



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

LOKÁLNĚ PODEPŘENÁ STROPNÍ DESKA

CONCRETE FLAT SLAB SUPPORTED BY COLUMNS

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Jan Turek

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. JAN PERLA

BRNO 2018



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	B3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Bakalářský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3608R001 Pozemní stavby
Pracoviště	Ústav betonových a zděných konstrukcí

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

Student	Jan Turek
Název	Lokálně podepřená stropní deska
Vedoucí práce	Ing. Jan Perla
Datum zadání	30. 11. 2017
Datum odevzdání	25. 5. 2018

V Brně dne 30. 11. 2017

prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.
Vedoucí ústavu

prof. Ing. Miroslav Bajer, CSc.
Děkan Fakulty stavební VUT

PODKLADY A LITERATURA

Podklady:

Půdorysy a řezy objektu.

Základní normy (včetně všech změn a doplňků):

ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991: Zatížení konstrukcí (část 1-1, 1-3 až 1-7)

ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí. Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

ČSN 73 1201: Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb

Literatura:

podle doporučení vedoucího bakalářské práce

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

Návrh stropní desky budovy radiodiagnostické kliniky - při návrhu bude respektováno dispoziční využití půdorysu vyššího podlaží a provedeno posouzení přetvoření stropní konstrukce s ohledem na celistvost vynášených výplňových konstrukcí. Statický výpočet bude obsahovat i ověření účinků přibližnými metodami řešení (metoda součtových momentů, metoda náhradních rámu).

Požadované výstupy:

Textová část (obsahuje zprávu a ostatní náležitosti dle níže uvedených směrnic).

Přílohy textové části:

P1. Použité podklady.

P2. Výkresy tvaru a výztuže (v rozsahu určeném vedoucím práce).

P3. Statický výpočet (v rozsahu určeném vedoucím práce).

Prohlášení o shodě listinné a elektronické formy VŠKP (1×)

Popisný soubor závěrečné práce (1×)

Bakalářská práce bude odevzdána v listinné a elektronické formě a pro ÚBZK 1× na CD.

STRUKTURA BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).

2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).

Ing. Jan Perla
Vedoucí bakalářské práce

ABSTRAKT

Bakalářská práce se zabývá návrhem železobetonové lokálně podepřené stropní desky nemocničního objektu. Pro návrh byla vybrána stropní deska nad 1. nadzemním podlažím. Vyšetření vnitřních sil bylo provedeno v programu RFEM a výsledky byly ověřeny pomocí dvou přibližných metod, metody součtových momentů a metody náhradních rámců. Navržená konstrukce byla ověřena z hlediska mezních stavů únosnosti a použitelnosti.

KLÍČOVÁ SLOVA

Lokálně podepřená deska, metoda součtových momentů, metoda náhradních rámců, metoda konečných prvků, mezní stav únosnosti, ohybový moment, beton, výztuž, protlačení, mezní stav použitelnosti, průhyb

ABSTRACT

This bachelor thesis deals with design of concrete flat slab of hospital building. The slab above the ground floor was designed. Internal forces were analysed with RFEM software based on finite entity method. Results were proved by the Direct Design Method and Equivalent Frame Method. The structural assessment was performed according to ultimate and serviceability limit states.

KEYWORDS

Flat slab, direct design method, equivalent frame method, finite entity method, ultimate limit state, bending moment, concrete, reinforcement, punching, serviceability limit state, deflection

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE VŠKP

Jan Turek *Lokálně podepřená stropní deska*. Brno, 2018. 23 s., 147 s. příl. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce Ing. Jan Perla

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 25. 5. 2018

Jan Turek
autor práce

PODĚKOVÁNÍ

Děkuji svému vedoucímu práce panu Ing. Janu Perlovi za čas, který mi věnoval při konzultacích a za velké množství informací a poznatků, které mi díky svým bohatým zkušenostem z praxe mohl předat.

Dále bych chtěl poděkovat svým rodičům za jejich velkou podporu během celého studia.

OBSAH

ÚVOD	9
1. POPIS KONSTRUKCE.....	10
1.1 Původní konstrukce objektu.....	10
1.2 Navržená konstrukce	11
2. MATERIÁLY	11
3. ZATÍŽENÍ.....	12
3.1 Stálé zatížení.....	12
3.2 Proměnné zatížení.....	12
4. VÝPOČET.....	12
4.1 Metoda součtových momentů.....	12
4.2 Metoda náhradních rámců	13
4.3 Metoda konečných prvků	13
4.4 Porovnání výsledků jednotlivých metod	13
5. NÁVRH OHYBOVÉ VÝZTUŽE.....	14
6. NÁVRH VÝZTUŽE NA ŘETĚZOVÉ ZŘÍCENÍ.....	14
7. NÁVRH VÝZTUŽE NA PROTLAČENÍ	15
8. POSOUZENÍ PRŮHYBU	15
ZÁVĚR.....	19
SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ	20
SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ	21
SEZNAM PŘÍLOH	23

ÚVOD

Práce se zabývá návrhem a posouzením stropní konstrukce železobetonového monolitického skeletu. Jedná se o budovu radiodiagnostické kliniky Nemocnice Kyjov. Objekt má 3 nadzemní a jedno podzemní podlaží. Práce řeší stropní desku nad 1. nadzemním podlažím, nad kterou se nachází operační sály, příruční sklady materiálu, zázemí pro nemocniční personál a komunikační prostory.

Původní objekt není ztužen proti vodorovným zatížením, ta přenáší pouze sloupy. Stropní desky mají poměrně malou tloušťku a vzhledem k jejich nadměrným deformacím docházelo v objektu k poruchám vynášených konstrukcí.

Byl proveden nový návrh tloušťky stropní desky. Do objektu byly navrženy ztužující stěny pro přenos vodorovných zatížení.

Zatížení řešené stropní desky je spočítáno s ohledem na reálné využití a dispozici vyššího patra. Obvodové a vnitřní zděné konstrukce jsou zvoleny stejného typu jako v původním objektu.

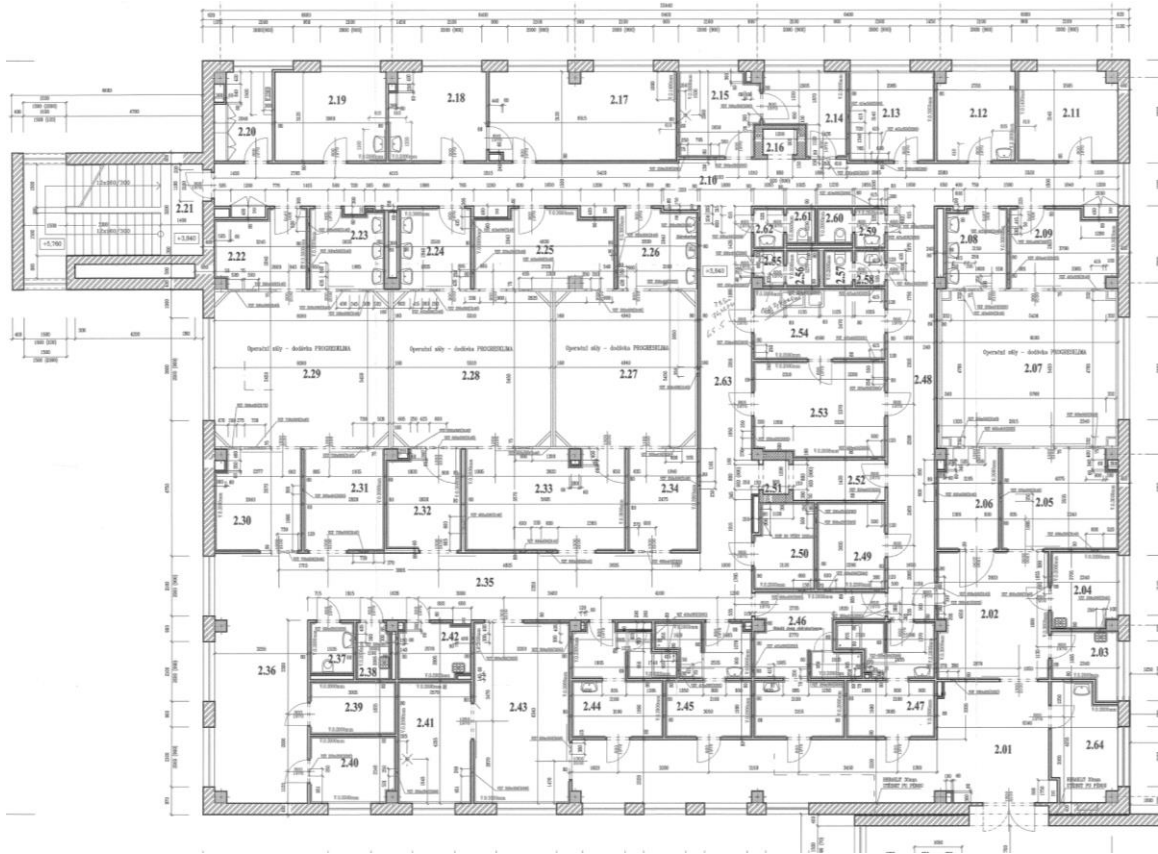
Vnitřní síly na desce jsou spočítány pomocí výpočetního MKP softwaru a ověřeny dvěma přibližnými metodami, metodou součtových momentů a metodou náhradních rámců. Na výsledku z programu RFEM je navržena ohybová výztuž, dále je navržena výztuž proti řetězovému zřícení a výztuž na protlačení.

Součástí práce je výpočet průhybu stropní desky na dvou místech pomocí přibližné metody.

1. POPIS KONSTRUKCE

Jedná se o železobetonový monolitický deskový skelet o vnějších rozměrech 32,44 x 26,44 m. Rozpětí deskových polí je proměnné v rozmezí 6 - 7,2 m. Budova má 1 podzemní a 3 nadzemní podlaží. Nejvyšší podlaží má menší půdorysný rozměr a jedná se o strojovnu vzduchotechniky. Objekt bezprostředně navazuje na sousední stavbu chirurgické a ortopedické kliniky se kterou je propojen chodbou.

Na severní straně je k objektu připojena vnější schodišťová přístavba, jejíž svislé nosné konstrukce jsou zděné. Toto schodiště není od objektu oddílatováno a je s ním pevně spojeno přes železobetonové věnce v úrovni stropních desek. Schodišťová ramena a podestové desky jsou montované a jsou vynášeny obvodovým zdívem schodišťové přístavby, nedochází tedy k přenosu zatížení ze schodiště na vykonzolovaný okraj stropní desky hlavního objektu.



1.1 Původní konstrukce objektu

Jedná se o lokálně podepřené desky tloušťky 200 mm podporované čtvercovými sloupy o rozměrech 400x400 mm. Objekt není ztužen proti účinkům větru a vodorovná zatížení tak přenáší pouze sloupy. Objekt je založen na železobetonových základových patkách. Po obvodě probíhá nad patkami železobetonový základový pas pro přenos zatížení od obvodového zdiva.

Obvodové zdivo je z tvárnic YTONG šířky 400mm. Ve střešní nástavbě je zdivo vyzděno mezi sloupy, takže tvoří ztužení této nástavby. Vnitřní příčky jsou ze

sádrových zdících prvků tloušťky 60 – 80 mm. Dále se v objektu nachází dvě zděné výtahové šachty pro transport lékařského materiálu. Stěny šachet jsou vyzděny z plných pálených cihel.

1.2 Navržená konstrukce

Byla zvolena větší tloušťka desky 250 mm s ohledem na normové požadavky. Dále jsou navrženy ztužující stěny tloušťky 250 mm pro přenos vodorovných zatížení. Tyto stěny prochází celou výškou objektu a to i v místech střešní nástavby. Sloupy tedy přenáší výhradně svislá zatížení a jejich rozměr je navržen 400x400 mm. Obvodové zdivo je uvažováno z tvárnic YTONG tloušťky 300 mm s kontaktním zateplovacím systémem. Zdivo je vyzděno na vykonzolované části desky stejně jako v původním řešení. Vnitřní příčky jsou ponechány původní stejně tak zděné výtahové šachty.

V konstrukci bylo navrženo několik větších otvorů pro prostupy vzduchotechniky a několik menších otvorů pro elektro rozvody a dešťové odpadní potrubí.

2. MATERIÁLY

Beton: C30/37 - XC1

$$\gamma_c = 1,5$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 30 / 1,5 = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,0,05} = 2,0 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 33 \text{ GPa}$$

$$\epsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$$

Ocel B500B

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 434,78 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

$$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 434,78 / 200 \cdot 10^3 = 2,17 \text{ ‰}$$

3. ZATÍŽENÍ

3.1 Stálé zatížení

Vlastní tíha desky	6,25 kN/m ²
Skladba podlahy	2,60 kN/m ²
Skladba střechy	0,53 kN/m ²
Obvodové zdivo	5,09 kN/m
Zdivo výtahových šachet	10,23 / 20,46 kN/m

Obvodové zdivo je uvažováno jako vynášené, každá deska nese tíhu jednoho patra zdiva. Stejně tak výtahové šachty jsou ve výpočtu uvažovány jako vynášené. Tento způsob provedení by usnadnil postup výstavby, protože by montáž skeletu nebyla závislá na vyzdívání výtahových šachet. Zdivo z CPP při běžné tloušťce malty také vykazuje větší míru dotvarování než přilehlá betonová konstrukce, proto by bylo uvažování šachet jako samonosných z tohoto důvodu problematické.

3.2 Proměnné zatížení

Užitné zatížení, kat.C	4,3 / 5,3 kN/m ²
Sníh	0,8 kN/m ²
Užitné na střechu, kat. H	0,75 kN/m ²

Při stanovení hodnoty užitného zatížení bylo zohledněno reálné využití a dispozice patra. Nachází se zde jak prostory s menším zatížením do 300 kg/m² (soc. zařízení, místnosti lékařů, operační sály) tak prostory s větším plošným zatížením 400 kg/m², zejména sklady. Rozmístění sádrových příček v řešeném podlaží je taktéž velmi proměnné, proto byly vypočteny hodnoty zatížení příčkami ve 4 typových polích. Následně byly sečteny hodnoty od užitného a od příček a stanoveny 2 výsledné hodnoty pro výpočet, 430 a 530 kg/m². Zatížení větrem nebylo vzhledem k navrženým ztužujícím stěnám ve výpočtu uvažováno.

4. VÝPOČET

4.1 Metoda součtových momentů

Pro výpočet pomocí MSM byly vybrány 2 deskové pole v směru X a Y šířky 6 a 6,4 m. Deska splňuje podmínky pro užití metody dle ČSN 73 1201 takže výpočet mohl být proveden. Rozdělení momentů do sloupových a středních pruhů bylo provedeno podle schématu uvedeném v ČSN 73 1201.

4.2 Metoda náhradních rámů

Pro výpočet byl vybrán rám ve směru Y sloupové řady C. Šířka deskové přičle je 6,4 m a výška 0,25 m. Pro výpočet vnitřních sil na rámu byl použit program RFEM 5. Pro stanovení extrémů vnitřních sil byly použity kombinace 6.10a a 6.10b.

4.3 Metoda konečných prvků

Pro komplexní analýzu vnitřních sil a deformací desky byl vytvořen model v programu RFEM 5. Deska byla namodelována jako 2D prvek podporovaný sloupy a ztužujícími stěnami v rovině Z. Podporující prvky byly definovány jako podloží plochy, tím se ve výpočtu zohlednil jejich reálný rozměr vliv na tuhost desky v místě podepření.

4.4 Porovnání výsledků jednotlivých metod

Pro porovnání výsledků byl vybrán pás desky ve směru Y mezi podporami B a C. Byly zobrazeny výsledky v pěti řezech. Hodnoty z přibližných metod byly porovnány s hodnotami z výpočtu MKP.

PRUH	ŘEZ	METODA			ROZDÍL [%]	
		MSM	MNR	MKP	MSM-MKP	MNR-MKP
Sloupový	SL. 5	-37,77	-74,29	-31,11	21%	-
	POLE 4-5	43,34	46,27	43,93	1%	5%
	SL 4-5	-72,93	-83,25	-80,74	10%	3%
	SL. 4-3	-67,72	-88,02	-80,74	16%	9%
	POLE 3-4	26,74	37	35,07	24%	6%
	SL. 3-4	-67,72	-78,17	-70,45	4%	11%
Mezisloup.	SL. 5	-1,58	-3,99	0,42	-	-
	POLE 4-5	25,49	27,22	36,99	31%	26%
	SL. 4-5	-21,45	-24,49	-21,76	1%	13%
	SL. 4-3	-19,92	-25,89	-21,76	8%	19%
	POLE 3-4	19,3	26,71	28,57	32%	7%
	SL. 3-4	-19,92	-22,99	-16,66	20%	38%

Hodnoty momentů získané pomocí výše uvedených metod jsou srovnatelné. Přesnější výsledky vychází z metody náhradních rámů, a to zejména ve sloupových pruzích. Metoda součtových momentů ve většině vyšetřovaných míst ohybové momenty podhodnocuje. Metoda součtových momentů je méně přesná, ale její výhoda spočívá ve velmi snadném a rychlém řešení bez nutnosti použít výpočtový software. Metoda náhradních rámů více odpovídá skutečnému chování desky, ale výpočet je pracnější.

Vzhledem k relativní shodě výsledků těchto metod byla deska dále dimenzována na výsledky z 2D modelu v programu RFEM.

5. NÁVRH OHYBOVÉ VÝZTUŽE

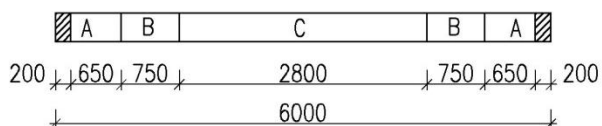
Byl proveden návrh výztuže základní sítě u obou povrchů desky. Krajiní vrstva výztuže byla zvolena rovnoběžná se směrem Y vzhledem k velkým ohybovým momentům v horní části desky kde je největší rozpětí 7,2m a přídavné zatížení od výtahové šachty. Základní rastr byl zvolen s ohledem na minimální plochu výztuže $\phi 12$ po 250 mm u obou povrchů.

Dále byl proveden návrh příložek z výztuže $\phi 8$ a $\phi 12$ v místech nutného dovyztužení. U spodní výztuže byla redukována ohybová únosnost na 85% pro vytvoření rezervy pro přerozdělení momentů v důsledku snížení tuhosti nadpodporových průřezů po vzniku trhlin.

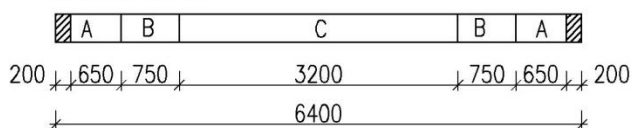
Oblasti které bylo nutné dovyztužit byly zjištěny pomocí programu RFEM. Jako dolní hranice vykreslovaných momentů byla zadána hodnota únosnosti základní sítě. Oblasti nad touto hranicí byly doplněny příložkami. Výztuž byla zakotvena za krajní izočáru vykreslených momentů. Stejným způsobem bylo postupováno u obou povrchů.

U horního povrchu byly hodnoty návrhových momentů kolmo na vyšetřovaný směr zprůměrovány podél třech oblastí A, B a C aby došlo k vyhlazení špiček momentů v blízkosti podpor. Velikosti jednotlivých oblastí byly zvoleny s ohledem na přibližné dodržení rozdělení desky do sloupových a mezisloupových pruhů dle ČSN 73 1201.

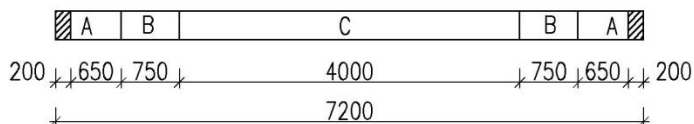
ROZPĚTÍ 6 M



ROZPĚTÍ 6,4 M



ROZPĚTÍ 7,2 M



6. NÁVRH VÝZTUŽE NA ŘETĚZOVÉ ZŘÍCENÍ

Výztuž na řetězové zřícení byla navržena dle ČSN 73 1201 sílu z maximální podporové reakce rozdělené do dvou směrů X a Y v poměrech rozpětí příslušných polí. Do výztuže na řetězové zřícení byla započítána i část ohybové výztuže spodního povrchu desky, 2 profily $\phi 12$. Aby bylo možné tuto výztuž započítat musí

být stykována ve vnitřních třetinách rozpětí polí. Výztuž na řetězové zřícení bude umístěna ve 3. a 4. Vrstvě spodní výztuže.

7. NÁVRH VÝZTUŽE NA PROTLAČENÍ

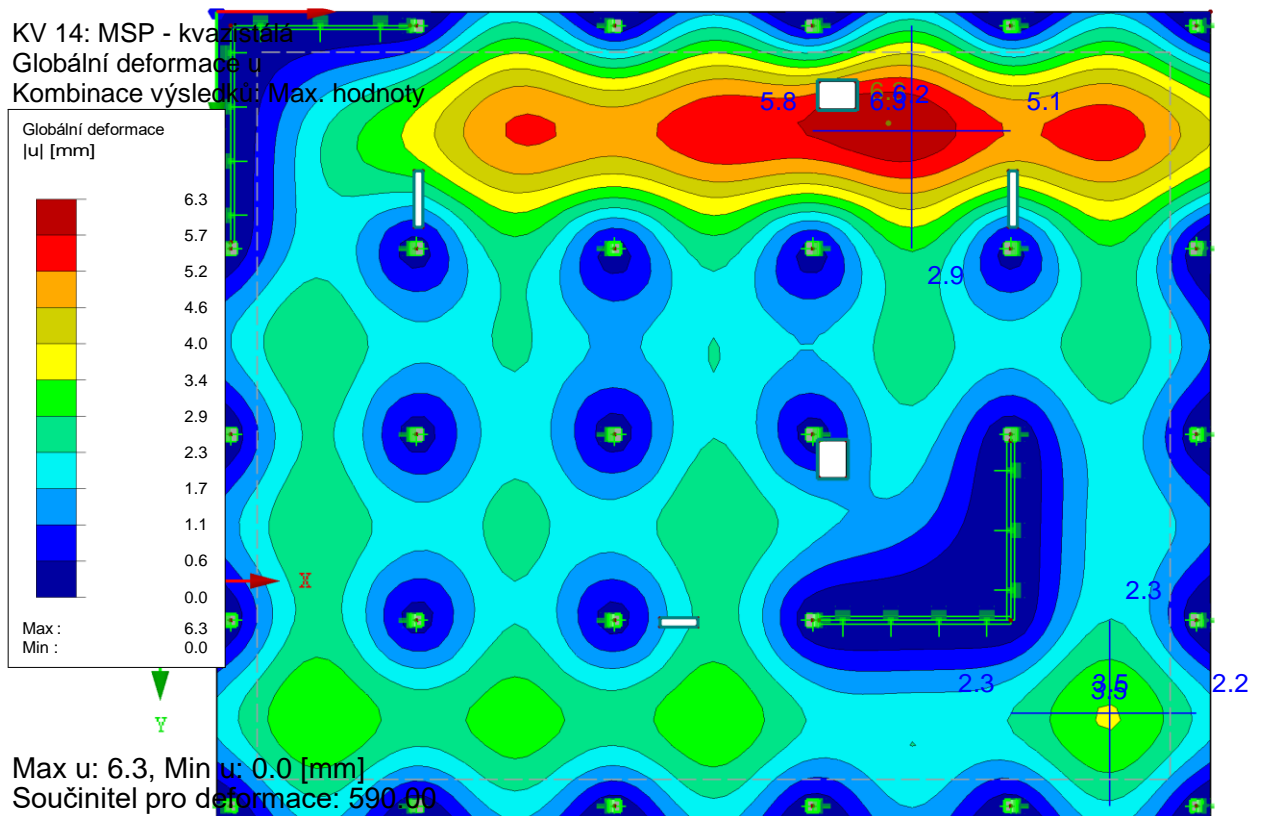
Výztuž na protlačení byla zvolena v podobě smykových lišt firmy Halfen Deha. Návrh byl proveden pomocí softwaru této firmy HDB 13.10. Ručně byly výsledky ověřeny u dvou sloupů, jeden sloup s maximální silou v protlačení a jeden sloup oslabený otvorem. Návrh smykových lišt byl proveden pro každý sloup zvlášť.

8. POSOUZENÍ PRŮHYBU

Mezní stav použitelnosti konstrukce byl posouzen na dvou vybraných polích. Pole s maximálním průhybem a pole s největším typickým průhybem.

Výpočet byl proveden přibližně dle ČSN 73 1201 pomocí superpozice průhybů ve středových a sloupových pruzích příslušných směrů X a Y.

Průhyb při kvazistálé kombinaci zatížení a schéma řezů vyšetřovaných polí:



Nejprve byl posouzen průhyb v nejvíce kritickém místě konstrukce. Pružný průhyb spočítaný RFEMem měl hodnotu 6,3 mm při kvazistálé kombinaci. Výsledný průhyb v době životnosti konstrukce $t=50$ let s uvážením vlivu dotvarování a smršťování dosáhl hodnoty 35,9 mm. Limitní průhyb vypočtený jako 1/250 kratšího rozměru pole $f_{lim} = 25,6$ mm.

Konstrukce tedy v tomto místě na MSP nevyhověla. Dovyztužení nejvíce namáhaného směru Y (na $A_s = 18,1$ cm²/m; $\phi 12/62,5$) u obou povrchů vedlo ke snížení průhybu na 25,5 mm. Tento průhyb splňuje limitní požadavek. Ve výpočtu však není uvážen pokles tuhosti desky v oblasti podpor což vede k navýšení průhybu v poli o dalších 10-15%. Bylo by také pravděpodobně nutné dovyztužit takovýmto způsobem téměř celý horní pás desky s rozpětím 7,2m (4 pole z 5) kde se pružný průhyb pohybuje v rozmezí 5,2 – 6,3 mm. Takové řešení není příliš efektivní je ekonomicky náročné. V rámci výkresové dokumentace tak byla řešena pouze výztuž navržená na mezní stav únosnosti.

Dále byl vypočítán průhyb v pravém dolním rohu konstrukce. Zde průhyb v době životnosti konstrukce dosáhl hodnoty 9,7mm. Limitní průhyb je pro dané rozpětí 24 mm takže konstrukce v tomto místě vyhověla. V tomto poli byl také vypočítán průhyb v čase $t = 60$ dní, tedy v předpokládané době po zabudování sádrových příček. Konstrukce zde byla zatížena pouze vlastní tíhou, obvodovým zdívkem a vlastní tíhou příček. Průhyb po jejich montáži dosáhl hodnoty $f = 4,2$ mm.

Nárůst průhybu od montáže příček po dobu životnosti tedy byl $9,7 - 4,2 = 5,5$ mm. Limitní průhyb pro tento typ příček z velkoformátových zdících prvků, které jsou náchylné na přetvoření podpůrné konstrukce byl stanoven jako 1/750 kratšího rozpětí pole, tedy 8 mm. Lze tedy usuzovat, že v tomto místě konstrukce by tento typ příček netrpěl na poruchy celistvosti.

Možné způsoby řešení nadměrného průhybu v horní části konstrukce:

1. DOVYZTUŽENÍ

Dovyztužení čtyř nejvíce namáhaných polí by vedlo ke splnění limitního požadavku na průhyb. Nicméně by bylo pravděpodobně nutné použít jiný typ příček, například sádrokartonových, které nejsou náchylné na přetvoření nosné konstrukce.

Tato varianta řešení ovšem není příliš ekonomicky výhodná.

Stávající výztuž:

Dolní povrch: $\phi 12/125$... 8 ks/m

Horní povrch: $\phi 12/250$... 4 ks/m

Po dovyztužení:

Dolní povrch: $\phi 12/62,5$... 16 ks/m → přidáno 8ks/m

Horní povrch: $\Phi 12/62,5 \dots 16 \text{ ks/m} \rightarrow$ přidáno 12 ks/m
Celkem přidáno $20 \text{ ks } \Phi 12/ \text{ m šířky}$
Šířka 4 polí kde by byla potřeba dovyztužit = $3 * 6,4 + 6 = 25,2 \text{ m}$
Nutný počet kusů výztuže : $25,2 * 20 = 504 \text{ kusů}$
Délka výztuže $7,2 \text{ m}$ (rozpětí pole)
Cena 1 m výztuže $\Phi 12$ bez DPH = $24,- \text{ Kč}$

Odhad cenové náročnosti řešení:
 $504 \text{ kusů} * 7,2 \text{ metrů} * 24 \text{ Kč} = \mathbf{87\ 100 \text{ Kč}}$

2. ZVÝŠENÍ TLOUŠŤKY DESKY

Navýšení tloušťky desky o 3 cm na 280 mm v celé ploše by mělo vést k zlepšení průhybu v kritických místech.

Při této tloušťce je hodnota průhybu v kritickém místě 5 mm (původně $6,3 \text{ mm}$).

Poměr mezi f_{el} a f u původní desky: $35,9 / 6,3 = 5,7$

Větší míra vyztužení tlustší desky by mohla poměř mezi pružným a výsledným průhybem zmenšit o cca 15% .

Odhad výsledného průhybu: $5,7 * 0,85 * 5 \text{ mm} = 24 \text{ mm}$

Lze očekávat že konstrukce by po zvýšení tloušťky desky na 28 cm vyhověla na MSP.

Hrubý odhad cenové náročnosti řešení:

1 m^3 betonu C30/37 bez DPH = 2600 Kč

Navýšení o 3 cm v celé ploše: $26 \text{ Kč/m}^2/\text{cm} * 3 \text{ cm} * 26,1 \text{ m} * 32,1 \text{ m} = \mathbf{65\ 400 \text{ Kč}}$

Tento odhad navýšení ceny je velmi přibližný protože nárůst tloušťky desky v celé ploše by měl za následek navýšení nutné průřezové plochy výztuže u obou povrchů.

3. UVAŽOVÁNÍ VÝTAHOVÉ ŠACHTY JAKO ŽELEZOBETONOVÉ

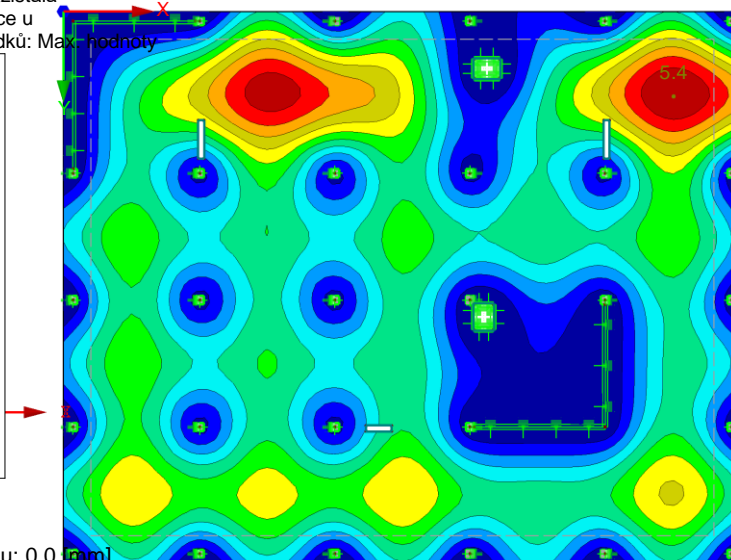
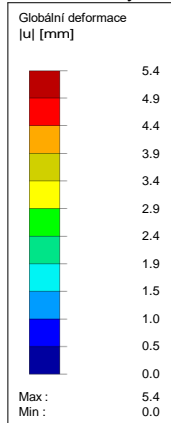
V původním modelu jsou výtahové šachty uvažovány jako zděné a vynášené stropními deskami. Toto řešení je vhodné z hlediska provádění skeletu, nicméně způsobuje poměrně velké zatížení desky. Vhodnou úpravou by mohla být změna stávajících šachet na železobetonové. V průběhu výstavby by se betonovaly současně se zbytkem skeletu a tvořily by tak v místech napojení na desky liniové podpory.

Průhyb konstrukce při uvážení betonových šachet jako podpor a původní tloušťky desky 250mm:

KV 14: MSP - kvazistálá

Globální deformace u

Kombinace výsledků: Max. hodnoty



Max u: 5.4, Min u: 0.0 [mm]

Součinitel pro deformace: 680.00

Největší pružný průhyb : 5,4 mm

Odhad výsledného průhybu: $5,4 * 5,7$ (poměr z původního výpočtu průhybu) = 31 mm

Průhyb by po této úpravě opět nevyhověl, nicméně oblasti pro případné nutné dovyztužení by se velmi zmenšily.

ZÁVĚR

Cílem práce bylo navrhnout a posoudit lokálně podepřenou stropní desku zadaného objektu na mezní stav únosnosti a použitelnosti. Při výpočtu zatížení byl brán ohled na skutečné provedení objektu, zejména na systém obvodového zdiva a druhu vnitřních příček. Byl proveden výpočet vnitřních sil pomocí programu RFEM a ověřen pomocí dvou přibližných metod. Výsledky z těchto metod jsou až na malé odchylky způsobené rozdílným způsobem výpočtu srovnatelné.

Na výsledky z programu RFEM byla navržena ohybová výztuž. Při návrhu byl brán ohled na ekonomičnost a proveditelnost konstrukce. Dále byl proveden návrh výztuže na protlačení v podobě smykových lišt.

Při posuzování tohoto typu konstrukce je potřeba věnovat velkou pozornost mezním stavům použitelnosti, zejména pak výpočtu průhybu. Nadměrné přetvoření často způsobuje velké škody kvůli poruchám vynášených konstrukcí a v neposlední řadě má i estetický vliv. Provedený přibližný výpočet prokázal, že takto navržená konstrukce by na MSP nevyhověla. Výše je uvedeno několik typů možného řešení. Jako nejvíce ekonomicky výhodnou a funkční variantu vidím použití betonových výtahových šachet oproti původním zděným a současné zvýšení tloušťky desky z původních 250 na 260-270 mm. Dále by bylo vhodné vyměnit původní sádrové příčky, které způsobují relativně velké zatížení, na lehčí například sádrokartonové. Kombinací těchto aspektů by se s velkou pravděpodobností dosáhlo menších přetvoření stropní desky a nedocházelo by k poruchám a estetickým vadám.

SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

NORMY:

- [1] ČSN EN 1990: Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [2] ČSN EN 1991-1-1: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [3] ČSN EN 1992-1-1 ed. 2: Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Český normalizační institut, 2011.
- [4] ČSN 73 1201: Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2010.

LITERATURA (včetně elektronické):

- [5] ŠTĚPÁNEK, Petr, Ivailo TERZIJSKI, Ivana LANÍKOVÁ, Josef PANÁČEK a Petr ŠIMŮNEK. *BL01 Prvky betonových konstrukcí: Výukové texty, příklady a pomůcky*. Brno: Vysoké učení technické v Brně, 2015.
- [6] ZICH, Miloš. *Příklady posouzení betonových prvků dle Eurokódů*. Praha: Verlag Dashofer, 2010. ISBN 978-80-86897-38-7.
- [7] BAŽANT, Zdeněk. *Betonové konstrukce I: Modul CS4 Betonové konstrukce plošné - část 2*. Brno: Vysoké učení technické v Brně, 2004.
- [8] TIPKA, Martin a Josef NOVÁK. *Analýza metod výpočtu železobetonových lokálně podepřených desek* [online]. České vysoké učení technické v Praze, 2011, , 57[cit.2018-05-24]. Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/granty_soubory/FRVS_2011/analyza_lok_pod_desek.pdf
- [9] ŠVAŘÍČKOVÁ, Ivana. *Ing. Ivana Švaříčková, Ph.D.: Pomůcky* [online]. [cit. 2018-05-24]. Dostupné z: <https://www.fce.vutbr.cz/BZK/svarickova.i/default.htm>
- [10] *HALFEN Durchstanz- und Querkraftbewehrung: Produktinformation technik HDB 17.1* [online]. Langenfeld (D), 2017 [cit. 2018-05-24]. Dostupné z: <http://www.halfen.de>

SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ

A	průřezová plocha
A_c	průřezová plocha betonu
A_s	průřezová plocha betonářské výztuže
A_i	průřezová plocha ideálního průřezu
$A_{s,min}$	minimální průřezová plocha betonářské výztuže
B_i	tuhost neporušeného průřezu
B_{ir}	tuhost průřezu porušeného trhlinou
C_e	součinitel expozice
C_t	součinitel vlivu teploty
E_{cm}	sečnový modul pružnosti betonu
$E_{c,eff}$	účinný modul pružnosti betonu
E_s	modul pružnosti betonářské výztuže
G_k	charakteristická hodnota stálého zatížení
G_d	návrhová hodnota stálého zatížení
I	moment setrvačnosti průřezu
I_i	moment setrvačnosti ideálního průřezu
I_{ir}	moment setrvačnosti průřezu porušeného trhlinou
L	délka
M_{Ed}	návrhová hodnota působícího ohybového momentu
M_{Rd}	návrhová momentová únosnost průřezu
M_{cr}	moment na mezi vzniku trhlin
MSM	metoda součtových momentů
MNR	metoda náhradních rámců
MKP	metoda konečných prvků
N_{Ed}	návrhová hodnota normálové síly
K_c	ohybová tuhost sloupu
K_s	ohybová tuhost desky
Q_k	charakteristická hodnota proměnného zatížení
Q_d	návrhová hodnota proměnného zatížení
S_i	statický moment plochy výztuže k těžišti ideálního průřezu
S_{ir}	statický moment výztuže k těžišti průřezu porušeného trhlinou
V_{Ed}	návrhová hodnota posouvající síly
a	vzdálenost
b	šířka průřezu
c	rozměr sloupu
c_{nom}	jmenovitá tloušťka betonové krycí vrstvy
c_{min}	minimální tloušťka betonové krycí vrstvy
ΔC_{dev}	povolená výrobní odchylka krycí vrstvy od nominální hodnoty
d	účinná výška průřezu

d_g	největší jmenovitý rozměr zrna kameniva
f_{bd}	návrhové mezní napětí v soudržnosti
f_{ck}	charakteristická pevnost betonu v tlaku (válcová ve stáří 28 dní)
f_{cd}	návrhová pevnost betonu v tlaku
f_{cm}	průměrná hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku
f_{ctm}	průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu
f_{ctk}	charakteristická pevnost betonu v dostředném tahu
f_{yk}	charakteristická mez kluzu betonářské výztuže
f_{yd}	návrhová mez kluzu betonářské výztuže
f	průhyb
f_{lim}	limitní hodnota průhybu
f_{cs}	průhyb od smršťování
g_k	charakteristická hodnota stálého zatížení
g_d	návrhová hodnota stálého zatížení
h	výška průřezu
h_s	tloušťka desky
$h_{s,lim}$	minimální tloušťka desky
h_0	náhradní rozměr prvku
l	délka nebo rozpětí
$l_{b,rqd}$	základní kotevní délka
l_{bd}	kotevní délka
$l_{b,min}$	minimální kotevní délka
l_0	stykovací délka
s	zatížení sněhem
s_{max}	maximální osová vzdálenost prutů výztuže
s_{sn}	minimální světlá vzdálenost mezi pruty výztuže
u	obvod prvku
u_1	základní kontrolovaný obvod
v_{Ed}	maximální smykové napětí
$v_{Rd,c}$	smyková únosnost prvku bez smykové výztuže
v_{min}	minimální smyková únosnost prvku bez smykové výztuže
$v_{Rd,sy,max}$	maximální smyková únosnost prvku se smykovou výztuží
x	vzdálenost neutrální osy od nejvíce tlačného okraje
z_c	rameno vnitřních sil k těžišti tlačného betonu
$1/r_{cs}$	křivost od smršťování
α_e	poměr modulů pružnosti betonářské výztuže a betonu
β	součinitel druhu působení zatížení (krátkodobá/dlouhodobá)
β_t	součinitel kroucení
$\beta(t_0)$	součinitel vyjadřující vliv stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení na základní součinitel dotvarování

γ_c	součinitel spolehlivosti betonu
γ_s	součinitel spolehlivosti výztuže
γ_G	součinitel stálého zatížení
γ_Q	součinitel proměnného zatížení
ϵ_{cu}	mezní poměrné přetvoření betonu
ϵ_{yd}	přetvoření betonářské výztuže
ϵ_{cs}	volné přetvoření od smršťování
ρ	stupeň vyztužení
ϕ	profil výztuže
$\varphi(t, t_0)$	součinitel dotvarování
φ_0	základní součinitel dotvarování
φ_{RH}	součinitel vyjadřující vliv vlhkosti prostředí na základní součinitel dotvarování
μ	tvarový součinitel

SEZNAM PŘÍLOH

- P1. POUŽITÉ PODKLADY
- P2. VÝKRESY TVARU A VÝZTUŽE
- P3.1 STATICKÝ VÝPOČET
- P3.2 SMYKOVÉ LIŠTY HALFEN DEHA