném případě je nutno pokračovat podrobným výpočtem, při kterém stěna může i nemusí vyhovět.

5.4. Posouzení zjednodušenou metodou	
Podmínka únosnosti stěny vzhledem ke svislému zatížení JE splněna	Podmínka $N_{Ed,max} \leq N_{Rd}$
Podmínka únosnosti stěny vzhledem k vodorovnému zatížení JE splněna	Podmínka $N_{Ed,prh} \geq F_{Ed}$
STĚNA VYHOVÍ, PODROBNÉ POSOUZENÍ NENÍ NUTNÉ. VYZKOUŠEJ OBA NÁVRHOVÉ PŘÍSTUPY!!!	
Aktuálně je zvolen návrhový přístup NP2	POSODIT PRO DRUHÝ NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP

Musí vyhovět obě podmínky a musí být splněny všechny předpoklady metody

Obr. 12 Posouzení stěny zjednodušenou metodou.

2.7. Zesílení stěny výztuží MURFOR®

Přistoupíme-li k podrobnému návrhu, je možno stěnu navrhnout jako vyztuženou nebo nevyztuženou.

Vyztužená stěna má lepší mechanické vlastnosti ve vodorovném směru. Kromě toho, že dojde ke zvýšení únosnosti ve vodorovném směru, klesá také podíl zatížení přenášený směrem svislým (vodorovný směr se stane tužším a převezme tedy větší podíl zatížení). Pozitivním důsledkem této skutečnosti je, že klesne excentricita svislého zatížení. Při dostatečně malé excentricitě lze pak konstrukci ve směru kolmo na ložné spáry posuzovat jako excentricky tlačenu, což je pro ni daleko příznivější, než je-li posuzována na ohyb.

V případě menšího zatížení nebo dostatečně tlusté stěny nicméně může stěna vyhovět i bez výztuže, což vede k úspoře finančních prostředků. Ideální tedy je posoudit stěnu nejprve bez výztuže a teprve pokud nevyhoví, navrhnout do ní vhodnou výztužení. Zvolíme-li návrh stěny bez výztuže, program v dalším výpočtu ignoruje veškeré zadané parametry výztuže (není potřeba je nulovat).

2.8. Charakteristiky výztuže MURFOR®

Rozhodneme-li se pro návrh vyztužené stěny, je nutné zavést parametry výztuže. V závislosti na volbě třídy vlivu prostředí jsou uživatelům nabídnuty vhodné typy výztužných prvků. Dále je možno specifikovat rozměry výztužných prvků buď ze standardně nabízeného sortimentu (v programu je integrován sortiment výztužných prvků MURFOR® nabízených firmou Ing. Jiří Kotača – Želex), nebo zadat libovolné rozměry prvků vyrobených na zakázku.



Obr. 13 Výztuž MURFOR® v ložné spáře zdiva brání vzniku trhlin a zvyšuje únosnost prvku v ohybu.

Výztužné prvky nemusí být vkládány do všech ložných spár, proto uživatel musí specifikovat četnost vkládání prvků v políčku „Výztužné prvky vloženy do každé n -té spáry“. Jsou-li prvky v každé třetí spáře, uživatel zadá hodnotu $n = 3$. Je-li například vynechána každá třetí spára (tj. jsou vyztuženy dvě ze tří ložných spár), zadá se hodnota $n = 3/2 = 1,5$.

2.9. Charakteristiky vyztuženého průřezu

Jsou-li zadány parametry zdiva a výztuže, je možné spočítat charakteristiky vyztuženého průřezu a nutné zkontrolovat, zda tyto vyhovují konstrukčním zásadám.

Výpočet vychází z následujících předpokladů:

- Platí Bernoulli-Navierova hypotéza zachování rovinnosti průřezu.
- Výztuž spolupůsobí s okolním zdivem, deformace výztuže a zdiva jsou tedy stejné.
- Ve směru kolmém ke styčným spárám je dosaženo mezního přetvoření tlačeneho zdiva ε_{mu} .
- Přetvoření tažené oceli je $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{yd}$ a lze tedy uvažovat $\sigma_s = f_{yd}$.
- V případě, že styčné spáry jsou vyplněny maltou, zanedbává se příznivý vliv tlačené výztuže.
- V případě, že styčné spáry nejsou vyplněny maltou, se zanedbává působení zdiva a uvažuje se přenos tlakové síly tlačenu výztuží (její plocha je stejná, jako plocha výztuže tažené).
- Pokud v případě zdiva se styčnými spárami vyplněnými maltou nevyhoví podmínka dostatečného protažení tažené výztuže, bezpečně se postupuje jako u zdiva s nevyplněnými styčnými spárami.
- Předpokládá se uložení výztužných prvků na střed ložné plochy stěny (tj. souosé uložení).

Průřez je shledán správně navrženým, pokud jsou splněny tři konstrukční zásady:

- Navržená plocha výztuže je větší než minimální plocha dle normy [1].
- Přetvoření tažené výztuže je v souladu s normou [1] menší než 1 %.

5.3. Posouzení průřezu	
Konstrukční zásada pro minimální plochu výztuže JE dodržena	Podmínka $a_s \geq a_{s,mín}$
Poměrné přetvoření výztuže VYHOVUJE	Podmínka $\varepsilon_s \leq 0,01$
PRŮŘEZ JE NAVRŽEN SPRÁVNĚ	Musí vyhovět všechny podmínky

Obr. 14 Ověření vhodného návrhu průřezu.

2.10. Rozdělení zatížení do směrů

Program je určen pro posuzování stěn přenášejících vodorovné zatížení deskově, tj. ve dvou navzájem kolmých směrech. Aby bylo možné posoudit únosnost v obou směrech, je potřeba rozdělit celkové zatížení od zemního a vodního tlaku do směrů x a y . K tomu norma [1] neposkytuje žádný konkrétní návod. Vyjdeme tedy z obecně platného postulátu, že zatížení se do směrů dělí v poměru ohybových tuhostí náhradních nosníků (jinak řečeno, vychází se z podmínky rovnosti maximálních průhybů v obou směrech), který lze vyjádřit rovnicí:

$$\frac{\sigma_x}{\sigma_y} = \frac{k_x}{k_y} \quad (10)$$

- kde: σ_x je část návrhové hodnoty zatížení zemním a vodním tlakem přenášena ve směru rovnoběžném s ložnými spárami,
 σ_y je část návrhové hodnoty zatížení zemním a vodním tlakem přenášena ve směru kolmém na ložné spáry,
 k_x je ohybová tuhost náhradního nosníku ve směru rovnoběžném s ložnými spárami,
 k_y je ohybová tuhost náhradního nosníku ve směru kolmém na ložné spáry.

Je samozřejmé, že pro celkovou hodnotu návrhového zatížení zemním a vodním tlakem v daném místě musí platit:

$$\sigma = \sigma_x + \sigma_y \quad (11)$$

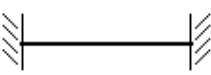
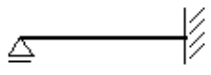
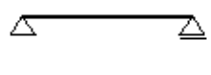
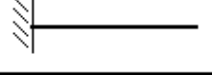
Vyjádříme-li z (10) σ_y a dosadíme do (11), úpravou dostaneme:

$$\sigma_x = \frac{\sigma k_x}{k_x + k_y} \quad (12)$$

Analogicky získáme:

$$\sigma_y = \frac{\sigma k_y}{k_x + k_y} \quad (13)$$

Hodnoty ohybových tuhostí můžeme stanovit zjednodušeně, jelikož nás v podstatě zajímá pouze jejich poměr, nikoliv konkrétní velikost. Ve směrech x i y nahradíme působení stěny podle typu uložení vhodnými náhradními nosníky šířky $b = 1$ m, takže tuhosti se stanoví ze vztahů uvedených v tabulce 1.

Použité výpočetní vztahy		
Typ náhradního nosníku	Statické schéma	Ohybová tuhost
VV		$384 \cdot \frac{EI}{l^4}$
KV		$185 \cdot \frac{EI}{l^4}$
KK		$\frac{384}{5} \cdot \frac{EI}{l^4}$
Konzola		$8 \cdot \frac{EI}{l^4}$

Tab. 1 Ohybové tuhosti náhradních nosníků (K = kloub, V = vetknutí).

Ve vztazích uvedených v tabulce je l patřičný rozměr stěny (šířka L nebo výška h), I je moment setrvačnosti průřezu, pro nevyztužený průřez se stanoví jako:

$$I = \frac{1}{12}bt^3 \quad (14)$$

Pro vyztužený průřez je nutno stanovit ideální moment setrvačnosti ze vztahu:

$$I_i = \frac{1}{12}bt^3 + bt \left(x_i - \frac{t}{2} \right)^2 + (\alpha_e - 1)a_s(d - x_i)^2 \quad (15)$$

kde: x_i je vzdálenost neutrálné osy průřezu od tlačného okraje,

d je účinná výška průřezu,

α_e je pracovní součinitel pro převod plochy oceli na ekvivalentní plochu zdiva, získá se jako poměr modulů pružnosti oceli a zdiva $\alpha_e = \frac{E_s}{E_x}$.

Modul pružnosti zdiva se obecně stanovuje ze vztahu:

$$E = K_E f_k \quad (16)$$

Abychom ve výpočtu zohlednili heterogenitu zdiva (různé mechanické vlastnosti ve směrech x a y), využijeme ortogonální poměr ohybových pevností μ . Moduly pružnosti budou uvažovány jako:

$$E_y = K_E f_k \quad (17)$$

$$E_x = K_E \frac{f_k}{\mu} \quad (18)$$

kde K_E je součinitel zohledňující druh zdících prvků. Ortogonální poměr ohybových pevností zdiva μ je pro nevyztuženou stěnu dán vztahem:

$$\mu = \frac{f_{xd1}}{f_{xd2}} = \frac{f_{xk1} + \gamma_M \sigma_d}{f_{xk2}} \quad (19)$$

kde: γ_M je dílčí součinitel spolehlivosti zdiva,

σ_d je svislé napětí od návrhového stálého zatížení,

ostatní viz předchozí text.

Pro vyztuženou stěnu se pak použije vztah:

$$\mu = \frac{f_{xd1}}{f_{xd2,app}} \quad (20)$$

kde $f_{xd2,app}$ je pevnost vyztuženého průřezu v tahu za ohybu, která se stanoví podle vzorce:

$$f_{xd2,app} = \frac{6a_s f_{yd} z}{t^2} \quad (21)$$

kde: a_s je plocha tažené výztuže v 1 m průřezu,
 f_{yd} je návrhová hodnota meze kluzu výztuže,
 z je rameno vnitřních sil,
 t je tloušťka stěny.

Zavedení součinitele μ do výpočtu je nutné, i když se na první pohled může zdát nepodložené. Kdybychom jej neuvažovali, pro čtvercovou stěnu se stejnými náhradními nosníky v obou směrech by vycházelo, že se svislý i vodorovný směr přenáší stejný díl zatížení ($\sigma_x = \sigma_y$), což je v rozporu se skutečným chováním zdiva. Důkazem jsou například výsledky zkoušek uvedené v práci [7], která mimo jiné zkoumá vliv poměru E_y/E_x na chování zdiva zatíženého kolmo ke střednicové ploše. Práce bohužel nestanovuje žádnou závislost, podle které by bylo možné poměr E_y/E_x obecně stanovit, naměřené hodnoty se ale pohybují v rozmezí 0,366 – 1,400 s mediánem 0,667, což pro nevyztužené stěny z plných pálených zdících prvků, na kterých byly zkoušky prováděny, zhruba odpovídá rozsahu hodnot μ .

Použití ortogonálního poměru ohybových pevností zdiva μ jako parametru zohledňujícího rozdílné ohybové tuhosti zdiva v navzájem kolmých směrech lze tedy považovat za v principu správné, i když konkrétní hodnoty mohou být předmětem diskuse, kterou lze jednoznačně rozsoudit pouze zkouškami provedenými pro konkrétní typy zdících prvků a malt.

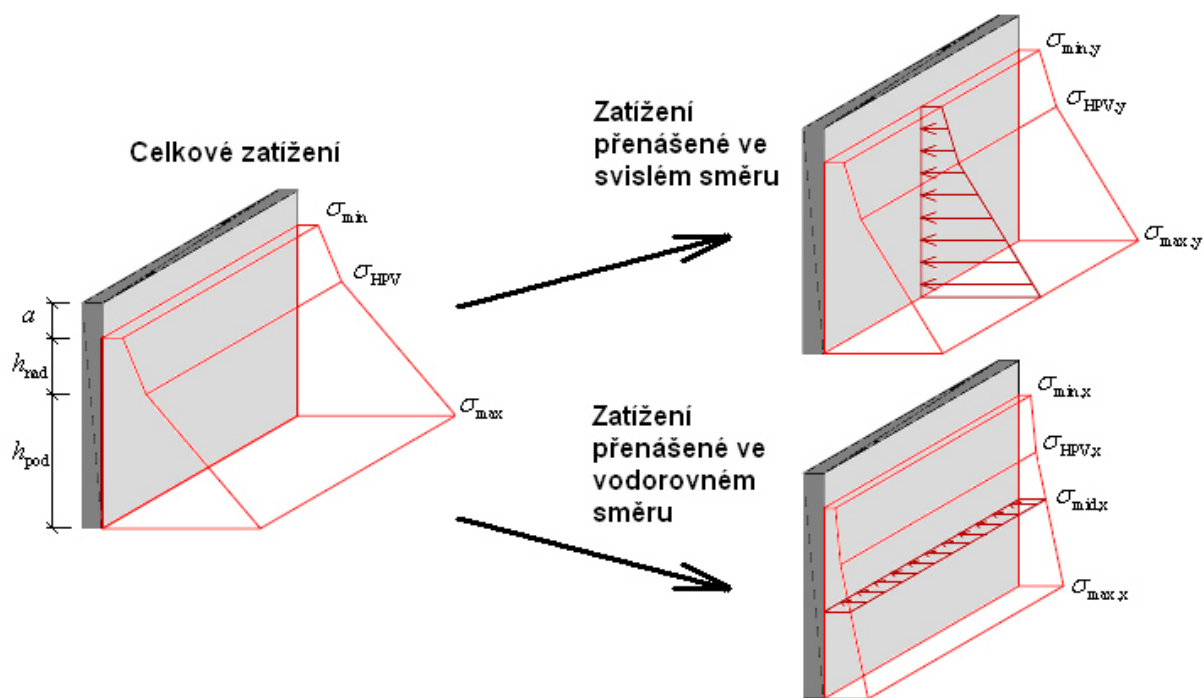
2.11. Výpočet vnitřních sil od zatížení

Je-li zatížení rozděleno do jednotlivých směrů, lze konečně přistoupit k výpočtu účinků zatížení na konstrukci. Průběh zatížení ve svislém směru je lichoběžníkový, proto budeme stanovovat vždy účinek v hlavě stěny, v patě stěny a v místě nulové posouvající síly (maximálního momentu v poli). Ve vodorovném směru uvažujeme maximální účinek od rovnoměrného zatížení, jehož velikost odpovídá střední hodnotě zatížení přenášeného ve vodorovném směru $\sigma_{mid,x}$, které se stanoví jako vážený průměr průměrného zatížení nad HPV a pod HPV (význam parametrů viz obr. 15):

$$\sigma_{mid,x} = \frac{1}{h_{nad} + h_{pod}} \cdot \left(\frac{\sigma_{min,x} + \sigma_{HPV,x}}{2} \cdot h_{nad} + \frac{\sigma_{HPV,x} + \sigma_{max,x}}{2} \cdot h_{pod} \right) \quad (22)$$

Pro zřehlednění některých vzorců zavádíme hodnoty a (délka nezatížená část stěny nad terénem), h_{nad} (délka zatížená část stěny ležící nad HPV) a h_{pod} (délka zatížená část stěny ležící pod HPV).

Veškerá zatížení jsou stanovována na 1 m šířky stěny.



Obr. 15 Schéma rozdělení zatížení.

2.11.1. Smykové síly

Smykové síly a momenty jsou stanovovány pomocí příčinkových čar, jelikož tato metoda se pro obecné řešení lichoběžníkového zatížení ukázala jako nejschůdnější. Výpočet je numericky složitý, ale principiálně velmi jednoduchý a ve všech případech stejný. Detailně jej popíšeme pouze pro případ smykové síly v patě stěny.

Velikost smykové síly v patě stěny $V_{Ed,p}$, kterou vyvodí spojitě zatížení σ_y působící na intervalu $\langle y_1, y_2 \rangle$ (y je proměnná označující vzdálenost bodu stěny od hlavy stěny), lze obecně stanovit jako integrál ze součinu funkce popisující příčinkovou čáru $\eta_{vp}(y)$ a funkce popisující zatížení $\sigma_y(y)$:

$$V_{Ed,p} = \int_{y_1}^{y_2} \eta_{vp}(y) \cdot \sigma_y(y) dy \quad (23)$$

Pro výpočet smykové síly využijeme Vereščaginova pravidla, které říká, že integrál ze součinu dvou funkcí, z nichž alespoň jedna je lineární (to je v našem případě splněno – zatížení je lineární), je roven součinu velikosti plochy pod nelineární funkcí $A_{\eta_{vp}}$ a pořadnice lineární funkce v těžišti plochy pod nelineární funkcí $\sigma_y(y_T)$:

$$V_{Ed,p} = A_{\eta_{vp}} \cdot \sigma_y(y_T) \quad (24)$$

Jedinou komplikací je, že funkce zatížení není hladká. Rozdělíme ji tedy na hladké intervaly (část nad HPV a část pod HPV), stanovíme příčinky jednotlivých intervalů k celkové smykové síle v patě stěny a tyto příčinky sečteme:

$$V_{Ed,p} = V_{Ed,p,nad} + V_{Ed,p,pod} \quad (25)$$

Analytickým odvozením byly získány vzorce pro průběh příčinkové čáry smykové síly v patě stěny pro jednotlivé typy náhradních nosníků. Jejich integrací se získají vzorce pro velikost plochy pod úsekem příčinkové čáry mezi body y_1 a y_2 , dvojnásobnou integrací pak získáme vzorce pro statický moment této plochy k hlavě stěny.

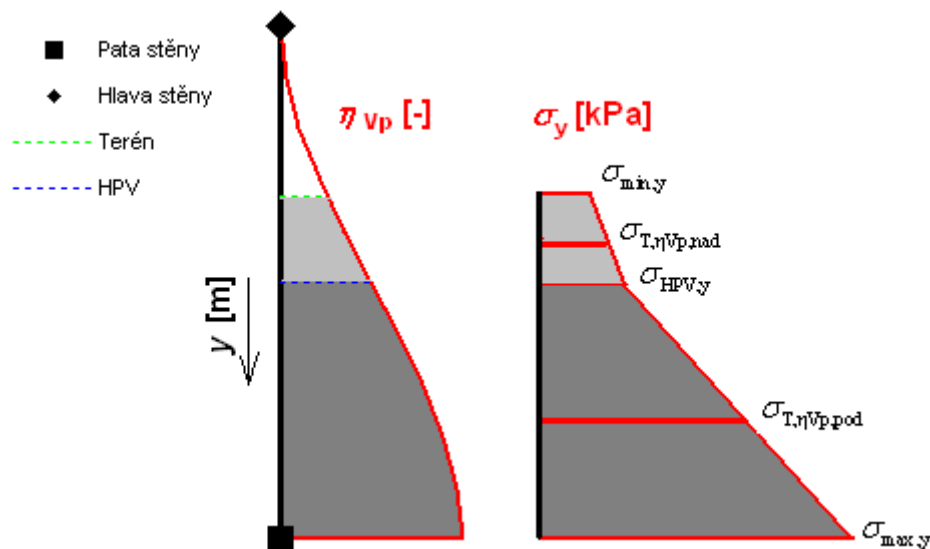
Vzorce pro výpočet smykové síly v patě stěny pomocí příčinkových čar				
Typ náhradního nosníku	Statické schéma	Rovnice příčinkové čáry smykové síly v patě	Plocha pod příčinkovou čarou mezi body y_1 a y_2	Statický moment plochy pod příčinkovou čarou mezi body y_1 a y_2 k hlavě stěny
VV		$\eta_{vp} = 3\left(\frac{y}{h}\right)^2 - 2\left(\frac{y}{h}\right)^3$	$A_{\eta_{vp}} = \frac{y_2^3 - y_1^3}{h^2} - \frac{y_2^4 - y_1^4}{2h^3}$	$S_{\eta_{vp}} = \frac{3}{4} \frac{y_2^4 - y_1^4}{h^2} - \frac{2}{5} \frac{y_2^5 - y_1^5}{h^3}$
KV		$\eta_{vp} = \frac{1}{2} \left[3\left(\frac{y}{h}\right) - \left(\frac{y}{h}\right)^3 \right]$	$A_{\eta_{vp}} = \frac{3}{4} \frac{y_2^2 - y_1^2}{h} - \frac{y_2^4 - y_1^4}{8h^3}$	$S_{\eta_{vp}} = \frac{y_2^3 - y_1^3}{2h} - \frac{y_2^5 - y_1^5}{10h^3}$
KK		$\eta_{vp} = \frac{y}{h}$	$A_{\eta_{vp}} = \frac{y_2^2 - y_1^2}{2h}$	$S_{\eta_{vp}} = \frac{y_2^3 - y_1^3}{3h}$
Konzola		$\eta_{vp} = 1$	$A_{\eta_{vp}} = y_2 - y_1$	$S_{\eta_{vp}} = \frac{y_2^2 - y_1^2}{2}$

Tab. 2 Vzorce pro výpočet smykové síly v patě stěny pomocí příčinkových čar.

Známe-li velikost plochy $A_{\eta_{vp}}$ a statický moment k hlavě stěny $S_{\eta_{vp}}$, stanovíme polohu těžiště plochy vzhledem k hlavě stěny ze vztahu:

$$y_{T,\eta_{vp}} = \frac{S_{\eta_{vp}}}{A_{\eta_{vp}}} \quad (26)$$

S využitím podobnosti trojúhelníků pak snadno stanovíme hodnotu tlaku na stěnu $\sigma_{T,\eta_{vp}}$ v místě těžiště plochy pod příčinkovou čarou a ze vztahu (24) určíme velikost smykové síly. Postup aplikujeme postupně na část zatěžovacího obrazce ležící nad HPV (světle šedá plocha na obr. 16) a na část ležící pod HPV (tmavě šedá plocha). Výslednou smykovou sílu získáme součtem podle vztahu (25).



Obr. 16 Princip výpočtu smykové síly pomocí příčinkové čáry.

Smyková síla v hlavě stěny $V_{Ed,h}$ se stanoví velice jednoduše, stačí od výslednice zatížení σ_y ($F_{nad} + F_{pod}$) odečíst smykovou sílu v patě stěny $V_{Ed,p}$:

$$V_{Ed,h} = F_{nad} + F_{pod} - V_{Ed,p} = \frac{\sigma_{min,y} + \sigma_{HPV,y}}{2} \cdot bh_{nad} + \frac{\sigma_{HPV,y} + \sigma_{max,y}}{2} \cdot bh_{pod} - V_{Ed,p} \quad (27)$$

Smyková síla ve svislých podporách $V_{Ed,x}$ je vyvolána zatížením σ_x . To je po výšce stěny proměnlivé, ale podle článku 5.5.5 (4) normy [1] lze v podporách uvažovat rovnoměrné rozdělení reakce, takže hodnotu smykové síly stanovíme ze střední hodnoty zatížení $\sigma_{mid,x}$ na příslušném náhradním nosníku.

Vzorce pro výpočet smykové síly ve svislé podpoře		
Typ náhradního nosníku	Statické schéma	Maximální smyková síla
W		$\frac{1}{2} \sigma_{mid,x} L$
KV		$\frac{5}{8} \sigma_{mid,x} L$
KK		$\frac{1}{2} \sigma_{mid,x} L$
Konzola		$\sigma_{mid,x} L$

Tab. 3 Vzorce pro výpočet smykové síly ve svislé podpoře.

Pro stanovení maximálního momentu v poli je potřeba znát polohu místa y_{V0} , kde posouvající síla nabývá nulové hodnoty (právě v tomto bodě dosahuje moment maxima). Určení je opět v principu triviální, stačí vyjádřit funkci zatížení, z ní pomocí Schwedlerovy věty funkci posouvající síly, tu položit rovnu nule a vyřešit kvadratickou rovnici pro neznámou y_{V0} ve tvaru (28) nebo (29) podle toho, zda je $V_{Ed,h}$ menší nebo větší než výslednice části zatěžovacího obrazce ležící nad HPV F_{nad} (je-li $V_{Ed,h} > F_{nad}$, místo nulové posouvající síly leží pod HPV a vzorec se nepatrně komplikuje). Nesmí se ovšem zapomenout, že ke kladnému řešení rovnice je nutno připočíst délku části stěny ležící nad terénem a , případně ještě hodnotu $h_{HPV} - h_n$, pokud hledaný bod leží pod HPV.

$$0 = \frac{\sigma_{HPV,y} - \sigma_{min,y}}{2h_{nad}} y_{V0}^2 + \sigma_{min,y} y_{V0} - V_{Ed,h} \quad (28)$$

$$0 = \frac{\sigma_{max,y} - \sigma_{HPV,y}}{2h_{pod}} y_{V0}^2 + \sigma_{HPV,y} y_{V0} + F_{nad} - V_{Ed,h} \quad (29)$$

2.11.2. Normálové síly

Normálová síla od zatížení v hlavě stěny $N_{Ed,h}$ je dána návrhovou hodnotou přitížení od vrchní stavby. Síly v patě $N_{Ed,p}$ a v místě maximálního momentu $N_{Ed,s}$ získáme součtem síly v hlavě a vlastní tíhy části stěny nad patou, resp. místem maximálního momentu.

2.11.3. Momenty

Moment v patě stěny $M_{Ed,p}$ se stanoví stejným postupem, jako smyková síla v patě stěny, liší se pouze vzorce pro příčinkové čáry.

Vzorce pro výpočet momentu v patě stěny pomocí příčinkových čar				
Typ náhradního nosníku	Statické schéma	Rovnice příčinkové čáry momentu v patě stěny	Plocha pod příčinkovou čárou mezi body y_1 a y_2	Statický moment plochy pod příčinkovou čárou mezi body y_1 a y_2 k hlavě stěny
W		$\eta_{Mp} = h \cdot \left[\left(\frac{y}{h} \right)^3 - \left(\frac{y}{h} \right)^2 \right]$	$A_{hMp} = \frac{y_2^4 - y_1^4}{4h^2} - \frac{y_2^3 - y_1^3}{3h}$	$S_{hMp} = \frac{y_2^5 - y_1^5}{5h^2} - \frac{y_2^4 - y_1^4}{4h}$
KV		$\eta_{Mp} = \frac{h}{2} \cdot \left[\left(\frac{y}{h} \right)^3 - \frac{y}{h} \right]$	$A_{hMp} = \frac{y_2^4 - y_1^4}{8h^2} - \frac{y_2^3 - y_1^3}{4}$	$S_{hMp} = \frac{y_2^5 - y_1^5}{10h^2} - \frac{y_2^3 - y_1^3}{6}$
Konzola		$\eta_{Mp} = y - h$	$A_{hMp} = \frac{y_2^2 - y_1^2}{2} - h(y_2 - y_1)$	$S_{hMp} = \frac{y_2^3 - y_1^3}{3} - \frac{h}{2}(y_2^2 - y_1^2)$

Tab. 4 Vzorce pro výpočet momentu v patě stěny pomocí příčinkových čar.

Pro moment v hlavě stěny $M_{Ed,h}$ se při oboustranném tuhém uložení účinek vodorovného zatížení spočte uvedeným postupem pomocí příčinkových čar, při jiném uložení je nulový. Do celkové hodnoty je však potřeba započítat ještě moment, který vzniká vlivem excentrického vnesení reakcí od vrchní stavby (viz obr. 10, 17):

$$M_{Ed,h} = \sum_i N_{i,d} e_i + M_{Ed,h,3} \quad (30)$$

kde: $N_{i,d}$ jsou návrhové hodnoty jednotlivých reakcí od vrchní stavby,
 e_i jsou excentricity jednotlivých reakcí,
 $M_{Ed,h,3}$ je moment od vodorovného zatížení.

Vzorce pro výpočet momentu v hlavě stěny pomocí příčinkových čar				
Typ náhradního nosníku	Statické schéma	Rovnice příčinkové čáry momentu v hlavě stěny	Plocha pod příčinkovou čárou mezi body y_1 a y_2	Statický moment plochy pod příčinkovou čárou mezi body y_1 a y_2 k hlavě stěny
W		$\eta_{Mh} = h \cdot \left[2 \left(\frac{y}{h} \right)^2 - \left(\frac{y}{h} \right)^3 - \frac{y}{h} \right]$	$A_{hMh} = \frac{2}{3} \frac{y_2^3 - y_1^3}{h} - \frac{y_2^4 - y_1^4}{4h^2} - \frac{y_2^2 - y_1^2}{2}$	$S_{hMh} = \frac{y_2^4 - y_1^4}{2h} - \frac{y_2^5 - y_1^5}{5h^2} - \frac{y_2^3 - y_1^3}{3}$

Tab. 5 Vzorce pro výpočet momentu od vodorovného zatížení v hlavě stěny pomocí příčinkových čar.

Maximální moment, který vodorovné zatížení vyvodí v poli ($M_{Ed,s}$), je nutno stanovit ve dvou krocích. Nejprve se pomocí již známé metody příčinkových čar určí moment, který by vznikl v bodě nulové posouvající síly y_{v0} na identickém prostě podepřeném náhradním nosníku (M_0).

Výpočet maximálního momentu v poli ve vswlém směru na prostém nosníku pomocí příčinkových čar				
Typ náhradního nosníku	Statické schéma	Rovnice příčinkové čáry maximálního momentu v poli	Plocha pod příčinkovou čárou mezi body y_1 a y_2	Statický moment plochy pod příčinkovou čárou mezi body y_1 a y_2 k hlavě stěny
KK		$\eta_{M0} = (h - y_{v0}) \frac{y}{h}$ pro $y < y_{v0}$ $\eta_{M0} = y_{v0} \left(1 - \frac{y}{h} \right)$ pro $y \geq y_{v0}$	$A_{,M0} = \frac{(h - y_{v0})}{2h} (y_2^2 - y_1^2)$ pro $y < y_{v0}$ $A_{,M0} = y_{v0} \left(y_2 - y_1 - \frac{y_2^2 - y_1^2}{2h} \right)$ pro $y \geq y_{v0}$	$S_{,M0} = \frac{(h - y_{v0})}{3h} (y_2^3 - y_1^3)$ pro $y < y_{v0}$ $S_{,M0} = y_{v0} \left(\frac{y_2^2 - y_1^2}{2} - \frac{y_2^3 - y_1^3}{3h} \right)$ pro $y \geq y_{v0}$

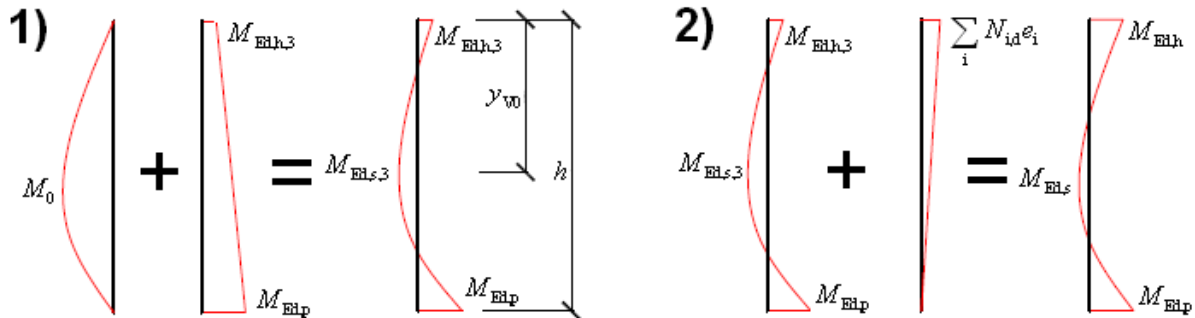
Tab. 6 Vzorce pro výpočet maximálního momentu v poli ve vswlém směru na prostém nosníku pomocí příčinkových čar.

Dále je potřeba zohlednit skutečné podepření. Stačí si uvědomit, že funkce momentu od daného zatížení na prostém nosníku se od funkce momentu na jiných typech oboustranně podepřených nosníků liší pouze okrajovými podmínkami, tj. velikostmi momentů v podporách. Pak již snadno odvodíme, že maximální moment v poli od účinků vodorovného zatížení $M_{Ed,s,3}$ je:

$$M_{Ed,s,3} = M_0 + \frac{M_{Ed,h,3}(h - y_{v0}) + M_{Ed,p}y_{v0}}{h} \quad (31)$$

Pro konzolu uvažujeme $M_{Ed,s,3} = 0$. Celkový moment $M_{Ed,s}$ získáme, zahrneme-li vliv excentrického vnesení reakcí od vrchní stavby (viz obr. 10):

$$M_{Ed,s} = \frac{h - y_{v0}}{h} \sum_i N_{i,d} e_i + M_{Ed,s,3} \quad (32)$$



Obr. 17 Princip stanovení momentů $M_{Ed,s}$ a $M_{Ed,h}$.

Za návrhovou hodnotu momentu na stěně pro svislý směr $M_{Ed,y}$ nakonec vezmeme v absolutní hodnotě největší moment na náhradním nosníku:

$$M_{Ed,y} = \max(|M_{Ed,h}|; |M_{Ed,p}|; |M_{Ed,s}|) \quad (33)$$

Moment ve směru vodorovném $M_{Ed,x}$ stanovíme, stejně jako posouvající sílu, ze střední hodnoty zatížení $\sigma_{mid,x}$ na příslušném náhradním nosníku (počítat moment z hodnoty $\sigma_{max,x}$ by bylo zbytečně konzervativní).

Vzorce pro výpočet momentu ve vodorovném směru		
Typ náhradního nosníku	Statické schéma	Extrémní moment od zatížení
W		$\frac{1}{12} \sigma_{mid,x} L^2$
KV		$\frac{1}{8} \sigma_{mid,x} L^2$
KK		$\frac{1}{8} \sigma_{mid,x} L^2$
Konzola		$\frac{1}{2} \sigma_{mid,x} L^2$

Tab. 7 Vzorce pro výpočet maximálního momentu na náhradním nosníku ve vodorovném směru.

Průběhy příčinkových čar i vnitřních sil jsou nakonec pro lepší představu a snazší kontrolu znázorněny graficky.

2.12. Excentricita zatížení

Stanovení celkové excentricity zatížení je klíčové pro výběr způsobu, jakým bude konstrukce posuzována. Je-li totiž celková excentricita ve všech zkoumaných průřezích menší nebo rovna třetině tloušťky stěny, lze konstrukci ve svislém směru posuzovat jako excentricky tlačenu – nikoliv ohybanou. Zatížení excentrickým tlakem je pro zdivo výrazně vhodnější, než zatížení ohybem, a proto u takové konstrukce získáme daleko lepší hodnoty únosnosti.

11.4. Volba způsobu posouzení v závislosti na excentricitě
Stěnu lze posuzovat jako excentricky tlačenu konstrukci, je-li ve všech průřezích splněna podmínka $e_{rel} \leq \frac{1}{3}$
Jinak je nutno posoudit stěnu jako ohybanou s tím, že nesmí rozhodnout ohybová pevnost f_{d1} .

Stěnu lze posuzovat jako excentricky tlačenu konstrukci

Obr. 18 Rozhodnutí o způsobu posouzení stěny.

Pro průřezy v hlavě a v patě stěny je excentricita e_h , resp. e_p dána pouze excentricitou od zatížení e_f a počáteční excentricitou e_a (h_{ef} je účinná výška stěny):

$$e = e_f + e_a = \left| \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \right| + \frac{h_{ef}}{450} \quad (34)$$

Pro průřez ve střední pětině výšky stěny je nutné zahrnout ještě vliv excentricity od dotvarování (Φ_∞ je součinitel dotvarování):

$$e_s = e_{f,s} + e_{a,s} + e_{k,s} = \left| \frac{M_{Ed,s}}{N_{Ed,s}} \right| + \frac{h_{ef,s}}{450} + 0,002\Phi_\infty \frac{h_{ef,s}}{t} \sqrt{t(e_{f,s} + e_{a,s})} \quad (35)$$

2.13. Výpočet únosností

2.13.1. Smyková únosnost

Smyková únosnost se pro všechny tři posuzované průřezy (tj. v hlavě, v patě i ve svislé podpoře) spočte podle vztahu:

$$V_{Rd} = \frac{f_{vk} b l_c}{\gamma_M} \quad (36)$$

kde: f_{vk} je charakteristická hodnota smykové únosnosti v daném průřezu,
 b je šířka posuzovaného průřezu, uvažujeme $b = 1$ m,
 l_c je délka části průřezu vzdorující smyku, viz dále,
 γ_M je dílčí součinitel bezpečnosti materiálu pro zdivo.

Délkou části průřezu vzdorující smyku se rozumí délka tlačené části průřezu. V hlavě a patě se hodnoty $l_{c,h}$, resp. $l_{c,p}$ stanoví z předpokladu trojúhelníkového rozdělení napětí po průřezu. Napětí v průřezu je popsáno funkcí:

$$\sigma(z) = \frac{N_{Ed}}{bt} + \frac{N_{Ed}e}{\frac{1}{12}bt^3} z \quad (37)$$

Položíme-li napětí rovno nule, můžeme určit vzdálenost bodu nulové napjatosti od osy průřezu (mínus ve výsledku značí, že bod leží na opačné straně od osy, než kde působí tlaková síla):

$$0 = \frac{N_{Ed}}{bt} + \frac{N_{Ed}e}{\frac{1}{12}bt^3} z_0$$

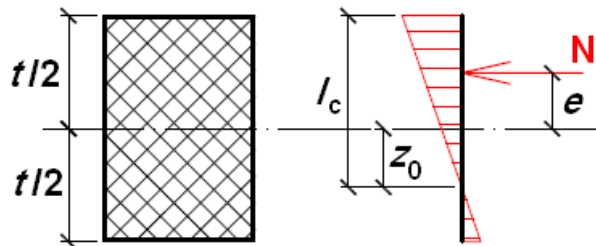
$$0 = \frac{1}{t} + \frac{e}{\frac{1}{12}t^3} z_0 \quad (38)$$

$$z_0 = -\frac{t^2}{12e}$$

Délka tlačené části průřezu pak je:

$$l_c = t - \max\left(0, \frac{t}{2} - \frac{t^2}{12e}\right) \quad (39)$$

Nula v závorce ošetřuje případ, kdy je excentricita tak malá, že tlaková síla působí v jádře průřezu (délka tlačené části by jinak vycházela vyšší než t , což je nesmysl).



Obr. 19 Princip stanovení délky tlačené části průřezu l_c .

Ve svislých podporách uvažujeme $l_{c,s} = d$ (účinná výška průřezu) pro vyztuženou stěnu, $l_{c,s} = t/2$ pro nevyztuženou stěnu, která má alespoň jeden svislý okraj vetknutý a $l_{c,s} = t$ pro nevyztuženou stěnu kloubově uloženou na obou svislých koncích (moment v kloubu je nulový a excentricita zatížení je tedy nulová).

Únosnost na mezi porušení posunutím po izolaci v patě stěny $V_{Rd,p}$ je:

$$V_{Rd,p}' = 0,5\sigma_{d,p}bl_{c,p} \quad (40)$$

kde: 0,5 je součinitel tření zdiva po izolaci,

$\sigma_{d,p}$ je návrhové napětí od stálého zatížení působícího v patě kolmo ke smykové ploše, ostatní viz předchozí.

2.13.2. Tlaková únosnost

Tlaková únosnost v jednotlivých průřezích se stanoví jako únosnost v dostředném tlaku btf_d násobená příslušným zmenšujícím součinitelem Φ :

$$N_{Rd} = \Phi btf_d \quad (41)$$

Pro průřezy v hlavě a v patě se použije součinitel Φ_i , který závisí pouze na excentricitě zatížení, v průřezu ve střední pětině výšky stěny je pak nutno aplikovat součinitel Φ_m , který zohledňuje i štíhlost stěny.

2.13.3. Moment únosnosti

Moment únosnosti zděné stěny se pro porušení rovnoběžné s ložnými spárami určí jako:

$$M_{Rd,y} = f_{xd1} \cdot Z_y \quad (42)$$

Pro porušení kolmo na ložné spáry platí pro nevyztuženou stěnu vztah:

$$M_{Rd,x} = f_{xd2} \cdot Z_x \quad (43)$$

Pro vyztuženou stěnu pak:

$$M_{Rd,x} = a_s f_{yd} z \leq k f_d b d^2 \quad (44)$$

kde: Z je průřezový modul posuzovaného průřezu stěny (bere se na 1 m šířky),
 d je účinná výška průřezu,
 k je součinitel podle skupiny zděných prvků, $k = 0,4$ pro prvky skupiny 1 mimo prvků pórobetonových, v ostatních případech $k = 0,3$; pravá strana nerovnosti zaručuje, že nebude překročena tlaková únosnost tlačené části průřezu. Ostatní členy viz předchozí text.

2.14. Posouzení únosnosti stěny

Stěna se za všech okolností posuzuje na smyk v hlavě, v patě a ve svislých podporách. Podmínka smykové spolehlivosti říká, že v daném průřezu návrhová hodnota smykové síly od zatížení V_{Ed} musí být menší, než návrhová hodnota smykové únosnosti V_{Rd} :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (45)$$

Je-li v patě stěny umístěna vrstva hydroizolace, na které hrozí vznik kluzné plochy, musí se posoudit také posunutí po hydroizolaci. Návrhová hodnota smykové síly od zatížení $V_{Ed,p}$ musí být menší, než návrhová hodnota únosnosti na mezi porušení posunutím po izolaci $V_{Rd,p}$:

$$V_{Ed,p} \leq V'_{Rd,p} \quad (46)$$

Ohyb ve vodorovném směru (tj. pro rovinu porušení kolmou na ložné spáry) se posoudí podle obvyklé podmínky říkající, že návrhová hodnota momentu od zatížení $M_{Ed,x}$ nesmí přesáhnout návrhový moment únosnosti $M_{Rd,x}$:

$$M_{Ed,x} \leq M_{Rd,x} \quad (47)$$

Poněkud složitější otázkou je posouzení ohybu ve svislém směru (tj. pro rovinu porušení rovnoběžnou s ložnými spárami). Jak bylo uvedeno již v kapitole 2.12, je nejvhodnější, aby relativní excentricita zatížení e_{rel} ve všech průřezech byla:

$$e_{rel} = \frac{e}{t} \leq \frac{1}{3} \quad (48)$$

Potom posoudíme konstrukci jako excentricky tlačenu, přičemž v hlavě stěny, v průřezu ve střední pětině výšky i v patě stěny musí platit:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (49)$$

Jestliže podmínka (48) v některém průřezu není splněna, je nutné posoudit konstrukci jako ohýbanou ve svislém směru a platí podmínka únosnosti analogická podmínce (47):

$$M_{Ed,y} \leq M_{Rd,y} \quad (50)$$

Zároveň ale musí být splněno ustanovení poznámky 1 k odstavci 6.3.4 normy [1], které říká, že u stěn zatížených zemním tlakem se nesmí využít pevnost v tahu za ohybu pro směr porušení rovnoběžný s ložnými spárami f_{kk1} . V praxi to znamená, že ohyb ve svislém směru nesmí být rozhodující, tedy ohybová únosnost svislého směru se nesmí vyčerpat dříve, než ohybová únosnost směru vodorovného, což nastane, je-li splněna nerovnost:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} \leq \frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}} \quad (51)$$

Důvod tohoto opatření je jasný. Porušení rovnoběžné s ložnými spárami je extrémně křehké, nastává náhle, bez varování, bez možnosti provedení nouzových opatření směřujících ke statickému zabezpečení stavby. Z toho v případě suterénních stěn vyplývá mimořádné riziko, neboť na nich spočívá celá vrchní stavba a jejich havárie může vést k vážnému poškození či dokonce řetězovému kolapsu celé budovy.



Obr. 20 Různé způsoby ohybového porušení suterénní stěny. Zleva doprava porušení schodovité, porušení kolmo na ložné spáry a nejnebezpečnější porušení v ložné spáře (zdroj: [13]).

Pokud stěna vyhoví podmínkám (45), (46), (47) a (49) pro případ excentricky tlačené konstrukce nebo (45), (46), (47), (50) a (51) pro případ konstrukce ohýbané ve svislém směru, lze ji označit za vyhovující z hlediska mezního stavu únosnosti.

Poznámka: Teoreticky by se u obousměrně pnuté stěny (desky) mělo posoudit také namáhání kroucením. Jelikož jsou posuzované průřezy poměrně masivní, ohybové momenty od zatížení jsou stanovovány konzervativně (např. uvažujeme-li náhradní nosník jako prostý, jistě reálně nebude v hlavě a v patě zcela nulový moment a moment v poli tedy bude menší, než uvažovaná hodnota) a maximální kroucí momenty vznikají typicky v místech malých ohybových momentů, vliv kroucení se zanedbává.

2.15. Kontrola mezních rozměrů stěny

Posledním krokem posouzení zděné stěny je kontrola mezního stavu použitelnosti, která se provádí pomocí grafů pro mezní rozměry stěny uvedených v příloze F normy EC6 [1]. Pro potřeby programu bylo odvozeno analytické vyjádření normových křivek.

2.16. Závěrečné posouzení

Pokud stěna vyhoví na mezní stav únosnosti i mezní stav použitelnosti, lze ji považovat za vyhovující pro zvolený návrhový přístup. Stisknutím příslušného tlačítka provedeme posouzení i pro druhý návrhový přístup, pro který musí konstrukce rovněž vyhovět (viz též kapitola 2.3). Tím je proces posouzení dokončen.



Obr. 21 Stěna musí vyhovět pro oba návrhové přístupy.

2.17. Testování programu

Správnost vzorců pro výpočet příčinkových čar, jejichž odvození bylo algebraicky poměrně složité a hrozilo riziko chyby, byla zkontrolována porovnáním hodnot vnitřních sil obdržných výpočtem přes příčinkové čáry a hodnot získaných metodou konečných prvků v programu FEAT2000.

Všechny výstupy programu (numerické i grafické) byly zkontrolovány na řadě příkladů ručním výpočtem. Snahou bylo postihnout co největší počet možných kombinací zadávaných hodnot, zejména byly variovány tyto parametry:

- Geometrie stěny – různé poměry h/L , různé tloušťky.
- Podepření stěny – různé typy A – O.
- Izolace v patě – hrozí/nehrozí vznik kluzné plochy.
- Hladina podzemní vody – ovlivňuje/neovlivňuje stěnu, různé polohy.
- Výška zásypu – zásyp zasahuje až nad hlavu stěny/zasahuje pouze pod hlavu stěny, různé výšky.
- Svislé přetížení – stěna je/není přetížena vrchní stavbou, různě velké hodnoty přetížení.
- Excentricita reakce od vrchní stavby – různé hodnoty.
- Charakteristiky zdiva – různé materiály a pevnosti.
- Výztuž – stěna je/není vyztužena.

Podařilo se odstranit určité vady vzniklé v průběhu vytváření programu v důsledku nepozornosti nebo chybných úvah. Testování softwaru je však časově i intelektuálně velmi náročnou záležitostí, takže nelze se stoprocentní jistotou tvrdit, že se podařilo eliminovat úplně všechny nedostatky.

Plánuje se také využití programu při výuce předmětu Zděné konstrukce přednášeného ve 3. ročníku bakalářského studia oboru Konstrukce pozemních staveb na Fakultě stavební ČVUT. Zpětnou vazbou bude možné od studentů získat informace jak o případných odhalených chybách, tak o názoru uživatelů na přehlednost a srozumitelnost programu.

3. Závěr

Chování zdiva při bočním namáhání je velmi komplexní záležitostí, kterou již dlouhá léta studují vědci po celém světě a stále nebylo dosaženo úplného pochopení této problematiky. Překážku pro vytvoření obecně vyhovujícího modelu představuje hlavně silně heterogenní povaha materiálu a velká variabilita používaných zdících prvků a malt. Vytvořený program je snadno přístupnou a uživatelsky nenáročnou pomůckou pro návrh a posouzení suterénních zděných stěn, která vychází z platných norem a nejnovějších poznatků uvedených v dostupné literatuře.

Program Suterénní stěna v1.1 je možné stáhnout na webové adrese <http://people.fsv.cvut.cz/www/bilypet1/> v sekci Výzkum nebo získat na požádání od autora (e-mail: pieris@centrum.cz) . Autor by byl velmi potěšen, pokud by se jeho výtvar v budoucnu dočkal uplatnění v praxi a pomohl usnadnit projektování reálných staveb.

4. Literatura

- [1] ČSN EN 1996-1-1 *Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce*. ČNI, Praha 2007.
- [2] ČSN EN 1991-1-1 *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Obecná zatížení – Část 1-1: Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení budov*. ČNI, Praha 2004.
- [3] ČSN EN 1997-1 *Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla*. ČNI, Praha 2006.
- [4] ČSN EN 1996-1-3 *Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 3: Zjednodušené metody a jednoduchá pravidla pro zděné konstrukce*. ČNI, Praha 2007.
- [5] KOŠATKA, Pavel, LORENC, Karel, VAŠKOVÁ, Jitka: *Zděné konstrukce 1*. Česká technika – nakladatelství ČVUT, Praha, 2008.
- [6] STUDNIČKA, Jiří, HOLICKÝ, Milan, MARKOVÁ, Jana: *Ocelové konstrukce 2 – zatížení*. Česká technika – nakladatelství ČVUT, Praha 2007.
- [7] NG, Chee Liang: *Experimental and theoretical investigation of the behaviour of brickwork cladding panel subjected to lateral loading*. [s.l.], 1996. University of Edinburgh, College of Science & Engineering, School of Engineering & Electronics. Dizertační práce. Dostupný z WWW: <<http://www.era.lib.ed.ac.uk/handle/1842/290>>.
- [8] ROBERTS, J.J., BROOKER, O.: *How to design masonry structures using Eurocode 6 – 3. Lateral resistance*. The Concrete Centre, 2007. Dostupný z WWW: <http://www.masonry.org.uk/masonry/codes_standards_and_design_guides/eurocode_6_design_of_masonry_structures>.
- [9] *Murfor – vyztužené zdivo (příručka)*. N.V.Bekaert S.A., Zwevegem (Belgie), 2006. Dostupný z WWW: <<http://www.zelex.cz/images/murfor-uziv-prirucka-cast1.pdf>>, <<http://www.zelex.cz/images/murfor-uziv-prirucka-cast2.pdf>>.
- [10] *Kontextová nápověda geotechnického software GEO5*. Dostupný z WWW: <<http://www.fine.cz/geotechnicky-software/napoveda/>>.
- [11] MOJSILOVIĆ, Nebosja: *A Discussion of Masonry Characteristics Derived from Compression Tests*. Zurich 2005. Dostupný z WWW: <<http://www.ibk.ethz.ch/pool/moses/Teaching/Mauerwerk/CMS10.pdf>>.
- [12] ROBERTS, John, FRIED, Anton, TOVEY, Alan: *Plain Masonry Basement Walls – Final Report*. Kingston upon Thames 2000. Dostupný z WWW: <http://engineering.kingston.ac.uk/strc/documents/approved_doc/Plain%20Masonry%20Basement.pdf>.
- [13] Mattson MacDonald Young Structural Engineers: *Basement Wall Cracking*. sl. 2009. Dostupný z www: <<http://www.mattsonmacdonald.com/documents/BasementWallCracking.pdf>>.
- [14] BÍLÝ, Petr: *Analýza metod posouzení únosnosti nevyztužené zděné stěny namáhané bočním tlakem (sáním) větru podle Eurokódu 6*. Praha, 2009. Bakalářská práce.