

# K BEZPEČNÉMU NÁVRHU ZÁKLADOVÝCH PÁSŮ SAVE DESIGN OF CONTINUOUS FOOTINGS

LADISLAV ČÍRTEK

Při navrhování základových pásů pod řadami sloupů se v projekční praxi pro výpočet silových účinků zatížení mnohdy uvažují značně zjednodušené předpoklady výpočtu, např. podle prof. Konráda Hrubana [1], a je otázkou, zda-li i v současné době lze považovat jejich návrh za bezpečný. V příspěvku je uvedeno vyjádření k bezpečnému navrhování pásů podle zjednodušených výpočetních modelů.

*Simplistic conditions – e.g. according to prof. Konrád Hruban [1] – for calculation of the force load effects are frequently applied in practice at design of continuous footings under the columns but it is not apparent whether the design can be currently considered to be safe. This contribution presents some opinions to the safe design of continuous footings by simplistic calculating models.*

Jednou z možných příčin vzniku poruch základových konstrukcí může být i nevhodně zvolený výpočetní model. Projektant, který navrhuje základové konstrukce spíše vyjímečně, volí jejich výpočetní modely obvykle co nejjednodušší. Při výpočtu základových pásů pod řadou sloupů jsou to modely předpokládající po celé jejich délce nebo po částech rovnoměrně rozdělené napětí v základové spáře. Ověření spolehlivosti těchto modelů je v příspěvku provedeno porovnáním silových účinků zatížení na pásu vypočítaných užitím jak reálného modelu podloží, tak modelů zjednodušených.

V projekční praxi se v případě výpočtů podle jednoduchých modelů často redukuje výčet vyšetřovaných kombinací zatížení pouze na kombinaci zatížení stálého a plného nahodilého (užitného) zatížení. Pozornost je tedy také věnována otázce, zda-li při výpočtech podle jednoduchých modelů lze omezit výčet uvažovaných kombinací zatížení.

Z výstižnějších modelů lze považovat za reálný efektivní model podloží [2], který je implementován v programu NEXIS [3]. Chování základu podstatnou měrou závisí na parametrech  $C_1$  a  $C_2$ . Modul stlačitelnosti  $C_1 = \sigma_{op}/s_o$ , přičemž  $\sigma_{op}$  je průměrné kontaktní napětí v základové spáře a  $s_o$  je průměrná velikost sedání podle

ČSN 73 1001 – sednutí pod charakteristickým bodem.  $C_2$  je konstanta vyjadřující smykové přetvoření.

Ze zjednodušených modelů pro stanovení silových účinků zatížení na základových pásích se nejčastěji používají následující modely.

## MODEL (I) PODLE TECHNICKÉHO PRŮVODCE Č. 4 [1] – ZÁKLADNÍ VÝPOČET

Výsledkem výpočtu je obalová křivka ohybových momentů a posouvajících sil vypočítaná podle dvou následujících předpokladů:

**a – pás extrémně tuhý, podloží poddajné**  
Předpokládá se rovnoměrně rozdělené napětí v základové spáře po celé délce pásu pro centrické zatížení, pro excentrické zatížení pouze po délce  $L-2e$  (obr. 1a). Jeho velikost se vypočítá podle vztahu

$$q = \frac{\Sigma N + g_z L}{L-2e},$$

kde  $\Sigma N$  je součet svislých reakcí sloupů,  
 $g_z$  vlastní tíha pásu a jeho zatížení mezi sloupy,  
 $L$  délka pásu,  
 $e$  výstřednost výslednice zatížení  $\Sigma N + g_z L$ .

**b – pás extrémně poddajný, podloží tuhé**  
V tomto případě je napětí v základové spáře rozděleno rovnoměrně v úsecích pod jednotlivými sloupy. Pás (obr. 1b) se nahradí myšlenou soustavou základových patek o délkách  $L_1$  až  $L_4$ . Velikost napětí se vypočítá podle vztahu

$$q = \frac{N_i}{L_i},$$

kde  $N_i$  je reakce  $i$ -tého sloupu,  
 $L_i$  délka úseku pod  $i$ -tým sloupem stanovená pro krajní sloupy jako dvojnásobek vyložení konzoly  $L_1 = 2L_k$ , pro vnitřní sloupy je to délka kratšího z přilehlých rozpětí polí.

Současně se předpokládá, že v úsecích pásu kde  $q_i = 0$ , platí  $Q = M = 0$ .

## MODEL (II) PODLE TECHNICKÉHO PRŮVODCE Č. 4 [1] – ČÁSTEČNĚ TUHÝ PÁS

Autor doporučuje užít tento model pro méně závažné případy návrhu pásů

a jsou-li přípustné trhliny v tažených částech průřezů. Pás se počítá za předpokladu, že se polovina zatížení roznášá podle bodu a) a druhá polovina podle bodu b) modelu I.

## MODEL (III)

Model uváděný v některých učebních textech se liší od modelu II délkou  $L_i$  roznášecí oblasti pod sloupy.  $L_i = 2h + b_c$ , kde  $h$  je výška pásu a  $b_c$  šířka sloupu (obr. 2).

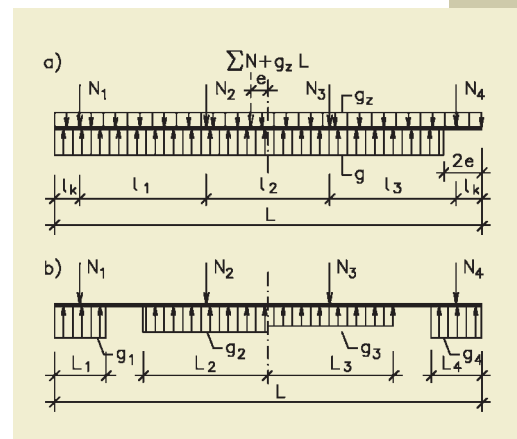
## POROVNÁNÍ OHYBOVÝCH MOMENTŮ

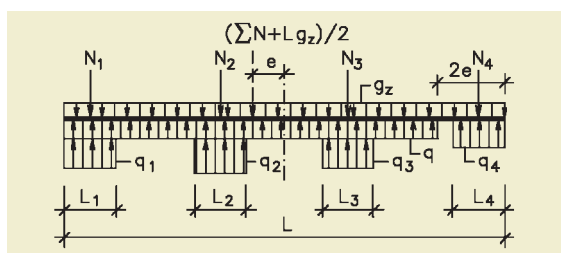
Za účelem porovnání ohybových momentů pásů, vypočítaných použitím všech uvedených modelů, byl zvolen pás průřezu obráceného T, z betonu B25 vyztuženého výztuží 10 425. Základová spára byla předpokládána v hloubce 1,5 m pod úrovní upraveného terénu. Tvar pásu je uveden na obr. 3.

Nadzákladová konstrukce je tvořena železobetonovým skeletem administrativní budovy o pěti podlažích s konstrukční výškou 3,6 m a s půdorysnou roztečí sloupů v obou směrech 6 m. Příčné orientované rámy podporují železobetonové žebírkové desky. Krajní rámy byly opatřeny ztužujícími stěnami vzdorujícími účinkům větru. Nadzákladová konstrukce byla navržena v souladu s ČSN 73 1201.

Obr. 1 K návrhu pásů podle modelu I: a – pás tuhý, podloží poddajné, b – pás poddajný, podloží tuhé

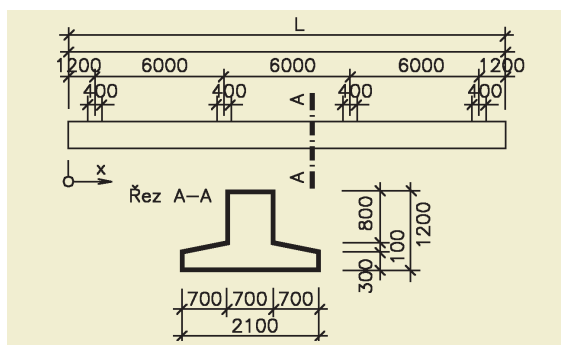
Fig. 1 Design of continuous footings according to model I: a – rigid continuous footing, nonrigid subsoil, b – nonrigid continuous footing, rigid subsoil





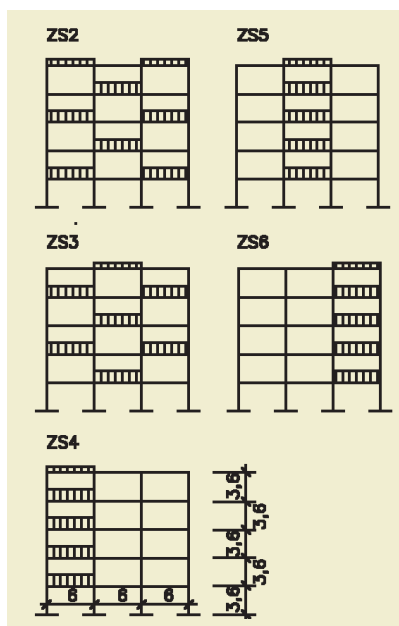
Obr. 2 K návrhu pásů podle modelu III

Fig. 2 Design of continuous footing according to model III



Obr. 3 Tvar základového pásu uvažovaný v základním výpočtu

Fig. 3 Shape of continuous footing considered at general calculation



Obr. 4 Zatěžovací stavy rámu nahodilým zatížením

Fig. 4 Loading states of a frame by the live load

Základové pásy byly orientovány příčně, vyšetřován byl vnitřní pás.

Podloží bylo zvoleno stejnorodé třídy F5, tj. hlína s plasticitou nízkou/střední, konzistence pevné (ČSN 73 1001). Podloží bylo posouzeno podle 2. geotechnické kategorie jak na mezní stav únosnosti, tak na mezní stav přetvoření.

Zatížení bylo uvažováno v souladu s ČSN 73 0035. Základové i nadzákladové konstrukce byly posuzovány z hlediska mezních stavů porušení a vzniku trhlin na základní kombinace zatížení. Zobrazení

zatěžovacích stavů je kromě ZS1 uvedeno na obr. 4:

- ZS1: stálé zatížení,
- ZS2: nahodilé zatížení – šach 1,
- ZS3: nahodilé zatížení – šach 2,
- ZS4: nahodilé zatížení – pole 1,
- ZS5: nahodilé zatížení – pole 2,
- ZS6: nahodilé zatížení – pole 3.

Výpočty pásů byly provedeny pro kombinace zatížení

- K1: ZS1 + ZS2,
- K2: ZS1 + ZS3,
- K3: ZS1 + ZS4,
- K4: ZS1 + ZS5,
- K5: ZS1 + ZS6,
- K6: ZS1 + ZS2 + ZS3,
- K7: ZS1 + ZS4 + ZS5,
- K8: ZS1 + ZS4 + ZS6,
- K9: ZS1 + ZS5 + ZS6.

Prezentace silových účinků zatížení na pásech je omezena pouze na ohybové momenty, protože obálky posouvajících sil, stanovené využitím různých výpočetních modelů, jsou téměř shodné. S ohledem na malé hodnoty reakcí momentů a vodorovných sil v patách sloupů byly pásy od účinků rámu zatěžovány pouze svislými silami.

- Průběh momentů  $M$  (případně obálka ohybových momentů) je při použití:
  - modelu efektivního podloží pro interakční soustavy podloží – pás a podloží – pás – rám zobrazen na obr. 5,
  - metody I zobrazen na obr. 6, 7,
  - metody II zobrazen na obr. 8,
  - metody III zobrazen na obr. 9.
- Extrémní momentů vypočítané s využi-

tím modelu Ia (obr. 6) nejsou reálné, při porovnání s reálnou obálkou  $M$  na obr. 5, pro kombinace zatížení s výrazně excentrickým zatížením, tj. pro kombinace K3, K5 a K7 až K9.

Obálka  $M$  stanovená s využitím modelu I se pro kombinace zatížení K1, K2 a K6 (obr. 10) přibližně shoduje s obálkou stanovenou s využitím efektivního modelu podloží pro interakční soustavu pás – podloží – rám (obr. 5). Extrémní momentů v polích, vypočtené podle modelu Ia pro kombinace zatížení K1, K2, K6 (obr. 10), jsou ve srovnání s momenty na obr. 5 mírně podhodnocené, avšak při uvážení redistribuce momentů lze rozdíly momentů tolerovat.

Obálky  $M$  pro kombinace zatížení K1 až K9, stanovené s využitím modelu II (obr. 8) a modelu efektivního podloží (obr. 5), se přibližně shodují.

Obálky  $M$  pro kombinace zatížení K1 až K9, stanovené s využitím modelu III (obr. 9) a modelu efektivního podloží (obr. 5), se liší výrazným podhodnocením momentu v průřezu pásu pod vnitřním sloupem při výpočtu podle modelu III. Je-li uvedený průřez na podhodnocenou hodnotu momentu dimenzován, redistribuce momentů není možná, neboť vypočítané extrémní momentů v ostatních kritických průřezích se u obou metod přibližně shodují. Užitím modelu III tedy může dojít k návrhu základového pásu, který není z hlediska mezního stavu porušení ohybovým momentem bezpečně navržen.

#### FAKTORY S PODSTATNÝM VLIVEM NA VELIKOST OHYBOVÝCH MOMENTŮ

Zjednodušené výpočetní modely základových pásů nerespektují přetvárné vlastnosti základové půdy, tuhost pásů a nadzákladových konstrukcí. Proto je pomocí efektivního modelu podloží vyšetřen vliv těchto faktorů na velikost ohybových momentů v kritických průřezích pásů. Z grafického znázornění výsledků na obr. 11 až 16 lze definovat některé podmínky omezující použití zjednodušených výpočetních modelů.

#### TUHOST SYSTÉMU ZÁKLADOVÁ PŮDA – ZÁKLAD

Výpočty byly prováděny pro interakční soustavu podloží – pás a s uvažováním kombinací zatížení K1 až K9. Postupnou volbou podloží (F5 – hlína měkká, F5 – hlí-

na pevná, F2 – jíl šterkovitý konzistence pevné, S2 – písek špatně zrněný s  $I_d = 0,67$ ) byly pro základní tvar základového pásu (obr. 3) vypočítány extrémní obálky ohybových momentů odpovídající konstantám  $C_1 = 2,2$  až  $38,8 \text{ MN/m}^2$  a konstantám  $C_2 = 0,4 C_1$  zvoleného modelu podloží.

Z obr. 11 je zřejmé, že při zvětšení tuhosti podloží (tj. při zvětšujících se hodnotách  $C_1$ ) se zmenšují všechny extrémní obálky ohybových momentů s výjimkou momentů v průřezích pásu pod krajními sloupy, které zůstávají přibližně stejné.

Výpočet extrémů  $M$  podle modelu I pro kombinace K1, K2 a K6 je tedy spolehlivý kromě případů pásů založených na velmi stlačitelném podloží, tj. na jemnozrnných zeminách tříd F5 až F8 s měkkou konzistencí,  $C_1 < 8,7 \text{ MN/m}^2$ .

Tentýž závěr platí pro výpočty podle modelu II, ale s podmínkou, že je nutno vyšetřovat všechny kombinace zatížení K1 až K9.

Změnou výšky  $h = 0,4$  až  $1,2 \text{ m}$  pásu založeného na podloží třídy F5, tj. hlína pevná, byl stanoven graf závislosti hodnot extrémních momentů podél pásu na momentu setvačnosti  $J$  průřezu pásu, obr. 12. Mezi tyto výsledky jsou zařazeny také hodnoty  $J$  a  $M$  stanovené s uvážením snížené ohybové tuhosti průřezu pásu trhlinami. Hodnoty  $M$  při výpočtu pásu výšky  $1,2 \text{ m}$  s trhlinami odpovídají hodnotám  $M$  při výpočtu pásu výšky  $0,85 \text{ m}$  bez trhlin. Na obr. 12 jsou tyto hodnoty označeny šipkou.

Z grafu je zřejmé, že při zvětšení tuhosti pásu se zvětšují extrémní obálky ohybových momentů v průřezích pásu pod vnitřními sloupy a v mezipodporových průřezích. Pro výpočty pásu se základním tvarem průřezu (obr. 3) však zvětšení momentů již není tak progresivní. Obdobný průběh  $M$  jako na obr. 12 byl vypočítán pro objektivně vyjádřenou poddajnost pásu poměrem  $J/l$ , kde  $J$  je moment setvačnosti průřezu pásu a  $l$  je vzdálenost přilehlého pole. Protože  $J$  podstatně závisí na návrhu šířky pásu podle mezního stavu únosnosti zeminy (ČSN 73 1001), a méně na stupni vyztužení průřezů, dochází k podstatnějšímu zvětšení extrémů  $M$  u pásů založených na méně únosných zeminách a u pásů silně zatížených nadzákladovou konstrukcí.

Přibližně lze vyjádřit vliv změny tuhosti systému základová půda – základ (vliv

Obr. 5 Efektivní model podloží; obalová křivka ohybových momentů  $M$  pro kombinace zatížení K1 až K9 s využitím interakčního modelu pás – podloží (pás – podloží – rám)

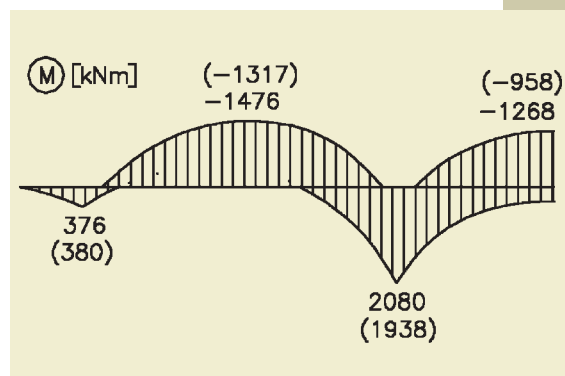
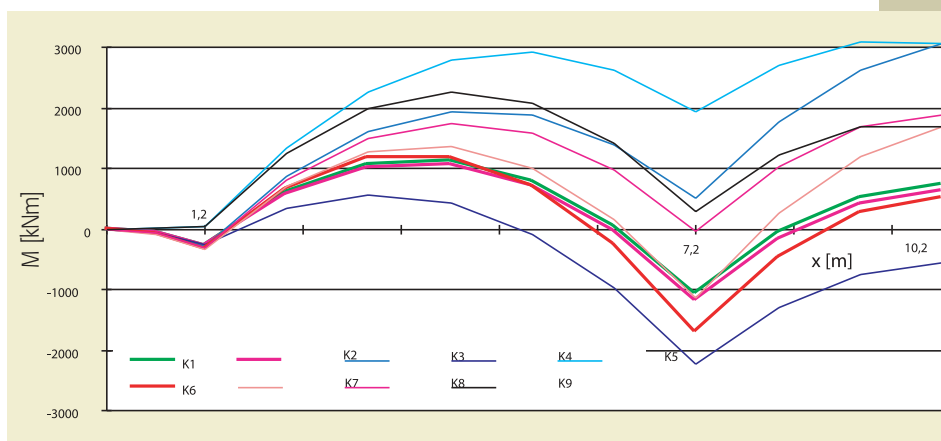


Fig. 5 Effective model of subsoil: envelope of the bending moments  $M$  for the load combination K1-K9 with application of the interactive model continuous footing-subsoil (continuous footing-subsoil-frame)

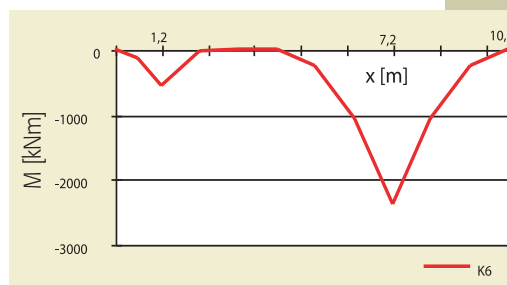


Obr. 6 Model Ia,  $M$  pro kombinace zatížení K1 až K9

Fig. 6 Model Ia,  $M$  for the load combination K1-K9

Obr. 7 Model Ib, obalovou křivku tvoří  $M$  pro kombinaci zatížení K6

Fig. 7 Model Ib, envelope is constructed by  $M$  for the load combination K6



$C_1$  i  $J$ ) na velikost extrémů ohybových momentů vztahem

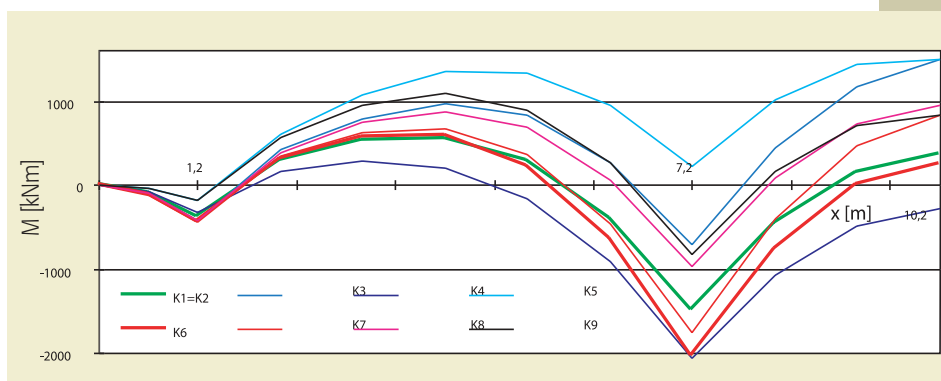
$$k = \frac{E}{E_{def}} \left( \frac{t}{l} \right)^3$$

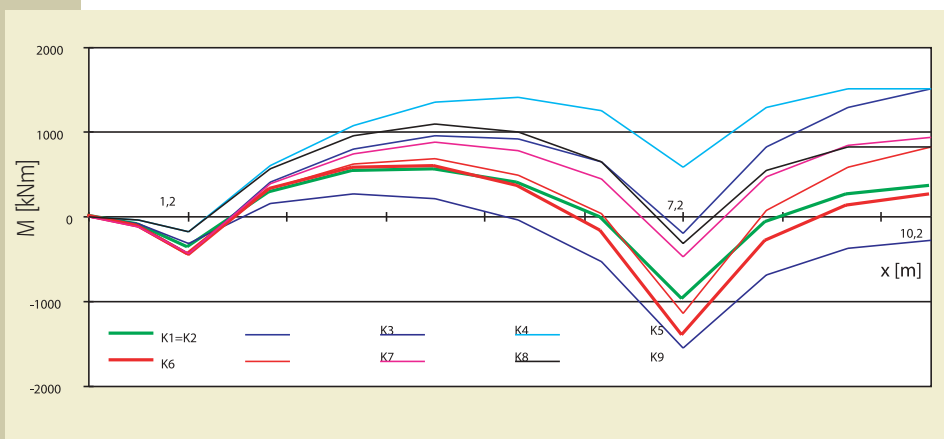
převzatým z ČSN 73 1001 (obr. 13). Zde  $E$  je modul pružnosti základové konstrukce,

$E_{def}$  vážený průměrný modul přetvárnosti základové půdy do hloubky deformační zóny,  
 $t$  výška základové konstrukce ( $t = h$ ),  
 $l$  délka pásu.

Obr. 8 Model II,  $M$  pro kombinace zatížení K1 až K9

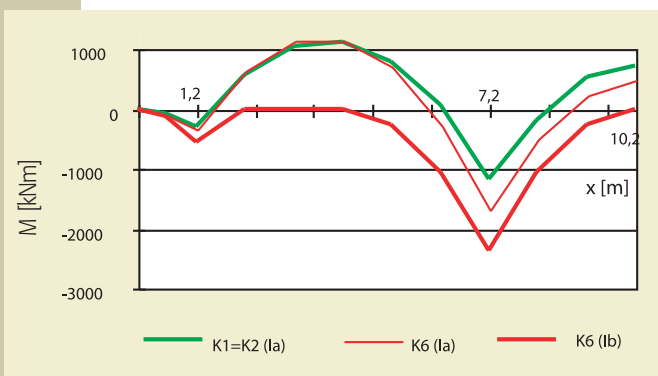
Fig. 8 Model II,  $M$  for the load combination K1-K9





Obr. 9 Model III, M pro kombinace zatížení K1 až K9

Fig. 9 Model III, M for the load combination K1-K9

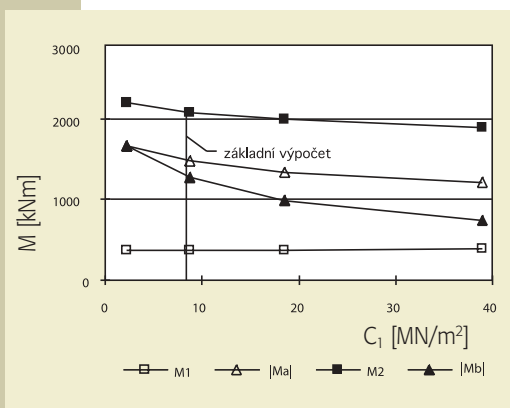


Obr. 10 Model I, M pro kombinace zatížení K1, K2, K6

Fig. 10 Model I, M for the load combination K1, K2, K6

Obr. 11 Změna tuhosti podloží implementovaná modulem stlačitelnosti  $C_1$ ;  $M_1$  ( $M_2$ ) je moment v průřezu pásu pod krajním (vnitřním) sloupem,  $|Ma|$ ,  $|Mb|$  absolutní hodnota extrému momentu v mezpodporových průřezích krajního (vnitřního) pole

Fig. 11 Change of subsoil rigidity implemented by the bulk modulus  $C_1$ ;  $M_1$  ( $M_2$ ) is the moment in the continuous footing section under the shore (internal) column,  $|Ma|$ ,  $|Mb|$  is the absolute magnitude of the moment extreme in the sections among supports of the shore (internal) bay



Uvedený vztah je podle ČSN 73 1001 orientačním vztahem pro stanovení napětí v podloží pro výpočty podle II. skupiny mezních stavů základové půdy. Je-li součinitel tuhosti systému **základová půda – základ**  $k < 1$ , považuje se základ poddajný, v opačném případě za tuhý.

### POMĚR NAHODILÉHO ZATÍŽENÍ K CELKOVÉMU ZATÍŽENÍ, TUHOST NADZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE

Při změnách poměru nahodilého zatížení k celkovému svisle působícímu zatížení bylo chování pásu (tvaru podle obr. 3, založeného na stejnorodém podloží třídy F5 – hlína s plasticitou nízkou/střední, konzistence pevné) pro kombinace K1 až K9 vyšetřeno s využitím modelu efektivního podloží pro interakční soustavy **podloží – pás**. Na obr. 14 je  $\sum N_v / \sum N$ , poměr součtu normálových sil v patách sloupů od výpočtového provozního krátkodobého zatížení k součtu normálových sil tamtéž, ale od výpočtového provozního celkového zatížení. Uvedený poměr je zpravidla dán způsobem využití stavebního objektu.

Vliv změny poměru  $\sum N_v / \sum N$  se projevuje zejména změnou ohybových momentů ve střední oblasti pásu u zatěžovacích stavů s výrazným excentrickým zatížením.

Obdobný důsledek má i změna ohybové tuhosti  $B$  nadzákladové konstrukce. Při výpočtech interakční soustavy **podloží – pás – nadzákladová konstrukce** byl zohledněn vliv tuhosti rámu jak oslabením průřezů rámu trhlinami ( $B = 0,28 \text{ GPam}^4$ ), tak jeho zesílením simulovaným zvětšením výšky příčle nad prvním podlažím na celou výšku podlaží ( $B = 28,5 \text{ GPam}^4$ ).

Z obr. 15 je zřejmé, že zvětšením tuhosti nadzákladové konstrukce se ve všech kritických průřezích zmenšují extrémy obálky ohybových momentů.

### DĚLKA KONZOL PÁSU

Délka konzolového vyložení pásu, která měla při předchozích výpočtech vždy hodnotu  $L_k = 1,2 \text{ m}$ , byla uvažována  $L_k = 0,6$  až  $2,4 \text{ m}$ . Výpočet byl proveden s uvažováním efektivního modelu podloží pro interakční soustavu **podloží – pás** a to při základních parametrech výpočtu: podloží třídy F5 – hlína s plasticitou nízkou/střední, konzistence pevné, kombinace zatížení K1 až K9.

Z obr. 16 je zřejmé, že při délce konzoly asi  $1 \text{ m}$  jsou podporové i mezpodporové průřezy pásu namáhány přibližně stejnou hodnotou ohybového momentu, ale opačného znaménka. Také lze potvrdit vhodnost doporučení uvedeného v [1] pro volbu délky vyložení  $L_k$  v rozmezí  $0,1$  až  $0,25$  násobku rozpětí pole.

### VYJÁDRĚNÍ K BEZPEČNÉMU NAVRHOVÁNÍ PÁSŮ PODLE ZJEDNODUŠENÝCH VÝPOČETNÍCH MODELŮ

Výpočetní model III není vhodné využívat, protože vypočítané extrémy ohybových momentů mohou být podhodnocené.

Výpočetní modely I a II lze doporučit jsou-li současně splněny následující podmínky:

- základová půda:
  - zemní prostředí není ve smyslu ČSN 73 1215 agresivní,
  - mocnost vrstev základových púd podloží je přibližně stejná,
  - modul přetvárnosti  $E_{def}$  zemin je podle ČSN 73 1001 nejméně  $5 \text{ MPa}$ ,
  - základový pás není založen na velmi stlačitelném podloží, tj. podle ČSN 73 1001 na jemnozmných zeminách tříd F5 až F8 s měkkou konzistencí,



- tabulková výpočtová únosnost  $R_{dt}$  zemín je podle ČSN 73 1001 nejméně 0,15 MPa,
- základový pás:
  - délka pásu je nejvýše 30 m,
  - osová vzdálenost sloupů se neliší více jak o 0,2 násobek největší vzdálenosti sloupů,
  - poměr šířky  $b$  pásu k osové vzdálenosti  $l$  sloupů

$$b/l \leq 0,30,$$

- zatížení nadzákladové konstrukce:
  - v patách všech sloupů je splněna podmínka

$$\sum N_v / \sum N \leq 0,45,$$

kde  $\sum N_v$  ( $\sum N$ ) je součet normálových sil v patách sloupů od provozního nahodilého krátkobého (od provozního celkového) zatížení,

- hodnoty normálových sil v patách vnitřních sloupů vypočtených od provozního dlouhodobého zatížení se liší nejvíce o 0,25 násobek nejvyšší hodnoty.

Při splnění uvedených podmínek lze v případě použití modelu I, podle [1] – základní výpočet, výtčet možných kombinací zatížení redukovat na kombinace K1 = ZS1 + ZS2, K2 = ZS1 + ZS3 a K6 = ZS1 + ZS2 + ZS3, tj. ve smyslu obr. 4. Při použití modelu II, podle [1] – částečně tuhý pás, redukce kombinací zatížení není přípustná.

*Příspěvek vznikl za podpory grantu GAČR 103/02/0749 „Moderní metody zesilování zděných a betonových konstrukcí“, vědeckovýzkumného záměru CEZ J22/98-261100007 „Teorie, spolehlivost a mechanické porušování staticky a dynamicky namáhaných konstrukcí“ a při testování britského výtuzného systému HELIFIX.*

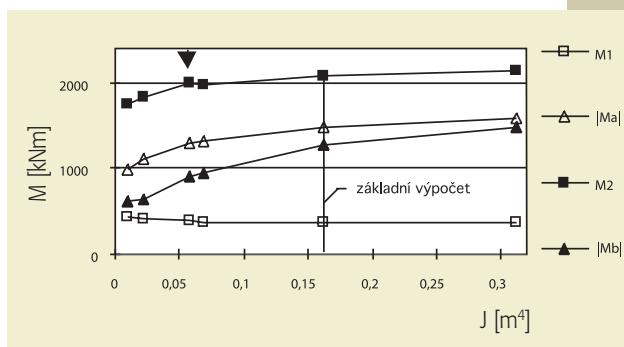
Literatura:

- [1] Novák O., Hořejší J. a kol.: Technický průvodce č. 4, SNTL, Praha 1973
- [2] Kolář V., Němec I.: Modelling of Soil-Structure Interaction, Academia, Praha 1989
- [3] Kolář V., Němec I.: Programový soubor NEXIS, FEM consulting, Brno

Ing. Ladislav Čirtek, CSc.  
Ústav betonových a zděných konstrukcí  
Fakulta stavební VUT v Brně  
Údolní 53, 662 42 Brno  
tel./fax: 543 212 106  
e-mail: cirtek.l@fce.vutbr.cz

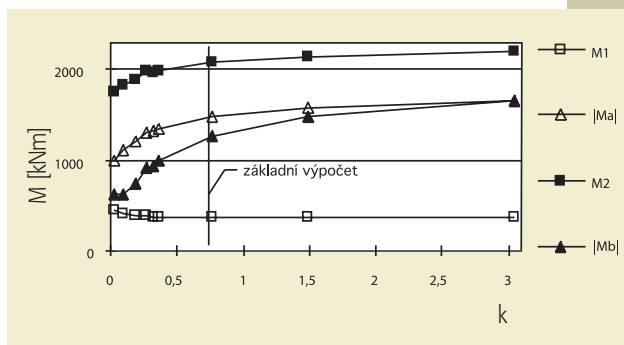
Obr. 12 Změna tuhosti pásu momentem setrvačnosti  $J$

Fig. 12 Change of continuous footing rigidity by the moment of inertia  $J$



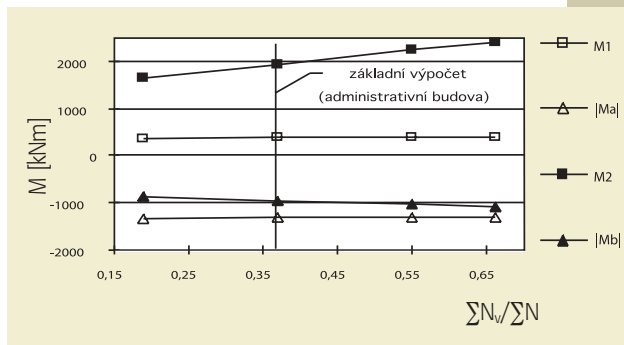
Obr. 13 Změna součinitele  $k$  tuhosti systému základová půda – základ

Fig. 13 Change of coefficient  $k$  of rigidity of the system subsoil-foundation



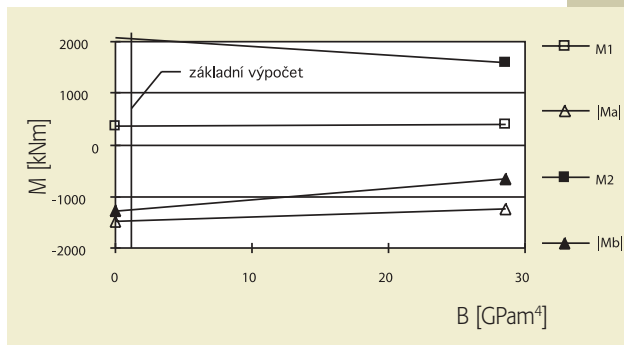
Obr. 14 Změna poměru  $\sum N_v / \sum N$

Fig. 14 Change of the relation  $\sum N_v / \sum N$



Obr. 15 Změna tuhosti  $B$  nadzákladové konstrukce

Fig. 15 Change of the rigidity  $B$  of a superstructure



Obr. 16 Změna délky konzol pásu

Fig. 16 Change of cantilevers lengths of continuous footing

