

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

FAKULTA STAVEBNÍ

KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ



BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

**STUDIE VLIVU NÁSTAVBY NA NOSNOU KONSTRUKCI
STÁVAJÍCÍHO ZDRAVOTNÍHO STŘEDISKA**

**STUDY ON THE EFFECT OF A SUPERSTRUCTURE ON A LOAD-
BEARING STRUCTURE OF THE EXISTING HEALTH CENTER**

Vypracoval: Jan Jochman

Vedoucí bakalářské práce: Ing. Josef Novák, Ph.D.

Praha 2020



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>Jochman</u>	Jméno: <u>Jan</u>	Osobní číslo: <u>458498</u>
Zadávací katedra: <u>Katedra betonových a zděných konstrukcí</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce pozemních staveb</u>		

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: <u>Studie vlivu nástavby na nosnou konstrukci stávajícího zdravotního střediska</u>	
Název bakalářské práce anglicky: <u>Study on the effect of a superstructure on a load-bearing structure of the existing health center</u>	
Pokyny pro vypracování: Bakalářská práce bude obsahovat následující dílčí části: Popis řešeného objektu. Předběžný stavebně technický průzkum. Studie vlivu nástavby na nosnou konstrukci stávajícího objektu - vyhodnocení únosnosti vybraných konstrukčních prvků při uvážení účinků zatížení podle současných platných norem. Předběžný návrh opatření zesílení nevyhovujících prvků stávající konstrukce.	
Seznam doporučené literatury: Původní projektová dokumentace BILČÍK, Juraj a Jiří DOHNÁLEK. Sanace betonových konstrukcí. 1. vyd. Bratislava: Jaga group, 2003. DROCHYTKA, Rostislav. Technické podmínky pro sanace betonových konstrukcí TP SSBK III. Brno: Sdružení pro sanace betonových konstrukcí, 2012	
Jméno vedoucího bakalářské práce: <u>Ing. Josef Novák, Ph.D.</u>	
Datum zadání bakalářské práce: <u>21.2.2020</u>	Termín odevzdání bakalářské práce: <u>17.05.2020</u> <i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>
_____ Podpis vedoucího práce	_____ Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

<i>Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.</i>	
_____ Datum převzetí zadání	_____ Podpis studenta(ky)

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že předložená práce je mým původním autorským dílem, které jsem vypracoval samostatně. Veškerou literaturu a další zdroje, z nichž jsem čerpal, v práci řádně cituji a jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

Jsem si vědom, že se na moji práci vztahují práva a povinnosti vyplývající ze zákona č. 121/2000 Sb., ve znění zákona č. 81/2005 Sb.

V Praze, dne 24.5.2020

Jan Jochman

Poděkování

Rád bych poděkoval Ing. Josefovi Novákovi, Ph.D. za odborné vedení a vstřícnost při konzultacích. Dále bych chtěl poděkovat firmě MOSTMEDICO spol. s r.o., která mi poskytla přístup do objektu a projektovou dokumentaci ke stavbě.

ABSTRAKT

Bakalářská práce se věnuje studii vlivu nástavby na nosnou konstrukci stávajícího objektu. Práce je rozdělena do dvou ucelených částí, které na sebe plynule navazují. Úvodní, teoretická, část shrnuje poznatky k provádění stavebně technických průzkumů a diagnostickým metodám pro ověření stavu betonových konstrukcí. Navazující část se zabývá studií vlivu nástavby na nosnou konstrukci stávajícího objektu. Zpracován je předběžný stavebně technický průzkum, který obsahuje popis konstrukčního systému z dochované projektové dokumentace a souhrn poznatků z prohlídky stavby včetně vyhodnocení výsledků ze zkoušky Schmidovým tvrdoměrem. V závěru práce je zpracováno posouzení nosné konstrukce objektu, ke kterému dojde vlivem provedení nástavby. Součástí posouzení je i předběžný návrh úprav konstrukce. Na základě výsledků studie lze usuzovat, že úprava objektu v podobě nové odlehčovací desky z důvodu nedostatečné únosnosti stropní konstrukce 2. NP bude nutná.

KLÍČOVÁ SLOVA

Stavebně technický průzkum, nástavba, Schmidův tvrdoměr, železobeton

ABSTRACT

The bachelor thesis deals with the study on the effect of a single-storey extension on the existing building. The thesis is divided into two comprehensive parts which follow each other. The initial, theoretical, part summarizes findings about the elaboration of building survey and diagnostic methods for the structural condition assessment of concrete structures. The following part is focused on the study on the effect of the single-storey extension on the load-bearing structure of the existing building. The preliminary building survey conducted within the study shows the description of a structural system from the preserved building design documentation and the summary of findings from the site inspection including the evaluation of results from Schmidt hammer test. At the end of the thesis, the structural analysis of the load-bearing structure is conducted on a numerical model with the additional loading assigned by the extension. Moreover, the preliminary concept of structure strengthening is proposed. Based on the results, the single-storey extension will require new reinforced concrete slab for load transfer from existing concrete rib slab.

KEY WORDS

Building survey, storey extension, Schmidt hammer, reinforced concrete

Obsah	
1. Úvod	8
Teoretická část	10
2. Stavebně technické průzkumy	10
2.1. Náležitosti stavebně technického průzkumu	10
2.2. Dělení a rozsah stavebně technických průzkumů	12
2.3. Diagnostické metody stavebně technického průzkumu	14
2.3.1. Vizuální prohlídka	14
2.3.2. Stanovení fyzikálně-mechanických vlastností betonu a oceli	15
2.3.3. Stanovení korozního narušení betonu a oceli	17
2.3.4. Určování polohy výztuže	17
2.3.5. Zatěžovací zkoušky	17
Praktická část	19
3. Předběžný stavebně technický průzkum	19
3.1. Úvod stavebně technického průzkumu	19
3.2. Popis objektu	20
3.3. Popis nosných konstrukcí	23
3.4. Použité materiály nosných konstrukcí	26
3.4.1. Použité druhy betonu	26
3.4.2. Použité druhy oceli	28
3.4.3. Použitý druh zdiva	28
3.5. Použité metody a výsledky	29
3.5.1. Vizuální prohlídka	29
3.5.2. Tvrdoměrná zkouška Schmidovým tvrdoměrem	30
3.6. Závěr stavebně technického průzkumu	35
4. Výpočtová část	36
4.1. Úvod výpočtové části	36
4.2. Posouzení stávající stropní konstrukce	36
4.2.1. Posouzení trámu	41
4.3. Posouzení nosných sloupů	43
4.3.1. Vývoj výpočetního modelu pro posouzení sloupů	43
4.3.2. Posouzení štíhlosti sloupů	46
4.3.3. Posouzení sloupu na dodatečné zatížení	49

4.4. Závěr výpočtové části.....	56
5. Závěr	57
Seznam zdrojů.....	58
Seznam použitých programů	59
Seznam obrázků.....	59
Seznam tabulek.....	60
Seznam příloh	60
Příloha č.1 - Posudek vybraných sloupů v program FIN EC Beton	61

1. Úvod

V 50. letech minulého století zažívalo město Most značný hospodářský vývoj, a to především díky nalezištím obřích zásob hnědého uhlí v Mostecké pánvi.

S nárůstem pracovních pozic bylo nutné zahájit výstavbu nových sídlišť, která ležela nedaleko starého Mostu. V tuto dobu se však na sídlištích nepočítalo se stavbami vyšší občanské vybavenosti, lidé ze sídlišť tedy jezdili za potřebami do starého města Most. Zvrat nastal roku 1964, kdy vedení Komunistické strany Československa rozhodlo o postupné likvidaci celého starého města. S tím však přišla nutnost navrhnout v novém městě stavby vyšší občanské vybavenosti a bydlení pro tisíce zaměstnanců, kteří se do města díky jisté práci chystali.

Díky tomu vznikaly unikátní stavby, které v tehdeším Československu neměly obdob. Ať už se jedná o dnešní SHD Komes, hotel Cascade, obchodní dům Prior, kulturní dům Repre či zdravotní střediska.

Všechny tyto unikátní stavby však již v dnešní době nestačí, poptávka po službách roste, a s tím i investoři, vlastníci pozemky s danou stavbou vyšší vybavenosti, stojí před rozhodnutím, zda je vzhledem k jejich situaci výhodnějším a vhodnějším řešením stávající stavbu ponechat, vybudovat na ní (k ní) nástavbu (přístavbu), anebo celý stávající objekt zbourat a na pozemku vybudovat objekt zcela nový.

Předmětem této bakalářské práce je tedy provedení studie vlivu nástavby na konstrukční systém stávajícího objektu umístěného ve městě Most.

Jedná se o zdravotní středisko postavené v bývalé Zahradní čtvrti, jehož současná kapacita již nestačí na poptávku po zdravotních službách.

Cílem práce je ověřit proveditelnost nástavby a vliv přetížení na stávající konstrukci.

Práce se skládá ze dvou ucelených částí, které na sebe plynule navazují.

Úvodní část se zabývá stavebně technickým průzkumem. Jsou zde popsány různé druhy průzkumů, včetně důležitých náležitostí pro jejich provedení.

Součástí úvodní části je i přehled základních diagnostických metod, které se běžně využívají pro hodnocení stavu železobetonových konstrukcí. Shrnuté poznatky se využily pro zpracování následující části práce.

Následující část se věnuje studii vybraného objektu a vlivu nástavby na jeho nosnou konstrukci.

Prezentovány jsou důležité poznatky z dochované projektové dokumentace a prohlídky stavby. Ta spočívala především ve vizuální kontrole stavu nosné konstrukce a určení skutečné pevnosti betonu nedestruktivní zkouškou Schmidovým tvrdoměrem u vybraných konstrukčních prvků. Získané informace byly využity pro zpracování numerického modelu objektu, který sloužil pro ověření jeho únosnosti při zohlednění přetížení od plánované nástavby. Analýza numerického modelu byla provedena sofistikovaným výpočetním nástroji metodou konečných prvků.

Získané výsledky demonstrují, že provedení nástavby bude vyžadovat úpravu určitých částí nosné konstrukce. Zejména se jedná o stávající střešní konstrukci, jejíž ohybová únosnost bude z důvodu zvýšeného proměnného zatížení nevyhovující.

Teoretická část

2. Stavebně technické průzkumy

Stavebně technické průzkumy vycházejí z normy ČSN ISO 13822 – Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí.

Tyto průzkumy slouží jako důležitý podkladový materiál při jakýchkoliv změnách týkajících se stavebního objektu, jako je změna užívání stavby, rekonstrukce, případně přístavba apod.

Charakterizují převážně nosnou konstrukci, správnost návrhu a její stav z hlediska degradace, což se souhrnně označuje jako diagnostika.

Zhodnocení stavebního průzkumu spočívá ve vyhodnocení, zda je daný záměr pro objekt možné realizovat, a jaké sanační opatření je k tomu nutné splnit.

„Stavebně technickým průzkumem rozumíme činnost, která s pomocí nejrůznějších terénních i laboratorních metodik je schopna s vynaložením přiměřených nákladů získat potřebné informace o vybrané konstrukci.“¹

K definování průzkumů přispívá i Vojtěch Mencl, když uvádí: *„Stavebně technický průzkum je základním typem průzkumu pro výsledné hodnocení nosné konstrukce stavby. Jednotlivé etapy průzkumu jsou úzce spjaty s procesem hodnocení nosné konstrukce.“²*

2.1. Náležitosti stavebně technického průzkumu

Z předchozích slov je patrné, že stavebně technický průzkum (dále jen STP, případně *průzkum*) je nezbytnou součástí staveb.

Mezi hlavní cíle průzkumu patří zjištění technického stavu konstrukce. Objevení, zda má daná konstrukce nějaké vady či poruchy a jejich následné sledování, s ohledem na životnost stavby do budoucna. Průzkum si může objednat jak vlastník konstrukce, tak fyzické a právnické osoby s přenesenými vlastnickými právy, případně investorský

¹DROCHYTKA, Rostislav, a kol. *Technické podmínky pro sanace betonových konstrukcí TP SSBK III*. Str. 55. Brno: Sdružení pro sanace betonových konstrukcí. 2012. ISBN: 978-80-260-2210-7.

²MENCL, Vojtěch. *MP 8.1 Stavebně technické průzkumy*. Str. 20. Praha: ČKAIT. 2012. ISBN 978-80-87438-27-5.

útvár. Ceny zhotovení průzkumu se poté řídí dle právních předpisů, často se například vyhlašují veřejné soutěže o zakázku.

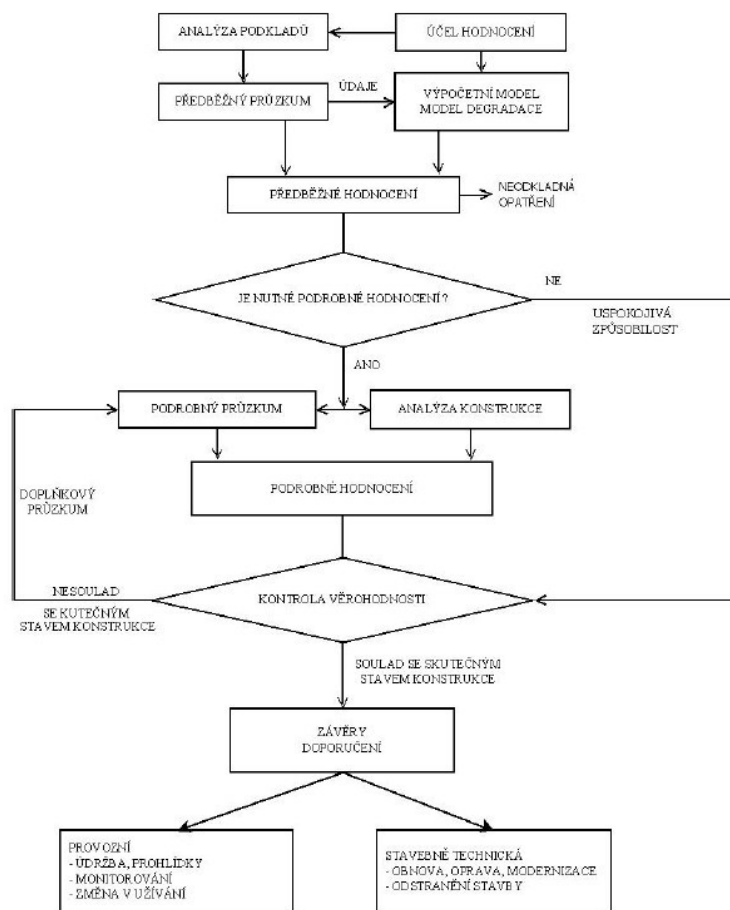
Před provedením STP je důležité určit vhodnou metodu provádění. Z rozsáhlého množství metod se běžně hojně využívají metody pro posuzování stavu povrchových úprav, nebo třeba metody zabývající se zatěžovacími zkouškami.

Průzkumy vycházejí z předem vypracovaných dokumentů, které řeší postupy práce. Tyto dokumenty zohledňují například předchozí průzkumy, dále obsahují účel realizace průzkumu, nebo třeba zpracovatele, který průzkum zhotoví.

Pro průzkum jsou také velmi důležité podkladové materiály, které se před samotnou realizací shromažďují v co největším možném počtu. Mezi tyto materiály lze začlenit stavební deníky, různé záznamy týkající se stavby, nebo výkresové stavební dokumentace.

Dále je velmi důležité se zabývat podněty, které k provedení průzkumu vedou. Po provedení průzkumu se veškeré zjištěné informace zhodnocují a zpracovávají. [1]

Diagram technického průzkumu a hodnocení stavebně technického průzkumu v souladu s požadavky normy ČSN ISO 13822 jsou na obr. 1.



Obr. 1 – Hodnocení stavebně technického průzkumu [2]

2.2. Dělení a rozsah stavebně technických průzkumů

Systém dělení je převzat z metodické příručky s názvem *Stavebně technické průzkumy: MP 8.1, metodická pomůcka k činnosti autorizovaných osob*. Lze tedy rozlišovat: [2]

- **STP staveb před jejím dokončením** – Tato kategorie zahrnuje stavby technicky nedokončené nebo před udělením kolaudačního souhlasu dle stavebního zákona. Průzkum zjišťuje, zda v průběhu stavby nedošlo k nepříznivé situaci, která by měla nepříznivý důsledek na kvalitu stavby. Mezi tyto situace může patřit nedodržení technologických postupů, nepředvídané mimořádné podmínky či hrubé lidské chyby při provádění stavby. [2]
- **STP staveb při provozu** – Jedná se o nejčastěji prováděný typ stavebního průzkumu. Zjišťuje převážně vliv zatížení a vnějších vlivů na stavbu a je

součástí systému péče o daný stavební objekt. Během provozu se můžeme setkat též s mimořádným technickým průzkumem, který je požadován především při změně zatížení budovy, např. při nástavbě, přestavbě, změně užívání, mimořádných zatíženích apod. [2]

- **STP staveb před jejich obnovou** – Zabývá se sanacemi, které jsou nutné k obnově funkčnosti staveb. Je vhodné navrhnout i možnosti recyklace částí konstrukcí, které budou v rámci obnovy stavby odstraněny. [2]
- **STP před odstraněním stavby** – Je podkladem pro technologický postup při demolici stavby. Převážně zjišťuje nebezpečnost použitých materiálů v konstrukcích a vhodný stavebně-technologický postup. [2]

Co se týká rozsahu průzkumu, lze říct, že: „*Rozsah stavebně technického průzkumu je dán především účelem, pro který se průzkum provádí, stavem posuzovaného objektu, přístupností jeho jednotlivých částí i dalšími okolnostmi.*“³

Dle rozsahu lze rozlišovat tři typy průzkumu, a tedy:

- **Předběžný STP** – Cílem průzkumu je poskytnout vstupní informace, popsat konstrukční systém daného objektu a nalezení rizikových oblastí konstrukce. Provádí se předběžné hodnocení konstrukce, která slouží jako informace pro prvotní fáze rozhodovacího procesu a jak již samotný název naznačuje, jde o předběžné posouzení, které není možné nahradit podrobným posouzením, jedná se totiž o jeho předlohu. [1]
- **Podrobný STP** – Vychází se z předběžného stavebního průzkumu, který se zabývá orientačním posouzením konstrukce, zde je cílem již zcela podrobné zdokumentování konstrukce, kontroly správnosti se dosahuje použitím více typů zkušebních metod. Výsledné podklady slouží pro další zpracování projektu rekonstrukce a pro vhodné zvolení sanačních postupů. [1]
- **Doplňkový STP** – slouží k doplnění, případně upřesnění, údajů získaných z podrobného STP. [1]

³ DROCHYTKA, Rostislav, a kol. *Technické podmínky pro sanace betonových konstrukcí TP SSBK III*. Str. 57. Brno: Sdružení pro sanace betonových konstrukcí. 2012. ISBN: 978-80-260-2210-7.

2.3. Diagnostické metody stavebně technického průzkumu

V dnešní době se lze setkat s řadou metod vhodných pro diagnostiku sledované konstrukce. Vhodnost použití té, které metody se především odvíjí od její přesnosti, rychlosti. Nedílnou součástí pro posouzení vhodnosti je též cena.

Mezi běžné metody využívané pro betonové konstrukce lze zařadit metody vizuální, metody zaměřené na stanovení fyzikálně-mechanických vlastností betonu a oceli, metody zaměřené na stanovení stupně korozního narušení betonu a oceli, metody určování polohy výztuže a zatěžovací zkoušky. [1]

2.3.1. Vizuální prohlídka

Vizuální prohlídka patří mezi základní, důležité diagnostické postupy v každém stavebně technickém průzkumu. Pečlivě a dobře provedená prohlídka dokáže odhalit nedokonalosti prakticky v celé ploše sledované/řešené konstrukce. Během pozorování objektu lze odhalit známky koroze, některé neobvyklé trhliny, nebo třeba i vlhká místa, která si zasluhují pozornost. Při vizuální prohlídce, kromě zraku, svou roli hrají i další lidské smysly, jako je sluch, hmat a čich. Též se používají různé pomocné nástroje, jako je například zvětšovací sklo. [1] [3]

Při prohlídce se zaměřujeme převážně na hloubku narušení povrchových vrstev – způsobeného nejrůznějšími korozními procesy – a šířku trhlin. Hloubku trhlin lze posuzovat jak nedestruktivními metodami (např. ultrazvukem), tak metodami destruktivními, jako je například vývrt. [1]

Poznatky zjištěné během prohlídky je nutné řádně zaevidovat, a to nejlépe přímo na staveništi. Lze tak učinit za pomoci jednoduchých grafických náčrtků a poznámek. Při vizuální prohlídce je též velmi vhodné pořízení podrobné fotodokumentace. [1]

Jelikož prohlídku provádí pozorovatel, je potřeba brát zřetel na to, že mohlo během posuzování stavu konstrukce dojít k subjektivnímu zkreslení reality pozorovatelem, případně mohlo dojít k nepřesnostem, které byly způsobeny nedostatečnými zkušenostmi tohoto pozorovatele. I přes možné nepřesnosti způsobené vinou pozorovatele, od vizuální prohlídky stavební konstrukce nelze upustit.

2.3.2. Stanovení fyzikálně-mechanických vlastností betonu a oceli

Předmětem kontroly fyzikálně-mechanických vlastností betonu je stanovit skutečnou hodnotu pevnosti betonu a oceli. Tyto vlastnosti lze většinou shledávat jako základ pro porovnání kvality materiálu s projektovou dokumentací.

Pro zjištění základních fyzikálně-mechanických vlastností betonu, jako je charakteristická pevnost betonu v tlaku a mez kluzu oceli, lze použít různé metody. Tyto metody budou rozebrány v následujících dvou podkapitolách. [1]

2.3.2.1. Metody užívané pro zjištění fyzikálně-mechanických vlastností betonu

Základní fyzikálně-mechanické vlastnosti betonu jsou pevnost v tlaku, pevnost v tahu a modul pružnosti. Pro výpočty je nejdůležitější ověřování hodnoty pevnosti betonu v tlaku a tuto hodnotu lze zjistit následujícími metodami.

Tvrdoměrné špičákové metody – Tato metoda se opírá o informace, které jsou o betonu známy – tedy o skutečnost, že pevnost a tvrdost betonu spolu úzce souvisí. Princip metody je založen na zarážení ostrého kovového předmětu do povrchu betonu. Nejfrekventovaněji užívaným diagnostickým přístrojem je tzv. Maškův špičák.

Metoda se pyšní svými klady, jako je například jednoduchost provedení zkoušky, a velmi lichotivý je též fakt, že je tato metoda není finančně nákladná. Jako nevýhodu je pak potřeba zmínit, že existují zkoušky, které jsou známy pro svou mnohem větší přesnost. [1] [3]

Metoda kuličkových kladívek – Metoda vychází z porovnávání dvou vtisků bez nutnosti počítání se silou úderu palice na ocelovou kuličku. Porovnává se jak vtisk, který se promítne do betonu, prostřednictvím ocelové kuličky, tak vtisk v ocelové srovnávací tyčce. Průměry těchto vtisků nám pak umožňují diagnostikovat pevnost betonu. Metoda se dnes užívá jen velmi zřídka, ve výjimečných případech. [1] [3]

Metody místního porušení – Jak již samotný název metody napovídá, jedná se o porušení betonu v určitém místě. Tato metoda je jednou z deformačních metod, která spočívá ve „vkládání“ předmětů (nástrojů) do betonu a jejich následném zpětném „vytrhávání“. [1]

Ultrazvukové impulsové metody – Metoda je založena na znalostech šíření ultrazvukových impulsů skrz materiály. U betonových konstrukcí však dochází k jistému zkreslení výsledků, které závisí na několika činitelích, které šíření ovlivňují.

Proto je vhodné u této metody předem počítat s odchylkami. Nejlépe se metoda uplatňuje v laboratorních podmínkách, kde lze činitele korigovat a dostává se nám přesnějších výsledků než při užití v terénu. [1] [3]

Stanovení pevnosti betonu na jádrových vývrtech – Odebírání částí betonové konstrukce pomocí vývrtů patří mezi nejzákladnější činnosti, které lze v souvislosti s STP učinit. Metoda nám umožňuje získat informace o pevnosti betonu, jak v tlaku, tak i v tahu, také si díky ní můžeme udělat představu o skladbě betonu, můžeme ji též použít v kombinaci s předešlými metodami a získat přesnější hodnoty, konkrétně upřesnit některé obecné kalibrační vztahy. Metoda je založena na destruktivním ničení betonu, díky kterému docházíme k nejpřesnějším závěrům. Je také důležité říct, že je podložena četnými normami, lze zmínit například normu ČSN EN 12 504-1: Zkoušení betonu v konstrukcích – Část 1: Vývrty, odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku. [1] [3] [4]

Odrázové metody – metoda Schmidtova tvrdoměru – Bylo by vhodné uvést předmět metody přímo z normy, která tuto metodu zastřešuje. Jedná se o normu ČSN 73 1373: Tvrdoměrné zkoušení betonu, a tedy: „*Tato norma uvádí postup pro zkoušení a hodnocení mechanických vlastností obyčejného hutného betonu, zpravidla pevnosti betonu v tlaku, při použití tvrdoměrných metod zkoušení. Jiné druhy betonu a jiné materiály lze zkoušet podle zásad této normy, k hodnocení výsledků zkoušení je nutno stanovit těsné korelační vztahy mezi ukazatelem nedestruktivního zkoušení a sledovanou vlastností.*“⁴

Metoda je rozšířena po celém světě, jejím největším kladem je jednoduchost a zároveň přesnost. Velkou roli hraje také cena, která je nízká. I když se jedná o metodu přesnou, výsledky mohou být ovlivněny velkou řadou různých faktorů, například stářím, vlhkostí a složením zkoušeného betonu, nebo i technickým stavem tvrdoměru, který byl použit. Podstatou Schmidtova tvrdoměru je zjišťování velikosti odrazu přístroje od povrchu, díky čemuž získáme pevnost betonu v tlaku. [1]

⁴ ČSN 73 1373. *Tvrdoměrné zkoušení betonu*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011

2.3.2.2. Stanovení mechanických vlastností výztuže

V předchozí části jsme se věnovali pevnosti betonu v tlaku, velmi důležité jsou však též zkoušky, které nám určují mechanické vlastnosti oceli neboli výztuže. Tyto informace lze získat pomocí destruktivních nebo nedestruktivních zkoušek.

Destruktivní zkoušky obsahují riziko, že by mohlo dojít k celkovému porušení konstrukce, proto je v těchto případech, více než kdy jindy, nutné dbát zvýšené opatrnosti a je nezbytně nutné kroky konzultovat se statikem. V této oblasti nám pomáhá norma: Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí, která podává základní informace, o již nepoužívaných výztužných ocelích. Tato norma je však v současnosti z části nahrazena svou přílohou, jedná se o normu ČSN 73 0038. Z normy ČSN ISO 13822 poté vycházejí normy další, které postupy upravují podrobněji.

Co se týká nedestruktivních zkoušek, lze zmínit například Brinellovy zkoušky tvrdosti, avšak je potřeba říct, že se jedná o zkoušky, které se používají zcela výjimečně a mají pouze informativní hodnotu.

2.3.3. Stanovení korozního narušení betonu a oceli

Existuje několik možností vzniku korozního porušení betonu a ocelových výztuží, známé je například narušení betonu tzv. „hladovou vodou“ či „karbonatací“. Možností, jak zjišťovat míru korozní poruchy konstrukce je velké množství, jako nejzákladnější lze pochopitelně považovat zjišťování vizuální metodou, lze také provádět zkoušky pomocí špičáku. Složitější zkoušky se provádějí například chemickými metodami, zjišťováním pH ve výluhu, rentgenovou difrakční analýzou apod. [1]

2.3.4. Určování polohy výztuže

Určování polohy výztuže je další částí stavebního průzkumu, jedná se o jednu z nejtěžších diagnostických procedur. Výsledků lze dojít dvěma způsoby, a to kombinací bouraných sond a magnetického indikátoru výztuže, a nebo rentgenometrickým a gamagrafickým prozařováním. [1] [3]

2.3.5. Zatěžovací zkoušky

Není-li možné zjistit bezpečnost konstrukce ze statického hlediska, a celkové „chování“ konstrukce, jiným způsobem, přicházejí na řadu zatěžovací zkoušky, které jsou

většinou prováděny zkušebními laboratořemi, které mají k takovýmto zkouškám akreditaci. Zatěžovací zkoušky jsou ošetřeny normou ČSN 73 2030: Zatěžovací zkoušky stavebních konstrukcí. Z této normy také vychází dělení zkoušek, lze tedy zmínit například zkoušky průkazní, které slouží k ověřování spolehlivosti, dále třeba zkoušky existujících stavebních konstrukcí. Norma rozlišuje zkoušky prováděné do dosažení únosnosti konstrukce a bez dosažení únosnosti konstrukce. [5]

Praktická část

3. Předběžný stavebně technický průzkum

3.1. Úvod stavebně technického průzkumu

Praktická část bakalářské práce se – v návaznosti na část teoretickou – věnuje posouzení konstrukčního řešení stávajícího objektu při užití aktuálně platných norem.

Jedná se o objekt Zdravotního střediska v Mostě, ulice Topolová, č.p. 1234.

Vzhledem ke skutečnosti, že úloha je zaměřená na konstrukční řešení stávajícího objektu, v první fázi bylo nezbytné provést předběžný stavebně technický průzkum, který zahrnoval následující činnosti:

- Popis objektu a technický popis nosných konstrukcí, včetně použitého materiálu
- Vizuální prohlídku přístupných částí objektu s jejich technickým hodnocením
- Pořízení fotodokumentace stavby
- Nedestruktivní stanovení pevnosti betonu v tlaku pomocí odrazové tvrdoměrné metody
- Zpracování zprávy o průzkumu

Cílem tohoto předběžného stavebně technického průzkumu, který je založen na základě zadání bakalářské práce s názvem „*Studie vlivu nástavby na nosnou konstrukci stávajícího zdravotního střediska*“ je poskytnout základní informace o nosné konstrukci objektu pro umožnění výpočtu zjištění vlivu nástavby na stávající nosné konstrukce.

Prvotním postupem ve vypracování stavebně technického průzkumu bylo shromáždění relevantních dokumentů, ze kterých by bylo patrné podrobné řešení nosného konstrukčního systému objektu. Jednalo se především o projektovou dokumentaci stavby – statiky, kterou vytvořil Krajský projektový ústav pro výstavbu měst a vesnic v Ústí nad Labem, pobočka Most. Projektová dokumentace statiky byla téměř kompletní, chyběl pouze statický výpočet k stavbě, který se nenacházel ani v archivu stavebního úřadu města Most, ani ve státním okresním archivu města Most. Dále byla k dispozici i stavební část projektové dokumentace.

Původní stavební dokumentace umožnila získat jasnou představu o geometrii konstrukce a materiálovém řešení, včetně způsobu vyztužení.

K vypracování předběžného stavebně-technického průzkumu byla použita následující zařízení:

- Měřičské pásmo 5m
- Schmidtův odrazový tvrdoměr, typ N-13
- Zednické kladivo
- Fotodokumentační zařízení Nikon D5600

3.2. Popis objektu

U Zdravotního střediska v Mostě jde v zásadě o dvoupodlažní, podsklepené, sériové objekty občanského vybavení. Zdravotní středisko se nachází v blízké vzdálenosti od samotného centra města Mostu, ležícího v severo-západní části Ústeckého kraje, obklopené sídlištěm s panelovými domy. Díky poloze velmi efektivně nabízí své zdravotní služby lidem žijícím v okolí.

Výkresové plány objektu se začaly zpracovávat roku 1973, samotná stavba byla započata roku 1973 a k samotnému dokončení stavby došlo až v roce 1976. [6]

Sklepní část objektu slouží jako jednotlivé skladovací místnosti, které využívají jak lékařská zařízení, v budově sídlící, tak i ostatní subjekty, prostory užívající (administrační zařízení). Podsklepena je pouze severní část objektu. Konstrukční výška podzemního podlaží je 3m.

První nadzemní podlaží je využíváno právě zmiňovanými lékařskými zařízeními, stejně tak se zde nacházejí další pomocné prostory. Druhé nadzemní podlaží objektu je opět využíváno zdravotnickými zařízeními, stejně tak se zde nacházejí administrační prostory. Konstrukční výška obou nadzemních podlaží je 3,6m.

Z konstrukčního a architektonického hlediska se jedná o velmi zajímavý objekt. Jde o monolitický železobetonový skelet, který je nad čtvercovým půdorysem o rozměrech 34,8 x 34,8m. Součástí objektu je vnitřní atrium o rozměru 13,2 x 13,2m. [7]

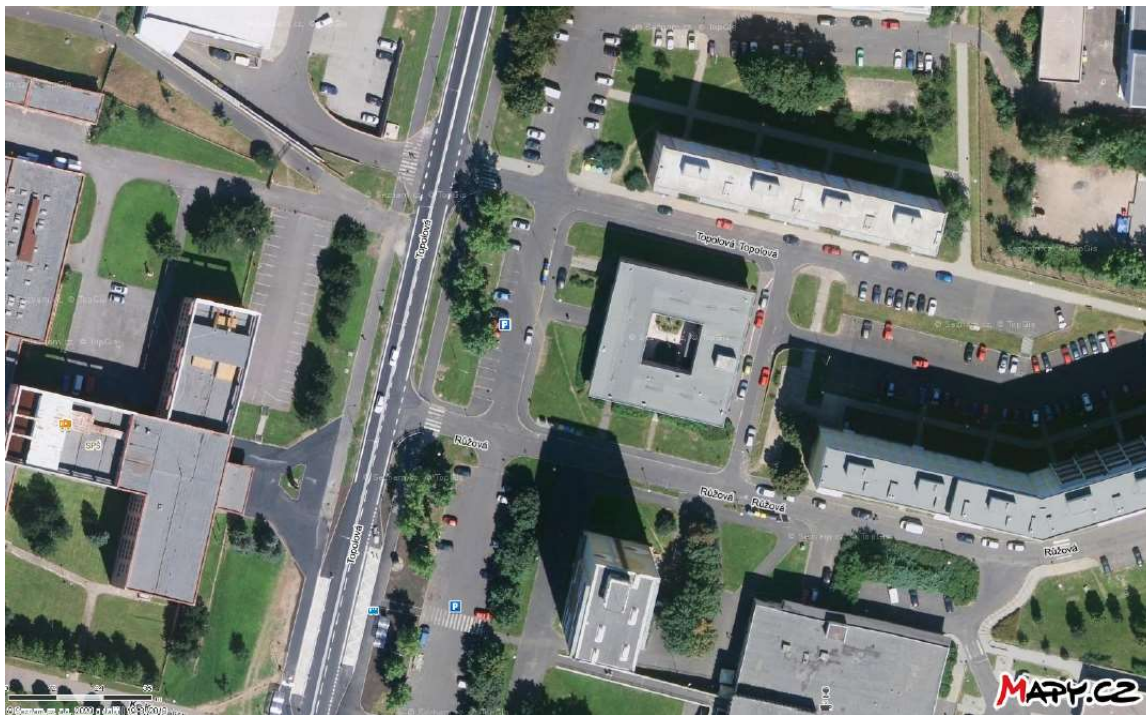
Tento skelet je navržen v modulové síti 6 x 6m, s konzolovitým přesahem stropních konstrukcí 2,4m od osy nosných sloupů, a to po celém obvodu zkoumaného objektu. Obvodový plášť budovy je (zevně i do vnitřního atria) vytvářen boletickými panely. [7]

Nosná konstrukce objektu je založena na základových patkách, tuhost objektu je zajištěna tuhou stropní konstrukcí a vetknutými sloupy. Ztužující jádro chybí. Je nutné další zkoumání, zda je ztužení objektu dostačující. [7]

Střecha objektu je plochá, s klasickým pořadím vrstev, je nepochozí.

Jelikož se jedná o podstatně starou budovu, v nedávné době došlo k jistým rekonstrukcím, konkrétně byla vyměněna stará okna za nová plastová okna a na celém objektu došlo k sanacím vnějšího obvodového pláště.

Dále bylo provedeno několik menších modernizací v rámci jednotlivých pronajímaných jednotek.



Obr. 2 – Letecký snímek objektu zdravotního střediska [8]



Obr. 3 – Boční pohled na budovu zdravotního střediska

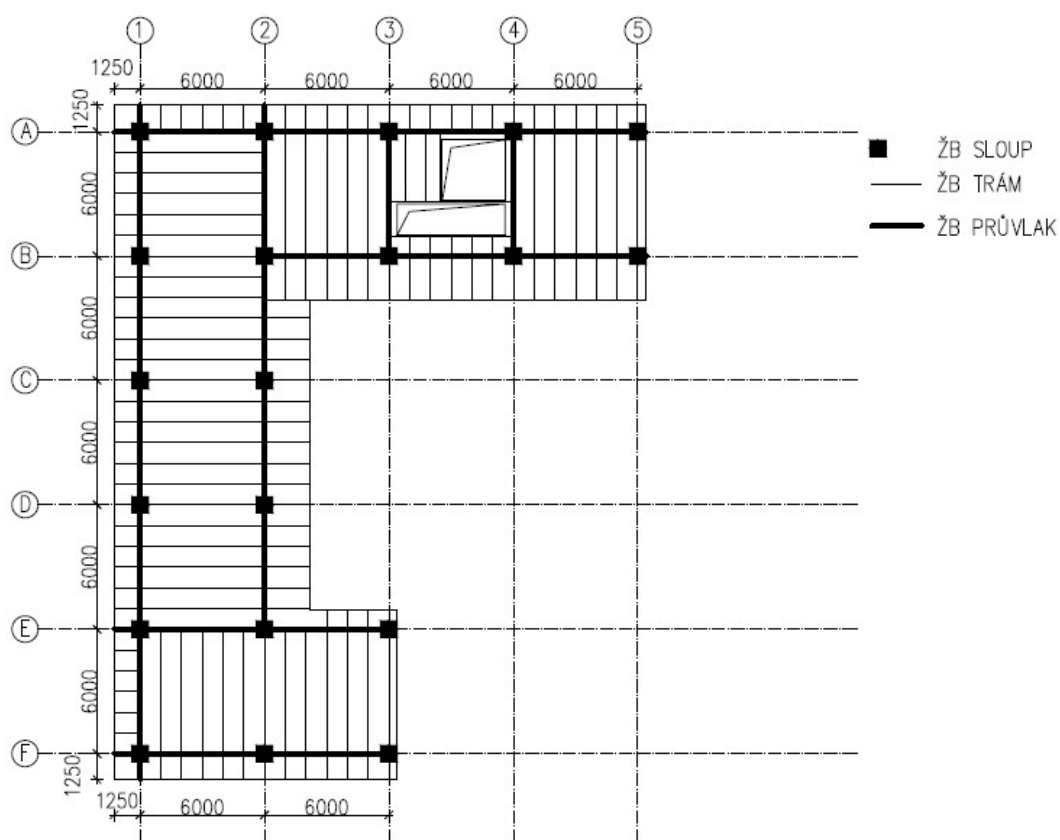


Obr. 4 – Pohled na vnitřní atrium budovy

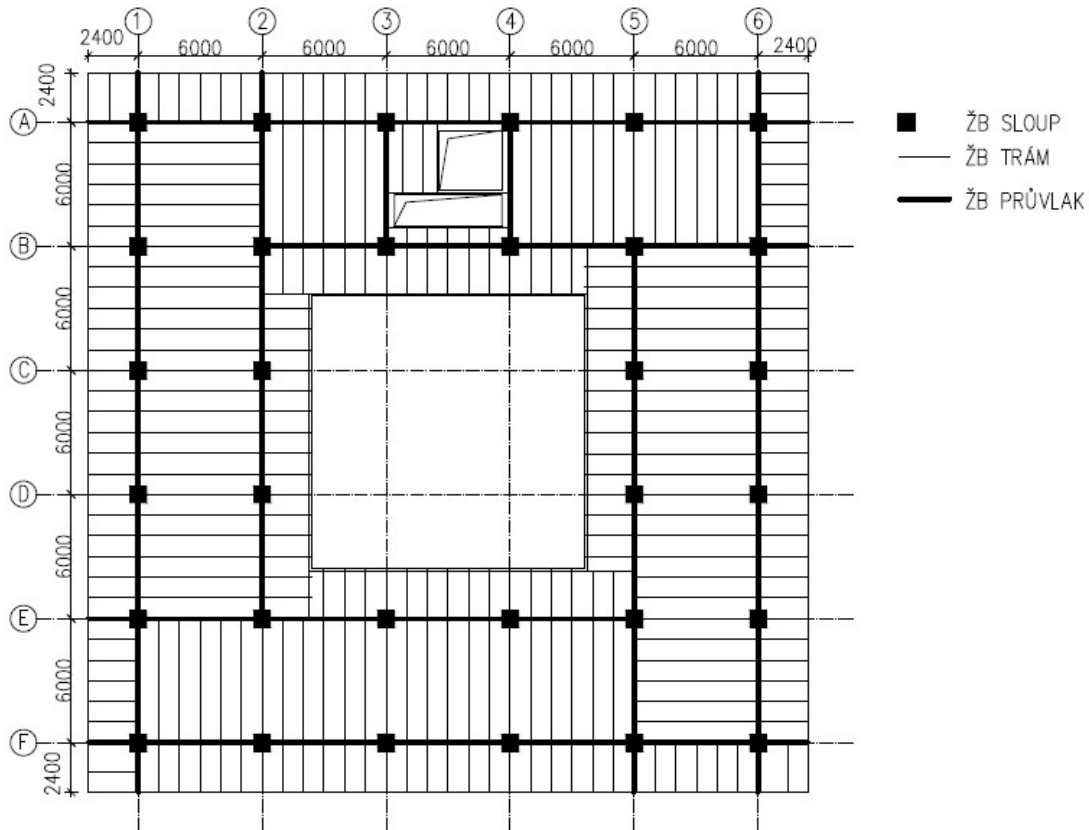
3.3. Popis nosných konstrukcí

Vodorovná nosná konstrukce

Stropní konstrukce objektu je monolitická trámová, pnutá v jednom směru. Jedná se o takzvaný bedničkový strop. Jednotlivé trámy jsou uloženy osově ve vzdálenosti po jednom metru, mezi trámy se nachází ztracené bednění, které je tvořeno bedničkami z překližek. Tyto trámy jsou monoliticky uloženy k průvlaku, rozmístění průvlaků a trámů je detailně znázorněno v projektové dokumentaci stavby. [7]



Obr. 5 – Schéma stropní konstrukce 1PP [17]

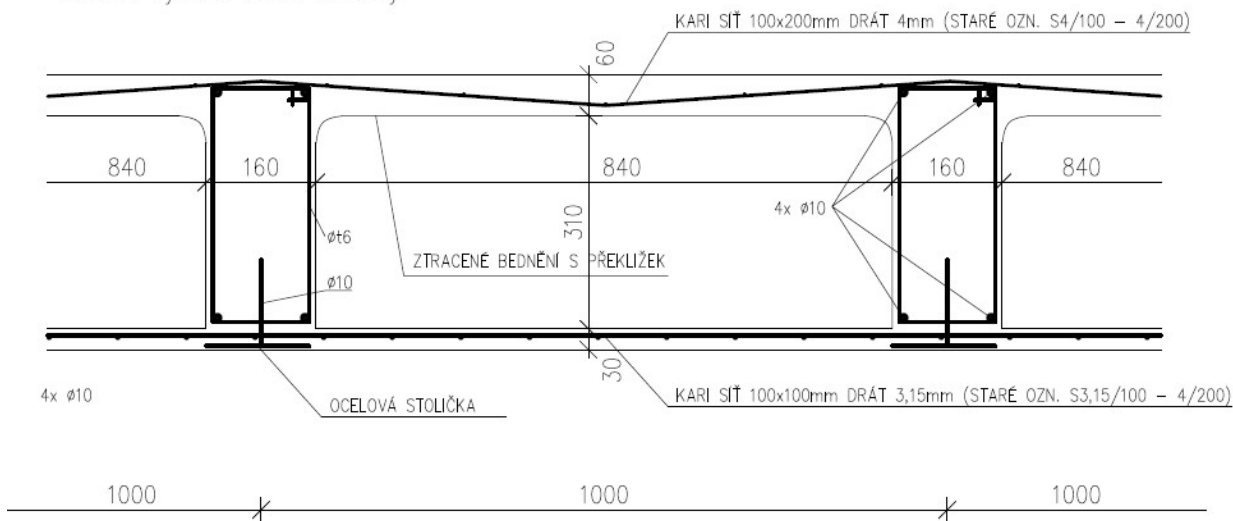


Obr. 6 – Schéma stropní konstrukce 1NP a 2 NP [17]

Bedničkový strop se v našich končinách navrhoval již před 2. světovou válkou. Zajímavostí je, že strop musel být betonován na dvakrát. Nejdříve se vybetonovala na ocelové DOKA bednění spodní podhledová železobetonová deska. Poté se již na zatvrdlý podhled kladly překližkové bedničky, po zabetonování plní bedničky funkci takzvaného ztraceného bednění. Tyto stropy se používaly převážně v případě, kdy bylo v návrhu instalovat zářivé topení, nebo jako v tomto daném případě, při návrhu zdravotního střediska, kdy se v návrhu budovy vyžaduje dokonalá čistota a není vhodné použití organického materiálu jako je například dřevo pro podhled stropu. Výhodou těchto stropů je, jako u všech trémových stropů, menší objemová spotřeba betonu, díky výhodnému tvaru žeber, které se dají posuzovat jako železobetonový T průřez. Nevýhodou a důvodem, proč se v dnešní době již téměř bedničkové stropy nenavrhují, je jeho vysoká pracnost a s tím spojená vysoká cena. [9]

Stropní konstrukce 2. NP byla navržena pouze na únosnost střešní skladby. Geometricky se neliší, bylo navrženo pouze méně výztuže ve stropních prvcích. Proto je nutné tyto konstrukční prvky posoudit na nové zatížení dle dnes platných norem. [7]

Schéma výztuže trámů a desky



Obr. 7 – Schéma rozmístění žebér a výztuže [17]

Svislá nosná konstrukce

Hlavní svislou nosnou konstrukci tvoří monolitické železobetonové sloupy o rozměrech 400x400mm, tyto sloupy jsou vetknuté do základových patek. Sloupy nejsou masivně vyztuženy a plocha podélné výztuže při posouzení sloupu se bude blížit k minimální ploše výztuže. [7] [10]

Vzhledem k tomu, že v budově není ztužující jádro, ani žádný jiný ztužující masivní prvek, je nutné sloup posoudit na štíhlost tlačných prvků.

Krytí výztuže je dle dnešních norem již nevyhovujících 15mm. Rozmístění výztuže je detailně zobrazeno ve výpočtové části práce.

Po obvodu budovy se nachází suterénní stěna o tl. 250mm, stěna je založena na ozubu v základové desce, není jasně definováno spolupůsobení suterénní stěny a hlavní nosné skeletové konstrukce. K suterénní stěně jsou však z části ukotveny boletické panely, z tohoto důvodu přenáší část zatížení větrem. [7]

Šachta výtahu, o vnějších rozměrech 3,2 x 2,9 m, je vyžděna samostatně, v místě vynechaném na skeletové konstrukci, konstrukce výtahové šachty sama nese

strojovnu výtahu, bez závislosti hlavního konstrukčního systému, což značí, že neslouží k ztužení objektu. [7]

Dvouramenné přímé schodiště

Schodiště bylo vybetonováno do konstrukce skeletu dodatečně, a s touto konstrukcí je spojeno prostřednictvím kotevní výztuže a kapes v průvlacích. [7]

Základy budovy

Nosné železobetonové sloupy jsou založeny na základových patkách. Základové patky jsou čtvercového půdorysu 2,1x2,1m, jejich hloubka je 600mm. Pod patkami se nachází dodatečný podkladní beton o tloušťce 50 mm. [7]

Výtahová šachta je založena samostatně na základových pasech z prostého betonu. [7]

Základové desky jsou rozmístěny pod podlahami suterénu a v přízemí nepodsklepených částí. Desky mají tloušťku 150mm a jsou vyztužené kari sítěmi. Suterénní stěna je po obvodu založena na ozub v základové desce. [7]

3.4. Použité materiály nosných konstrukcí

3.4.1. Použité druhy betonu

Na stavbu objektu byly použity druhy betonu, které vycházejí z dnes již neplatné normy ČSN 73 2001, a tedy:

- B 330 – celá nosná konstrukce skeletu čili veškeré sloupy, stropní konstrukce a v neposlední řadě i schodiště [7]
- B 25P – deska pod podlahou strojovny výtahu [7]
- B 170 – základové pasy, patky, obvodové stěny suterénu a základové desky [7]
- B 135 – podkladní betonové vrstvy pod základními patkami [7]

V tab. 1 převzaté z normy ČSN 73 0038: Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí – Doplnující ustanovení, lze vyčíst jaká pevnostní třída betonu odpovídá dříve používaným značením tříd betonu. [11]

Beton				
druh	značka	třída	třída	pevnostní třída
ČSN 1090:1931 ČSN 1230:1937	ČSN 73 2001:1956 ČSN 73 6206: 1971	ČSN 73 1201:1967	ČSN 73 1201:1986	ČSN EN 206 ČSN EN 1992-1-1
a	60	1		(C3/3,5)
b	80		B 5	(C4/5)
c	105	0	B 7,5	(C6/7,5)
d	135	I	B 10	C 8/10
			B 12,5	(C9/12,5)
e	170			(C10/13,5)
			B 15	C 12/15
f	250	III	B 20	C16/20
			B 25	C 20/25
g	330	IV		(C23/28)
			B 30	C 25/30
	400		B 35	(C28/35)
				C 30/37
		V	B40	(C30/40)
	500		B 45	C 35/45
		VI	B 50	C 40/50
	600		B 55	C 45/55
			B 60	C 50/60

POZNÁMKA Pevnostní třídy uvedené v závorkách nejsou v příslušné normě zavedeny.

Tab. 1 – Druhy, značky, třídy betonů a převod značení [11]

3.4.2. Použité druhy oceli

Označení oceli dle starší normy pro metodické pokyny používání ocelí v betonových konstrukcích ČSN 73 1201:1967

- 10426 (W) C=2,3 (podle novější normy 10425 (V) – nosná výztuž všech železobetonových konstrukcí, kromě základových patek, ocel je detailně popsána v dnes již neplatné normě ČSN 41 0425_1979 Ocel 10 425, uvažovaná mez kluzu ve výpočtech dle dnešní normy ČSN 73 0038:2019 je 410 MPa.
- 10335 (J)-C=1,85 – nosná výztuž schodiště
- 10216 (E)-C=1,15 – třmínky, konstrukční výztuž a výztuž základových patek

V již zmiňované normě ČSN 73 0038 lze nalézt i tab. 2, která ukazuje pevnostní vlastnosti ocelí používaných po roce 1970. [11]

Druh výztuže		Vlastnosti výztužných ocelí ¹⁾ (MPa)							
		Označení	Návrhová hodnota pevnosti oceli				Charakteristická hodnota oceli		Svaritelnost
			tah		tlak		mez kluzu, mez 0,2	mez pevnosti	
			C12,5/15	C16/20 a vyšší	C12,5/15	C16/20 a vyšší			
10 216		E	190				206		dobrá
11 373		EZ	215 pro $d_s \leq 16$ mm				235	340	vhodná ke svařování
			205 pro $d_s > 16$ mm				226		
10 245		K	220				245	363	zaručená
10 335		J	300		300		325	471	zaručená
10 338		T	300		270		325	390	podmíněná
10 425		V	340	375	340	375	410	569	zaručená
10 505		R	340	425	340	420	490	720	zaručená
Svařované sítě z drátů	hladkých	S	270	300	240	270	490	539	nesvařitelná
	s vtisky	Sv	320	375	290	340	441	530	nesvařitelná
	KARI	Sz	340	425	290	380	490	539	podmíněná

Tab. 2 – Vlastnosti běžně užívaných ocelí používaných po roce 1970 [11]

3.4.3. Použitý druh zdiva

- CDM na maltu M 25 – stěny výtahových šachet [7]
- Pórobetonové tvárnice – stěny strojovny výtahu [7]
- Sádrové desky PROMONTA – původní příčky objektu [7]

3.5. Použité metody a výsledky

3.5.1. Vizuelní prohlídka

V rámci vizuelní prohlídky byly prohlédnuty všechny přístupné prostory objektu. Během prohlídky se kontrolovala přítomnost trhlin a známky lokálního narušení povrchových vrstev nosné konstrukce.

Vzhledem ke skutečnosti, že objekt je v současné době stále využíván, nebylo možné provést důkladnou kontrolu stavu celého objektu.

Svislé konstrukce, které jsou umístěny v nadzemních podlažích, jsou obloženy keramickým obkladem, který neumožňuje provést vizuelní kontrolu železobetonových sloupů. Na samotných obkladech však nebyly spatřeny známky degradace v podobě trhlin a lze tedy předpokládat, že i kvalita železobetonových sloupů není nijak výrazně narušena.

Fakt, že železobetonové sloupy jsou obloženy právě zmiňovaným keramickým obkladem, navíc snižuje i riziko vzniku karbonace.

Stropní konstrukce v suterénu nevykazuje žádné znaky nadměrné deformace, na spodní železobetonové podhledové desce v suterénu se nenachází žádné viditelné trhliny. Spodní deska byla orientačně měřena na průhyb za pomoci stavebního laseru. Toto měření nepoukázalo na možné riziko překročení maximálního průhybu.

Na nosných sloupech, ani na stropní konstrukci nejsou žádné viditelné trhliny. Povrchové vrstvy jsou též nenarušeny.

Z provedené vizuelní prohlídky bylo možné dojít k závěru, že konstrukce viditelně neprokazuje žádné statické či konstrukční poruchy.

3.5.2. Tvrdoměrná zkouška Schmidtovým tvrdoměrem

Při zpracování tvrdoměrné zkoušky pevnosti betonu v tlaku se postupovalo dle doporučení normy ČSN 73 1373:2011. [12]

Tato norma upravuje postup provedení zkoušky. Nejdříve se vytipovala místa, která byla vhodná k provedení zkoušky, jedná se o místa, kde je beton stejnoměrný. Samotná zkouška se nejdříve provedla na sloupech v 1. NP (A/4, A/6), poté následovala zkouška na sloupech v 1.PP objektu a stropní konstrukci průvlaků v 1. PP. Zkouška probíhala převážně suterénu z důvodu chodu budovy ve vyšších patrech, kdy nebylo vhodné narušovat provoz budovy.

Vytipovaná vhodná místa k provedení zkoušky je nutné nejdříve začistit. Též je potřeba dbát na dodržení minimálních velikostí zkušebních míst, tato velikost činí 200cm² a vzdálenost umístění jednotlivých zkušebních úderů musí být minimálně 5cm. [12]

Pro měření se použilo, jako zkušební, zařízení Schmidtvův tvrdoměr, typ tvrdoměru N-13. Toto zařízení vykazuje energii při úderu o velikosti 2,25J. Vzdálenost rozmístění jednotlivých zkušebních úderů zařízením musí být minimálně 5cm a je potřeba provést vždy minimálně devět zkušebních měření na každém zkušebním místě. Při vyhodnocení dat získaných měření se vypočítá aritmetický průměr pevnosti v tlaku z provedených zkoušek, zaokrouhuje se vždy dolů na celé MPa. [12]

Stanovení pevnostní třídy zkoušeného betonu se stanovuje dle nadnárodní normy ČSN EN 13791. [13]



Obr. 8 – Očištěné zkušební místo o rozměrech 180x240mm pro zkoušku Schmid. tvrdoměrem

Výsledky tvrdoměrné zkoušky

Číslo	Ozn. sloupu	Směr úderu	Odskok tvrdoměru									Průměr	f_{be}	$f_{be} * \alpha_t * \alpha_w$
			1	2	3	4	5	6	7	8	9			
1	A/4	→	47	51	53	53	54	58	57	54	53	53	63 MPa	48 MPa
2	A/6	→	46	47	43	52	47	55	45	47	48	48	55 MPa	42 MPa
3	C/2	→	51	49	47	47	42	47	51	50	52	48	55 MPa	42 MPa
4	D/1	→	52	48	47	54	49	55	49	45	49	50	59 MPa	45 MPa
5	D/2	→	48	49	55	49	52	51	50	48	51	50	59 MPa	45 MPa
6	E/1	→	52	50	48	48	52	50	52	58	52	51	61 MPa	47 MPa
7	E/2	→	48	52	54	58	52	47	51	53	57	52	63 MPa	48 MPa
8	E/3	→	46	47	53	44	50	54	48	53	48	49	57 MPa	44 MPa
9	F/1	→	50	58	52	56	60	53	58	60	54	56	63 MPa	48 MPa
10	F/2	→	48	48	46	47	53	48	53	50	52	49	57 MPa	44 MPa
11	F/3	→	50	44	48	52	47	45	52	47	52	49	57 MPa	44 MPa
												$m_x =$	45 MPa	

Tab. 3 – Nedestruktivní zkouška Schmidovým tvrdoměrem – vnitřní sloupy [18]

Z vypracované tabulky vyplývá m_x , jedná se o průměrovou pevnost betonu v tlaku, se zohledněním součinitele α_t a α_w . Součinitel α_t zohledňuje stáří použitého betonu, v případě betonu staršího 360 dnů je hodnota daného součinitele 0,90. Součinitel α_w zohledňuje vlhkost daného materiálu. Z důvodu neprovedení zkoušek vlhkosti betonu v konstrukci, uvažuje se tato hodnota na spodní hranici 0,85. [14]

Pro posouzení použitého betonu je nutné získat jeho charakteristickou pevnost betonu v tlaku. Zde se postupuje dle normy ČSN 73 0038:2019, podle které charakteristická

hodnota pevnosti materiálu odpovídá 5% kvantilu. K získání hodnoty 5% kvantilu slouží součinitel $k_{n,x}$. [11]

Jako první je nutné spočítat směrodatnou odchylku daného měření.

$$s_x^2 = \sum ((x_i - m_x)^2) / (n - 1) = 2,95 MPa$$

Ze kterého dále vychází variační koeficient V_x vlastnosti daného materiálu.

$$V_x = \frac{s_x}{m_x} = \frac{2,95}{45} = 0,065 = 6,5\%$$

Bylo provedeno 11 měření, a součinitel $V(x)$ je známý. Za těchto předpokladů lze uvažovat hodnotu součinitele $k_{n,x}$ 1,72.

Počet n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
$k_{n,G,5\%}$ a $k_{n,x}$ pro V známý	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64
$k_{n,G,5\%}$ a $k_{n,x}$ pro V neznámý	–	–	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

Tab. 4 – Součinitel $k_{n,x}$ pro stanovení 5% kvantilu [11]

Součinitele pro výpočet charakteristické pevnosti betonu v tlaku jsou již známé.

$$f_{ck,cube} = m_x(1 - k_{n,x} * V_x) = 45 * (1 - 1,72 * 0,065) = 40 MPa$$

Pro zařídění betonu do pevnostní třídy se využilo doporučení v normě ČSN EN 13791, ta uvádí minimální charakteristické hodnoty pevnosti betonu v tlaku zkoušeného na krychli. [13]

Charakteristická pevnost betonu v tlaku měřeného na krychli je rovna 40 MPa

Dle ČSN EN 13791 je stanovena minimální charakteristická pevnost betonu v tlaku pevnostní třídy C 35/45 $f_{ck,is,cube} = 38 MPa$

Dle ČSN EN 13791 je stanovena minimální charakteristická pevnost betonu v tlaku pevnostní třídy C 40/50 $f_{ck,is,cube} = 43 MPa$

Minimální charakteristická pevnost betonu v tlaku zkoušených betonových prvků $f_{ck,cube} = 40 MPa$

Zkoušený beton dle vyhodnocení zkoušky Schmidovým tvrdoměrem splňuje vlastnosti betonu pevnostní třídy C 35/45 [13]

Číslo	Místo zkoušky	Směr úderu	Odskok tvrdoměru										Průměr	f _{be}	f _{be} * α _t * α _w
			49	50	51	50	52	52	48	48	51	55			
1	B-C/2	↑	49	50	51	50	52	52	48	48	51	55	50	52 MPa	40 MPa
2	B-C/1	↑	49	49	55	50	48	55	50	51	55	51	54 MPa	41 MPa	
3	F/1-2	↑	54	49	49	51	48	50	47	47	43	49	51 MPa	39 MPa	
													m _x =	40 MPa	

Tab. 5 – nedestruktivní zkouška Schmidovým tvrdoměrem – průvlaky mezi sloupy [18]

Při stanovování charakteristické krychelné pevnosti betonu v tlaku na krychli na stropní konstrukci bylo postupováno stejně jako při posuzování sloupů.

$$s_x^2 = \sum ((x_i - m_x)^2) / (n - 1) = 1,247 MPa$$

$$V_x = \frac{s_x}{m_x} = \frac{1,247}{40} = 0,031 = 3,1\%$$

Odchyłka pro stanovení charakteristické pevnosti betonu v tlaku $k_{n,x}$ je převzata již z výše uvedené tabulky č.4.

$$f_{ck,cube} = m_x (1 - k_{n,x} * V_x) = 40 * (1 - 1,89 * 0,031) = 37 MPa$$

Charakteristická pevnost betonu v tlaku měřeného na krychli = 37 MPa

Dle ČSN EN 13791 je stanovena minimální charakteristická pevnost betonu v tlaku pevnostní třídy C 30/37 $f_{ck,is,cube} = 31 MPa$

Dle ČSN EN 13791 je stanovena minimální charakteristická pevnost betonu v tlaku pevnostní třídy C 35/45 $f_{ck,is,cube} = 38 MPa$

Minimální charakteristická pevnost betonu v tlaku zkoušených betonových prvků $f_{ck,cube} = 37 MPa$

Zkoušený beton dle vyhodnocení zkoušky Schmidovým tvrdoměrem splňuje vlastnosti betonu pevnostní třídy C 30/37 [13]

Menší hodnotu pevnosti betonu v tlaku při zkoušení průvlaku mezi sloupy mohlo způsobit takzvané dvojité betonování stropní konstrukce. Kdy u bedničkových stropů se betonovala nejdříve 30mm spodní podhledová část desky, na kterou mohl být při realizaci použit méně únosný beton. To znamená, že se při tvrdoměrné zkoušce betonu nemusela posuzovat pevnost betonu průvlaku, ale mohla být posouzena pevnost betonové podhledové desky.

V dalších výpočtech bude použitý beton posuzován jako C 30/37, a to z toho důvodu, že byla provedena pouze jedna metoda zkoušení pevnosti betonu v tlaku. S uvažováním nižší pevnosti bude výpočet na straně bezpečnosti. K přesnému stanovení charakteristické pevnosti betonu v tlaku by bylo nutné provést více diagnostických metod na zjištění pevnosti, např. deformační zkoušku a tu z důvodu chodu střediska nebylo možné provést.

3.6. Závěr stavebně technického průzkumu

Cílem předběžného stavebně technického průzkumu objektu zdravotního střediska bylo zpracovat základní informace o konstrukčním řešení a stavu nosné konstrukce objektu pro umožnění výpočtu zjištění vlivu nástavby na stávající nosné konstrukce.

Při zpracování stavebně technického průzkumu se vycházelo především z původní projektové dokumentace a prohlídky stavby.

Z dokumentace je zcela jasně patrné konstrukční řešení stavebního projektu, které spočívá ve skeletovém systému s tuhou stropní konstrukcí, kterou tvoří takzvaný bedničkový strop.

Tento konstrukční systém se potvrdil i při prohlídce stavby. Během prohlídky nebyly zjištěny viditelné známky degradace objektu v podobě nadměrných trhlin deformace, výkvětů apod.

Nedestruktivními zkouškami byly získány základní informace o pevnosti betonu použitého pro stavbu sloupů a průvlaků. Získané výsledky se použily pro zařazení betonu do pevnostní třídy. Tato třída odpovídá vyšším hodnotám, než je tomu u pevnostní třídy uvedené v projektové dokumentaci.

Cíle bylo dosaženo, neboť byly zjištěny základní informace o stavbě jako celku. Dále se získaly potřebné informace o konstrukčním systému budovy, vybraných železobetonových konstrukcích a použitých stavebních materiálech.

Nosná konstrukce zdravotního střediska po 40 letech užívání nevykazuje žádné nadměrné deformace.

Ve výpočtové části bakalářské práce byl použitý beton B 330, uvažován podle tvrdoměrné zkoušky, jakožto beton C 30/37. Sloupy vykazovaly větší pevnost betonu v tlaku než dále uvažovaný beton C 30/37, ale z toho důvodu, že došlo pouze k jedné metodě zkoušení betonu v tlaku, a to metodou tvrdoměrnou, která se nepovažuje jako tolik věrohodná jako například jádrové zkoušky betonu v tlaku uvažuje se beton jako méně únosný.

U betonářské oceli 10 426 (W) bude uvažovaná mez kluzu ve výpočtech 410 MPa, dle normy ČSN 73 0038:2019.

V případě skutečného provádění nadstavby by bylo nutné zpracovat podrobný stavebně technický průzkum k ověření předběžně zjištěných hodnot.

4. Výpočtová část

4.1. Úvod výpočtové části

Předmětem výpočtové části bylo ověřit únosnost stávající konstrukce při uvážení nového zatížení a zatížení od nástavby objektu. Konstrukce nebyla vzhledem ke skutečnostem zjištěných ve stavebním průzkumu, kdy nosné prvky nevykazovaly znaky nadměrných deformací posuzována na stávající zatížení.

Při výpočtové části se vycházelo z již známých podkladů získaných při stavebně technickém průzkumu a výpočty vycházely z již známého konstrukčního schématu, který byl převzat z projektové dokumentace stavby.

Bylo zjištěno nedostatečné ztužení konstrukce ve vodorovném směru, a to z důvodu chybějících ztužujících stěn.

Proto se předpokládalo, že vliv štíhlosti sloupů na chování konstrukce bude zcela zásadní. V takovém případě účinky druhého řádu mohou být výrazně vyšší než účinky prvního řádu.

Konstrukce nástavby byla uvažována půdorysně, jako typické podlaží stavby. Střešní konstrukce bude tvořit křížem armovaná deska o tloušťce 120mm. Nové sloupy budou umístěny nad původními, a to se stejnými rozměry. Výztuž nových sloupů bude napojena pomocí chemických kotev na výztuž původních sloupů. Příčky použité v nástavbě budou lehké, přemístitelné, s uvažovaným plošným zatížením stropní konstrukce o hodnotě 1,2 kN/m².

4.2. Posouzení stávající stropní konstrukce

Stávající stropní konstrukce v 2. NP je v dnešní době zatížena pouze skladbou střechy. Z projektové dokumentace lze analyzovat, že posuzované prvky konstrukce nejsou tak masivně vyztuženy, jako je tomu v nižších podlažích, je to z důvodu že při návrhu objektu se neuvažovalo o budoucí nástavbě. Je zde proto riziko, že při změně zatížení stropní konstrukce nevyhoví. [7]

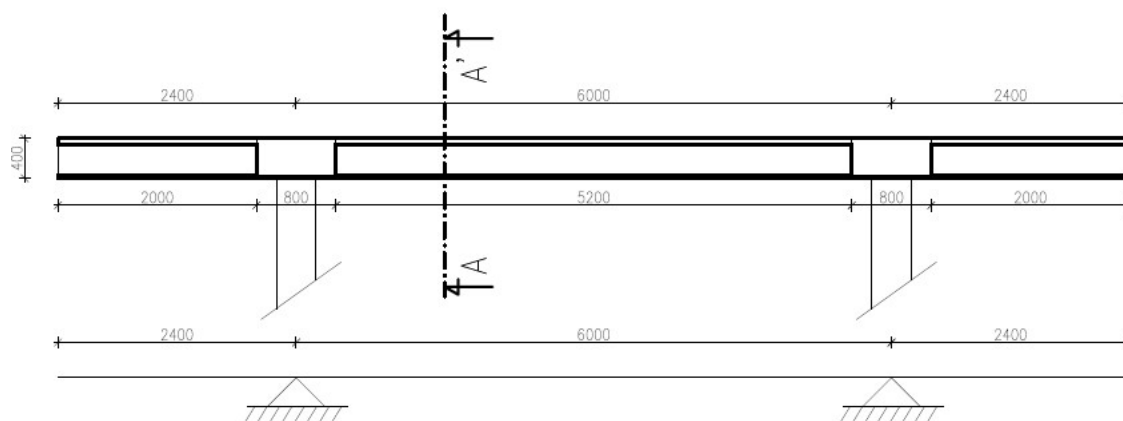
Dodatečné stálé zatížení pro konstrukci bylo při novém posouzení uvažováno jako v nižších podlažích. Užité zatížení tedy bylo uvažováno jako C3 – přístupové plochy

v nemocnicích čili plošné zatížení 5kN/m^2 . Všechna ostatní stálá zatížení byla uvažována jako v nižším podlaží, dle projektové dokumentace stavby. [7] [15]

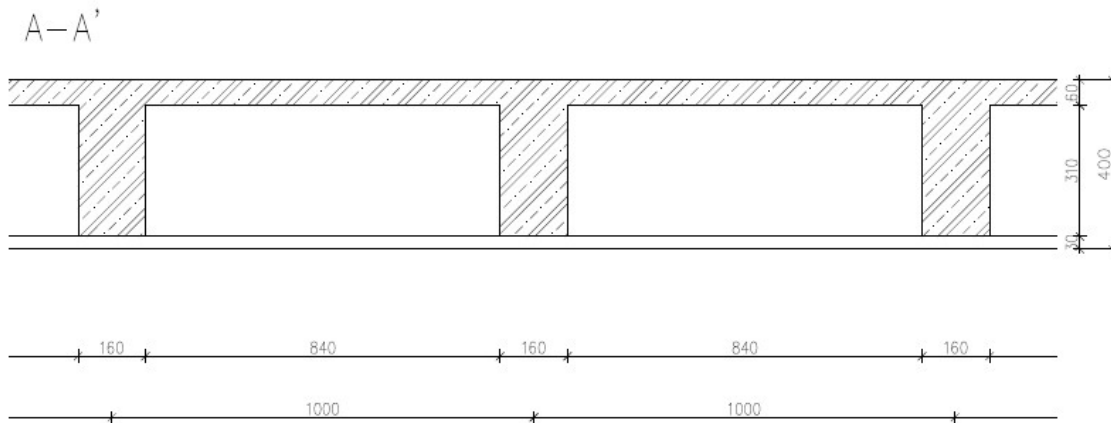
Pro vymodelování modelu stropní konstrukce v programu SCIA Engineer bylo nutno vypracovat ruční výpočet spolupůsobící šířky. Spolupůsobící šířku je možné automaticky vypočítat i v programu SCIA Engineer, ale s tím je nutné složité nastavení programu. Proto bylo zvoleno ruční vypočítání spolupůsobící šířky. Při výpočtu spolupůsobící šířky se postupuje dle pravidel ČSN EN 1992-1-1 ed.2:2019. [10]

Bylo nutné vypracovat spolupůsobící šířku jak pro trémové prvky, tak i pro prvky průvlaků. Výhodou posuzované konstrukce je, že stropní trémy i průvlaky v posuzovaném podlaží mají totožnou geometrii a vyztužení. Spolupůsobící šířka byla při výpočtu daných prvků totožná.

Pro výpočet bylo nutné spočítat spolupůsobící šířku, jak mezi podporami, tak i u konzolovitého přesahu. Statická schémata pro trém jsou jasná z přidaných obrázků. Průvlak mají konzolovitý přesah i vzdálenost mezi podporami totožný s trémou. Vzdálenost průvlaků je jasná ze statického schéma 2. NP.



Obr. 9 – Podélný řez a statické schéma trému [17]



Obr. 10 – Řez A-A' (navazující na obr. 9) [17]

Výpočet spolupůsobící šířky trámu mezi podporami

$$l_0 = l_1 * 0,7 = 6 * 0,7 = 4,2m$$

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = 0,2 * b_1 + 0,1 * l_0 = 0,2 * 0,42 + 0,1 * 4,2 = 0,504 \leq b_1 = 0,42m$$

$$b_{eff,1} = 0,42m$$

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_{eff,2} + b_w = 0,42 + 0,42 + 0,16 = 1m \leq 1m$$

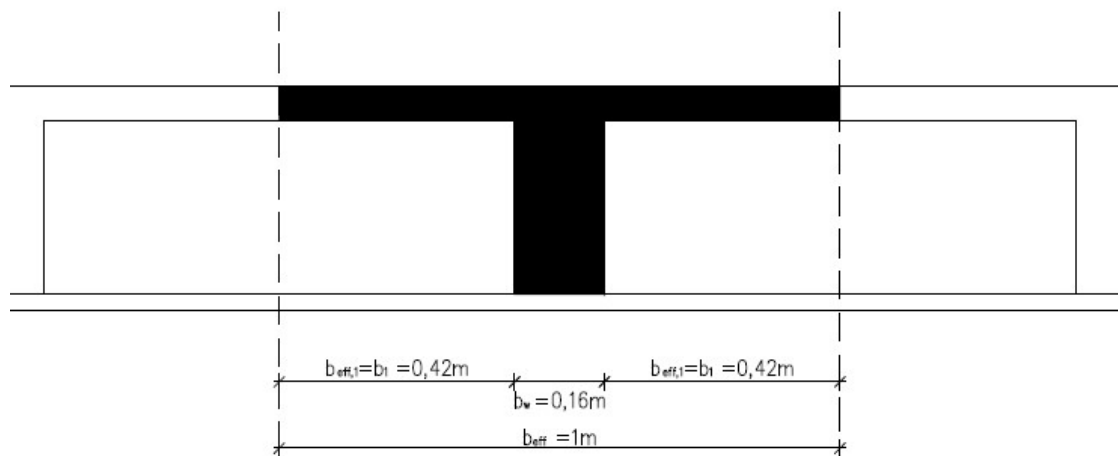
Výpočet spolupůsobící šířky trámu u převislého konce

$$l_0 = l_1 * 0,15 + l_2 = 6 * 0,15 + 2,4 = 3,3m$$

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = 0,2 * b_1 + 0,1 * l_0 = 0,2 * 0,42 + 0,1 * 3,3 = 0,42 \leq b_1 = 0,42m$$

$$b_{eff,1} = 0,42m$$

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_{eff,2} + b_w = 0,42 + 0,42 + 0,16 = 1m \leq 1m$$



Obr. 11 – Spolupůsobící šířka trámu [17]

Výpočet spolupůsobící šířky průvlaku mezi podporami

$$l_0 = l_1 * 0,7 = 6 * 0,7 = 4,2m$$

$$b_{eff,1} = 0,2 * b_1 + 0,1 * l_0 = 0,2 * 2 + 0,1 * 4,2 = 0,82 \leq b_1 = 2m$$

$$b_{eff,2} = 0,2 * b_2 + 0,1 * l_0 = 0,2 * 2,6 + 0,1 * 4,2 = 0,94 \leq b_2 = 2,6m$$

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_{eff,2} + b_w = 0,82 + 0,94 + 0,8 = 2,56m \leq 5,4m$$

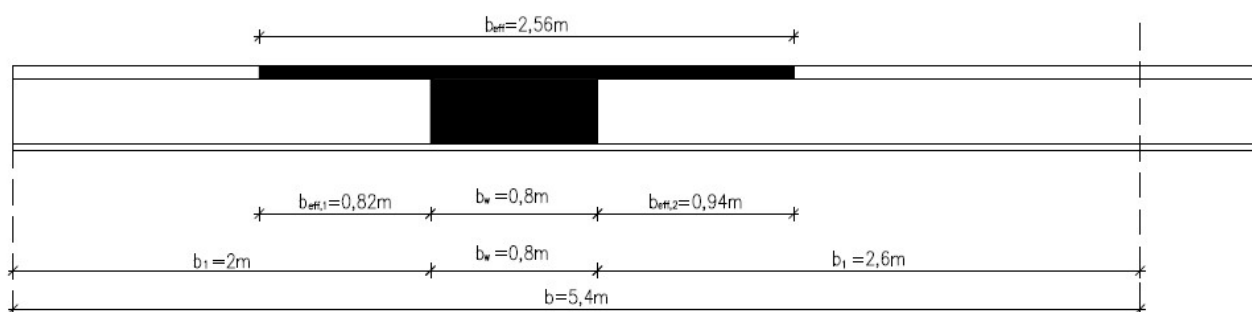
Výpočet spolupůsobící šířky průvlaku u převislého konce

$$l_0 = l_1 * 0,15 + l_2 = 6 * 0,15 + 2,4 = 3,3m$$

$$b_{eff,1} = 0,2 * b_1 + 0,1 * l_0 = 0,2 * 2 + 0,1 * 3,3 = 0,73 \leq b_1 = 2m$$

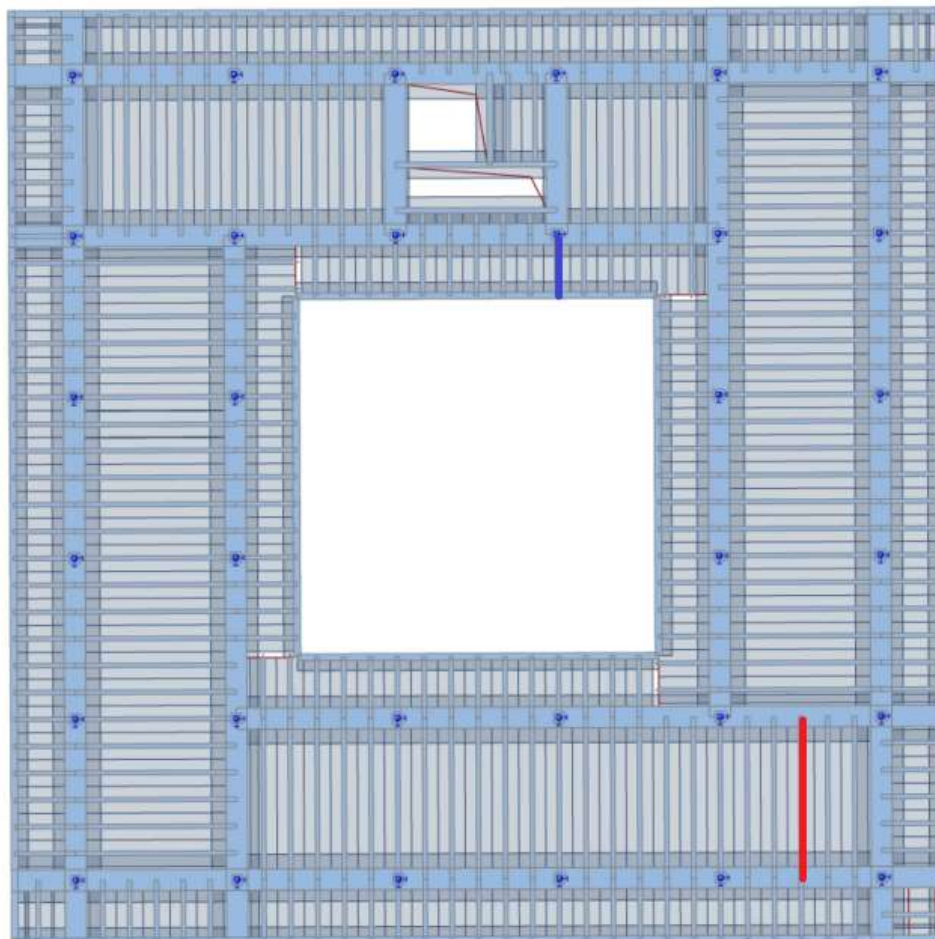
$$b_{eff,2} = 0,2 * b_2 + 0,1 * l_0 = 0,2 * 2,6 + 0,1 * 3,3 = 0,85 \leq b_2 = 2,6m$$

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_{eff,2} + b_w = 0,73 + 0,85 + 0,8 = 2,38m \leq 5,4m$$



Obr. 12 – Spolupůsobící šířka průvlaku mezi podporami [17]

Při spočítané spolupůsobící šířce již bylo možné namodelovat konstrukci v programu SCIA Engineer k výpočtu vnitřních sil na stropní konstrukci 2. NP. Na spočítané vnitřní síly byla následně stropní konstrukce posuzována. Při výpočtu vnitřních sil bylo použito několik kombinací.



Obr. 13 – Model stropní konstrukce 2. NP v programu SCIA Engineer (pohled zespoda) [19]

Na obrázku stropní konstrukce 2. NP jsou vidět všechny namodelované průvlaky, trámy a jejich spolupůsobící šířky.

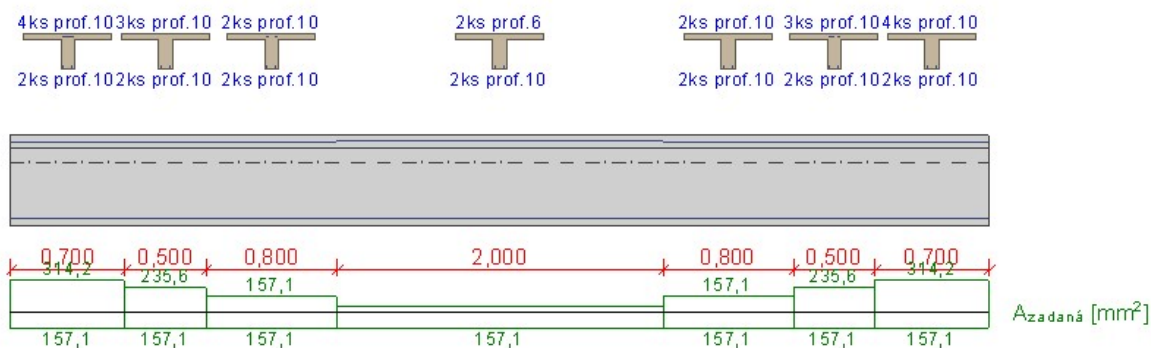
Červenou čarou je zvýrazněn trám namáhaný maximálním ohybem v poli, modrou je zvýrazněn trám nejvíce namáhaný nad podporou.

Zvýraznění trámu	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
modré zvýraznění	-19,39	60,3	1,4	-78,52	-1,18
červené zvýraznění	0,77	-2	-0,09	29,41	-0,02

Tab. 6 –Extrémní návrhové momentové síly trámů [18] [19]

4.2.1. Posouzení trámu

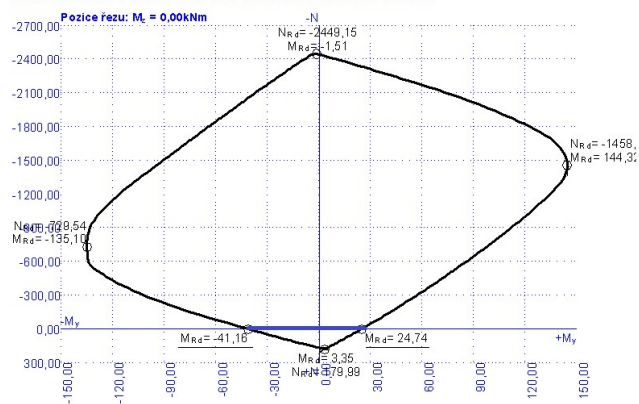
Trámy použité v konstrukci 2. NP mají všechny totožnou geometrii a vyztužení. Z toho důvodu byly posouzeny ty trámy s extrémními vnitřními silami. V prvotním výpočtu byl zanedbán kroutící moment, který je však značný v blízkosti sloupů. Prvotní výpočet byl proveden v místě středu mezi podporami a v místě nad podporou.



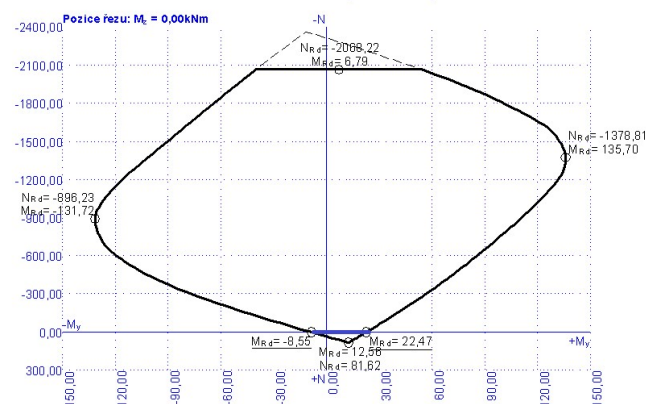
Obr. 14 – Schéma vyztužení trámu mezi podporami [20]

Pro výpočet únosnosti trámu byl použit program FIN EC Beton. Únosnost trámu je vykreslena za pomoci interakčního diagramu. Je jasné, že v trámu není žádné předpětí, normálová síla N je z tohoto důvodu brána jako 0.

ÚNOSNOST PRŮŘEZU TRÁMU NAD PODPOROU



ÚNOSNOST PRŮŘEZU TRÁMU V POLI (x=3,00m)



Obr. 15 – Únosnost průřezu stávajících trámů [20]

Z přiloženého obrázku č.15 jde vidět, že návrhový moment únosnosti trámu (M_{Rd}) nad podporou je -41,16kNm a v poli je 22,47kNm. Návrhové momenty (M_{Ed}) při novém zatížení stropní konstrukce jsou nad podporou -78,52 a v poli 29,41kNm.

Jednou z hlavních podmínek při posuzování únosnosti betonových průřezů je, že návrhový moment únosnosti trámu je vždy větší než návrhový moment.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1$$

Je tedy zřejmé, že na tuto hlavní podmínku nevyhověl průřez jak v poli, tak i nad podporou.

Nad podporou $\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{-78,52}{-41,16} = 1,9 > 1$ – průřez nad podporou nevyhověl

V poli $\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{29,41}{22,47} = 1,3 > 1$ – průřez v poli nevyhověl

Z důvodu, že průřez nevyhověl na mezní stav únosnosti, není ho dále nutné posuzovat i na mezní stav použitelnosti.

Konstrukce trámů nevyhovuje na dodatečné zatížení, i při zanedbání kroutícího momentu. Případná sanace daného trámového stropu je komplikovaná. Níže je vypsáno několik důvodů komplikovanosti provedení sanace.

- Při dodatečném vyztužení železobetonových trámů v spodní části průřezu by bylo nutné vybourat spodní železobetonovou desku. Což by bylo náročné jak časově, tak i finančně. Při bourání by se dále musel omezit provoz zdravotního střediska, což by pro investora znamenalo další finanční ztrátu.
- Jakékoliv použití zesilujících uhlíkových lamel by bylo z důvodu množství nevyhovujících trámů komplikované a též finančně nevýhodné.
- Zvýšení průřezu nadbetonováním železobetonové desky se sice zvýší velikost ramene vnitřních sil, a tím i zvýšení únosnosti průřezu trámu. Zároveň se však zvýší zatížení trámu od vlastního nadbetonování. Dále by bylo nutné zajistit dokonalé spolupůsobení desky.
- Nadbetonování pouze trámové konstrukce by bylo pro zvýšení únosnosti trámu nejúčinnější, bylo by však nutné všechny trámy přesně lokalizovat, což by znamenalo opět značné bourací práce.

Z těchto důvodů se jako nejvhodnější varianta jeví trémový strop 2.NP dodatečně nezátěžovat. Úprava nosné konstrukce, kterým lze toho docílit je stavebně lehce proveditelná. Nad stávající stropní konstrukcí ve 2. NP se po vybourání stávající střešní skladby vytvoří nová stropní konstrukce, kterou bude tvořit křížem armovaná deska o tl. 200mm, která bude lokálně podepřená sloupy. Deska bude mít půdorysně stejné rozměry jako stávající strop. Při této úpravě nosné konstrukce však dojde k dodatečnému zatížení na konstrukci sloupu.

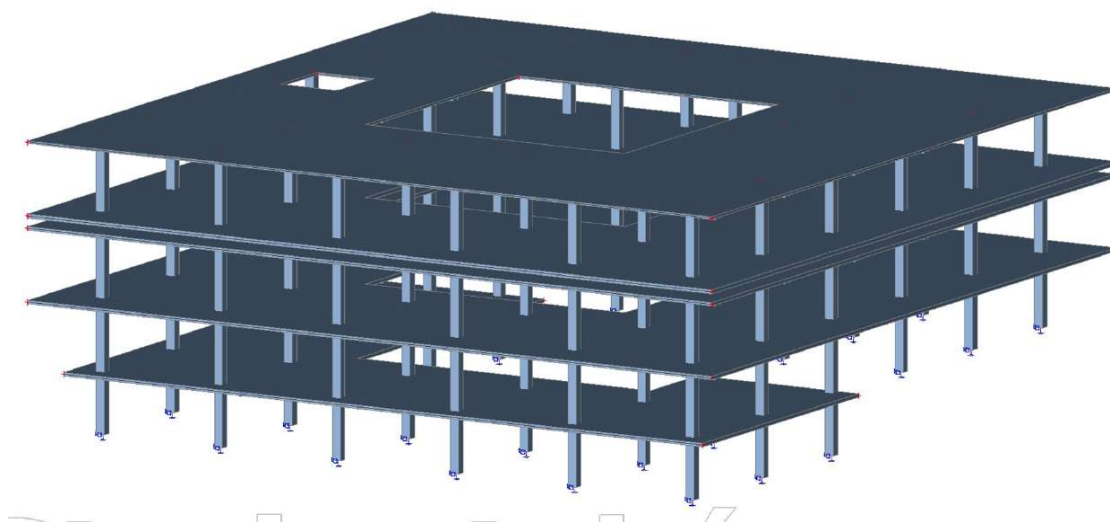
4.3. Posouzení nosných sloupů

4.3.1. Vývoj výpočetního modelu pro posouzení sloupů

Skutečnost, že u nosného systému chybí ztužující konstrukce, které by zajistily dostatečnou tuhost objektu ve vodorovném směru, bylo nutné zpracovat dostatečně přesný model, aby bylo možné řádně určit efektivní délky sloupů. V modelu se již uvažovalo s dodatečnou stropní deskou k přenesení nového užitého zatížení.

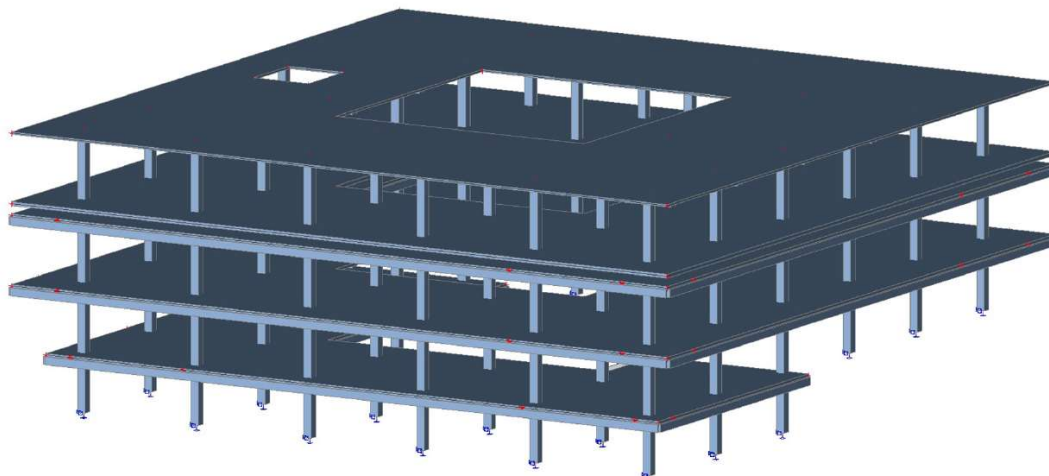
Došlo k vývoji modelu pro výpočet účinné délky a vnitřních sil na sloup. Hledalo se řešení mezi přesností výsledků a náročností paměťového řešiče pro program SCIA Engineer.

V prvotní fázi byl trémový strop nahrazen železobetonovou deskou o tloušťce 174mm, která vychází z objemu použitého betonu.



Obr. 16–1. výpočtový model pro numerickou simulaci sloupu [19]

Prvotní model fungoval, bylo ho však nutné zpřesnit. Model fungoval jako obousměrně pnutá deska, což bylo nepřipustné. Do modelu byly přidány průvlaky a obvodové trámy, čímž bylo napodobeno chování jednosměrně pnutého trémového stropu. Výsledky se tím částečně zpřesnily.



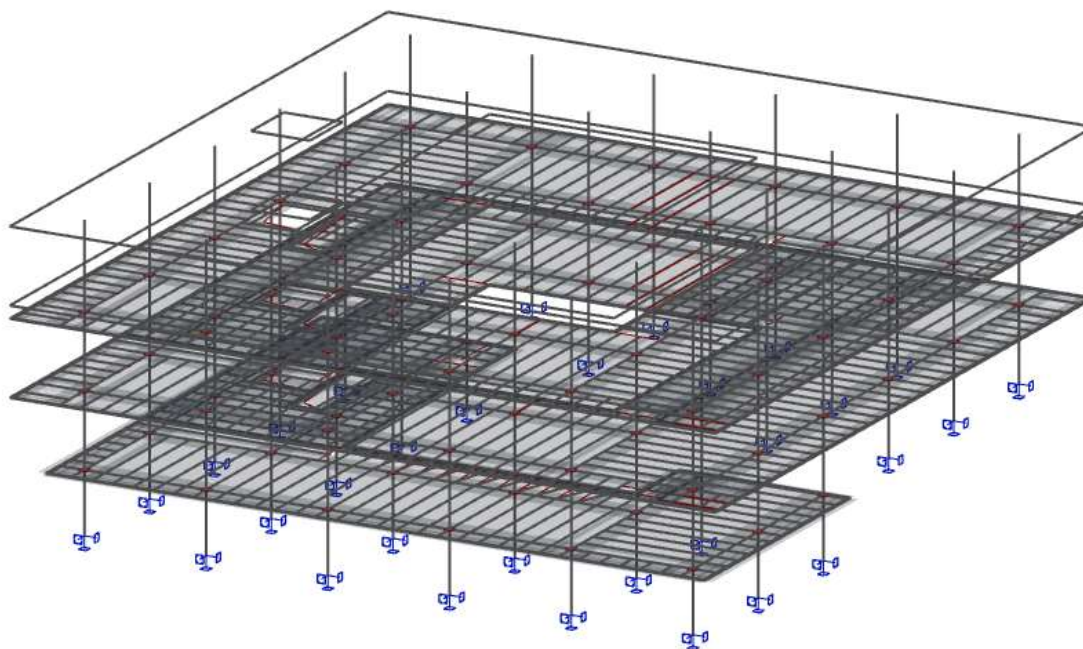
Obr. 17–2. výpočtový model pro numerickou simulaci štíhlosti sloupu [19]

I přes zpřesnění výsledků však bylo nutné vypracovat i poslední model, který by plně charakterizoval chování daného trémového stropu. Důvodem bylo převážně to, že jednosměrně pnutá deska se nevyrovná svou tuhostí trémovému stropu. Výsledky tedy byly stále nepřesné.

Z toho důvodu byl vytvořen 3. výpočtový model se všemi stávajícími trámy, průvlaky a s přesnou velikostí vrchní desky 60mm. Z pohledu vypadá při renderování geometrie totožně jako 2. výpočtový model, ale při nevyužití renderování geometrie v programu SCIA Engineer jde vidět na obr.18, jak je model rozdílný. V modelu byl zanedbán pouze vliv obvodových suterénních stěn, které jsou ve své vrchní části pravděpodobně ve styku se stropní konstrukcí 1. PP a do suterénních stěn jsou pravděpodobně dále „opřeny“ sloupy v 1.PP na osách A/5, B/5 E/3 a F/3. Důvodem zanedbání je, že z projektové dokumentace nebylo zcela jasné spolupůsobení mezi suterénní stěnou a hlavním nosným skeletovým systémem. Z dokumentace však bylo patrné, že nejdříve se vybetonovala kompletní skeletová hlavní nosná konstrukce a až poté se betonovaly suterénní stěny. Z dokumentace vyplývá, že hlavní nosná konstrukce není monoliticky spojena se suterénními stěnami. Z tohoto důvodu byl vliv suterénních stěn zanedbán,

i když je velice pravděpodobné, že suterénní stěny částečně spolupůsobí s hlavní nosnou konstrukcí a mají kladný vliv na ztužení objektu. V numerické simulaci je tedy posuzována pouze hlavní skeletová nosná konstrukce. [7]

Byl vypracován i zkušební výpočet, kde byly suterénní stěny numericky simulovány do modelu jako liniová podpora na hraně plochy po celém obvodu stropní konstrukce 1. PP a dále jako liniová stěnová podpora na prutu pro sloupy A/5, B/5 E/3 a F/3. Liniové podpory pro stropní konstrukci 1.PP byly pouze definovány okrajovou podmínku tuhosti posunu ve směru proti „opřené“ konstrukci. Při výsledcích simulace docházelo ve sloupech A/5, B/5 E/3 a F/3 k minimálním ohybovým momentům a extrémní momenty na všech sloupech v konstrukci se snížily o více jak 30%. Výsledky to byly velice příznivé, nebylo s nimi však uvažováno z důvodu již zmiňovaného neznámého spolupůsobení konstrukčních nosných prvků. V případě nástavby by bylo doporučeno provést sondu do spoje mezi stropní konstrukcí 1. PP a suterénní stěnou k detailnímu zjištění spolupůsobení těchto nosných prvků. Tím, že ve 3. výpočtovém modelu docházelo k vyšším momentům, než při zkušebním modelu se suterénní stěnou byl výpočet na straně bezpečnosti.



Obr. 18–3. výpočtový model pro numerickou simulaci sloupu [19]

4.3.2. Posouzení štíhlosti sloupů

K posouzení štíhlosti sloupů bylo nutné znát součinitel β , který zohledňuje uložení konstrukce, a díky kterému je možné vypočítat účinnou délku daného sloupu. Ke zjištění součinitele β byl využit program SCIA Engineer.

Sloupy jsou posuzovány dle zjednodušeného kritéria pro osamělé prvky. Osamělé prvky jsou podle přesné definice v ČSN EN 1992-1 ed. 2, „*prvky, které jsou osamělé, nebo prvky v konstrukci, které se dovoluje pro účely návrhu posuzovat za osamělé.*“⁵

V normě nejsou přesně definovány podmínky, kdy můžeme vybrané prvky (sloupy) v konstrukci posuzovat jako osamělé. Z dostupných publikací bylo však možné vyčíst, že osamělý prvek může být například „*sloup vyjmutý z rámové konstrukce zatížený na koncích příslušnými silami a ohybovými momenty*“⁶. V konstrukčním schématu je patrné, že průvlaky se sloupy tvoří rámovou konstrukci. Z tohoto důvodu budou sloupy dále posuzovány jako osamělé. [16]

Nejštíhlejší sloupy se nacházejí v úrovni vyšších pater. Tato skutečnost je způsobena tím, že v 1.PP jsou sloupy vetknuté do základových patek, dochází zde tedy k minimálnímu pootočení styčnicku v patě.

Při porovnání součinitele β u výpočetních modelů jsou vidět značné rozdíly, s nejpřesnějším modelem přichází i nejnižší maximální hodnota součinitele β . Trámová konstrukce tedy tvoří velice tuhou stropní rovinu i při použití menšího objemu betonu.

⁵ ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 *Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví. 2019

⁶ PROCHÁZKA, Jaroslav. *Navrhování betonových konstrukcí 1. Prvky z prostého a železového betonu: dimenzování prvků s přihlédnutím k EN 1992-1-1*. Vydání 3. Strana 202. Praha: ČBS Servis. 2007. ISBN 978-80-903807-5-2.

Umístění sloupu (1.PP)	Nahrazení pouze deskou		Deska, průvlaky a obv. trámy		Přesný model konstrukce	
	β_{zz} [-]	β_{yy} [-]	β_{zz} [-]	β_{yy} [-]	β_{zz} [-]	β_{yy} [-]
A/1	1,96	1,95	1,13	1,13	1,27	1,21
A/2	1,85	1,92	1,06	1,13	1,23	1,13
A/3	1,88	1,93	1,08	1,13	1,22	1,15
A/4	1,82	1,93	1,06	1,14	1,21	1,15
A/5	1,89	1,98	1,15	1,22	1,32	1,28
B/1	1,93	1,83	1,12	1,06	1,15	1,29
B/2	1,83	1,82	1,07	1,07	1,15	1,15
B/3	1,83	1,94	1,08	1,13	1,2	1,15
B/4	1,85	1,96	1,06	1,15	1,25	1,13
B/5	1,97	1,94	1,15	1,26	1,34	1,35
C/1	1,9	1,84	1,44	1,08	1,17	1,28
C/2	1,88	1,83	1,4	1,08	1,17	1,25
D/1	1,88	1,84	1,45	1,08	1,17	1,28
D/2	1,85	1,83	1,38	1,07	1,18	1,27
E/1	1,88	1,83	1,15	1,06	1,12	1,24
E/2	1,77	1,81	1,06	1,12	1,17	1,14
E/3	1,95	1,95	1,14	1,21	1,34	1,25
F/1	1,96	1,98	1,12	1,14	1,23	1,24
F/2	1,8	1,91	1,06	1,45	1,29	1,13
F/3	1,99	1,96	1,15	1,26	1,34	1,36

Tab. 7 – Tabulka součinitele β v 1. PP [18] [19]

Umístění sloupu (1.NP)	Nahrazení pouze deskou		Deska, průvlaky a obv. trámy		Přesný model konstrukce	
	β_{zz} [-]	β_{yy} [-]	β_{zz} [-]	β_{yy} [-]	β_{zz} [-]	β_{yy} [-]
A/1	3,07	2,53	1,26	1,21	1,41	1,34
A/2	3,03	2,55	1,1	1,2	1,36	1,2
A/3	3,2	2,7	1,13	1,21	1,35	1,23
A/4	3,17	3,41	1,12	1,27	1,39	1,25
A/5	3,49	3,62	1,18	1,83	1,67	1,32
A/6	1,52	1,49	1,08	1,08	1,16	1,13
B/1	3,36	2,23	1,58	1,1	1,23	1,52
B/2	2,78	2,28	1,17	1,11	1,22	1,24
B/3	2,81	2,7	1,12	1,21	1,32	1,24
B/4	3,03	3,26	1,11	1,26	1,44	1,22
B/5	3,06	3,28	1,18	1,32	1,5	1,39
B/6	1,47	1,43	1,1	1,04	1,08	1,13
C/1	3,05	2,28	2,24	1,12	1,25	1,49
C/2	2,93	2,3	1,97	1,13	1,25	1,43
C/5	1,43	1,42	1,24	1,05	1,11	1,15
C/6	1,45	1,44	1,27	1,05	1,12	1,16
D/1	2,95	2,28	2,13	1,12	1,25	1,51
D/2	2,77	2,28	1,89	1,11	1,27	1,49
D/5	1,42	1,42	1,25	1,05	1,1	1,15
D/6	1,43	1,44	1,29	1,05	1,12	1,17
E/1	2,87	2,23	1,27	1,09	1,17	1,48
E/2	2,49	2,27	1,11	1,19	1,26	1,26
E/3	2,86	2,85	1,18	1,67	1,57	1,4
E/4	1,39	1,41	1,05	1,23	1,15	1,11
E/5	1,38	1,41	1,07	1,05	1,09	1,09
E/6	1,42	1,44	1,26	1,05	1,11	1,18
F/1	2,84	2,57	1,21	1,22	1,34	1,58
F/2	2,37	2,57	1,11	2,04	1,47	1,3
F/3	2,6	2,99	1,19	1,91	1,59	1,55
F/4	1,36	1,42	1,05	1,24	1,16	1,12
F/5	1,36	1,45	1,03	1,09	1,15	1,09
F/6	1,4	1,49	1,08	1,08	1,17	1,14

Tab. 8 – Tabulka součinitele β v 1. NP [18] [19]

K posouzení štíhlosti se použije maximální hodnota součinitele β ze 3. výpočtového modelu, který se nachází na sloupu v 1. NP na ose A/5, $\beta = 1,67$.

$$\lambda = \frac{l_o}{i} = \frac{\beta * l}{\frac{h}{3,46}} = \frac{1,67 * 3,2}{\frac{0,4}{3,46}} = 46,23$$

Účinek druhého řádu lze zanedbat, pokud $\lambda < \lambda_{lim}$.

$$\lambda_{lim} = \frac{20 A * B * C}{\sqrt{n}} = \frac{20 * 0,7 * 1,1 * 1,63}{\sqrt{0,645}} = 31,25 > 25$$

$$n = \frac{N_{ed}}{A_c * f_{cd}} = \frac{2064}{0,4 * 0,4 * 20 * 10^3} = 0,645 > 0,45 \rightarrow \lambda_{lim} = 25$$

V národní příloze pro Českou republiku k ČSN EN 1992-1 ed. 2. je stanovena podmínka pro limitní štíhlost, když n je větší jak 0,45 λ_{lim} je rovna 25. [10]

$$C = 1,7 - r_m = 1,7 - \frac{M_{01}}{M_{02}} = 1,7 - \frac{0,87}{11,94} = 1,63$$

Součinitel C vychází z vnitřních sil na sloupu. Jedná se o vztah mezi momentem v patě sloupu a v úrovni stropní konstrukce, tento součinitel se liší pro každý posuzovaný sloup a má zásadní vliv na posouzení.

Všechny součinitele pro výpočet mezní štíhlosti byly uvažovány dle platné normy ČSN EN 1992-1 ed. 2.

U součinitelů A a B byla uvažována spodní hodnota součinitele, výpočet tedy byl na straně bezpečnosti.

$$\lambda = 46,23 > \lambda_{lim} = 25$$

Účinek druhého řádu nelze u většiny sloupů zanedbat, v konstrukci jsou však i sloupy, kde je součinitel β značně menší a kde není nutné sloupy posuzovat na momenty druhého řádu.

Účinek momentu druhého řádu lze vypočítat nejpřesněji obecnou metodou, která je založena na nelineární analýze. Z důvodu náročnosti výpočtu obecnou metodou jsou

v normě definovány dvě zjednodušené metody výpočtu. Metody založené na jmenovité tuhosti a jmenovité křivosti, kdy dochází k vyšším hodnotám momentů druhého řádu z důvodu bezpečnosti návrhu nosné konstrukce. [10]

4.3.3. Posouzení sloupu na dodatečné zatížení

Stálé zatížení pro konstrukci bylo při výpočtu uvažováno dle použitých podlah, zatížení nového střešního pláště bylo uvažováno $2,2\text{kN/m}^2$. Užitné zatížení bude uvažováno jako C3 – přístupové plochy v nemocnicích, čili plošné zatížení 5kN/m^2 . Střecha bude uvažována jako nepochozí, její užitné zatížení uvažováno 1 kN/m^2 . Větrná oblast ve městě Most II – výchozí základní rychlost větru 25m/s . Sněhová oblast I, což znamená výchozí plošné zatížení sněhem $0,7\text{ kN/m}^2$. Dále budou nosné sloupy přitíženy 200mm železobetonovou křížem armovanou deskou, která bude vybetonována nad stávající stropní konstrukcí 2. NP a novou střešní konstrukcí nástavby, kterou bude tvořit 120mm železobetonová deska. [15]

Nosné prvky nástavby nebyly navrhovány, jejich rozměry slouží tedy především k simulování chování stávající nosné konstrukce sloupů při přitížení nástavbou.

K posouzení sloupů byly využity vnitřní síly z programu SCIA Engineer. Sloupy byly posuzovány na 9 různých kombinací na posouzení mezního stavu únosnosti. Byly uvažovány situace větru ze všech světových stran a byly uvažovány situace maximálního zatížení od větru a minimálního svislého zatížení na konstrukci. Při posouzení byla vždy vybrána kombinace s maximální hledanou vnitřní silou. Posuzovány byly sloupy s maximální normálovou silou, maximálním ohybem a s největší štíhlostí. Vliv větru na extrémní ohybové momenty je značný, je to z důvodu chybějícího ztužujícího jádra.

Sloupy budou posouzeny v program FIN EC beton. Budou posouzeny na mezní stav únosnosti a mezní stav použitelnosti – šířky trhlin.

Posouzení na moment druhého řádu je možné jak metodou jmenovité tuhosti, tak i metodou jmenovité křivosti. Pro případ nástavby zdravotního střediska bude první posuzovaný (nejštíhlejší) sloup posuzován jak metodou jmenovité křivosti, tak metodou jmenovité tuhosti. Dojde k porovnání výsledků a následně budou sloupy posuzovány pouze metodou jmenovité křivosti, která je dle národní přílohy v ČSN EN 1992-1 u nás v České republice doporučována. [10]

Umístění sloupu	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
B/2	-2862,31	9,77	-9,48	0,07	9,37	-16,43
A/4	-988,15	2,13	-5,07	-0,17	-9,36	-1,29
B/3	-2526,16	6,21	8,46	-0,57	-7,13	-12,28
B/4	-2430,08	-9,82	-10,67	0,56	9,53	13,97
E/1	-2607,56	2,17	-25,59	-0,35	-47,62	3,15
B/5	-2433,29	1,88	40,45	-0,1	78,13	2,78
A/1	-2324,31	-26,33	-13,3	0,06	-29,02	-48,73
F/1	-2326,43	24,04	-18,18	-0,18	-38,73	42,39

Tab. 9 –Extrémní vnitřní síly sloupů v 1.PP z programu SCIA Engineer [18] [19]

Umístění sloupu	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
E/5	-2207,8	-8,88	4,76	0,28	-3,73	18,85
A/4	-803,23	5,18	-6,4	-0,16	-11,05	12,86
A/1	-1995,8	-22,07	-8,84	0,29	25,19	50
E/2	-2192,58	19,94	-2,76	-0,06	4,22	-34,1
A/4	-1777,79	-0,79	-22,5	-0,05	42,2	11,41
B/6	-2166,09	10,2	-1,45	-0,67	3,33	-22,31
F/3	-2022,53	2,97	21,43	0,41	-51,04	-14,89
B/5	-2150,21	-3,41	36,68	0,23	-79,93	2,95
B/5	-2131,13	-3,41	36,68	0,23	52,14	-9,34
F/1	-1998,23	17,42	-14,8	0,16	36,69	-40,15

Tab. 10 –Extrémní vnitřní síly sloupů v 1.NP v programu SCIA Engineer [18] [19]



Obr. 19 – Průřez sloupu a vstupní data k výpočtu [20]

Vyztužení a geometrie sloupů je v celém objektu totožná. Vyztužení a geometrie je jasná z přiloženého obrázku. Osová vzdálenost třmínků je 200mm a profil třmínků je 8mm. Materiály použité na konstrukci již byly také řešeny, a to v technickém průřezu stavby.

K posouzení sloupů došlo za pomoci interakčního diagramu. Jedná se o mezní čáru únosnosti. Z diagramu je jasná závislost momentu na normálové síle v průřezu. Použité interakční diagramy v sobě zahrnují, jak vliv imperfekcí, tak i vliv momentu druhého řádu.

Při výpočtu sloupů v 1.PP došlo u části posuzovaných sloupů k nedodržení konstrukční zásady, a to z toho důvodu, že průřez nevyhověl na minimální plochu výztuže dle ČSN EN 1992-1 ed. 2.

V normě je použit vzorec.

$$A_{s,\min} = \frac{0,1 * N_{ED}}{f_{yd}}$$

Plocha výztuže posuzovaného sloupu je dle výpočtu.

$$A_s = \frac{\pi * d^2 * n}{4} = \frac{3,14 * 14^2 * 4}{4} = 616mm^2$$

Při všech známých veličinách nám jen stačí dosadit k získání hodnoty, kdy při větším normálovém zatížení sloupu průřez na konstrukční zásadu nevyhoví.

$$N_{\text{Konstr.zásada,max}} = f_{yd} * A_s * 10 = 356,5 * 10^3 * 616 * 10^{-6} * 10 = 2251,5kN$$

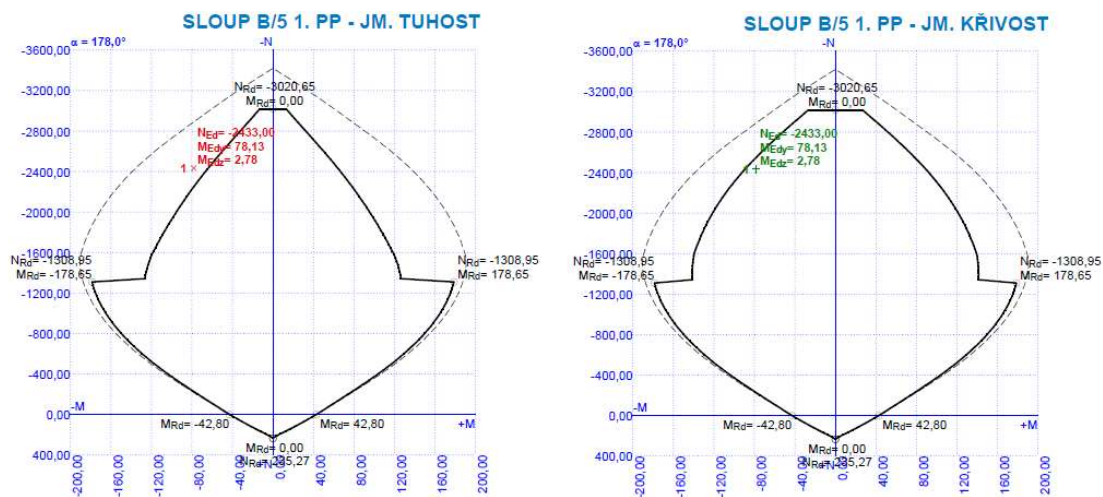
I přesto, že velká část sloupů v 1.PP na tuto konstrukční zásadu z důvodu vysokých normálových sil nevyhověla, jedná se pouze o doporučenou hodnotu dle ČSN EN 1992-1 ed. 2, nejde tedy o hodnotu závaznou. [10]

Dále u sloupů nevyhověla v průřezu použitá ocel na třmínky 10 216 (E) s mezí kluzu 206 MPa. Dle dnešní normy musí mít použitá ocel v betonu mez kluzu mezi 400-600 MPa. [10]

4.3.3.1. Posouzení sloupů v 1. PP

V 1. PP byl posuzován nejšťihlejší sloup ležící na ose B/5, který je zároveň sloupem s extrémním momentem, sloup byl posouzen metodou jmenovité tuhosti i metodou jmenovité křivosti. Dále byl posouzen sloup namáhaný maximální normálovou silou B/2.

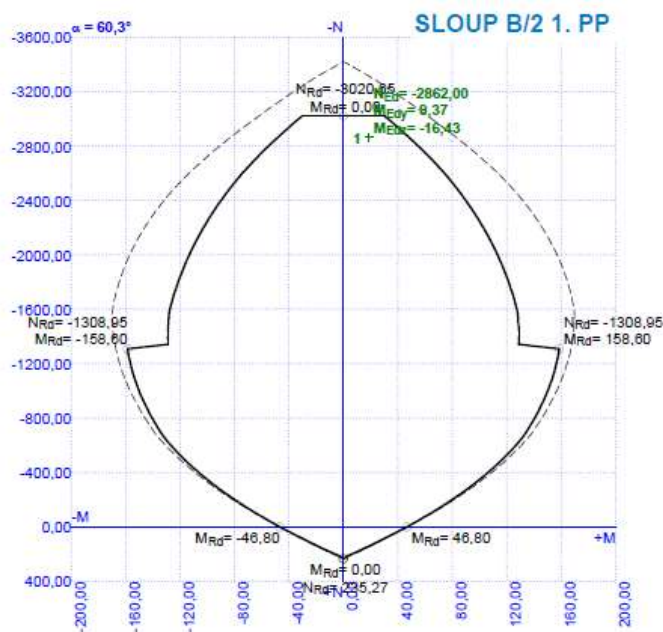
Posouzení sloupu B/5



Obr. 20 – Integrační diagramy sloupu B/5 v 1. PP [20]

K posouzení únosnosti došlo v kritickém řezu sloupu, kritický řez sloupu se nachází ve styčnicku sloupu se stropní konstrukcí 1. PP. Interakční diagramy sloupu B/5 jsou rozdílné v závislosti na metodě posouzení. Dle metody jmenovité tuhosti překročily návrhové vnitřní síly mezní čáru únosnosti a sloup na mezní stav únosnosti nevyhověl. Naopak při metodě jmenovité křivosti sloup na mezní stav únosnosti vyhověl s využitím průřezu na tlak a ohyb 91,3%. V dalších výpočtech byly momenty druhého řádu posuzovány podle zjednodušené analýzy jmenovité křivosti. V případě provádění nástavby by však bylo vhodné u sloupů posoudit momenty druhého řádu obecnou metodou, která je založena na nelineární analýze, kde dochází k nejpřesnějším výsledkům momentů druhého řádu. I přes to je velice pravděpodobně, že sloup při posouzení obecnou metodou vyhoví. Zjednodušené metody jsou navrženy takovým způsobem, aby momenty druhého řádu vycházely nadhodnocené z důvodu bezpečnosti návrhu.

Posouzení sloupu B/2



Obr. 21 – Integrační diagram sloupu B/2 v 1. PP [20]

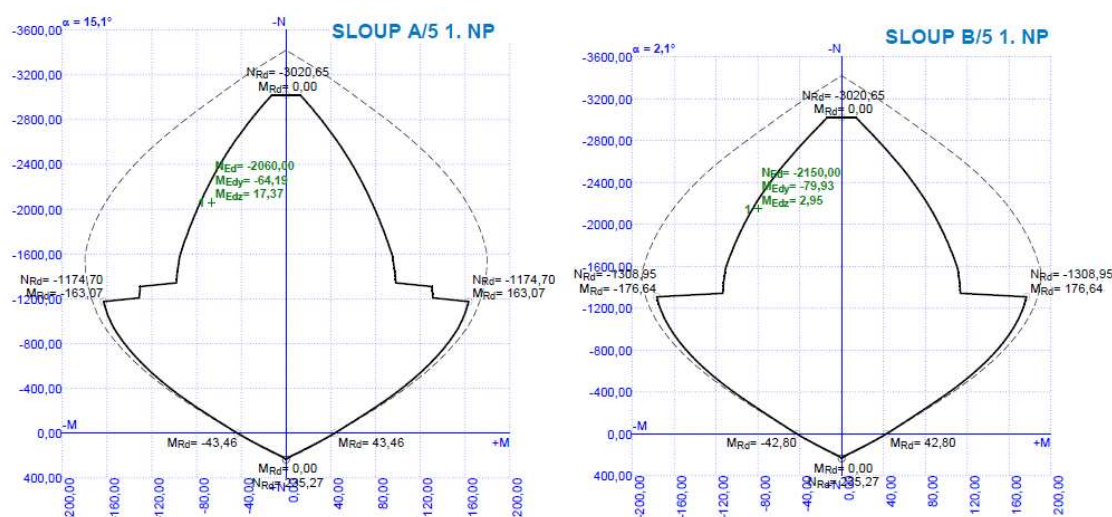
Posuzovaný sloup B/2 s nejvyšší normálovou silou vyhověl s maximálním využitím průřezu 83,7%. Kritický řez průřezu se nachází v patě sloupu v místě maximální normálové síly.

Sloupem prochází průvlaky ve dvou směrech, proto přenáší největší normálové zatížení. Není však extrémně namáhán ohybovým momentem, z tohoto důvodu s přehledem vyhoví.

4.3.3.2. Posouzení sloupů v 1. NP

V 1. NP byl také posuzován nejštíhlejší sloup na patře, kterým je sloup A/5, dále byl posouzen sloup B/5, který je sloupem s největším ohybovým momentem. V 1. NP nebyl posuzován sloup s největší normálovou silou B/6. Důvodem je, že pokud vyhověl sloup B/2 s největší normálovou silou v 1.PP, je téměř jisté že by vyhověl i sloup s maximální normálovou silou ve vyšším patře, kde je namáhání tlakem nižší a daný sloup se řadí k nejmasivnějším sloupům.

Posouzení sloupu A/5 a B/5



Obr. 22 – Integrační diagram sloupu A/5 a B/5 v 1. NP [20]

Z přiložených integračních diagramů sloupu A/5 a B/5 v 1. NP je zřejmé, že redukce momentem druhého řádu je oproti sloupům v 1. PP velmi značná. To způsobují převážně dva důvody.

Prvním důvodem je, že světlá výška sloupu je v 1. NP o 0,6m větší než v 1. PP. Druhým důvodem je, že všechny sloupy jsou v 1.PP vetknuty do základů, což znamená, že zde dochází k minimálnímu pootočení a s tím vykazují sloupy v 1. PP menší účinnou délku. Rozdílný tvar interakčních diagramů je způsoben rozlišeným poměrem momentu v hlavě sloupu a v patě sloupu. Tento poměr se značí r_m . Program FIN EC Beton totiž započítává vliv momentu druhého řádu až když se vlivem normálové síly dostane štíhlost sloupu λ k hodnotě mezní štíhlosti λ_{lim} . Z tohoto důvodu se vliv momentu druhého řádu projevil až při vyšších normálových silách. Vliv imperfekcí byl započítán ihned jakmile byl průřez tlačěn.

Využití průřezu posuzovaných sloupů na tlak a ohyb se blížilo až k plnému využití průřezu. Kritické místo se nachází v patě posuzovaných sloupů čili ve styčnicku se stropní konstrukcí 1. PP. Využití průřezu u sloupu A/5 je 93,9%, využití průřezu B/5 je 96,9%

Posudek z programu FIN EC Beton se nalézá v příloze č.1. Sloupy byly v programu posouzeny na konstrukční zásady, mezní stav únosnosti (tlak a ohyb, kroucení a smyk) a mezní stavy použitelnosti (mezní stav omezení napětí, mezní stav omezení šířky trhlin). Sloupy vyhověly ve všech parametrech výpočtu až na dříve zmiňovanou konstrukční zásadu minimální plochy výztuže v závislosti na normálové síle. Z důvodu obsáhlosti posudku v programu FIN EC Beton byly do přílohy bakalářské práce vloženy pouze hlavní výsledky, nikoliv mezivýsledky.

4.4. Závěr výpočtové části

Cílem výpočtové části bylo posoudit vliv nástavby na stávající nosnou konstrukci.

Ve výpočtu se došlo k závěru, že stropní konstrukce 2. NP je málo únosná a není možné ji dále zatěžovat. Sanace stropní konstrukce by byla finančně a časově příliš náročná. Nejvhodnějším způsobem provedení nástavby se tedy jeví, vytvořit novou odlehčovací nosnou desku, půdorysně totožnou, lokálně podepřenou novými sloupy, které budou napojeny na stávající sloupy.

Nosné sloupy byly shledány jako dostatečně únosné, i při zanedbání spolupůsobení suterénních stěn. Byly posouzeny nejtíhlejší sloupy a sloupy maximálními vnitřními silami. Zajímavostí bylo, že sloupy, které se řadily k nejtíhlejším měly zároveň i extrémní ohybové momenty.

Vliv imperfekcí a momentu druhého řádu nemohl být zanedbán a měl při výpočtu velký vliv, převážně při posouzení sloupů ve vyšších podlažích s vyšší účinnou délkou. Při posuzování zkušebního sloupu v 1. PP na ose B/5, kdy byl moment druhého řádu určen metodou jmenovité tuhosti i jmenovité křivosti. Sloup při metodě jmenovité tuhosti nevyhověl. Norma však nechává výběr zjednodušené metody posouzení na autorovi posudku, a následně v národní příloze pro Českou republiku doporučuje využívat metodu jmenovité křivosti. Při posouzení momentu druhého řádu metodou jmenovité křivosti se posuzované nosné sloupy považují jako vyhovující.

Dle výsledků průzkumu a výpočtu není nutné provádět jakoukoliv sanaci nosných sloupů.

Bylo by zajímavé provést následnou podrobnou studii nosných sloupů a obecnou metodou zjistit momenty druhého řádu pro dokonalé posouzení konstrukce.

5. Závěr

Prvotním cílem bakalářské práce bylo vypracovat stavebně technický průzkum zdravotního střediska v Mostě. Je zde popsán popis objektu, popis použitých nosných konstrukcí a použité materiály. Byla vypracována zkouška pevnosti betonu v tlaku na krychli za pomoci Schmidtova tvrdoměru. Zajímavostí bylo, že zkoušený beton po zařídění do pevnostní třídy odpovídal vyšší pevnosti, než bylo uváděno v projektové dokumentaci.

Hlavním cílem bakalářské práce však bylo posoudit, zda je možné provést na stávající objekt nástavbu.

Výsledky z numerické simulace poukazují na několik důležitých aspektů. Skutečnost, že stávající nosný systém se skládá z trámové desky a sloupů bez ztužujícího jádra, výrazně ovlivňuje vzpěrné délky sloupů. I přes to je únosnost sloupů při uvážení nové nástavby dostatečná.

Hlavní překážkou k provedení nástavby je ohybová únosnost stávající střešní konstrukce. Tím, že se na ní provede nástavba a změní se její využití, dojde k výraznému navýšení proměnného zatížení. V takovém případě MSÚ a MSP nebudou splněny. Řešením je vytvořit novou odlehčovací stropní desku nad stávající stropní konstrukcí 2. NP, která bude lokálně podepřená do nových nosných sloupů umístěných nad stávajícími sloupy. Nová deska nesmí nijak zatěžovat stropní konstrukci z důvodu nedostatečného vyztužení stávající střešní konstrukce

I přes to, že provedení nástavby bude vyžadovat určité úpravy nosné konstrukce, lze se domnívat, že z hlediska nákladů bude toto řešení efektivnější než objekt zcela zdemolovat. Důvodem je vynikající stav nosné konstrukce, který byl zjištěn během stavebně technického průzkumu objektu.

Seznam zdrojů

- [1] DROCHYTKA, Rostislav, DOHNÁLEK, Jiří, BYDŽOVSKÝ, Jiří, PUMPR. Václav, DUFKA, Amos, DOHNÁLEK, Pavel. *technické podmínky pro sanace betonových konstrukcí TP SSBK III*. Brno : Sdružení pro sanace betonových konstrukcí, 2012. ISBN 978-80-260-2210-7.
- [2] MENCL, Vojtěch. *MP 8.1 Stavebně technické průzkumy*. Praha : ČKAIT, 2012. ISBN 978-80-87438-27-5.
- [3] BILČÍK, Juraj, DOHNÁLEK, Jiří. *Sanace betonových konstrukcí*. Bratislava : Jaga group vydavateľstvo, 2003. ISBN 80-88905-24-9.
- [4] ČSN EN 12 504-1: *Zkoušení betonu v konstrukcích – Část 1: Vývrty, odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku*. Praha : ČNI, 2019.
- [5] ČSN 73 2030: *Zatěžovací zkoušky stavebních konstrukcí*. Praha : ČNI, 2011.
- [6] ČERMÁKOVÁ, Marcela. VII. obvod nového Mostu. *MĚSTO MOST MINULÝCH A BUDOUCÍCH STALETÍ*. [Online] 2016. [Citace: 5. Duben 2020.] http://starymost.wz.cz/nove_mestske_obvody_VII.html.
- [7] KAMENÍK, BREJCHA. Projektová dokumentace ZDRAVOTNÍ STŘEDISKO OKR. 21 MOST - STATIKA. MOST : Krajský projektový ústav pro výstavbu, řest a vesnic v Ústí nad Labem, středisko Most, 1973. ARCH. č. 1730/55-046-03-K1.
- [8] MAPY.CZ. [Online] Seznam.cz. [Citace: 5. Březen 2020.] <https://mapy.cz/zakladni?x=13.6499377&y=50.4971393&z=19&base=ophoto>.
- [9] KOSTELKOVÁ, Libuše. *Pozemní stavby*. Praha : Státní nakladatelství technické literatury, 1960.
- [10] ČSN EN 1992-1 ed. 2: Eurokód 2: *Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha : ČNI, 2019.
- [11] ČSN 73 0038: *Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí - Doplnující ustanovení*. Praha : ČNI, 2019.
- [12] ČSN 73 1373: *Nedestruktivní metody zkoušení betonu*. Praha : ČNI, 2011.
- [13] ČSN EN 13791: *Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných betonových dílcích*. Praha : ČNI, 2007.
- [14] ČSN 73 1373: *Tvrdoměrné zkoušení betonu*. Praha : ČNI, 2011.
- [15] ČSN EN 1991-1-1: Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha : ČNI, 2004.
- [16] Procházka, J., Štěpánek, P., Krátký j., Kohoutková, A., Vašková, J. *Navrhování betonových konstrukcí 1 - Prvky z prostého a železového betonu*. Praha : ČBS SERVIS, s.r.o., 2007. ISBN 978-80-903807-5-2.

Seznam použitých programů

[17] Autodesk AutoCad 2018 – studentská verze

[18] Microsoft Office Excel 365

[19] SCIA Engineer 19.1 – studentská verze

[20] FIN EC 2020 Beton

Seznam obrázků

Obr. 1 – Hodnocení stavebně technického průzkumu [2]

Obr. 2 – Letecký snímek objektu zdravotního střediska [8]

Obr. 3 – Boční pohled na budovu zdravotního střediska

Obr. 4 – Pohled na vnitřní atrium budovy

Obr. 5 – Schéma stropní konstrukce 1PP [17]

Obr. 6 – Schéma stropní konstrukce 1NP a 2 NP [17]

Obr. 7 – Schéma rozmístění žeber a výztuže [17]

Obr. 8 – Očištěné zkušební místo o rozměrech 180x240mm pro zkoušku Schmid. tvrdoměrem

Obr. 9 – Podélný řez a statické schéma trámu [17]

Obr. 10 – Řez A-A' (navazující na obr. 9) [17]

Obr. 11 – Spolupůsobící šířka trámu [17]

Obr. 12 – Spolupůsobící šířka průvlnku mezi podporami [17]

Obr. 13 – Model stropní konstrukce 2. NP v programu SCIA Engineer (pohled zespoda) [19]

Obr. 14 – Schéma vyztužení trámu mezi podporami [20]

Obr. 15 – Únosnost průřezu stávajících trámů [20]

Obr. 16–1. výpočtový model pro numerickou simulaci sloupu [19]

Obr. 17–2. výpočtový model pro numerickou simulaci sloupu [19]

Obr. 18–3. výpočtový model pro numerickou simulaci sloupu [19]

- Obr. 19 – Průřez sloupu a vstupní data k výpočtu [20]
Obr. 20 – Integrovaní diagramy sloupu B/5 v 1. PP [20]
Obr. 21 – Integrovaní diagram sloupu B/2 v 1. PP [20]
Obr. 22 – Integrovaní diagram sloupu A/5 a B/5 v 1. NP [20]

Seznam tabulek

- Tab. 1 –Druhy, značky, třídy betonů a převod značení [11]
Tab. 2 –Vlastnosti běžně užívaných ocelí používaných po roce 1970 [11]
Tab. 3 – Nedestruktivní zkouška Schmidovým tvrdoměrem – vnitřní sloupy [18]
Tab. 4 – Součinitel $k_{n,x}$ pro stanovení 5% kvantilu [11]
Tab. 5 – Nedestruktivní zkouška Schmidovým tvrdoměrem – průvlaky mezi sloupy [18]
Tab. 6 –Extrémní návrhové momentové síly trámů [18] [19]
Tab. 7 – Tabulka součinitele β v 1. PP [18] [19]
Tab. 8 – Tabulka součinitele β v 1. NP [18] [19]
Tab. 9 –Extrémní vnitřní síly sloupů v 1.PP z programu SCIA Engineer [18] [19]
Tab. 10 –Extrémní vnitřní síly sloupů v 1.NP v programu SCIA Engineer [18] [19]

Seznam příloh

- Příloha č.1 – Posudek vybraných sloupů v program FIN EC Beton

Příloha č.1 - Posudek vybraných sloupů v program FIN EC Beton

Jan Jochman

Studie vlivu nástavby na nosnou konstrukci stávajícího zdravotního střediska

Projekt

Akce : Studie vlivu nástavby na nosnou konstrukci stávajícího zdravotního střediska
Popis : Bakalářská práce
Vypracoval : Jan Jochman
Datum : 05.05.2020

Norma

Norma EN 1992-1-1/Česko.

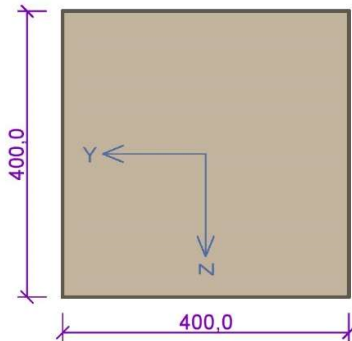
Únosnost betonu - základní kombinace zatížení : $\gamma_C = 1,500$
Únosnost výztuže - základní kombinace zatížení : $\gamma_S = 1,150$
Únosnost betonu - mimořádná kombinace zatížení : $\gamma_C = 1,200$
Únosnost výztuže - mimořádná kombinace zatížení : $\gamma_S = 1,000$
Modul pružnosti betonu : $\gamma_{CE} = 1,200$
Tlaková pevnost betonu : $\alpha_{cc} = 1,000$
Minimální stupeň vyztužení desky dle ČSN 73 1201

1 SLOUP B/2 1. PP

1.1 Vstupní data

Typ prvku: sloup
Prostředí: X0
Délka dílce: 2,60m

Průřez



Materiály

Beton: C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30,0$ MPa
Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2,9$ MPa
Modul pružnosti $E_{cm} = 33000$ MPa

Ocel podélná: 10425 (V) (uživ.)

Mez kluzu $f_{yk} = 410,0$ MPa
Modul pružnosti $E_s = 200000$ MPa

Ocel příčná: 10 216 (E) (uživ.)

Mez kluzu $f_{yk} = 206,0$ MPa
Modul pružnosti $E_s = 200000$ MPa

Pevnost oceli neodpovídá rozsahu 400-600MPa určenému normou, další výpočet odpovídá postupům EC2

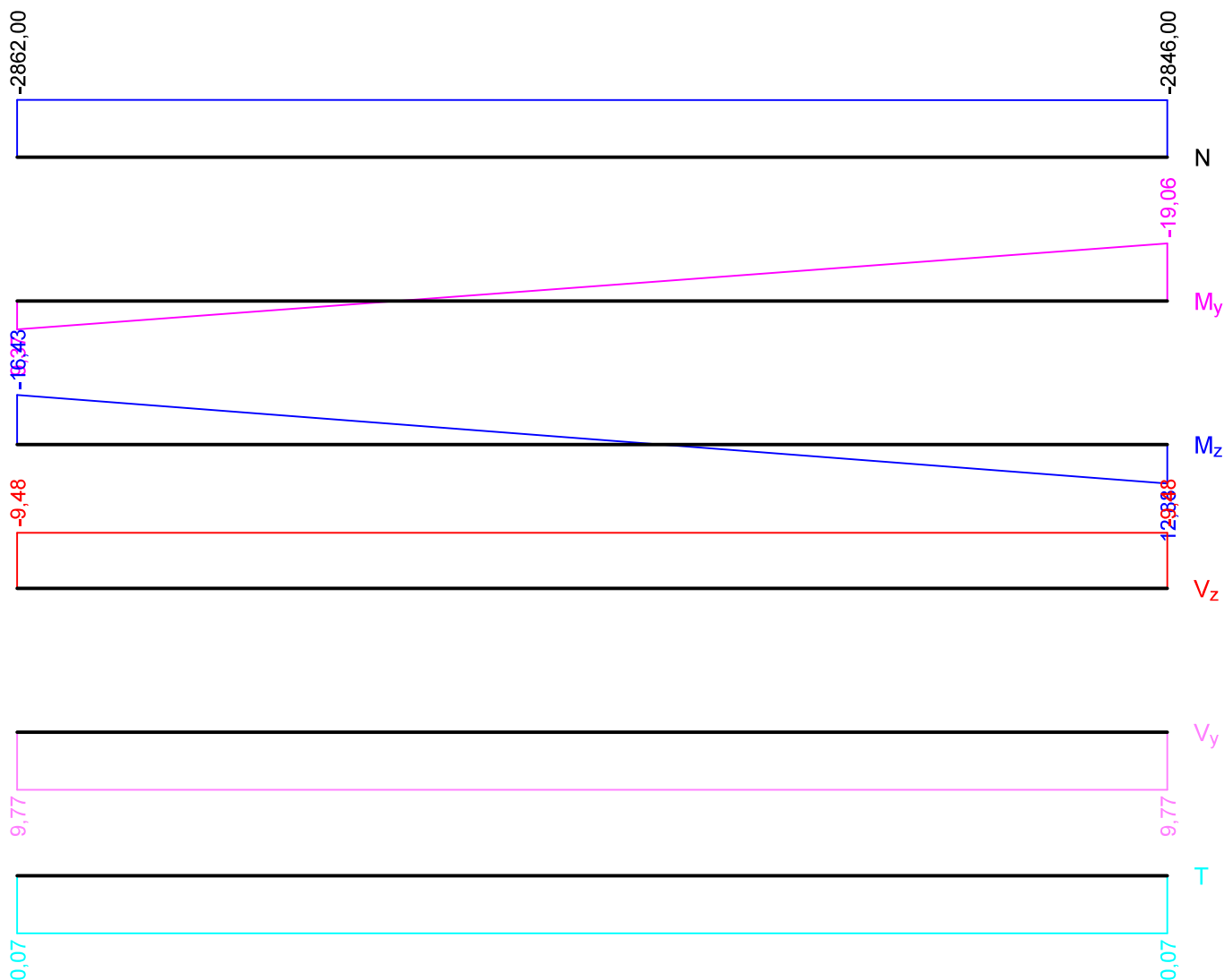
Vnitřní síly

MSU - základní návrhová (MSÚ)								
Poloha [m]	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Edy} [kN]	T_{Ed} [kNm]	R_z [kN]	RO_x [kNm]
0,00	-2862,00	9,37	-16,43	-9,48	9,77	0,07	-	-
2,60	-2846,00	-19,06	12,88	-9,48	9,77	0,07	-	-



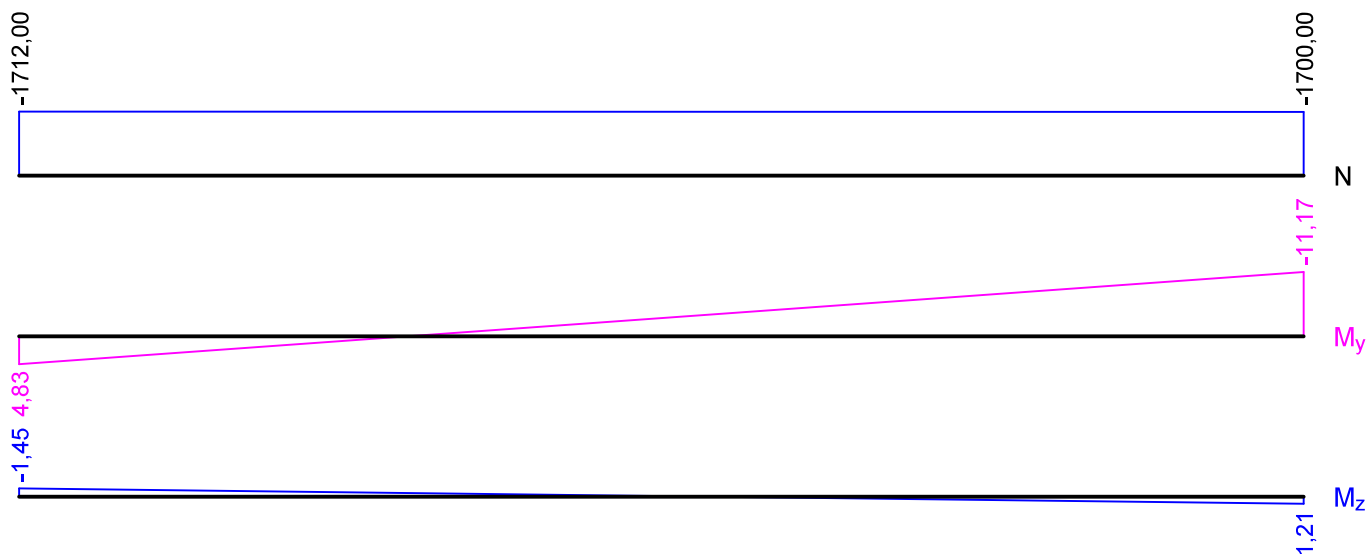
Pouze pro nekomerční využití



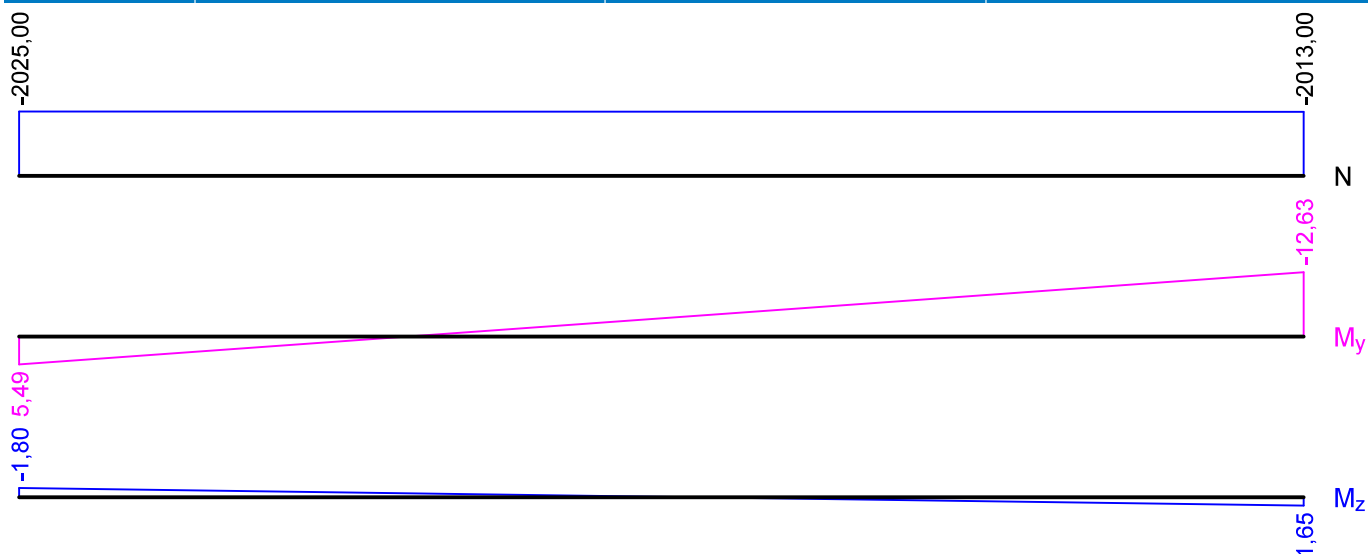


MSP-kvaz - kvazistálá (MSP)			
Poloha [m]	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]
0,00	-1712,00	4,83	-1,45
2,60	-1700,00	-11,17	1,21

Pouze pro nekomerční využití



MSP - CHAR - charakteristická (MSP)			
Poloha [m]	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]
0,00	-2025,00	5,49	-1,80
2,60	-2013,00	-12,63	1,65



Vzpěr

Úsek č.: 1, (0,00m - 2,60m)

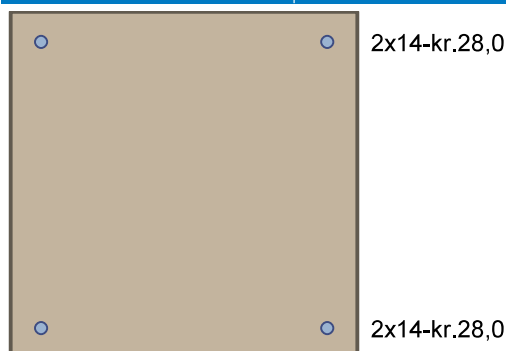
Délka prvku [m]	Koef. vzpěru [-]	Vzpěrná délka [m]	Kolmo k ose
2,60	1,15	2,99	Y
2,60	1,15	2,99	Z

Podélná výztuž

Úsek č.: 1, (0,00m - 2,60m)

! Pouze pro nekomerční využití !

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
2	14	28,0	horní výztuž
2	14	28,0	dolní výztuž



Podélná výztuž - podrobnosti

Úsek č.: 1, (0,00m - 2,60m)

Číslo	Y [mm]	Z [mm]	Profil [mm]
1	35,0	365,0	14
2	365,0	365,0	14
3	35,0	35,0	14
4	365,0	35,0	14

Počátek souřadného systému je v levém dolním rohu obálky průřezu

S tlačnou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Úsek č.: 1, (0,00m - 2,60m)

Obvodové třmínky

Profil: 8 mm; Vzdálenost: 200,0 mm

Minimální krytí

Třída konstrukce: S4

1.2 Výsledky

Kritický řez v bodě $x = 0,000\text{m}$ - MSU

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Sloup (celková výztuž):

$$\rho_s = 0,00385 < \rho_{s,\min} = 0,00502 \Rightarrow \text{Min. stupeň vyztužení nedodržen!}$$

$$\rho_s = 0,00385 \leq \rho_{s,\max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Posouzení konstrukčních zásad třmínků

$$\text{Minimální průměr třmínků } d = 6 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost třmínků } s_{d,\max} = 210,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Posouzení mezního stavu únosnosti

MSU

$$N_{Ed} = -2862,00 \text{ kN} \leq N_{Rd} = -3419,61 \text{ kN}$$

$$M_{Edy} = 9,37 \rightarrow 30,65 \leq M_{Rdy} = 47,43 \text{ kNm}$$

$$M_{Edz} = -16,43 \rightarrow -44,65 \leq M_{Rdz} = -69,10 \text{ kNm}$$

Posouzení průřezu na tlak a ohyb Vyhovuje



Pouze pro nekomerční využití



Využití: 83,7 %

$V_{Ed} = 13,61 \text{ kN} \leq V_{Rdc} = 334,2 \text{ kN} \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Únosnost průřezu ve smyku Vyhovuje

Využití: 4,1 %

$|V_{Ed} / V_{Rdc} + T_{Ed} / T_{Rdc}| < 1$

$|13,61 / 334,2 + 0,07 / 24| < 1$

$0,0437 < 1$

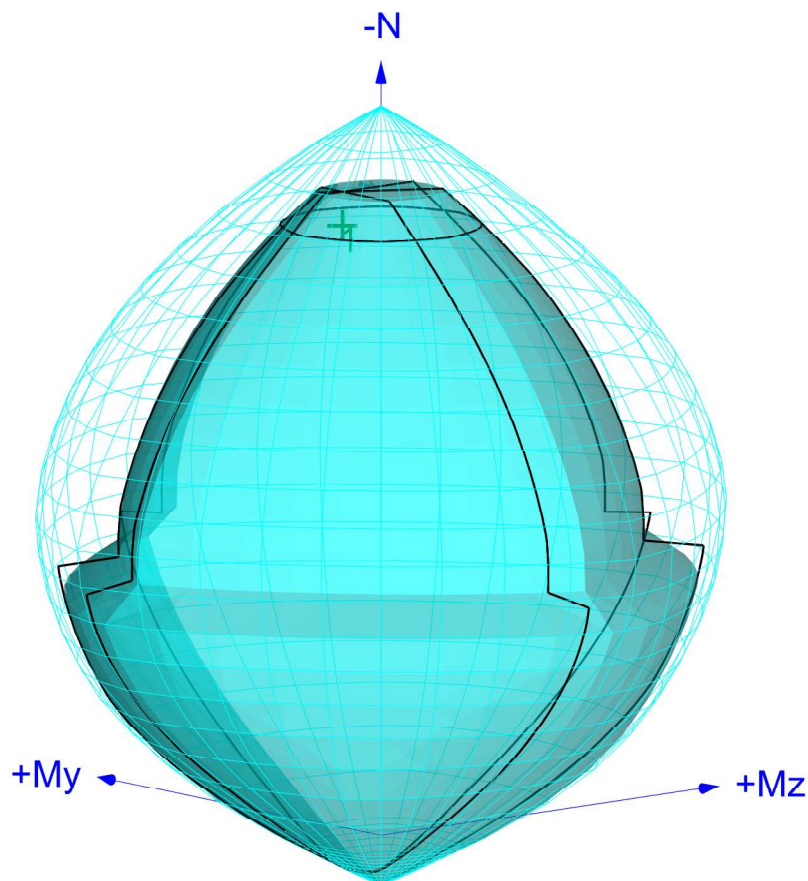
Únosnost průřezu v kroucení Vyhovuje

Využití: 4,4 %

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE - 83,7 %

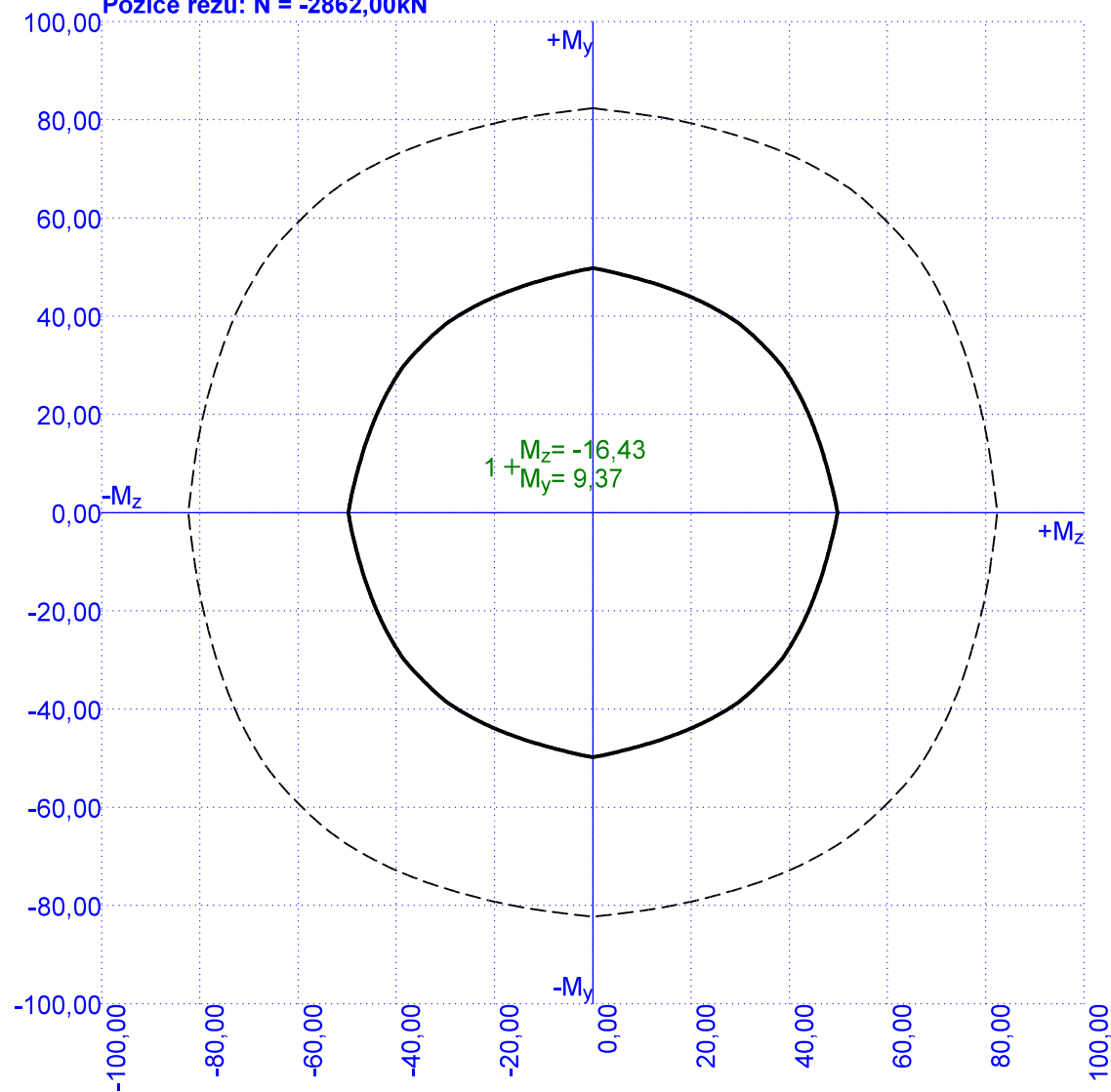
Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

Využití: 83,7 %



Interakční diagram M_y - M_z

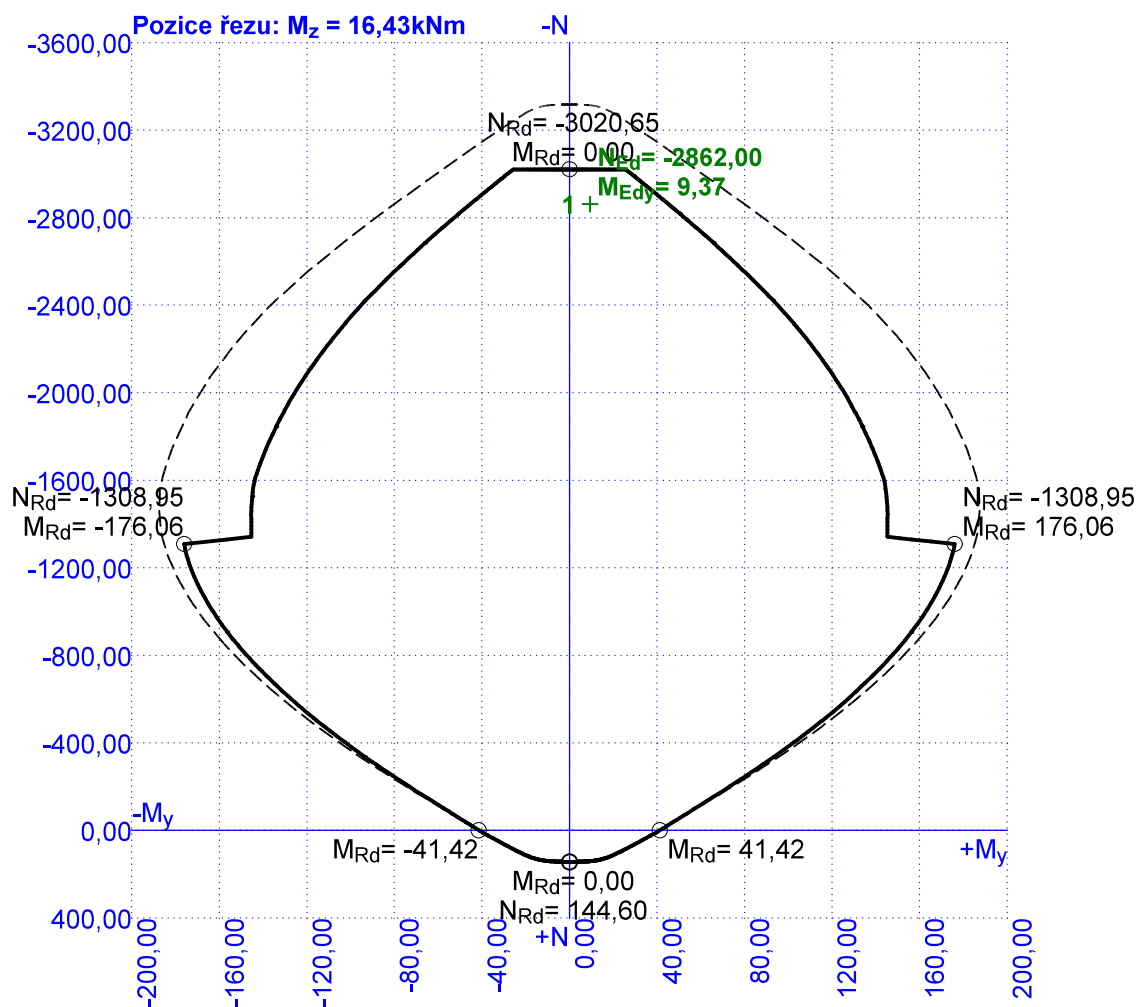
Pozice řezu: $N = -2862,00\text{kN}$



Pouze pro nekomerční využití



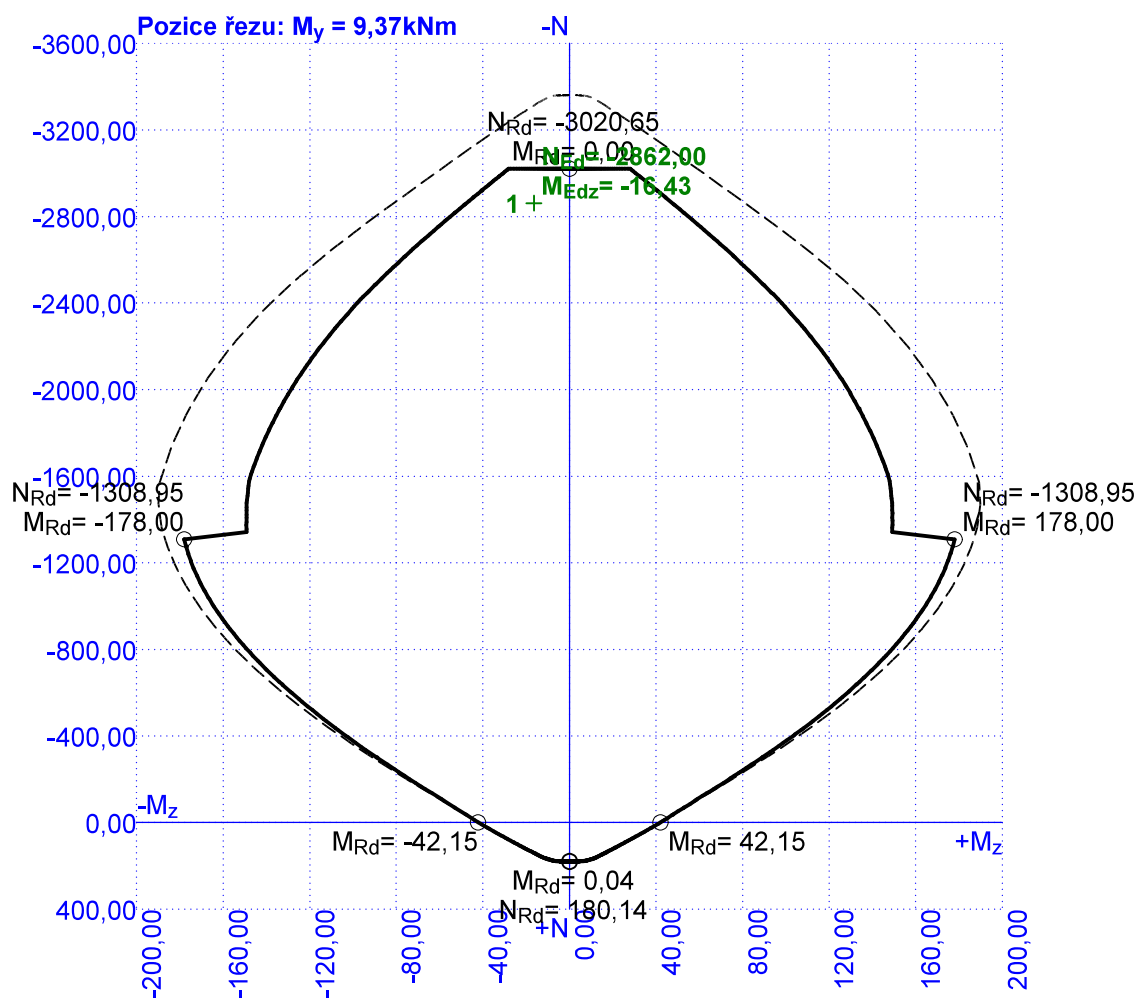
Interakční diagram N- M_y



Pouze pro nekomerční využití



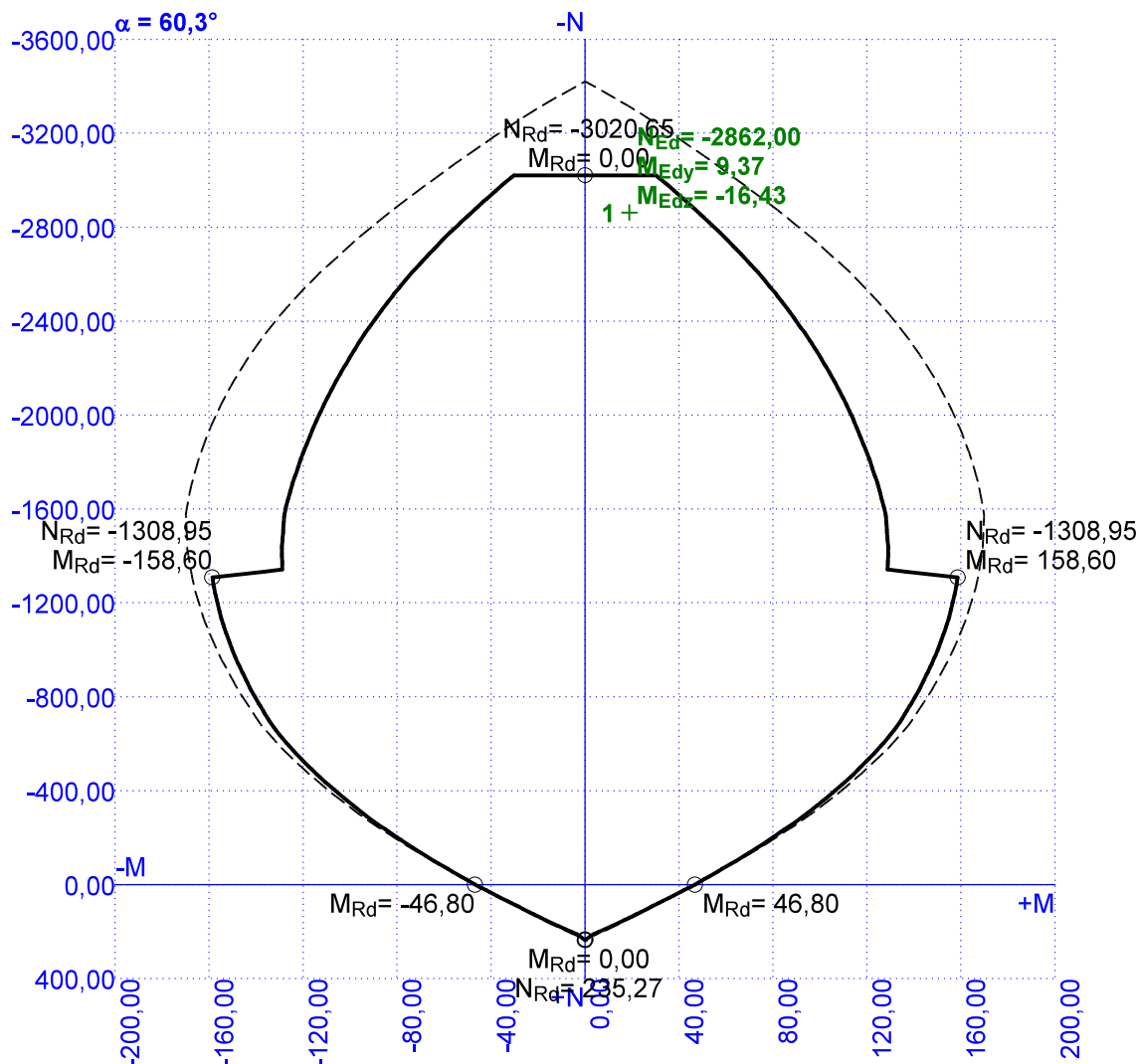
Interakční diagram N-M_z



Pouze pro nekomerční využití



Interakční diagram N-M



2 SLOUP B/5 1. PP - JM. TUHOST

2.1 Vstupní data

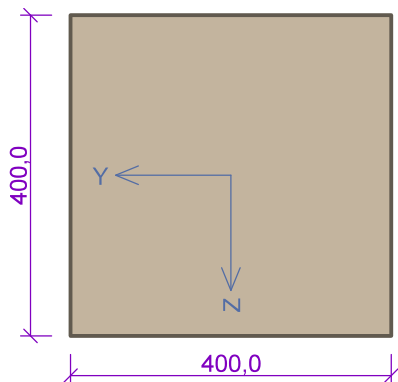
Typ prvku: sloup
 Prostředí: X0
 Délka dílce: 2,60m



Pouze pro nekomerční využití



Průřez



Materiály

Beton: C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30,0$ MPa

Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2,9$ MPa

Modul pružnosti $E_{cm} = 33000$ MPa

Ocel podélná: 10425 (V) (uživ.)

Mez kluzu $f_{yk} = 410,0$ MPa

Modul pružnosti $E_s = 200000$ MPa

Ocel příčná: 10 216 (E) (uživ.)

Mez kluzu $f_{yk} = 206,0$ MPa

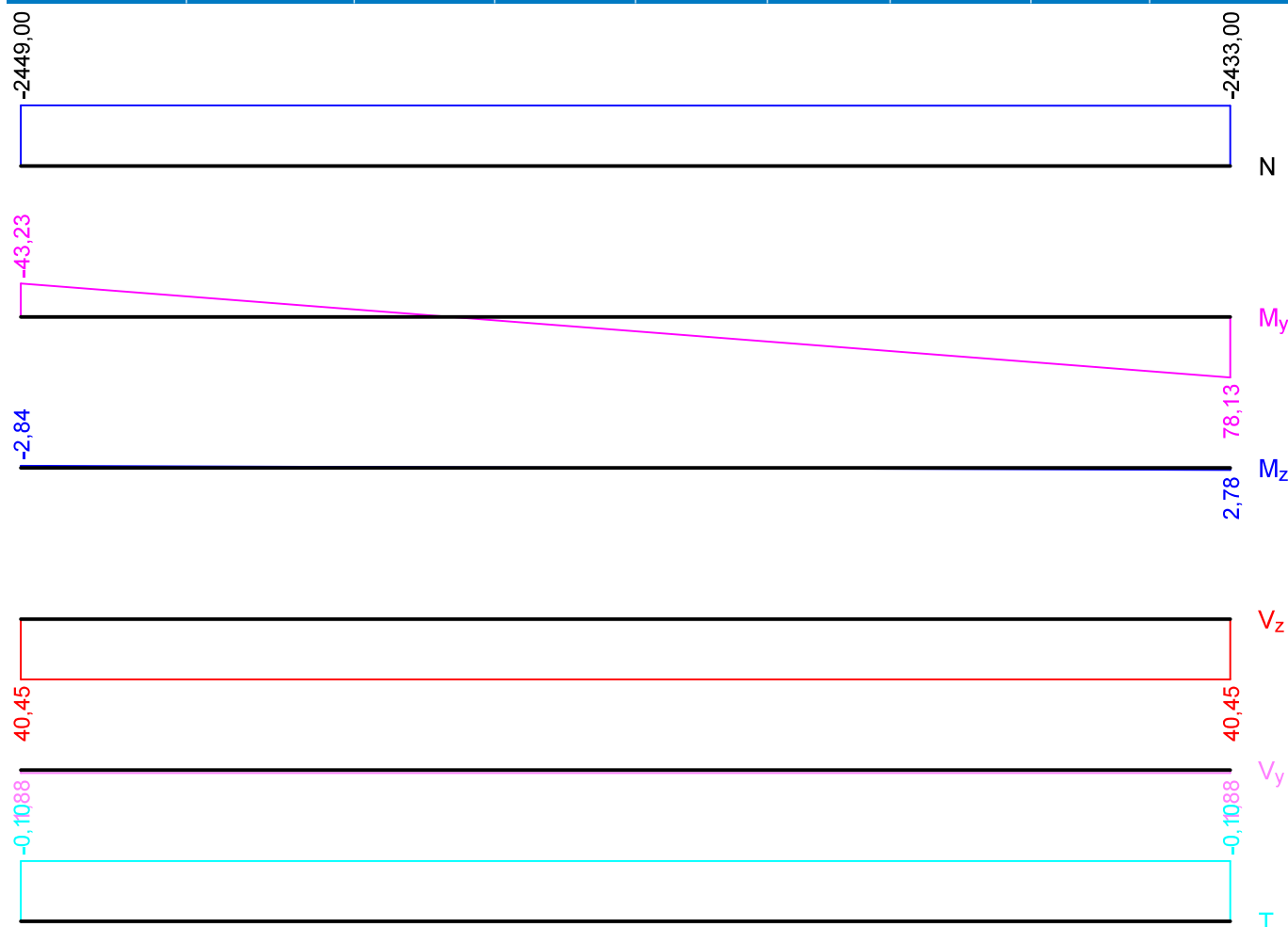
Modul pružnosti $E_s = 200000$ MPa

Pevnost oceli neodpovídá rozsahu 400-600MPa určenému normou, další výpočet odpovídá postupům EC2

Vnitřní síly

MSU - základní návrhová (MSÚ)

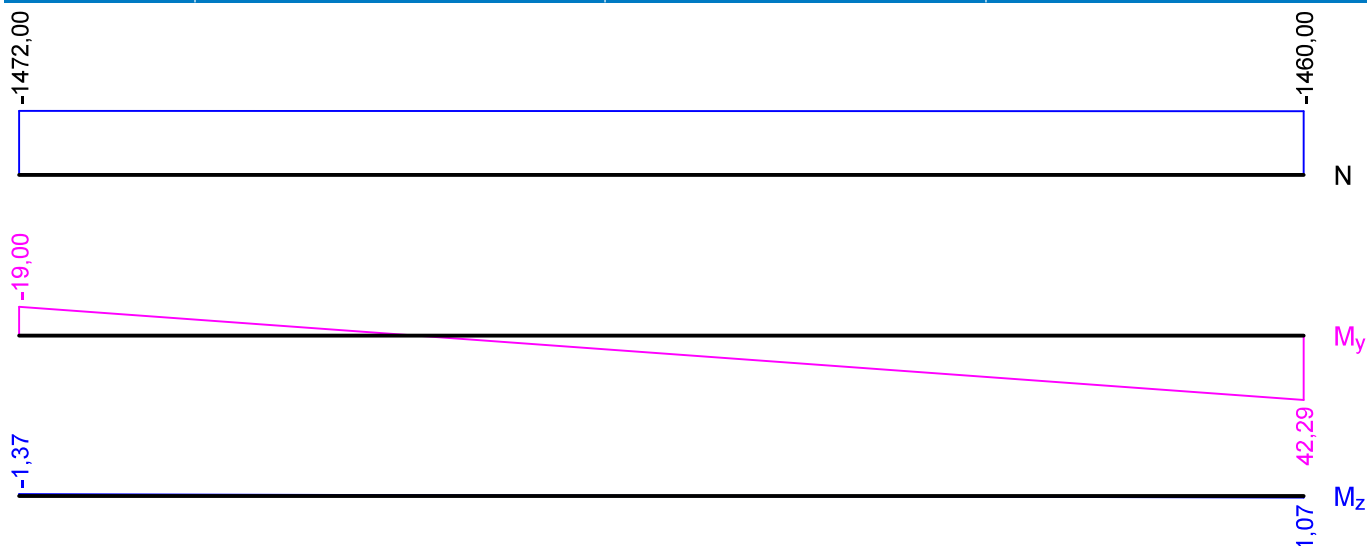
Poloha [m]	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Edy} [kN]	T_{Ed} [kNm]	R_z [kN]	RO_x [kNm]
0,00	-2449,00	-43,23	-2,84	40,45	1,88	-0,10	-	-
2,60	-2433,00	78,13	2,78	40,45	1,88	-0,10	-	-



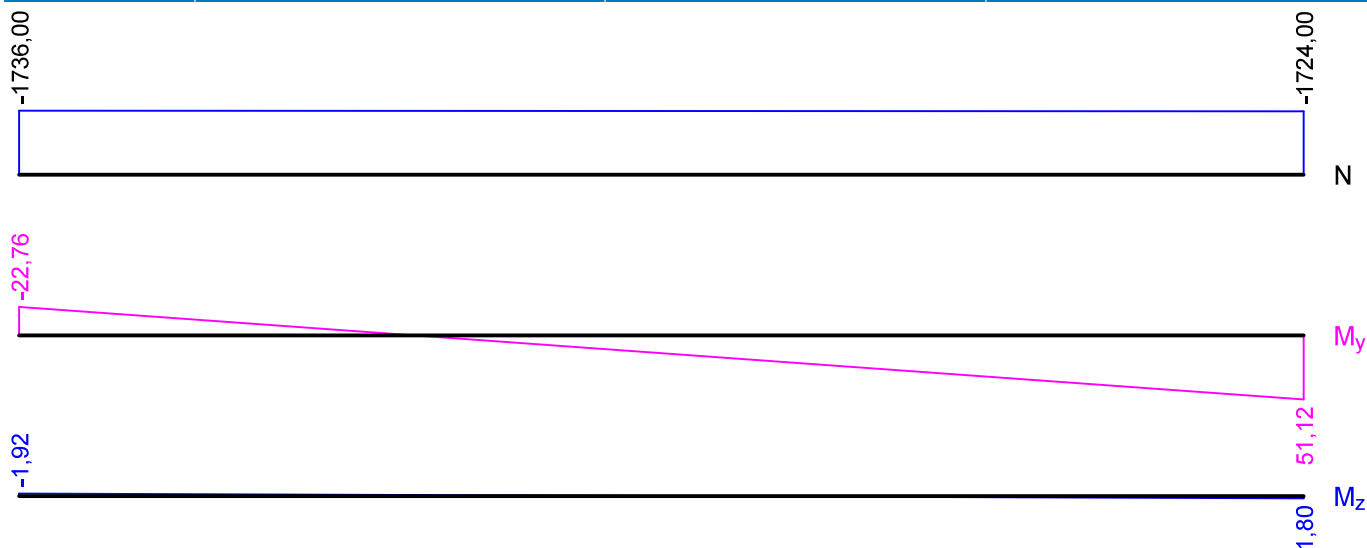
Pouze pro nekomerční využití



MSP-kvaz - kvazistálá (MSP)			
Poloha [m]	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]
0,00	-1472,00	-19,00	-1,37
2,60	-1460,00	42,29	1,07



MSP - CHAR - charakteristická (MSP)			
Poloha [m]	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]
0,00	-1736,00	-22,76	-1,92
2,60	-1724,00	51,12	1,80



Vzpěr

Úsek č.: 1, (0,00m - 2,60m)



Pouze pro nekomerční využití

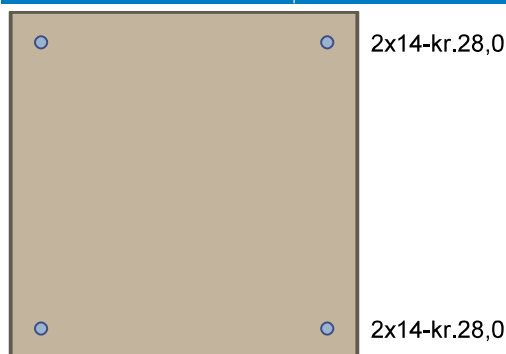


Délka prvku [m]	Koef. vzpěru [-]	Vzpěrná délka [m]	Kolmo k ose
2,60	1,34	3,48	Y
2,60	1,35	3,51	Z

Podélná výztuž

Úsek č.: 1, (0,00m - 2,60m)

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
2	14	28,0	horní výztuž
2	14	28,0	dolní výztuž



Podélná výztuž - podrobnosti

Úsek č.: 1, (0,00m - 2,60m)

Číslo	Y [mm]	Z [mm]	Profil [mm]
1	35,0	365,0	14
2	365,0	365,0	14
3	35,0	35,0	14
4	365,0	35,0	14

Počátek souřadného systému je v levém dolním rohu obálky průřezu

S tlačnou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Úsek č.: 1, (0,00m - 2,60m)

Obvodové třmínky

Profil: 8 mm; Vzdálenost: 200,0 mm

Minimální krytí

Třída konstrukce: S4

2.2 Výsledky

Kritický řez v bodě x = 2,600m - MSU

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Sloup (celková výztuž):

$\rho_s = 0,00385 < \rho_{s,min} = 0,00427 \Rightarrow$ **Min. stupeň vyztužení nedodržen!**

$\rho_s = 0,00385 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Posouzení konstrukčních zásad třmínků

Minimální průměr třmínků $d = 6 \text{ mm} \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost třmínků $s_{d,max} = 210,0 \text{ mm} \Rightarrow$ **Vyhovuje**



Pouze pro nekomerční využití



Posouzení mezního stavu únosnosti**MSU**

$$N_{Ed} = -2433,00 \text{ kN} \leq N_{Rd} = -3419,61 \text{ kN}$$

$$M_{Edy} = 78,13 \rightarrow 159,02 > M_{Rdy} = 135,35 \text{ kNm}$$

$$M_{Edz} = 2,78 \rightarrow 5,71 > M_{Rdz} = 4,86 \text{ kNm}$$

Posouzení průřezu na tlak a ohyb Nevyhovuje

Využití: 117,5 %

$$V_{Ed} = 40,49 \text{ kN} \leq V_{Rdc} = 158 \text{ kN} \Rightarrow \text{Pouze konstrukční smyková výztuž.}$$

Únosnost průřezu ve smyku Vyhovuje

Využití: 25,6 %

$$|V_{Ed} / V_{Rdc} + T_{Ed} / T_{Rdc}| < 1$$

$$|40,49 / 158 + 0,1 / 24| < 1$$

$$0,261 < 1$$

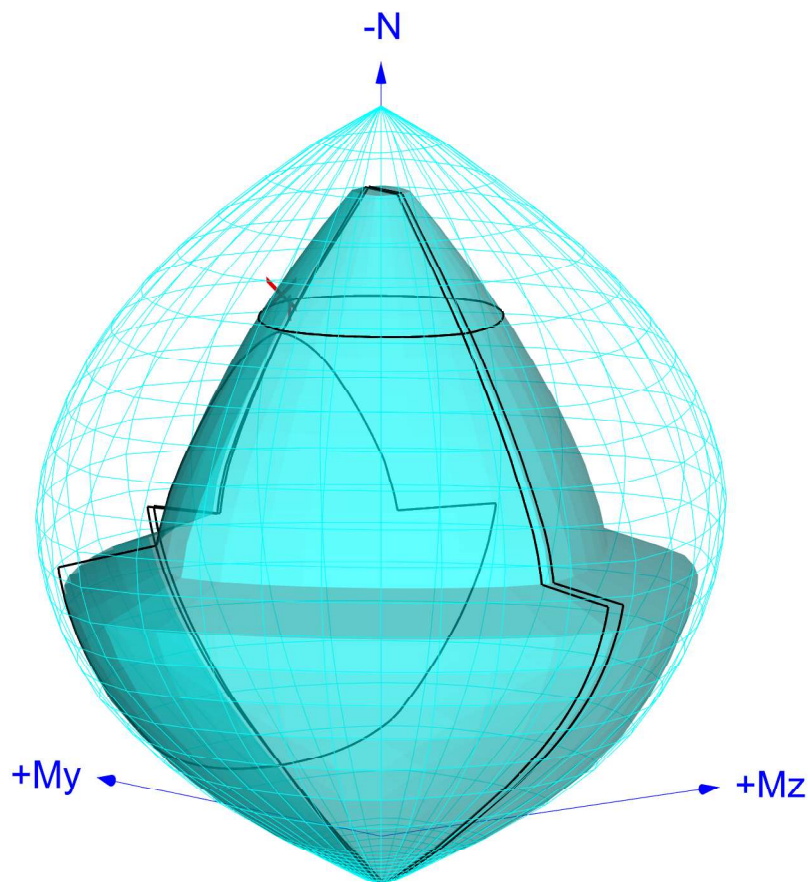
Únosnost průřezu v kroucení Vyhovuje

Využití: 26,1 %

Mezní stav únosnosti NEVYHOVUJE - 117,5 %

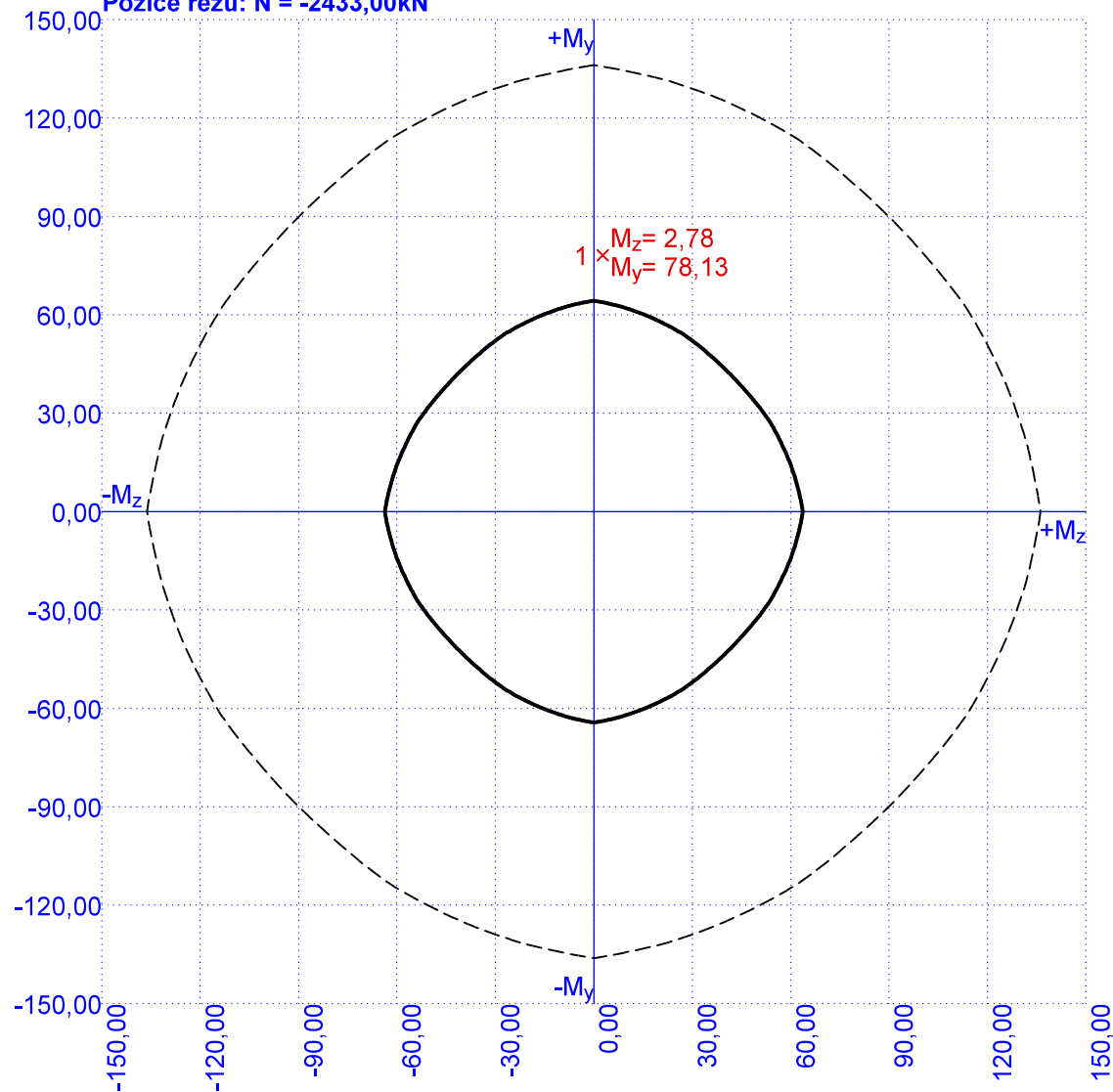
Celkové posouzení - Průřez NEVYHOVUJE

Využití: 117,5 %



Interakční diagram M_y - M_z

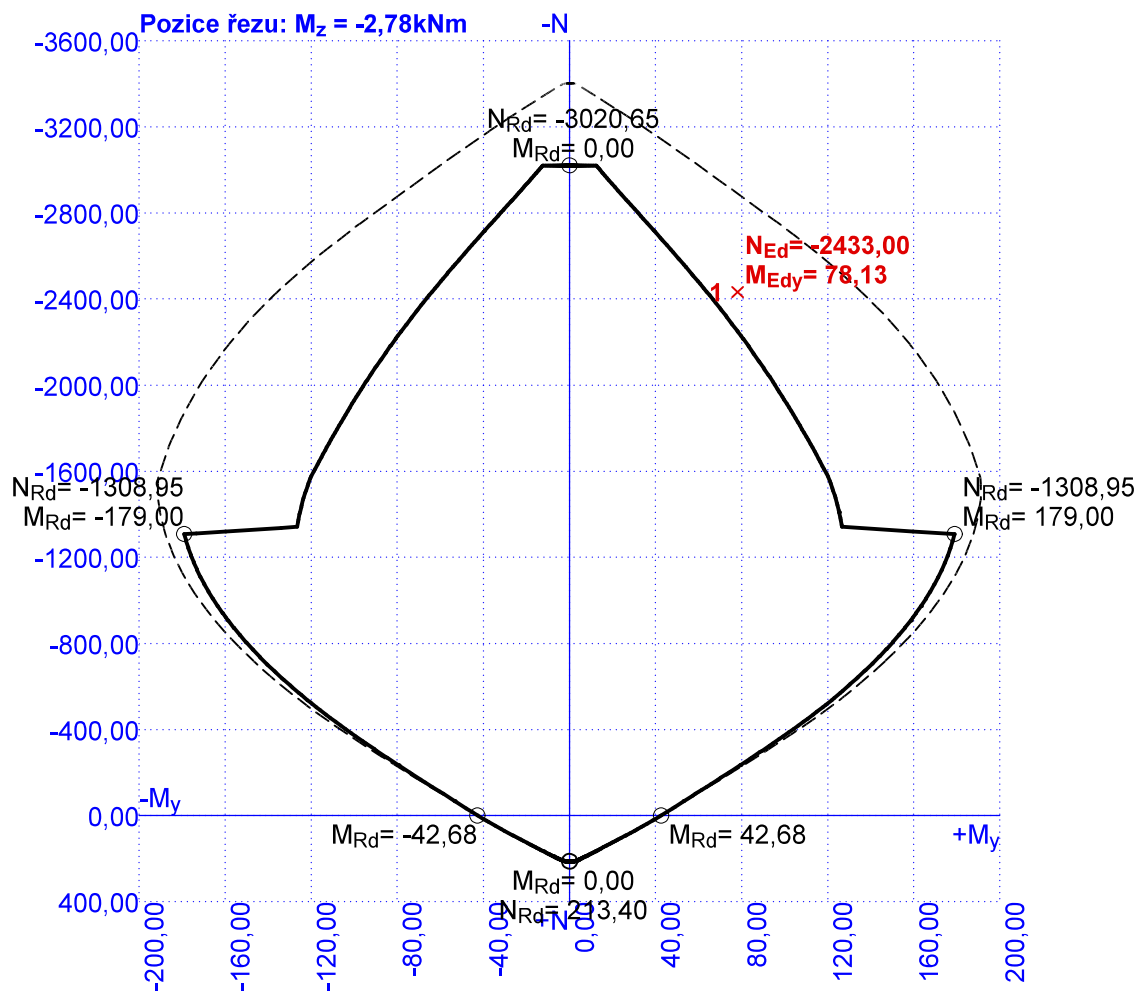
Pozice řezu: $N = -2433,00\text{kN}$



Pouze pro nekomerční využití



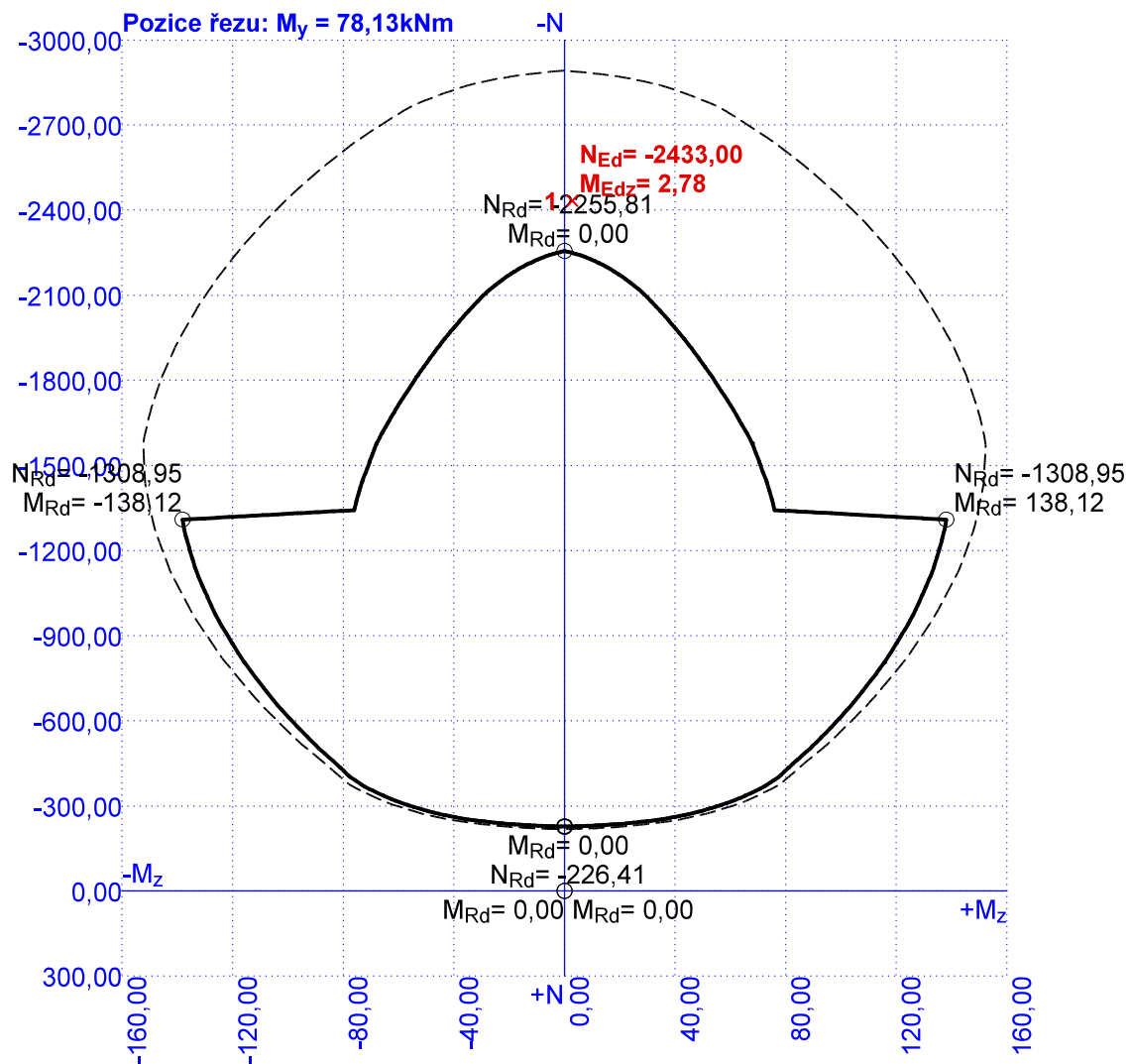
Interakční diagram N- M_y



Pouze pro nekomerční využití



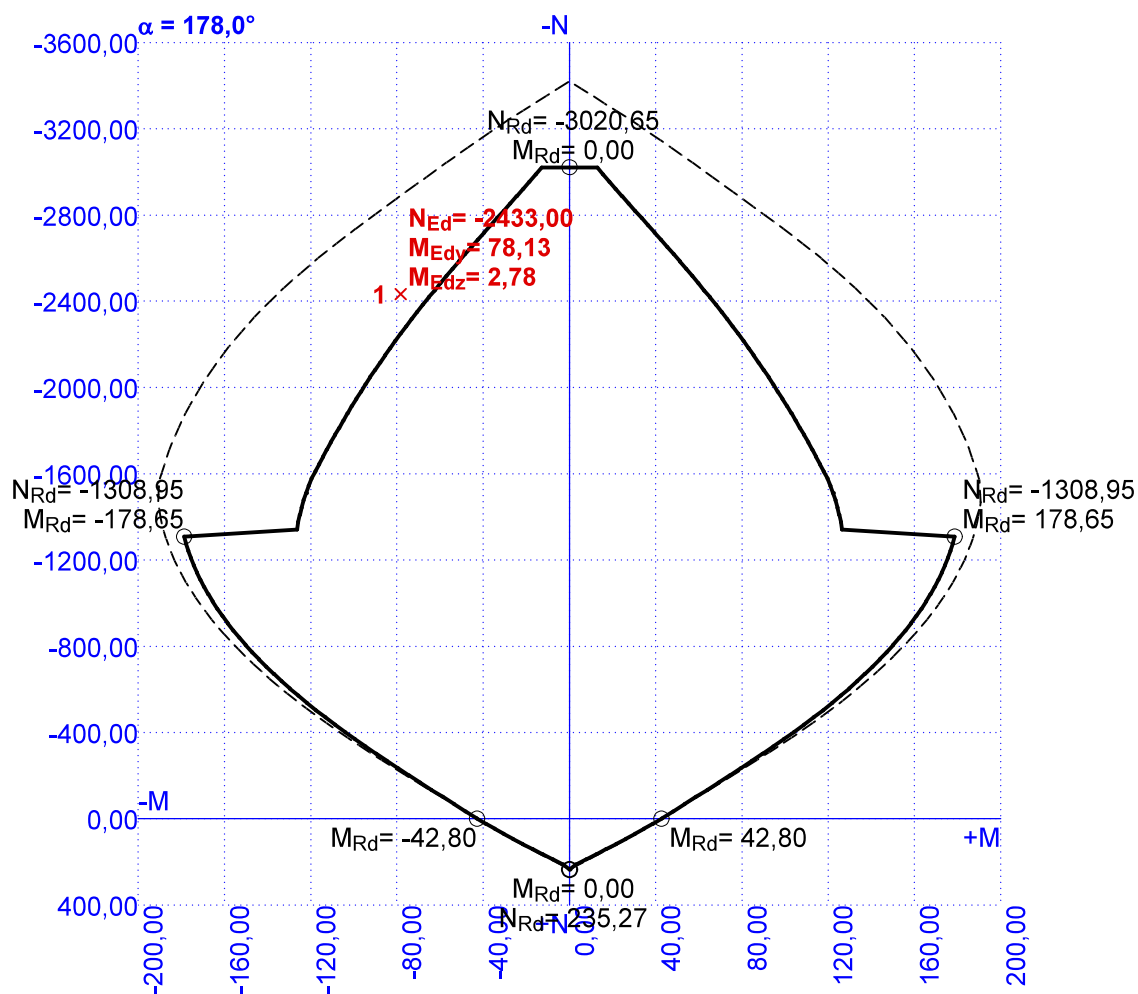
Interakční diagram N-M_z



Pouze pro nekomerční využití



Interakční diagram N-M



3 SLOUP B/5 1. PP - JM. KŘIVOST

3.1 Vstupní data

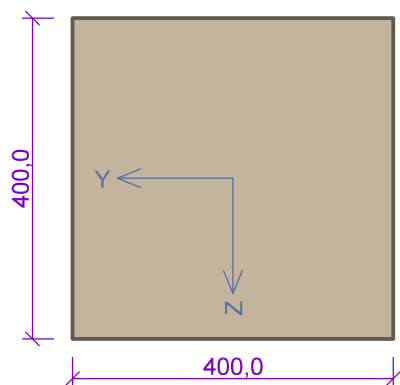
Typ prvku: sloup
 Prostředí: X0
 Délka dílce: 2,60m



Pouze pro nekomerční využití



Průřez



Materiály

Beton: C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30,0$ MPa

Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2,9$ MPa

Modul pružnosti $E_{cm} = 33000$ MPa

Ocel podélná: 10425 (V) (uživ.)

Mez kluzu $f_{yk} = 410,0$ MPa

Modul pružnosti $E_s = 200000$ MPa

Ocel příčná: 10 216 (E) (uživ.)

Mez kluzu $f_{yk} = 206,0$ MPa

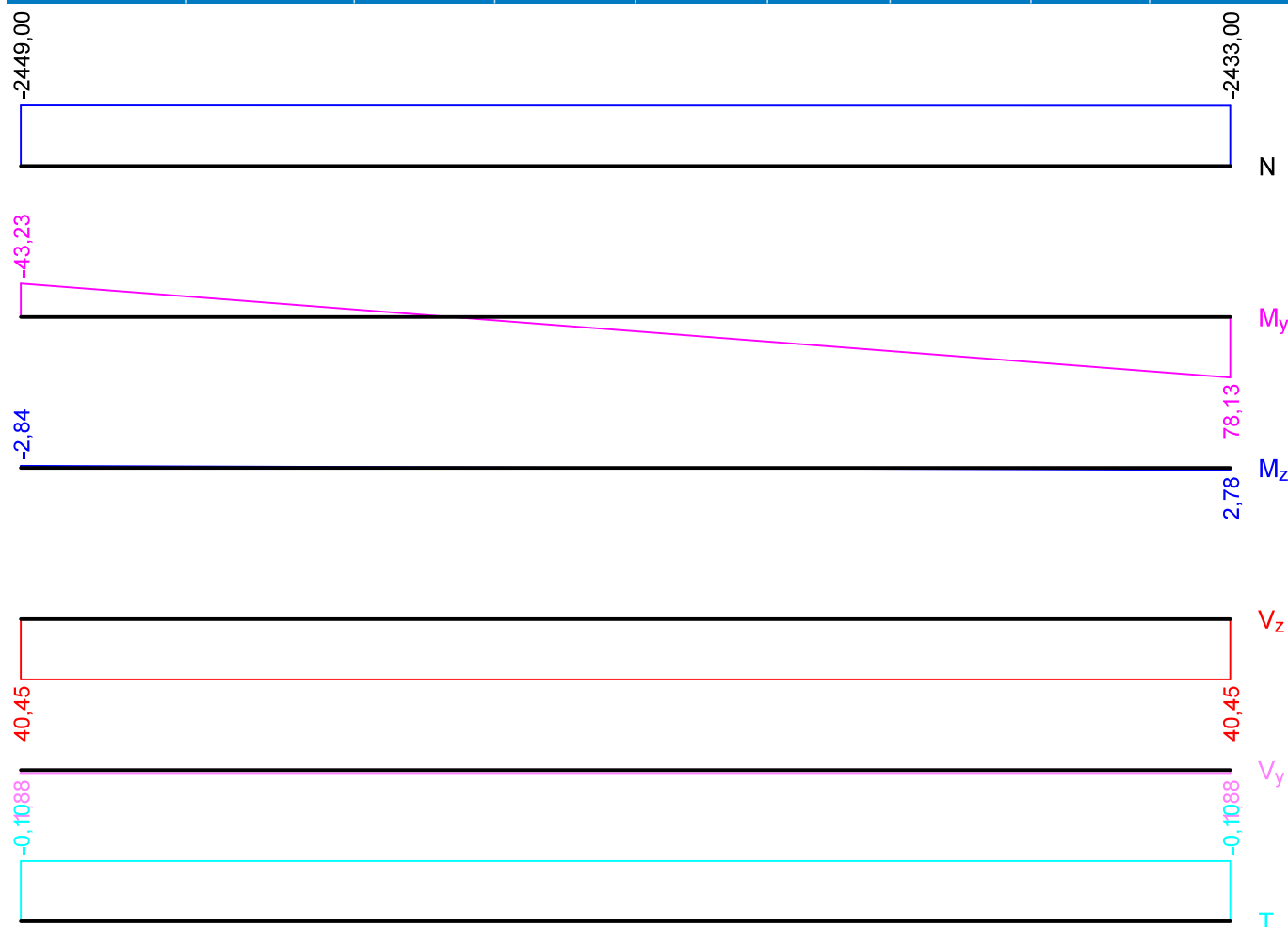
Modul pružnosti $E_s = 200000$ MPa

Pevnost oceli neodpovídá rozsahu 400-600MPa určenému normou, další výpočet odpovídá postupům EC2

Vnitřní síly

MSU - základní návrhová (MSÚ)

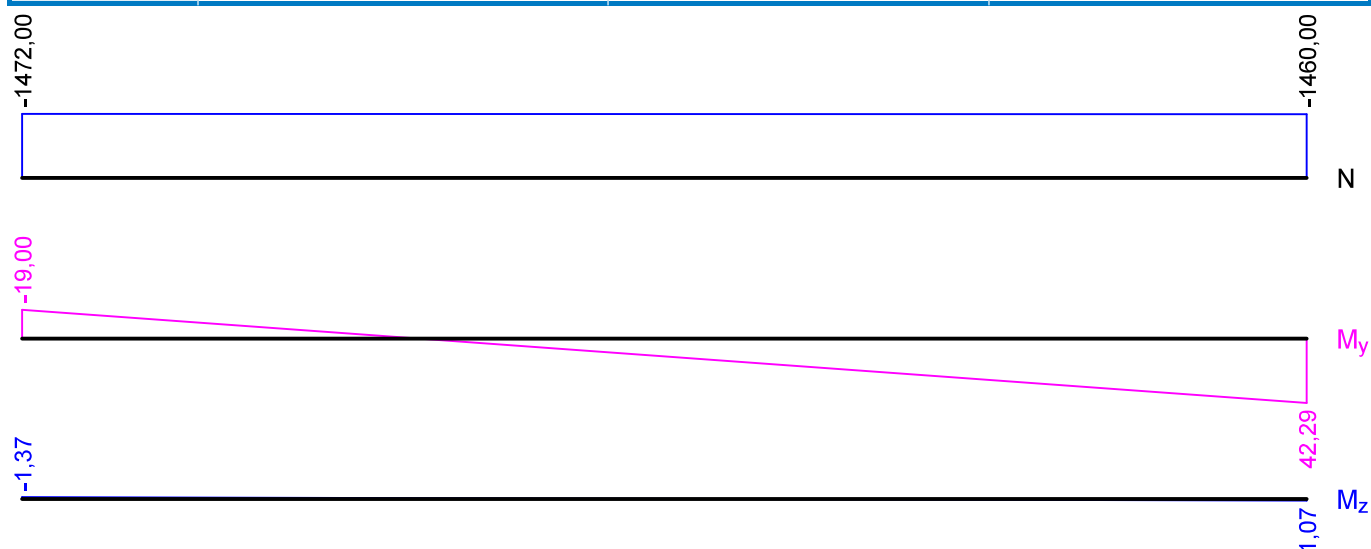
Poloha [m]	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Edy} [kN]	T_{Ed} [kNm]	R_z [kN]	RO_x [kNm]
0,00	-2449,00	-43,23	-2,84	40,45	1,88	-0,10	-	-
2,60	-2433,00	78,13	2,78	40,45	1,88	-0,10	-	-



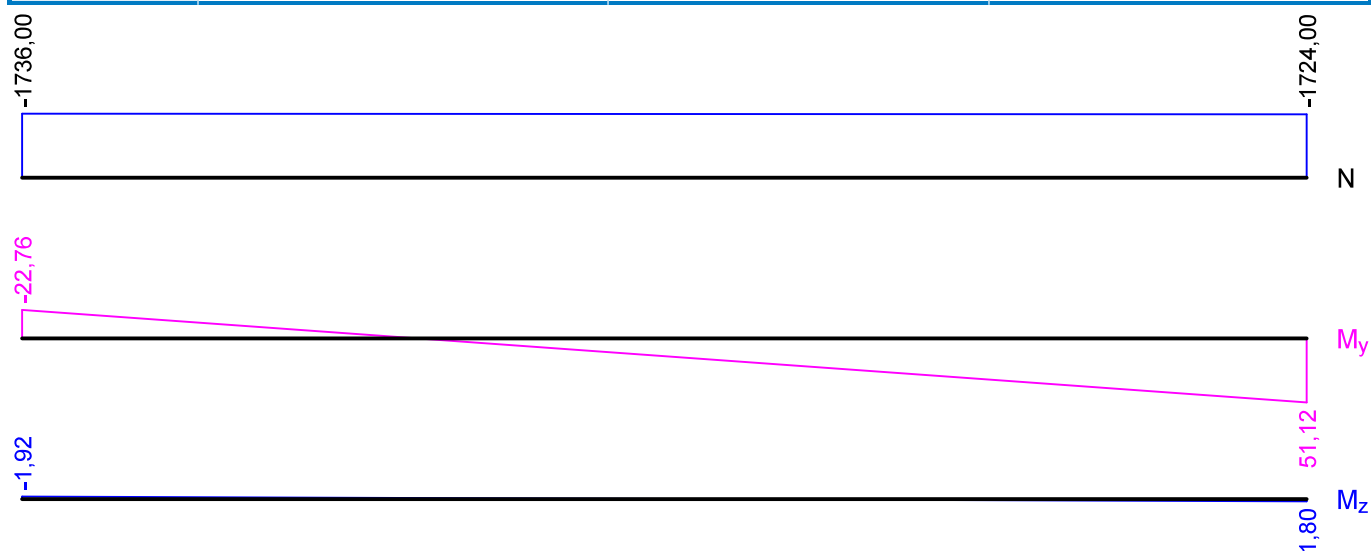
Pouze pro nekomerční využití



MSP-kvaz - kvazistálá (MSP)			
Poloha [m]	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]
0,00	-1472,00	-19,00	-1,37
2,60	-1460,00	42,29	1,07



MSP - CHAR - charakteristická (MSP)			
Poloha [m]	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]
0,00	-1736,00	-22,76	-1,92
2,60	-1724,00	51,12	1,80



Vzpěr

Úsek č.: 1, (0,00m - 2,60m)



Pouze pro nekomerční využití

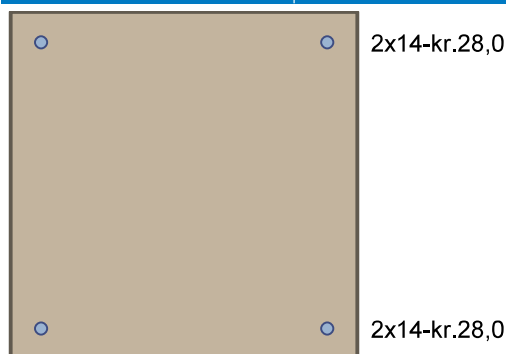


Délka prvku [m]	Koef. vzpěru [-]	Vzpěrná délka [m]	Kolmo k ose
2,60	1,34	3,48	Y
2,60	1,35	3,51	Z

Podélná výztuž

Úsek č.: 1, (0,00m - 2,60m)

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
2	14	28,0	horní výztuž
2	14	28,0	dolní výztuž



Podélná výztuž - podrobnosti

Úsek č.: 1, (0,00m - 2,60m)

Číslo	Y [mm]	Z [mm]	Profil [mm]
1	35,0	365,0	14
2	365,0	365,0	14
3	35,0	35,0	14
4	365,0	35,0	14

Počátek souřadného systému je v levém dolním rohu obálky průřezu

S tlačnou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Úsek č.: 1, (0,00m - 2,60m)

Obvodové třmínky

Profil: 8 mm; Vzdálenost: 200,0 mm

Minimální krytí

Třída konstrukce: S4

3.2 Výsledky

Kritický řez v bodě x = 2,600m - MSU

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Sloup (celková výztuž):

$$\rho_s = 0,00385 < \rho_{s,\min} = 0,00427 \Rightarrow \text{Min. stupeň vyztužení nedodržen!}$$

$$\rho_s = 0,00385 \leq \rho_{s,\max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Posouzení konstrukčních zásad třmínků

Minimální průměr třmínků $d = 6 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$

Maximální vzdálenost třmínků $s_{d,\max} = 210,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$



Pouze pro nekomerční využití



Posouzení mezního stavu únosnosti**MSU**

$$N_{Ed} = -2433,00 \text{ kN} \leq N_{Rd} = -3419,61 \text{ kN}$$

$$M_{Edy} = 78,13 \rightarrow 117,71 \leq M_{Rdy} = 128,92 \text{ kNm}$$

$$M_{Edz} = 2,78 \rightarrow 27,43 \leq M_{Rdz} = 30,04 \text{ kNm}$$

Posouzení průřezu na tlak a ohyb Vyhovuje

Využití: 91,3 %

$$V_{Ed} = 40,49 \text{ kN} \leq V_{Rdc} = 158 \text{ kN} \Rightarrow \text{Pouze konstrukční smyková výztuž.}$$

Únosnost průřezu ve smyku Vyhovuje

Využití: 25,6 %

$$|V_{Ed} / V_{Rdc} + T_{Ed} / T_{Rdc}| < 1$$

$$|40,49 / 158 + 0,1 / 24| < 1$$

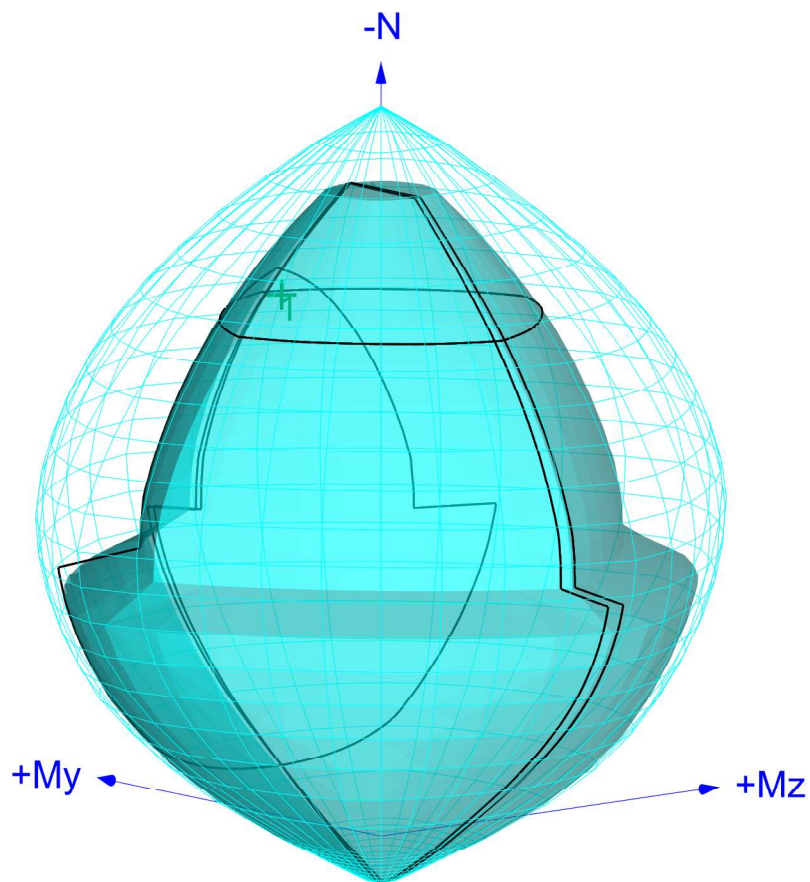
$$0,261 < 1$$

Únosnost průřezu v kroucení Vyhovuje

Využití: 26,1 %

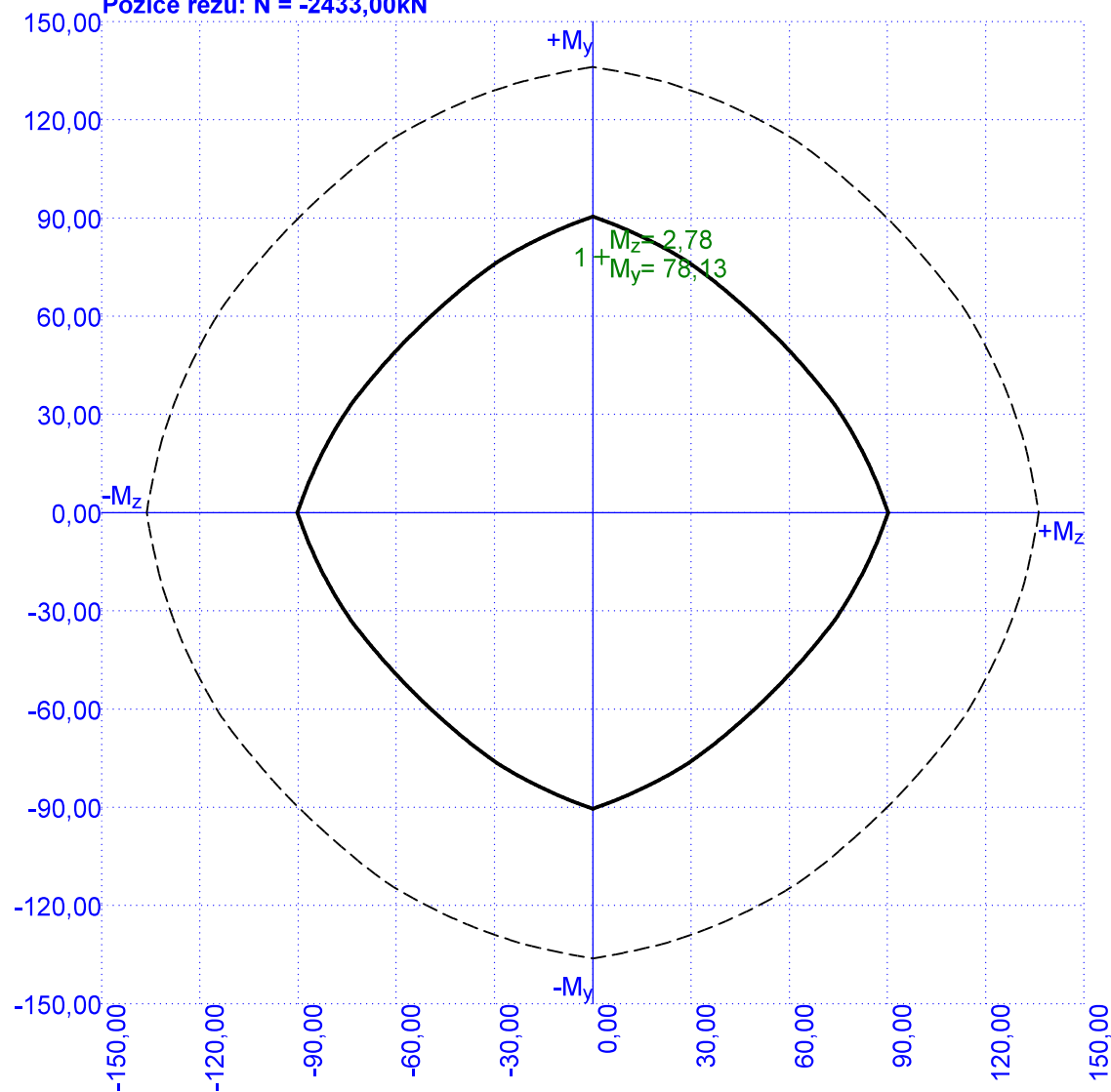
Mezní stav únosnosti VYHOVUJE - 91,3 %**Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE**

Využití: 91,3 %



Interakční diagram M_y - M_z

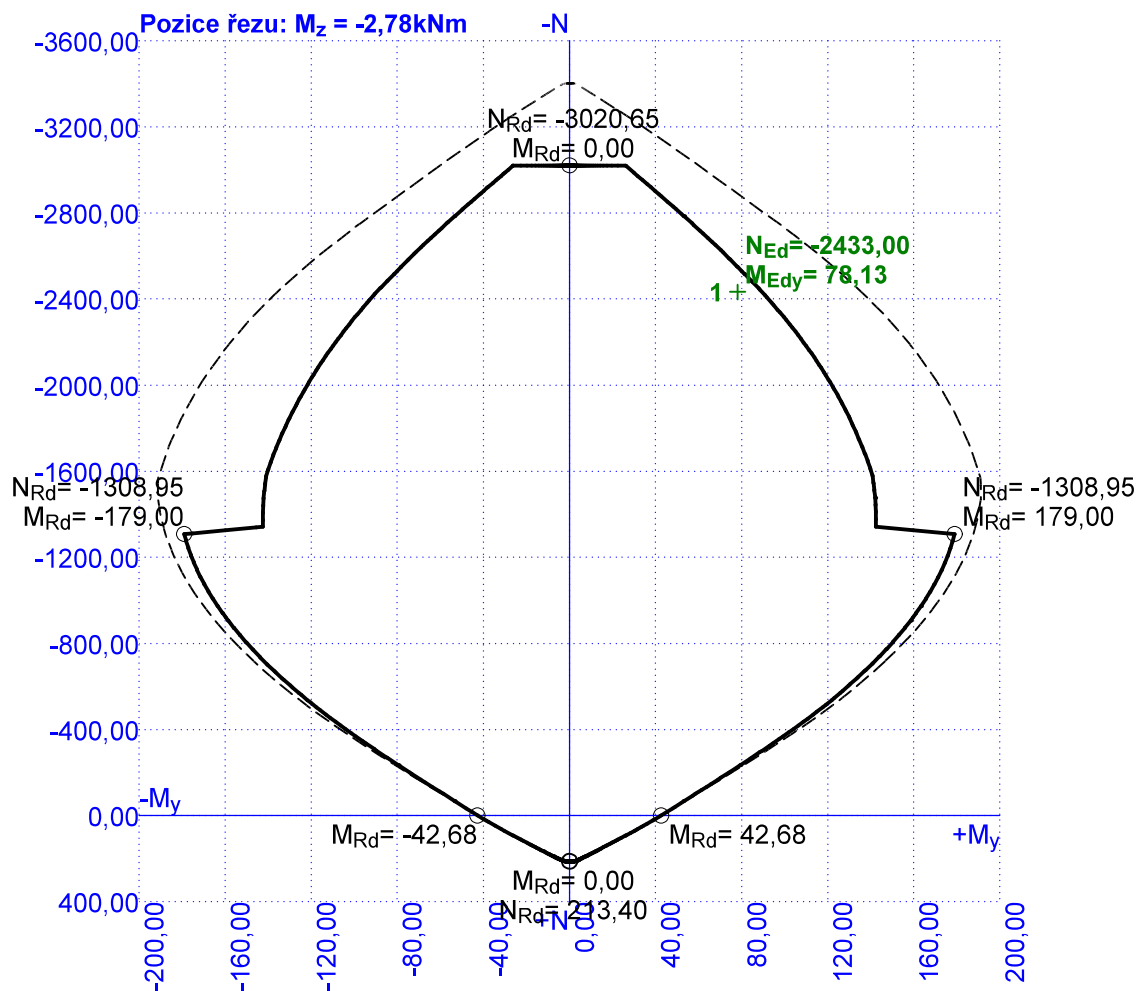
Pozice řezu: $N = -2433,00\text{kN}$



Pouze pro nekomerční využití



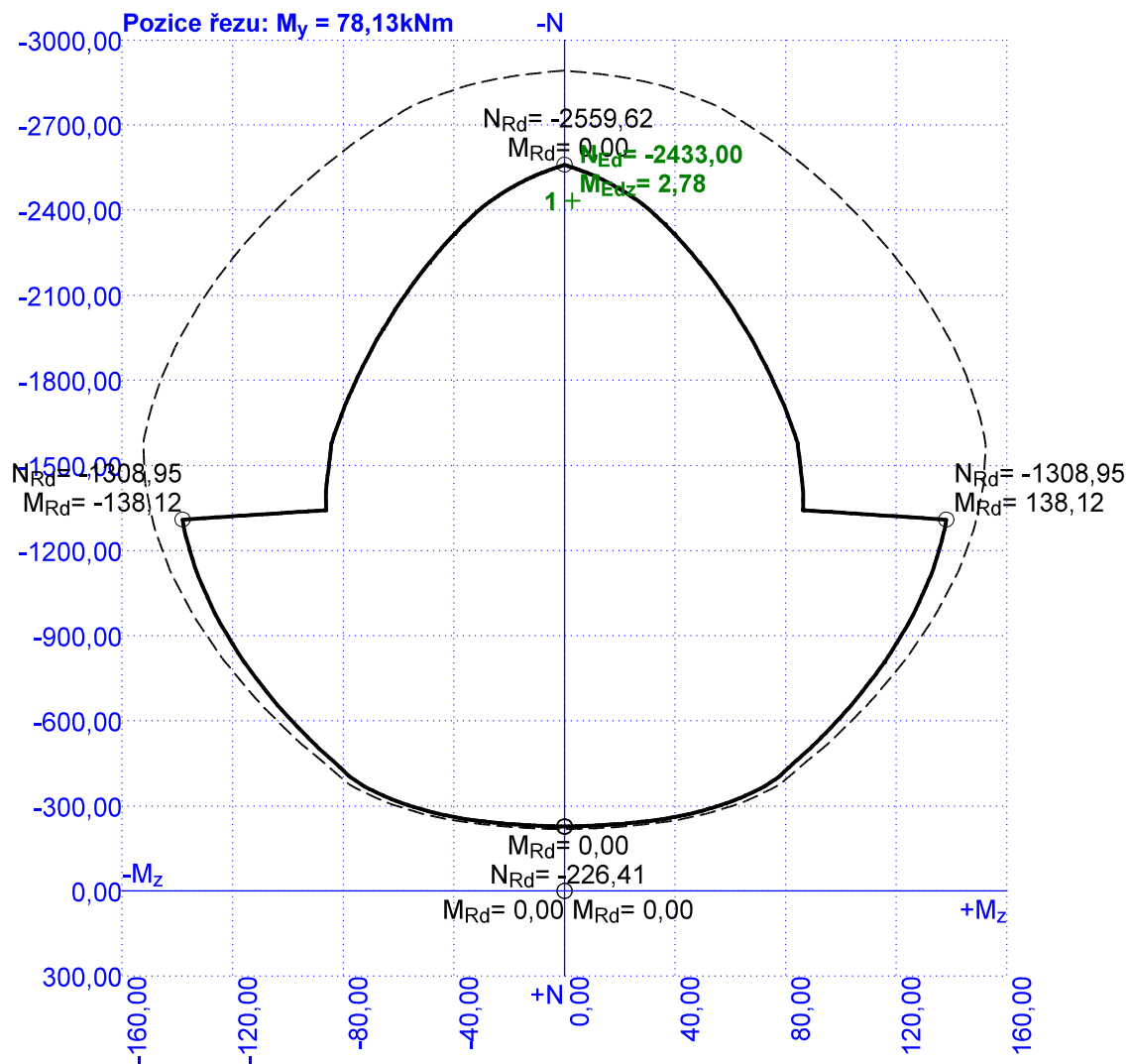
Interakční diagram N- M_y



Pouze pro nekomerční využití



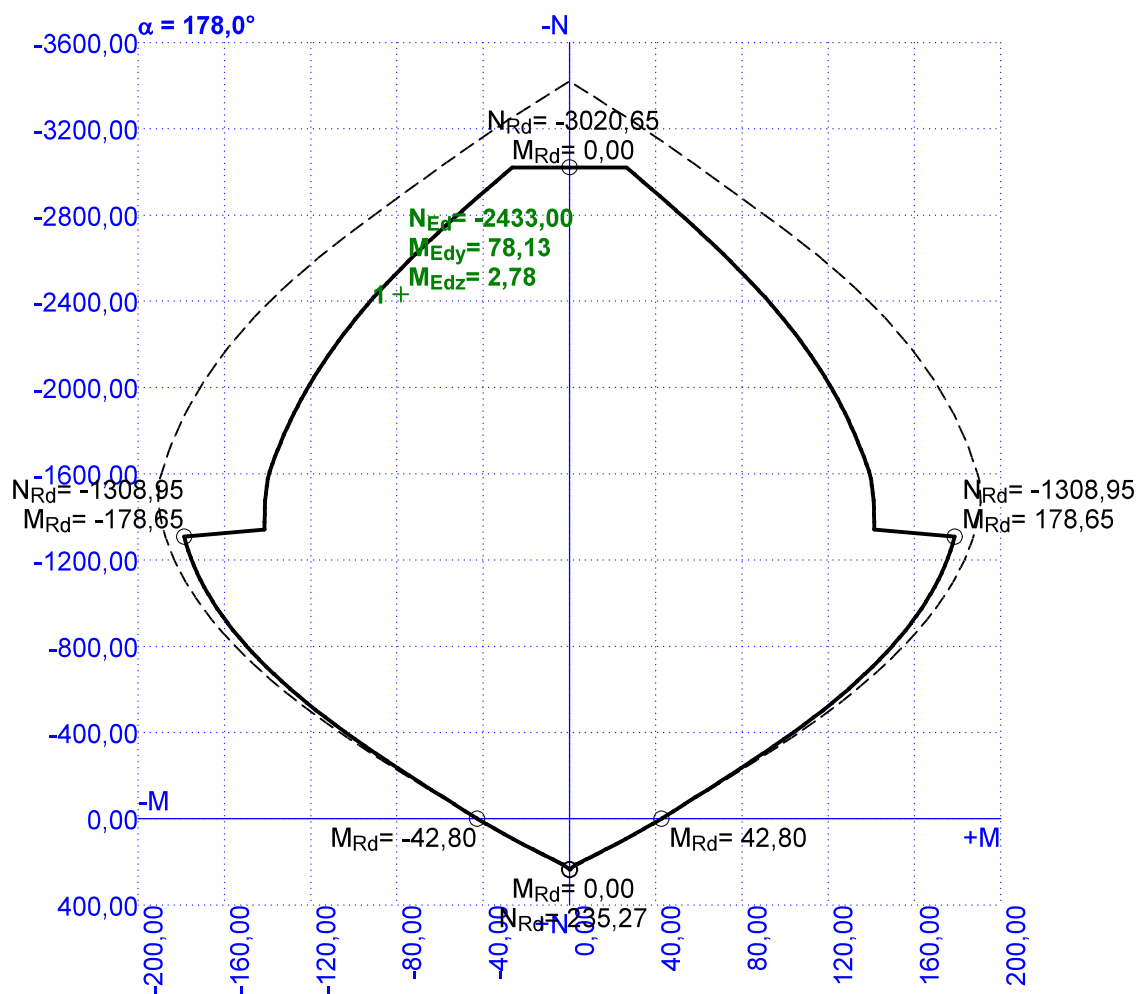
Interakční diagram N-M_z



Pouze pro nekomerční využití



Interakční diagram N-M



4 SLOUP B/5 1. NP

4.1 Vstupní data

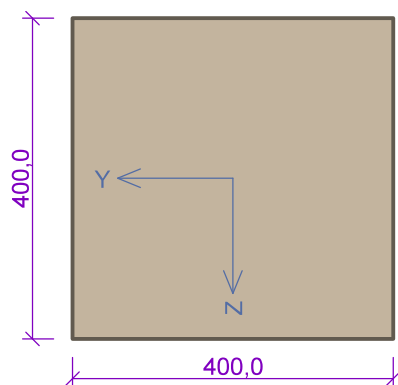
Typ prvku: sloup
 Prostředí: X0
 Délka dílce: 3,20m



Pouze pro nekomerční využití



Průřez



Materiály

Beton: C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30,0$ MPa

Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2,9$ MPa

Modul pružnosti $E_{cm} = 33000$ MPa

Ocel podélná: 10425 (V) (uživ.)

Mez kluzu $f_{yk} = 410,0$ MPa

Modul pružnosti $E_s = 200000$ MPa

Ocel příčná: 10 216 (E) (uživ.)

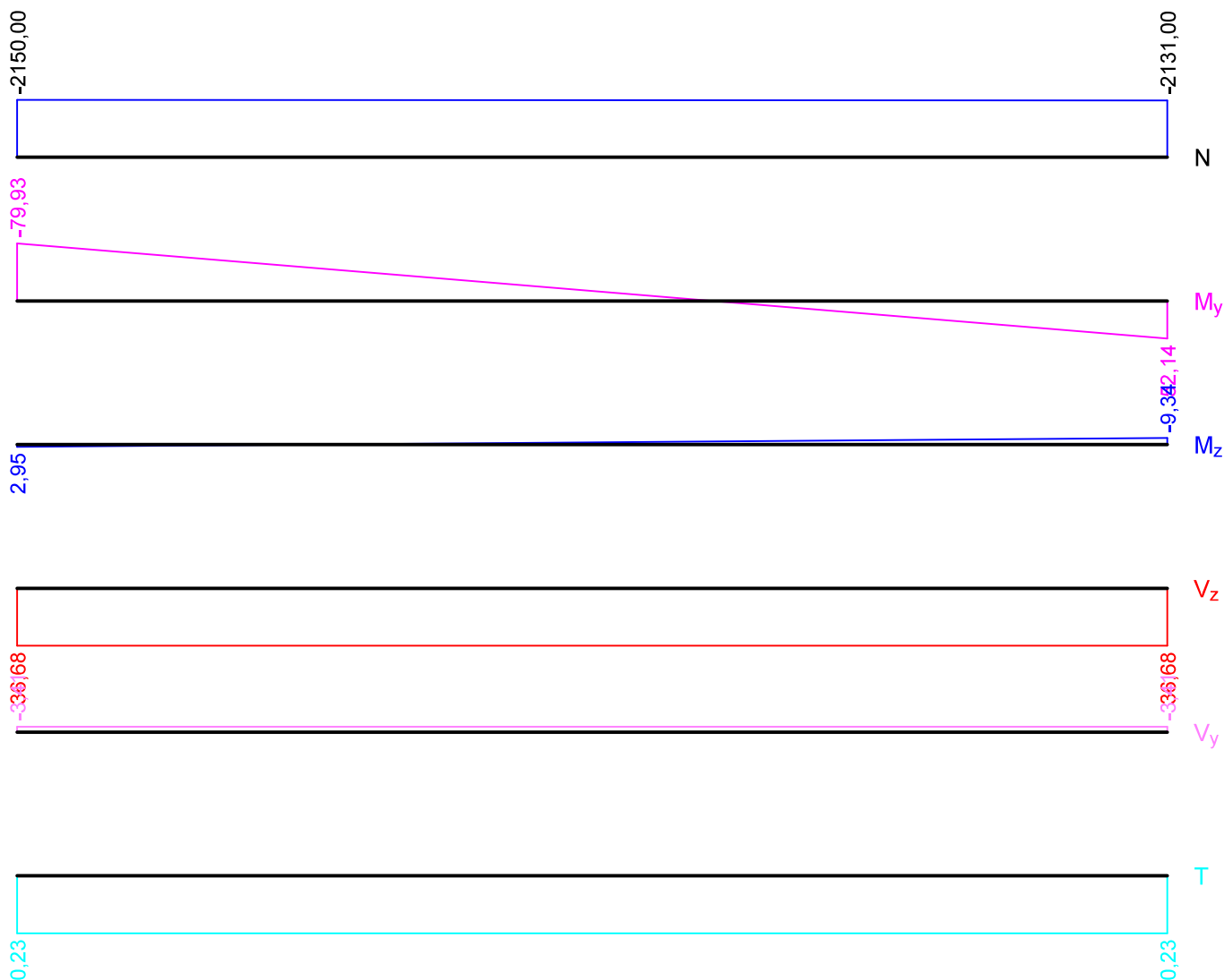
Mez kluzu $f_{yk} = 206,0$ MPa

Modul pružnosti $E_s = 200000$ MPa

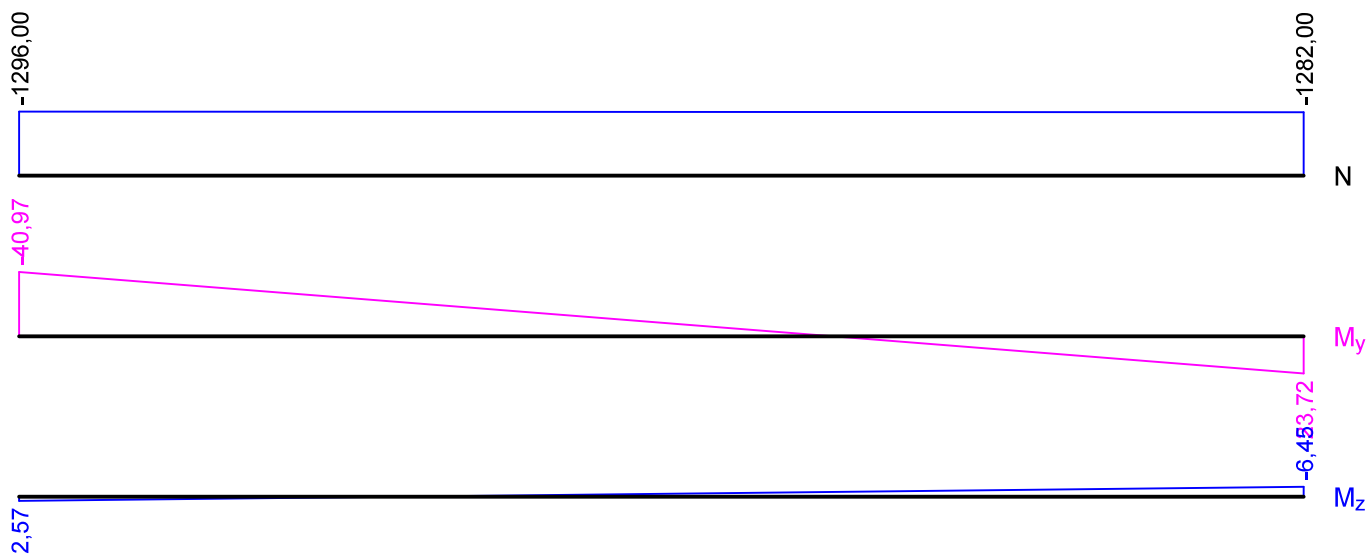
Pevnost oceli neodpovídá rozsahu 400-600MPa určenému normou, další výpočet odpovídá postupům EC2

Vnitřní síly

MSU - základní návrhová (MSÚ)								
Poloha [m]	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Edy} [kN]	T_{Ed} [kNm]	R_z [kN]	RO_x [kNm]
0,00	-2150,00	-79,93	2,95	36,68	-3,41	0,23	-	-
3,20	-2131,00	52,14	-9,34	36,68	-3,41	0,23	-	-

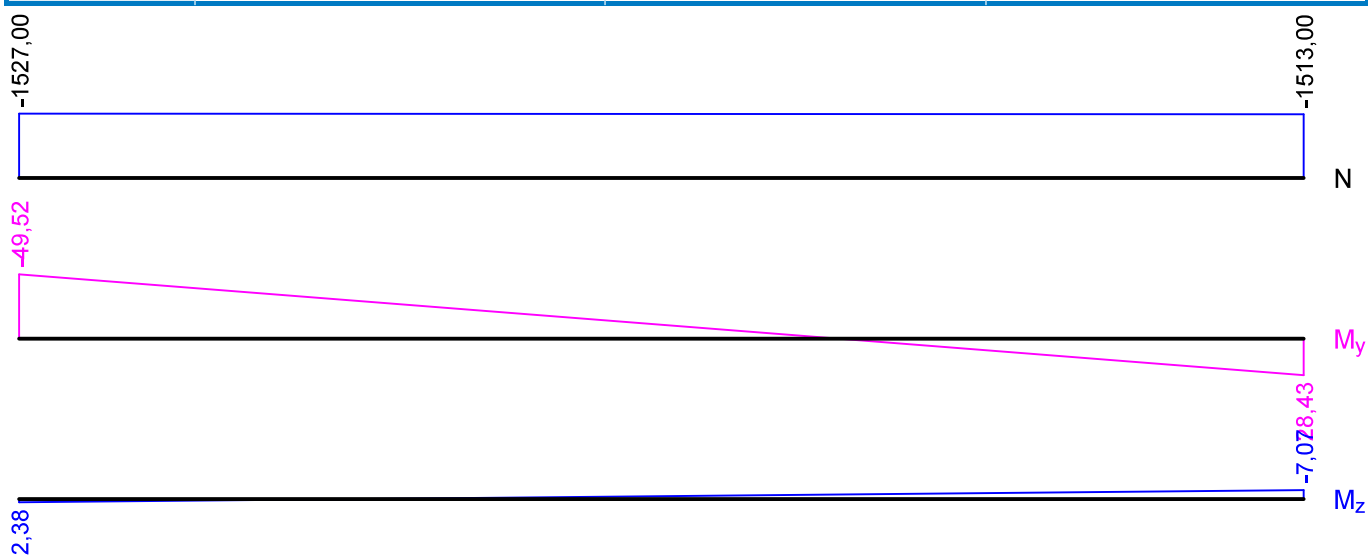


MSP-kvaz - kvazistálá (MSP)			
Poloha [m]	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]
0,00	-1296,00	-40,97	2,57
3,20	-1282,00	23,72	-6,45



MSP - CHAR - charakteristická (MSP)

Poloha [m]	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]
0,00	-1527,00	-49,52	2,38
3,20	-1513,00	28,43	-7,07



Vzpěr

Úsek č.: 1, (0,00m - 3,20m)

Délka prvku [m]	Koef. vzpěru [-]	Vzpěrná délka [m]	Kolmo k ose
3,20	1,39	4,45	Y
3,20	1,50	4,80	Z

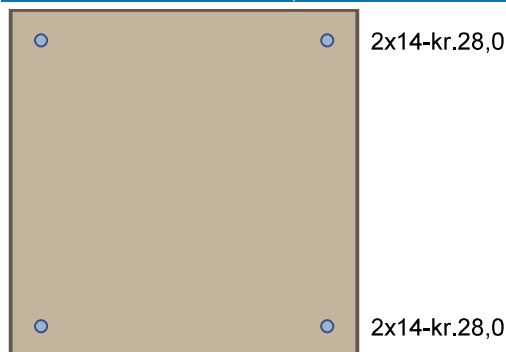
Podélná výztuž

Úsek č.: 1, (0,00m - 3,20m)

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
2	14	28,0	horní výztuž

! Pouze pro nekomerční využití **!**

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
2	14	28,0	dolní výztuž



Podélná výztuž - podrobnosti

Úsek č.: 1, (0,00m - 3,20m)

Číslo	Y [mm]	Z [mm]	Profil [mm]
1	35,0	365,0	14
2	365,0	365,0	14
3	35,0	35,0	14
4	365,0	35,0	14

Počátek souřadného systému je v levém dolním rohu obálky průřezu

S tlačnou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Úsek č.: 1, (0,00m - 3,20m)

Obvodové třmínky

Profil: 8 mm; Vzdálenost: 200,0 mm

Minimální krytí

Třída konstrukce: S4

4.2 Výsledky

Kritický řez v bodě $x = 0,000\text{m}$ - MSU

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Sloup (celková výztuž):

$$\rho_s = 0,00385 \geq \rho_{s,\min} = 0,00377 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,00385 \leq \rho_{s,\max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Posouzení konstrukčních zásad třmínků

$$\text{Minimální průměr třmínků } d = 6 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost třmínků } s_{d,\max} = 210,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Posouzení mezního stavu únosnosti

MSU

$$N_{Ed} = -2150,00 \text{ kN} \leq N_{Rd} = -3419,61 \text{ kN}$$

$$M_{Edy} = -79,93 \rightarrow -133,06 \leq M_{Rdy} = -137,28 \text{ kNm}$$

$$M_{Edz} = 2,95 \rightarrow 61,50 \leq M_{Rdz} = 63,45 \text{ kNm}$$

Posouzení průřezu na tlak a ohyb Vyhovuje

Využití: 96,9 %



Pouze pro nekomerční využití



$V_{Ed} = 36,84 \text{ kN} \leq V_{Rdc} = 160 \text{ kN} \Rightarrow$ **Pouze konstrukční smyková výztuž.**

Únosnost průřezu ve smyku Vyhovuje

Využití: 23,0 %

$|V_{Ed} / V_{Rdc} + T_{Ed} / T_{Rdd}| < 1$

$|36,84 / 160 + 0,23 / 24| < 1$

$0,24 < 1$

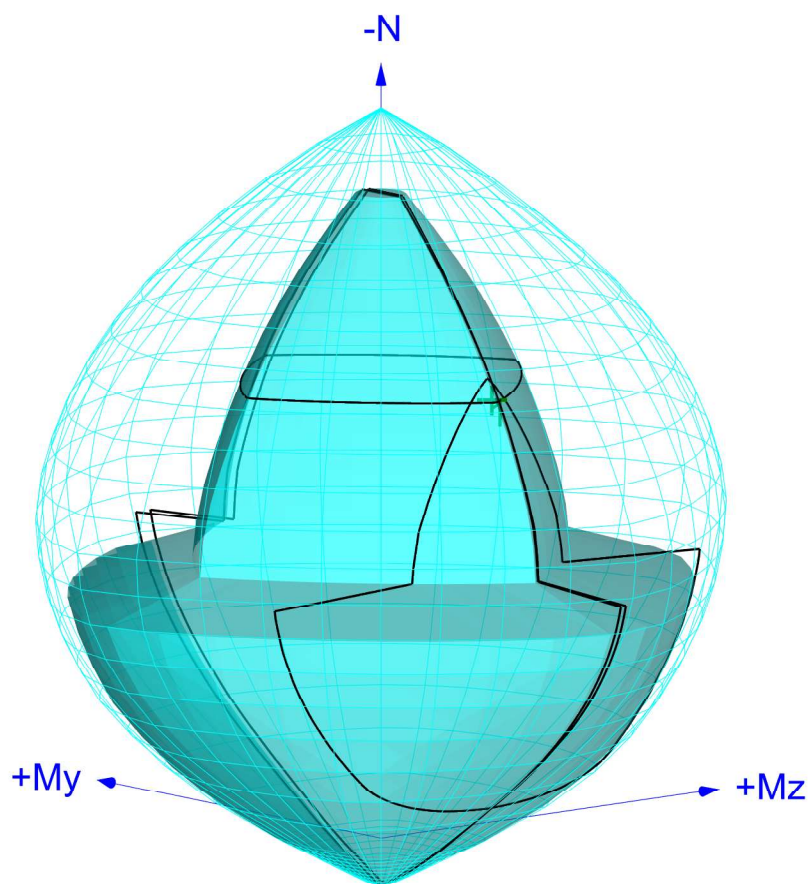
Únosnost průřezu v kroucení Vyhovuje

Využití: 24,0 %

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE - 96,9 %

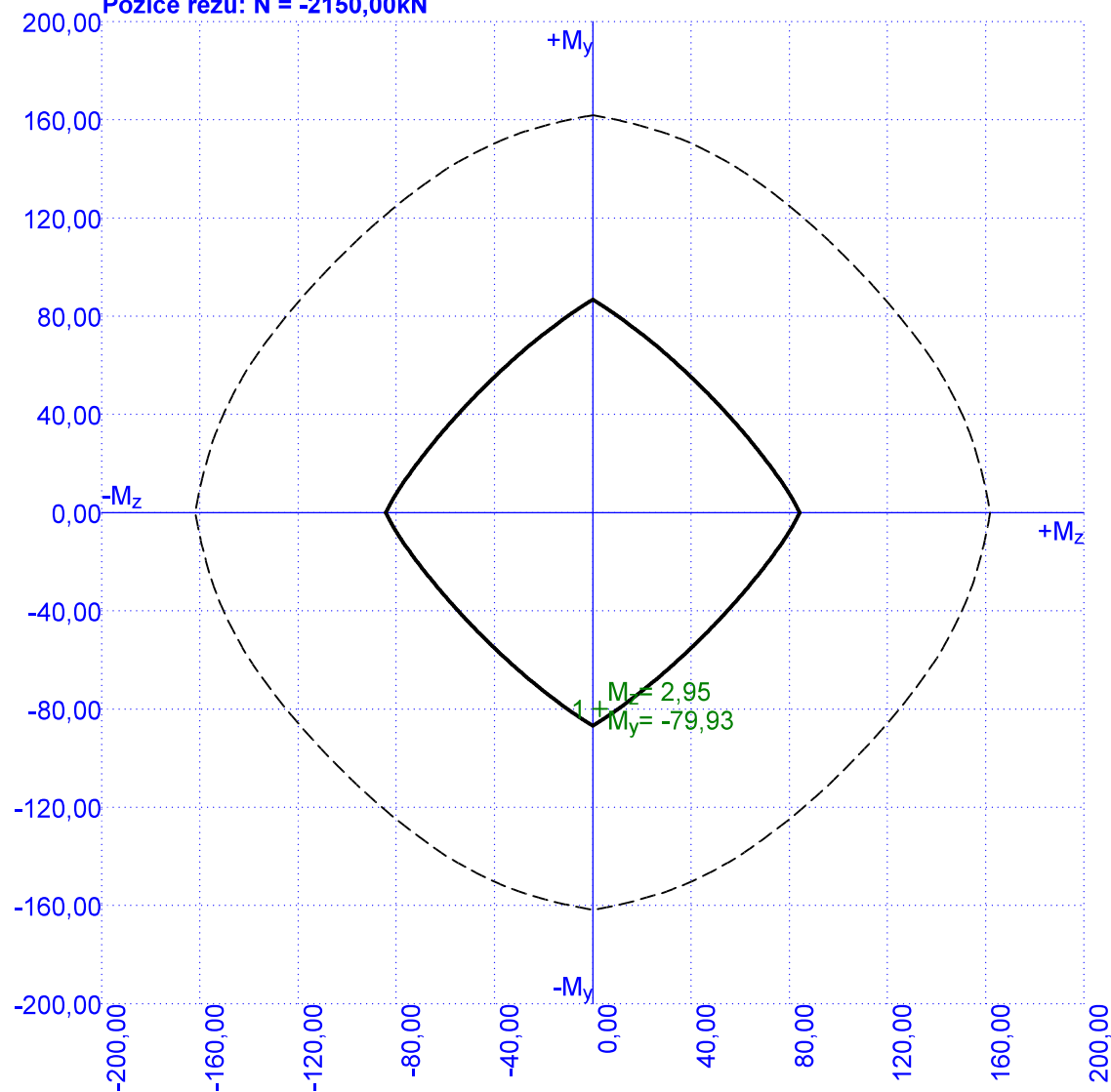
Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

Využití: 96,9 %



Interakční diagram M_y - M_z

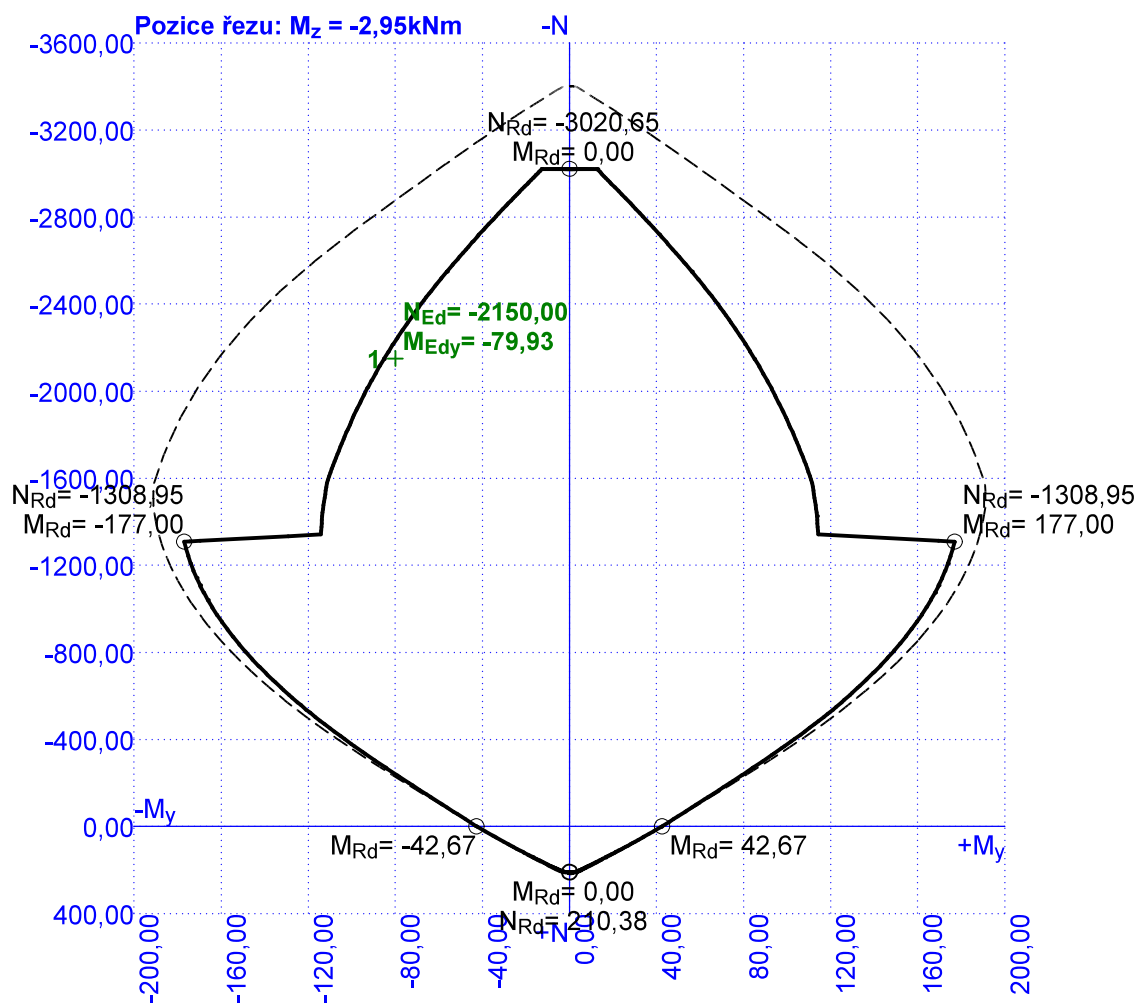
Pozice řezu: $N = -2150,00\text{kN}$



Pouze pro nekomerční využití



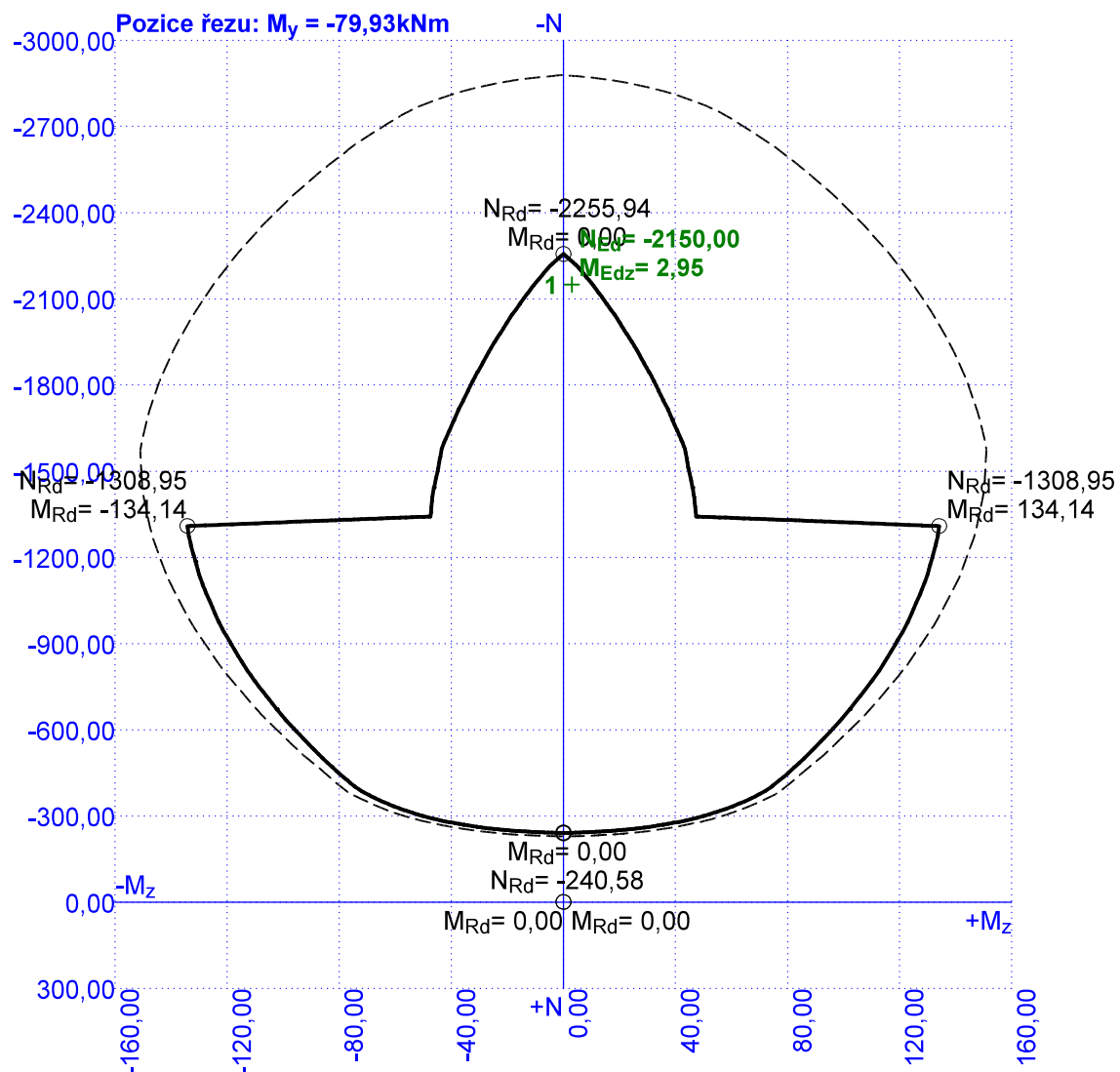
Interakční diagram N-M_y



Pouze pro nekomerční využití



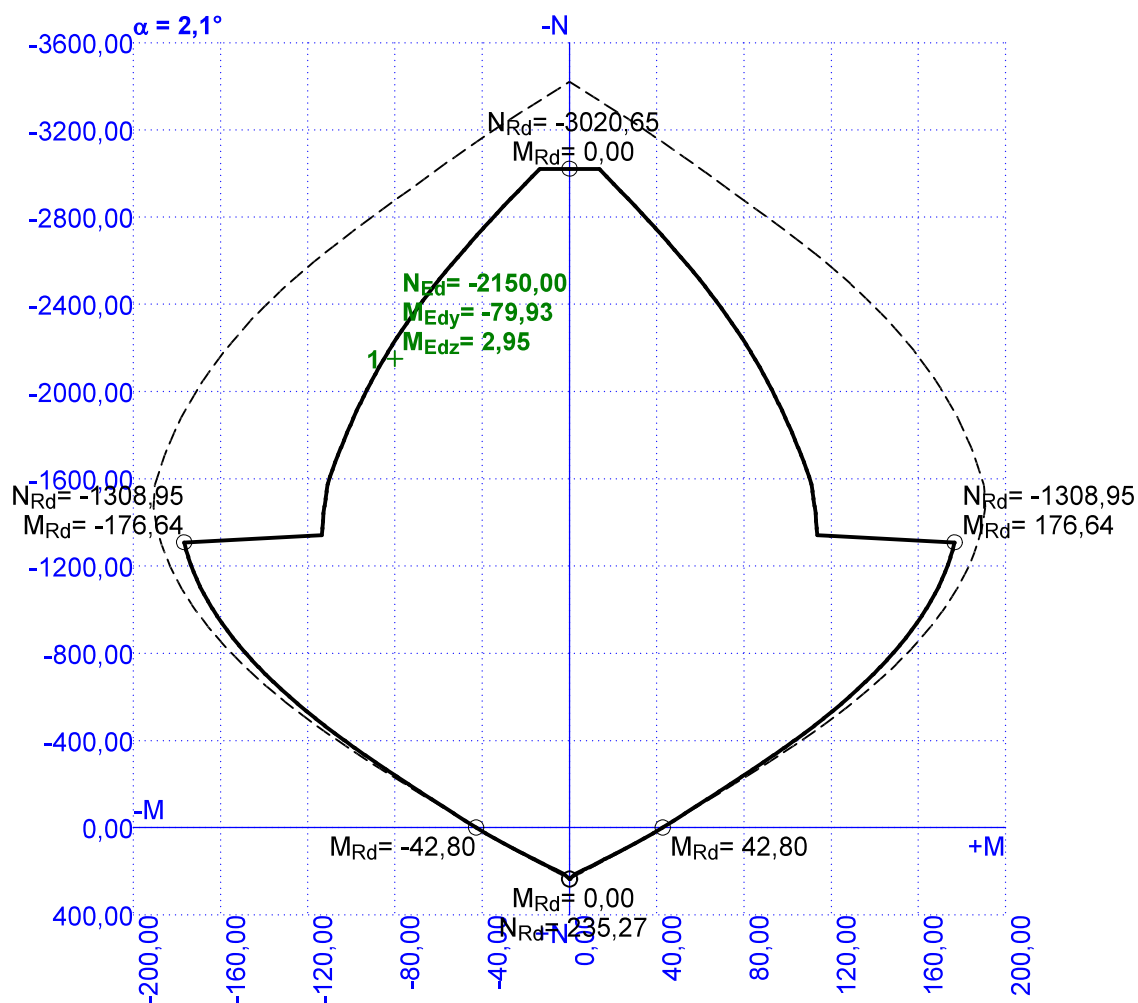
Interakční diagram N-M_z



Pouze pro nekomerční využití



Interakční diagram N-M



5 SLOUP A/5 1. NP

5.1 Vstupní data

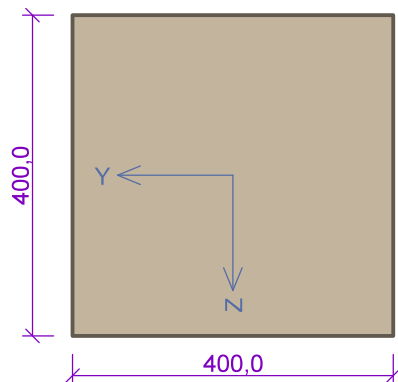
Typ prvku: sloup
 Prostředí: X0
 Délka dílce: 3,20m



Pouze pro nekomerční využití



Průřez



Materiály

Beton: C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30,0$ MPa

Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2,9$ MPa

Modul pružnosti $E_{cm} = 33000$ MPa

Ocel podélná: 10425 (V) (uživ.)

Mez kluzu $f_{yk} = 410,0$ MPa

Modul pružnosti $E_s = 200000$ MPa

Ocel příčná: 10 216 (E) (uživ.)

Mez kluzu $f_{yk} = 206,0$ MPa

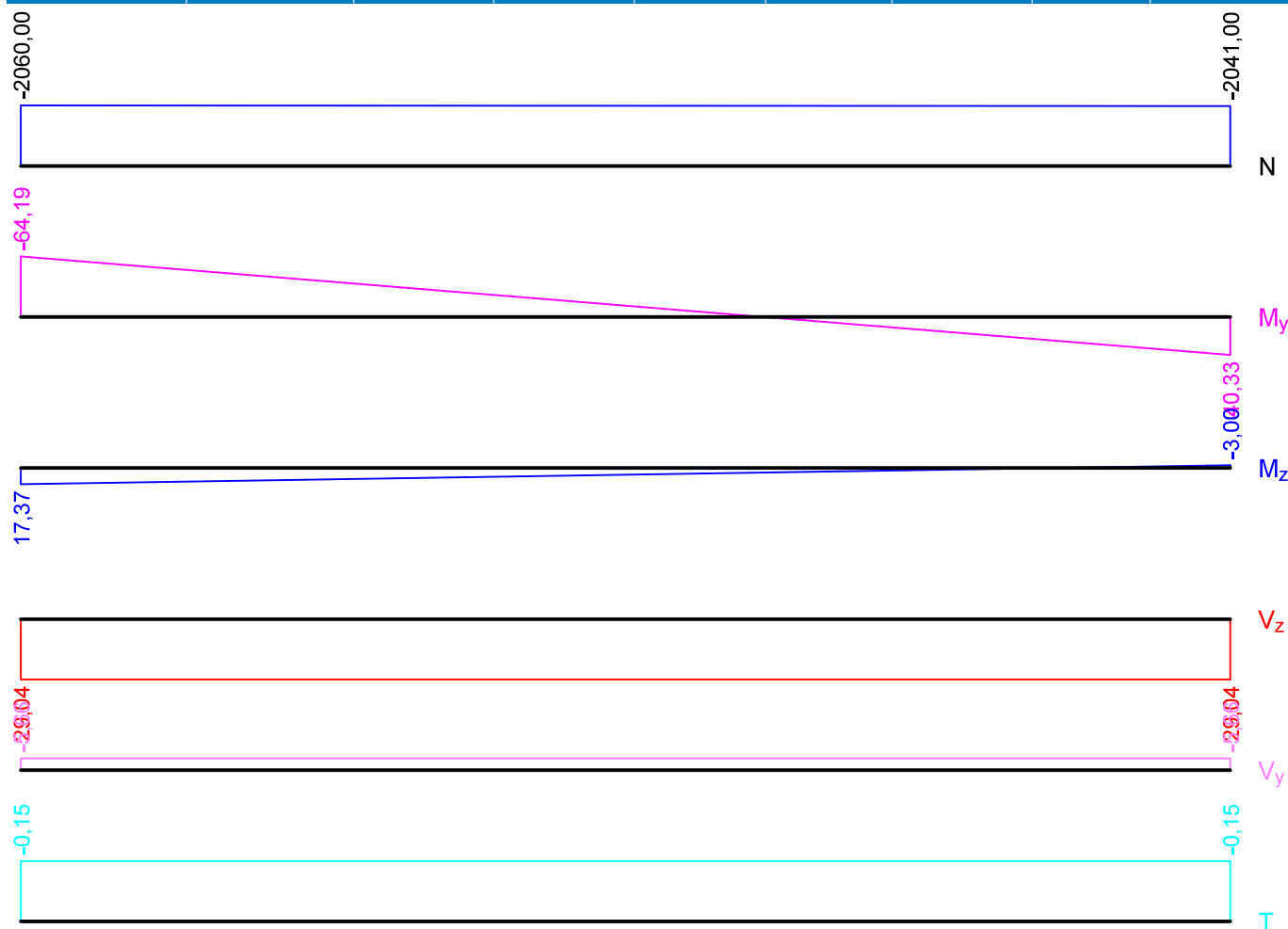
Modul pružnosti $E_s = 200000$ MPa

Pevnost oceli neodpovídá rozsahu 400-600MPa určenému normou, další výpočet odpovídá postupům EC2

Vnitřní síly

MSU - základní návrhová (MSÚ)

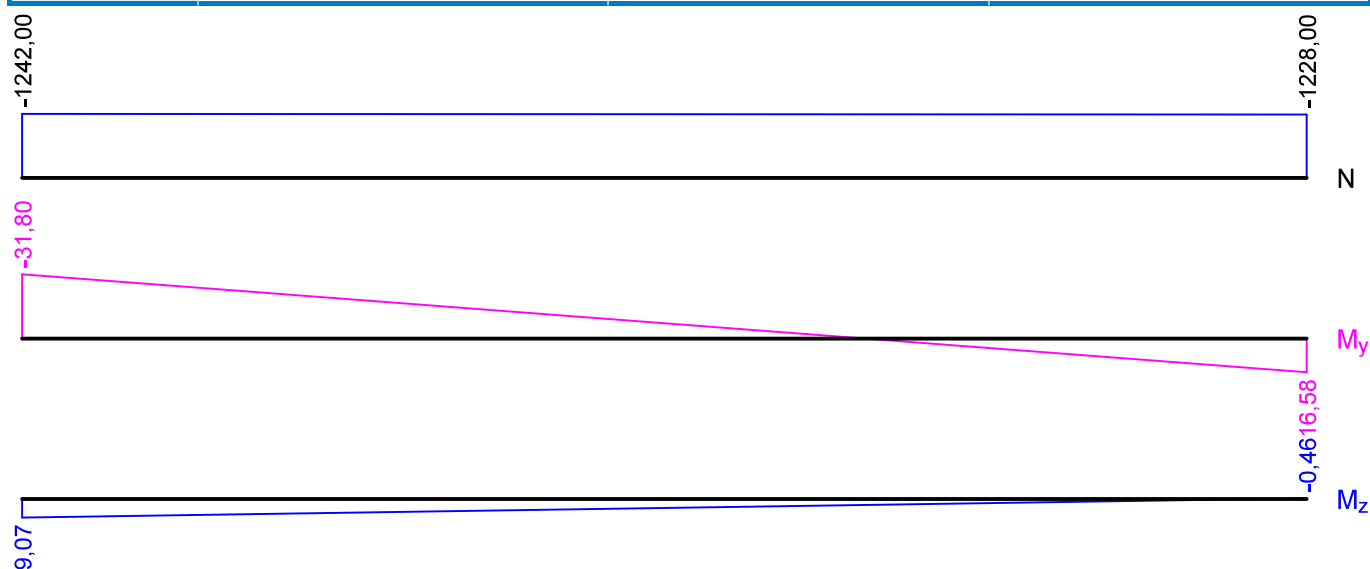
Poloha [m]	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Edy} [kN]	T_{Ed} [kNm]	R_z [kN]	RO_x [kNm]
0,00	-2060,00	-64,19	17,37	29,04	-5,66	-0,15	-	-
3,20	-2041,00	40,33	-3,00	29,04	-5,66	-0,15	-	-



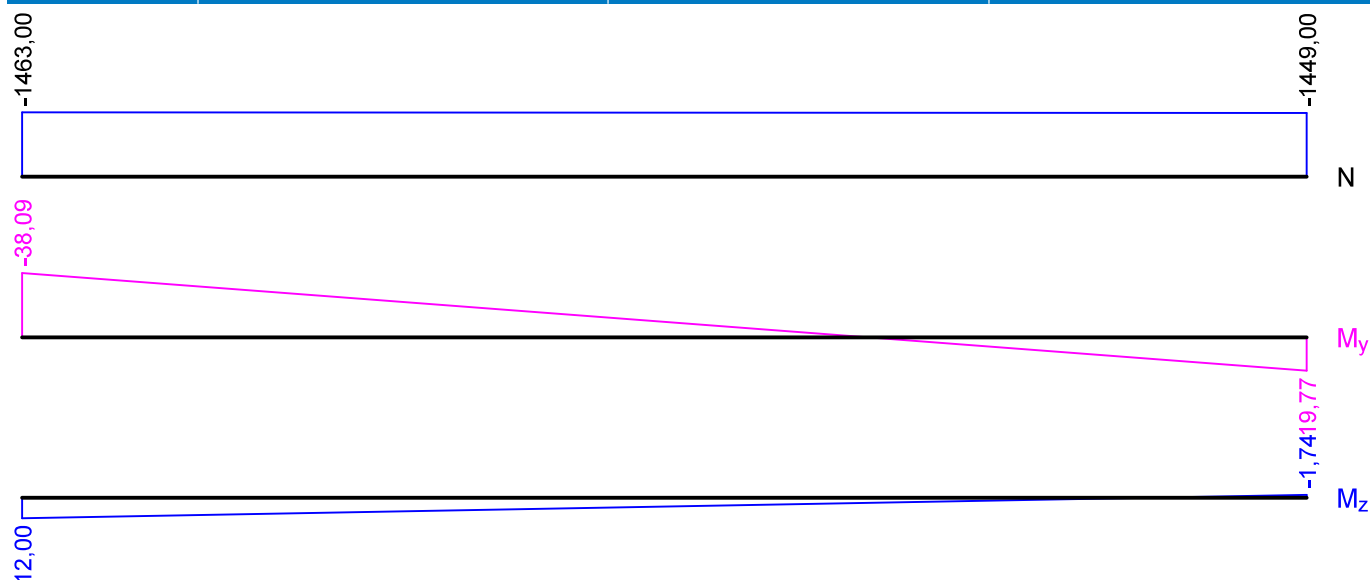
Pouze pro nekomerční využití



MSP-kvaz - kvazistálá (MSP)			
Poloha [m]	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]
0,00	-1242,00	-31,80	9,07
3,20	-1228,00	16,58	-0,46



MSP - charakteristická (MSP)			
Poloha [m]	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]
0,00	-1463,00	-38,09	12,00
3,20	-1449,00	19,77	-1,74



Pouze pro nekomerční využití

Vzpěr

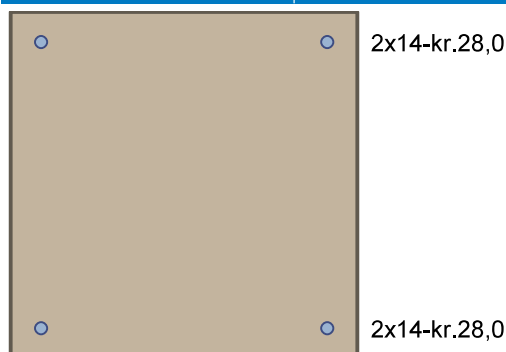
Úsek č.: 1, (0,00m - 3,20m)

Délka prvku [m]	Koef. vzpěru [-]	Vzpěrná délka [m]	Kolmo k ose
3,20	1,32	4,22	Y
3,20	1,67	5,34	Z

Podélná výztuž

Úsek č.: 1, (0,00m - 3,20m)

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
2	14	28,0	horní výztuž
2	14	28,0	dolní výztuž



Podélná výztuž - podrobnosti

Úsek č.: 1, (0,00m - 3,20m)

Číslo	Y [mm]	Z [mm]	Profil [mm]
1	35,0	365,0	14
2	365,0	365,0	14
3	35,0	35,0	14
4	365,0	35,0	14

Počátek souřadného systému je v levém dolním rohu obálky průřezu

S tlačnou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Úsek č.: 1, (0,00m - 3,20m)

Obvodové třmínky

Profil: 8 mm; Vzdálenost: 200,0 mm

Minimální krytí

Třída konstrukce: S4

5.2 Výsledky

Kritický řez v bodě x = 0,000m - MSU

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Sloup (celková výztuž):

$$\rho_s = 0,00385 \geq \rho_{s,min} = 0,00361 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,00385 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Posouzení konstrukčních zásad třmínků

Minimální průměr třmínků $d = 6 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$



Pouze pro nekomerční využití



Maximální vzdálenost třmínků $s_{d,max} = 210,0 \text{ mm} \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Posouzení mezního stavu únosnosti

MSU

$$N_{Ed} = -2060,00 \text{ kN} \leq N_{Rd} = -3419,61 \text{ kN}$$

$$M_{Edy} = -64,19 \rightarrow -114,42 \leq M_{Rdy} = -121,83 \text{ kNm}$$

$$M_{Edz} = 17,37 \rightarrow 85,43 \leq M_{Rdz} = 90,95 \text{ kNm}$$

Posouzení průřezu na tlak a ohyb Vyhovuje

Využití: 93,9 %

$$V_{Ed} = 29,59 \text{ kN} \leq V_{Rdc} = 95,36 \text{ kN} \Rightarrow$$
 Pouze konstrukční smyková výztuž.

Únosnost průřezu ve smyku Vyhovuje

Využití: 31,0 %

$$|V_{Ed} / V_{Rdc} + T_{Ed} / T_{Rdc}| < 1$$

$$|29,59 / 95,36 + 0,15 / 24| < 1$$

$$0,317 < 1$$

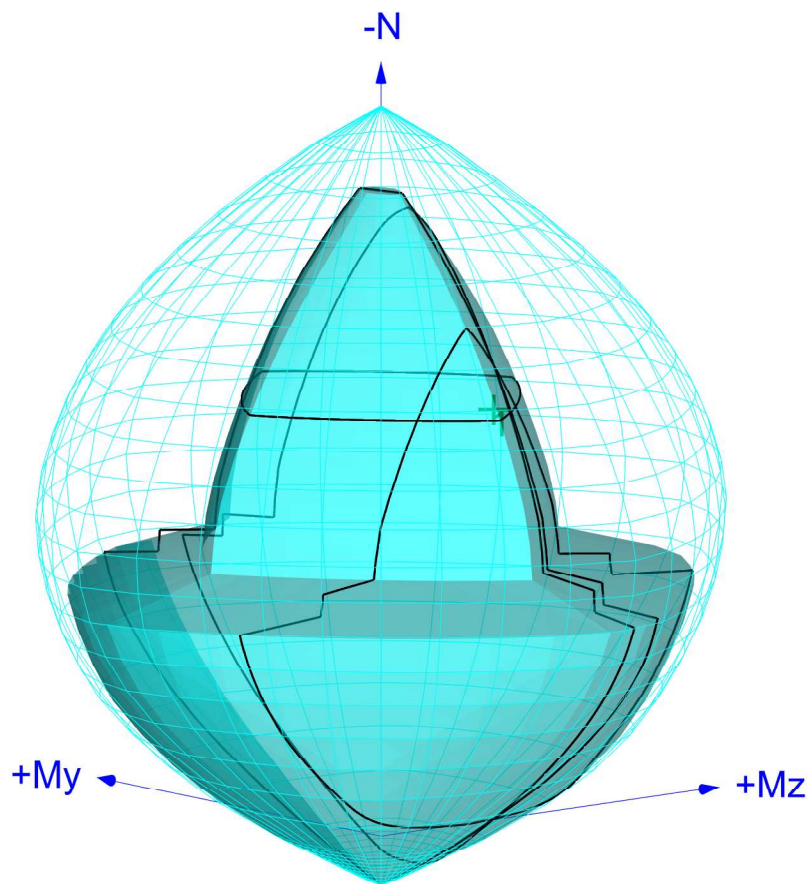
Únosnost průřezu v kroucení Vyhovuje

Využití: 31,7 %

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE - 93,9 %

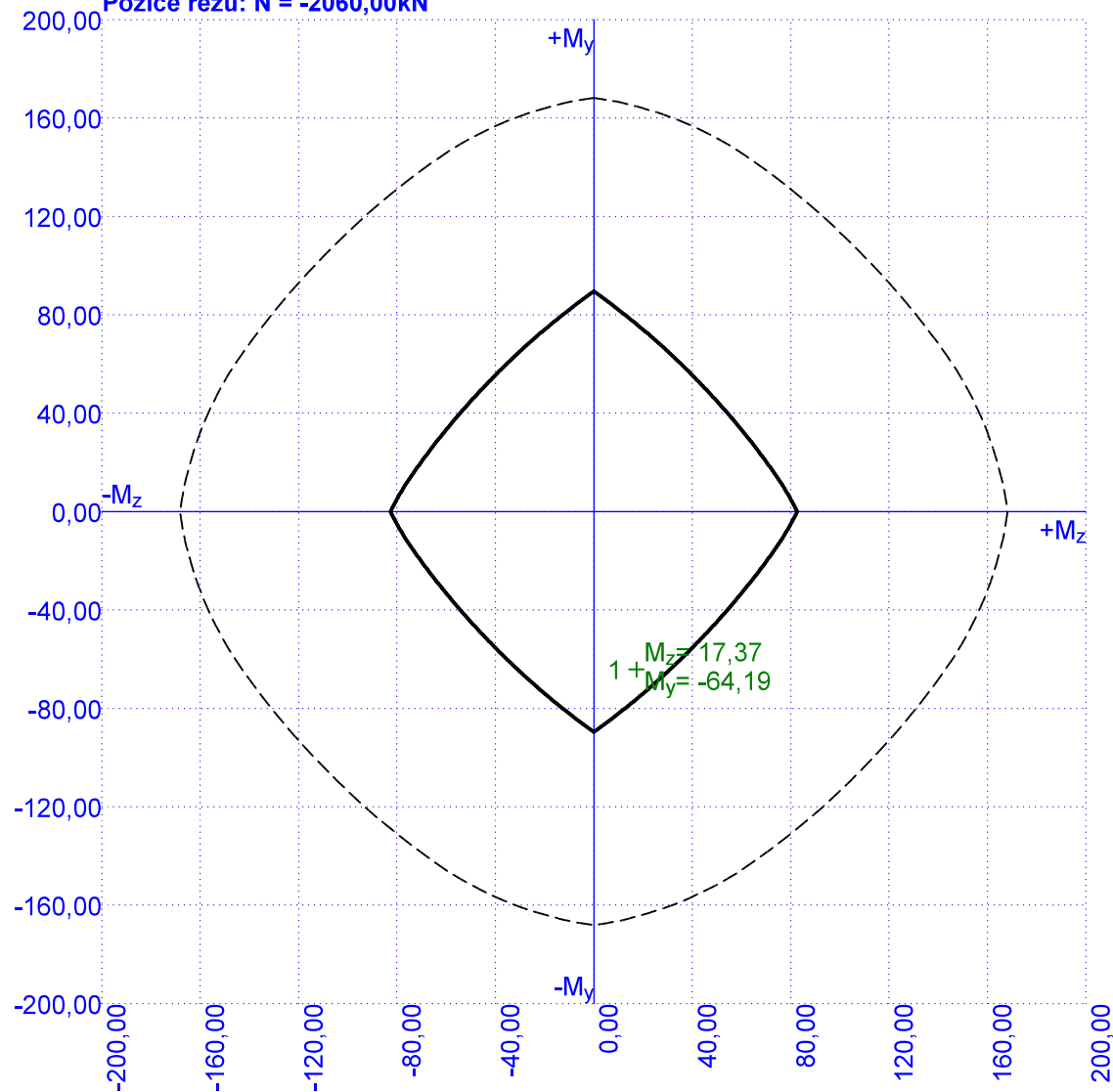
Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

Využití: 93,9 %



Interakční diagram M_y - M_z

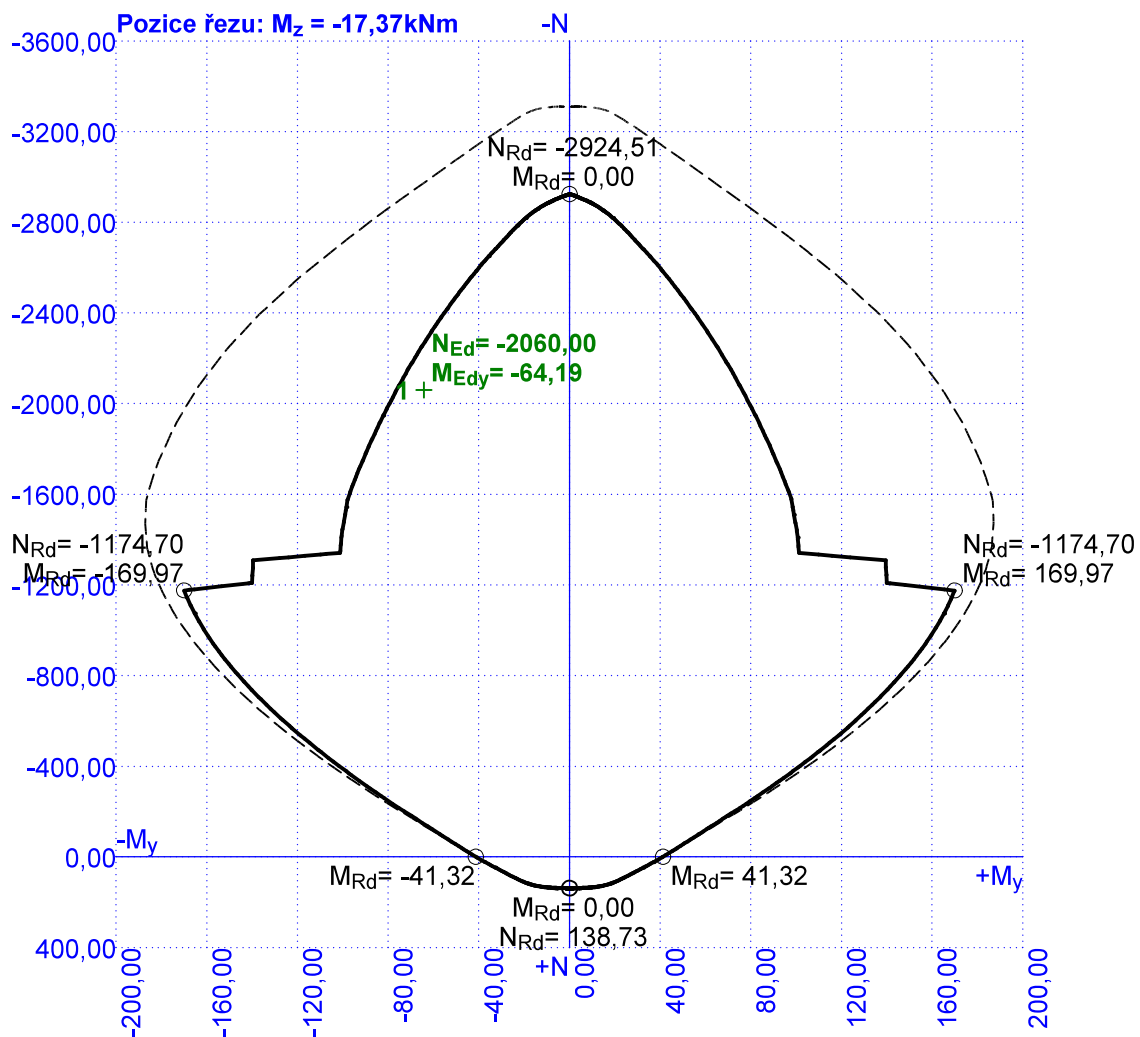
Pozice řezu: $N = -2060,00\text{kN}$



Pouze pro nekomerční využití



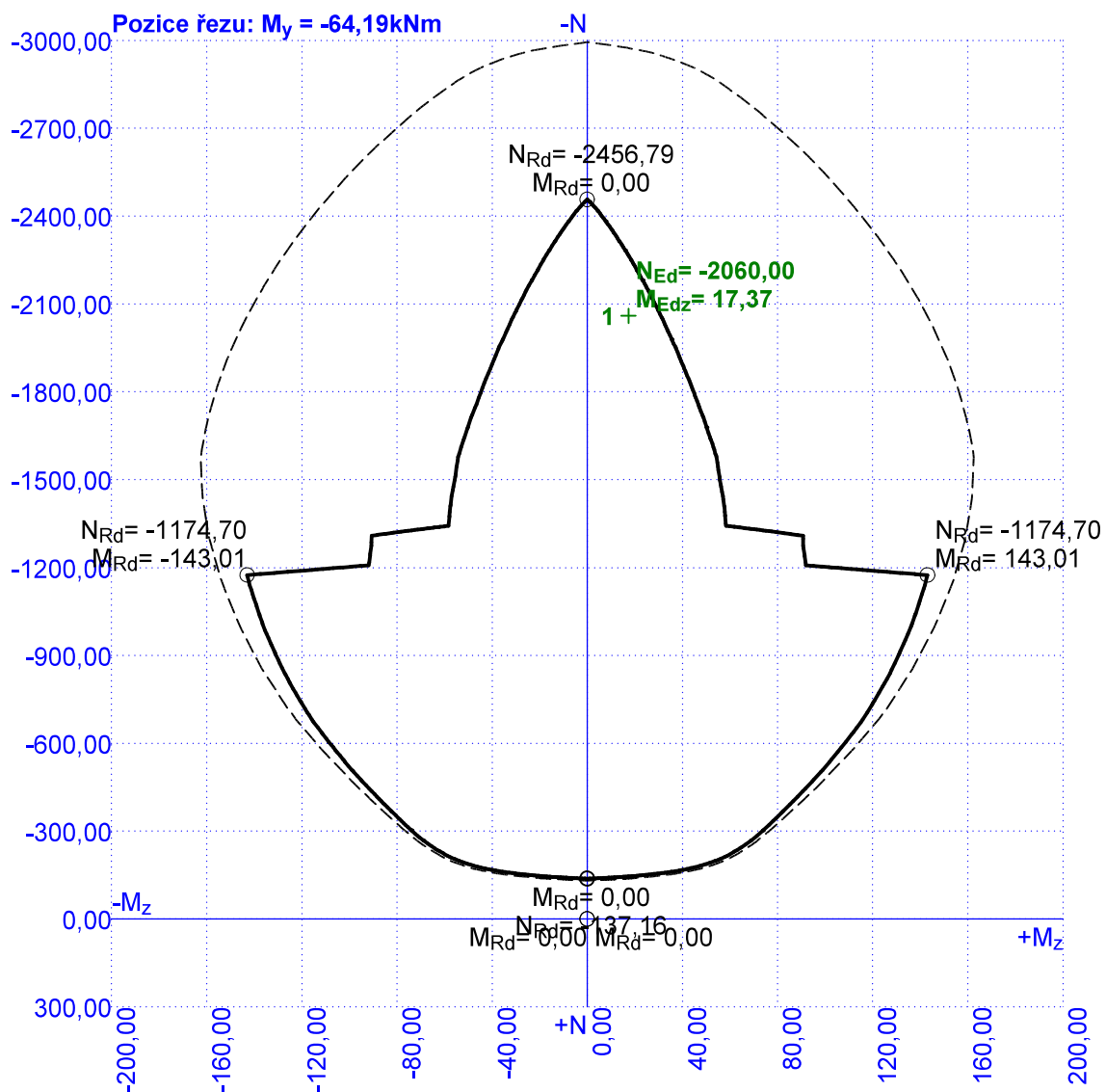
Interakční diagram N- M_y



Pouze pro nekomerční využití



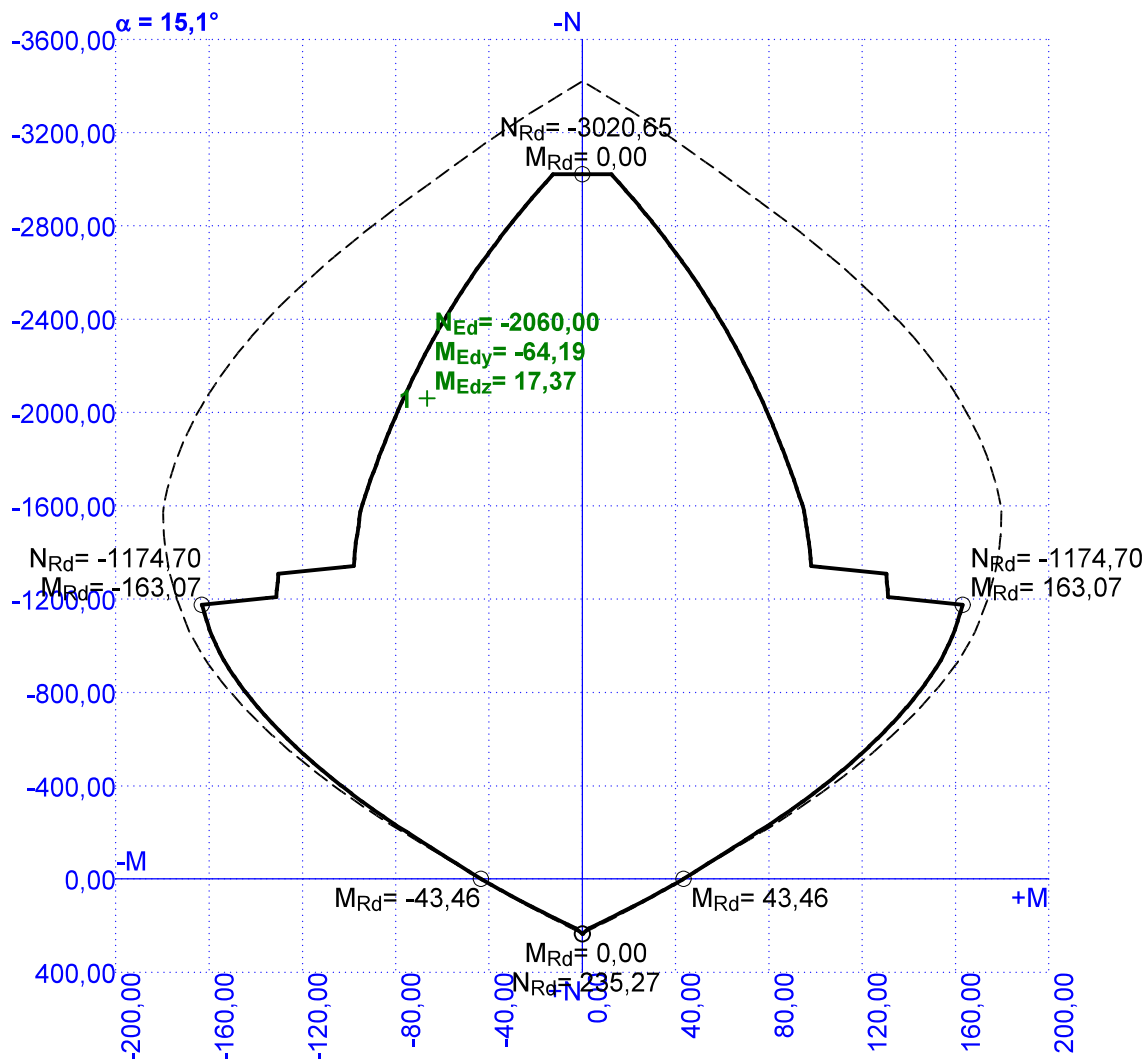
Interakční diagram N-M_z



Pouze pro nekomerční využití



Interakční diagram N-M



Pouze pro nekomerční využití

