



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

NÁVRH STATICKÉHO ZAJIŠTĚNÍ VYBRANÉ ŽELEZOBETONOVÉ KONSTRUKCE

DESIGN OF STRUCTURAL STRENGTHENING OF THE SELECTED REINFORCED CONCRETE STRUCTURE

DIPLOMOVÁ PRÁCE

MASTER'S THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. David Strmeň

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. Dorde Čairović, Ph.D.

BRNO 2025

Zadání diplomové práce

Ústav: Ústav betonových a zděných konstrukcí
Student: **Bc. David Strmeň**
Vedoucí práce: **Ing. Dorde Čairović, Ph.D.**
Akademický rok: 2024/25
Studijní program: N0732A260023 Stavební inženýrství – pozemní stavby

Děkan Fakulty Vám v souladu se zákonem č.111/1998 o vysokých školách a se Studijním a zkušebním řádem VUT v Brně určuje následující téma diplomové práce:

Návrh statického zajištění vybrané železobetonové konstrukce

Stručná charakteristika problematiky úkolu:

Předmětem diplomové práce je zpracování návrhu statického zajištění vybrané železobetonové konstrukce, resp. její části pomocí vhodně zvolených způsobů a to v rozsahu dle zadání vedoucího diplomové práce. Řešení vnitřních sil bude provedeno pomocí vhodného MKP programu a správnost modelu bude ověřena pomocí zjednodušené metody ručního výpočtu. Výstupem práce budou prováděcí výkresy pro vybrané části nosné konstrukce.

Cíle a výstupy diplomové práce:

Na základě zadaných podkladů proveďte statické posouzení stávající konstrukce. Řešení proveďte pomocí vhodného MKP programu, správnost výsledků případně ověřte pomocí výstižné zjednodušené ruční metody. Práce bude obsahovat statické posouzení stávajícího stavu a návrh vhodných způsobů řešení pro zajištění spolehlivosti vybrané části konstrukce a to v souladu s platnými normami. Ostatní činnosti a případná zjednodušení zadané konstrukce provádějte v souladu s pokyny vedoucího diplomové práce.

Požadované výstupy:

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

Přílohy textové části:

P1. Použité podklady

P2. Výkresy navrženého zesílení (v rozsahu určeném vedoucím diplomové práce)

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

Diplomová práce bude odevzdána v listinné a elektronické formě.

Seznam doporučené literatury a podklady:

Stavební výkresy zpracovávaného objektu v nezbytném rozsahu: půdorysy jednotlivých podlaží, řezy, geotechnické poměry, apod.

Platné návrhové normy a technické předpisy:

ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí;

ČSN EN 1991-1-1 až 7: Zatížení stavebních konstrukcí;

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

ČSN EN 206: Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda;

ČSN ISO 13822: Zásady navrhování konstrukcí - Hodnocení existujících konstrukcí.

Další literatura dle doporučení vedoucího diplomové práce.

Termín odevzdání diplomové práce je stanoven časovým plánem akademického roku.

V Brně, dne 31. 3. 2024

L. S.

doc. Ing. Miloš Zich, Ph.D.

vedoucí ústavu

Ing. Dorde Čairović, Ph.D.

vedoucí práce

prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA, dr. h. c.

děkan

ABSTRAKT

Diplomová práce se zabývá návrhem zesílení železobetonové stropní desky nad 2.NP pomocí dodatečného předpětí v souvislosti s přestavbou podkroví na kancelářský prostor. Použitá předpínací výztuž typu monostrand byla kotvena ocelovými roznášecími deskami a vedena přes ocelové deviátory. Výpočtový model byl vytvořen v programu SCIA Engineer, kde byly stanoveny vnitřní síly a napětí konstrukce. Na základě těchto hodnot bylo navrženo dodatečné předpětí konstrukce, včetně výpočtu ztráty napětí. Posouzení předpjaté konstrukce bylo provedeno podle mezního stavu únosnosti a použitelnosti.

KLÍČOVÁ SLOVA

Železobeton, předpjatý beton, stropní deska, zesílení, dodatečné předpětí, ztráty předpětí, kotevní oblast, omezení napětí, mezní stav únosnosti, mezní stav použitelnosti.

ABSTRACT

This thesis focuses on the design of strengthening a reinforced concrete floor slab above the second floor (2.NP) using external post-tensioning in connection with the conversion of the attic into an office space. The applied post-tensioning reinforcement, type monostrand, was anchored using steel bearing plates and guided through steel deviators.

The structural model was created in the SCIA Engineer software, where the internal forces and stresses within the slab were determined. Based on these results, the post-tensioning system was designed, including calculations of tension losses. The assessment of the post-tensioned structure was carried out in accordance with the ultimate and serviceability limit states, ensuring compliance with the applicable standards.

KEYWORDS

Reinforced concrete, prestressed concrete, floor slab, reinforcement, additional prestressing, prestress losses, anchorage area, stress limitation, ultimate limit state, serviceability limit state.

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE

STRMEŇ, David. *Návrh statického zajištění vybrané železobetonové konstrukce*. Brno, 2024. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí Ing. Dorde Čairović, Ph.D.

PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané diplomové práce s názvem *Návrh statického zajištění vybrané železobetonové konstrukce* je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 16. 1. 2025

Bc. David Strmeň
autor práce

PROHLÁŠENÍ O PŮVODNOSTI ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci s názvem *Návrh statického zajištění vybrané železobetonové konstrukce* zpracoval samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 16. 1. 2025

Bc. David Strmeň
autor práce

PODĚKOVÁNÍ

Poděkování si zaslouží především můj vedoucí práce Ing. Dorde Čairović, Ph.D., za odborné vedení, cenné rady a trpělivost, které mi během zpracování této práce poskytl. Jeho podpora a zpětná vazba mi pomohly lépe pochopit a vyřešit problematiku této práce.

Velké díky patří také Ing. Vojtěchovi Kostihovi, Ph.D., který se mnou tuto práci započal a byl ochoten i nadále konzultovat a zodpovídat mé dotazy.



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

**NÁVRH STATICKÉHO ZAJIŠTĚNÍ VYBRANÉ
ŽELEZOBETONOVÉ KONSTRUKCE**

DESIGN OF STRUCTURAL STRENGTHENING OF THE SELECTED REINFORCED
CONCRETE STRUCTURE

TEXTOVÁ ČÁST

DIPLOMOVÁ PRÁCE

MASTER'S THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. David Strmeň

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. Dorde Čairović, Ph.D.

BRNO 2025

OBSAH

1. ÚVOD	12
2. POPIS KONSTRUKCE.....	12
2.1. ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE.....	13
2.2. VODOROVNÉ KONSTRUKCE.....	13
2.3. SVISLÉ KONSTRUKCE	13
3. MATERIÁLY	13
4. ZATÍŽENÍ KONSTRUKCE.....	15
4.1. ZATÍŽENÍ DLE ČSN 73 0035	15
4.2. ZATÍŽENÍ DLE ČSN EN 1991-1-1	16
5. KOMBINACE	17
6. VÝPOČTOVÝ MODEL.....	18
6.1. STÁVAJÍCÍ STAV	19
6.2. NOVÝ STAV	20
6.2.1. NÁVRH ZESÍLENÍ PŘEDPĚTÍM	20
7. MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI.....	21
8. MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI	21
9. KOTEVNÍ OBLAST	22
10. NÁVRH DEVIÁTORŮ	22
11. POSTUP REALIZACE	23
12. ZÁVĚR	24
13. SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ	26
14. POUŽITÝ SOFTWARE.....	26
15. SEZNAM PŘÍLOH	27

1. ÚVOD

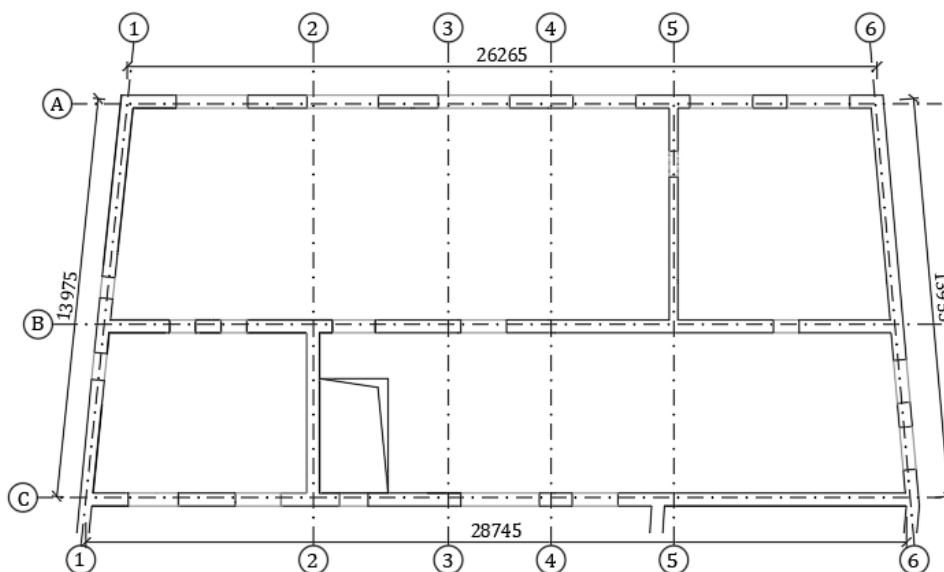
Předmětem diplomové práce je návrh zesílení železobetonové stropní desky nad 2. NP z důvodu přestavby podkroví na kancelářský prostor, což vede k nevyhovujícímu meznímu stavu únosnosti. Původní dokumentace ke stávající konstrukci není k dispozici, a pro školní potřeby není možné provést podrobný stavebně-technický průzkum. Proto byly použité materiály a stáří objektu odhadnuty na 30 let.

Na základě těchto odhadů byl zpracován návrh výsledků dle normy ČSN 73 1201, která byla platná v období od roku 1986 do roku 2006, za předpokladu dodržení tehdejších konstrukčních zásad a minimálního stupně vyztužení. Tento předpoklad vyztužení byl následně posouzen podle současného návrhového přístupu ČSN EN 1992-1-1, což vedlo k závěru, že konstrukce nevyhovuje. Následně bylo navrženo zesílení stropní desky pomocí dodatečného předpětí.

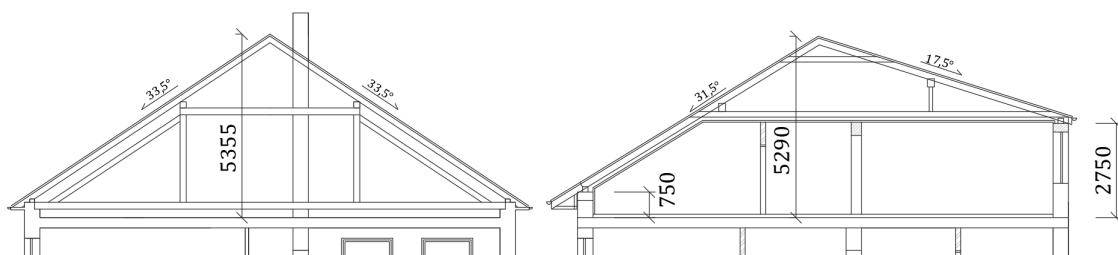
Výpočtový model byl vytvořen v programu SCIA Engineer, kde byly stanoveny vnitřní síly a napětí konstrukce. Na základě těchto výsledků bylo navrženo dodatečné předpětí konstrukce, včetně výpočtu ztráty napětí, a provedeno posouzení předpjeté konstrukce podle mezního stavu únosnosti a použitelnosti.

2. POPIS KONSTRUKCE

Původně se jedná o stavební objekt s jedním podzemním a dvěma nadzemními podlažemi. Pro tento objekt je navržena stavební úprava spočívající v odstranění stávající konstrukce krovu a její nahrazení novou, čímž vznikne třetí plnohodnotné podlaží využívání využívané jako kancelářský prostor. Součástí úpravy je také odstranění stávající podlahy a její nahrazení novou lehkou podlahou o tloušťce 150 mm. Půdorysný rozměr objektu je přibližně 26,6 m x 14,4 m. Výška budovy od upraveného terénu po hřeben nové konstrukce střechy je cca 11,8 m.



Obr. 1 Schéma stropní desky nad 2.NP



Obr. 2 Schéma původní konstrukce krovu (vlevo) a nové konstrukce krovu (vpravo)

2.1. ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE

Z dostupných podkladů není patrný způsob založení objektu. Pro obsah této práce není potřebný.

2.2. VODOROVNÉ KONSTRUKCE

Řešená železobetonová stropní deska nad 2.NP je dle podkladů tloušťky 300 mm. Posouzení a návrh desky byl řešen pro mezní stav únosnosti a mezní stav použitelnosti.

2.3. SVISLÉ KONSTRUKCE

Svislá nosná konstrukce je uvažována jako zdivo z cihel plných pálených o tloušťce 450 mm.

V rámci případného průzkumu je nutné provést diagnostiku svislých konstrukcí, zahrnující stanovení materiálových charakteristik a pevnosti.

3. MATERIÁLY

Materiály a jejich charakteristiky byly převzaty z normy ČSN 73 1201.

BETON B20

$f_{ck} = 15,0 \text{ MPa}$	Charakteristická válcová pevnost v tlaku
$f_{cd} = 11,5 \text{ MPa}$	Návrhová pevnost v tlaku
$f_{ctm} = 1,4 \text{ MPa}$	Střední hodnota pevnosti betonu v tahu
$f_{ctk,0,05} = 1,33 \text{ MPa}$	5% kvantil pevnosti v tahu
$f_{ctd} = 0,89 \text{ MPa}$	Návrhová pevnost v tahu
$E_{cm} = 27 \text{ GPa}$	Modul pružnosti betonu
$\epsilon_{cu2} = 3,5 \text{ ‰}$	Mezní poměrné přetvoření betonu
$\epsilon_{c2} = 2,5 \text{ ‰}$	Mezní přetvoření na mezi únosnosti

Řádek	Charakteristika		Hodnoty charakteristik pro beton třídy ¹⁾ ²⁾													
			B5*	B7,5	B10*	B12,5	B15	B20	B25*	B30	B35*	B40	B45*	B50	B55*	B60*
1	Normová pevnost	v tlaku R_{kn}	3,5	5,5	7,5	9,5	11,0	15,0	8,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
2		v tahu R_{km}	0,55	0,70	0,85	1,0	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50
3	Výpočtová pevnost	v tlaku R_{kd}	2,8	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	4,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
4		v tahu R_{ktd}	0,37	0,48	0,57	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60	1,65
5	Základní modul pružnosti ³⁾	E_{so}	13,0	16,0	18,0	21,0	23,0	27,0	0,0	32,5	34,5	36,0	37,5	39,0	39,5	40,0

¹⁾ Třídy označené hvězdičkou * lze při navrhování konstrukce uvažovat pouze po dohodě s dodavatelem.
²⁾ Číselný údaj třídy značí zaručenou pevnost (pětiprocentní kvantil základního souboru) betonu v tlaku (v MPa), zjišťovanou na krychlech o hraně 150 mm. Ostatní charakteristiky pevnosti betonu jednotlivých tříd jsou uvedeny v ČSN 73 2400. Obecné vztahy mezi zaručenou, normovou a výpočtovou pevností jsou uvedeny v ČSN 73 1205.
³⁾ Při urychlování tvrdnutí autoklávováním se hodnoty modulu pružnosti stanoví na základě zkoušek.

Obr. 3 Třídy a charakteristiky betonu dle ČSN 73 1201

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ J 10 335

$f_{yk} = 325 \text{ MPa}$	Charakteristická mez kluzu
$f_{yd} = 300 \text{ MPa}$	Návrhová mez kluzu
$\epsilon_{yd} = 1,43 \text{ ‰}$	Poměrné přetvoření při dosažení meze kluzu
$E_s = 210 \text{ GPa}$	Modul pružnosti betonářské oceli

PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ Y1860-S7-15,7

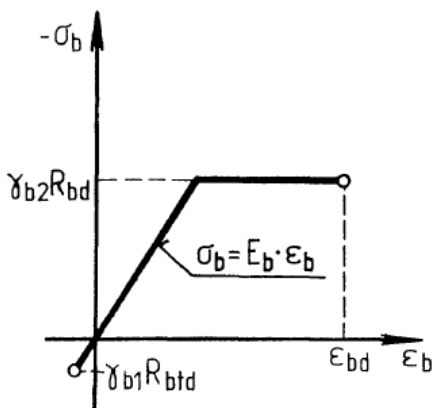
$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$	Charakteristická pevnost předpínací oceli v tahu
$f_{pd} = 1426 \text{ MPa}$	Návrhová pevnost předpínací oceli v tahu
$f_{p0,1k} = 1640 \text{ MPa}$	Charakteristická smluvní mez kluzu 0,1 % předpínací oceli
$E_p = 195 \text{ GPa}$	Modul pružnosti předpínací výztuže
$A_{p1} = 150 \text{ mm}^2$	Průřezová plocha jednoho předpínacího lana

OCEL S355

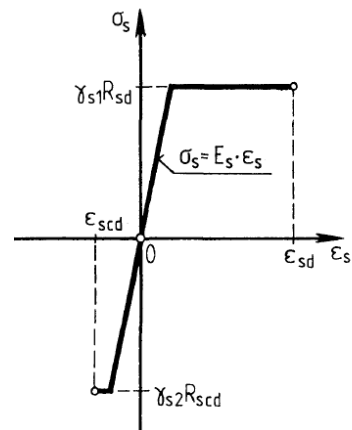
$f_d = 355 \text{ MPa}$	Charakteristická mez kluzu
-------------------------	----------------------------

POUŽITÉ PRACOVNÍ DIAGRAMY:

Dle ČSN 73 1201

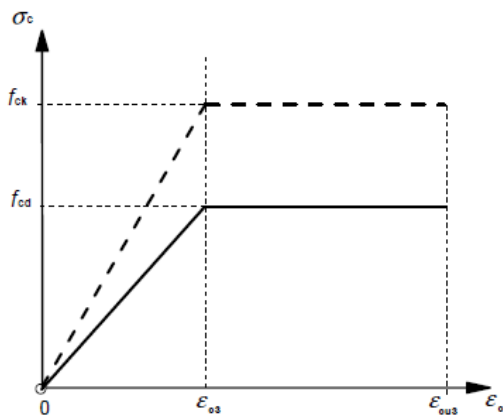


Obr. 4 Výpočtový pracovní diagram betonu

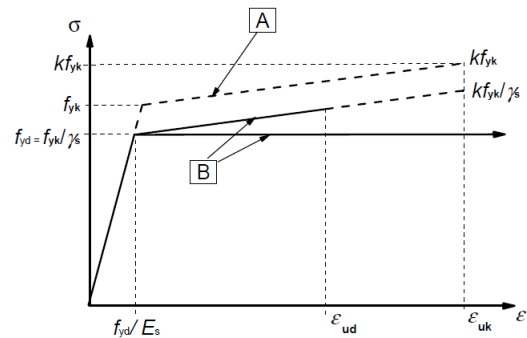


Obr. 5 Výpočtový pracovní diagram oceli

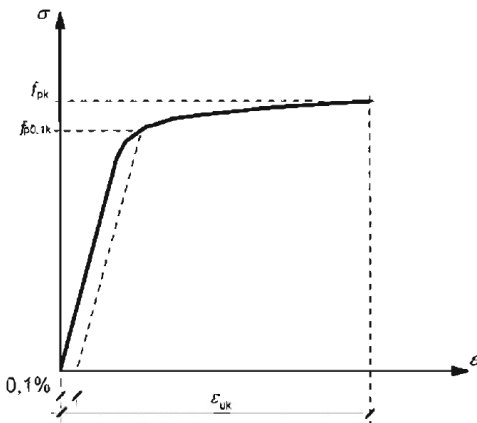
Dle ČSN EN 1992-1-1



Obr. 6 Pracovní diagram betonu



Obr. 7 Pracovní diagram oceli, (A-Idealizovaný, B-návrhový)



Obr. 8 Pracovní diagram pro předpínací ocel

4. ZATÍŽENÍ KONSTRUKCE

Zatížení konstrukce je stanoveno dle ČSN 73 0035, ČSN 73 1201, ČSN EN 1991-1-1, ČSN EN 1991-1-3, ČSN EN 1991-1-4 a ČSN EN 1991-1-7.

4.1. ZATÍŽENÍ DLE ČSN 73 0035

Zatížení pro výpočet původní konstrukce byla zvolena na základně dostupných informací a v souladu s dříve platnými normami ČSN 73 0035 a ČSN 73 1201.

Pro výpočet původní konstrukce krovu byl vytvořen samostatný výpočetní model v programu SCIA Engineer. Výsledné reakce z tohoto modelu byly použity jako zatížení pro výpočetní model stropní desky

Model stropní desky byl zatížen odhadovanou skladbou střechy a proměnným zatížením kategorie p.č.1: Byty včetně předsíní a chodeb.

Vlastní tíha krovu a stropní desky je spočtena automaticky softwarem na základě zadaných průřezů a materiálů.

Dílčí součinitelé:

- $\gamma_G = 1,1$
- $\gamma_Q = 1,4$

Stálé zatížení:

- Střešní konstrukce 0,55 kN/m²
- Vlastní tíha krovu Dle softwaru
- Skladba podlahy 1,50 kN/m²

Proměnné zatížení:

- Byty vč. předsíní a chodeb 1,50 kN/m²

Sníh:

- Sněhová oblast II 0,70 kN/m²

Vítr:

- Zatížení větrem zanedbáno
(Konstrukce krovu není uložena přímo na stropní desku, ale roznesena do obvodových stěn.)

4.2. ZATÍŽENÍ DLE ČSN EN 1991-1-1

Na stávající stropní desce bylo aktualizováno zatížení odpovídající novému řešení konstrukce krovu. To zahrnuje účinky zatížení od dřevěných sloupků a změnu proměnného zatížení na kategorii B: Kancelářské plochy.

Přechod na návrhový přístup dle současného eurokódu přináší výrazné zvýšení zatížení sněhem, a to o více než dvojnásobek. Dalším rozdílem jsou přísnější dílčí součinitelé pro stálé a proměnné zatížení.

Dílčí součinitelé:

- $\gamma_G = 1,35$
- $\gamma_Q = 1,5$

Stálé zatížení:

- Střešní konstrukce 0,55 kN/m²
- Vlastní tíha krovu Dle softwaru
- Skladba podlahy 1,75 kN/m²

Proměnné zatížení:

- Kancelářské plochy (kat. B) 2,50 kN/m²

Sníh:

- Sněhová oblast III 1,5 kN/m²

Vítr:

- Větrná oblast III (Základní rychlost) 27,5 m/s

5. KOMBINACE

Změna návrhového přístupu přinesla i změnu v kombinačních pravidlech pro zatížení. Dle původní normy ČSN 73 1201 respektive ČSN 73 0035 vypadá kombinace následovně:

$$\sum \gamma_G \cdot G_n + \sum \gamma_D \cdot D_n + c \cdot \sum_{i=1}^m \gamma_{K,i} \cdot K_{n,i}$$

Kde:

- γ_G (γ_D) dílčí součinitel bezpečnosti pro stálé (proměnné) zatížení
- G_n normová hodnota stálého zatížení
- D_n normová hodnota nahodilého dlouhodobého zatížení
- K_n normová hodnota nahodilého krátkodobého zatížení
- c součinitel kombinace, který uvažuje hodnotu:
 - $c=1,0$ (1 nahodilé krátkodobé zatížení)
 - $c=0,9$ (2 nebo 3 krátkodobá nahodilá zatížení)
 - $c=0,8$ (4 nebo více krátkodobých nahodilých zatížení)

V případě, kdy lze krátkodobá zatížení seřadit podle účinku, které na konstrukce mají, uvažují se součinitelé c následujícím způsobem:

- $c=1,0$ (absolutně nejvyšší zatížení)
- $c=0,8$ (druhé nejvyšší zatížení)
- $c=0,6$ (ostatní zatížení)

Pro stanovení největšího namáhání konstrukce od jednotlivých zatěžovacích stavů dle ČSN EN 1990 jsou použity kombinační rovnice 6.10a a 6.10b. Ty vypadají následovně:

6.10a:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \Psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

6.10b:

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Kde:

- γ_G (γ_Q) dílčí součinitel stálého (proměnného) zatížení
- G charakteristická hodnota stálého zatížení
- Q charakteristická hodnota proměnného zatížení
- P zatížení předpětím
- ξ zmenšovací součinitel
- Ψ_0 součinitel pro kombinační hodnotu proměnného zatížení

Pro výpočet mezních stavů byly spočteny i kombinace charakteristická (6.14b) a kvazistálá (6.16b). Na základě následujících kombinačních pravidel.

6.14b:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

6.16b:

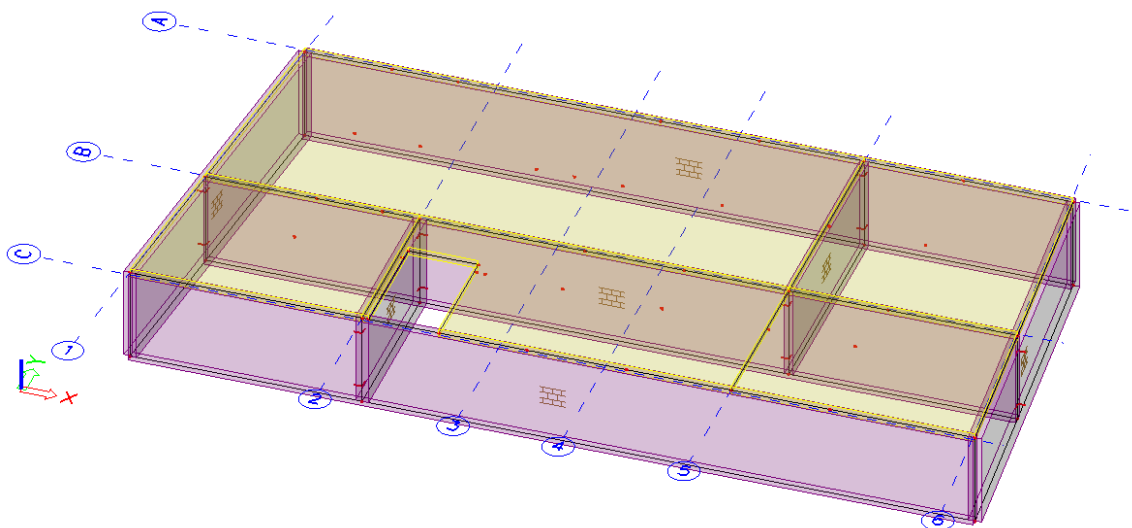
$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Kde:

- Ψ_1, Ψ_2 součinitel pro kombinační hodnotu proměnného zatížení

6. VÝPOČTOVÝ MODEL

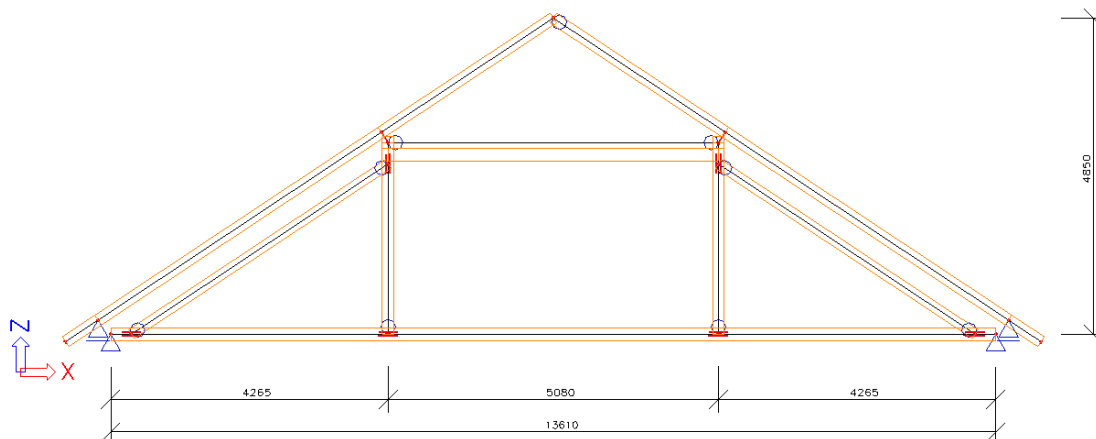
Pro výpočet byly v programu SCIA Engineer vytvořeny dva zjednodušené modely krovu a jeden 3D model stropní desky nad 2.NP, která má tloušťku 300 mm. Nosné stěny byly modelovány jako ortotropní materiál s vyloučením tahů z důvodu lepšího vystižení tuhosti podpor. Přesnost výpočtu a průběhu vnitřních sil závisí na nastavení hustoty sítě, která rozděluje konstrukci na jednotlivé prvky. V tomto případě byla zvolena průměrná velikost plošného/zakřiveného prvku 0,2 m.



Obr. 9 Výpočtový model SCIA Engineer

6.1. STÁVAJÍCÍ STAV

Pro zjednodušení byla vymodelována jedna plná vazba krovu pomocí 1D dílců s průřezem stanoveným na základě dostupných podkladů. Konstrukce byla zatížena odhadovanou tíhou střešní krytiny a tíhou sněhu dle tehdejší normy ČSN 73 0035. Výsledné reakce byly použity pro zatížení stropní desky.



Obr. 10 Výpočtový model původní konstrukce krovu

Model stropní desky byl zatížen hodnotami předpokládaného zatížení viz kapitola 4.1. Zatížení skladbou podlahy a proměnné zatížení bylo definováno jako plošné. Proměnné zatížení bylo rozděleno do několika zatěžovacích stavů, které zahrnují šachování za účelem stanovení maximálních ohybových momentů v poli a nad podporou. Zatížení vyvozené konstrukcí krovu je přenášeno do zděné nadezdívky, a proto je nahrazeno spojitým zatížením na hraně plochy desky.

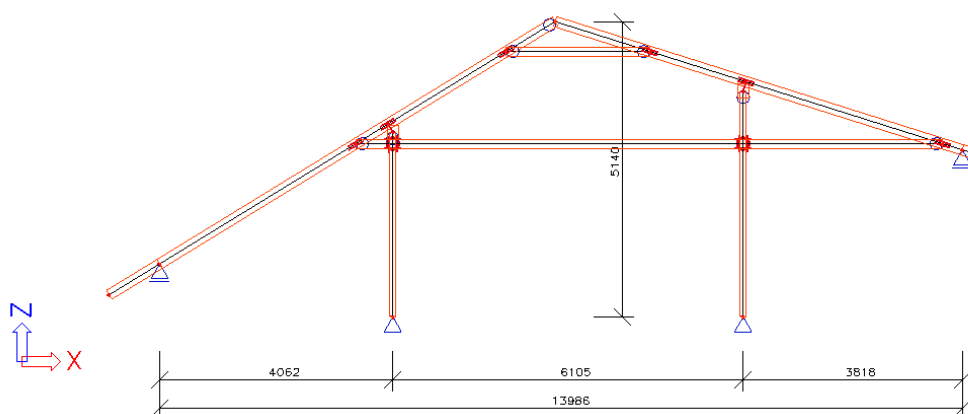
Výsledné dolní momenty v desce byly použity v plné hodnotě, zatímco horní momenty nad nosnými zdmi byly redukovány pomocí řezů v lící stěny a následně zprůměrovány po délce řezu.

Na tyto momenty byla navržena ohybová výztuž podle dřívějšího přístupu dle normy ČSN 73 1201 s ohledem na dodržení minimálního stupně vyztužení a konstrukčních zásad. Takto navržená výztuž je považována jako odhad vyztužení stávající konstrukce a dále se s ní v této práci počítá.

Pro přesné určení polohy výztuže by bylo nutné provést řadu nedestruktivních zkoušek, například pomocí radarových a elektromagnetických skenerů. Typ betonářské výztuže je pro účely této práce rovněž odhadnut. Pro přesné určení by bylo nutné na několika místech výztuž obnažit a její typ určit.

6.2. NOVÝ STAV

Obdobně jako stávající konstrukce krovu byla vymodelována i nová s rozdílným zatížením od sněhu viz kapitola 4.2.



Obr. 11 Výpočtový model nové konstrukce krovu

Následujícím krokem byla aktualizace zatížení dle nové konstrukce krovu a změnou proměnného zatížení. Přibylo působení lokálních sil převzatých z výsledných reakcí z dřevěných sloupků krovu.

Na nové vnitřní síly byla znovu posouzena ohybová únosnost stropní desky z předchozího výpočtu, tentokrát podle aktuálně platné normy ČSN EN 1992-1-1. Z výpočtů je patrná nevyhovující stropní konstrukce na mezní stav únosnosti. Uvažovaná výztuž rovněž nevyhovuje z hlediska konstrukčních zásad minimálního stupně vyztužení, toto kritérium je v tomto případě nepodstatné.

6.2.1. NÁVRH ZESÍLENÍ PŘEDPĚTÍM

Bylo přistoupeno k návrhu zesílení stropní konstrukce pomocí nesoudržné předpínací výztuže typu monostrand. Trasování lan bylo navrženo s ohledem na prostorové možnosti tak, aby všechny přidané prvky (lana, deviátory, kotevní bloky) byly v konečné fázi skryty v nové skladbě podlahy a sádkartonovém podhledu. Deviátory byly umístěny přibližně do míst působení dřevěných sloupků krovu a nad střední nosnou zeď. Silové účinky předpětí jsou nahrazeny jednotkovým ekvivalentním zatížením, které je následně upravováno součinitelem kombinace na požadovanou hodnotu.

Součástí výpočtu bylo i vyčíslení krátkodobých a dlouhodobých změn předpětí. Nejvýznamnější krátkodobou ztrátou je ztráta třením způsobena trojnásobným zalomením trasy lana, a to i přes nízký součinitel tření HDPE kanálků. Druhou nejvýznamnější ztrátou je ztráta pokluzem v kotvě. Ve výpočtu je uvažován pokluz 6 mm a ztráta dosahuje přibližně 8 m z celkové délky lana 14,35 m. Ztráta postupným napínáním je nevýrazná, zatímco ztráta relaxací výztuže je kompenzována podržením napínacího napětí po dobu 5 minut během předpínání kabelů. Celková krátkodobá ztráta na konci lana je 15 %.

Dlouhodobé ztráty dosahují pouze 3 %. Tento nízký podíl je způsoben minimálními změnami předpětí vlivem dotvarování a smršťování betonu. Smršťování betonu se

nejvíce projeví v první hodinách až týdnech od vybetonování konstrukce a následně se rychlost smršťování zpomaluje. Při uvažovaném stáří konstrukce 30 let můžeme říct, že proces smršťování už z největší části proběhl, a proto je ztráta smršťováním betonu zanedbána. Dotvarování konstrukce stále probíhá, ale velká část již proběhla. Významnějších hodnot dosahuje až ztráta relaxací výztuže.

Shrnutí změn předpětí:

Krátkodobé:

- Ztráty třením	$\Delta\sigma_{p,\mu} = -140,20 \text{ MPa}$	
- Ztráta pokluzem v kotvě	$\Delta\sigma_{p,sl} = -80,69 \text{ MPa}$	
- Ztráta postupným napínáním	$\Delta\sigma_{p,el} = -4,53 \text{ MPa}$	(zanedbána)
- Ztráta relaxací výztuže	$\Delta\sigma_{pr,st} = -3,50 \text{ MPa}$	(zanedbána)
Celkem:	$\sigma_{st} = -220,89 \text{ MPa}$	(15 %)

Dlouhodobé:

- Ztráta dotvarováním betonu (těsně před uvedením do provozu)	$\Delta\sigma_{pc} = -2,13 \text{ MPa}$	
- Změna pružným přetvořením betonu (těsně po uvedení do provozu od kvazistálé kombinace)	$\Delta\sigma_{pe,(g1+\psi2q)} = 5,06 \text{ MPa}$	
- Ztráta relaxací výztuže	$\Delta\sigma_{pr,lt} = -53,66 \text{ MPa}$	
- Ztráta smršťováním betonu	$\Delta\sigma_{ps} =$ (zanedbána)	
- Ztráta dotvarováním betonu (50 let od napnutí výztuže)	$\Delta\sigma_{pc} = -5,02 \text{ MPa}$	
Celkem:	$\sigma_{lt} = -39,45 \text{ MPa}$	(3 %)

7. MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI

Výpočtový model byl upraven tak, aby zahrnoval účinky působení předpínacích lan. Po zahrnutí těchto sil byl model přepočítán, přičemž výsledné vnitřní síly byly následně posouzeny podle aktuálně platných norem ČSN EN 1992-1-1.

Na základě získaných výsledků lze konstatovat, že zesílená konstrukce splňuje požadavky na únosnost podle současných norem.

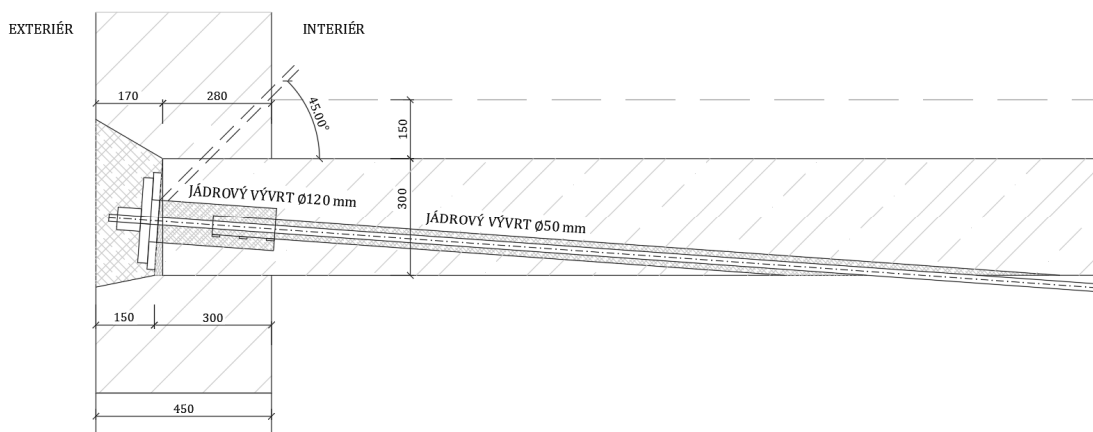
8. MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI

Součástí posouzení na mezní stav použitelnosti byla kontrola omezení napětí v rozhodujících časových úsecích, konkrétně v čase zavedení předpětí a na konci životnosti konstrukce. Posouzení bylo provedeno pro charakteristickou a kvazistálou kombinaci zatížení, přičemž pro předpínací sílu byly použity koeficient $R_{sub}=1,05$ a $R_{inf}=0,95$. V žádné z posuzovaných situací nedošlo ke vzniku ohybových trhlin ani rozdrčení betonu.

Průhyb stropní desky byl stanoven nelineárním výpočtem v programu SCIA Engineer. Výsledky průhybu byly následně porovnány s limitními hodnotami, přičemž pro kvazistálou kombinaci zatížení nebyly tyto limity překročeny. Na základě provedených výpočtů lze mezní stav použitelnosti považovat za vyhovující.

9. KOTEVNÍ OBLAST

Návrh kotevní oblasti byl proveden s ohledem na kritické oblasti, které zahrnují přenos předpínacích sil prostřednictvím čelního kotvení pomocí ocelových roznášecích desek o rozměru 0,25x0,3 m. Tyto desky byly osazeny do dodatečně vysekaných kapes v původní betonové desce. Pro původní stropní desku je uvažován beton B20, což přibližně odpovídá současné používané třídě betonu C16/20.



Obr. 12 Schéma řešení kotevní oblasti

Lokální rozdrčení betonu:

Byla ověřena únosnost betonu za kotevní deskou podle vztahu:

$$F_{Rdu} = A_{c0} * f_{cd}(t) * \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,0 * f_{cd}(t) * A_{c0}$$

kde A_{c0} je zatížená plocha kotevní desky a A_{c1} návrhová roznášecí plocha. Výpočty ukázaly, že tlakové napětí v betonu nepřekračuje návrhovou hodnotu pevnosti betonu ani v nejnamáhanější oblasti.

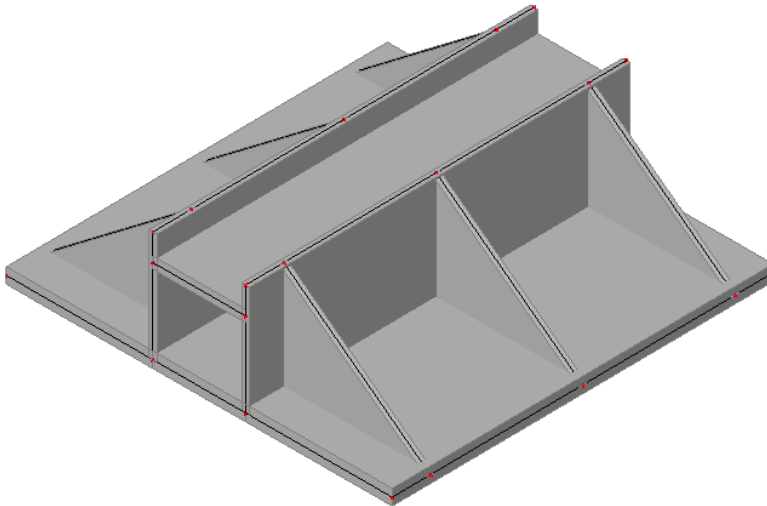
Roztržení líce prvku:

Bylo ověřeno maximální tahové napětí na povrchu prvku a srovnáno s návrhovou pevností betonu v tahu f_{ctd} . Rozložení tahových napětí v roznášecí oblasti odpovídá podmínce $\sigma_{ct,max} \leq f_{ctd}$, což znamená, že trhliny v oblasti líce nevznikají.

10. NÁVRH DEVIÁTORŮ

Ocelové deviátory jsou navrženy za účelem změny směru nesoudržné předpínací výztuže, tak aby přenášely odpovídající sílu do konstrukce. Deviátory jsou umístěny v místech působení dřevěných sloupků krovu a nad střední nosnou zdí. Jako materiál je zvolena konstrukční ocel S355, která poskytuje dostatečnou dlouhodobou pevnost a tuhost. Každý deviátory se skládá z roznášecí ocelové desky, vedení lana a kotvícího systému. Roznášecí deska v tloušťce 20 mm je navržena tak, aby přenášela tlakové síly z lana do betonové konstrukce, přičemž její rozměry byly dimenzovány tak, aby nedocházelo k překročení návrhové pevnosti betonu v tlaku.

Vedení lana bylo navrženo s minimálním poloměrem 2,5 m, což odpovídá specifikacím pro nesoudržnou předpínací výztuž. Tento poloměr zajišťuje snížení třecích ztrát a ochranu před poškozením v důsledku nadměrného ohybu. Jeden deviátor je kotven minimálně čtyřmi chemickými kotvami do hloubky 150 mm.



Obr. 13 Výpočtový model deviátoru

11. POSTUP REALIZACE

Stávající stav stropní desky:

Před zahájením prací musí být provedena podrobná prohlídka a diagnostika stropní desky, včetně vizuální kontroly, sonda pro určení tloušťky desky a případné nedestruktivní zkoušky (radarové nebo elektromagnetické skenování). Cílem je ověřit stav betonu a polohu výztuže.

Staveniště je zabezpečeno a stropní deska je staticky zajištěna, aby nedošlo k porušení konstrukce při odstraňování stávajícího krovu a podlahy.

Odstranění původní podlahy a krovu:

Původní podlahová skladba je odstraněna ručně nebo pomocí lehké mechanizace. Betonový povrch desky je očištěn od zbytků staré podlahy, případně odstraněny nerovnosti.

Konstrukce krovu je postupně rozebrána. Každý prvek je odstraněn tak, aby nedošlo k poškození stropní desky.

Po odstranění krovu je stropní deska opět očištěna a připravena pro následné práce.

Příprava pro předpětí:

V místech budoucího kotvení předpínací výztuže jsou v betonové desce vysekány kapsy. Rozměry kapes odpovídají velikosti ocelových roznášecích desek viz výkresová dokumentace. Plochy kapes se začistí.

Pomocí jádrového vrtání o průměru 50 mm a 120 mm se vyvrtají kabelové kanálky. Do vývrtu se umístí vodící plech.

Kotvení desky se uloží do nesmrštitelné maltové směsi, např.: Groutex 6003.

Před osazením ocelových deviátorů jsou na určených místech vyvrtány otvory pro chemické kotvy. Otvory průměru 12 mm jsou vyvrtány minimálně do hloubky 150 mm a následně důkladně vyčištěny vyfoukány stlačeným vzduchem a proškrábnuty kartáčem odpovídajícího průměru. Do otvorů je vtlačena chemická kotva např. HILTI HIT-HY 200-A V3 a umístěny připravené závitové tyče Ø 8 mm. Po zatvrdnutí se ocelové deviátory osadí do tenkého maltového lože a přitáhnou ke stropní desce.

Instalace a předpětí nesoudržné výztuže:

Vždy dvě předpínací lana typu monostrand o průměru 15,7 mm jsou uložena do předem připravených kabelových kanálků. Následně jsou lana vedena přes deviátory až do druhé kotevní oblasti.

Předpínací lana jsou z jedné strany ukotvena a z druhé strany postupně napínána pomocí hydraulických zařízení, přičemž je měřena hodnota napětí.

Po dosažení požadované předpínací síly jsou lana zajištěna v kotvách. Přebytkové části lan jsou odříznuty a oblast kotvení je zajištěna ochranným povlakem proti korozi.

Po dokončení předpínání je kotevní oblast kompletně zamaltována nesmršitelnou maltovou směsí, např.: Groutex 608.

Realizace nových konstrukcí:

Nová konstrukce krovu je sestavena z navržených prvků, které zohledňují nová zatížení. Sloupky krovu jsou osazeny na připravená místa nad deviátory.

Povrch stropní desky je očištěn a připraven pro pokládku nové podlahové skladby.

Nová podlahová skladba o tloušťce 150 mm zahrnuje všechny potřebné vrstvy, jako je izolace, nosná vrstva a finální krytina. Všechny prvky dodatečného předpětí (lana a deviátory) jsou zakryté pod podlahou a chráněny před poškozením.

Na dolním líci stropní desky je provedena nosná konstrukce pro umístění sádkartonového podhledu.

Závěrečná kontrola:

Ověření, že všechny kotevní oblasti, deviátory a lana jsou správně instalovány a chráněny.

12. ZÁVĚR

Cílem této práce bylo navrhnout a posoudit zesílení železobetonové stropní desky pomocí dodatečného předpětí v reakci na změnu užívání objektu. Přestavba zahrnovala přestavbu podkroví na kancelářský prostor, což vedlo k výraznému zvýšení zatížení a nevyhovění stávající konstrukce na mezní stavy.

Na základě provedených výpočtů byl navržen způsob zesílení pomocí nesoudržné předpínací výztuže typu monostrand. Návrh zahrnoval dimenzování a posouzení klíčových prvků, včetně kotevních oblastí, deviátorů a samotného trasování lan. Při návrhu byly zohledněny aktuálně platné normy, zejména ČSN EN 1992-1-1.

Součástí práce byla rovněž příprava technologického postupu zesílení, který obsahuje odstranění původní podlahy a konstrukce krovu, příprava kotevních oblastí, instalace deviátorů a předpínání výztuže.

Výsledky výpočtů prokázaly, že zesílená konstrukce vyhovuje na mezní stav únosnosti i použitelnosti.

Na základě zmíněných výpočtů byla vypracována výkresová dokumentace trasování předpínací výztuže včetně detailů kotevní oblasti a deviátorů.

13. SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

ČSN EN 1990 ed. 2. *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011. Třídící znak 73 0002.*

ČSN EN 1991-1-1. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. Praha: Český normalizační institut, 2004. Třídící znak 73 0035.*

ČSN EN 1991-1-3 ed. 2. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2005. Třídící znak 73 0035.*

ČSN EN 1991-1-4 ed. 2. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2007. Třídící znak 73 0035.*

ČSN EN 1992-1-1 ed. 2. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011. Třídící znak 73 1201.*

ČSN EN 1993-1-1 ed. 2. *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011. Třídící znak 73 1401.*

ČSN EN 206+A2 *Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2021. Třídící znak 73 2403.*

ČSN 73 0035 *Zatížení stavebních konstrukcí. Praha: český normalizační institut, 1986. Třídící znak 73 0035*

ČSN 73 1201 *Navrhování betonových konstrukcí. Praha: český normalizační institut, 1986. Třídící znak 73 1201*

14. POUŽITÝ SOFTWARE

SCIA Engineer 22

Autodesk AutoCAD 2024

Microsoft Office Word 365

Microsoft Office Excel 365

15. SEZNAM PŘÍLOH

P1. Podklady

- P1.01 Půdorys 1.NP – stávající
- P1.02 Půdorys 2.NP – stávající
- P1.03 Půdorys 2.NP – nový
- P1.04 Půdorys 3.NP – nový
- P1.05 Řez A-A – stávající
- P1.06 Řez A-A – nový
- P1.07 Krov – nový

P2. Výkresová dokumentace

- P2.01 Vedení předpínacích lan
- P2.02 Detail kotevní oblasti – aktivní
- P2.03 Detail kotevní oblasti – pasivní
- P2.04 Konstrukce deviátoru 1
- P2.05 Konstrukce deviátoru 2
- P2.06 Konstrukce deviátoru 3

P3. Statický výpočet