



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

REKONSTRUKCE INŽENÝRSKÉ KONSTRUKCE

RECONSTRUCTION OF THE ENGINEERING STRUCTURE

DIPLOMOVÁ PRÁCE

MASTER'S THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. Jakub Rulíšek

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.

BRNO 2024

Zadání diplomové práce

Ústav: Ústav betonových a zděných konstrukcí
Student: **Bc. Jakub Rulíšek**
Vedoucí práce: **doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.**
Akademický rok: 2023/24
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:

Rekonstrukce inženýrské konstrukce

Stručná charakteristika problematiky úkolu:

Návrh změny nosné konstrukce zpracujte na základě předaných podkladů, tj. situace, půdorysy, řezy a geologie. Vyjděte z varianty železobetonového zesílení rámu, dále pracujte s variantou zesílení dodatečnými předpínacími kabely, případně postupy kombinujte.

Pro zadaný problém nejdříve vypracujte předběžný návrh úpravy konstrukce a jejich prvků.

Provedte statickou analýzu v některém programovém systému pro výpočet konstrukcí (včetně kontroly zjednodušenou metodou).

Nadimenzujte a vykreslete výztuž pro tyto vybrané části nosné konstrukce: část stropní konstrukce, vybrané sloupy a porovnejte výsledky numerické analýzy s provedeným geodetickým měřením v rozsahu určeném vedoucím práce.

Ostatní úpravy lze provádět podle pokynů vedoucího diplomové práce.

Cíle a výstupy diplomové práce:

Cílem práce je podrobně početně a výkresově zpracovat změnu statického systému železobetonové patrové rámové budovy Chropyňských strojíren a.s. podle požadavků investora, která je vyvolaná požadovaným vyjmutím sloupů v 1NP.

Návrh provést ve více variantách, provést jejich porovnání a dále podrobněji zpracovat vybranou nejvhodnější variantu.

Vypracovat podrobný statický výpočet nosné konstrukce metodou mezních stavů podle platných předpisů a norem.

Vypracovat výkres tvaru dimenzované části konstrukce a podrobné výkresy výztuže posuzovaných prvků.

Textovou část zpracovat v rozsahu a ve formě technické zprávy a průvodní zprávy statickým výpočtem.

Diplomovou práci je třeba vypracovat a rozčlenit podle této struktury: Textová část a přílohy textové části – použité podklady a předběžný návrh, výkresy tvaru a výztuže a statický výpočet. Rozsah jednotlivých částí určí vedoucí diplomové práce.

Diplomová práce bude odevzdána v listinné a elektronické formě.

Seznam doporučené literatury a podklady:

Platné předpisy a normy (včetně změn a oprav):

ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991-1 až 7: Zatížení stavebních konstrukcí

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

ČSN 73 1201: Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb

Literatura doporučená vedoucím diplomové práce.

Termín odevzdání diplomové práce je stanoven časovým plánem akademického roku.

V Brně, dne 31. 3. 2023

L. S.

doc. Ing. Miloš Zich, Ph.D.
vedoucí ústavu

doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.
vedoucí práce

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

ABSTRAKT

Tato diplomová práce se zabývá rekonstrukcí objektu Chropyňských strojírén.

Diplomová práce řeší dvě varianty statického řešení odstranění dvou nosných sloupů a nahrazení je jedním. Poslední částí této práce je statická analýza naměřených geodetických dat ze starého návrhu podobného řešení této rekonstrukce.

První dopodrobna řešená varianta je dodatečné předpětí a částečné zesílení vazníku obetonováním, řešení obsahuje návrh výztuže nového sloupu, návrh zesílení základové patky dodatečným předpětím a ověření požární odolnosti sloupu a vazníku.

Druhá varianta statického řešení je zesílení dodatečným vyztužením a obetonováním vazníku.

Ve statické analýze naměřených geodetických svislých posunů byl vytvořen model a postupným upravováním parametrů původního materiálu a parametrů podloží bylo cíleno na co největší totožnost výsledků z měření a výsledků z výpočetního programu.

KLÍČOVÁ SLOVA

Rekonstrukce, dodatečné předpětí, předpjatý beton, beton, železobeton, zesílení obetonováním, požární odolnost.

ABSTRACT

This thesis deals with the reconstruction of the Chropyně Engineering Works.

The thesis deals with two variants of the structural solution of removing two supporting columns and replacing them with one. The last part of this thesis is a static analysis of measured geodetic data from an old design of a similar solution for this reconstruction.

The first option addressed in detail is the additional prestressing and partial strengthening of the truss by concrete, the solution includes the design of the reinforcement of the new column, the design of the strengthening of the footing by additional prestressing and the verification of the fire resistance of the column and the truss.

The second variant of the structural solution is the reinforcement of the truss by additional bracing and concreting.

In the static analysis of the measured geodetic vertical displacements, a model was created and by successively adjusting the original material and subgrade parameters, the aim was to make the results from the measurements and the results from the calculation program as identical as possible.

KEY WORDS

Reconstruction, additional prestressing, prestressed concrete, concrete, reinforced concrete, reinforcement by concreting, fire resistance.

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE

RULÍŠEK, Jakub. *Rekonstrukce inženýrské konstrukce*. Brno, 2023. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.

PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané bakalářské práce s názvem *Rekonstrukce inženýrské konstrukce* je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 2.1. 2024

Jakub
autor práce

Rulíšek

PROHLÁŠENÍ O PŮVODNOSTI ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci s názvem *Rekonstrukce inženýrské konstrukce* zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 2. 1. 2024

Bc. Jakub Rulíšek
autor

PODĚKOVÁNÍ

Tímto bych chtěl poděkovat svému vedoucímu diplomové práce doc. Ing. Ladislavu Klusáčkovi, CSc. za ochotnou pomoc, cenné rady, poskytnuté zkušenosti a velice vlídný přístup, kterými velikou mírou přispěl k vypracování této práce.

OBSAH

A. Průvodní zpráva-Předpjatý beton 9

1. Průvodní informace	9
1.1 Identifikační údaje	9
1.2 Konstrukční systém.....	9
1.3 Průzkum na místě	9
1.4 Použité materiály.....	9
1.5 Původní materiály.....	9
2. Zatížení	10
2.1 Zatížení sněhem.....	10
2.2 Zatížení větrem.....	11
2.3 Užité zatížení	11
2.4 Kombinace zatížení	11
3. Model v RFEM 6.....	12
3.1 Fáze výstavby	12
3.2 Schodiště.....	14
3.3 Kombinace zatížení	15
4. Předpětí	16
4.1 Návrh kabelové dráhy a předpínací síly	16
4.2 Ztráty předpětí	18
4.2.1 Krátkodobé ztráty předpětí.....	18
4.2.2 Dlouhodobé ztráty předpětí	20
5. Posouzení na msú a návrh dodatečného vyztužení	23
5.1 N+M.....	23
5.1.1 Zahrnutí fází výstavby a výpočet MSÚ v x=9	23
5.1.2 Výpočet únosnosti při namáhání N+M	25
5.1.3 Poloha x=7.5 m.....	27
5.2 Návrh smykové vyztuže.....	28
5.3 Ověření smykové únosnosti neobetonovávané části	29
6. Návrh a posouzení kotevní oblasti.....	30
6.1 Soustředěný tlak.....	30
6.2 Příčné tahové síly.....	30
6.3 Vliv kulatého sloupu	31
7. Sloup.....	32
8. POŽÁRNÍ ODOLNOST	34
8.1 Vazník	34
8.2 Sloup.....	35
9. Základová patka.....	36
9.1 Posouzení základové půdy	36
9.2 Návrh předpětí a posouzení v příčném směru	37
9.2.1 MSÚ-ohyb	38
9.2.2 Otevření spáry.....	38
9.2.3 MSÚ- Průběh napětí v podélném směru.....	39

9.3	Posouzení úhybové únosnosti v podélném směru patky.....	40
9.4	Protlačení	41
B.	Průvodní zpráva-železobeton	42
1.	Úvod do výpočtu ŽB varianty	42
2.	Vnitřní síly na vazníku.....	43
2.1	Obálka ohybových momentů od kombinace 6.10. a/b.....	43
2.2	Obálka normálových sil od kombinace 6.10.a/b.....	43
2.3	Průběh ohybových momentů od vlastní tíhy v charakteristických hodnotách.....	43
2.4	Průběh normálových sil od vlastní tíhy v charakteristických hodnotách	43
3.	Metoda návrhu ohybové výztuže	44
4.	Návrh smykové výztuže	45
5.	Ověření požární odolnosti.....	45
6.	Závěr části A+B.....	46
C.	Statická analýza geodetického měření	47
1.	Model v RFEM 6.....	47
1.1	Fáze výstavby:	47
1.2	Zahrnutí vlivu dobetonování sloupu	49
1.3	Winklerův model podloží	50
1.4	Modul pružnosti původního betonu	51
2.	Naměřené geodetické posuny.....	51
3.	Posuny z modelu v RFEM 6.....	53
4.	Vliv dotvarování sloupu na průhyb.....	54
4.1	Výpočet součinitelů dotvarování	54
4.2	Výpočet přetvoření dílčích intervalů (TDA)	55
4.3	Vnesení TDA do modelu	56
5.	Závěr z části C.....	57
6.	Seznam příloh.....	58
7.	Bibliografie.....	59

ÚVOD

V tomto dokumentu je popis řešení a výpočtu dvou variant statické úpravy stávajícího objektu Chropyňských strojíren.

První variantou je dodatečné předpětí a částečné dovyztužení a obetonování vazníku, v rámci této varianty byl proveden návrh zesílení původní základové patky, návrh nového sloupu a ověření požární odolnosti vazníku a sloupu.

Ve druhé variantě bylo zpracováno řešení pouze dodatečným vyztužením a obetonováním.

V závěru dokumentu bylo rozhodnuto, že vlivem technické náročnosti realizace je varianta dodatečného předpětí vhodnější.

A. PRŮVODNÍ ZPRÁVA-PŘEDPJATÝ BETON

1. PRŮVODNÍ INFORMACE

1.1 Identifikační údaje

Název stavby: Chropyňské strojírny

Adresa stavby: Komenského 75, 768 11 Chropyně

1.2 Konstrukční systém

Hala je tvořena z několika částí, část řešená v této diplomové práci je přístavba dilatačně oddělena od původního objektu, její konstrukční systém je železobetonový monolitický s dvěma loděmi a dopravním traktem uprostřed.

Strop je tvořen žebrovou deskou uloženou na železobetonových průvlacích, obvodový plášť je zděný a jeho velká část je nahrazena okny

1.3 Průzkum na místě

Pro upřesnění zadání byl proveden průzkum na místě, kde byly pořízeny fotografie budovy, byla provedena zkouška Schmidovým tvrdoměrem, bohužel ale bez výsledku z důvodů omezeného počtu míst bez omítky, dále byla vyzvednuta původní projektová dokumentace, která byla místy nečitelná.

V rámci diplomové práce byla část projektové dokumentace důležitá pro tuto práci přerýsována do digitální podoby, jedná se o výkres tvaru a o výkresy vazníků, které byly předpínány.

1.4 Použité materiály

- Beton C30/37-XC1- $d_{\max}=16$ mm-S4
- Beton C30/37-XC2- $d_{\max}=16$ mm-S4
- Betonářská výztuž B500B
- Předpínací lana bez soudržnosti MonoStrand Y1860 S7 $d=15.7$ mm

1.5 Původní materiály

Materiálu vazníku byly zjištěny z původní projektové dokumentace, jejich vlastnosti je ale nutné potvrdit zkouškami. Vlastnosti materiálů byly podle značení zjištěny v (1)

- Beton B250 dle ČSN 73 0038 odpovídá C20/25
- Výztuž TOR 30, $f_{yd}=250$ MPa

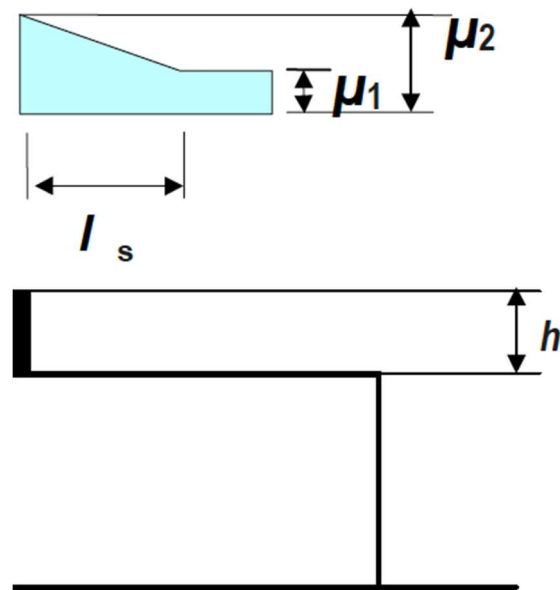
2. ZATÍŽENÍ

2.1 Zatížení sněhem

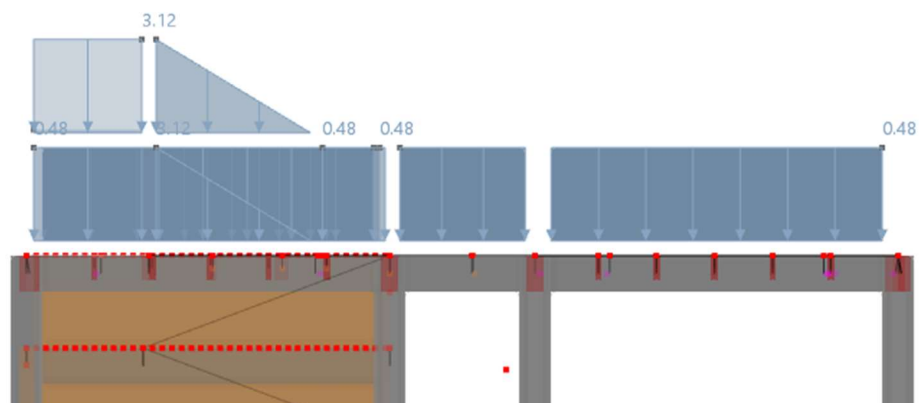
Zatížení sněhem bylo počítáno dle ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem. (2) Svoji polohou spadá stavba do sněhové oblasti II, které odpovídá $s_k=0,75 \text{ kN/m}^2$

Řešení návějí:

Nad úroveň ploché střechy vyčnívají dvě výtahové šachty, které mohou způsobit sněhové návěje, tato varianta byla řešena a počítána podle výše zmíněné normy, do modelu pak byla návěj zahrnuta pomocí trojúhelníkového zatížení navíc k běžnému zatížení sněhem.



Obrázek 1- Schéma sněhové návěje



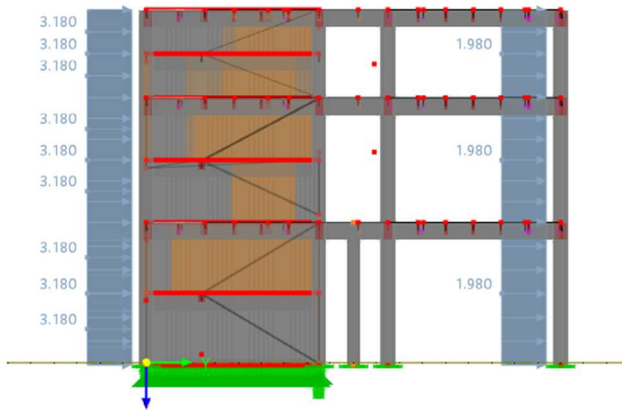
Obrázek 2- Zatížení sněhem z modelu

2.2 Zatížení větrem

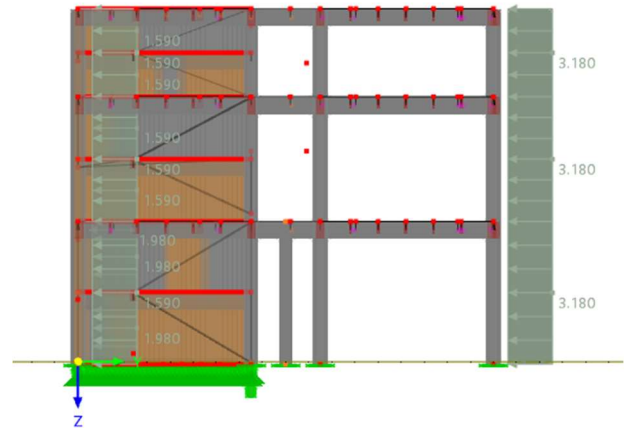
Zatížení větrem bylo počítáno dle ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem. (3) Vliv sedlových světlíků jsem do výpočtu zahrnul jako sedlovou střechu. Maximální dynamický tlak vyšel $658,93 \text{ kN/m}^2$.

Toto zatížení poté bylo přepočteno na tlak na povrch podle součinitelů c_{pe} pro oblasti D a E, zatížení na plochu střechu vycházelo tahové (odlehčující) a nebylo tedy uvažováno.

Povrchové zatížení bylo přepočteno na zatížení na sloupy a do modelu bylo zahrnuto jako dva zatěžovací stavy, a to vítr zleva a vítr zprava.



Obrázek 3- Vítr zleva



Obrázek 4- Vítr zprava

2.3 Užité zatížení

Norma ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užité zatížení pozemních staveb (4) předepisuje použít pro podlahovou plochu, kde může dojít ke skladování zboží (kategorie E1) plošné zatížení o hodnotě $7,5 \text{ kN/m}^2$.

Pro plochu střechy (kategorie H) je pak doporučena hodnota plošného zatížení $0,4 \text{ kN/m}^2$.

Nahodilé zatížení bylo uvažováno ve třech zatěžovacích stavech, a to v šachovnicovém, reverzním šachovnicovém a v plném.

2.4 Kombinace zatížení

Kombinace byly sestaveny programem RFEM 6 podle rovnice 6.10a/b z normy ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí. (5) Klíče těchto kombinací jsou součástí reportu z programu RFEM 6 který je součástí práce jako příloha číslo 3.

Do kombinací byly dále zahrnuty i fáze výstavby viz další kapitola

3. MODEL V RFEM 6

Byly vytvořeny dva modely, první model byl kompletní model haly s kompletní geometrií a zatížením, na kterém byl určen nejvíce zatížený rám, tento a okolní dva rámy byly poté vloženy do samostatného modelu, kvůli snížení výpočetní náročnosti, tento rámový výsek byl vymodelován včetně fází výstavby a včetně detailních tvarů všech prvků, jako jsou náběhy a změny průřezů. Konstruktivní řešení stropu haly jsou příčná žebra vetknutá do vazníků tak, že jejich horní povrchy jsou zalicovány, tento tvar byl v modelu nejdříve vytvořen excentricitami, jak se ale později ukázalo, tato varianta generovala špatné výsledky, excentricity byly proto zrušeny, to má za následek nižší tuhost vazníku, což je krok na stranu bezpečnou.

3.1 Fáze výstavby

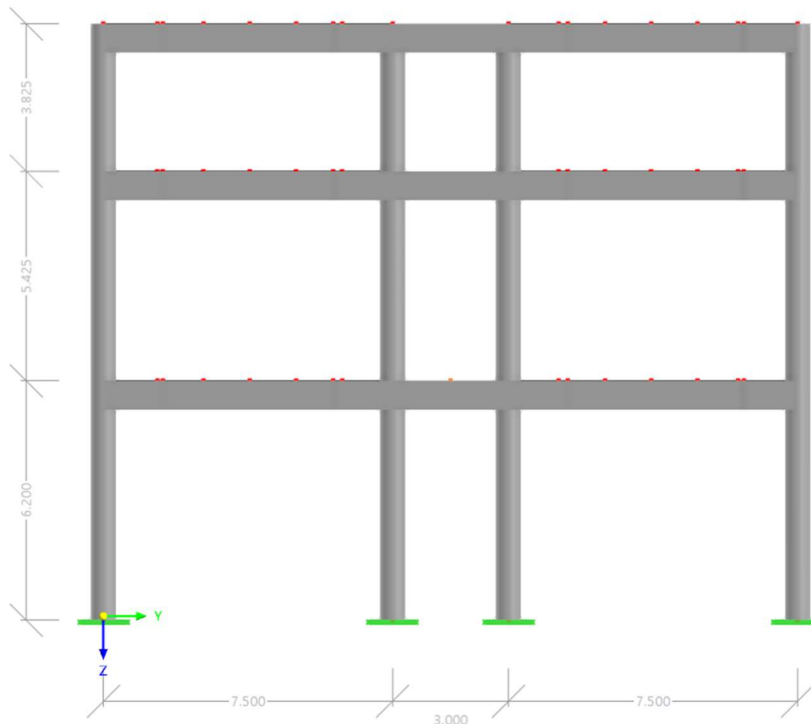
Bylo nutné zahrnout postup rekonstrukce do výpočtového modelu, to bylo provedeno pomocí fází výstavby v programu RFEM 6.

Model byl rozdělen na tři fáze:

Původní tvar

V této fázi byl model odpovídající tvaru konstrukce, před zásahem rekonstrukce, uvažované zatížení byla pouze vlastní hmotnost, nepředpokládalo se totiž, že by rekonstrukce probíhala za provozu budovy, nebo v zimním či větrném počasí.

Fáze výstavby původní konstrukce nebyli nijak zohledněny z důvodu vysokého stáří konstrukce, předpokládá se totiž, že dotvarováním betonu se vnitřní síly přeredistribuovali do stavu idealizované konstrukce vybudované „zároveň“

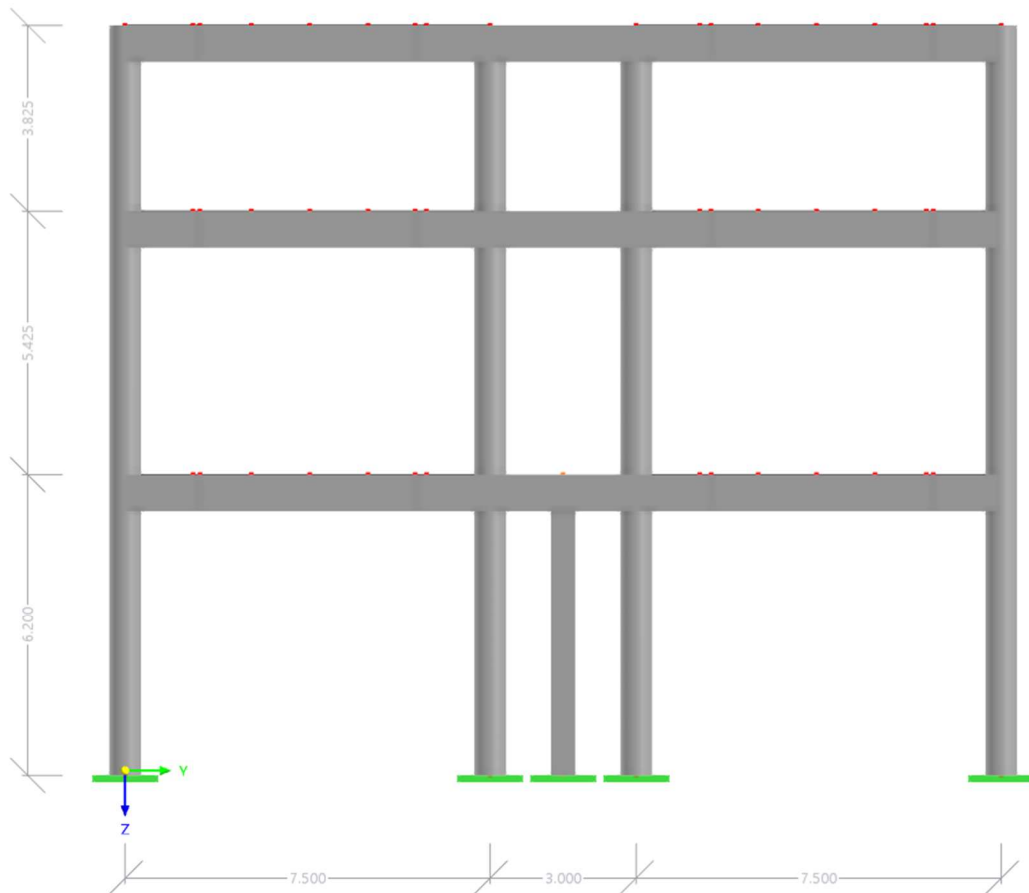


Obrázek 5-Fáze výstavby- Původní tvar

Vytvoření nového sloupu a předepnutí

V této fázi bylo podstatné pohlídat nulovou deformaci a normálovou sílu v nově vybudovaném sloupu, pokud by fáze výstavby nefungovali správně, vznikaly by v hlavě sloupu tahové síly.

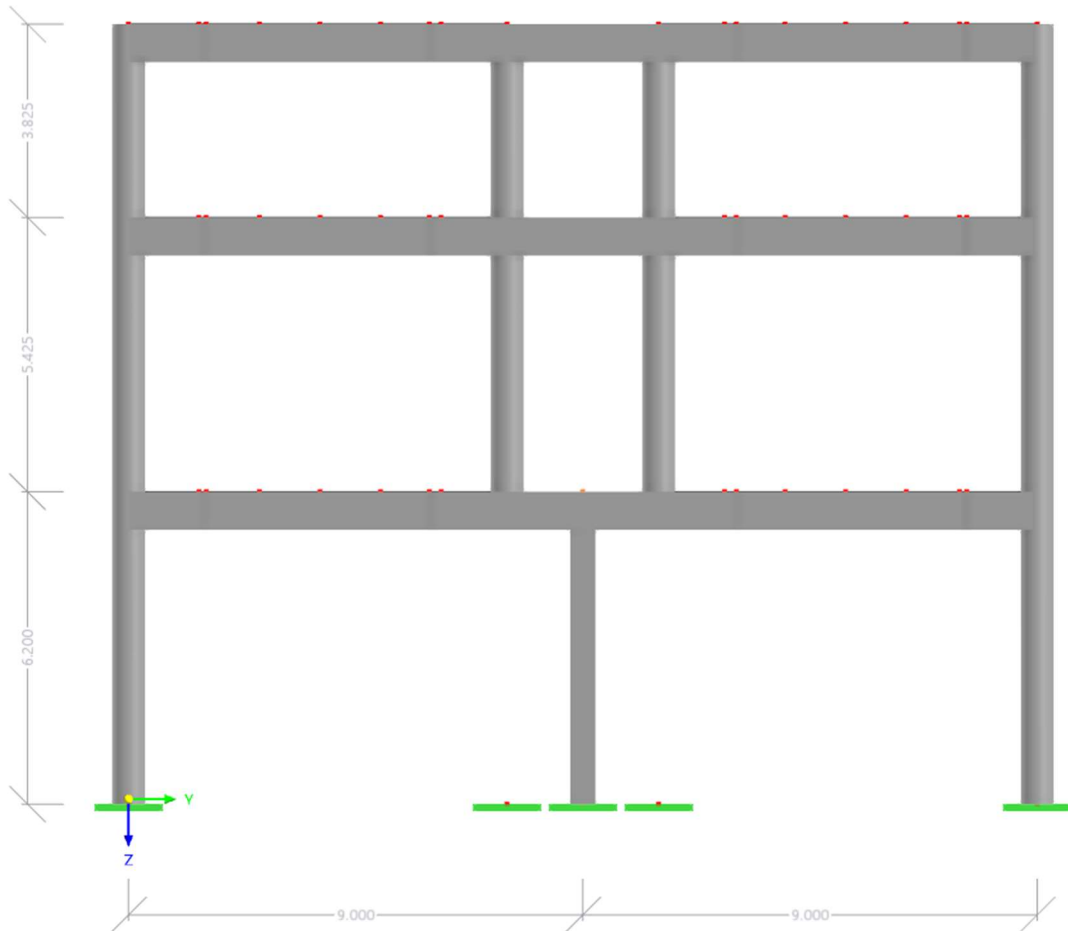
Dále bylo této fázi přiřazeno ekvivalentní zatížení od předpětí. To již na novém sloupu vytvořilo tlakové normálové síly



Obrázek 6- Fáze výstavby – vytvoření nového sloupu a předepnutí

Odstranění původních sloupů

V této fázi jsou odstraněny původní vnitřní sloupy a zatížení plně přebírá nový sloup. Až v této fázi je uvažováno zatížení nahodilé a to sněh, vítr a užité zatížení.



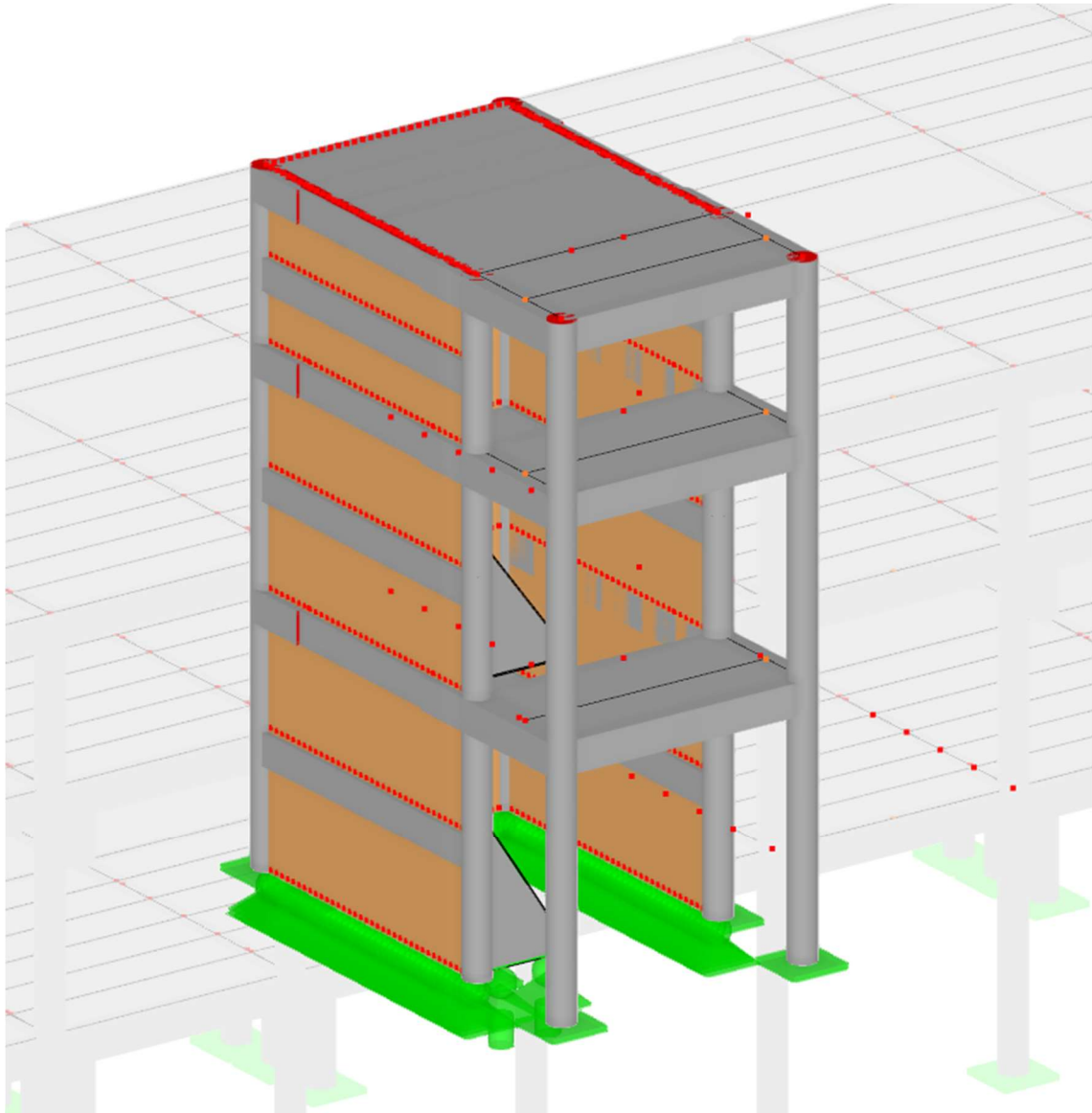
Obrázek 7- Fáze výstavby – nový tvar

3.2 Schodiště

Bylo rozhodnuto, že co se stěn týče, mají statický vliv na tuhost konstrukce a tím pádem na vnitřní síly ve vaznicích pouze schodišťové stěny, které tvoří ztužující jádro v prostředním poli haly. Ostatní stěny byly do modelu zahrnuty pouze jako liniové zatížení.

Pro co nejpřesnější vystižení chování konstrukce byly stěny modelovány pomocí sloupků, jejíž hloubka odpovídala šířce stěny, šířka sloupků byla 150 mm.

Schodišťová ramena jsou tvořena deskami, podesty jsou vyneseny deskami uloženými na podestových nosnících.



Obrázek 8- Schodišťové jádro

3.3 Kombinace zatížení

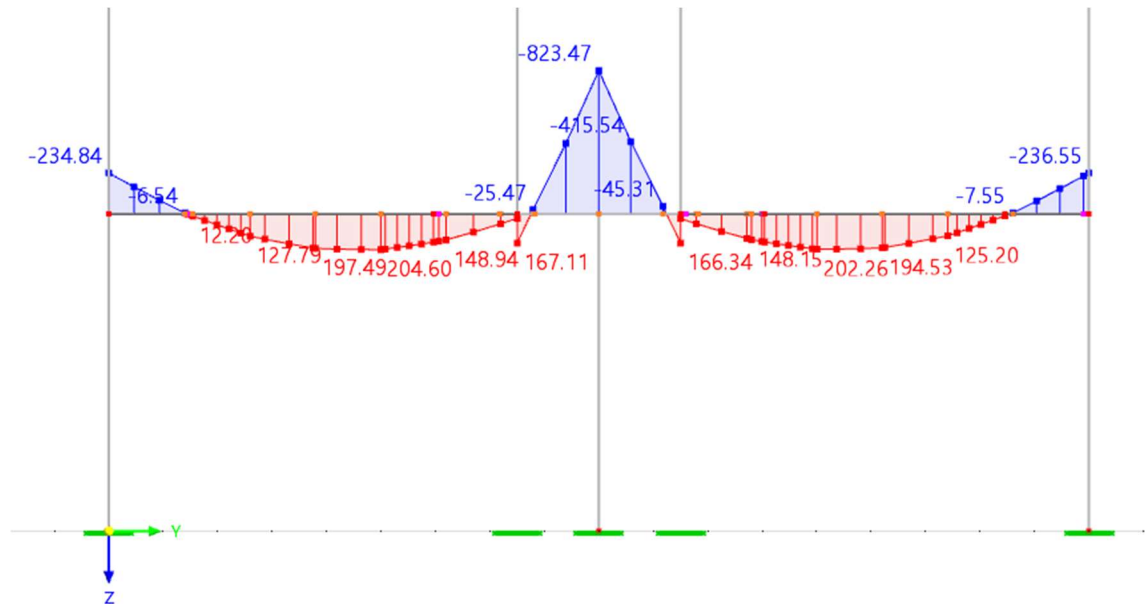
Pro posouzení mezního stavu únosnosti byla uvažována kombinace zatížení podle rovnic 6.10 a, 6.10b, podle výsledku bylo určeno, že rovnice 6.10 vyvoluje na konstrukci větší vnitřní síly, návrh a posouzení bylo tedy prováděno s touto kombinací.

Kompletní seznam kombinací bude uveden v samostatné příloze s výstupem ze statického programu RFEM 6.

4. PŘEDPĚTÍ

4.1 Návrh kabelové dráhy a předpínací síly

Po vytvoření modelu a vložení ostatního stálého zatížení bylo možné přejít k návrhu předpínací síly a kabelové dráhy. Předpětí bylo navrhováno, aby se co nejpřesněji vykryly ohybové momenty na nejvíce zatíženém vazníku od vlastní tíhy v charakteristických hodnotách ve fázi výstavby po odstranění původních sloupů. (na obrázku je zobrazena konstrukce ve fázi výstavby v původním tvaru, bohužel nebylo možné vygenerovat výsledek, kde by byla zobrazena konstrukce se správnou viditelností)

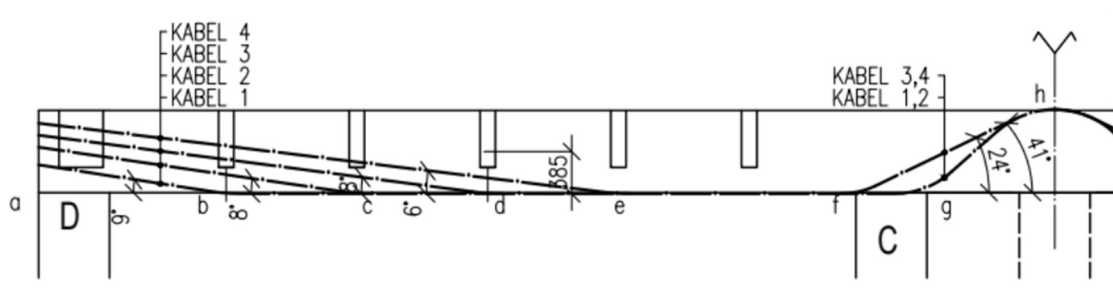


Obrázek 9- Ohybové momenty vykryvané předpětím

Se znalostí průběhu ohybových momentů byla navržena kabelová dráha.

Dodatečně předpínané konstrukce jsou omezeny, co se volby excentricity kabelu týče, lze jej vést pouze po spodním nebo horním povrchu. Jediná možnost volby excentricity byla v kotvení oblasti na začátku a na konci vazníku.

Kabelové dráhy byly určeny podle průběhů ohybových momentů, polohy ohybů byly určeny tak, aby radiální síla vykryvala svislou sílu od žeber a hlavně od sloupů přenášejících zatížení z vrchních pater. Předpínací kabely jsou znázorněny ve schématu níže:



Obrázek 10- Schéma kabelové dráhy

Při návrhu předpínací síly byly uvažovány dvě lana v každé předpínací dráze napnuté na maximální možné napětí:

$$\sigma_{P_{max}} = \min(0.8 * f_{pk}; 0.9 * f_{p01,5})$$

Uvažované lana: MonoStrand Y1860 S7, d=15.7 mm, $A_{P1}=150 \text{ mm}^2$

Pro určení předpínací síly v čase t_{∞} bylo nutné odhadnout ztráty předpětí. Vzhledem ke stáří konstrukce a tím pádem očekávanému nízkému dotvarování betonu byly ztráty odhadnuty na:

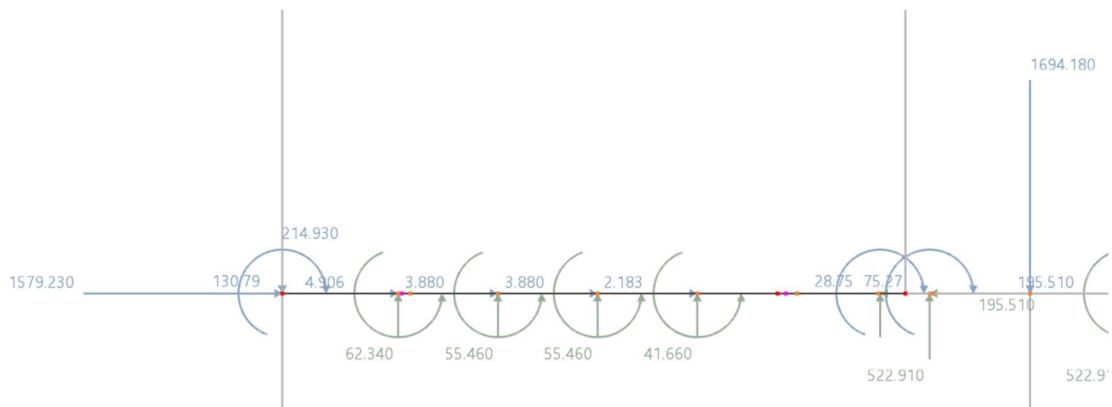
- Krátkodobé ztráty: 7%

Dlouhodobé ztráty: 3% Předpínací síla v čase t_{∞} v jednom laně (předpínací dráze)

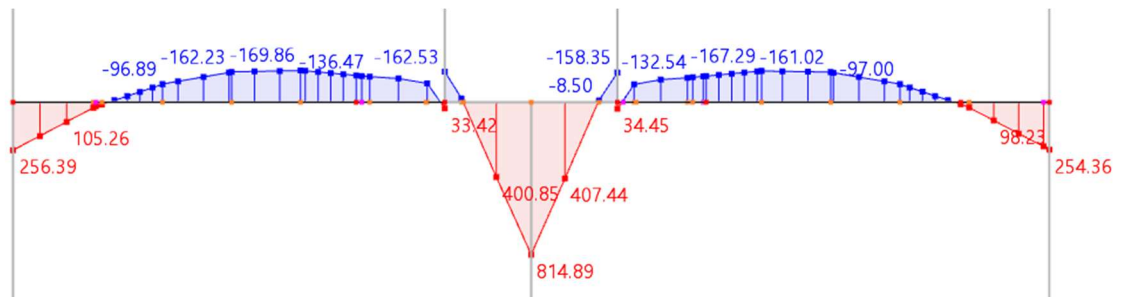
*je tedy: $P_{\infty} = 2 * A_{P1} * \sigma_{P_{max}} * (100\% - 7\% - 3\%)$*

Pro výpočet ekvivalentního zatížení byla použita přesná metoda bez zanedbání vodorovných účinků radiálních sil.

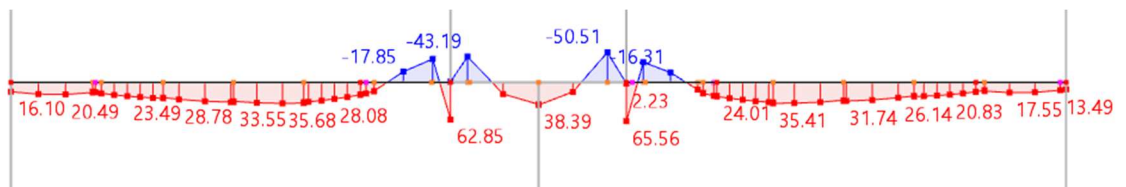
Výsledné ekvivalentní zatížení:



Obrázek 11- Ekvivalentní zatížení



Obrázek 12- Ohybový moment od předpětí v čase t_{∞}



Obrázek 13- Ohybový moment od vlastní tíhy a předpětí

4.2 Ztráty předpětí

Pakliže nebylo řečeno jinak ve statickém výpočtu, jsou ztráty řešeny na každý kabel zvlášť.

$$P_P = \frac{P_{\infty 1}}{90\%} = 442.8 \text{ kN}$$

$$P_0 = \frac{P_{\infty 1}}{93\%} = 428.52 \text{ kN}$$

4.2.1 Krátkodobé ztráty předpětí

4.2.1.1 Ztráty třením

Byly uvažována hodnota součinitele tření $\mu = 0.05$ a $k=0$, protože kabel byl veden jádrovým vývrtem, u kterého se nepředpokládá křivost.

Bylo rozhodnuto, že lana budou napínána z obou stran, ztráta třením pak byla řešena pro každý kabel zvlášť na půlce rozpětí vazníku.

Vlivem hodnoty parametru $k=0$ jsou ztráty třením v přímých úsecích rovny nule, ke tření docházelo pouze v obloucích. Ztráty třením v obloucích byly spočteny podle normového vzorce:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_0 * (1 - e^{-\mu * (\alpha_i + k * x)})$$

kde

α_i ...úhel daného oblouku v radiánech

Průběhy a hodnoty ztrát třením na každém kabelu jsou znázorněny v grafech a tabulkách ve statickém výpočtu.

4.2.1.2 Ztráta pokluzem

Ztráta pokluzem byla řešena s uvažováním vlivu tření, kdy předpoklad je, že při pokluzu dojde k otočení směru působení třecí síly, což má za následek zrcadlové otočení křivky z průběhu ztráty třením po délce kabelu.

Hodnota ztráty třením $\Delta P_w(0)$ (hned pod kotvou) byla zjišťována grafickou metodou v programu AutoCAD, princip grafické metody spočívá v tom, že se spočte výsledná plocha mezi křivkami (seshora křivka průběhu napětí třením a zespoda křivka průběhu napětí pokluzem) podle vzorce:

$$A_w = E_p * w = 200 \text{ GPa} * 0.004 \text{ m} = 800 \text{ MPa} * \text{m}$$

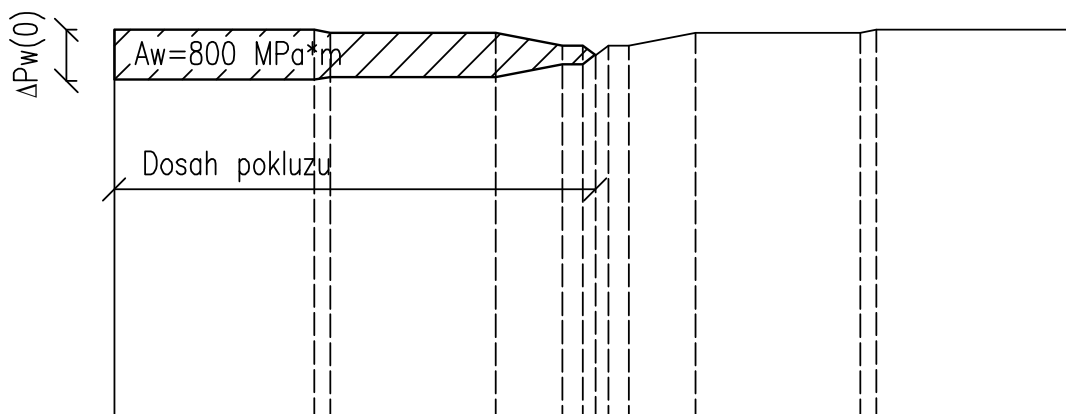
kde

w ...pokluz daný výrobcem kotvy = 4mm

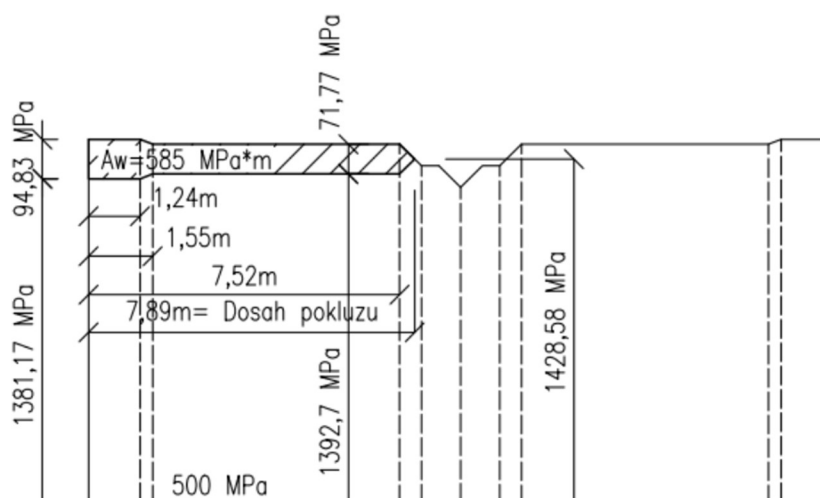
Předpoklad byl, že ztráty pokluzem jedné kotvy vymizí po délce do dosažení středu délky lana, takže v případě napínání lan z obou stran ztráta pokluzem kotvy na jedné straně neovlivní druhou půlku lana.

Posledním krokem grafické metody je posouváním spodní křivky (zrcadlově obrácená křivka ztráty předpětím) ve svislém směru, dokud plocha mezi křivkami neodpovídá 800 MPa*m.

Ztráta pokluzem v místě x ($\Delta P_w(x)$) pak odpovídá vzdálenosti křivky ztráty třením a ztráty pokluzem.



Obrázek 14- Schéma ztráty pokluzem kotvy



Obrázek 15- Ukázka grafické metody ztráty pokluzem na kabelu 1

4.2.1.3 Ztráta postupným předpínáním

Ztráta postupným předpínáním je způsobena stlačováním konstrukce předpínáním jednotlivých lan. S každým dalším napnutým lanem se ty předchozí zkracují spolu s konstrukcí a tím dochází k poklesu předpínací síly.

Tato ztráta byla řešena v programu RFEM 6, kde byly na rám postupně přidávány vodorovné složky sil tak, jak byla konstrukce napínána a byly odečítány deformace konstrukce (vodorovné stlačení vazníku). Z těchto deformací byly pak podle teorie pružnosti spočteny změny síly v jednotlivých kabelech. Hodnota ztráty postupným předpínáním je poté uvažována jako průměr z těchto ztrát.

Bylo předpokládáno napínání z obou stran zároveň po jednotlivých lanech.

Ztráta v každém laně byla spočtena jako:

$$\Delta P_{j,i} = \frac{-(\Delta l_8 - \Delta l_i) * E_p * A_{p1} * 2}{l_{p,i}}$$

kde

- Δl_i ...Hodnota zkrácení konstrukce od předpínací síly odečtená z RFEM 6
- $l_{p,i}$...délka i-tého předpínacího lana

4.2.2 Dlouhodobé ztráty předpětí

Dlouhodobé ztráty předpětí byly spočteny dle normy ČSN EN 1992-1-1.

Jedná se o tyto ztráty:

- Dotvarování betonu
- Smršťování a vysychání betonu
- Relaxace oceli

Ztráty byly po délce počítány včetně změny průřezu na širší.

Jedná se o stávající konstrukci čas t_1 byl tedy stanoven dle PD na 60 let, životnost konstrukce byla předpokládána 50 let, takže $t_\infty=110$ let, stáří konstrukce výrazně snížilo velikost dlouhodobých ztrát předpětí kromě relaxace výztuže.

4.2.2.1 Dotvarování betonu

Pro stanovení ztráty dotvarováním bylo nutné stanovit tři součinitele dotvarování a to $\varphi(t_0, t_\infty)$, $\varphi(t_1, t_\infty)$ a $\varphi(t_0, t_1)$, kvůli nutnosti superponovat účinky předpětí a účinky zatížení od kvazistálé kombinace podle reologického modelu zpožděné pružnosti. Určené časy jsou $t_0=28$ dní, $t_1=21900$ dní (současné stáří konstrukce) a $t_\infty=40150$ dní (životnost po rekonstrukci 50 let). Vlivem vysokého stáří konstrukce byl ale po zaokrouhlení rozdíl mezi $\varphi(t_0, t_\infty)$ a $\varphi(t_0, t_1)$ roven 0, to znamená, že dotvarování na původní konstrukci od původní kvazistálé kombinace již proběhlo. Statickou úpravou nosného systému a předpínáním nastala ale na konstrukci změna vnitřních sil, dojde tak tedy i ke změně napjatosti a tato změna bude mít za následek další dotvarování konstrukce se součinitelem dotvarování $\varphi(t_1, t_\infty)$

Výpočet změny napjatosti spočíval v zjištění vnitřních sil (N, M) od původní kvazistálé kombinace na původní konstrukci a ve zjištění vnitřních sil na upravené konstrukci.

Změna napětí pak byla spočítána dle pružnosti ve vláknech kolem předpínacích lan podle vzorce:

$$\Delta\sigma_{c,QP0} = \frac{(M_{new} - M_{old})}{I_{y,i}} * (-z_i) + \frac{N_{new} - N_{old}}{A_{c,i}}$$

*Změna napětí směrem k tahu má kladné znaménko a směrem k tlaku záporné

*Vazník má proměnlivý průřez, proto je I_y a A_c závislé na poloze počítaného bodu.

4.2.2.2 Smršťování a vysychání betonu

Tato ztráta byla počítána pomocí normových vzorců a její vyčíslení je ve statickém výpočtu.

Poznámky k výpočtu:

- Autogenní vysychání probíhá primárně v prvních týdnech po vybetonování, je tedy v současnosti nulové.
- Vysychání betonu závisí na velikosti obvodu betonu v kontaktu se vzduchem, proto byl výpočet proveden dvakrát, jednou pro užší průřez (h_0) a jednou pro širší průřez ($h_{0,2}$).

4.2.2.3 Souhrné dlouhodobé ztráty předpětí

Dlouhodobé ztráty se navzájem ovlivňují, proto je normou zavedený vztah na výpočet výsledné dlouhodobé ztráty předpětí. Ukázka dosazení do tohoto vzorce je ve statickém výpočtu.

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}$$

4.2.2.4 Průběh předpínací síly po délce v čase t_{∞}

Kabel 1

x [m]	P_p [kN]	ΔP_{t_0} [kN]	%	ΔP_{c+s+r} [kN]	%	P_{∞} [kN]
0.00	442.80	-30.08	6.79	-5.31	1.2	407.41
1.40	442.80	-28.26	6.38	-8.14	1.84	406.40
7.79	442.80	-23.55	5.32	-7.62	1.72	411.63
8.47	442.80	-20.65	4.66	-11.97	2.7	410.18
9.00	442.80	-36.21	8.18	-14.42	3.26	392.17

Kabel 2

x [m]	P_p [kN]	ΔP_{t_0} [kN]	%	ΔP_{c+s+r} [kN]	%	P_{∞} [kN]
0.00	442.80	-28.50	6.44	-6.66	1.5	407.65
2.59	442.80	-26.95	6.09	-10.84	2.45	405.01
7.79	442.80	-22.84	5.16	-7.71	1.74	412.25
8.47	442.80	-20.27	4.58	-12.02	2.71	410.51
9.00	442.80	-35.83	8.09	-14.47	3.27	392.50

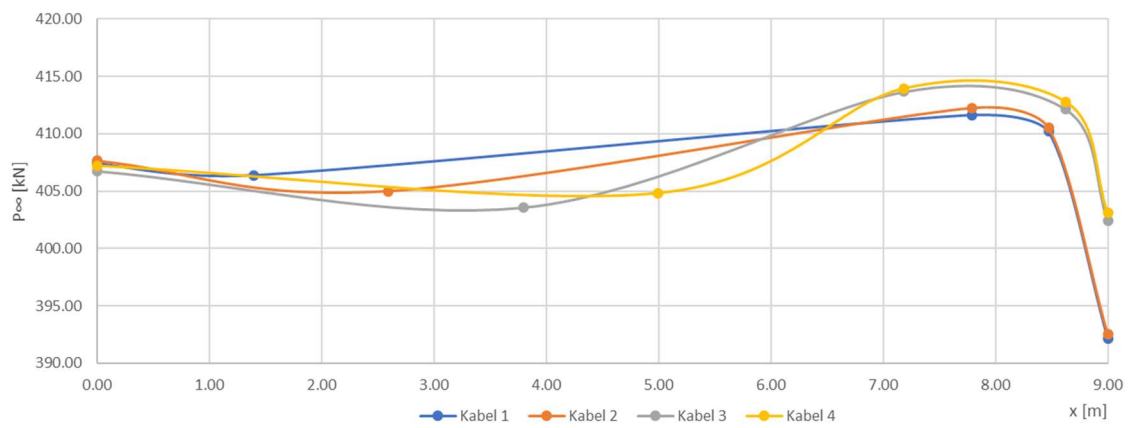
Kabel 3

x [m]	P_p [kN]	ΔP_{t_0} [kN]	%	ΔP_{c+s+r} [kN]	%	P_{∞} [kN]
0.00	442.80	-28.49	6.43	-7.55	1.7	406.76
3.80	442.80	-26.95	6.09	-12.26	2.77	403.58
7.19	442.80	-20.82	4.7	-8.32	1.88	413.66
8.63	442.80	-16.23	3.67	-14.45	3.26	412.12
9.00	442.8	-24.58	5.55	-15.81	3.57	402.41

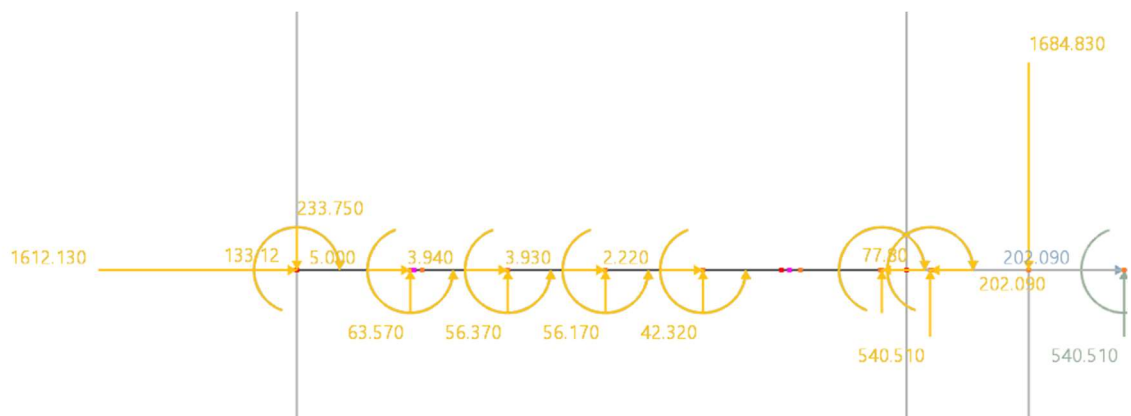
Kabel 4

x [m]	P_p [kN]	ΔP_{t_0} [kN]	%	ΔP_{c+s+r} [kN]	%	P_{∞} [kN]
0.00	442.80	-26.99	6.09	-8.60	1.94	407.21
5.00	442.80	-25.83	5.83	-12.13	2.74	404.84
7.19	442.80	-20.09	4.54	-8.79	1.98	413.93
8.63	442.80	-15.50	3.5	-14.55	3.29	412.75
9.00	442.8	-23.81	5.38	-15.91	3.59	403.08

Velikost předpínací síly po délce jednotlivých kabelů na půlce vazníku



Nové ekvivalentní zatížení po započtení přesných ztrát předpětí



5. POSOUZENÍ NA MSÚ A NÁVRH DODATEČNÉHO VYZTUŽENÍ

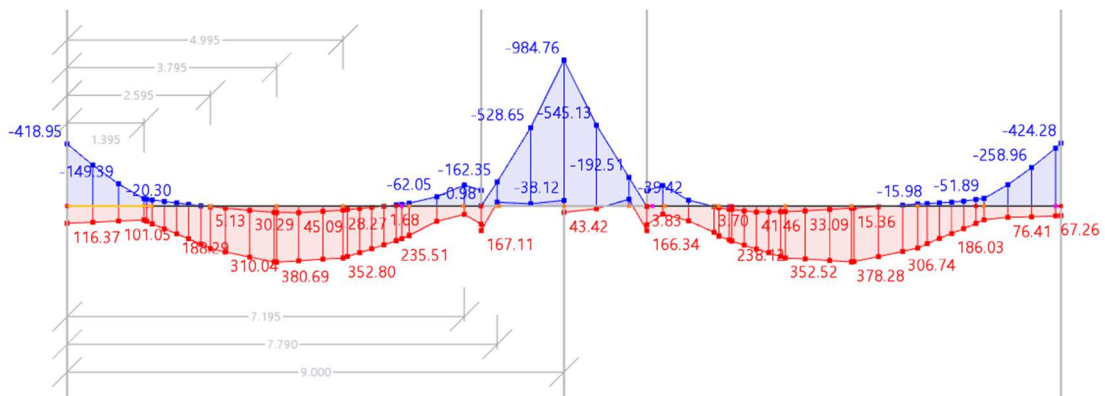
5.1 N+M

Vazník byl posouzen na mezní stav únosnosti od působení normálové síly a ohybového momentu. Posouzení bylo provedeno ve třech polohách po délce vazníku v extrémně namáhaných oblastech. V oblasti $x=9$ m (nad nové zřízeným sloupem) byla navržena nová ohybová i smyková výztuž a původní průřez vazníku byl obetonován.

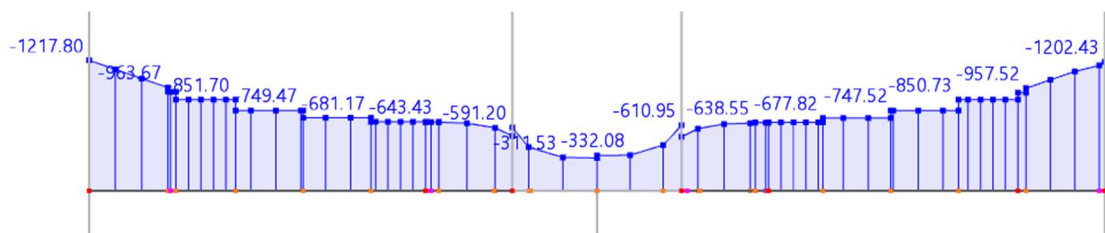
Při posouzení byla využita metoda mezních přetvoření, kde je uvažováno s těmito předpoklady:

- Beton v tahu nepůsobí.
- V alespoň jednom materiálu je dosaženo mezního přetvoření.
- Výztuž s betonem dokonale spolupůsobí.
- Platí Bernoulliho-Navierova hypotéza

Vnitřní síly od kombinace dle 6.10a/b



Obrázek 16- Obálka ohybových momentů pro MSÚ



Obrázek 17- Odpovídající normálové síly

5.1.1 Zahrnutí fázi výstavby a výpočet MSÚ v $x=9$

Bylo nutné do výpočtu zahrnout stav přetvoření v okamžiku betonáže, kdy nový beton působí pouze jakožto zatížení. Tomuto stavu odpovídá přetvoření původní výztuže a původního betonu a při dalším zatěžování začíná teprve působit nová výztuž. (posun pracovního diagramu oceli)

Do výpočtu vnitřních sil původního průřezu od vlastní hmotnosti nám vstupují dvě proměnné. První z nich je tlakové přetvoření betonu na krajních vláknech ϵ_c a poloha neutrální osy x .

Princip výpočtu spočíval v hledání kombinace těchto dvou veličin tak, aby byly splněny následující dvě podmínky:

- $\sum F_{s,i} + F_c = N_{g,x9}$
- $\sum F_{s,i} * z_{s,i} + F_c * z_c = M_{g,x9}$

kde

$N_{g,x9}$...Normálová síla ve vazníku v $x=9$ od vlastní hmotnosti

$M_{g,x9}$...Ohybový moment na vazníku v $x=9$ od vlastní hmotnosti

Plochy, polohy a druh původní výztuže byly převzaty z původní projektové dokumentace.

Pro zjištění $F_{s,i}$ byl vyjádřen vzorec přetvoření dané vrstvy výztuže $\varepsilon_{s,i}$ v závislosti na velikost x , poté bylo u každé vrstvy ověřeno, zda je přetvoření ve výztuži větší nebo menší než přetvoření na mezi kluzu, pokud ano je síla ve výztuži:

$$F_{s,i} = A_{s,i} * f_{yd}$$

Pokud je přetvoření menší než mezní přetvoření pak je síla ve výztuži:

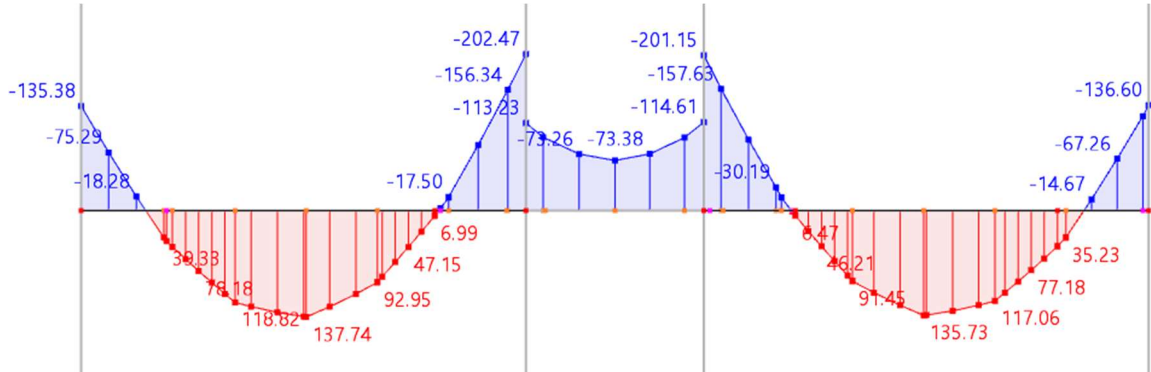
$$F_{s,i} = \varepsilon_{s,i} * A_{s,i} * E$$

V této fázi výpočtu nedosáhl beton mezního přetvoření ε_{cu3} , takže nelze uvažovat zjednodušené obdelníkové rozdělení napětí pomocí součinitele λ , je tedy počítáno s lineárním (trojúhelníkovým) průběhem deformace a výsledná síla F_c je tedy rovna:

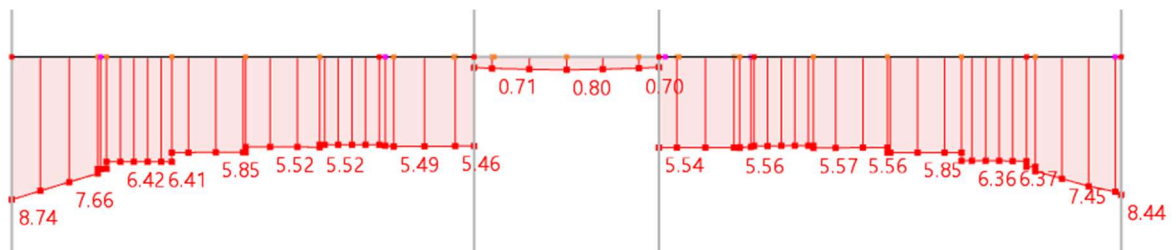
$$F_c = \varepsilon_c * x * b * 0.5 * E_c$$

Kombinace dvou neznámých, ε_c a x , byla hledána pomocí řešitele v programu MS Excel.

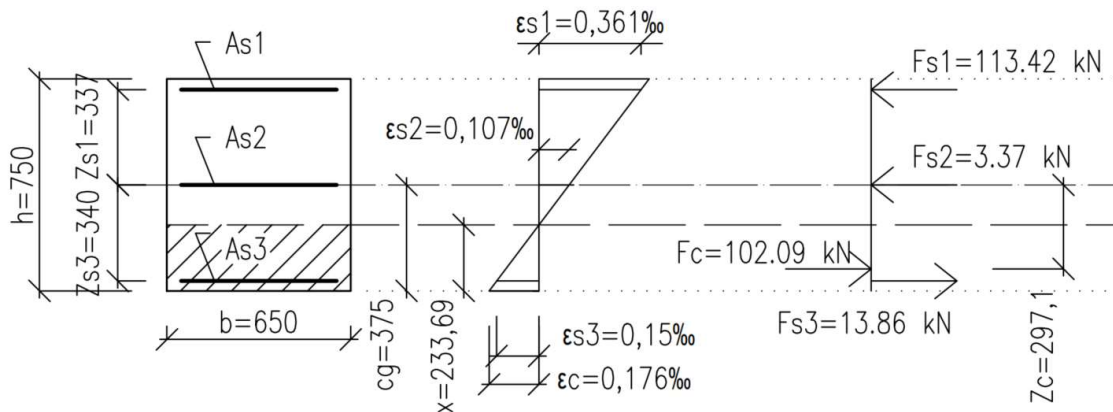
Průběhy $M_{g,x9}$ a $N_{g,x9}$



Obrázek 18- Průběh ohybových momentů od vlastní tíhy ve fázi výstavby 1



Obrázek 19- Průběh normálových sil od vlastní tíhy ve fázi výstavby 1



Obrázek 20- Vnitřní síly na vazníku v místě $x=9$ před obetonováním

5.1.2 Výpočet únosnosti při namáhání N+M

Když bylo známé přetvoření výztuže od vlastní tíhy vazníku, bylo možné dopočítat únosnost vazníku po dobetonování, posouzení bylo provedeno na kombinaci maximálního ohybového momentu a odpovídající normálové síle. Normálová síla je způsobena především předpětím a to je v kombinacích neměnné, takže nemělo smysl posuzovat více kombinací M a N.

Vzhledem k tomu, že se jedná pouze o částečně předpjatou konstrukci, všechny kritické stavy leží v čase t_{∞} , protože v žádném průřezu kromě krajního nedojde k přetlačení účinků vlastní tíhy. Snižováním času t , by rostla velikost předpínací síly vlivem nižších dlouhodobých ztrát, a to by tedy vedlo ke snížení vnitřních sil a to by byl pro únosnost příznivější stav.

Neznámá ve výpočtu byla tentokrát pouze výška tlačené oblasti x , protože přetvoření v krajních vláknech bylo předpokládáno s hodnotou ϵ_{cu3} . Opět musela platit podmínka rovnováhy na průřezu:

$$\sum \Delta F_{s,i} + F_{s,n} + F_{c,n} + \Delta F_p + \Delta F_c + N_g = N_{odp,t,\infty,x9}$$

kde:

$\Delta F_{s,i}$...změna síly v původní výztuži od dalšího přitěžování

$F_{s,n}$...síla v nové výztuži od přitížení

$F_{c,n}$...síla v novém betonu

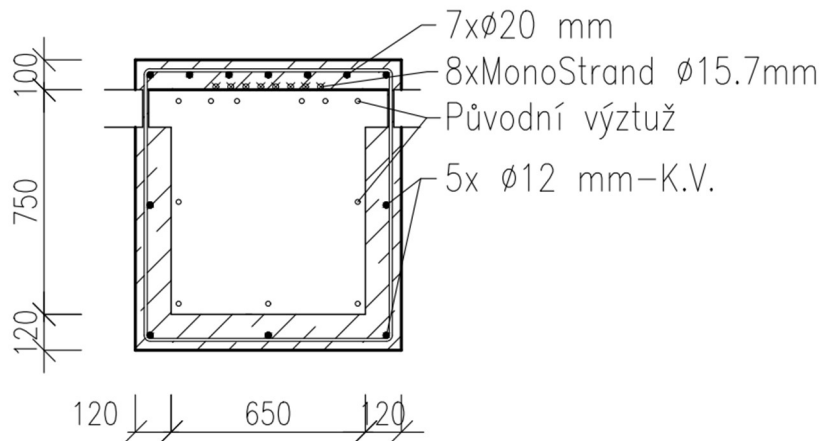
ΔF_p ...změna síly v předpínacích lanech od přetvoření konstrukce

ΔF_c ...změna síly ve starém betonu po přitěžování

N_g ...výslednice vnitřních sil z výpočtu reakce od vlastní tíhy viz výše

Při výpočtu $\Delta F_{s,i}$, bylo vždy nutné ověřit, jestli je výztuž po přitížení již za mezí kluzu, k tomu bylo nutné přičíst přetvoření v dané vrstvě výztuže z fáze dobetonávky. Vlivem malé výšky tlačené oblasti, byla spodní, původně tlačená, vrstva původní výztuže tažena.

Dodatečné obetonování bylo uvažováno v tloušce 10 cm po krajích a horním líci a 12 cm na spodním líci, kvůli zmonolitnění vazníku s novým sloupem. Návrh dodatečné betonářské výztuže byl proveden iteračně pomocí MS Excel.

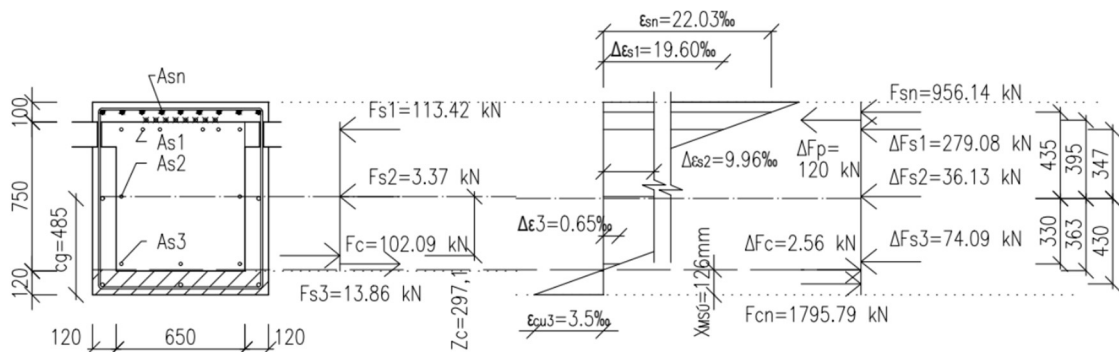


Obrázek 21- Náskres obetonování vazníku

Při výpočtu ΔF_P bylo vycházeno z postupu dle Eourokódu 2, který říká, že změna napětí v předpínací výztuži $\Delta\sigma_{P,ULS} = 100 \text{ MPa}$ změna síly je pak $\Delta F_P = \Delta\sigma_{P,ULS} * A_P$, vzhledem k tomu, že lana jsou po horním povrchu vedena jen pouze velmi krátce (pouze v $x=9\pm 0.02\text{m}$), a poté opět zabíhají kanálky směrem ke spodnímu povrchu, byla ověřena i únosnost bez vlivu přínosu předpínací výztuže, konstrukce i v tomto případě vyhověla.

Výsledná momentová únosnost musí být větší než moment od zatížení:

$$\sum (\Delta F_{s,i} * z_{s,i}) + F_{s,n} * z_{s,n} + F_{c,n} * z_{c,n} + \Delta F_P * z_p + \Delta F_c * z_{c,2} + M_g \geq M_{Ed,t\infty,x9}$$



Obrázek 22- Vnitřní síly na vazníku v místě $x=9$ při MSÚ

Další extrémně namáhané oblasti ($x=0.325$; $x=3.795$) vyhověly i bez zesílení obetonováním a posouzení v těchto místech je provedeno ve statickém výpočtu také pomocí metody mezního přetvoření.

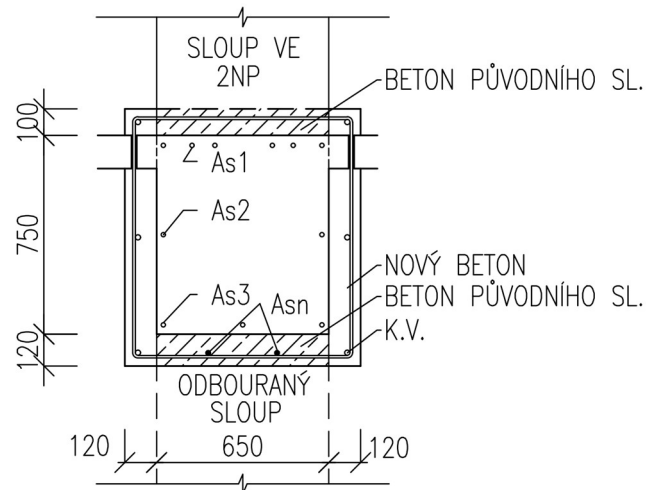
K únosnosti prvku značnou mírou přispělo navýšení normálové síly předpětím, bez této úpravy by původní průřez dle dnešních norem nevyhověl.

Poloha posledního kontrovaného bodu je $x=0.325$, tato poloha odpovídá lici krajního sloupu a to z důvodu redukce ohybových momentů.

5.1.3 Poloha $x=7.5$ m

Tato poloha je v místě, odbourávaných původních sloupů, z tohoto důvodu, nebude možné počítat se zesílením novým betonem, tento průřez je počítán tak, že se předpokládá odřezání původních sloupů zároveň se spodním lícem nového betonu vazníku, výztuž zde byla navržena $2\text{Ø}18$ mm, které budou protaženy skrz vrty v betonu původního sloupu. Výztuž bude ve sloupech vlepena.

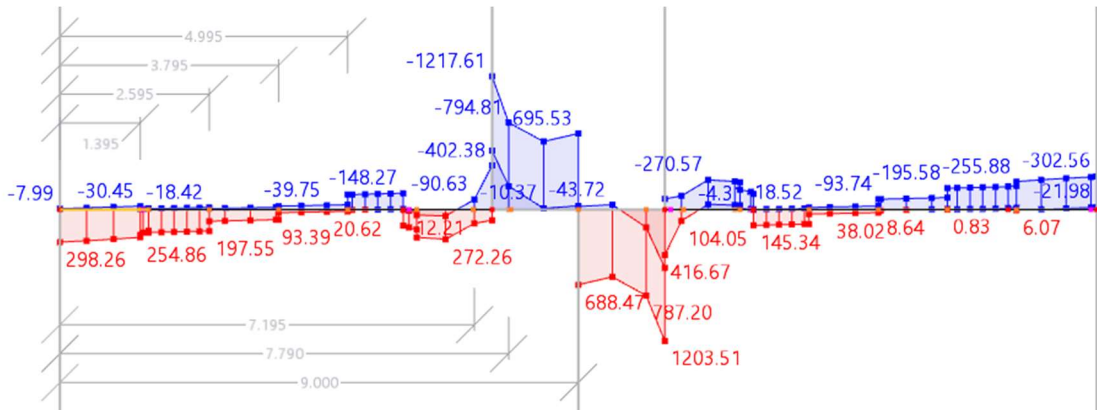
Posouzení bylo provedeno pomocí metody mezních přetvoření, ale v tomto průřezu byl zanedbán vliv přetvoření konstrukce v momentě betonáže od vlastní tíhy. Velikost průřezu byla uvažována zesílená, ale zesílení je uvažována pouze jako beton z původních sloupů.



Obrázek 23-Schéma průřezu v $x=7.5$ m

5.2 Návrh smykové výztuže

Vzhledem k tomu, že se nejedná o plně předpjatý prvek a dojde ke vzniku ohybových trhlin, byla při návrhu smykové výztuže normálová síla zanedbána.



Obrázek 24- Obálka průběhu posouvajících sil od kombinace 6.10.a/b

Smyková výztuž byla navržena uprostřed rozpětí vazníku ($x=9\text{m}$) a v oblasti největší posouvající síly ($x=7.5\text{m}$)

Hodnoty posouvajících sil bohužel nešlo redukovat na vzdálenost d od líce podpory kvůli nerovnoměrnosti zatížení.

Smyková výztuž byla navržena dle (6)

$$s_{xi,req} = \frac{A_{sw} * f_{yd} * z_{xi} * \cot\theta}{V_{Ed,xi,t\infty}}$$

kde

- $A_{sw} = \frac{n * \pi * \phi_t^2}{4}$...plocha smykové výztuže
 - $n=2$...střížnost třmínků
 - $\phi_t=12\text{ mm}$...průměr třmínku
- $f_{yd} = 434.78\text{ MPa}$
- $\cot\theta=1.3$...zvolený sklon tlačené diagonály
- $V_{Ed,xi,t\infty}$...posouvající síla v posuzovaném místě dle návrhové kombinace

Déle bylo ověřeno splnění podmínky minimálního procenta vyztužení a podmínky maximální vzdálenosti smykové výztuže.

Naposled bylo ověřeno navýšení síly v podélné výztuži vlivem přenosu zatížení z tlačené diagonály, to bylo provedeno pomocí rozložení síly v tlačené diagonále podle vzorce:

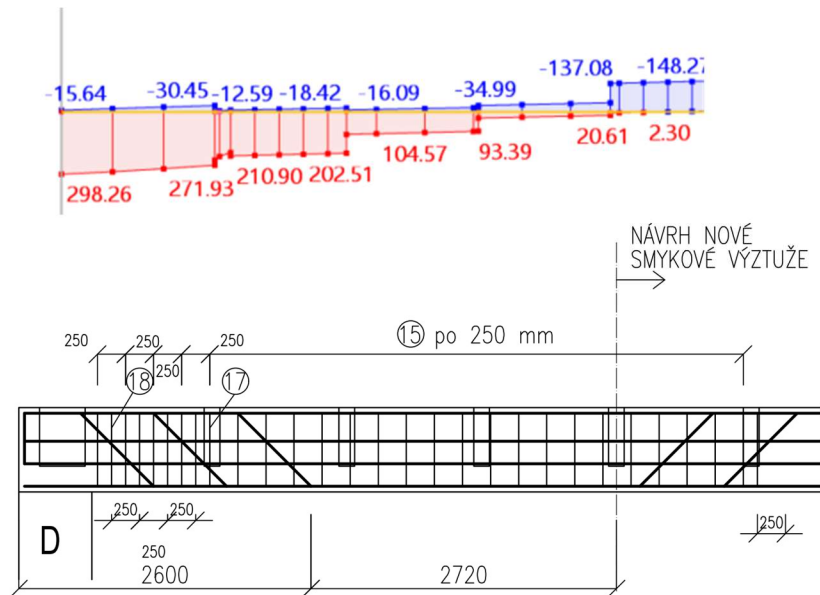
$$\Delta F_{td} = 0.5 * V_{Ed,xi,t\infty} * \cot\theta$$

Tato síla pak byla převedena na ohybový moment vynásobením ramenem vnitřních sil nové výztuže. Dále musela platit podmínka:

$$M_{Rd,xi,t\infty} \geq M_{Ed,xi,t\infty} + d_{n,xi} * \Delta F_{td}$$

5.3 Ověření smykové únosnosti neobetonované části

Předpokládaný počátek obetonované části je od $x=4.995$ m, to znamená, že od počátku



vazníku po tuto část musí posouvající síly přenést původní průřez.

Smykový výztuž původního průřezu byla zjištěna z původní projektové dokumentace a je nutné ověřit polohy smykové výztuže na stavbě.

Výztuž označená 15 a 17 jsou čtyř střížné $\text{Ø}8$ mm, výztuž nesoucí označení 18 je dvou střížný třmínek $\text{Ø}10$

Ohýbaná výztuž je $\text{Ø}20$ a zleva to jsou 2 pruty 1 prut a 1 prut

Posuzovaná místa byly:

- 1.) Od líce sloupu po první žebro
- 2.) Od prvního po druhé žebro
- 3.) Od druhého žebra až po počátek dobetonávky

Únosnost smykové výztuže byla počítána podle vzorce:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw} * f_{yd,old} * z_{xi} * \cot\theta}{s}$$

Únosnost ohýbané výztuže byla počítána podle vzorce:

$$V_{Rd,s,ohyb} = \frac{A_{s,oh} * f_{yd,old} * z_{xi}}{s_{oh}} * (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) * \sin(\alpha)$$

α ...úhel ohýbané výztuže (45°)

Celková únosnost průřezu pak byla:

$$V_{Rd,s,tot} = V_{Rd,s} + V_{Rd,s,ohyb}$$

6. NÁVRH A POSOUZENÍ KOTEVNÍ OBLASTI

Kotevní oblast byla navrhována dle (6)

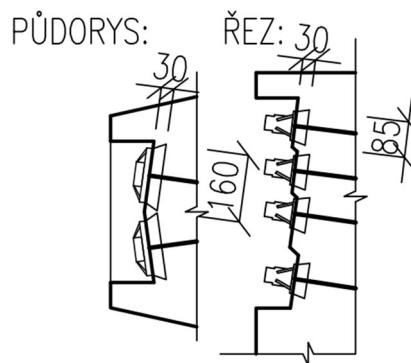
6.1 Soustředěný tlak

Při posouzení na soustředěný tlak bylo postupováno tak, že byly spočítány nejmenší možné roznášecí plochy betonu a poté bylo graficky ověřeno, jestli se tyto plochy fyzicky vlezou a nebudou se navzájem překrývat v navrženém rozměru kotevní oblasti.

Postup výpočtu:

$$F_{Rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{\frac{A_{c1,req}}{A_{c,0}}} \leq F_{Ed,max}$$

Z této podmínky byl vyjádřen vzorec pro $A_{c,req}$ a z něj pak tak, aby byl zachován poměr stran dopočteny rozměry d_2 a b_2

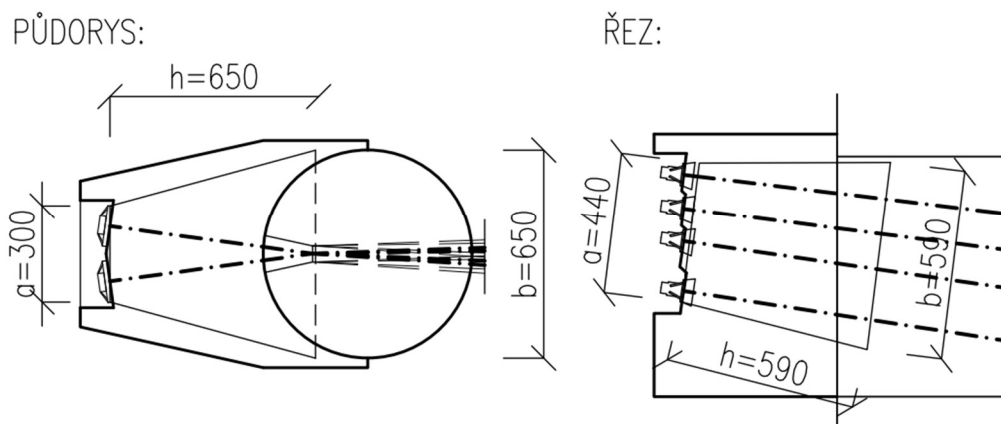


Obrázek 25- Ověření soustředěného tlaku

6.2 Příčné tahové síly

Při výpočtu těchto sil bylo vycházeno ze vzorců v normě využívajících metodu vzpěra táhlo:

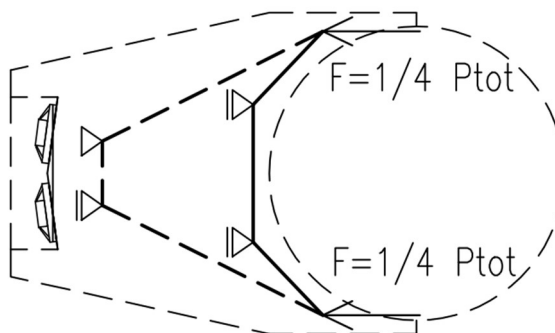
$$T = \frac{1}{4} * \left(\frac{b-a}{b}\right) * P_{to,x0,max} \dots \text{síla v táhle}$$



Obrázek 26Obrázek geometrie náhradní příhradoviny

6.3 Vliv kulatého sloupu

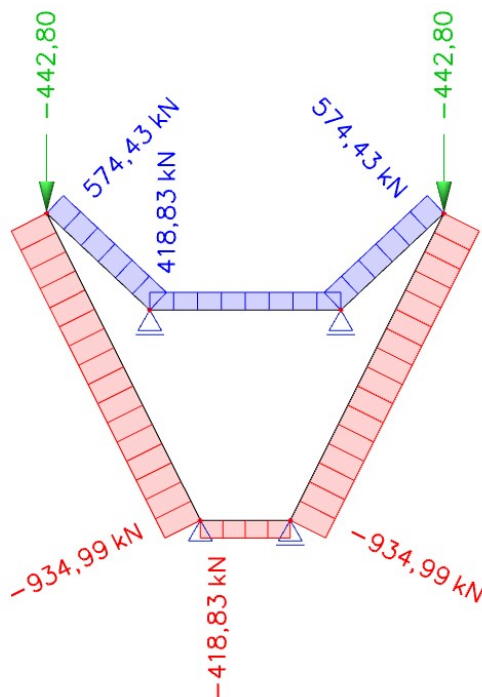
Bylo rozhodnuto, že vliv tvaru kulatého sloupu, o který se opírá nově vybetonovaná kotevní oblast bude způsobovat vznik přídatného tahového namáhání na kontaktu nového betonu kotevní oblasti s původním betonem sloupu, předpínací síla bude tlačit kotevní oblast do sloupu a jeho kulatý tvar bude působit jako klín, který bude kotevní oblast trhat, tato skutečnost byla vyjádřena metodou vzpěra táhlo, bylo rozhodnuto, že síla, která bude působit ve špičkách kotevní oblasti, bude $\frac{1}{4} P_{TOT}$ (442.8 kN). Na základě těchto znalostí byl vytvořen model vzpěra táhlo ve výpočetním programu SCIA a na vnitřní sílu v táhlu byla navržena výztuž.



Obrázek 27- Model vzpěra táhlo

Vzpěra je čárkovanou čarou, táhlo plnou.

Model ve výpočetním programu pak vypadal následovně:



7. SLOUP

Vlivem velké normálové síly a malých ohybových momentů vychází excentricita síly ($e = M/N$) do jádra průřezu ($e_{max} = a_{sl}/6$), prvek je tedy dostředně tlačенý.

Pro posouzení velikosti excentricity zatížení, bylo nutné vypočítat účinky prvního a druhého řádu, jejichž výpočet je rozepsán ve statickém výpočtu.

Výsledný návrhový moment pak je:

$$M_{Ed} = M_{0,Ed} + M_2 = M_1 + N_{Ed} * e_1 + N_{Ed} * e_2$$

kde

M_1 ... ohybový moment od návrhové kombinace

$M_{0,Ed}$... ohybový moment po započtení účinků prvního řádu

e_1 ... excentricita od geometrické imperfekce

e_2 ... excentricita od účinků druhého řádu

K výpočtu je nutno doplnit, že součinitel dotvarování $\varphi(t_\infty, t_0)$ byl odečten z grafu v závislosti na velikosti obvodu v kontaktu s okolním prostředím h_0 , pevnostní třídě betonu a druhu použitého cementu.

Sloup byl uvažován z betonu C30/37 a betonářské oceli B500B

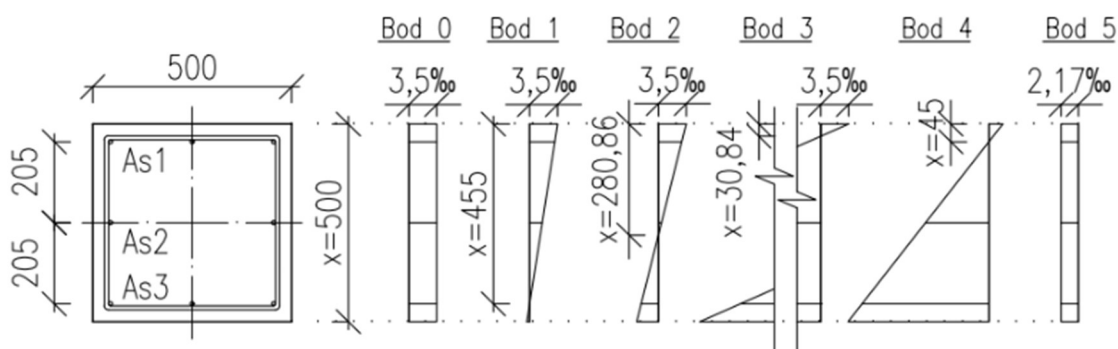
Návrh výztuže sloupu

Vzhledem k tomu, že sloup vyšel jako dostředně tlačенý, byla výztuž navržena pouze na splnění konstrukčních zásad $A_{s,min}$

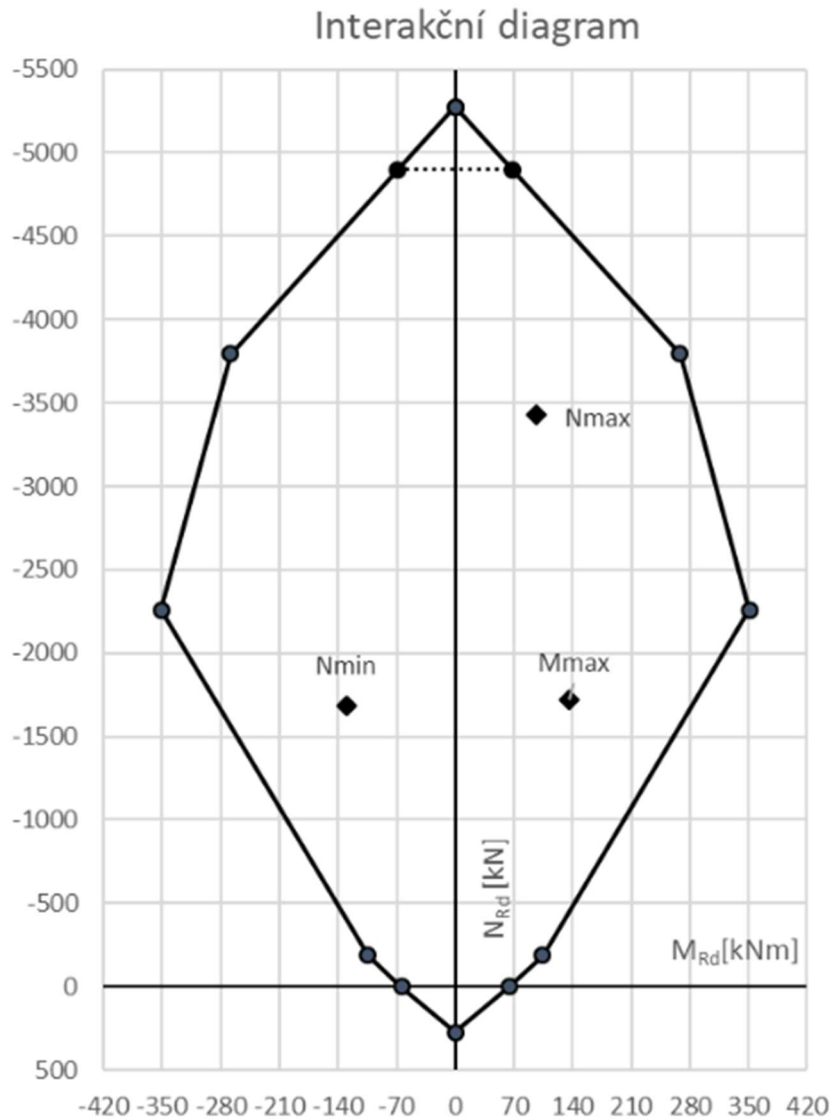
Výztuž sloupu byla navržena jako **8xØ10**

Interakční diagram

Únosnost sloupu byla i přes dostředné namáhání ověřena ručním výpočtem interakčního diagramu



Obrázek 28- Průběh přetvoření jednotlivých bodů interakčního diagramu



Všechny body od extrémních kombinací vyšly s rezervou dovnitř interakčního diagramu, proto návrh výztuže vyhověl.

Návrh třmínků

Třmínky byly také navrhovány na splnění konstrukčních zásad podle vzorce:

$$s_s = \min(15 * \varnothing; \min(b, h); 300 \text{ mm})$$

V blízkosti napojení na patku a na vazník bude zhuštění na $0.6 * s_s$, a to alespoň tři třmínky.

Ačkoliv bylo výpočtem prokázáno, že vyztužení na minimální plochu výztuže je dostatečné, z důvodu zvýšení bezpečnosti konstrukce, byl sloup navržen s výztuží **8Ø18**.

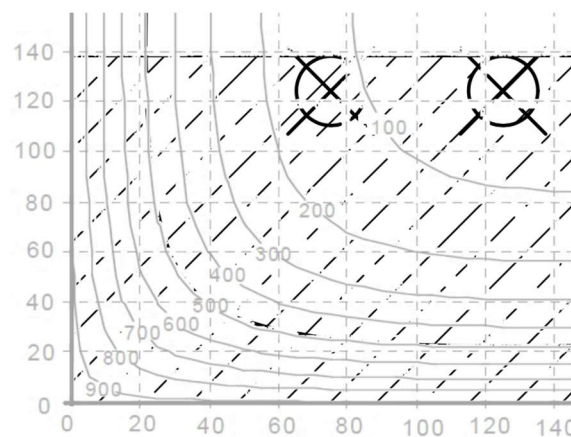
8. POŽÁRNÍ ODOLNOST

8.1 Vazník

Pro posouzení vazníku byla použita metoda izoterma 500 dle (7)

Pro zajištění únosnosti v případě požáru bylo nutné opatřit lana ochranou vrstvou torkretového betonu vyztuženého karisítí, díky této ochranné vrstvě bylo podle teplotních profilů v normě prokázáno, že v případě požárů nepřesáhne teplota předpínacích kabelů hodnotu, kdy by byly ovlivněny jejich vlastnosti a to při požární odolnosti R60.

Na obrázku níže je přiložen teplotní profil R60 k rohu vazníku, jakožto důkaz dostatečné ochrany předpínací výztuže torkretovaným betonem



Obrázek 29-Rozložení teploty po průřezu na rohu vazníku

Dále byla ověřena únosnost průřezů omezených požárem.

Beton, jehož teplota přesáhla hodnotu 500°C, nebyl uvažován.

Vlastnosti betonářské výztuže byly upraveny dle teploty podle teplotního profilu R60 a normy. (7) Výztuž, jejíž teplota nepřesáhne 300°C nemá žádné snížené vlastnosti.

Únosnost průřezu zasaženého požárem pak byla spočítána pomocí metody mezních přetvoření popsána v kapitolách výše.

Při tomto posouzení byl již zanedbán vliv fáze výstavby (vliv přetvoření vazníku při dodatečné betonáži).

Vazník byl posouzen ve třech kritických průřezích a to v místě nového sloupu, v místě maximálního momentu v poli a na lici původního krajního sloupu.

Metodou izoterma 500 byla po opatření předpínacích kabelů ochrannou vrstvou prokázána požární odolnost konstrukce R60.

8.2 Sloup

U sloupu byla požární odolnost R60 prokázána tabulkovou metodou B

Musely být splněny tyto podmínky:

1. Ověření štíhlosti sloupu:

$$\lambda_{fi} \leq 30$$

Kde

$$\lambda_{fi} = \frac{l_{o,fi}}{i}$$

$$l_{o,fi} = 0.5 * l$$

2. Omezení výstřednosti prvního řádu:

$$e_{fi} \leq 100 \text{ mm}$$

Kde

$$e_{fi} = \frac{0.7 * M_{0,Ed}}{0.7 * N_{0,Ed}}$$

3. Minimální rozměry a_{min} a b_{min} dle tabulky v (7)

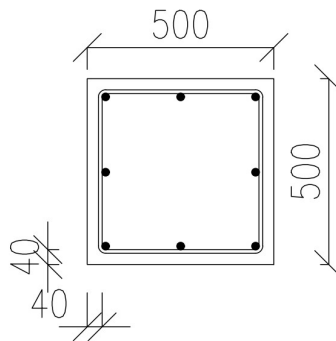
$$b_{min,1} = 200 \text{ mm}, b_{min,2} = 300 \text{ mm}$$

$$a_{min,1} = 40 \text{ mm}, a_{min,2} = 25 \text{ mm}$$

Rozměry sloupu:

a=40 mm... Vyhovuje

b=500mm... Vyhovuje



Závěr:

Tabulkovou metodou B byla prokázána odolnost při požáru R60

9. ZÁKLADOVÁ PATKA

Pod původními sloupy byla základová konstrukce tvořena jednou patkou, její tvar je znázorněn v digitalizovaném výkrese z původní projektové dokumentace.

Patka byla vlivem předpětí odlehčena oproti původnímu stavu, únosnost podloží však byla i přes to posouzena.

Pro posouzení podloží byly vyžádány data z nejbližšího geologického vrtu. Jedná se o vrt 15 m hluboký z roku 1990. Data z vrtu byly použity k zatřídění zeminy a ke zjištění únosnosti podloží. Mocnost první vrstvy byla upravena ze 2 na 3 m podle výkopu při provádění základové patky.

Zatřídění zeminy bylo provedeno podle již neplatné normy 73 1001

Vrstvy zeminy jsou:

- 2.70 m-3.00 m...písek středozrný, žlutý, zatřídění dle 73 1001: S2 (SP)
Únosnost základové půdy je dle tabulek $R_{dt}=500$ kPa

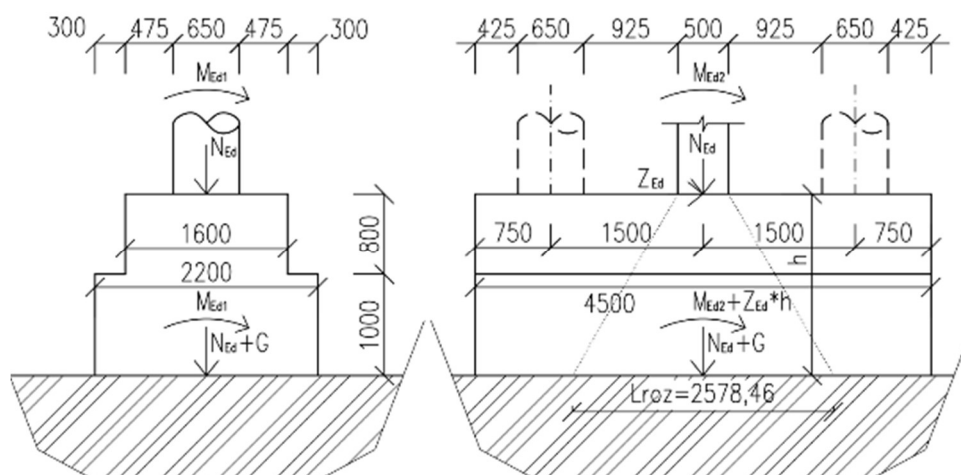
Materiál patky:

Bohužel k patce nebyla nalezena žádná původní dokumentace, proto bylo předpokládáno vzhledem k rozměrům patky, že se jedná o patku z prostého betonu a to té nejnižší kvality C12/15

9.1 Posouzení základové půdy

Nejdříve ze všeho byla posouzena únosnost základové půdy s původním tvarem patky, vzhledem k tomu, že patka není navrženou rekonstrukcí nijak přitížena, právě naopak je odlehčena, jediný možný problém mohl nastat ve zpřísnění normových požadavků.

Základová spára byla posouzena na kombinace zatížení dle rovnic 6.10. a/b a to v kombinacích pro max N_{Ed} , max M_{Ed1} a max M_{Ed2} , směry momentů a tvar patky je znázorněn ve schématu níže:



Obrázek 30- Schéma původního tvaru patky

Při posouzení základové půdy bylo počítáno i s působící excentricitou zatížení, ale vzhledem k tomu, že poměr normálové síly a ohybového momentu v obou směrech byl obrovský, měla excentricita jen velice malý vliv na zmenšení plochy, která přenáší zatížení do základové půdy.

Základová půda byla posuzována takto:

$$\sigma_{zi} \leq R_{dt}$$

Kde:

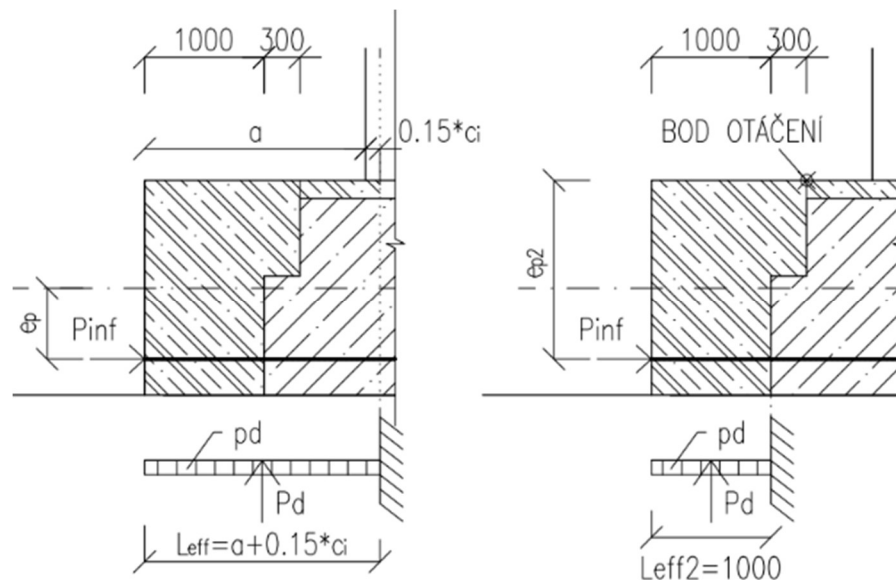
- $\sigma_{zi} = N_{Ed}/A_{zi}$
 - $A_{zi} = (b - 2 * e_1) * (L_{roz} - 2 * e_2)$
 - b ...šířka patky
 - L_{roz} ...délka patky, na kterou je zatížení rozneseno pod úhlem 60°
 - e_1 ...excentricita v příčném směru od momentu M_{Ed1}
 - e_2 ...excentricita v podélném směru od momentu M_{Ed2}

Základová půda po uvážení vlivu roznášecího úhlu betonu nevyhověla, z tohoto důvodu bylo navrženo zesílení patky s dodatečným předpětím v příčném směru, bylo rozhodnuto, že vlivem dodatečného předpětí dojde k dostatečnému zvýšení roznášecího úhlu, takže v příčném směru bude zatížení roznášeno přes celou šířku patky včetně dobetonované části, po takové úpravě již základová půda vyhověla.

9.2 Návrh předpětí a posouzení v příčném směru

Předpětí bylo ze začátku navrhováno tak, aby patka splňovala dva základní stavy, první z nich byl MSÚ-ohyb a druhý z nich byla nutnost zabránit otevření spáry mezi původním a novým beton při maximálním zatížení patky.

Zatížení při obou stavech bylo uvažováno při návrhové kombinaci zatížení.



Obrázek 31- Schéma patky při stavu otevření spáry (Vlevo)

Obrázek 32- Schéma patky při MSÚ-ohyb (Vpravo)

9.2.1 MSÚ-ohyb

V tomto stavu bylo vycházeno z podmínky, kdy ve vzdálenosti $L_{eff} = a + 0.15 * c_i$ nesmí nastat tahové napětí větší, než je tahová pevnost betonu patky, z této podmínky byla navržena síla $P_{inf,1}$:

$$\bullet \frac{P_{inf,1} * e_p * z}{I} - \frac{P_{inf,1}}{A_c} + \frac{0.5 * L_{eff}^2 * p_d * z}{I} \leq f_{ctm}$$

Z toho pak:

$$P_{inf,1} = \frac{\frac{0.5 * L_{eff}^2 * p_d * z}{I} - f_{ctm}}{\frac{e_p * z}{I} + \frac{1}{A_c}}$$

Kde:

- e_p ...excentricita předpínací síly k ose otáčení
- z ...vzdálenost těžiště průřezu ke krajním taženým vláknům
- I ...moment setrvačnosti průřezu patky v řešeném místě
- A_c ...plocha betonového průřezu v řešeném místě
- p_d ...reakce zeminy vůči tlaku patky bez vlastní hmotností patky

9.2.2 Otevření spáry

$$\bullet \frac{P_{inf,2} * e_p * z}{I} - \frac{P_{inf,2}}{A_c} + \frac{0.5 * L_{eff,2}^2 * p_d * z}{I} \leq 0$$

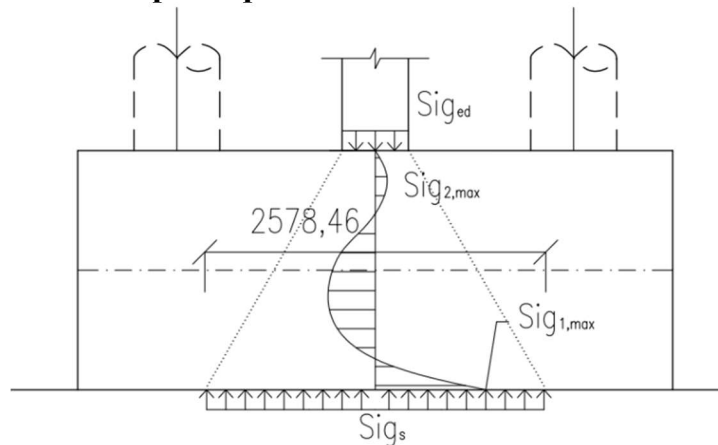
Z toho pak:

$$P_{inf,2} = \frac{\frac{(0.5 * L_{eff,2} + 0,3 m) * L_{eff,2} * p_d * z}{I}}{\frac{e_{p,2} * z}{I} + \frac{1}{A_c}}$$

Z těchto dvou podmínek se ukázalo, že rozhodující podmínka je ta pro zabránění otevření spáry, podmínka pro splnění ohybové únosnosti prokázala, že díky mohutnosti patky nedojde k vyčerpání tahové pevnosti betonu i bez dodatečného předpětí. Potřebná předpínací síla měla hodnotu 409,11 kN

Nakonec bylo zvoleno řešení se 4 lany Monostrand s napínací silou 200 kN z důvodu zvýšení soudržnosti původního betonu s novým.

9.2.3 MSÚ- Průběh napětí v podélném směru



U patek z prostého betonu nastává tahová napjatost vlivem příčných tahů a to v patě sloupu a těsně u základové spáry

$$\sigma_{1,max} = K * \sigma_s$$

Kde:

$$K = 6,665 - 4,425 * \operatorname{tg}\alpha + \frac{0,77}{\operatorname{tg}\alpha}$$

...K=tvarový součinitel

$$\sigma_{2,max} = 0,15 * \sigma_s$$

Kde:

σ_s ...napětí v patě sloupu

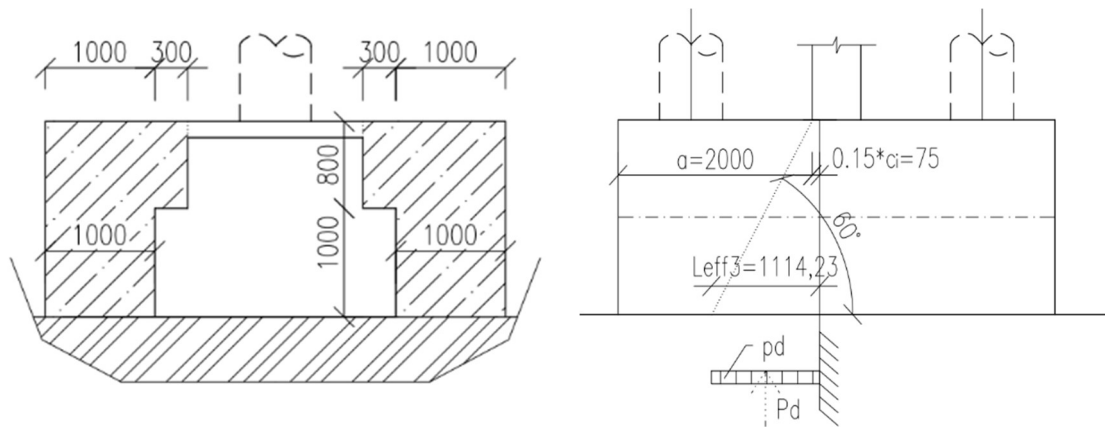
Podmínka:

$$\sigma_{1,max} \leq f_{ctm}$$

$$\sigma_{2,max} \leq f_{ctm}$$

Obě podmínky byly splněny, takže ani z tohoto mezního stavu nevyplývá nutnost návrhu výztuže.

9.3 Posouzení úhybové únosnosti v podélném směru patky



Vzhledem k neznámé výztuži a stavu betonu původní patky bylo předpokládáno, že na únosnosti se budou podílet pouze pásy z nového betonu, vyšrafované na obrázku výše.

Podmínka únosnosti:

$$\frac{M_{Ed} * z}{I} \leq f_{ctm}$$

Kde:

$$M_{Ed,L} = \frac{1}{2} * L_{eff,3}^2 * p_{dL}$$

$$p_{d,L} = \frac{N_{Ed} * b_n}{A_{zi,n}}$$

b_n ...šířka patky po dobetonávce

Tímto výpočtem bylo prokázáno, že ani v podélném směru patka nepotřebuje vyztužení, výztuž proto byla navržena na splnění konstrukčních zásad.

Dále byla navržena výztuž do kotevní oblasti dodatečného předpětí, tato výztuž byla navržena dle normy a výpočet je ve statickém výpočtu patky včetně posouzení únosnosti betonu na soustředěné namáhání.

9.4 Protlačení

U protlačení byly předpokládány pouze vlastnosti původního betonu.

Byl kontrolován obvod těsně kolem povrchu sloupu, protože základní kontrolní obvod ve vzdálenosti $2d$, vychází zdaleka mimo půdorys patky

Základní podmínka:

$$v_{Rd,u0,c} \geq v_{Ed,u0}$$

Kde:

- $v_{Rd,u0,c}$...návrhová hodnota únosnosti ve smyku nevyztuženého průřezu počítána dle (6)

$$v_{Ed,u0} = \frac{\beta_a * V_{Ed,u0,red}}{d_p * u_0}$$

Kde

$$v = 0.6 * \left(1 - \frac{f_{ck,old}}{250 \text{ MPa}}\right)$$

$v_{Ed,u0}$...napětí na kontrolním obvodu od zatížení přenášeným sloupem $v_{Rd,u0,c} = 0.5 * v * f_{cd,old}$

Kde

$$v = 0.6 * \left(1 - \frac{f_{ck,old}}{250 \text{ MPa}}\right)$$

Na protlačení vyhověl samotný průřez bez vyztužení.

B. PRŮVODNÍ ZPRÁVA-ŽELEZOBETON

1. ÚVOD DO VÝPOČTU ŽB VARIANTY

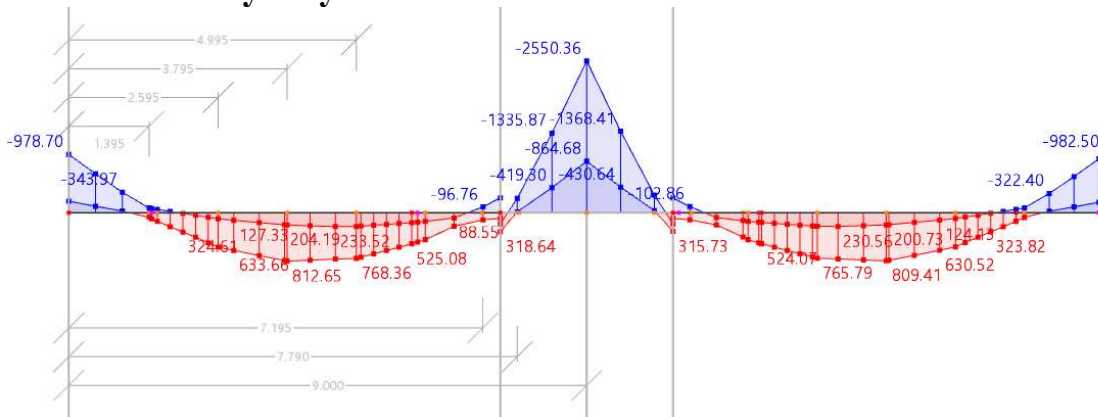
V rámci DP byla navržena i druhá varianta řešení a to pomocí dovyztužení vazníku pomocí dodatečného obetonování.

V rámci této varianty byl řešen pouze vazník a návrh jeho výztuže na účinky zatížení. Výpočetní model vycházel ze stejného základu jako ten pro předpjatý beton, jediný rozdíl byl ten, že byl odstraněn zatěžovací stav s předpínací silou.

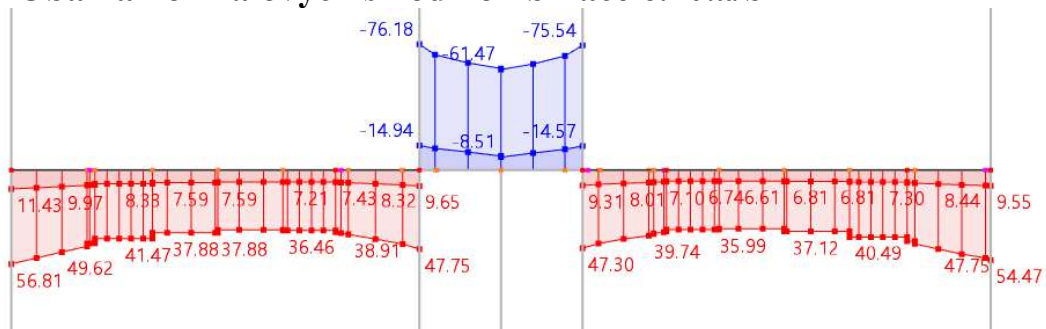
Návrh byl proveden na obálku sil dle návrhové kombinace zatížení dle 6.10. a/b.

2. VNITŘNÍ SÍLY NA VAZNÍKU

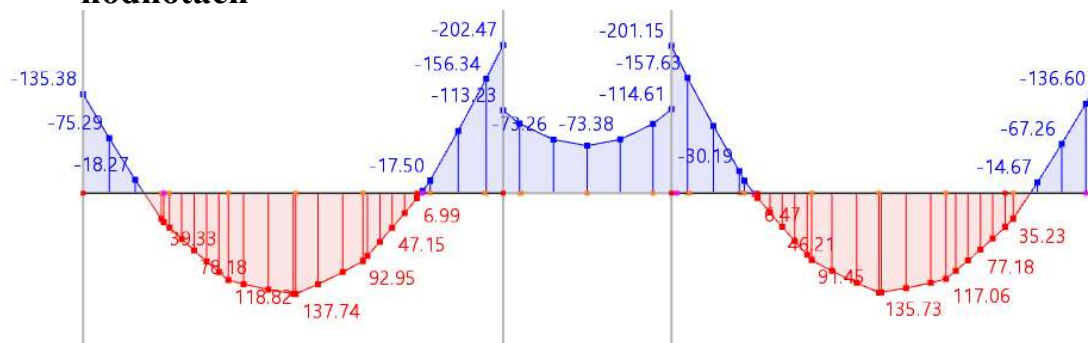
2.1 Obálka ohybových momentů od kombinace 6.10. a/b



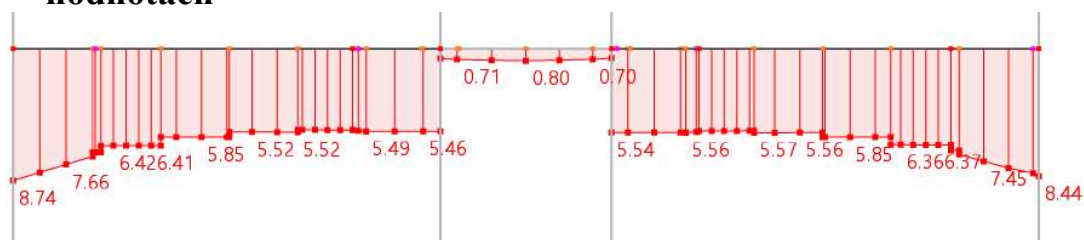
2.2 Obálka normálových sil od kombinace 6.10.a/b



2.3 Průběh ohybových momentů od vlastní tíhy v charakteristických hodnotách



2.4 Průběh normálových sil od vlastní tíhy v charakteristických hodnotách



3. METODA NÁVRHU OHYBOVÉ VÝZTUŽE

I přes to, že zde již není žádná předpínací síla, na vzniku vznikají normálové síly.

Návrh výztuže byl tedy proveden metodou mezního přetvoření se zahrnutím fáze výstavby, kde bylo započítáno přetvoření průřezu od vlastní hmotnosti v okamžiku betonáže. Hmotnost čerstvého betonu nebyla započítána vzhledem k předpokladu přenosu této hmotnosti stojkami podepírajícími bednění.

Výpočet se tedy dělil do těchto fází:

4. Zjištění vnitřních sil na průřezu od vlastní tíhy.

$$\sum F_{s,i} + F_c = N_{g,xi}$$
$$\sum F_{s,i} * z_{s,i} + F_c * z_c = M_{g,xi}$$

5. Návrh výztuže

6. Polohování neutrální osy, dokud nenastala rovnováha normálové síly na průřezu

$$\sum \Delta F_{s,i} + F_{s,n} + F_{c,n} + \Delta F_c + N_g = N_{odp,xi}$$

7. Ověření momentové únosnosti

$$\sum (\Delta F_{s,i} * z_{s,i}) + F_{s,n} * z_{s,n} + F_{c,n} * z_{c,n} + \Delta F_c * z_{c,2} + M_g \geq M_{Ed,xi}$$

Detailnější popis této metody je již vysvětlen v kapitole 5.1

Ohybová výztuž byla navržena v oblastech ve středu rozpětí na moment -2550,36 kNm v poli na moment 812,65 kNm a na kraji rámu na moment redukovaný na líc podpory - 750,77 kNm.

Při návrhu výztuže a posuzování, byl průřez brán pouze jako obdélníkový, příspěvek desky byl zanedbán, vzhledem k jejímu neznámému betonu a výztuži.

4. NÁVRH SMYKOVÉ VÝZTUŽE

Návrh smykové výztuže byl proveden dle normy ČSN EN 1992-1-1:2006

Vzhledem k výrazně větším posouvajícím silám bylo nutné ve středové části ($x=9$) navrhnout místo dvoustřížného čtyřstřížné třmínky.

Při posouzení dále vznikla nutnost navýšit plochu ohybové výztuže ve středu rozpětí z důvodu velikého navýšení tahu vlivem dodatečné síly ΔF_{td} , přenášené tlakovou diagonálou.

I přes návrh čtyřstřížných třmínek $\varnothing 12$ mm vyšla maximální vzdálenost těchto třmínek 70 mm.

5. OVĚŘENÍ POŽÁRNÍ ODOLNOSTI

Vazník zesílený dodatečným vyztužením a obetonováním, byl ověřen na splnění požární odolnosti R60 metodou izoterma 500 dle (7)

Odolnost byla ověřena ve třech průřezích s kritickou hodnotou zatížení a to nad novým sloupem, v oblasti s maximálním momentem v poli a na líci krajního původního sloupu.

Metoda izoterma 500 byla již popsána v kapitole 8.1.

6. ZÁVĚR ČÁSTI A+B

Výpočty bylo prokázáno, že obě varianty, jsou možné a proveditelné.

Nevýhoda varianty s předpětím, je pracnost provádění vrtných kanálků a s tím spojený větší zásah do původní konstrukce, výhodou ale je, že díky předpětí dojde k zlepšení únosnosti celého vazníku a není nutné obetonovávat vazník po celé jeho délce.

U železobetonu odpadá nutnost vrtání kanálků, ale na druhou stranu navýšení průřezu po celé délce vazníku z důvodu zvýšení únosnosti by znamenalo velké omezení funkčnosti prostoru a nutnost zvýšení podlahy a tím snížení světlé výšky místnosti. Další velikou nevýhodou železobetonové varianty je nutnost provrtávání několika výztužných prutů skrz původní sloupy ve 2NP téměř po celé šířce sloupu, což by bylo technicky velice náročné ne-li neproveditelné.

Bylo tedy rozhodnuto, že varianta s dodatečným předpětím, je vhodnější, a proto byla detailněji zpracována.

C. STATICKÁ ANALÝZA GEODETICKÉHO MĚŘENÍ

V této části diplomové práce byla provedená statická analýza geodetického měření deformace řešené konstrukce v průběhu statických úprav. Úpravy provedené na konstrukci jsou podobné, jako navrhované v této práci, rozdíl je ale v tom, že v tomto řešení byla konstrukce předepnuta výrazně větší silou a pouze třemi kabely.

Byl vytvořen model v programu RFEM 6, s fázemi výstavby a navíc byly simulovány základové podmínky pod sloupy pomocí Winklerova modelu podloží.

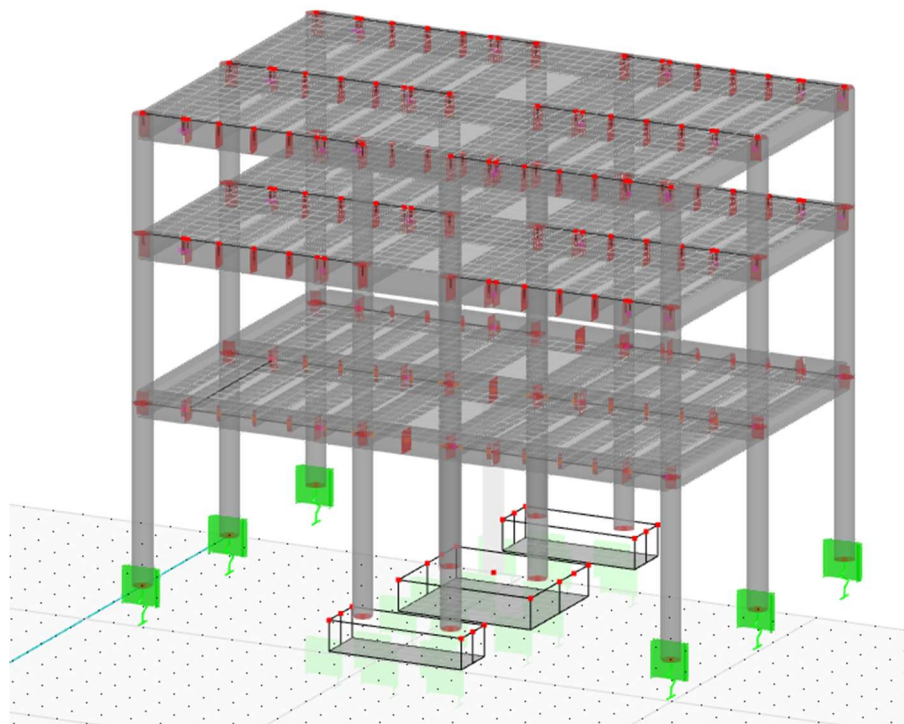
Vzhledem k tomu, že byl známý tvar konstrukce, ale nebylo možné přesně dohledat materiálové charakteristiky ani rozbor základové půdy, byly v modelu měněny parametry modulu pružnosti původního betonu a parametr pružiny Winklerova podloží.

1. MODEL V RFEM 6

Model byl vytvořen jako výsek celkového modelu haly popisovaném první částí tohoto dokumentu, i zde byl použit modul fází výstavby, ale protože tento modul nebyl schopný zahrnout vliv dobetonování nového sloupu ve fázi již působícího zatížení od vlastní hmotnosti, byla tato realita nahrazena vložením zatěžovacího stavu obsahujícího poměrné přetvoření sloupu tak, aby se hodnota normálové síly ve fázi ihned po dobetonování sloupu blížila co nejvíce 0, takto nebyly ovlivněny vnitřní síly na vazníku ve fázi dobetonování sloupu:

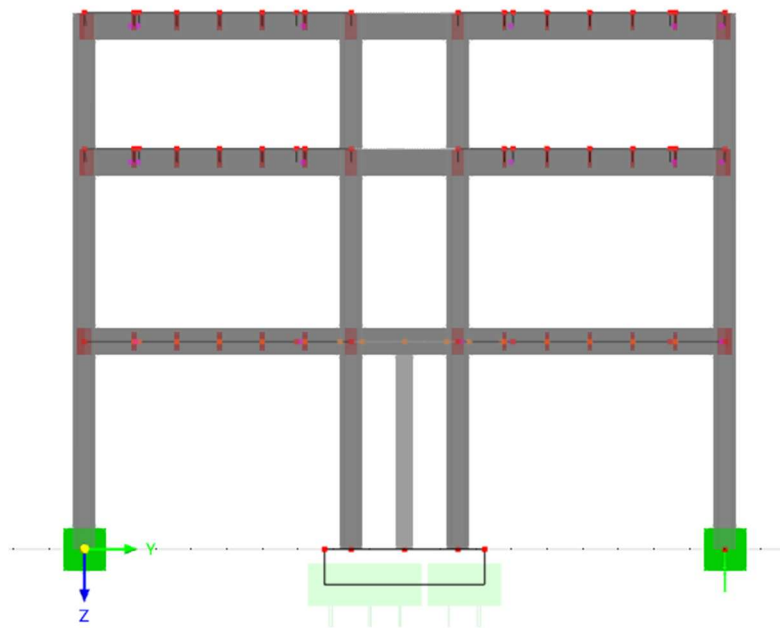
1.1 Fáze výstavby:

1. Začátek (původní stav konstrukce)



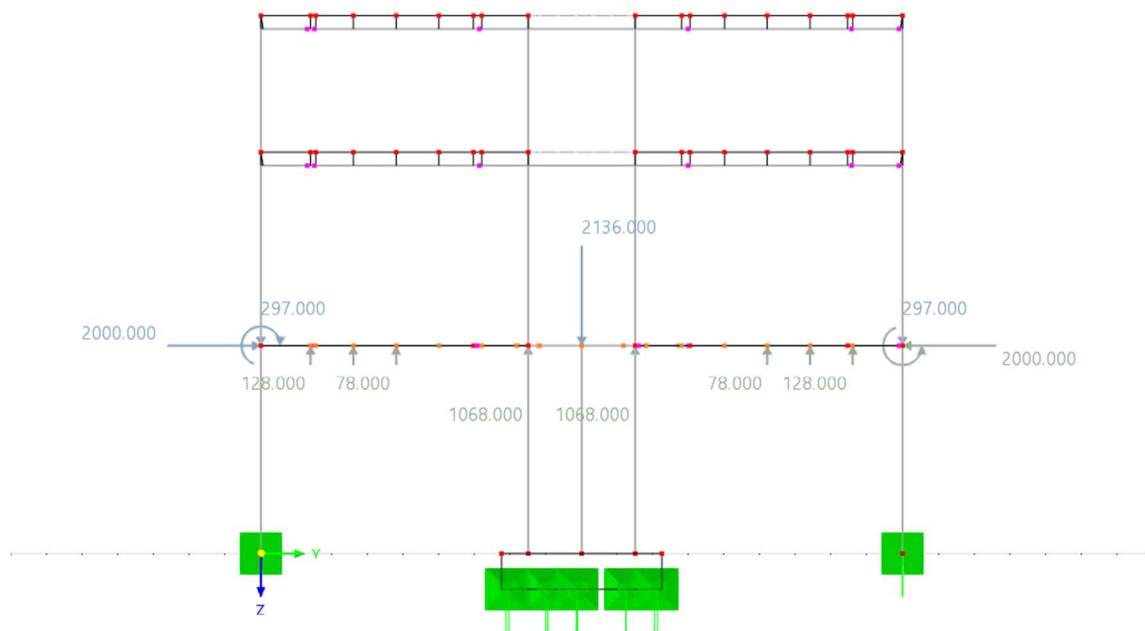
Obrázek 33- Fáze výstavby 1- Začátek

2. Dobetonování sloupu



Obrázek 34- Fáze výstavby 2- Dobetonování sloupu

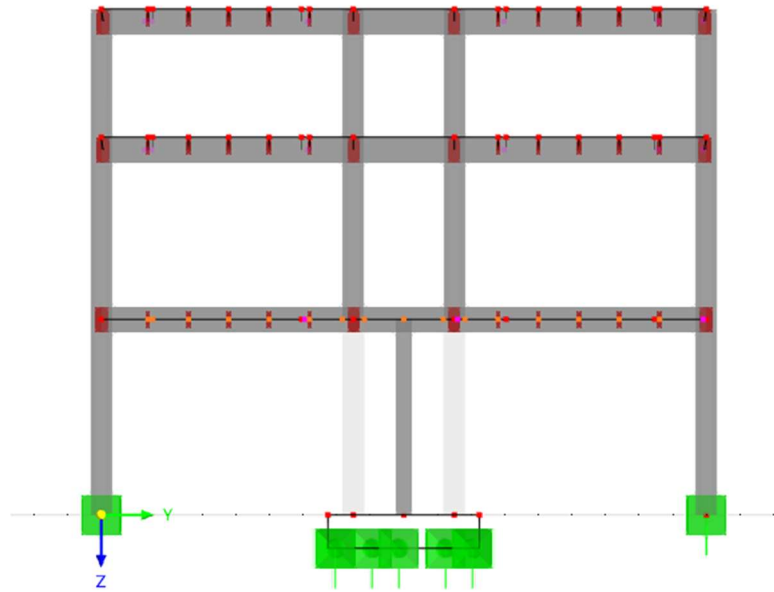
3. Předpínání



Obrázek 35- Fáze výstavby 3- Předpínání sloupu

*z obrázku výše je vidět rozdíl velikosti předpínací síly (2000 kN) oproti té navržené v této diplomové práci (1579.23 kN)

4. Odbourání původního sloupu

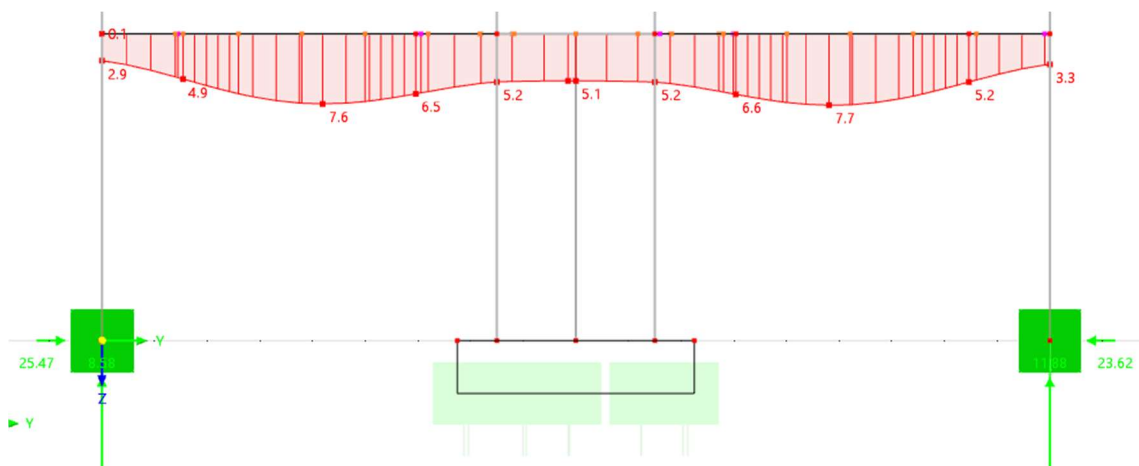


Obrázek 36- Fáze výstavby 4- Odbourání původních sloupů

1.2 Zahnutí vlivu dobetonování sloupu

Jak bylo zmíněno výše bylo nutné zahrnout vliv dobetonování sloupu při již existující konstrukci, vliv tohoto postupu byl zahrnut pomocí vložení zatížení poměrného přetvoření do fáze výstavby Dobetonování sloupu.

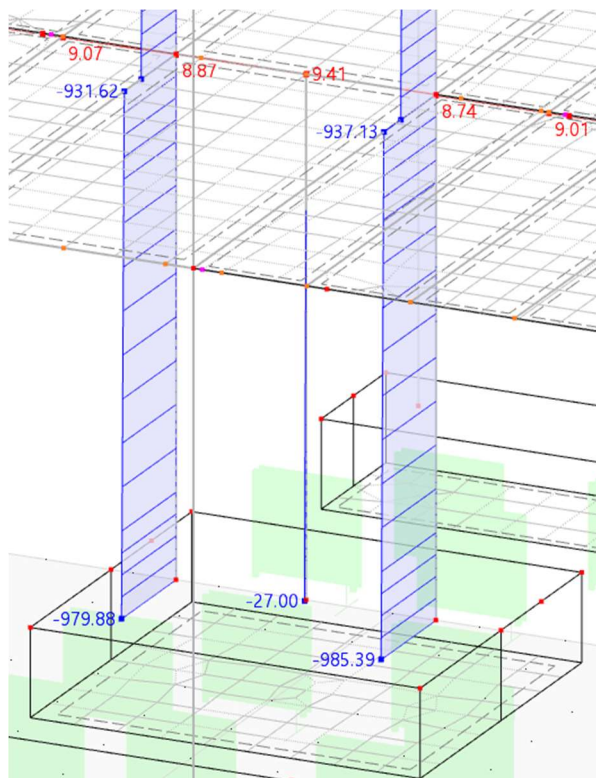
Zatížení poměrným přetvořením se zadává v promilách a jeho výpočet je jednoduchý, byly odečteny hodnoty svislého posunu vazníku v místě hlavy budoucího sloupu od vlastní hmotnosti.



Od tohoto čísla (5.1 mm) bylo nutné odečíst svislý posun v patě budoucího sloupu (4.6 mm), čímž byla zjištěna hodnota stlačení sloupu Δl .

Poměrné přetvoření bylo spočítáno takto:

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} = \frac{-0.6 \text{ mm}}{5.825 \text{ m}} = -0.1\text{‰}$$



Obrázek 37- Normálová síla v novém sloupu po přidání zatížení přetvořením

1.3 Winklerův model podloží

Jakožto simulace vlivu podloží byl použit Winklerův model, kde byla základová patka podepřena plošnou podporou s pružným přetvořením ve směru z.

Parametr podloží $C_{u,z}$ byl nejdříve spočítán podle tabulkových hodnot zeminy dle vrtu nejbližše řešenému místu podle vzorce:

$$C_{u,z} = \frac{E_{zem}}{h_{dos}} = \frac{32.5 \text{ MPa}}{1.5 * 1.6 \text{ m}} = 4.81 \frac{\text{MN}}{\text{m}^3}$$

kde:

h_{dos} ...odhad dosahu deformace, který je roven 1.5*menšího z rozměru patky
 Chování konstrukce s tímto parametrem ale neodpovídalo skutečným změřeným datům, tak byl tento parametr upraven na hodnotu **35 MN/m³**, tento veliký rozdíl oproti spočtené hodnotě byl připsán vlivu ulehnutí zeminy po dlouho trvajícím zatížení stavbou, tento parametr je pro tuto analýzu důležitý pouze kvůli novému rozdělení zatížení od budovy na základové patky vlive předpětí.

Posun	Tuhost
<input checked="" type="checkbox"/> u_x	$C_{u,x}$ [kN/m ³]
<input checked="" type="checkbox"/> u_y	$C_{u,y}$ [kN/m ³]
<input type="checkbox"/> u_z	$C_{u,z}$ 35000.00 [kN/m ³]
Smyk	Tuhost
<input checked="" type="checkbox"/> v_{xz}	$C_{v,xz}$ [kN/m]
<input checked="" type="checkbox"/> v_{yz}	$C_{v,yz}$ [kN/m]

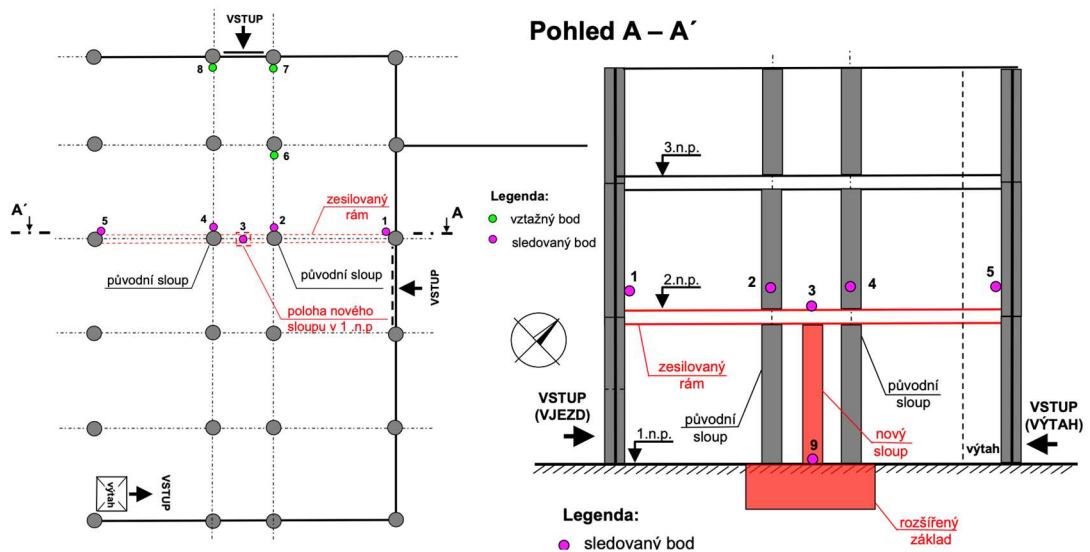
1.4 Modul pružnosti původního betonu

Jak bylo zmíněno výše, nebylo bohužel možné zjistit skutečnou hodnotu modulu pružnosti původního betonu, takže byl tento parametr upraven tak, aby výsledky deformací z výpočtového modelu co nejlépe odpovídali změřeným deformacím.

Hodnota, se kterou bylo dosaženo nejpřesnějších výsledků, byla **7.5 GPa**, což je opravdu málo oproti normovým 27 GPa, které jsou deklarovány dnešní normou pro beton třídy C12/15.

2. NAMĚŘENÉ GEODETICKÉ POSUNY

V rámci realizace této statické úpravy bylo použito průběžné nivelace několika bodů konstrukce pro změření svislých posunů těchto bodů. Jednalo se o tyto body:

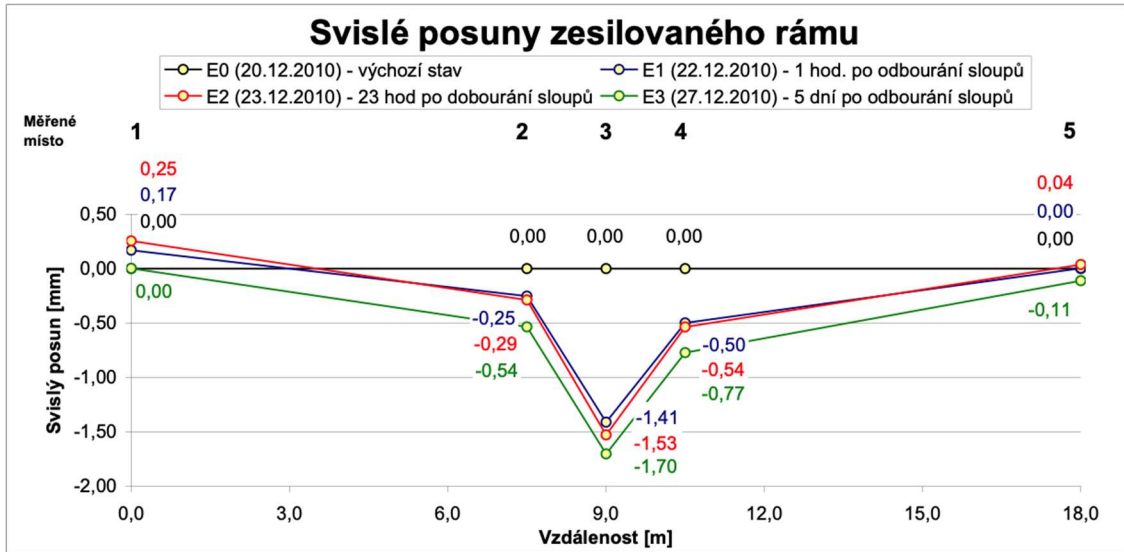


Obrázek 38 Rozmístění měřicích značek, pohled a půdorys 2.NP (8)

Výsledky z měření:

Tabulka 1-vyhodnocení svislých posunů sledovaného rámu nové konstrukce (8)

Vzdálenost v řezu od sloupu 1 v [m]			0,0	7,5	9,0	10,5	18,0	9,0	Pružné stlačení	Teplota (T) a relativní vlhkost (e) vzduchu				
Etapa	Datum	Čas	1	2	3	4	5	9	3 - 9	T _{2.n.p}	e _{2.n.p}	T _{1.n.p}	e _{1.n.p}	T _{venku}
E(i)	[dd.mm.rrrr]	[hh.mm]	svislý posun v [mm]						[mm]	T _{2.n.p}	e _{2.n.p}	T _{1.n.p}	e _{1.n.p}	T _{venku}
			[°C]	[%]	[°C]	[%]	[°C]		[°C]					[°C]
E0	20.12.2010	13:15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	+17,9	37,3	+14,1	51,9	-2,5
E1	22.12.2010	17:15	+0,17	-0,25	-1,41	-0,50	0,00	+0,11	-1,52	+18,1	39,0	n.m.	n.m.	+1,6
E2	23.12.2010	16:15	+0,25	-0,29	-1,53	-0,54	+0,04	+0,13	-1,66	+18,3	38,7	n.m.	n.m.	+6,6
E3	27.12.2010	15:00	0,00	-0,54	-1,70	-0,77	-0,11	+0,08	-1,78	+17,8	34,1	+13,1	33,5	-4,8



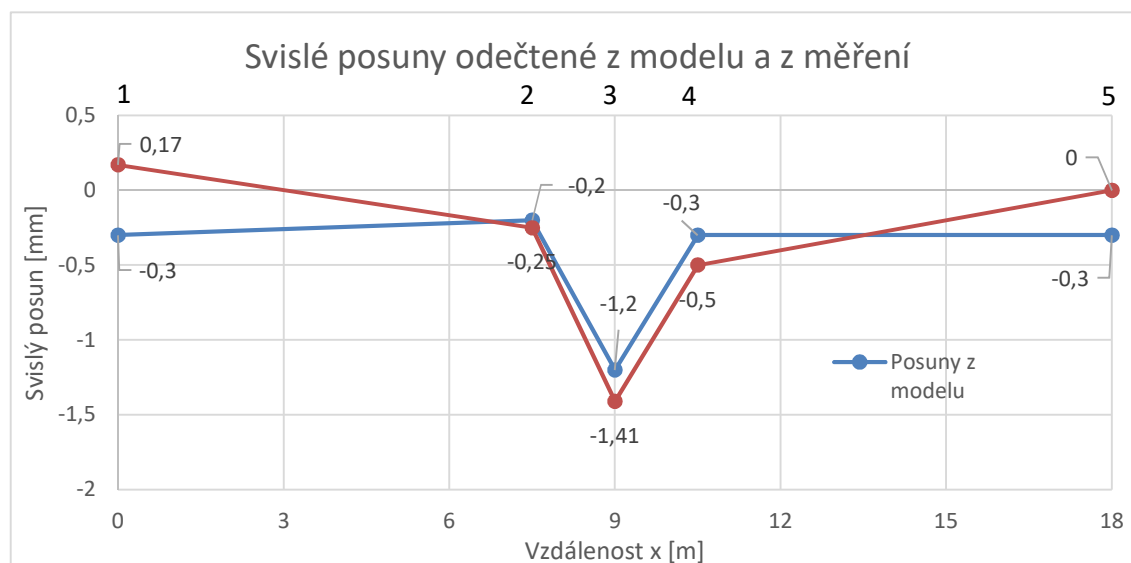
Obrázek 39- Znárodnění svislých posunů zesilovaného rámu (8)

3. POSUNY Z MODELU V RFEM 6

Při geodetickém měření byl výchozí stav uvažován na stávající konstrukci již deformované od vlastní tíhy, z tohoto důvodu je nutné odečítat svislé posuny bodů odečtením svislých posunů po předepnutí s těmi před zásahem do konstrukce.

Tabulka 2-Tabulka posunů z RFEM 6

Vzdálenost od sloupu 1 [m]		0	7.5	9	10.5	18	9	Pružné stlačení
	Bod	1	2	3	4	5	9	3-9
Svislý posun [mm]	Vlastní hmotnost	2.9	5.2	5.1	5.2	3.3	4.5	0.6
	Po předepnutí	3.2	5.4	6.3	5.5	3.6	4.4	1.9
	Výsledný posun	-0.3	-0.2	-1.2	-0.3	-0.3	0.1	-1.3
Změřené posuny geodetem		0.17	-0.25	-1.41	-0.5	0	0.11	-1.52



Obrázek 40- Průběh svislých posunů po délce vazníku

4. VLIV DOTVAROVÁNÍ SLOUPU NA PRŮHYB

Do modelu byl dále ručně zahrnut vliv dotvarování nového sloupu za účelem zjištění dlouhodobého průhybu, pro výpočet dotvarování byly použity normové vztahy z (6) Pro přesnější průběh dlouhodobého průhybu byla použita metoda časové diskretizace (TDA), životnost konstrukce 50 let byla rozdělena na subintervaly:

$$t_0 = 28 \text{ dní}, t_1 = 52 \text{ dní}, t_2 = 244 \text{ dní}, t_3 = 10\,000 \text{ dní}, t_4 = 18\,250 \text{ dní}$$

4.1 Výpočet součinitelů dotvarování

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,7} = \left(\frac{35}{28}\right)^{0,7} = 1,17; \alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,2} = \left(\frac{35}{28}\right)^{0,2} = 1,05$$

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,5} = \left(\frac{35}{28}\right)^{0,5} = 1,12$$

$$\beta_H = 1,5 * (1 + (0,0012 * RH)^{18}) * h_0 = 1,5 * (1 + (0,0012 * 70)^{18}) * 86 = 384,59$$

RH ...vlhkost prostředí =70%

h_0 ...náhradní rozměr prvku=86 mm

$$\beta_{f_{cm}} = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{28}} = 3,17$$

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 * \sqrt[3]{h_0}} * \alpha_1\right) * \alpha_2 = \left(1 + \frac{1 - \frac{70}{100}}{0,1 * \sqrt[3]{86}} * 1,17\right) * 1,05 = 1,88$$

Vzorce pro hodnoty v tabulce:

$$\beta(t_x) = \frac{1}{(0,1 + t_y^{0,2})}$$

t_y ...dny v tabulce vedle sloupce y

$$\varphi_x = \beta_{f_{cm}} * \varphi_{RH} * \beta(t_x)$$

$$\beta_c(t_x, t_y) = \left(\frac{t_x - t_y}{\beta_H + t_x - t_y}\right)^{0,3}$$

t_x ...dny v tabulce vedle sloupce x

x	$\varphi(t_x, t_y)$			$\beta(t_x)$	φ_x	$\beta_c(t_x, t_y)$	$\varphi(t_x; t_y)$
	dny	y	dny				
1	52	0	28	0,488449545	2,910791487	0,42724506	1,24362129
2	244	0	28	0,488449545	2,910791487	0,73580494	2,14177474
3	10000	0	28	0,488449545	2,910791487	0,98871164	2,87793342
4	18250	0	28	0,488449545	2,910791487	0,99375374	2,89260993
2	244	1	52	0,434038219	2,586540953	0,71900223	1,85972871
3	10000	1	52	0,434038219	2,586540953	0,98868507	2,55727441
4	18250	1	52	0,434038219	2,586540953	0,99374561	2,57036373
3	10000	2	244	0,322324337	1,920810337	0,9884679	1,89865936
4	18250	2	244	0,322324337	1,920810337	0,99367983	1,90867049
4	18250	3	10000	0,156016622	0,929741589	0,98642409	0,9171195

4.2 Výpočet přetvoření dílčích intervalů (TDA)

Interval t_0 až t_1

$N_{t_0} = 1720,50 \text{ kN}$...průměrná hodnota normálové síly ve sloupu

$$\varepsilon_{el}(t_0) = \frac{N_{t_0}/A}{E} = \frac{1720,5 * 10^3/0,25}{30 * 10^9} = 0,2294$$

$$\Delta\varepsilon_c(t_1, t_0) = \varepsilon_{el}(t_0) * \varphi(t_1, t_0) = 0,2294 * 1,2436 = 0,2853$$

...zkrácení sloupu od dotvarování vložené do modelu

$N_{t_1} = 1594,46 \text{ kN}$...hodnota normálové síly po započtení zkrácení $\Delta\varepsilon_c(t_1, t_0)$

$$\Delta N_{t_1} = N_{t_1} - N_{t_0} = -126,06 \text{ kN}$$

Interval t_1 až t_2

$$\varepsilon_{el}(t_1) = \frac{\Delta N_{t_1}/A}{E} = \frac{-126,06 * 10^3/0,25}{30 * 10^9} = -0,016808$$

$$\begin{aligned} \Delta\varepsilon_c(t_2, t_1) &= \varepsilon_{el}(t_0) * (\varphi(t_2, t_0) - \varphi(t_1, t_0)) + \varepsilon_{el}(t_1) * \varphi(t_2, t_1) \\ &= 0,2294 * (2,1418 - 1,2436) - 0,01681 * 1,8597 = 0,1748 \end{aligned}$$

...zkrácení sloupu od dotvarování vložené do modelu

$N_{t_2} = 1594,46 \text{ kN}$...hodnota normálové síly po započtení zkrácení od obou intervalů

$$\Delta N_{t_2} = N_{t_2} - N_{t_1} = -77,43 \text{ kN}$$

Interval t_2 až t_3

$$\varepsilon_{el}(t_2) = \frac{\Delta N_{t_2}/A}{E} = \frac{-77,43 * 10^3/0,25}{30 * 10^9} = -0,0010324$$

$$\begin{aligned} \Delta\varepsilon_c(t_3, t_2) &= \varepsilon_{el}(t_0) * (\varphi(t_3, t_0) - \varphi(t_2, t_0)) + \varepsilon_{el}(t_1) * (\varphi(t_3, t_1) - \varphi(t_2, t_1)) + \varepsilon_{el}(t_2) \\ &\quad * \varphi(t_3, t_2) \\ &= 0,2294 * (2,8779 - 2,1418) - 0,01681 * (2,5573 - 1,8597) - 0,00103 \\ &\quad * 1,8987 = 0,1376 \end{aligned}$$

...zkrácení sloupu od dotvarování vložené do modelu

$$N_{t_3} = 1456,86 \text{ kN}$$

...hodnota normálové síly po započtení zkrácení z předchozích intervalů

$$\Delta N_{t_3} = N_{t_3} - N_{t_2} = -60,17 \text{ kN}$$

Interval t_3 až t_4

$$\varepsilon_{el}(t_3) = \frac{\Delta N_{t_3}/A}{E} = \frac{-60,17 * 10^3/0,25}{30 * 10^9} = -0,000802$$

$$\begin{aligned} \Delta\varepsilon_c(t_4, t_3) &= \varepsilon_{el}(t_0) * (\varphi(t_4, t_0) - \varphi(t_3, t_0)) + \varepsilon_{el}(t_1) * (\varphi(t_4, t_1) - \varphi(t_3, t_1)) + \varepsilon_{el}(t_2) \\ &\quad * (\varphi(t_4, t_2) - \varphi(t_3, t_2)) + \varepsilon_{el}(t_3) * \varphi(t_4, t_3) \\ &= 0,2294 * (2,8926 - 2,8779) - 0,01681 * (2,5704 - 2,5573) - 0,00103 \\ &\quad * (1,9087 - 1,8987) - 0,000802 * 0,9171 = -0,00431 \end{aligned}$$

...zkrácení sloupu od dotvarování vložené do modelu

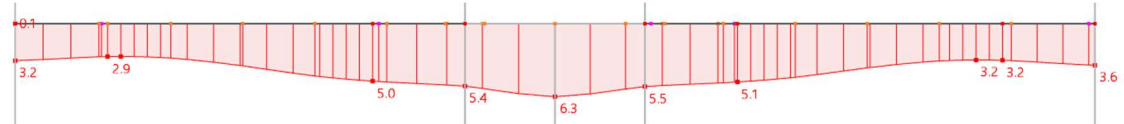
$N_{t_4} = 1458,63 \text{ kN}$...hodnota normálové síly po započtení zkrácení ze všech intervalů

4.3 Vnesení TDA do modelu

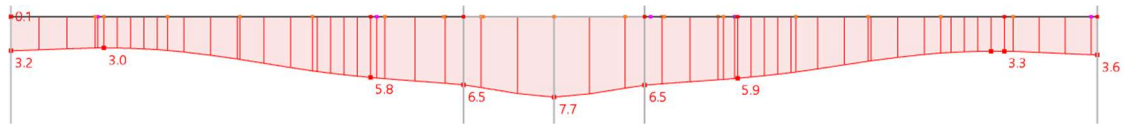
V modelu v RFEM 6 byly vytvořeny zatěžovací stavy $t_0, t_1 \dots t_4$, do každého stavu bylo vloženo zatížení poměrné deformace sloupu, které mělo velikost $\Delta \varepsilon_c(t_x, t_y)$ z výpočtu na stránce výše, tyto zatěžovací stavy pak byly postupně přičítány v kombinacích, kombinace v čase t_4 tedy obsahovala přetvoření ze všech intervalů.

Výsledné hodnoty průhybů ve zvolených časech:

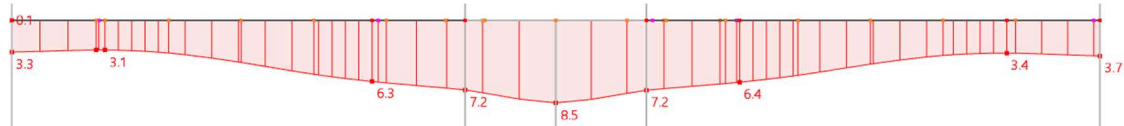
V čase t_0



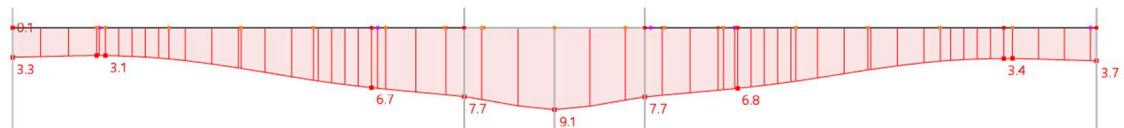
V čase t_1



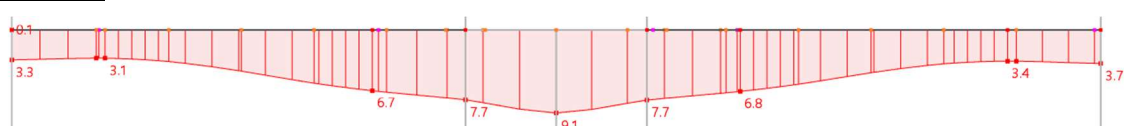
V čase t_2



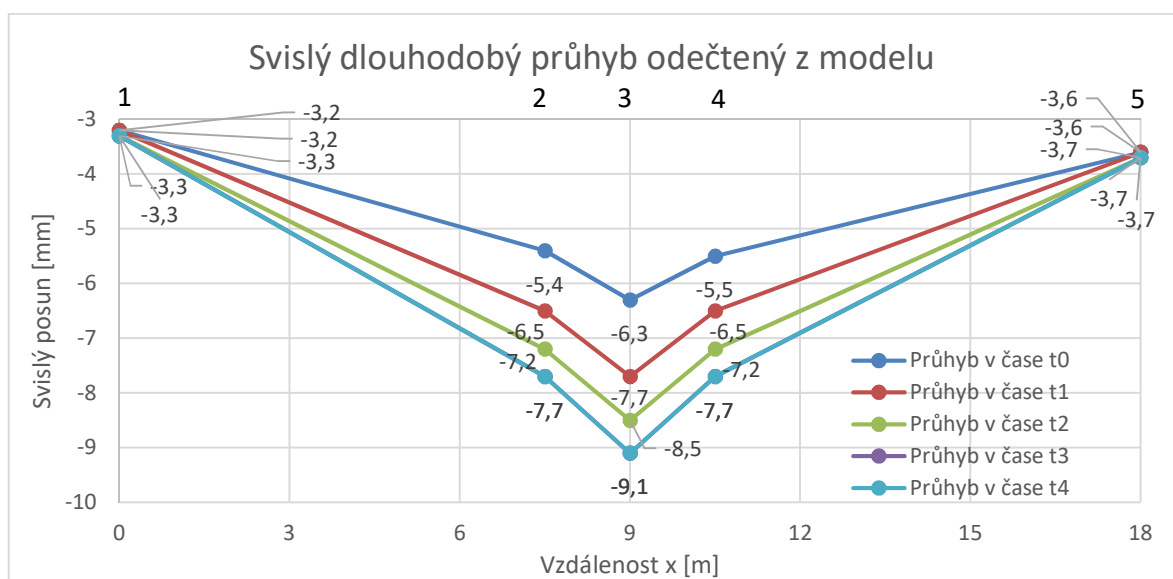
V čase t_3



V čase t_4



V grafu



5. ZÁVĚR Z ČÁSTI C

Výsledky z geodetického měření a z výpočetního programu se nepodařilo přesně srovnat, daná nepřesnost je způsobena použitím lineární analýzy, která zanedbává vliv trhlin, další nepřesností může být vliv desek a žeber stropu, které ovlivní tuhost vazníků.

Navzdory těmto nedostatkům se model v globálním měřítku chová stejným způsobem, jaký určilo měření a je na něm možné dobře popsat vlivy dodatečného předpětí.

Z tohoto modelu bylo zároveň zřejmé, že velikost předpínací síly původní rekonstrukce 2000 kN je přehnaná, protože při této velikosti předpínací síly dojde k přetlačení účinků vlastní hmotnosti.

Dále byl spočítáno dlouhodobý průhyb metodou TDA, který vyšel -9,1 mm uprostřed rozpětí.

6. SEZNAM PŘÍLOH

Příloha 1- Statický výpočet-dodatečné předpětí

Příloha 2- Statický výpočet-patka

Příloha 3- Statický výpočet-zesílení obetonováním

Příloha 4- Technická zpráva-dodatečné předpětí

Příloha 5- Technická zpráva- obetonování

Příloha 6- Výkresová dokumentace

7. BIBLIOGRAFIE

1. **Ústav pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví.** ČSN 73 0038-*Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí.* Praha : autor neznámý, 2019.
2. **Ústav pro technickou normalizaci, metrologii a státního zkušebnictví.** ČSN EN 1991-1-3- *Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem.*
3. **Ústav pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví.** ČSN EN 1991-1-4 *Zatížení konstrukcí – Obecná část – Zatížení větrem.* 2020.
4. —. ČSN EN 1991-1-1 *Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb.*
5. **Ústav pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví.** ČSN EN 1990 *Zásady navrhování konstrukcí.* Praha : Český normalizační institut, 2004.
6. **Ústav pro technickou normalizaci, metrologii a státního zkušebnictví.** ČSN EN 1992-1-1 *Navrhování betonových konstrukcí: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.*
7. **Ústav pro technickou normalizaci, metrologii a státního zkušebnictví.** ČSN EN 1992-1-2: *Obecná pravidla- Navrhování konstrukcí na účinky požáru.* Praha : Český normalizační institut, 2006.
8. **Jiří Bureš, Michal Vojkůvka.** *Monitoring svislých deformací při statickém zajišťování stavebních konstrukcí.*
9. **Vácha, Ing. Jaroslav.** *Předpjatý beton pro mostní stavby.* místo neznámé : VUT v Brně, 1984.
10. **Doc. ing. Zdeněk Kaucký, Csc.** *Navrhování konstrukcí z předpjatého betonu podle ČSN 73 1251.* Praha : SNTL, 1970.
11. **Ústav pro technickou normalizaci, metrologii a státního zkušebnictví.** ČSN 73 6221 *Prohlídky mostů pozemních komunikací.*
12. **Ústav pro technickou normalizaci, metrologii a státního zkušebnictví.** ČSN 1050-1950-*Zatížení staveb.* Praha : autor neznámý, 1950.