

- ◆ *Individuální návrh konstrukce pro jedinou stavbu bývá po všech stránkách náročný. Často vstupuje do návrhového procesu časový faktor, kdy se projektuje a zároveň vyrábí, ale už se také provádí montáž. To vyžaduje dobrou organizaci práce a ovšem podrobný harmonogram prací všech zúčastněných složek.*

[2] Masopust J.: *Vrtané piloty*, Čeněk a Ježek, Praha 1994, s. 226–227.

Ing. Pavel Čížek, vedoucí projekční skupiny betonových konstrukcí PREMO, Preming, a.s., Chrudim, Masarykovo nám. 1544, 532 29 Pardubice, tel.: 040–510 638, fax: 040–512 076

Ing. Ivan Šemík, projekční skupina betonových konstrukcí PREMO, Preming, a.s., Chrudim, Masarykovo nám. 1544, 532 29 Pardubice, tel.: 040–510 638, fax: 040–512 076

Literatura

[1] ČSN 73 1001 Základová půda pod plošnými základy.

Železobetonová stropní konstrukce s keramickými tvarovkami

Petr Hájek, Jitka Filipová

Kazetová stropní konstrukce – keramické vložky – experimentální ověření – statický výpočet

V letech 1990 až 1991 byl vyvinut nový typ keramických dutinových tvarovek ORTHO (autoři patentu: Petr Hájek a Vladimír Žďára) určených pro realizaci železobetonových kazetových a žebrových stropních konstrukcí s rovným podhledem tvořeným keramickou výplní. Příspěvek popisuje experimentální ověření statického působení obousměrné kazetové konstrukce rozměru 5,2 m × 4,5 m. Výsledky zkoušky prokázaly výborné statické vlastnosti tohoto typu stropní konstrukce a zároveň ukázaly rezervy vzhledem k únosnostem stanoveným běžnými výpočetními postupy.

Trojúhelníkový tvar tvarovek ORTHO umožňuje realizaci železobetonové konstrukce s žebry ve dvou na sebe kolmých směrech (kazetový strop, obr. 1) nebo s žebry v jednom směru (žebrový strop). Mezi žebry jsou keramické tvarovky, jejichž spodní líc vytváří rovný homogenní podhled vhodný pro omítání. Konstrukce využívá statických výhod jednosměrných žebrových nebo obousměrných kazetových stropů a má relativně malou vlastní plošnou hmotnost 230 až 280 kg.m⁻². Vylehčením železobetonové konstrukce stropu dutinovými tvarovkami se dosahuje nižší spotřeby výztužné oceli a betonu, což se odráží na příznivých ekonomických parametrech uvedeného typu stropní konstrukce. V případě použití *obousměrných kazetových konstrukcí* lze dosáhnout ještě nižší spotřeby výztuže, ale to pouze za předpokladu, že výpočetní model bude respektovat skutečné chování obousměrné kazetové konstrukce. Výpočetní postupy pro navrhování obousměrných plošných konstrukcí jsou pro kazetové kompozitní desky značně zjednodušené. Nevystihují zejména spolupůsobení tvarovek, tj. jejich příspěvek k tuhosti i únosnosti konstrukce. *Výsledky zjednodušených postupů jsou pak neekonomické, eventuálně zabrání projektantům použít konstrukci pro větší rozpětí, kde rozhoduje spolehlivost z hlediska přetvoření.* Proto se uskutečnilo experimentální ověření, jehož výsledky lze použít pro verifikaci výpočetních postupů pro stanovení vnitřních sil potřebných pro dimenzování kazetových keramicko-betonových konstrukcí.

Uspořádání a průběh experimentu

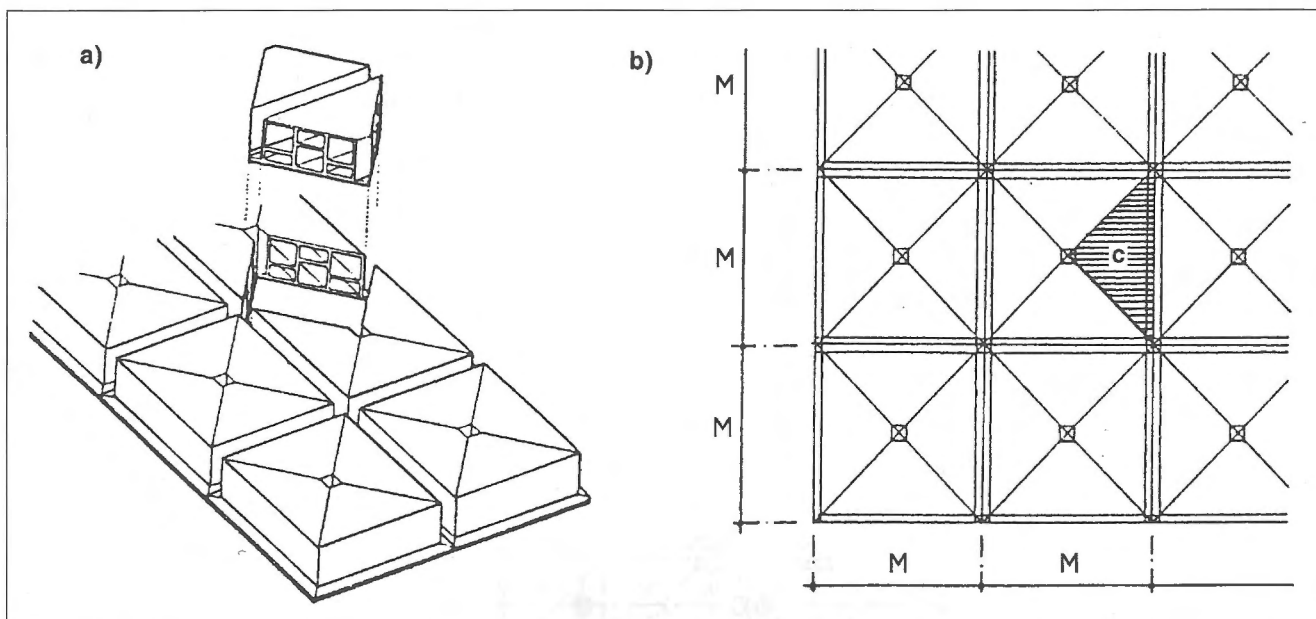
K ověření konstrukčně statického chování kazetové stropní konstrukce ORTHO byla provedena statická zkouška zkušebního těle-



sa v Centru stavebního inženýrství, zkušebnictví a poradenství a.s. v Praze, v březnu 1992. Zkouška se uskutečnila v rámci grantu T096/42-733 (poskytlo Ministerstvo pro hospodářskou politiku a rozvoj České republiky) ve spolupráci s RedeS s.r.o., Stavební fakultou ČVUT a Výzkumným ústavem pozemních staveb v Praze.

Zkouška proběhla na zkušebním tělese o půdorysných rozměrech 4,5 m × 5,2 m a celkové tloušťce 220 mm. Pomocí trojúhelníkových tvarovek ORTHO bylo vytvořeno 6 × 7 čtvercových kazet oddělených železobetonovými žebry. Tloušťka horní krycí železobetonové desky nabetonované nad tvarovkami byla 50 mm. Vnitřní žebra šířky 60 mm byla vyztužena vždy jedním výztužným prutem (J 16 ve směru kratšího rozpětí a V 12 ve směru delšího rozpětí). Obrubní žebra šířky 180 mm byla v kratším směru vyztužena třemi profily J 16 a v delším směru dvěma profily V 12. V horní betonové desce byla uložena výztužná síť z hladkých drátů průměru 4 mm s oky 150 mm × 150 mm. V konstrukci nebyla použita smyková výztuž. Uspořádání výztuže a krycí vrstvy je patrné z obr. 2. Materiálové charakteristiky použitého betonu a výztužné oceli stanovené na zkušebních vzorcích jsou uvedeny v tab. 1.

Zkušební kazetová deska byla prostě podepřena po celém obvodu betonovými bloky. Rohy desky nebyly zajištěny proti nadzvedávání z podpor. Deska byla zatěžována čtyřmi hydraulickými válci, napojenými na hydraulické čerpadlo HAPZ, a systémem ocelových nosníků, roznášejících zatížení do 16 bodů na horním povrchu desky. Zatěžované body byly v místech křížení žebor kazetové desky. Zatížení se přenášelo přes pryžové podložky o rozměrech přibližně 200 mm × 200 mm. Uvedeným uspořádáním zatížení bylo modelováno rovnoměrné zatížení působící na horní povrch desky. Vlastní tíha konstrukce stanovená výpočtem byla 2,571 kN.m⁻².



Obr. 1 – Kazetový strop ORTHO (a – axonometrie skladby keramických tvarovek, b – půdorys skladby, c – trojúhelníková keramická tvarovka ORTHO)

Přetvoření konstrukce se v průběhu zkoušky měřilo v 15 bodech mechanickými průhyboměry. Poměrné přetvoření bylo měřeno ve 12 místech na povrchu desky pomocí elektrických odporových deformetrů. Uspořádání experimentu včetně polohy měřených míst ukazuje obr. 3.

Zatížení se vnašelo ve 13 zatěžovacích stupních s přírůstkem $1,23 \text{ kN.m}^{-2}$ až do hodnoty reprezentující rovnoměrné zatížení $15,98 \text{ kN.m}^{-2}$. Po krocích 1 až 5 byla konstrukce odtěžována na hodnotu 0 kN.m^{-2} . Po 13. stupni následovalo opět odtížení, výměna hydraulických válců a zatěžování pokračovalo kontinuálně až do hodnoty 21 kN.m^{-2} , kdy byla zkouška ukončena vzhledem ke značným průhybům, které ohrožovaly stabilitu válců.

Ačkoliv během zatěžování vznikaly v keramických výplních mikrotrhliny (doprovázené akustickými efekty), nedošlo v průběhu celé zkoušky k porušení celistvosti keramického podhledu, a to ani při průhybech značně převyšujících mezní hodnoty.

Výsledky experimentu

Průběh svislých posunů ve vybraných měřených bodech konstrukce je uveden v grafech na obr. 4 a obr. 5. Z průběhů je zřejmá velmi dobrá koincidence symetricky umístěných bodů konstrukce. Z grafu na obr. 4 vyplývá, že při zkušebním zatížení, které odpo-

vídalo předem vypočtené hodnotě zatížení na mezi únosnosti, tj. $7,82 \text{ kN.m}^{-2}$, byl celkový průhyb uprostřed desky (bod č. 9) $8,95 \text{ mm}$. Odpovídající poměrný průhyb konstrukce je $1/556$ rozpětí (vztaheno ke kratšímu rozponu). Při zatížení $15,98 \text{ kN.m}^{-2}$ byl průhyb uprostřed desky $35,7 \text{ mm}$ a poměrný průhyb $1/122$ rozpětí. Na obr. 5 jsou svislé posuny rohů desky v průběhu zatěžování. Je zřejmé, že již od počátku zatěžování docházelo ke zvedání rohů. Při zatížení $15,98 \text{ kN.m}^{-2}$ byly všechny čtyři rohy zvednuty v průměru o $4,3 \text{ mm}$.

Zatěžování se ukončilo při zatížení 21 kN.m^{-2} . Při tomto zatížení konstrukce působila jako membrána upevněná do rámu tvořeného okrajovými žebry.

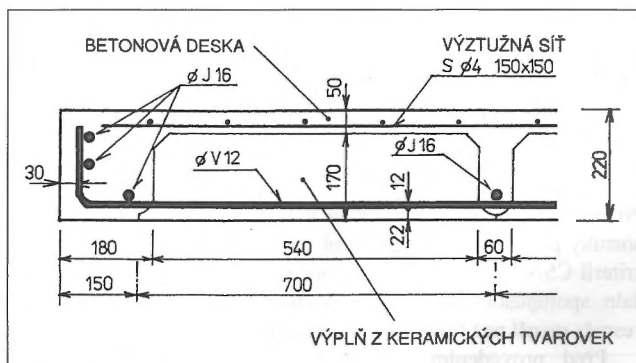
Porovnání výsledků experimentu s výpočty

Statický výpočet

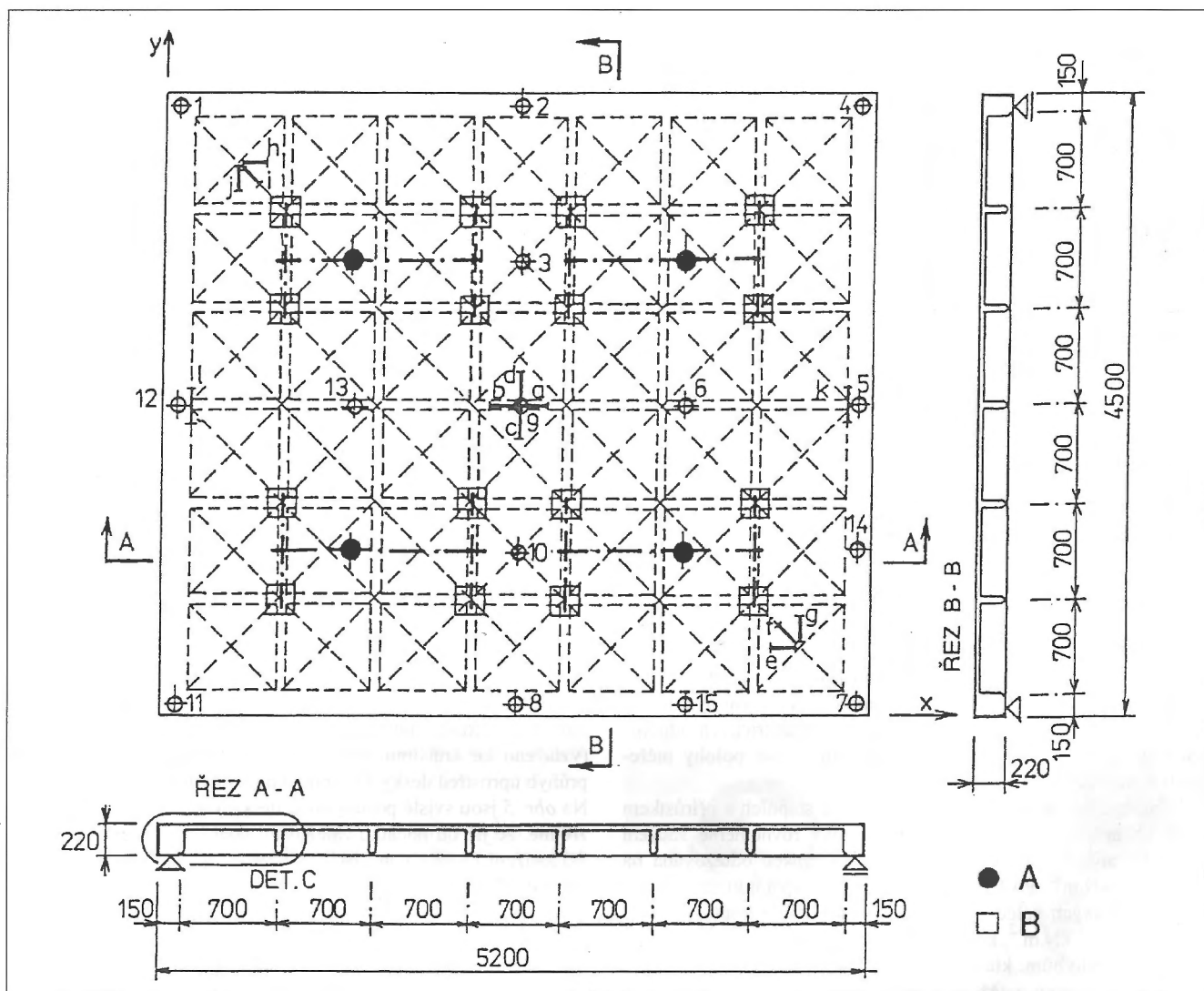
Obousměrná stropní konstrukce vylehčená keramickými tvarovkami působí jako rošt ztužený při horním povrchu monolitickou železobetonovou deskou, bránící svojí membránovou tuhostí kroucení žebry. Při splnění kritérií stanovených ČSN 73 1204 [5], popř. ČSN P ENV 1992-1-1 (Eurocode 2) [3] lze předpokládat rovinné působení konstrukce a vylehčenou desku vyšetřovat staticky jako plnou. Kritéria se týkají geometrických parametrů (vzdálenosti žebry, jejich rozměrů, tloušťky desky). Pro vyšetřovanou konstrukci nejsou uvedená kritéria zcela splněna – vyhovovala by konstrukce s horní deskou tloušťky alespoň 64 mm . Přes nesplnění kritérií byl deskový výpočetní model alternativně použit v porovnávacích výpočtech – případy A a B. Výpočetní modely C a D jsou roštové, kde je tuhost desky částečně vystižena spolupůsobící šířkou žebra.

Tab. 1 – Materiálové charakteristiky

Materiál	Charakteristiky a jejich hodnoty		
Beton	objemová hmotnost	$2\,250 \text{ kg.m}^{-3}$	
	krychelná pevnost - 14 dní	22,5 MPa	
	krychelná pevnost - 35 dní	37,5 MPa	
	modul pružnosti	26 540 MPa	
Ocel	druh oceli	V (10425)	J (10335)
	průměr	12 mm	16 mm
	plocha průřezu	$113,1 \text{ mm}^2$	$201,1 \text{ mm}^2$
	mez kluzu	461,3 MPa	400,4 MPa
	pevnost	638,1 MPa	594,3 MPa
	tažnost	28,4 %	31,5 %



Obr. 2 – Řez zkušebním tělesem s uspořádáním výztuže



Obr. 3 – Uspořádání experimentu (1 až 15 – mechanické průhyboměry, a až 1 – odporové deformetry, A – hydraulické válce, B – zatěžovaná místa konstrukce; detail C – viz obr. 2)

Výpočetní modely a postupy:

- A – deska po obvodě prostě podepřená se zabráněním zvedání rohů – výpočet podle Marcuse; pro stanovení maximálních ohybových momentů v obou směrech uprostřed rozpětí byly použity výpočetní tabulky,
- B – deska po obvodě prostě podepřená s možným zvedáním rohů – výpočet prostých nosníků v obou směrech se zatížením rozděleným do směrů za předpokladu rovnosti průhybů nosníků (bez uvažování vlivu kroucení),
- C – rošt tvořený v obou směrech prutovými prvky T-průřezu se spolupůsobící šířkou horní desky 0,66 m; rošt je prostě podepřený se zabráněním zvedání ve všech podporách,
- D – rošt podle C s uvolněním svislého posuvu (zvedání) u podpor v rozích a sousedních podporách.

Výpočet konstrukce podle C a D byl proveden programem FEAT 3.1, geometrické parametry i materiálové charakteristiky se zavedly podle skutečně zjištěných hodnot.

Výpočet únosnosti

Při stanovení únosnosti v ohybu byly uvažovány železobetonové nosníky průřezu T s šířkou horní tlacené desky $b = 0,66$ m podle kritérií ČSN 73 1201 [4]. Ve výpočetním modelu se nepředpokládalo spolupůsobení tvarovek. Výška tlacené oblasti vycházela vesměs menší než tloušťka horní betonové desky.

Před provedením experimentu byly vypočteny momenty únosnosti průřezů konstrukce v obou směrech, a to s materiálovými

mi charakteristikami rovnými výpočtovým hodnotám navržených materiálů. Geometrické parametry byly uvažovány podle navržených rozměrů. Z těchto předpokladů byly nalezeny hodnoty zatížení na mezi únosnosti:

- pro směr x (delší rozpětí): $10,71 \text{ kN.m}^{-2}$
- pro směr y (kratší rozpětí): $10,39 \text{ kN.m}^{-2}$

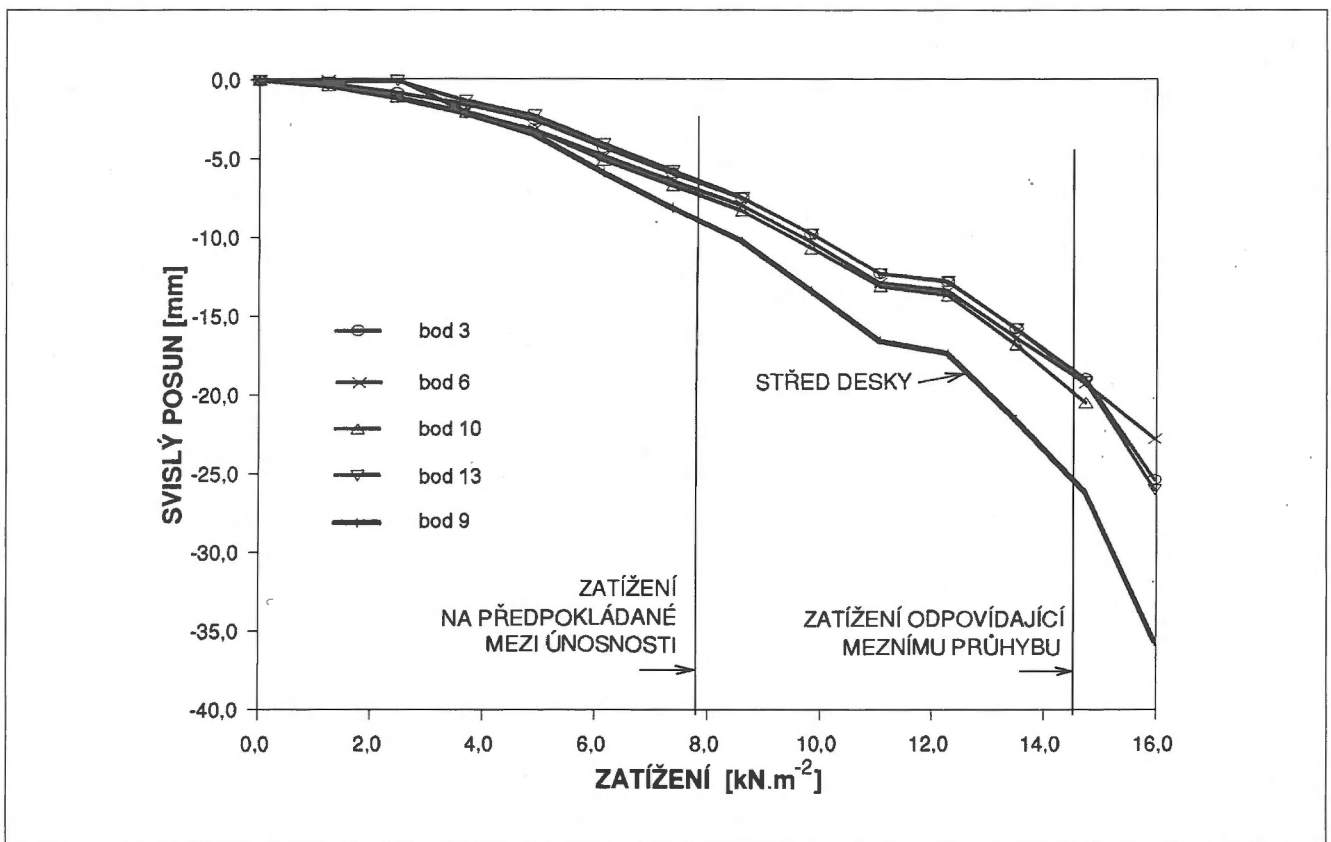
Hodnota zatížení na mezi únosnosti bez účinku vlastní tíhy konstrukce je tedy:

$$10,39 - 2,57 = 7,82 \text{ kN.m}^{-2}$$

Po provedení experimentu byly na základě skutečných změřených parametrů zkušební tělesa stanoveny hodnoty momentů na mezi porušení konstrukce a tomu odpovídajícího maximálního zatížení. Průměrná hodnota zjištěné krychelné pevnosti betonu se pro přepočet redukovala součinitelem 0,8 (převod na skutečnou pevnost betonu v tlaku). Z destruktivních zkoušek vychází hodnota $R_b = 0,8 \times 37,5 = 30,0$ MPa, ze sklerometrických měření $R_b = 39,0$ MPa.

Momenty na mezi porušení byly stanoveny na základě tří různých předpokladů:

- 1 – výpočet metodou mezní rovnováhy s uvažováním pevnosti betonu v tlaku $R_b = 30$ MPa,
- 2 – výpočet metodou mezní rovnováhy s uvažováním pevnosti betonu v tlaku $R_b = 39$ MPa,
- 3 – výpočet metodou mezních přetvoření s uvažováním pevnosti betonu v tlaku $R_b = 30$ MPa (rovnoměrné rozdělení napětí v tlacené oblasti) a pracovního diagramu oceli se vzestupnou větví.

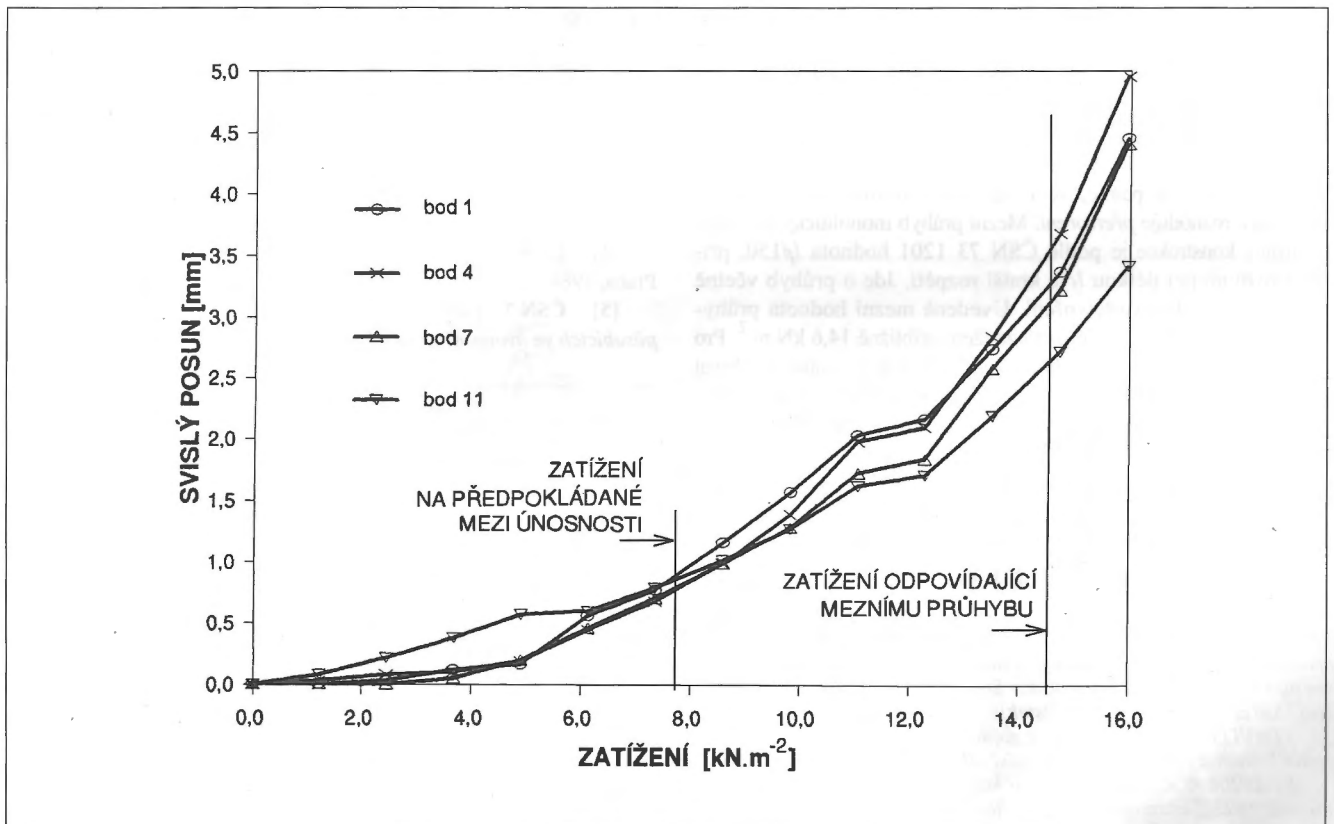


Obr. 4 – Průběh průhybů v bodech 3, 6, 9 (střed desky), 10 a 13

Vypočtené hodnoty momentů na mezi porušení popsaných průřezů a stanovená odpovídající rovnoměrná plošná zatížení jsou uvedena v tab. 2 a 3.

Z hodnot uvedených v tab. 2 a 3 je patrné, že na výsledky má významný vliv volba výpočtového modelu konstrukce a jeho okra-

žových podmínek, především zabránění zvedání rohů konstrukce. Z hlediska dimenzování je vliv druhu betonu nevýznamný (porovnání variant 1 a 2), jak se dalo u ohýbaných prvků očekávat. Druh betonu vyjádřený pevností betonu v tahu má však významný vliv na únosnost ve smyku, a to zejména pro žebra bez smykové výztuže. Pro



Obr. 5 – Průběh svislých posunů rohů desky – body 1, 4, 7 a 11

Tab. 2 – Momenty na mezi porušení M [kNm]

Varianty výpočtu	1	2	3
Směr x	9,94	9,96	11,42
Směr y	14,09	14,13	15,80

Tab. 3 – Celkové rovnoměrné výpočtové extrémní zatížení [kN.m⁻²] odpovídající maximálnímu ohybovému momentu na mezi porušení; rozhodují tučně vytištěné hodnoty

Výpočetní model	Směr	Varianty výpočtu momentu na mezi porušení		
		1	2	3
A	x	22,39	22,43	25,72
	y	20,75	20,81	23,27
B	x	13,62	13,64	15,72
	y	12,62	12,68	14,18
C	x	15,02	15,05	17,25
	y	17,50	17,55	19,62
D	x	14,10	14,13	16,20
	y	16,12	16,17	18,08

experiment byl záměrně volen beton vyšší třídy, takže únosnost ve smyku nebyla v tomto případě rozhodující. Předpoklad o napětí ve výztuži podle *pracovního diagramu oceli se stoupající větví* za mezi kluzu se projevil u varianty 3 přibližně desetiprocentním zvýšením únosnosti. Vzhledem k velké pracnosti tohoto výpočtu však nelze předpokládat jeho běžné užití při projektování.

Diskuze výsledků

Experimentální ověření kazetové konstrukce prokázalo její velmi dobré statické vlastnosti, a to především z hlediska mezního stavu únosnosti. Při maximálním zatížení 21 kN.m⁻² působila konstrukce jako membrána upevněná do rámu tvořeného okrajovými žebry. Ačkoliv byla při tomto zatížení několikanásobně překročena mezní hodnota průhybu, nedošlo k porušení konstrukce.

Z výsledků je patrné, že o spolehlivosti ověřované kazetové konstrukce rozhoduje *přetvoření*. Mezní průhyb monoliticky prováděné stropní konstrukce je podle ČSN 73 1201 hodnota $l_f/150$, přičemž rozhodující délkou l_f je kratší rozpětí. Jde o průhyb včetně účinku reologických přetvoření. Uvedená mezní hodnota průhybu se při experimentu dosáhla při zatížení přibližně 14,6 kN.m⁻². Pro skutečnou konstrukci by však mezní zatížení bylo nutné uvažovat menší, protože do průhybu by bylo třeba zahrnout i účinky dlouhodobých reologických přetvoření, jež se ovšem při experimentu neuplatnily.

Z porovnání výpočetních modelů konstrukce a variant předpokladů pro stanovení únosnosti průřezů vyplývá menší význam druhu betonu (viz porovnání variant 1 a 2) a naopak větší význam výstižnosti vlastního výpočetního modelu a předpokládaných okrajových podmínek (upevnění rohů apod.). Výpočetní model A (deskový model se zabráněním zvedání rohů) dává největší hodnoty únosnosti, které překračují i maximální zatížení použité při experimentu. Naopak výpočetní model B (rošt bez uvažování kroucení) dává hodnoty výrazně nižší než hodnoty dosažené při experimentálním ověření. Výpočetní model D, který z použitých modelů nejlépe reprezentuje skutečnou konstrukci, dává dostatečně spolehlivé výsledky.

Závěr

Použité výpočetní modely neumožňují přesně postihnout skutečné chování kazetové kompozitní konstrukce, která je složená z žeber, železobetonové desky (omezující svojí membránovou tuhostí kroucení žeber) a keramické výplně. Experiment ukázal rezervy kompozitní kazetové konstrukce především při posuzování mezního stavu únosnosti. Použití výpočetního modelu zohledňujícího skutečné působení by umožnilo provést parametrickou studii a následnou optimalizaci návrhu kompozitních kazetových konstrukcí s výsledným cílem snížení spotřeby konstrukčních materiálů a zároveň zvýšení spolehlivosti konstrukce. K tomu je zapotřebí provést řadu dílčích experimentů kvalifikujících a kvantifikujících vlivy jednotlivých parametrů konstrukce a provést ověřovací výpočty s využitím parametrů získaných z experimentů. Teoretický a experimentální výzkum kazetových kompozitních konstrukcí v této oblasti pokračuje v rámci grantového projektu č. 103/94/0932 poskytnutého Grantovou agenturou ČR.

Literatura

- [1] Virdi K.S., Ragupathy P., Hájek P.: Non-linear behaviour of grillage slab "ORTHO". *Building the Future, Innovation in Design, Materials and Construction*. Conference Proceedings, Brighton (1993). E & FN SPON, London, 1994, s. 70–80.
- [2] Hájek P.: A new type of hollow brick element for grillage and ribbed slabs. *Building the Future, Innovation in Design, Materials and Construction*. Conference Proceedings, Brighton (1993). E & FN SPON, London, 1994, s. 150–158.
- [3] ČSN P ENV 1992-1-1: *Navrhování betonových konstrukcí. Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Vydavatelství norem, Praha, 1994.
- [4] ČSN 73 1201: *Navrhování betonových konstrukcí*. ÚNM, Praha, 1988.
- [5] ČSN 73 1204: *Navrhování betonových deskových konstrukcí působících ve dvou směrech*. ÚNM, Praha, 1988.

Doc. Ing. Petr Hájek, Ing. Jitka Filipová, CSc., ČVUT – fakulta stavební, Tháková 7, 166 29 Praha 6, tel. 02–2435 4636

O betonu a zdivu v českých časopisech

STAVEBNÍ OBZOR ♦ V čísle 3 letošního ročníku najdeme velice zajímavý článek o historii panelových sídlišť v Česku od Zdeňka Bažanta. Za přečtení stojí výklad o projektu a výstavbě lávky pro pěší v Praze–Radotíně (František Trčka, Martin Trčka a Vladimír Křístek). Dále zde najdete informaci o betonové konstrukci Strahovského tunelu v Praze (Miroslav Padevět) a o chování stropních desek při působení vodorovného zatížení (Karel Bauer, Vladimír Křístek).

STAVITEL ♦ V č. 1995/3 se najde informace o obkladových izolačních tvarovkách "Thermo Briques", o bednicích systémech "Alpi" a o právě betonu a jeho speciálních směsích (Jiří Janota).

STAVBA ♦ Časopis Stavba, o kterém tu referujeme poprvé, vydávají Media pro architekturu a stavebnictví; vychází šestkrát do roka. Letošní č. 1995/2 obsahuje zajímavé články z oblasti rekonstrukcí, a to jednak objektu v Krakovské ulici v Praze 1 (Václav Fišer) a obchodního domu Darex v Praze na Václavském náměstí (Frank J. Vítner). Za pozornost však stojí i další příspěvky zveřejněné v tomto čísle.

Redakce