1. vrstva T_{max} = 24, 85 °C
2. vrstva T_{max} = 26, 64 °C

Tyto hodnoty jsou tedy podstatně nižší než při adiabatickém vývoji hydratačního tepla betonu, tj. bez odvodu tepla, kdy by výsledná teplota činila

$$T_{a,max} = 5,0 + 49,0 = 54,0\ °C.$$

Z tab. 4 je patrno, že pro posouzení teplotních přetvoření a napětí jsou nejdůležitější stadia provádění 2. vrstvy a doba mezi 3. až 4. dnem stáří betonu, kdy jsou nejvyšší teploty i největší gradienty ochlazování.

Seznam literatury

[1] ČSN 73 0035 Zatížení stavebních konstrukcí; 1986, a - 91
[2] ČSN 73 0540 Tepelně technické vlastnosti stavebních konstrukcí a budov. Názvosloví, požadavky a kritéria; 1977 a, b, c
[3] ČSN 73 0542 Tepelně technické vlastnosti stavebních konstrukcí a budov. Vlastnosti materiálů a konstrukcí; 1977
[4] ČSN 73 0821 Požární bezpečnost staveb. Požární odolnost stavebních konstrukcí; 1973, b
[5] ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí; 1986, a - 89
[6] ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských objektů; 1986
[7] ČSN 73 1230 Navrhování betonových konstrukcí pro zvýšené a vyšší teploty; 1990
[8] Giessecke, J.: Berechnung von Wärmespannungen in platenförmingen Massenbetonbauwerken. Beton und Stahlbetonbau 8/1966
[9] Giessecke, J.: Berechnung von Wärmespannungen Massenbetonbauwerken bei linear veränderlichen Elastizitätsmodul. Bauingenieur 43/(1968), H. 10
[10] Halahyja, M. a kolektiv: Stavebná tepelná technika, osvetlenie a akustika. ALFA Bratislava 1970
[11] Nevřiva, P.: Simulace řídících systémů na číslicovém počítači. Praha, SNTL 1975
[12] Bradáč, J.: Stav napětí a přetvoření stavebních konstrukcí účinkem klimatických teplot. Inženýrské stavby 10/1978
[13] Slovák, K. - Šmerda, Z. - Vajner, J.: Vplyv hydratačného tepla a vlhkosti na napätosť masívnej betónovej mostnej desky. Inženýrské stavby 5 - 1986
[14] Reichel, V.: Navrhování požární bezpečnosti výrobních objektů. Zabraňujeme škodám, sv. 17, Česká státní pojišťovna, Praha 1987
[15] Mejzlík, L.: Teplotní napětí v masivních betonových deskách. Inženýrské stavby 1 - 1987
[16] Eibl, J. - Prommersberger, G. - Bachmann, H.: Rechnerische Erfassung des aus Hydratatioswärme entstehenden Spannungszustands am Beispiel der Talbrücke Frauenwald. Beton - und Stahlbetonbau 85 (1990), H 4
[17] Mejzlík, L.: Výpočty teploty a napětí ve spodní části ochranné obálky reaktoru jaderné elektrárny Temelín v období její výstavby. Inženýrské stavby 6 - 1991
[18] Bradáč, J. - Čajka, R.: Rozšíření skladu ropy. I.A etapa: zásobník 50 000 m³. Odborná pomoc při zpracování návrhu základu a jeho provádění, Brno 8/1992.
[19] Bradáč, J. - Čajka, R.: Základová konstrukce objektu lisovny, a. a. s. Škoda Mladá Boleslav. Dílčí zpráva ke statickému řešení, Brno 9/1992

Popis vlastní činnosti:
Pedagogicko - vědecký pracovník Ústavu betonových a zděných konstrukcí fakulty stavební VUT v Brně, Údolní 53. Mezi hlavní obory činnosti patří základové konstrukce na poddolovaném území a teplotně namáhané konstrukce.

INTERAKČNÍ MODELY VELKOPLOŠNÝCH ZÁKLADŮ

Doc. Ing. Jiří Bradáč, CSc.
Ústav betonových a zděných konstrukcí
Fakulty stavební VUT, Údolní 53, 662 42 Brno

Problémy interakční soustavy "podloží, základ, nadzákladové konstrukce - programové vybavení - důsledky zjednodušených předpokladů - spolupůsobení s podložím - modely pružného podkladu a poloprostoru - víceparametrický model podloží - porovnání výsledku výpočtu.

1. ÚVOD

Technický a ekonomický význam výstižnějších řešení interakčních úloh nesporně roste s půdorysnou velikostí objektu. Zde máme na mysli buď *užší interakční soustavu "podloží - základ" nebo širší interakční soustavu "podloží - základ - nadzákladová konstrukce"*. Projektant přitom naráží na řadu problémů, z nichž jmenujme alespoň:

- vhodné programové vybavení pro výpočet úloh užší nebo širší interakční soustavy,
- model přetvárného chování podloží objektu,
- přípustný popis dlouhodobého chování betonových základů a nadzákladových konstrukcí pod a nad mezí vzniku trhlin
- přípustné meze použití zjednodušených předpokladů o rozdělení reakcí podloží.

Rychle narůstající počet programů pro řešení užších nebo širších interakčních soustav nejistotu správné volby spíše prohlubuje. Autoři těchto programů se v manuálech omezují většinou na konstatování, že v programu se předpokládá určitý model chování podloží. V lepším případě se pak ponechá na projektantu možnost volby quazihomogenního nebo vrstevnatého prostředí. Představu o praktických důsledcích použití zvoleného modelu podloží získává projektant s mimořádnými obtížemi a výsledkem pak bývá často technicko - ekonomicky podhodnocený nebo nadhodnocený návrh základů, popř. i nadzákladových konstrukcí. Příčiny této neutěšené situace jsou však prosté: obecně platný model přetvárného chování nehomogenního podloží pro užší nebo širší interakční soustavu nebyl doposud nalezen. Projekční praxe však nemá možnost čekat na zrod univerzálně platného modelu podloží a přípustných zjednodušení, týkajících se modelu chování betonových konstrukcí. Proto je potřeba se co nejlépe orientovat v důsledcích jejich použití a tímto způsobem se vyhnout předem nežádoucím překvapením.

2. ZJEDNODUŠENÉ ROZDĚLENÍ KONTAKTNÍCH NAPĚTÍ A MEZE POUŽITÍ

Období intenzivního hledání výstižnějších modelů chování podloží, mezi které dnes počítáme zejména:

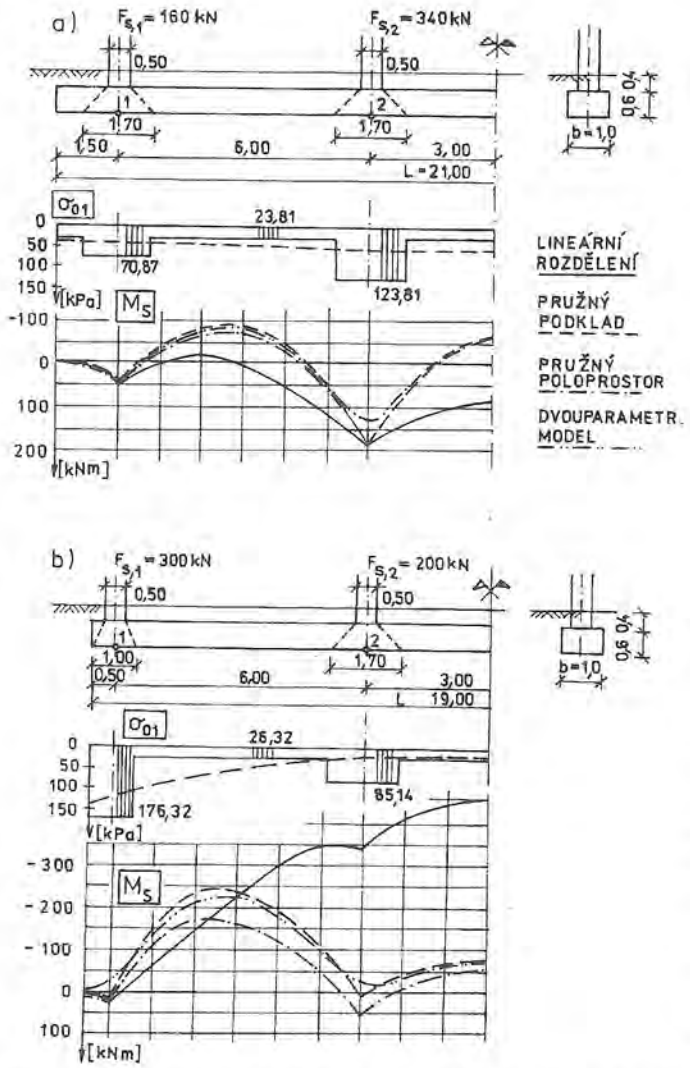
a) Winklerův (Fuss - Zimmermannův) model pružného podkladu,
b) model pružného poloprostoru,
c) dvouparametrický Pasternakův model podloží,
d) víceparametrický model podloží (Kolář - Němec),

bylo na základě zjištěných rozdílů ve výsledcích vystřídáno značnou skepsí pokud jde o jejich výstižnost, včetně doporučení k návratu ke zjednodušené představě o rozdělení kontaktních napětí v základové spáře (K. Hruban aj.)

Meze použití apriorních předpokladů o rozdělení kontaktních napětí v základové spáře plynou jednak z požadavků ČSN 73 1001 [1] a dále z velmi omezené výstižnosti takové metody. Pokud jde o požadavky ČSN 73 1001 [1], je třeba si uvědomit, že předpoklad o lineárním rozdělení kontaktních napětí v základové spáře neposkytne žádný podklad pro výpočet *diferenčního sedání* (relativního průhybu a rozdílů v sedání pod vertikálními nosnými prvky konstrukce). Takový přístup je však možný pouze pro *1. geotechnickou kategorii* podle ČSN 73 1001 [1], tj. pro nenáročné konstrukce v jednoduchých základových poměrech. Zároveň se ukazuje, že význam posouzení základové půdy podle mezních stavů 2. skupiny (sednutí a jeho nerovnoměrných složek) stále vzrůstá, protože důsledkem nerovnoměrného sednutí může být porušení základů a nadzákladových konstrukcí podle prvé skupiny mezních stavů (únosnosti). S tím souvisí i značně omezený význam *mezních hodnot sednutí a jeho nerovnoměrných složek* v tab. 19 ČSN 73 1001 [1] pro vybrané druhy stavebních objektů. Podle čl. 127 této normy se mají jejich přípustné hodnoty stanovit přednostně výpočtem konstrukce na účinky nerovnoměrného sedání.

Další významné omezení v použití zjednodušeného předpokladu o rozdělení kontaktních napětí v základové spáře podle obr. 1 je jeho nízká věrohodnost, týkající se zejména průběhu vnitřních sil v základové konstrukci. Na obr. 1a) i b) je určeno zjednodušené rozdělení kontaktního napětí σ_{01} - označení podle ČSN 73 1001 [1] - pod základovým pásem šířky b = 1,0 m s pravidelně rozmístěnými sloupy. Postup doporučený Technickým průvodcem [2] předpokládá polovinu reakcí sloupů rozdělenou rovnoměrně po celé délce pásu a druhou polovinu rovnoměrně na délce dané součtem šířky sloupu a dvojnásobku výšky pásu. U pásu podle obr. 1a) nepostihneme téměř vůbec záporné mezipodporové momenty. U pásu na obr. 1b) se shodným součtem

reakcí sloupů a zkráceným okrajovým vyložení pásu je průběh ohybových momentů při popsaném apriorním rozdělení kontaktních napětí σ_{01} v porovnání s výstižnějšími metodami zcela nereálný a vedl by asi uprostřed pásu ke zhruba 6-násobnému předimenzování základu. Můžeme snadno dokázat, že s rostoucí délkou pásu se bude rozdíl mezi lineárním a přesnějším řešením dálezvyšovat. Závěry o praktické nepoužitelnosti metody podle TP4 [2] platí jak pro základové pásy nebo rošty, tak i pro desky, řešené analogicky např. metodou deskových pásů.



Obr. 1 Rozdělení kontaktních napětí σ_{01} a ohybové momenty základového pásu při zjednodušeném a výstižnějším řešení

Číselné výsledky srovnávacího řešení příkladu na obr. 1a) a 1b) jsou uvedeny pro rozhodující podporové a mezipodporové momenty v následující tab. 1.

Metoda výpočtu	Pás	M_1	M_{12}	M_2	M_{22}
Lineární rozdělení kontaktních napětí	a)	43,8	-14,4	189,6	82,5
	b)	22,0	-352,5	-344,1	-462,5
Winklerův model pružného podkladu	a)	44,6	-83,2	193,1	-59,3
	b)	16,9	-244,7	14,6	-78,5
Teorie pružného poloprostoru	a)	54,3	-65,8	193,1	-57,4
	b)	26,2	-172,5	57,6	-54,9
Dvouparametrický model podloží	a)	19,4	-74,2	137,9	-53,8
	b)	-23,6	-221,2	-12,9	-76,0

Tab. 1 Ohybové momenty M [kNm] základových pásů podle obr. 1

Momenty pro dvouparametrický model podloží (viz část 6) představují hodnoty v těžišti dílků při poměrně hrubém dělení Δx = 1,0 m. Zmenšené hodnoty podporového momentu M_2 můžeme obdržet i u ostatních modelů redukcí podle ČSN 73 1201 [8].

3. SPOLUPŮSOBENÍ ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE S PODLOŽÍM

Výstižnější řešení interakčních soustav podloží - základ nebo podloží - základ - nadzákladová konstrukce musí respektovat přetvárné vlastnosti podloží i konstrukce. Při označení veličin podle ČSN 73 1001 [1] a ČSN 73 1201 [3] bude mít diferenciální rovnice ohybové čáry nosníku (základového pásu) tvar:

$$[\,B\,(x)\,.\,s''\,(x)\,]'' = p\,(x) - b\,(x)\,.\,\sigma_{01}\,(x) \qquad (1)$$

kde $s\,(x)$ je čára sedání shodná se svislými pořadnicemi přetvoření základového pásu w (x),
$p\,(x)$ obecně proměnné svislé zatížení pásu,
$\sigma_{01}\,(x)$ intenzita kontaktních napětí (svislých reakcí podloží),
$b\,(x)$ obecně proměnná šířka pásu,
$B\,(x)$ obecně proměnná tuhost pásu.

Nejjednodušší případ izotropní základové desky lze vyjádřit pomocí Laplaceova operátoru:

$$B\,.\,\Delta\Delta\,s\,(x;y) = p\,(x;y) - \sigma_0\,(x;y) \qquad (2)$$

kde B je nyní desková tuhost ve tvaru:

$$B = E_b\,.\,h_s^3 / 12\,(1 - \nu_b) \qquad (3)$$

h_s tloušťka desky,
E_b modul pružnosti betonu desky,
ν_b součinitel příčného přetvoření betonu.

Ostatní veličiny v rovnici (2) mají obdobný význam jako ve vztahu (1), nyní proměnné v rovině *(x;y)*.

Uvedené rovnice (1) a (2) jsou základem řešení interakčních úloh ve všech dostupných programech. Výstižnému popisu tuhosti základové konstrukce je věnována část 7. Nejefektivnější možnosti v popisu vlastností konstrukce a podloží dnes nesporně poskytuje rozvinutá metoda konečných prvků. Základové pásy podle rovnice (1) lze řešit výstižně i metodou integrace po úsecích, popř. diferenční metodou. Nejzávažnější rozdíly ve výsledcích však vyplývají z volby modelu podloží.

4. WINKLERŮV (FUSS - ZIMMERMANNŮV) MODEL PRUŽNÉHO PODKLADU

Vznik tohoto modelu spadá do období hledání výstižnějšího dimenzování železničních pražců a opírá se o lineární závislost svislého přetvoření s (sednutí) podloží na intenzitě svislého kontaktního napětí σ_{01} v rovnicích (1) nebo (2):

$$\sigma_{01} = C\,.\,s \qquad (4)$$

s jehož využitím nabude např. nosníková rovnice (1) tvaru:

$$[\,B\,(x)\,.\,s''\,(x)\,]'' + C\,.\,b\,(x)\,.\,s\,(x) = p\,(x) \qquad (5)$$

Konstantu úměrnosti C v Mpa . m^{-1} nebo MN . m^{-3} nazýváme modulem stlačitelnosti podkladu. Výhody jednoduché závislosti sedání na kontaktním napětí se uplatní ve všech metodách řešení rovnic (1) a (2). Teorie nosníku na pružném podkladu byla u nás propracována J. Hořejším [4]. Při jejím použití si však musíme uvědomit některé nedostatky Winklerova modelu:

- modul stlačitelnosti C není ve skutečnosti konstantou, ale složitou funkcí velikosti a tvaru zatěžované plochy; proto nelze přímo užít výsledků polních zkoušek, prováděných malou zatěžovací deskou; z těchto důvodů nebyl modul stlačitelnosti základové půdy C nikdy normalizován;
- ze vztahu (4) je zřejmé, že již v bezprostředním okolí základu obdržíme nulová sedání; tato ostrá nespojitost přetvoření podloží je v rozporu se skutečností i u velmi poddajných zemin.

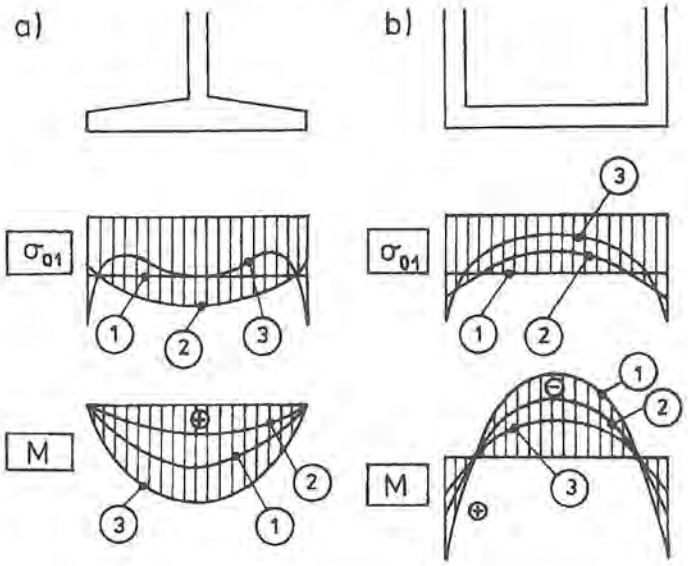
Přes tyto zjevné nedostatky je použití Winklerova modelu v interakčních úlohách nesrovnatelně výstižnější než linearizace kontaktních napětí podle části 2, což názorně ukazují obr. 1a) i 1b). Kromě toho lze

dnes využít podstatně zdokonaleného výpočtu sedání v ČSN 73 1001 [1] s uvážením hloubky deformační zóny z_s, opírající se o tzv. strukturní pevnost základové půdy. Praktický postup, který byl použit také u srovnávacích řešení pro příklad na obr. 1, sestává z následujících kroků:

a) určí se průměrné kontaktní napětí v základové spáře σ_{01};

b) vypočte se průměrná velikost sednutí s_0 pro případ dokonale tuhého základu podle ČSN 73 1001 [1] - sednutí pod tzv. "charakteristickým bodem" základové plochy;

c) do řešení interakční úlohy se zavede modul stlačitelnosti podkladu podle vztahu (4) hodnotou $C = \sigma_{01} / s_0$.



Obr. 2 Rozdělení kontaktních napětí σ_{01} a ohybových momentů při zatížení koncentrovaném a) u středu, b) u okrajů základu; 1 - lineární rozdělení σ, 2 - Winklerův pružný podklad, 3 - teorie pružného poloprostoru

Uvedeným postupem lze uvést nenormalizovanou přetvárnou charakteristiku C do souladu s ČSN 73 1001 [1]. Jistá opatrnost je nezbytná u hlubokých suterénů, kde σ_{01} zavedené jako přitížení v základové spáře může dosahovat velmi nízkých hodnot nebo být dokonce záporné (plovoucí základy). Zde lze odečíst jen část původního zatížení v úrovni základové spáry σ_{or}. To se doporučuje zejména u širokých stavebních jam, kde se odlehčené zeminy přechodně vzdouvají. Interakční úlohu je třeba pochopitelně řešit pro nezmenšené zatížení v základové spáře.

Kromě toho je třeba vždy pečlivě uvážit důsledky použití Winklerova modelu podloží pokud jde o velikost vnitřních sil v základové konstrukci. Z obr. 2 je vidět v konfrontaci s jinými postupy, že Winklerův model poskytuje zbytečně bezpečné výsledky u konstrukcí vanového typu se zatížením koncentrovaným na okrajích základu (obr. 2b), zatímco při koncentraci zatížení uprostřed základu (obr. 2a) - např. pod komíny a věžemi - bývají vnitřní síly základu zanedbáním smykového roznosu do jeho okolí podceněny. To ukazuje též příklad na obr. 1 a dále porovnání v tab. 1. Lze se setkat i s aproximativním vyjádřením smykového roznosu pomocí přímkového nebo parabolického zvyšování hodnot C směrem k okrajům základu. Spolehlivost takovýchto aproximací se však obtížně prokazuje.

5. MODEL PRUŽNÉHO POLOPROSTORU

Svislý pokles bodu i na povrchu pružného homogenního poloprostoru tvořeného základovou půdou podle ČSN 73 1001[1] lze vyjádřit sumárním výrazem podle Boussinesqua:

$$S_{ik} = \sum_{k=1}^{n} \frac{1 - \nu}{\pi \cdot E_{def} \cdot r} P_k \qquad (6)$$

kde P_k je osamělé povrchové břemeno v bodě k,
r vodorovná vzdálenost bodů i a k,
E_{def} modul přetvárnosti základové půdy,
ν Poissonovo číslo základové půdy.

Námitky proti použití modelu pružného poloprostoru lze formulovat bez obtíží: nevlastní hodnoty svislých napětí pod okrajem základu a půdorysně neomezený dosah spolupůsobícího podzákladí. Přes zmíněné nedostatky vyjadřuje uvedený model ověřené chování základových půd: typickou mísovitou deformaci základových desek a koncentraci svislých napětí na obvodu základu. Proto byla teorie pružného poloprostoru akceptována i novelizovanou ČSN 73 1001 [1] pro výpočet napětí v podloží základů a její přetvárné charakteristiky musí stanovit inženýrsko - geologický průzkum. V programech pro řešení interakce se však vyskytuje jen sporadicky, poněvadž musí podle vztahu (6) pracovat s plnými maticemi. Důsledky zmíněných vlastností modelu na rozdělení kontaktních napětí a vnitřních sil ukazují čáry 3 na obr. 2: u základů s koncentrací zatížení pod okraji základu je použití modelu pružného poloprostoru nejhospodárnější, při koncetraci zatížení u středu základu naopak nejbezpečnější. Teoretické základy modelu s řadou praktických aplikací obsahuje kniha M. I. Gorbunova - Posadova [5].

Vypočtené hodnoty sedání s použitím vztahu (6) jsou však postatně vyšší než předepisuje ČSN 73 1001 [1]. Rozdíly vyplývají z výše uvedeného upřesněného výpočtu sedání s uvážením strukturní pevnosti zeminy a hloubky deformační zóny z_s. Souladu výsledků lze dosáhnout následujícím způsobem:

a) určí se průměrné kontaktní napětí v základové spáře σ_{01};

b) vypočte se průměrná velikost sednutí s_0 pro případ dokonale tuhého základu podle ČSN 73 1001 [1] - sednutí pod tzv. "charakteristickým bodem" základové plochy;

c) do řešení interakční úlohy se zavede modul náhradní modul pružnosti obecně nehomogenního podloží $\bar{E}$:

$$\bar{E} = \frac{p \cdot b \cdot \alpha (1 - \nu^2)}{s_0} \qquad (7)$$

kde hodnoty α udává tab. 2 pro kruhový a obdélníkový základ podle poměru délky L k šířce b. Pro aplikaci zmíněného postupu u hlubokých suterénů platí zásady uvedené v části 4.

Kruh	Obdélník při poměru délek stran L/b								
	1,0	1,5	2,0	3,0	5,0	10,0	20,0	50,0	100
0,79	0,88	1,08	1,22	1,44	1,72	2,12	2,47	2,96	3,35

Tab. 2 Hodnoty součinitele α pro poměry L / b základu

Při uvedeném určení náhradní přetvárné charakteristiky obecně nehomogenního podloží v souladu s ČSN 73 1001 [1] zůstanou zachovány nejcennější přednosti modelu pružného poloprostoru. Programů s možností jeho použití však je dosud bohužel málo. Pro základové pásy je to např. starší program Z. Drahoňovského "Nosník na dvouvrstvém podkladu", kde lze pod pásem s obecně proměnnou tuhostí modelovat Winklerův podklad podle části 4 nebo pružný poloprostor podle části 5. Pomocí tohoto programu byl počítán i srovnávací příklad podle obr. 1. Pro základové desky a krabicové suterény bylo s úspěchem využito programu ASKA (Automatický Systém Kinematické Analyzy) pro 80 typů prvků, určeného pro obecně nelineární úlohy (viz blíže hlavní referát). Dnes lze pružný poloprostor modelovat pomocí výpočetního systému PATRAN pro nejrůznější stavební a strojní aplikace, vyvíjeného spoluprací firem INTEND Praha a AXIOM Zlín (Ing. Milan Tůma).

6. PASTERNAKŮV A VÍCEPARAMETRICKÝ MODEL PODLOŽÍ

Výsledkem dlouholetého úsilí o výstižnější modely chování podloží a odstranění nedostatků modelů podle částí 4 a 5 byl nejprve dvouparametrický model podloží P. L. Pasternaka [6], vyjadřující závislost mezi kontaktním napětím σ_{01} a sedáním s vztahem:

$$\sigma_{01}(x;y) = C_1 \cdot s(x;y) - C_2 \cdot \Delta s(x;y), \qquad (8)$$

který byl u nás zobecněn V. Kolářem a I. Němcem do podoby tzv. efektivního modelu podloží, podrobně popsaného v liter. [7]. C_1 v rovnici (8) má tentýž význam jako Winklerova konstanta C ve vztahu (4), parametr C_2 (= C_{2x} = C_{2y}) [MPa . m], [MN . m^{-1}] vyjadřuje smykové přetvoření podloží (vrstvy). Efektivní model podloží je schopen vyjádřit další vlastnosti kontaktních úloh, např. závislost mezi vodorovným napětím a přetvořením základové spáry. Ve srovnání s modelem pružného poloprostoru umožňuje Pasternakův a efektivní model podloží omezit smykový roznos do okolí základu. Zavedení závislosti (8) do prizmatických úloh - rovnice (1) - nebo deskových - rovnice (2) - nečiní potíže a proto je dnes u nás k dispozici široká škála programů pro řešení interakčních úloh. Nejúplnější z nich je soubor programů

NEXX autorů V. Koláře a I. Němce. Hodnota parametru C_1 se určuje způsobem popsaným v části 4 s vazbou na strukturní pevnost zemin a hloubku deformační zóny v souladu s požadavky ČSN 73 1001 [1]. Obtížněji se prokazuje korektnost volby hloubky deformační zóny parametru C_2 pro smykové přetvoření. Obvykle se proto předpokládá tatáž hloubka jako pro parametr C_1. Při praktických aplikacích je však třeba si uvědomit výrazný vliv této volby na výsledky řešení. Zvětší-li se vlivem menší hloubky deformační zóny hodnota parametru C_1 dvakrát, klesne velikost parametru C_2 na polovinu a poměr C_2 / C_1 se proto zmenší na čtyřnásobek. Opačný výsledek obdržíme zvětšením smykového rozsahu při rostoucí hloubce deformační zóny. Ve srovnávacích příkladech na obr. 1a) a b) (viz též tab. 1) byl zvolen číselný poměr $C_2 / C_1 = 0,4$.

7. TUHOST BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ V INTERAKČNÍCH MODELECH

Většina řešení interakčních úloh se opírá o ustanovení bodu 3. 3. 2. 2 ČSN 73 1201 [8], které dovoluje při vyšetřování silových účinků zatížení potřebných pro dimenzování podle 1. i 2. skupiny mezních stavů, zanedbávat u staticky neurčitých konstrukcí vliv oslabení prvků trhlinami a nepružných přetvoření materiálu. Všimněme si blíže důsledků tohoto zjednodušení. Pro výstižnější řešení s uvážením skutečné tuhosti betonových prvků B v rovnicích (1) a (2) je zapotřebí znát polohu a množství výztuže. Tyto hodnoty však získáme až dimenzováním konstrukce. Proto je u významnějších úloh nejpohodlnější iterativní korekce výsledků. Lze doporučit tento postup:

(a) Výztuž se navrhne podle ČSN 73 1201 [8] na vnitřní síly, získané pružným řešením pro prvky bez trhlin, tj. s tuhostí:

$$B = B_{fl,a} = 0,85 \, . \, E_b \, . \, I_b \, , \qquad (10)$$

kde E_b je modul pružnosti betonu podle ČSN 73 1201 [8],
I_b moment setrvačnosti betonové části průřezu.

(b) Úseky, kde neplatí tuhost podle vztahu (10) vymezíme pomocí momentu na mezi vzniku trhlin (tj. kde $M_d > M_r$), pro nejčastější obdélníkový průřez výšky h a šířky b :

$$M_r = \frac{1,75}{6} \, b \, . \, h^2 \, . \, R_{btn} \qquad (11)$$

kde R_{btn} je normová pevnost betonu v tahu podle ČSN [8].

(c) V úsecích s trhlinami stanovíme pro průřezovou plochu tahové výztuže A_{st} s modulem pružnosti E_s nejprve výšku x_r tlačené části průřezu s účinnou výškou h_e:

$$x_r = \frac{\varpi}{b} \, A_{st} \left(-1 + \sqrt{1 + 2 \varpi \, . \, h_e \, . \, b / A_{st}} \right) \qquad (12)$$

kde $\omega = E_s / E_b$ a tuhost plně oslabeného průřezu trhlinou:

$$B_{fl,b} = 0,5 \, . \, E_b \, . b \, . \, x_r^2 \, (\, h_e - 0,5 \, x_r \,) \, . \qquad (13)$$

Při dané hladině namáhání, charakterizované poměrem provozní výpočtové hodnoty ohybového momentu M_s k momentu na mezi vzniku trhlin M_r podle vztahu (11):

$$\rho_r = 0,25 \, . \, [\, 5 \, (M_s / M_r \,) - 1] \qquad (14)$$

je výsledná tuhost průřezu s trhlinou pro opakovaný iterační výpočet:

$$B_{fl} = \frac{1}{\dfrac{\rho r}{B_{fl,a}} + \dfrac{1 - \rho r}{B_{fl,b}}} \qquad (15)$$

U desek působících ve dvou směrech se musí stanovit popsaným způsobem tuhosti $B_{fl,x}$ a $B_{fl,y}$ ortotropní desky. Výpočet není příliš náročný a zpravidla dosáhneme uspokojivé shody již po 3 až 4 iteračních cyklech. Je totiž třeba si uvědomit, že po zavedení snížené tuhosti se zkracují úseky s $M_d / M_r > 1$ a naopak. Uvedenou metodou byly korigovány výsledky výpočtu na obr. 1 a v tab. 1. Získané korekce pro pás řešený na Winklerově podkladu podle obr. 1b) ukazuje tab. 3.

K získaným výsledkům uveďme, že pro beton třídy B 30 (R_{btn} = 1,8 MPa) je podle vztahu (11) M_r = 189 kNm, takže podle obr. 1b) splňuje podmínku $M_d = 1,2 \, M_s > M_r$ pouze 3 m dlouhý úsek pásu v poli 1 - 2. Pro $M_{d,max}$ = -1,2 . 244,7 = -293,6 kNm potřebujeme výztuž 10335 o ploše $A_s = 18,85 \, . \, 10^{-4}$ m² (6 ⌀ J 20) a pomocí vztahů (12) až (15) získáme při h_e = 0,555 m postupně hodnoty x_r = 0,1047 m; $B_{fl,b}$ = 89,6 MNm²; ρ_r = 0,715 a B_{fl} = 216,7 MNm². Protože počáteční tuhost je ze vztahu (10) $B_{fl,a}$ = 497,3 MNm², není při relativně nízké hladině statického využití (M_d / M_r = 1,55) pokles tuhosti příliš výrazný ($B_{fl} / B_{fl,a}$ = 0,435), může však dosáhnout až $B_{fl,b} / B_{fl,a}$ = 0,18 (pokles 82%). Zpřesnění výsledků by pak bylo podstatně výraznější než ukazuje tab. 3. Všimněme si si ještě způsobu zpřesnění. Protože k poklesu tuhosti došlo jen v poli 1 - 2, směřuje redistribuce σ_{01} do oblasti podpor, kde vzrůstají záporné podporové momenty až 2,7násobně. Mezipodporové kladné momenty pásu se naopak zmenšily na 89%, resp. 81%. Kdyby se dostaly nad mez vzniku trhlin podporové momenty (viz příklad na obr. 1a), mělo by iterační řešení opačný efekt. Vnucuje se samozřejmě otázka, proč bylo při běžném používání "pružného řešení" zjištěno poměrně málo poruch základových konstrukcí. Vysvětlení poskytují poznatky o redistribuci vnitřních sil: vnitřní síly se přesunou z přetížených oblastí do oblastí staticky méně využitých, kde musíme vkládat alespoň minimální výztuž podle ČSN [8]. Přitom však mohou vznikat nadměrně široké trhliny, jejichž kontrolu ČSN [8] předepisuje a které mohou mít nepříznivý vliv na životnost základové konstrukce.

Model podloží		Winklerův podklad			
Iter. cyklus		0.	1.	2.	3.
M_1	[kNm]	16,9	18,4	17,4	18,3
M_{12}	[kNm]	-244,7	-215,2	-236,0	-217,3
M_2	[kNm]	14,6	41,3	22,0	39,1
M_{22}	[kNm]	-78,5	-58,9	-74,0	-63,2

Tab. 3 Iterativní oprava řešení podle obr. 1b) a tab. 1

8. ZÁVĚRY

Provedený rozbor faktorů ovlivňujících spolehlivost výpočtu vnitřních sil v základových konstrukcích především ukázal praktickou nepoužitelnost zjednodušené metody linearizace kontaktních napětí podle části 2 u delších základových pásů, popř. u velkoplošných základových desek. Přesto, že doposud nelze nabídnout univerzálně spolehlivý model chování podloží a orientace v bohaté nabídce programů s různým pojetím modelů podloží výběr spíše ztěžuje, ukazují výsledky pro srovnávací příklad na obr. 1 a tab. 1 kvalitativní rozdíl proti zjednodušené linearizaci kontaktních napětí u všech 3 interakčních řešení podle částí 4 až 6. Kvantitativní rozdíl mezi uvedenými metodami není ve zvolených jednoduchých příkladech příliš výrazný, i když co do absolutní velikosti vnitřních sil poskytuje nejúspornější výsledky model pružného poloprostoru. Daleko výraznější úspory výztuže lze obdržet použitím tohoto modelu u velkoplošných základových desek - viz příklad v generálním referátu. Význam řešení interakční úlohy při respektování snížené tuhosti základů nad mezí vzniku trhlin podle ČSN 73 1201 [8] - viz část 7 - se příznivě projeví zejména v životnosti základů, kde vymezíme spolehlivěji oblasti očekávaného vzniku trhlin. U všech interakčních modelů podle částí 4 až 6 však lze doporučit vyztužení v oblasti lokálních nebo přímkových břemen (sloupů, stěn) základové konstrukce nejméně na kladné ohybové momenty o velikosti $M = 0,125 \, . \, P \, . \, a$, kde a je roznášecí šířka podle obr. 1 a P velikost lokálního břemene. Mezipodporový moment by naopak neměl být menší než $-0,03 \, . \, p \, . \, L^2$, kde p je průměrná hodnota napětí v základové spáře od lokálně působících břemen, L pak teoretické rozpětí posuzovaného pole. Zachycení uvedených ohybových momentů obvykle zajistí mimimální výztuž v souladu s požadavky ČSN 73 1201 [8].

LITERATURA

[1] ČSN 73 1001 Základová půda pod plošnými základy, 1987
[2] Novák, O., Hořejší, J. a kol.: Statika stavebních konstrukcí. Technický průvodce č. 4, SNTL Praha 1972
[3] ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí, 1986
[4] Hořejší, J.: Nosník na pružném podkladě. SNTL, Praha 1958
[5] Gorbunov - Posadov, M. I.: Výpočet konstrukcí na pružném podkladu. SNTL, Praha 1957
[6] Pasternak, P. L.: Osnovy novogo metoda rasčeta fundamentov na uprugom osnovanii pri pomočši dvuch koefficientov postěli. Strojizdat, Moskva 1954
[7] Kolář, V., Němec, I.: Modelling of Soil - Structure Interaction. Academia, Praha 1989
[8] ČSN 73 1201 Navrhování betoových konstrukcí, 1986