

BETONOVÉ KONSTRUKCE VELKÝCH PŮDORYSNÝCH ROZMĚRŮ

Odborný garant sekce: Prof. Ing. Bradáč CSc.

BETONOVÉ KONSTRUKCE VELKÝCH PŮDORYSNÝCH ROZMĚRŮ

Velkoplošné konstrukce - půdorysné rozměry podle ČSN 73 1201 - důvody nároků na větší vzdálenosti dilatací - kluzná spára v základových konstrukcích - viskózní odpor proti vodorovnému posuvu - předpjatá základové konstrukce - aplikace: deska zakladačové haly - předpjatá krabicové suterény.

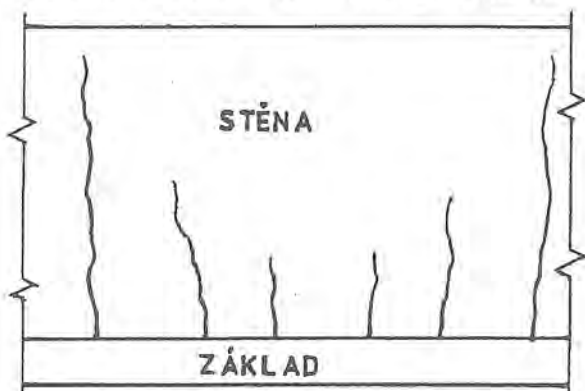
1. ÚVOD

ČSN 73 1201 [1] sice půdorysné rozměry nosných konstrukcí z prostého, železového nebo předpjatého betonu neomezuje, požaduje však jejich stanovení výpočtem v případech, kdy nevyhovují přípustným hodnotám l_{dil} maximální délky dilatačního celku podle tab. 44 a 45 v příloze 6 této normy. Dodržení délek l_{dil} má zajistit požadavky 3. kategorie odolnosti proti trhlinám (šířka trhlin by neměla překročit mezní hodnoty podle části 9 normy). Popsané úlevy navíc neplatí pro betonové konstrukce na nestejnorožném podloží a objemově nestálých zeminách, na poddolovaném území, v seismických oblastech s intenzitou 8°MCS a vyšší nebo pro skeletové konstrukce s mimořádně tuhými sloupy. Postup betonáže musí být přitom navržen tak, aby se zmírnil účinek smršťování betonu. Pro monolitické stropní a střešní konstrukce požaduje proto ČSN [1] vynechání pruhů ve vzdálenosti 30 až 45 m, které lze dobetonovat až s odstupem dvou týdnů.

S vadami a poruchami zapříčiněnými nedodržěním uvedených zásad se setkáváme poměrně často. Mimoto se v posledních letech množí požadavky na návrh betonových konstrukcí, překračujících značně zmíněné hodnoty l_{dil} . Důvodů je proto dostatek: u základů velkého strojního nebo technologického zařízení jsou nevyhnutelné vodorovné nebo svislé posuvy v dilatační spáře mnohdy nepřijatelné, často způsobuje potíže také úhlový lom střednice v dilatační spáře. Ve městech přicházejí do módy objekty s více suterény pro podzemní garáže, často pod hladinou podzemní vody, kde se dilatační spáry obtížně uzavírají proti tlakové nebo agresivní vodě. Navíc se vypouští vnější izolační plášť s poukazem na zdařilé zahraniční realizace. Přičteme-li k tomu vlivy snížené technologické kázně při provádění a podcenění vnitropodnikové přípravy realizace, vznikají ideální podmínky pro vznik rozmanitých vad a poruch. Příčinou poruch může být i vadný projekt s chybným statickým pojetím konstrukce. Protipólem poddimenzování konstrukce je její předdimenzování, které nemusí zvýšit spolehlivost a projeví se pak jako čistá ekonomická ztráta. Cílem příspěvku je uvedení některých aspektů této náročné problematiky a možnosti jejich řešení. Samostatné příspěvky tohoto bloku referátů jsou věnovány objemovým změnám masivních betonových konstrukcí, teplotním účinkům u velkoplošných základových konstrukcí a interakčním modelům jejich výpočtu.

2. ÚČINKY OBJEMOVÝCH ZMĚN BETONU

Jak vyplývá z následujícího příspěvku, častým důsledkem objemových změn betonu zejména v počátečních fázích existence betonové konstrukce je vznik nežádoucích trhlin. Nejsnáze pozorovatelné jsou téměř svislé trhliny v delších betonových stěnách nad základovou deskou i ve vyšších podlažích. Jejich typický tvar



Obr. 1 Trhliny dlouhých stěn

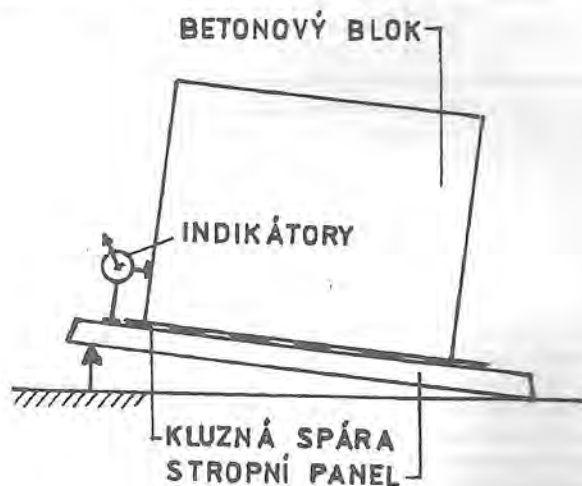
ukazuje obr. 1 a jsou častou příčinou reklamací.

Vznikají účinkem smršťování betonu stěn na dřívě provedených vodorovných konstrukcích, které již mají za sebou část smrštění. V betonu stěn vznikají vodorovná tahová napětí, kterým nemůže mladý beton s malou pevností v tahu vzdorovat. Vzniku těchto trhlin nemůže bránit ani konstruktivní vodorovná výztuž stěn. Nejspolehlivějším způsobem jejich prevence je pečlivý návrh betonové směsi v podnikové laboratoři, opatření proti nadměrnému vývinu hydratačního tepla, dokonalé hutnění betonové směsi a ošetřování tuhneoucího a tvrdnoucího betonu, případně předpětí.

Obdobné trhliny vznikají i na styku základové konstrukce s podkladním betonem. Tyto trhliny zůstávají skryté a proto jsou z hlediska ohrožení nosné výztuže základu nebezpečnější. Jejich výskyt je ještě pravděpodobnější než u viditelných trhlin ve stěnách, protože proces smršťování podkladního betonu je podstatně rychlejší a doba mezi jeho uložením a počátkem betonáže základové desky bývá vzhledem k ukládání velkého množství výztuže poměrně dlouhá.

3. KLUZNÁ SPÁRA V ZÁKLADOVÝCH KONSTRUKCÍCH

Nebezpečí vzniku nepřijatelných trhlin ve velkoplošných základových konstrukcích může výrazně zmenšit užití tzv. *reologické kluzné spáry*. Vkládá se mezi podkladní beton a základovou konstrukci. Zajišťuje minimální odpor proti vodorovnému smršťování základové desky v obou hlavních směrech. Toto chování reologické kluzné spáry zabezpečí běžně dostupné NAIP (natavitelné asfaltové izolační pásy) prakticky všech u nás vyráběných typů, tzn. IPA 400H, IPA 500H, Sklobit, Bitagit S, Foalbit aj., které mají celkovou hmotnost alespoň 4 kg/m², a z toho obsah asfaltové substance nejméně 2,5 kg/m². Vlastnosti reologických kluzných spár byly zkoušeny na TAZÚS Ostrava v letech 1980 - 1981. Schema prováděných zkoušek je na obr. 2.



Obr. 2 Zkoušky kluzné spáry

Na železobetonovém stropním panelu podepřeném v mírném sklonu 2,4% byla položena vrstva asfaltového izolačního pásu a na ní těžký betonový blok. Do panelu byly fixovány indikátorové hodinky, které po dobu delší než 1 měsíc registrovaly malý, ale prakticky konstantní pohyb betonového bloku účinkem malé složky vlastní tíhy do směru sklonu panelu. Důležitým výsledkem zkoušek bylo zjištění, že zdrojem nepatrného odporu proti pohybu bloku není



Doc. Ing. Jiří Bradáč, CSc.,
Ústav betonových a zděných
konstrukcí FAST VUT

fyzikální tření (které má pro lepenku vloženou mezi dvě betonová tělesa poměrně vysokou hodnotu $f = 0,50$), nýbrž viskozni odpor asfaltové substance pásu. Měření dále prokázala, že velikost viskozni odporu závisí pouze na teplotě a rychlosti vodorovného pohybu bloku. Reologická kluzná spára klade nízký viskozni odpor při velmi pomalých vodorovných posuvech ve spáře, řádově pod $10^{-8} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$. Při vyšších rychlostech posuvu viskozni odpor vzrůstá, posuv přechází v prokluz s uvedeným součinitelem tření. Z výsledků provedených měření byl odvozen vztah pro výpočet viskozni odporu kluzné spáry ve tvaru:

$$\tau_{\max} = (1,5 - 0,1\Delta\theta) \cdot 10^9 \cdot v_u + 1,5 \quad (1)$$

kde τ_{\max} je tangenciální odpor kluzné spáry [kPa],
 v_u rychlost posuvu v kluzné spáře [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$],
 $\Delta\theta$ teplotní rozdíl vyjádřený rozdílem:
 $\Delta\theta = \theta - 12$ [°C]
 θ teplota kluzné spáry [°C].

V kluzné spáře základových konstrukcí lze předpokládat obvykle ustálenou teplotu $\theta = 4^\circ\text{C}$, takže $\Delta\theta = \theta - 12 = -8^\circ\text{C}$. Objemové změny v základových konstrukcích se projevují vodorovným poměrným přetvořením $\varepsilon_b(t)$ jako součet:

$$\varepsilon_b(t) = \varepsilon_{bs}(t) + \varepsilon_{bc}(t) + \varepsilon_{bt}(t) \quad (3)$$

kde $\varepsilon_{bs}(t)$ je poměrné přetvoření betonu od smršťování,
 $\varepsilon_{bc}(t)$ poměrné přetvoření betonu od dotvarování,
 $\varepsilon_{bt}(t)$ poměrné přetvoření betonu od oteplení.

Velikost prvních dvou složek definuje ČSN 73 1201 [1] v závislosti na stáří betonu od okamžiku vybetonování konstrukce. Zde se doporučuje postupovat přesněji podle přílohy 4 uvedené normy, kde lze vyjádřit zejména vliv části povrchu betonu vystaveného vlivům vnějšího prostředí. Teplotní vlivy, vyvolané v počátečním stadiu zejména vývinem hydratačního tepla, jsou předmětem samostatného příspěvku a lze je rovněž vyjádřit jako funkci času. Velikost poměrných přetvoření roste ve směru k okrajům základu tak, že velikost vodorovného posuvu Δx ve vzdálenosti x od středu základu bude:

$$\Delta x = \varepsilon_b(t) \cdot x \quad (4)$$

Největší hodnoty vodorovného posuvu Δx proto obdržíme u okraje základu, nulovou hodnotu uprostřed základu pro $x = 0$. Poněvadž i veličiny Δx jsou funkcí času, můžeme pro libovolný časový interval ($t_2 - t_1$) najít potřebnou rychlost vodorovného posuvu v_u pro použití ve vztahu (1):

$$v_u = \frac{\Delta x(t_2) - \Delta x(t_1)}{t_2 - t_1} \quad (5)$$

Výslednou tahovou sílu T_{\max} [kN] uprostřed základu určíme pro pruh základu šířky 1 m při lineárním nárůstu rychlosti posuvu v_u od středu k okrajům základu užitím vztahu:

$$T_{\max} = \tau_{\max} \cdot 0,25 \cdot L \quad (6)$$

kde τ_{\max} je největší smykový odpor pod okrajem základu podle vztahu (1) v kPa,
 L délka základu v posuzovaném směru [m].

Zkoušky podle obr. 2 byly prováděny na TAZÚSu v Ostravě pro zjištění odporu kluzné spáry při vodorovném přetvoření ε poddolovaného území, jehož rychlost je známá a v závislosti na hloubce dobývání dosahuje řádu $10^{-8} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$. Ukázalo se ale, že rychlost objemových změn betonu je řádově stejná. To umožňuje na poddolovaném území oboustranné využití kluzné spáry a na nepoddolovaném území jednostranné pro omezení vodorovné síly od objemových změn betonu - vztah (3). Vodorovnou sílu T_{\max} podle vztahu (6) zachytíme horizontální výztuží základu, která nebude v ranném stadiu působení konstrukce ještě plně staticky využita. Kluznou vrstvu lze klást i na sucho. Úložní povrch podkladního betonu má být stažen tak, aby výškové nerovnosti nepřesáhly 5 mm/m, jinak je třeba použít 2 vrstev NAIP. Kluzná vrstva vytváří i vhodnou ochranu spodního líce základu proti zemní vlhkosti a prodlužuje tak životnost konstrukce. Jisté opatrnosti je potřeba při

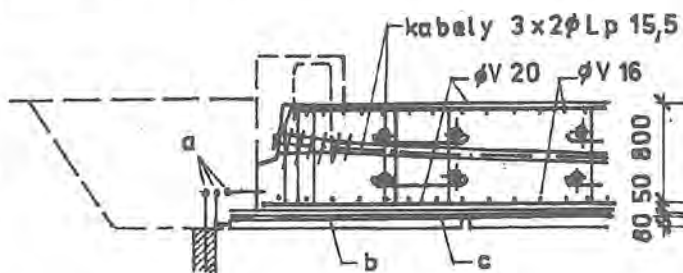
užití viskozni spáry u základů zatížených *dlouhodobou vodorovnou silou* (např. u objektů na svahu nebo krajních opěr mostů). Ze vztahu (1) vyplývá nebezpečí vodorovných posuvů základů. Na krátkodobé vodorovné účinky reaguje kluzná spára dostatečně velkým součinitelem tření $f = 0,50$. Tento poznatek se ostatně týká též ostatních objektů se živičnou izolací.

Podrobnější údaje o reologických kluzných sparách obsahuje lit. [2] a [3]. Příklady praktických aplikací jsou uvedeny dále včetně výsledků ověřovacích měření na realizovaném objektu.

4. PŘEDPJATÉ ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE

Technologie předpínání betonu již našla běžné uplatnění u mostních konstrukcí a zčásti u prvků nadzákladových konstrukcí pozemních staveb. U základových konstrukcí je aplikace předpětí dosud v počátcích. Přitom lze u velkoplošných základových konstrukcí pohlížet na předpětí jako na velmi účinné opatření pro omezení účinků objemových změn betonu a snížení nebezpečí vzniku trhlin. Protože vlastní předpětí je zdrojem dalších objemových změn od dotvarování - viz výše vztah (3) - otevírá aplikace kluzné spáry podle části 3 široké možnosti pro uplatnění této účinné technologie i u základů. Potřebné vztahy pro návrh základových pásů nebo desky s kluznou spárou jsou v části 3. Protože viskozni odpor proti vodorovnému pohybu v kluzné spáře závisí jen na teplotě spáry a rychlosti vodorovného posuvu v kluzné spáře, bude pro výpočet jejího odporu rozhodující fáze postupného předpínání desky, kterou lze obvykle předpokládat mezi 20 až 30 dnem po vybetonování desky, kdy bude jistě dosaženo potřebné pevnosti betonu podle čl. 11. 1. 1. ČSN 73 1201 [11], tj. $R_b(t) = 0,5 \cdot R_b$. V této fázi již odeznívají účinky hydratačního tepla a proběhne též částečně smršťování desky. Výsledná síla T_{\max} - viz vztah (6) - proto sníží účinek předpětí jen málo a navíc se s časem zmenší.

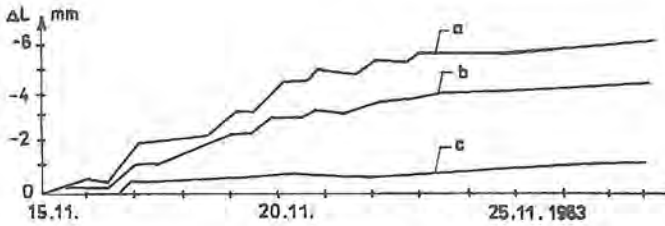
První aplikací předpjeté základové desky byl objekt vývojové regálové zakladačové haly v závodě 2 Vítkovických železáren v letech 1983 - 1985, kde byla realizována nedilatovaná předpjetá základová deska o půdorysných rozměrech 26,5 x 110,0 m - viz lit. [4]. Deska je podle obr. 3 částečně předepnuta v podélném i příčném směru. Parabolicky zakřivené kabely pro zachycení rozhodujících kladných ohybových momentů základové desky jsou v příčném směru uloženy v jedné vrstvě, v podélném směru byly potřebné dvě vrstvy kabelů ve vzájemné vzdálenosti cca 0,40 m. Zbývající účinky zachytí měkká výztuž u obou povrchů desky. Předpětí umožnilo snížit množství staticky potřebné podélné výztuže o 54% a příčné o 26%. Rozhodující význam však mělo předpětí pro dlouhodobé přetvoření a šířku trhlin v desce. Železobetonová deska obdobných vlastností vycházela více než třikrát tlustší (2,5 m).



Obr. 3 Částečně předpjetá deska; a - měřicí zařízení, b - dilatovaný podkladní beton, c - kluzná spára

Na desce podle obr. 3 byl realizován bohatý program ověřovacích měření současně s měřením na ocelové regálové hale. Kromě měření stavu napětí a přetvoření předpjeté desky byla měřena napětí a přetvoření základové půdy od účinků poddolování a zatížení objektem. Předpokládaná funkce kluzné spáry v rozhodujících fázích vývoje smršťování a dotvarování vlivem přepjetí byla měřena jednoduchým, ale přesným zařízením podle obr. 3. Obr. 4 ukazuje časový vývoj horizontálních posuvů na okrajích 110 m dlouhé základové desky, v kluzné spáře a v podloží desky. Teoretickou předpověď objemových změn betonu připravil pro regálovou halu a výsledky měření vyhodnotil Prof. Z. Šmerda (viz samostatný referát). Výsledky měření potvrdily očekávané chování kluzné spáry. Na obr. 5 je patrné, že 75% vodorovných posuvů proběhlo v kluzné spáře a pouze 25% v základové půdě jako důsledek nízkého odporu spáry při pomalých posuvech podle části 3.

Popsaný příklad základu regálové haly byl z hlediska objemových změn betonu podle vztahu (3) jednodušší tím, že nebylo třeba řešit



Obr. 4 Posuvy v a - základu, b - kluzné spáře, c - podloží

popsané účinky na ocelové nadzákladové konstrukce haly, montované navíc v dostatečném časovém odstupu.

U častého případu krabicových suterénů, které lze rovněž výhodně předpínat, je třeba zabránit vzniku trhlin ve svislých stěnách podle obr. 1. Zde je třeba návrh podélného předpínání plně podřídit předpokládanému časovému vývoji vodorovných přetvoření základové desky a s dohodnutým časovým odstupem betonovaných svislých stěn. Tento odstup je pak třeba při realizaci dodržet. Výpočet jednotlivých složek přetvoření desky a stěn ve vztahu (3) provedeme v souladu s přílohou 4 v ČSN 73 1201 [1], což umožní vyjádřit i účinek teploty venkovního vzduchu v daném období roku. Podrobným návrhem postupu předpínání stěn lze eliminovat veškeré

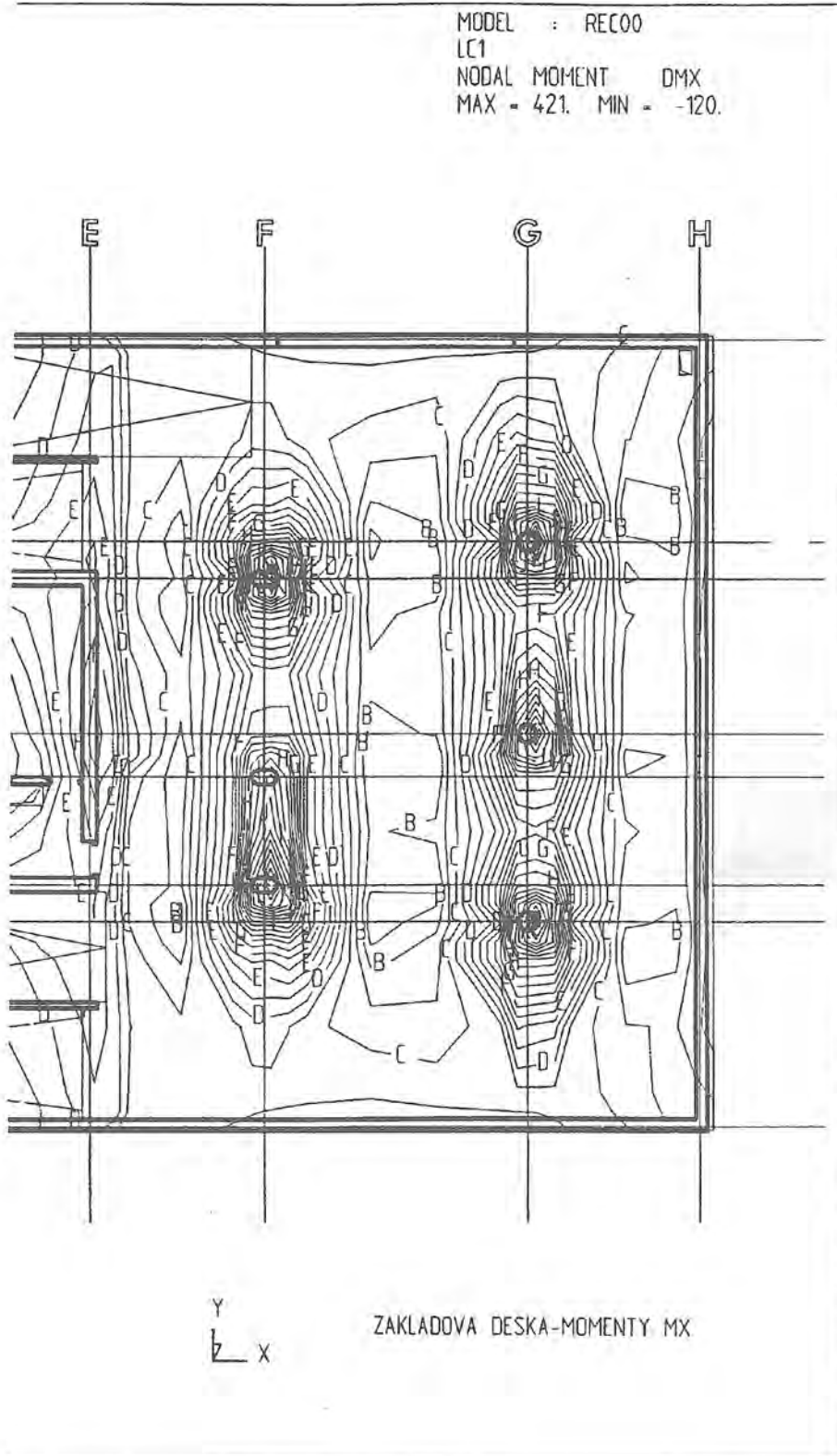
vlivy vedoucí k nadměrné šířce trhlín podle obr. 1. V současnosti čeká na realizaci návrh dvou takto koncepčně připravených velkoobjemových suterénních bloků. Velikost částečného předpětí základové desky s vnitřními sloupy byla volena s ohledem na dosažení nejvyšší možné únosnosti poměrně tenké desky na protlačení - vztah (477) pro součinitel κ_n v příloze 9 ČSN 73 1001 [1]. Připravená změna vztahu (198) v ČSN [1] na:

$$q_s = q_{bu} + q_{su} \quad (7)$$

zajistí ještě výhodnější podmínky pro navrhování předpjatých základových desek s vnitřními sloupy. Je třeba si uvědomit, že s rostoucí tloušťkou základové desky se zvyšují požadavky na efektivní vnesení předpětí, což vyplývá z tvaru již zmíněného vztahu (477) v ČSN [1].

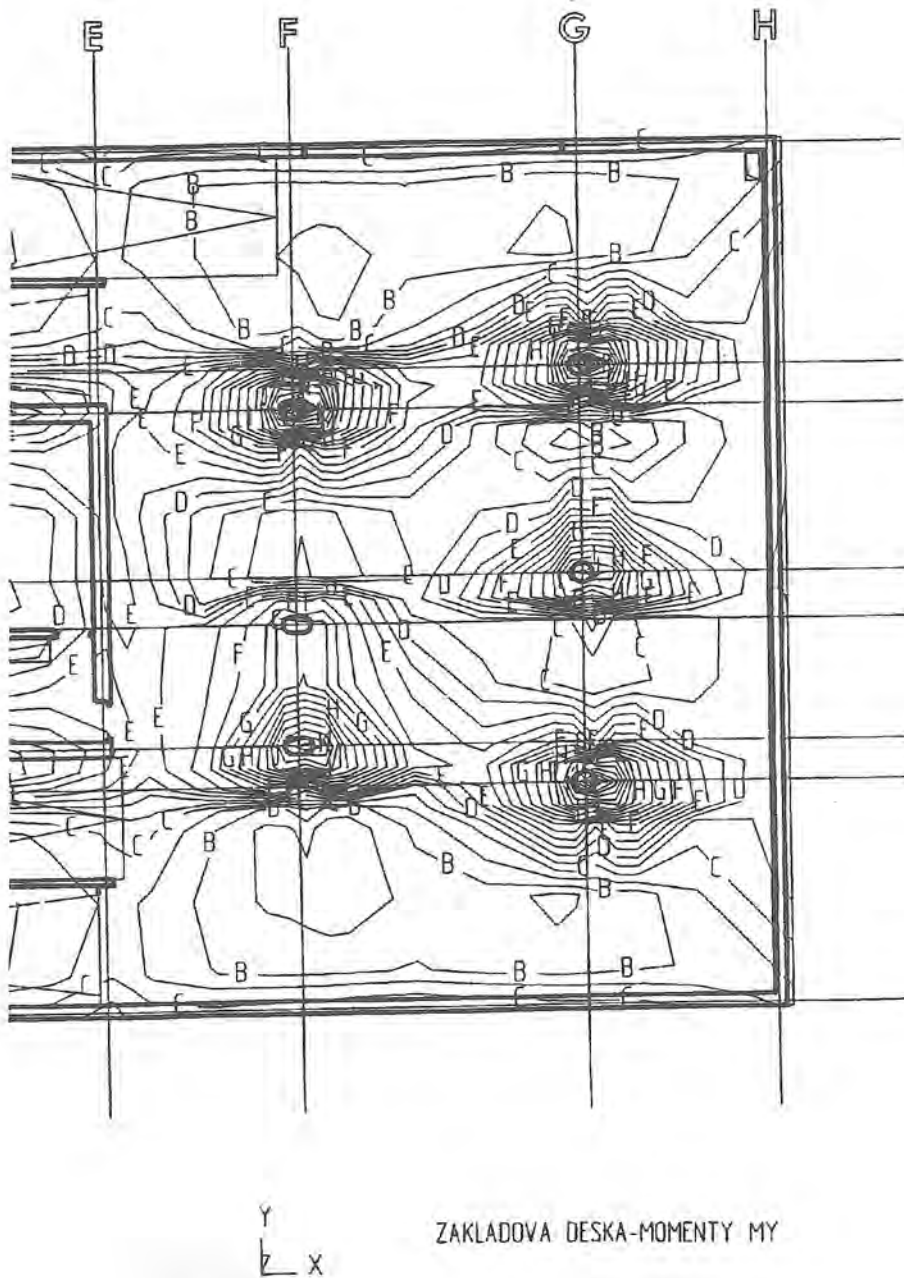
5. VÝSTIŽNOST STATICKÉHO ŘEŠENÍ VELKOPLOŠNÝCH KONSTRUKCÍ

Je nesporné, že výstižnost a věrohodnost statického řešení má přímou souvislost se spolehlivostí a životností konstrukcí a jeho význam vzrůstá úměrně jejich velikosti a složitosti. To má zvláštní význam u velkoobjemových krabicových železobetonových konstrukcí nebo u velkoplošných základových desek a roštů, kterým je věnován tento příspěvek. Na nedostatečnou nabídku rozmanitých programů pro komplexní řešení interakčních úloh si dnes nelze stěžovat. Přesto není orientace projektanta při optimálním výběru snadná. Proto byl věnován otázkám interakčních modelů velkoplošných základů v tomto bloku přednášek samostatný příspěvek. Řada nezdarů v této oblasti ať již jde o poddimenzování nebo naopak nevhodný návrh takových konstrukcí souvisí jednak s dosud neukončeným hledáním univerzálního modelu zemního prostředí a dále s poměrně nízkou péčí věnovanou zpracování manuálů široké škály nabízených programů, která by usnadnila projektantu orientaci při posuzování důsledků jejich použití. Kromě toho se pomalu vytrácí inženýrský cit pro hodnocení získaných výsledků a používání rychlého a účinného kontrolního přepočtu, který bývá bohužel nahražován



Obr. 5 Ohybové momenty m_x základové desky (program ASKA)

MODEL : RECOO
 LC1
 NODAL MOMENT DMY
 MAX = 422. MIN = -131.



Obr. 6 Ohybové momenty m_y základové desky (program ASKA)

slepu vírou ve správnost získaných výsledků strojních výpočtů. Řada nedostatků se ukazuje také ve správném využití rozsáhlých výstupních souborů pro dimenzování železobetonových konstrukcí a dodržení konstrukčních požadavků ČSN 73 1201 [1] při rozvržení výztuže.

Řadu podrobností týkající se správného modelování zemního prostředí a reálného chování betonových konstrukcí obsahuje zmíněný paralelní příspěvek. Ukázkou přehledných grafických výstupů ohybových momentů lokálně zatížené základové desky čtyřpodlažního suterénu administrativního objektu jsou obr. 5 a 6. Deska je

spojena s obvodovými stěnami vodotěsnými klouby za účelem eliminace velkých ohybových momentů v rámových rozích, protože zvenčí neizolované obvodové stěny mají tloušťku pouze 0,30 m a byly dimenzovány podle mezního stavu vzniku trhlin. Předběžné srovnávací výpočty prokázaly ekonomickou výhodnost aplikace modelu pružného polo-prostoru, který nabídl oproti původnímu přibližnému výpočtu neuvěřitelnou téměř 80% úsporu výztuže v základové desce. Složitý půdorys s vazbami na vertikální nosné prvky připravil k výpočtu pomocí programu ASKA Ing. M. Tůma (AXIOM Zlín). Obdobným způsobem jsou vybaveny i grafické výstupy potřebné průřezové plochy výztuže podle ČSN 73 1201 [1]. Na takto zpracované podklady navázalo zpracování výkresů výztuže v projekční kanceláři RECOO Praha pomocí stejnojmenné nástavby AUTOCADu. Tímto způsobem zpracování mimořádně složité statické části projektu se uvolňuje projektantům prostor pro zvýšenou pozornost koncepčnímu návrhu, pro alternativní řešení a podrobnou kontrolu výsledků včetně potřebného výkonu autorského dozoru.

Pokud jde o zvyšující se důraz na životnost betonových konstrukcí, přinese vyšší hodnoty připravovaná změna ČSN 73 1201 [1], týkající se též tloušťky betonu krycí vrstvy výztuže. Proto již dnes lze doporučit užívání vyšších hodnot podle přeloženého a rozšířeného EUROCODE 2, část 1 (ENV 1992 - 1 - 1), které budou ve změně ČSN [1] v zásadě dodrženy.

LITERATURA

- [1] ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí, 1986
- [2] Balcárek, V. - Bradáč, J.: Použití asfaltových izolačních pásů jako kluzné spáry staveb na poddolovaném území. Pozemní stavby 2 / 1982, s. 63 - 69
- [3] Bradáč, J. a kol.: Navrhování objektů na poddolovaném území. Komentář k ČSN 73 0039, Vydavatelství ÚNM Praha, 1991
- [4] Lukáš, J., Bradáč, J.: Velkoobjemová regálová hala na poddolovaném území. Pozemní stavby č. 12 / 1988, str. 531 - 536

Prof. Jiří Bradáč, CSc.

vedoucí Ústavu betonových a zděných konstrukcí VUT Brno. Navrhování betonových zděných a základových konstrukcí. Specialista pro navrhování konstrukcí na poddolovaném území a betonových konstrukcí pro zvýšené a vyšší teploty. Člen CEB. Předseda České betonářské společnosti při ČSSI.