

ROBUSTNÍ METODA NÁVRHU ŽELEZOBETONOVÝCH DESEK PRUŽNOU ANALÝZOU METODOU KONEČNÝCH PRVKŮ



Petr Duník¹
Hlavní autor

¹ PUDIS a.s. , Nad Vodovodem 2/3258, 100 31 Praha 10, Czech Republic, www.pudis.cz
Tel: +420 724 774 504, Email: petr.dunik@pudis.cz

Abstrakt

Železobeton je používán v masivních konstrukcích a vykazuje nelineární chování již v provozním stavu. Přesto jsou železobetonové konstrukce téměř výlučně navrhovány na základě pružné analýzy prutů a desek metodou konečných prvků. To vede k zásadě nepřesným výsledkům. Při nelineární analýze konstrukce však nelze uplatnit princip superpozice, aplikace aktuálních norem na zatížení mostů tím není reálná.

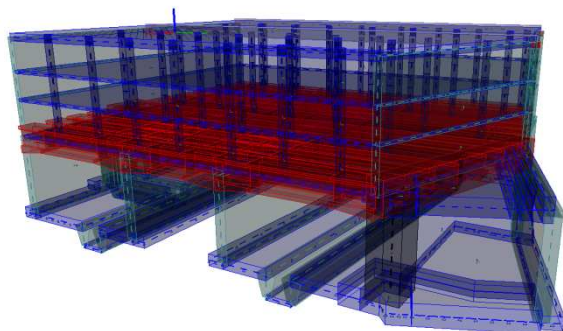
Při analýze extrémně zatížené skeletové konstrukce podzemních garáží Prašný most budovaných v rámci tunelového komplexu Blanka byla vyvinuta a použita metoda výpočtu, která odstraňuje nedostatky výpočtu desek metodou konečných prvků. Rovněž byla provedena rešerše normového předpisu, ze které vyplývá, že Eurokód nepožaduje zahrnutí zatížení teplotou do výpočtu v mezních stavech únosnosti a jen v omezené míře v mezním stavu omezení trhlin. Na uvedené konstrukci byla řízena šířka trhlin na základě přístupu uvedeném v návrhu Model Code 2010.

Klíčová slova: beton, MKP, lokálně podepřená deska, objemové změny, singularita

1 Podzemní garáže Prašný most

Podzemní garáže (PG) Prašný most mají 3 podzemní podlaží s celkovou kapacitou 332 parkovacích míst. Jsou přístupné vjezdovým objektem, dvěma komunikačními jádry a atriem. PG tvoří jednu konstrukci s tunely. Konstrukce spočívá na základové desce založené až 25 m pod povrchem. Tunelový strop je tvořen soustavou spolupůsobících trámů, každý třetí trám je zesílen a přebírá zatížení od skeletu garáží. Maximální světlá

šířka tunelu (u rozpletu) je 27 m. Podlaží garáží jsou tvořena bezhlavicovými stropními deskami. Vrchní deska nese prostor parku, je dimenzována na zásyp 2 m zeminy se zatížením povrchu 11 kN/m².



Obr. 1 Globální model jednoho dilatačního úseku PG a výstavba trémového stropu.

2 Obvykle používané metody výpočtu lokálně podepřené desky

Pro výpočet vnitřních sil lokálně podepřených desek pravidelného uspořádání jsou v současné době využívány dvě metody.

2.1 Metoda náhradních rámců

Metoda náhradních rámců (MNR) je předmětem přílohy I normy ČSN EN 1992-1 [1]. Při uvažování pouze svislého zatížení a zanedbání tuhosti sloupů je metoda nazývána metodou součtových momentů. Princip spočívá v nahrazení desky nosníkem stejné výšky a šířky rovnající se osové vzdálenosti sloupů. Na tomto spojitém nosníku jsou určeny vnitřní síly, které jsou v normou přibližně daných poměrech rozděleny do sloupových a mezisloupových pruhů. Metoda je použitelná pouze pro konstrukce s pravidelným uspořádáním sloupů.

2.2 Metoda konečných prvků

Metoda konečných prvků (MKP) není omezena geometrickou pravidelností konstrukce. Při použití plošných prvků (deska, skořepina) modelujících desku a lokálních podpor nebo prutů modelujících sloupy však MKP nelze určit vnitřní síly nad podporami – sloupy. Důvodem je singularita vznikající na styku bodové podpory (prutu) a desky.

3 Problém vlivu singularity v MKP

Z důvodu výše zmíněné nepřesnosti MKP je do většiny MKP programů integrována průměrovací oblast (PO), která špičku vnitřních sil nad lokální podporou snižuje tím, že průměruje hodnoty vnitřních sil na dané oblasti. Vhodný rozměr této oblasti je neurčitě doporučován v různých pramenech. Přesný postup na stanovení velikosti PO nelze stanovit, protože tato metoda chybu způsobenou singularitou nemůže řešit.

Nepřesnost výpočtu MKP daná tímto typem singularity je charakteristická tím, že závisí na velikosti konečných prvků. Při zjemňování sítě se dokonce zvětšuje, aniž by

konvergovala. Chyba takto provedeného výpočtu tedy může být libovolná. Pokud je aplikována PO, průměr je tvořen z nepřesných výsledků. Vstupem do dimenzování průřezu je náhodná hodnota, která v závislosti na velikosti PO může být i na nebezpečné straně.

4 Robustní metoda aplikovaná při výpočtu PG Prašný most

S vědomím nedostatků a nepřesností výše zmíněných metod byla při výpočtu extrémně zatížené konstrukce podzemních garáží použita metoda vycházející z MKP založená na níže uvedených principech. Tato metoda byla verifikována MNR.

4.1 Odstranění vlivu singularity

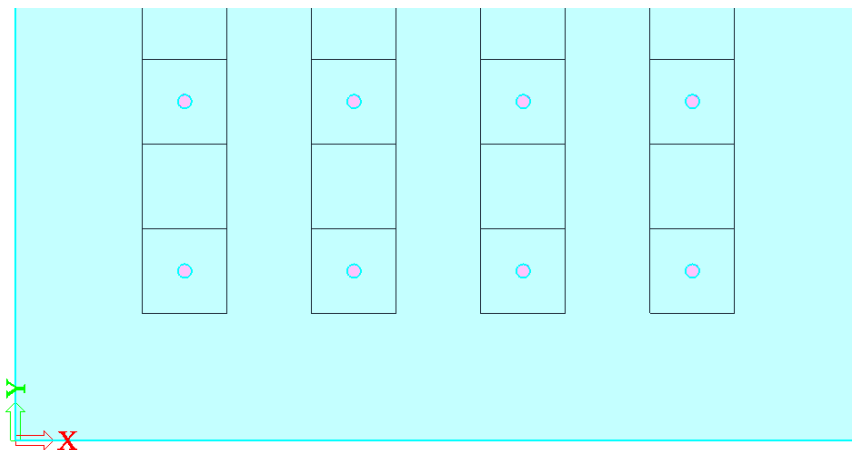
V normě ČSN EN 1992-1 [1] kap. 5.3.2.2 čl. (3) je uvedeno: „Pokud jsou nosník nebo deska monoliticky spojeny s podporami, dovoluje se za kritický návrhový moment v podpoře považovat moment v líci podpory.“ Na základě tohoto článku lze vynechat část desky nad sloupem z dimenzování.

V MKP programu lze tohoto dosáhnout oddělením desek půdorysného tvaru stejného jako je průřez sloupu nad všemi sloupy z posuzované desky – viz Obr. 2. Nesprávné výsledky na deskách modelujících průřez sloupů nejsou zahrnuty do vyhodnocení.

4.2 Zohlednění distribuce zatížení

Vliv prostorové distribuce vnitřních sil v kontinuu desky je modelován stanovením sloupových a mezisloupových pruhů vycházejícím z MNR.

V MKP programu je toto zohledněno průměrovacími oblastmi o rozměrech odpovídajících šířce sloupového pruhu dle příslušného ustanovení normy.



Obr. 2 Model desky s vyznačenými nevyhodnocovanými oblastmi nad sloupy (růžově) a průměrovacími oblastmi (černé obrysy). Vyhodnocovaná část modře.

4.3 Nalezení nejhorší kombinace zatížení

Obvyklým postupem při hledání nejhoršího účinku nahodilého zatížení je výpočet konstrukce se zatížením na celé desce, zatížením každého druhého pásu a šachovnicovým zatížením. I přes množství takto vygenerovaných zatěžovacích stavů (ZS) stále není

zohledněn stav, při kterém dochází k největším účinkům zatížení na průřez nad sloupem a na sloup. K tomu dochází, když je zatížení umístěno v každém druhém soustředném pásu kolem řešeného sloupu. Tím přibývá počet ZS rovnající se počtu sloupů.

Nejúčinnější poloha nahodilého zatížení při výpočtu PG byla určena pomocí automatického generátoru kombinací ZS, přičemž každý ZS reprezentoval zatížení jednoho pole. Tento postup plně využívá důležitou vlastnost lineární MKP: řešení velkého množství zatěžovacích stavů na jedné konstrukci s minimálními nároky na výpočetní kapacitu. Zároveň je zaručeno nalezení nejúčinnější kombinace pro každý průřez.

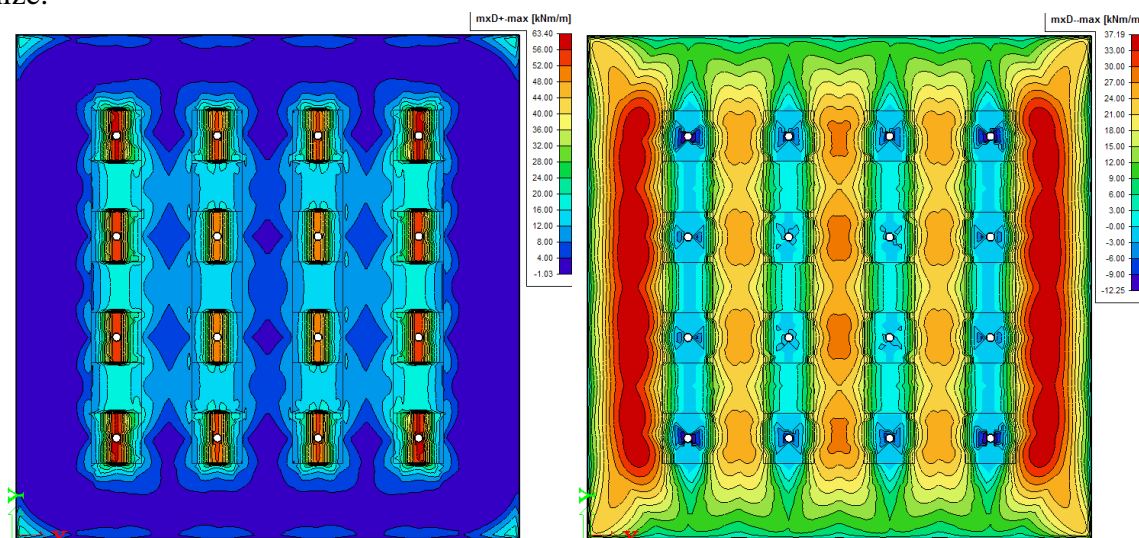
5 Verifikace výsledků

Jako příklad pro ověření výsledků byla zvolena deska 5 x 5 polí o rozpětí 5 m s kloubovým podepřením na hranách. Vzhledem k pravidelnosti konstrukce lze považovat MNR za přesnou, výsledek je ale vždy ovlivněn volbou distribuce zatížení mezi sloupový a mezisloupový pruh. Pět polí je maximální počet, pro který jsou tabelovány hodnoty vnitřních sil.

Geometrie										
Rozpětí	l_x	=	5 m	l_y	=	5 m				
Šířka sloupového pruhu	$l_y/2$	=	2,5 m							
Zatížení										
	h [m]	γ_c [kN/m ³]	$\gamma [-]$							
stálé	0,2	25	1	=	5 kN/m ²					
nahodilé	10		1	=	10 kN/m ²					
CELKEM					=	15 kN/m²				
VNITŘNÍ SILY - MOMENTY										
	rozdělení Tab. I.1	rozpětí 2. směru	1/8 - 1/24	návrhové zatížení	rozpětí ²	šířka pruhu				
$m_{x, \text{spodní, sloupový}}$	= 50%	5	1 / 10,2	15	25,00	/ 2,5	=	36,76 kN/m		
$m_{x, \text{spodní, střední}}$	= 50%	5	1 / 10,2	15	25,00	/ 2,5	=	36,76 kN/m		
$m_{x, \text{horní, sloupový}}$	= 70%	5	1 / 8,4	15	25,00	/ 2,5	=	62,50 kN/m		
$m_{x, \text{horní, střední}}$	= 30%	5	1 / 8,4	15	25,00	/ 2,5	=	26,79 kN/m		

Obr. 3 Výpočet desky metodou náhradních rámců.

Výpočtem MKP dle popsané metodiky byly stanoveny výsledky zobrazené na obrázku níže.



Obr. 4 Výsledky výpočtu desky MKP.

Z níže uvedeného porovnání obou metod je patrná shoda kladných ohybových momentů. Odchylka celkového záporného momentu je 6,5 %, nicméně záporné momenty v kritickém průřezu desky nad sloupem se shodují. Zvětšenou odchylku záporného momentu v mezisloupovém pruhu lze snížit jiným poměrem distribuce vnitřních sil do sloupového a mezisloupového pruhu. Pro tento vzorový příklad byly brány střední hodnoty z rozmezí uvedeného v normě.

Tab. 1 Srovnání výsledků MNR a MKP

	MNR	MKP	Rozdíl MKP od MNR
$m_{x,spodní, sloupový}$	36,76	37,19	1,16%
$m_{x,spodní, střední}$	36,76	37,19	1,16%
$m_{x,horní, sloupový}$	62,50	63,40	1,44%
$m_{x,horní, střední}$	26,79	20,00	-25,33%
$m_{x,horní, CELKEM}$	89,29	83,40	-6,59%

6 Zatížení objemovými změnami

V mezním stavu (MS) únosnosti u běžných konstrukcí nehraje zatížení objemovými změnami roli, z čehož vychází čl. 2.3.1.2(2) normy: „Teplotní účinky se mají uvažovat v mezních stavech únosnosti pouze tam, kde jsou významné (např. v podmínkách únavy, při ověřování stability tvaru, kde jsou důležité účinky druhého řádu, atd.). V ostatních případech se nemusí uvažovat za předpokladu, že je duktilita a rotační kapacita prvků dostatečná.“ Podobný princip je dále zopakován v normě ČSN EN 1990 v tabulce A2.1 odkaz 3: “Doporučenou hodnotu ψ_0 pro zatížení teplotou lze ve většině případů snížit až na nulu pro mezní stavy únosnosti EQU, STR a GEO. Viz také Eurokódy pro navrhování.“ Obvyklý přístup, kdy je v elastickém výpočtu na betonovou konstrukci aplikováno zatížení teplotou, je zavádějící a vede k nadspotřebě výztuže, v horším případě k prohlášení stávající konstrukce za nefunkční. Vzhledem k podobnému (deformačnímu) charakteru lze k zatížení od smrštění přistupovat ve stejném duchu.

V MS použitelnosti je nutné zatížení staticky neurčité betonové konstrukce teplotou obecně uvažovat. U konstrukcí bez předpětí je nutné zajistit návrhem maximální šířku trhlin v kvazistálé kombinaci. V této kombinaci se zatížení teplotou pro pozemní stavby nezapočítává, dle ČSN EN 1990 je součinitel $\psi_2 = 0$. Pro mosty je však součinitel $\psi_2 = 0,5$. Dále je nutné zohlednit smršťování, které má charakter stálého zatížení.

Šířku trhlin lze určit dle kap. 7.3 normy. Vstupem do výpočtu je napětí ve výztuži, které lze snadno určit pro silové zatížení. Pokud přibude zatížení od teploty a smrštění, napětí se určuje předpokladem převzetí původní tahové pevnosti betonu po vzniku trhliny výztuží. Zcela klíčovým vstupem do tohoto výpočtu je stáří betonu při vzniku prvních trhlin. V české literatuře je uváděno stáří 3 dny, ačkoli dle zkušeností mohou trhliny vznikat až po násobně delší době. Výpočet je komplikovaný tím, že se deformační zatížení převádí na napětí, které se převádí opět na deformace, ze kterých jediné lze vyvodit šířku trhlin.

Šířka trhlin v konstrukcích PG Prašný most byla řízena výpočtem uvedeným v návrhu Model Code 2010, rovnice 7.6-3:

$$w_d = 2l_{s,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} - \varepsilon_{cs})$$

V této rovnici oproti EC2 přibývá člen ε_{cs} , který má význam přetvoření od smrštění. Na základě tohoto vzorce byla stanovena minimální výztuž pro po obvodě vetknuté nebo základové desky z betonu C30/37 s omezením trhlin na 0,3 mm uvedená v tabulce. Trhliny se v takto vyztužených deskách betonovaných po záběrech délky až 40 m vyskytují v omezené míře a lze předpokládat, že kritérium šířky trhlin bude splněno i na konci životnosti. Minimálně stejnou roli jako kvalita návrhu zde však sehrála vysoká profesionalita prováděcí firmy.

Tab. 2

Tl. desky	0,35 m	0,80 m	1,20 m
Výztuž	Ø12/125 mm	Ø16/125 mm	Ø20/100 mm

7 Závěr

Konstrukce podzemních garáží byly navrženy prostřednictvím robustní metody řešící konstrukce libovolného uspořádání bez nutnosti zadávání vstupů, které nelze určit jinak než obezřetným odhadem (velikost sítě konečných prvků a průměrovacích oblastí). Deformační objemová zatížení nebyla zohledněna v MS únosnosti. Aplikací popsaných postupů byl snížen stupeň vyztužení kritických průřezů. Šířka trhlin byla řízena dle návrhu Model Code 2010 s dobrými výsledky. Konstrukce podzemních garáží již přenesly nebo přenášejí téměř všechna zatížení, na která byly projektovány včetně zatížení teplotou v otevřené stavební jámě a nevykazují žádné poruchy.

Literatura

- [1] Český normalizační institut (2006). *ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*
- [2] Český normalizační institut (2004). *ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*

Ing. Petr Duník

✉ PUDIS a.s.
Nad Vodovodem 2/3258,
100 31 Praha 10, Czech Republic
☎ +420 724 774 504
😊 petr.dunik@pudis.cz
URL www.pudis.cz