

Východiska nelineární analýzy konstrukcí panelových budov

Theoretical Background of a Nonlinear Analysis of Precast Structures

Václav Blažek, Petr Fajman, Jiří Šejnoha

Cílem příspěvku je vysvětlit zvláštnosti chování panelových budov, které prošly zejména vlivem teplotních účinků režimem výrazného nelineárního chování. V tomto příspěvku je navržen jednoduchý, ale účelný materiálový model pro nelineární analýzu konstrukce, který bude aplikován na stavební soustavy G40 a G57 v navazujícím článku.

The aim of this paper is to explain peculiarities of the behaviour of precast structures, which have undergone a considerable regime of deformation due to the thermal impact. A simple but effective material model for nonlinear analysis is proposed. This model is applied to building systems G40 and G57 in a forthcoming paper.

V současné době se byty realizované v panelové technologii podílejí 45,1 % na celkovém počtu bytů v České republice (v severočeském kraji až 51,9 %). Panelové domy byly stavěny s předpokládanou životností 60 až 75 let. Ta se začíná u objektů realizovaných v 50. a 60. letech postupně naplňovat. Přitom počet bytů realizovaných v těchto letech představuje 37 % bytové kapacity veškeré bytové výstavby. Demolice těchto domů a jejich náhrada novými jsou málo reálné vzhledem k tíživé ekonomické situaci státu. Pouhá obměna 1 % bytů, tj. 40 tis., by si vyžádala částku zhruba 40 miliard Kč. Proto je třeba vypracovat finančně úsporné návody, jak panelové domy hospodárně regenerovat a prodloužit jejich životnost, aby splňovaly současné uživatelské nároky. V prvé řadě to znamená vyřešit problémy se zajištěním mechanické odolnosti a stability objektů, které jsou vyvolány značným rozsahem vad a poruch. Závažnou skutečností je, že více než 95 % poruch panelových domů zjištěných v rámci dosud provedených výzkumů lze klasifikovat jako poruchy aktivní, které se v čase dále rozvíjejí, čímž dochází k dalšímu zhoršování stavu panelových budov. Tento degradační proces se zrychluje se stářím panelových domů. Nepříznivě se projevuje pokračující koroze výztuže dílců vystavených přímému působení vnějšího prostředí (lodžiové, obvodové, atikové a balkónové dílce) a výztuže v kondenzačních zónách (kotvení obvodových a lodžiových dílců k vnitřní nosné konstrukci).

Mezi závažné vady a poruchy, kterým bude věnována pozornost v tomto článku, patří zejména:

- ♦ poruchy styků a kotvení obvodových nosných dílců k vnitřní nosné konstrukci při nevyhovujících tepelně izolačních vlastnostech a konstrukční závady obvodových průčelních a štítových dílců,
- ♦ poruchy styků nosných dílců projevující se vznikem výrazných průběžných trhlin a rozrušováním stykového betonu,
- ♦ nedostatečné vodorovné a svislé vyztužení nosného systému,
- ♦ nedostatečné vyztužení nosné konstrukce ve stycích,
- ♦ nedostatečné vyztužení nosných dílců, zejména jejich zhlaví.

Při hodnocení stavu panelového objektu z pohledu současného statika jsou k dispozici četné normy, např. [1] až [3], předpisy a směrnice [4], časopisecké publikace např. [5], [6] ale i knižní publikace [7]. Tento výčet si nečiní ani zdaleka nárok na úplnost, neboť zejména výčet příspěvků uveřejněných v časopisech a sbornících domácích či zahraničních by byl velmi dlou-

hý. Přihlédneme-li k výše uvedeným normám, předpisům a směrnicím, které obvykle předpokládají analýzu napjatosti podle lineární teorie pružnosti, zjistíme, že většina panelových objektů z 50. a 60. let nevyhovuje příslušným ustanovením na mechanickou odolnost, jak ji chápeme dnes. Příkladem mohou být stavební soustavy G57 a G40. I když se jedná o objekty vykazující nezfídka značné vady, je pozoruhodné, že stále plní svou funkci, aniž by naznačovaly zjevný sklon ke kolapsu. Přijatelnou a často překvapivou odpověď na zjevný rozpor mezi obavami odborníků a tímto objektivním faktorem je třeba hledat pomocí moderních prostředků *nelineární analýzy* konstrukcí. Pomocí nich lze poukázat nejen na mimořádný vliv nesilových účinků (silové účinky od větru jsou zde nepodstatné), ale dávají též nový pohled na rozložení těchto účinků oproti dosud vžitým názorům, k nimž se ovšem došlo dříve za značně zjednodušených předpokladů.

V tomto příspěvku se zaměříme na fyzikální podstatu problému s cílem navrhnout vhodný a pokud možno co nejjednodušší materiálový model. V následující kapitole nejprve připomeneme zjednodušené modely vycházející z předpokladu prutového, popř. dvourozměrného chování stěnových pilířů s důrazem na skutečnost, že se zanedbává možné omezení vodorovné relativní deformace stěny v průniku se stropními panely, zejména pak v místě vetknutí stěny do základů. Navazující kapitola je věnována popisu nelineárního chování vodorovných a svislých styků panelové budovy. Tyto poznatky jsou uplatněny v dalším příspěvku, kde budou porovnány výsledky lineárního a nelineárního výpočtu vybraného reprezentanta stavební soustavy G57 na účinky rozdílného oteplení/ochlazení obvodové stěny v kombinaci se svislým zatížením a kde bude ukázána změna chování stavebního systému, který projde výrazným nelineárním režimem při působení teplotních polí.

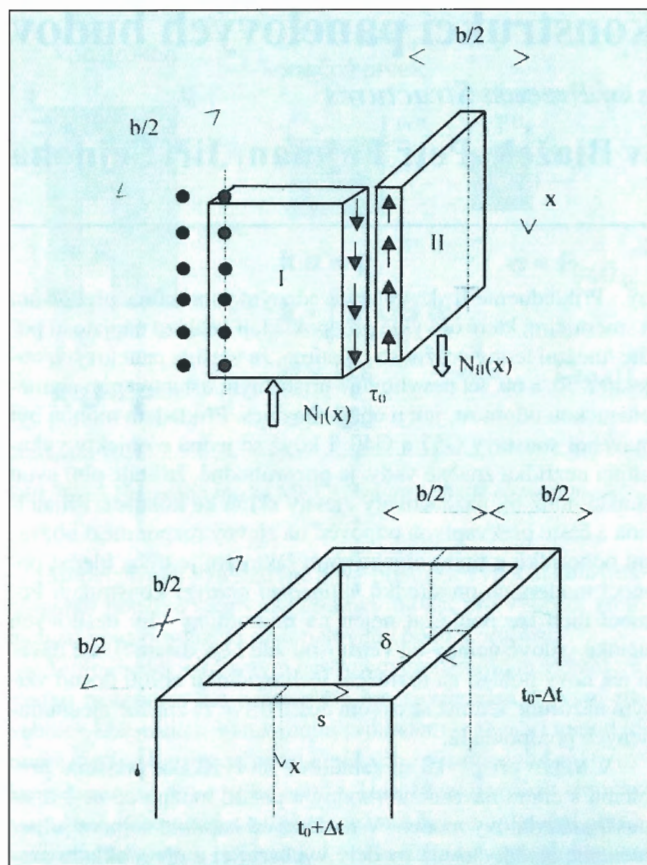
Výsledky analýzy teplotních účinků na základě zjednodušených předpokladů

Všeobecně je známo, že nerovnoměrným oteplováním prostoro-
vého stěnového systému vznikají značné lokální poruchy napjatosti. Pro ilustraci zvolíme jednoduchý příklad vyznačený na obr. 1. Stěny komůrkového průřezu jsou nerovnoměrně otepleny tak, že jejich skutečná teplota se od průměrné t_0 liší střídavě o $\pm \Delta t/2$.

Nejjednodušší nosníkové řešení založené na technické pružnosti předpokládá po částech lineární průběh smykového napětí ve směru souřadnice s a tím i lineární průběh smykové deformace. Smykové napětí je tak v rovinách souměrnosti nulové a ve stycích stěn I a II dosahuje v průřezu (x) hodnoty $\pm \tau_o(x)$. Průběh této funkce byl odvozen [7] ve tvaru

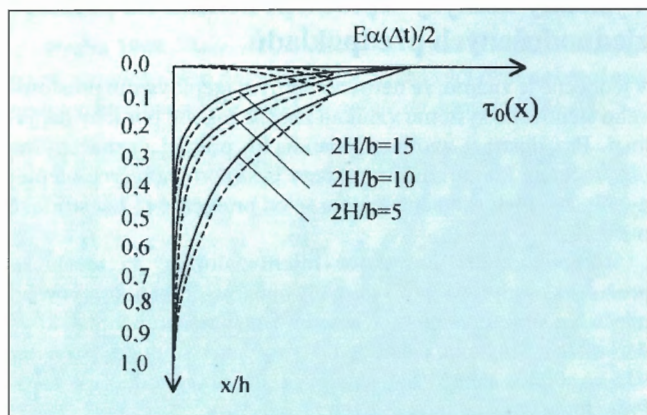
$$\tau_o(x) = \frac{E\alpha(\Delta t)}{2} \sqrt{\frac{2G}{E}} \frac{\sinh\left(2\sqrt{\frac{2G}{E}} \frac{H-x}{b}\right)}{\cosh\left(2\sqrt{\frac{2G}{E}} \frac{H}{b}\right)}, \quad (1)$$

a je plnými čarami vykreslen v obr. 2 pro různé poměry $2H/b$, kde H je výška objektu. Ve vzorci (1) je E Youngův modul pružnosti, G modul pružnosti ve smyku a α součinitel teplotní roztažnosti materiálu.



Obr. 1 – Konstrukce se dvěma rovinami symetrie / Construction with two planes of symmetry

Na horním okraji objektu není dostatečné normálové napětí, které by umožnilo zachytit poměrně vysoké smykové napětí blízké hodnotě $\frac{E\alpha(\Delta t)}{2}$. Blíže skutečnosti je pak řešení založené na matematické teorii pružnosti, které může vzít v úvahu i spojitý průběh teplotního pole podél souřadnice s . Odpovídající průběhy napětí jsou v obr. 2 vyznačeny čárkovaně. Maxima dosahují hodnot $0,6 \frac{E\alpha(\Delta t)}{2}$. Podrobnosti výpočtu lze najít v [7], str. 208 – 212, kde jsou uvedeny i realističtější případy uspořádání prostorové konstrukce.



Obr. 2 – Průběh smykových napětí v rozích konstrukce / Distribution of shear stresses in corners of the structure

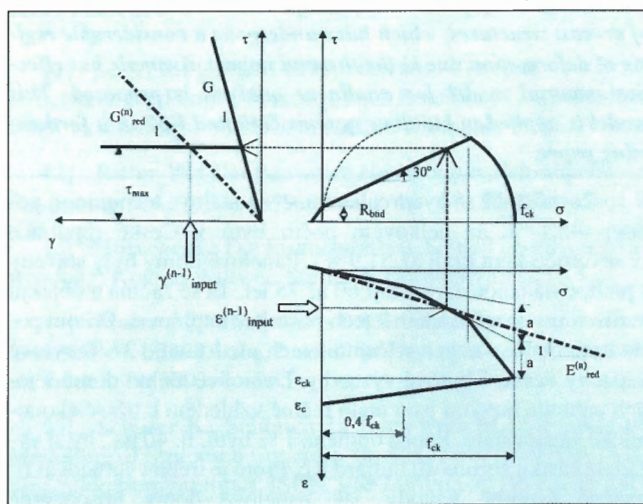
Vidíme, že průběhy smykového napětí získané popsáními metodami se ve spodních partiích konstrukce příliš neliší. To proto, že ani v jednom řešení nebylo uvažováno omezení teplotní dilatace ve směru souřadnice s , tedy ve směru kolmém k x ,

vlivem vetknutí stěny do základu. Jak ukážeme v navazujícím příspěvku, tento účinek je překvapivě velký a vede nejen k značné koncentraci smykových napětí v patě budovy, ale v důsledku jejich změny i ke koncentraci normálových napětí, která v superpozici se svislými normálovými napětími od svislého zatížení mohou vést k překročení únosnosti vodorovného styku, zpravidla v kombinaci (σ_x, τ_{xs}).

Nelineární chování styků panelové budovy

Nejprve popíšeme chování vodorovného styku.

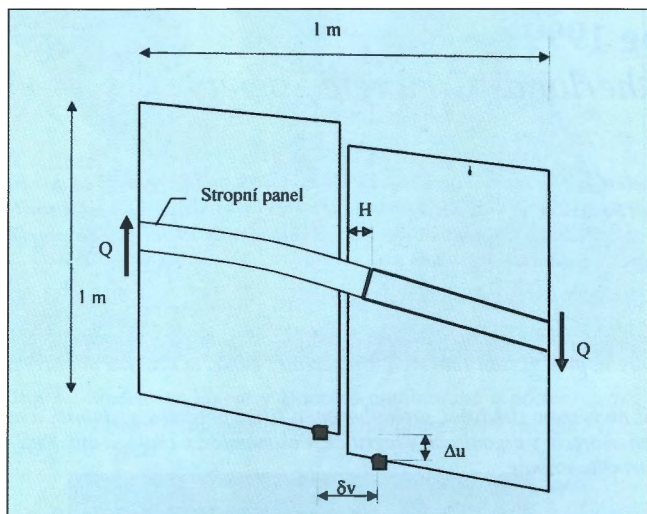
K vystižení interakce smykových a normálových napětí, která se projeví zejména při účinku objemových (teplotních) změn na fasádních konstrukcích, lze použít diagram pro vrstvu betonu o nižší pevnosti, který jsme převzali z [6] a poněkud zjednoduší-li (obr. 3). Zde jen zřekapitulujeme nejdůležitější údaje.



Obr. 3 – Interakční diagram pro vodorovný styk / Interaction diagram for a horizontal connection

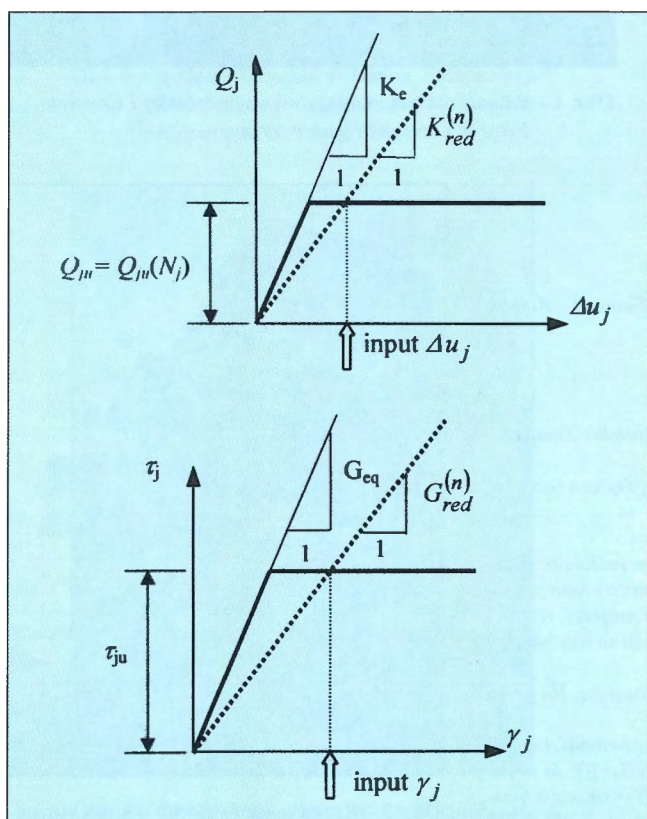
Základními údaji jsou v označení podle Eurokódu 2 (dále EC 2) (srovnej [3], str. 12-14) charakteristická hodnota pevnosti f_{ck} , která se převádí na výpočtovou hodnotu $f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c$, dále mezní deformace ϵ , kterou uvažujeme sníženou hodnotou $\epsilon_c = 0,003$ (EC 2 $\epsilon_c = 0,0035$), a deformace $\epsilon_{ck} = 0,0025$, odpovídající f_{ck} . Mez pružnosti je uvažována hodnotou $0,4 f_{ck}$. Základní myšlenka stanovení redukovaných tuhostí E_{red} a G_{red} v n -tém iteračním běhu předpokládá znalost deformací $\epsilon^{(n-1)}$ a $\gamma^{(n-1)}$ z předchozího běhu. Z pracovního diagramu pro beton v tlaku je nejprve stanovena redukovaná tuhost E_{red} a pomocí interakčního diagramu pak odpovídající únosnost vodorovného styku τ_{max} . Nakonec se ke známému $\gamma^{(n-1)}$ stanoví G_{red} . Podrobnosti stanovení vstupních dat poskytuje státní norma [2]. Nelze však předlédnout, že podrobné stanovení výpočtových hodnot je poněkud iluzorní, neboť informace o stykové maltě jsou ve většině případů velmi chabé. Jistý pokus o pokud možno seriózní stanovení těchto hodnot, v dobrém víře že skutečné pevnosti budou vyšší, je popsán v navazujícím příspěvku. Kromě normových vzorců byla k tomuto účelu použita i mikroanalýza příčného řezu stykem metodou konečných prvků k vystižení nehomogenity styku s místními koncentracemi napětí.

Tuhost a únosnost svislého styku je určena normou [2]. Styky s hladkou spárou, tedy bez hmoždinek a provázání výtuzí, je třeba počítat s vytvořením průběžné trhliny vlivem smršťování. Tuhost a únosnost u některých starších soustav, jako G57 a G40, jsou zajištěny pouze převázáním svislé spáry stropním panelem. Převázka má hloubku $H = 0,1$ m (obr. 4).



Obr. 4 – Mikroanalýza svislého styku převázaného stropním panelem na hloubku $H = 0,1$ m / *Microanalysis of the vertical connection bound up by a ceiling panel for $H = 0.1$ m*

Numerickou analýzou MKP lze získat vztah Q na Δu mezi smykovou silou a relativním posunem měřeným na efektivní šířku spáry δ_v . Únosnost styku Q_{uj} je stanovena z podmínky, že ve vodorovném kontaktu mezi stropním a stěnovým dílcem nevznikne tahové napětí, ani není překročena podmínka pevnosti vyjádřená interakčním diagramem na obr. 3. Přitom je počítáno s průměrnými napětími na délce přesahu $H = 0,1$ m. To znamená, že spára musí být předepnuta dostatečně velkým tlakovým napětím od svislého zatížení. Získaná závislost Q_{ju} (kN) na svislém namáhání N_j (kN) se blíží normovým vzorcům (39) a (40) uvedeným v [2].



Obr. 5 – Tuhost svislého styku při nelineárním výpočtu / *Stiffness of the vertical connection in a nonlinear analysis*

Podrobnosti analýzy jsou uvedeny v [8]. Pro nelineární výpočet se materiálové charakteristiky svislého styku získají ze zjednodušeného modelu ideálně pružnoplastického materiálu podle obr. 5. Počáteční tuhost K_e souvisí s ekvivalentní materiálovou tuhostí kontaktního prvku G_{eq} vztahem

$$K_e = \frac{\Delta Q}{\Delta u} = \frac{\tau_{eq}}{\gamma_{eq}} \frac{ht}{\delta_v} = G_{eq} \frac{ht}{\delta_v} \quad (2)$$

kde h je konstrukční výška t podlaží, t – tloušťka stěnového panelu a δ_v je šířka spáry podle obr. 4. Mezní únosnost $Q_{uj} = \tau_{uj} ht$ zdola nahoru klesá a proto se stanoví pro každé podlaží zvlášť. Při přechodu na spojité kontaktní prvek dále platí $\Delta u_j = \gamma_j \delta_v$. Redukované tuhosti se určují podle stejných zásad jako u vodorovného kontaktního prvku.

Závěr

Materiálový model popsany v této části příspěvku klade důraz nejen na nelineární chování styků panelových budov, ale též, a to v implementaci do programů MKP, na možnost vystižení vlivu příčných napětí, která vznikají ve stěnách těchto budov při omezení příčných deformací vetknutím stěny do základu, popř. průnikem stěny se stropní tabulí. Význam tohoto efektu je ukázán v navazujícím příspěvku, který se zabývá aplikací na stavební soustavy G40 a G 57.

Výsledky uvedené v příspěvku byly získány za podpory grantů MPO ČR S2/04/98, GA ČR 103/99/0944 a v rámci řešení výzkumného záměru J04/98:210000001.

Literatura:

- [1] ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí (schválena 11. 8. 1986).
- [2] ČSN 73 1211 Navrhování betonových konstrukcí panelových budov (schválena 2. 2. 1987).
- [3] EUROCODE 2 Výťah z ČSN PENV 1992-1 s komentářem zpracovaným J. Procházkou. Vydal PROCON, Praha 1995.
- [4] Směrnice pro navrhování nosné konstrukce panelových budov. Změna a-3/1977. VÚPS.
- [5] Horáček E.: Vliv vrstvy nižší pevnosti betonových tlakovaných prvků. *Inž. Stav.*, č. 1, 1980.
- [6] Horáček E.: Pevnost betonu s vrstvou nižší pevnosti při jednoosém namáhání. *Stav. čas.*, 29, č. 1, VEDA, Bratislava 1981.
- [7] Jendele M., Šejnoha J.: Výškové stavby s tuhými jádry a výztužnými stěnami. SNTL, Praha 1976.
- [8] Blažek V., Fajman P., Šejnoha J.: Odhad tuhosti a únosnosti styků panelových budov. *Stavební obzor* v tisku.

Ing. Václav Blažek, Ing. Petr Fajman, CSc., Prof. Ing. Jiří Šejnoha, DrSc., Stavební fakulta ČVUT, Thákurova 7, 166 29 Praha 6