

Výpočtové modely zděných vícepodlažních budov

Structural Models of Multi-storey Masonry Buildings

Pavel Košťatka

Náhrada prostorové konstrukce rovinným výpočtovým modelem. Vliv různé horizontální tuhosti stropu a různé hloubky uložení stropu na výsledný výpočtový model pro výpočet vnitřních sil v obvodových zděných pilířích od účinků svislého zatížení. Definování tuhého styku železobetonového stropu se zděnou stěnou a vysvětlení přibližného výpočetního postupu pro odlišení tuhého od netuhého styku.

Replacement of the three-dimensional structure by the two-dimensional model. Influence of the horizontal in-plane stiffness of the floor structure and imbedment length on the resulting structural model for the calculation of vertical load effects upon the external masonry columns. Definition of the stiff joint between the reinforced concrete floor and masonry wall and explanation of approximate design procedures for the differentiation of the stiff and non-stiff joints, respectively.

Při navrhování stavební konstrukce a při následném posuzování její spolehlivosti je třeba vhodně zvolit její výpočtový model. Výpočtovým modelem stavební konstrukce se v rámci času a prostředků, které máme k dispozici pro provedení vlastního výpočtu, snažíme co nejlépe vystihnout chování skutečné konstrukce a co nejlépe vystihnout:

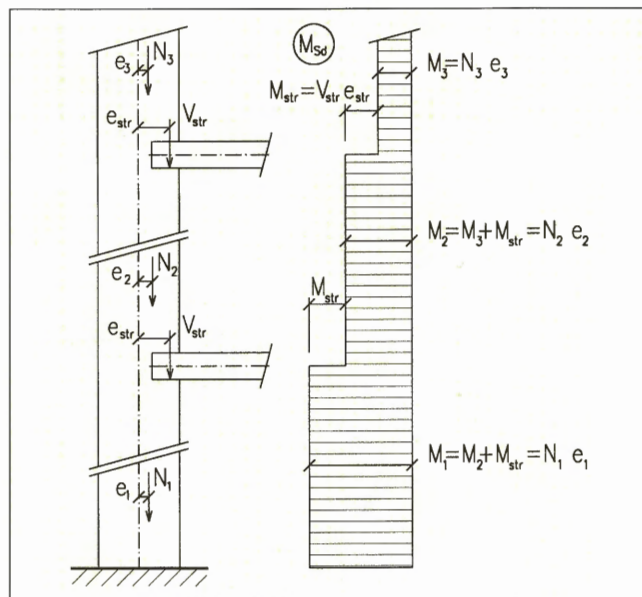
- ♦ vlastnosti materiálu,
- ♦ tvar a konstrukční uspořádání celé konstrukce, jejích částí a styků,
- ♦ způsob porušení konstrukce,
- ♦ účinky zatížení.

U vícepodlažní budovy se zděnými svislými nosnými konstrukcemi závisí volba výpočtového modelu pro výpočet svislých nosných konstrukcí (stěna a pilířů, vnitřních a obvodových) zejména na správném vystižení prostorového působení celé budovy a dále pak na možnosti nahradit jeden prostorový model několika nebo větším počtem jednodušších rovinných modelů, případně na možnosti rozložit rovinný model dále na samostatně řešitelné jednotlivé prvky stěn a pilířů, nepřesahující svými rozměry rozsah jednoho podlaží.

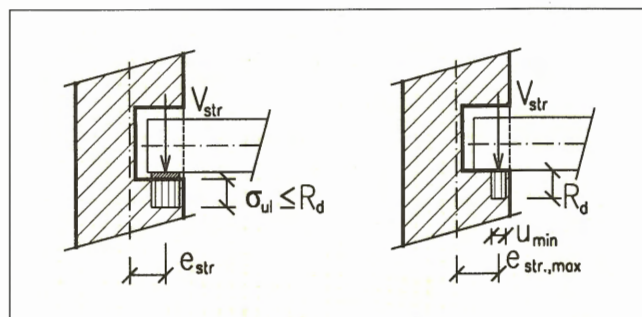
Rozhodujícím kritériem při odhadu statického působení svislých stěn a pilířů je obvykle tuhost stropů v jejich rovině:

Netuhé, ve své rovině poddajné stropy (např. dřevěné trámové stropy, lehké ocelové střešní konstrukce apod.) nevytvářejí zpravidla dostatečně pevnou (neposuvnou) podporu pro vodorovné síly od stěn či pilířů, vznikající od účinků svislého zatížení, a nelze proto u nich jednoduše a spolehlivě stanovit velikost vodorovných sil, které jsou těmito stropy přenášeny do smykových (podle dřívější terminologie ztužujících) stěn. Vzhledem k tomu, že poddajnost opření stěn či pilířů v úrovni jednotlivých stropů lze jen velmi obtížně a nepřesně odhadnout, volíme proto obvykle zjednodušený a bezpečný předpoklad, že opření svislých stěn a pilířů ve vodorovném směru při výpočtu na účinky svislých zatížení není v úrovni jednotlivých netuhých stropů žádné. Svislé nosné prvky pak vytvářejí statický systém vzájemně se neovlivňujících staticky určitých konzol, vetknutých do základu, zatížených vlastní tíhou a v úrovni každého stropu zatížených svislými reakcemi stropů (obr. 1). Průběhy vnitřních sil (M_{sd} , N_{sd}) po délce stěny nebo pilíře obdržíme z řešení výminek statické rovnováhy k těžišti průřezu stěny na úrovni jednotlivých stropů.

Napětí v místě uložení stropního trámu a tím i poloha výslednice od svislého zatížení stropu (reakce stropního trámu) jsou závislé na úpravě detailu uložení trámu na stěnu. Doporučuje se trám uložit na podložku z tvrdého dřeva. Je-li uložen dřevěný trám na zdivo bez podložky, je vhodné uvážit zvětšení excentricity reakce stropního trámu v důsledku koncentrace napětí v uložení u líce stěny, vznikající průhybem trámu (obr. 2).



Obr. 1 – Statické schéma stěnové konzoly při netuhých stropěch / Structural scheme of wall cantilever with non-stiff floors



Obr. 2 – Napětí v místě uložení dřevěného trámu na zdivo / Compression stress under the timber beam supported by masonry

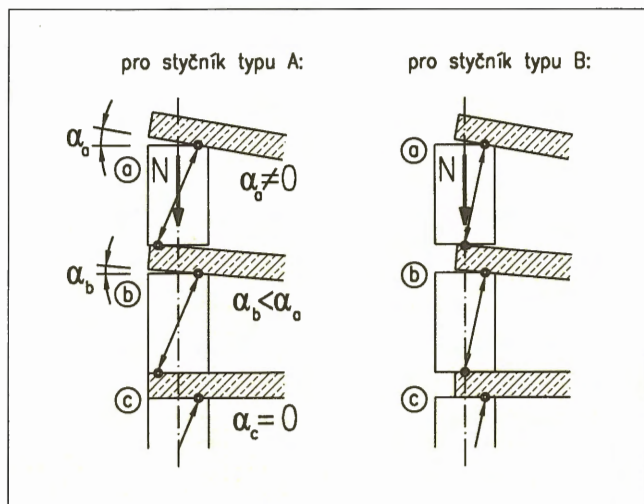
Je zřejmé, že pro výpočet účinků vodorovného zatížení od tlaku nebo větru působícího na obvodové stěny vícepodlažní budovy nelze výše uvedený výpočtový model použít. Použijeme-li pro výpočet účinků svislých zatížení výše uvedený výpočtový model při rekonstrukcích stávajících budov, nejčastěji činžovních obytných budov z minulého a počátku tohoto století s podélným nosným konstrukčním systémem a omezeným počtem podlaží, postačí obvykle statický výpočet na účinky větru nahradit pouze kontrolou, zda budova má dostatečný počet příčných smykových (ztužujících) stěn.

V ostatních případech se doporučuje vodorovné účinky zatížení řešit s použitím prostorového výpočtového modelu nosné konstrukce objektu.

Stropy tuhé ve své rovině (např. stropy železobetonové monolitické nebo stropy montované, dodatečně zmonolitněné pomocí vhodně vyztužených a řádně zabetonovaných záливоk a věnců) umožňují svou tuhostí přenést spolehlivě vodorovné síly od účinků svislého i vodorovného zatížení do příčných smykových stěn (např. štítových nebo schodišťových stěn).

Jednou z možností zjednodušení výpočtu vnitřních sil pro ověření spolehlivosti svislých nosných zděných prvků je postup, při kterém se prostorový výpočtový model nahrazuje více či méně zjednodušeným rovinným, staticky neurčitým modelem, kde se vnitřní síly od účinků přímého i nepřímého zatížení řeší za předpokladu platnosti teorie pružnosti s použitím deformační metody a obvyklého software. Při výpočtu tuhostí je nutno vzít v úvahu rozdílné vlastnosti materiálu stropů (beton) a stěn (zdivo) a vliv okenních a dveřních otvorů ve stěnách na redukci průřezových charakteristik stěn. Délky příčlů a stojek zvoleného rámu nebo rámového výseku se doporučuje podle [1] uvažovat rovné světlostem. Podle [2] se doporučuje volit statické schéma pro rozdělení momentu ve styčníku, kde se stýká strop se stěnou, v závislosti na délce uložení stropu na stěnu (pilíři).

V závislosti na délce uložení u stropu se podle [2] rozlišují styčníky typu „A“, kde má tuhý strop hloubku uložení rovnou tloušťce stěny (pilíře), nebo typu „B“, kde je tuhý strop uložen na přibližně dvou třetinách tloušťky stěny (obr. 3).

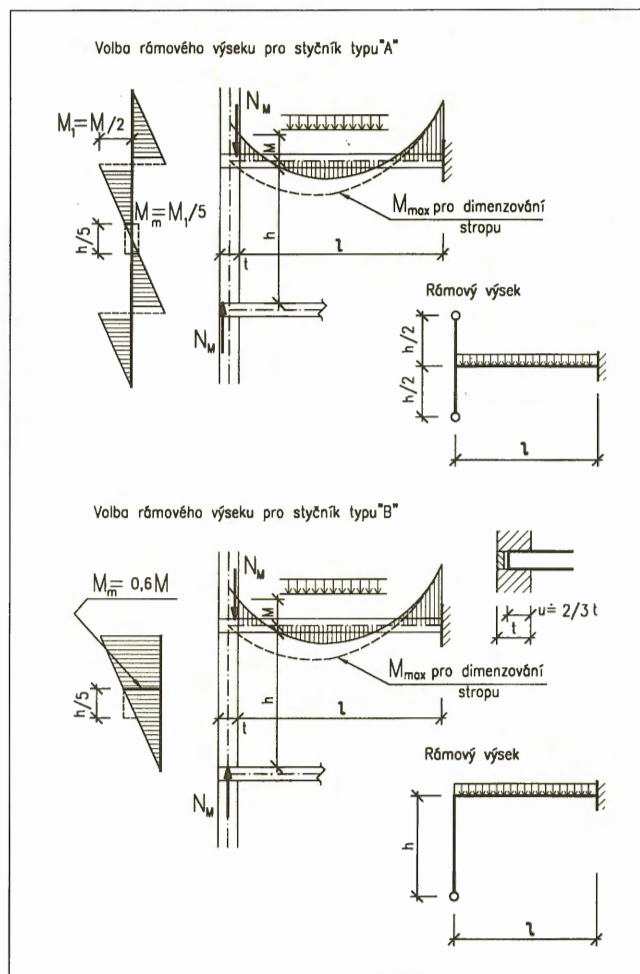


Obr. 3 – Statická schémata v závislosti na typu styčníku při tuhých stropěch / Structural schemes related to the types of joints with stiff floors

Pro určení maximálního mezipodporového momentu stropu přilehlého k obvodové stěně (pilíři) se doporučuje předpokládat, že podporový moment ve styku se stěnou se rovná nule (obr. 4), průběh momentu je vyznačen přerušovanou čarou.

Z obrázku 3 je patrné, že velikost momentu ve stěně nebo pilíři závisí nejen na typu styčníku, ale i na dostatečném přitížení zhlaví stropu ve styčníku normálovou silou od horních podlaží. Označení styčníků malými písmeny „a“, „b“ a „c“ charakterizuje jak styčníky typu A, tak i typu B podle míry tuhosti styčníku.

Je tedy zřejmé, že momenty, vypočtené podle teorie pružnosti na rámu či rámovém výseku ve styku stropu se stěnou je možno považovat za reálné pouze tehdy, když ve styku stropu se stěnou (pilířem) nedojde k rozevírání ložné spáry, tj. kde úhel $\alpha=0$ (viz styčníky „c“ na obr. 3) a styčník zůstane tzv. tuhý.



Obr. 4 – Volba rámových výseků / Parts of frames under consideration

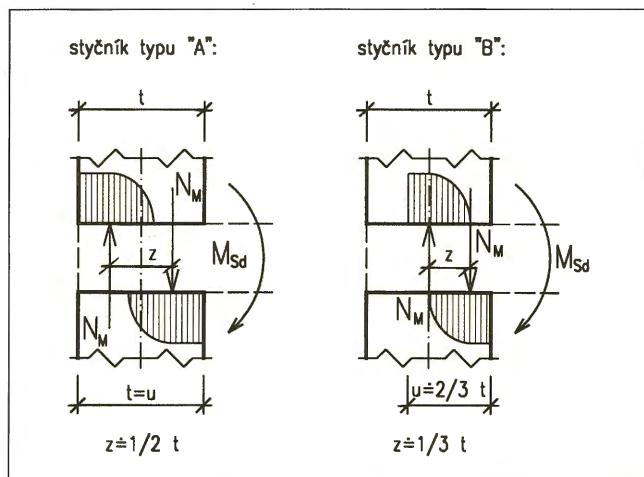
Ve styčníku „a“, tj. ve styku nejvyššího stropu se stěnou (pilířem) není zhlaví stropu shora přitíženo vůbec a dochází k volnému natáčení zhlaví stropu nezávisle na natočení hlavy stěny (pilíře). I když styk „strop × stěna (pilíř)“ ve styčníku „a“ můžeme označit jako kloubový, zůstává způsob namáhání stěny podobný jako ve styčníku „c“, protože výslednice zatížení stropu působí na průřez stěny (pilíře) excentricky. Pouze hodnoty momentů ve stěně (pilíři) pod styčníkem „a“ budou při stejném zatížení stropů zřejmě menší než pod styčníkem „c“. Velikost momentů ve stěně (pilíři) ve styčníku „a“ obdržíme ze statické výminky působících sil k těžišti průřezu stěny.

U netuhého styčníku (viz styčníky „b“ na obr. 3) nebo u styčníků, kde předem nevíme, nedojde-li při namáhání rámového styčníku k rozevírání spár, je nutno momenty nejdříve vypočítat za předpokladu plné tuhosti styčníku. Z takto stanoveného podporového momentu na příčli potom za pomoci odhadnutých průběhů napětí ve styčníku (typu A nebo typu B) vypočteme normálovou sílu N_M od účinků podporového momentu z předpokladu, že vetknutí zhlaví stropu do stěny (pilíře) vyvolá ve styčníku dvojici sil N_M na rameni z. Velikost ramene z podle typu A a typu B se navzájem liší a jejich přibližná velikost je uvedena na obr. 5.

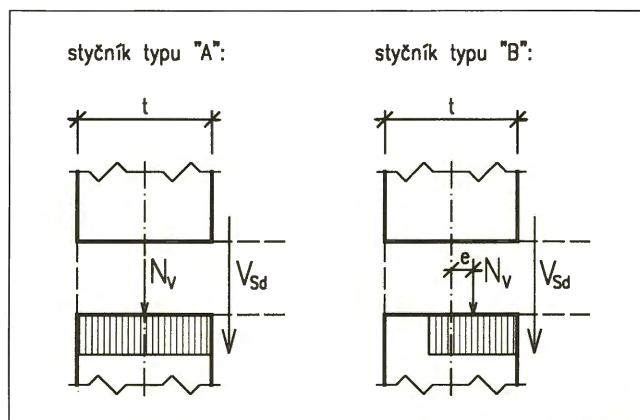
Styčník se považuje za tuhý tehdy, je-li síla N_M , působící směrem nahoru, menší než normálová síla ve stěně (pilíři) horního podlaží. Naopak, bude-li normálová síla ve stěně horního podlaží menší než síla N_M , je nutno styčník považovat za netuhý a předtím stanovené momenty na rámu s tuhými styčníky redukovat. Sílu N_M položíme rovnou normálové síle od horního

ho podlaží, vypočteme redukovaný moment dvojice sil, který je přibližnou hodnotou redukovaného podporového momentu na příčli při uvažování netuhého styčnicku. Redukované momenty ve stěně obdržíme z rovnováhy momentů ve styčnicku v závislosti na jeho typu (A nebo B).

Pro úplnost nutno dodat, že ve styčnicku působí na úložnou plochu pod zhlavím stropu ještě rovnoměrné napětí od účinku posouvající síly stropu (obr. 6). Pro ověření tuhosti styčnicků však vyčíslení hodnot posouvajících sil není nutné.



Obr. 5 – Účinky podporového momentu ve styčnicích typu A a B / Effects of bending moments at the support in joints A and B



Obr. 6 – Účinky posouvající síly ve styčnicích typu A a B / Effects of shear forces in joints A and B

Literatura:

[1] ČSN P ENV 1996-1-1 (731101): Navrhování zděných konstrukcí; Část 1-1: Obecná pravidla pro pozemní stavby – Pravidla pro vyztužené a nevyztužené konstrukce. Český normalizační institut, Praha 1996, s. 146.

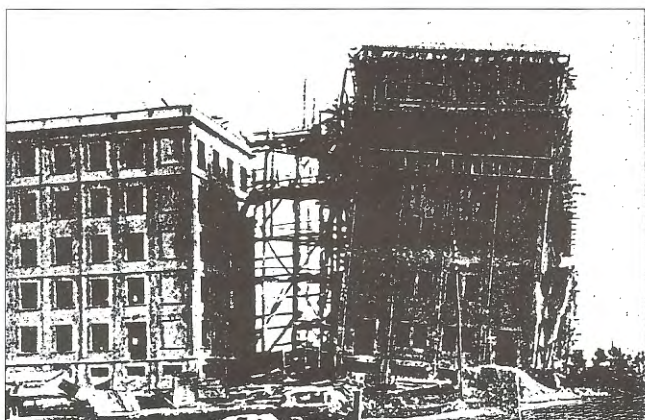
[2] Pauser, A.; Schmiedmayer, R.: Die Zukunft des Mauerwerksbaues aus der Sicht der europäischen Normung. Institut für Hochbau und Industriebau der TU Wien, Wien 1995, s. 7-12.

Ing. Pavel Košťatka, CSc., Bechyňova 7, 160 00 Praha 6

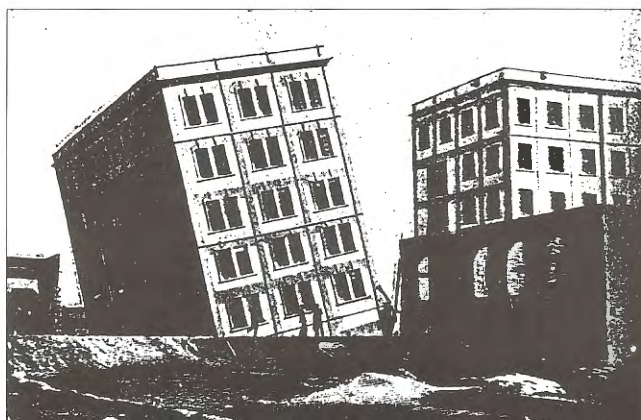
O dobrých vlastnostech vyztuženého betonu

Praha 1909 – Stavby z armovaného betonu těší se dále vůči všem konstrukcím z jiného materiálu znamenité výhodě, spočívající v jejich jednoduše neboli celistvosti a z toho plynoucí tuhosti celé stavby. ... Dokonalá tato souvislost celé stavby jest znamenité dosvědčena nehodou, přihodivší se před nedlouhou dobou na stavbě velikých přímořských skladišť v Tunisu, jež jsou zbudována úplně z vyztuženého betonu. Jedna z těchto budov o půdorysných rozměrech 56 × 15 m se za stavby, dospěvši výše 20 m počala následkem ssesnutí základní půdy klonit a to tak značně, že se vychýlila ze svislice o 3,5 m. Stavitelé, nezaleknuvše se tohoto vážného úkazu, narovnali stavbu případným zatížením na straně výše stojící. Sotva však byli s prací tou hotovi, počala se skláněti druhá, již hotová budova o výšce 22 m a to tak rychle, že v několika hodinách dostoupil výklon ze svislice 5,2 m; i tato stavba byla právě tak jako předešlá vzpřímena. A nyní se tažme, co by se stalo se stavbou, kdyby byla zbudována z cihel; odpověď leží nasnadě. Sdělíme jen, co překvapujícího bylo pozorováno na budovách z armovaného betonu. Přes to, že vykonaly tak značný výkyv z polohy svislé a zpět, nebylo shledáno ani na zdech, ani na stropech nejmenší trhliny, ba ani rámy okenní nebyly prý dotčeny. A že na pevnosti neutrpěly, jde z toho, že bylo možno na vzpřímené budově ještě jedno patro zbudovati. Z případu toho je jasné viděti, že stavby ty ve příčině své jednoduše a tuhosti podobají se velikým, důkladně sbitým bednám, jež se jako celek pohybují, aniž by se při tom porušil jejich tvar. ... (Z knihy Vyztužený beton – jeho upotřebení a výpočty hlavně k účelům pozemního stavitelství, napsali F. Klokner a J. Fidler, vydali vlastním nákladem v Praze 1909)

Petr Hájek



Obr. 1 – Nakloněné pravé křídlo skladiště v Tunisu v dubnu 1906 / Inclined right wing of store-house in Tunis in April 1906



Obr. 2 – Nakloněné levé křídlo skladiště v říjnu 1906 / Inclined left wing of store-house in October 1906