

**ČESKÉ VYSOKÉ ÚČENÍ TECHNICKÉ
V PRAZE
FAKULTA STAVEBNÍ
KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH
KONSTRUKCÍ**



**BAKALÁŘSKÁ PRÁCE
Vliv výpočetního modelu na
konstrukční návrh železobetonového
rámu montované**

Vypracoval:
Vedoucí práce:
Školní rok:

Tomáš Strnad
Ing. Josef Novák, Ph.D.
2020/2021

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Strnad Jméno: Tomáš Osobní číslo: 477384

Zadávací katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Vliv výpočetního modelu na konstrukční návrh železobetonového rámu montované konstrukce

Název bakalářské práce anglicky: The effect of a computational model on the structural design of the reinforced concrete frame of a prefabricated structure

Pokyny pro vypracování:

- Zpracování předběžného návrhu zadaného objektu.
- Studie výpočetního modelu železobetonového rámu montované konstrukce.
- Zhodnocení spolehlivosti výpočetních modelů s ohledem na výstižnost reálného chování konstrukce.
- Zpracování výkresu skladby a výrobní dokumentace pro vybraný prvek železobetonového rámu.

Seznam doporučené literatury:

Navrhování železobetonových konstrukcí: Příklady a postupy. prof. Ing. Jaroslav Procházka, CSc., prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc., doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.

Jméno vedoucího bakalářské práce: Ing. Josef Novák, Ph.D.

Datum zadání bakalářské práce: 9.2.2021 Termín odevzdání bakalářské práce: 16.5.2021

Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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“.

10.2.2021

Datum převzetí zadání

Strnad

Podpis studenta(ky)

Abstrakt

Tato bakalářská práce se zabývá návrhem železobetonového rámu objektu dvoupodlažního hangáru umístěného v okolí Světlé nad Sázavou. Obsahuje úvod do problematiky nelineární analýzy konstrukce a popis zvolených metod řešení. V závěru teoretické části je zhodnocena výstižnost jednotlivých výpočetních modelů. Praktická část zahrnuje stavebně konstrukční řešení, výběr konstrukčního řešení a předběžný statický výpočet – tvar a rozměry prvků, materiály a zatížení. Dále je zpracován podrobný statický výpočet řešeného železobetonového rámu. Na základě statického výpočtu jsou zpracovány výkresy skladby a výkresy výztuže. Poznatky z bakalářské práce demonstrují, že běžný přístup v podobě uplatnění lineární analýzy při návrhu výztuže řešeného rámu může vést k nepřesným výsledkům, které neodpovídají skutečnému chování konstrukce.

Klíčová slova

montovaná stavba, dvoupodlažní hangár, nelineární analýza, konstrukční část, železobetonový rám, statický výpočet

Abstract

This bachelor thesis contains the structural design of the precast reinforced concrete frame of a two-storey hangar located in Světlá nad Sázavou. It briefly describes the basics of non-linear analysis and selected computational methods. At the end of the theoretical part, the accuracy of the individual computational models is appraised. The practical part includes the structural design, development of a structural system and preliminary structural design – calculation of structural element sizes, materials and loads. Further, the thesis describes the detailed structural design of the investigated reinforced concrete frame. Based on the obtained results the formwork drawings and reinforcement drawings were carried out. The findings from the bachelor thesis show the conventional approach in the form of using a linear analysis for the reinforcement design of the investigated frame might lead to vague results which do not correspond to the real behaviour of the structure.

Key words

prefabricated building, two-storey building, non-linear analysis, structural design, reinforced concrete frame, structural calculation

Prohlašuji, že bakalářskou práci na téma „Vliv výpočetního modelu na konstrukční návrh železobetonového rámu montované konstrukce“ jsem vypracoval samostatně. Veškerou použitou literaturu uvádím v příloženém seznamu zdrojů.

V Praze dne

.....

Poděkování

Rád bych touto cestou poděkoval vedoucímu mé bakalářské práce panu Ing. Josefu Novákovi, Ph.D. za vedení, cenné rady, praktické poznatky a čas, který mi během semestru věnoval.

Dále bych chtěl poděkovat Ing. Martinu Volfovi, Ph.D. za podněty a komentáře ke zpracování dispozičního řešení dvoupodlažního hangáru.

Obsah

1. Úvod	9
2. Analýza železobetonové konstrukce	10
2.1. Lineárně pružná analýza	10
2.2. Nelineární analýza	10
2.2.1 Materiálová nelinearita	11
2.2.2 Konstrukční nelinearita	14
2.2.3 Geometrická nelinearita	14
2.3. Závěr	15
3. Představení objektu	16
3.1. Základní informace	16
3.1.1 Dispozice 1NP	17
3.1.2 Dispozice 2NP	18
3.2. Stavebně-konstrukční řešení	18
3.2.1 Základy	18
3.2.2 Svislé nosné konstrukce	19
3.2.3 Vodorovné konstrukce	19
3.2.4 Střecha	19
3.2.5 Schodiště	19
3.2.6 Obvodový plášť	19
3.2.7 Prostor hangáru	20
3.2.8 Hangárová vrata	20
3.3. Materiálové řešení	20
4. Přístupy k návrhu konstrukce	21
4.1. Přístupy k návrhu výztuže	21
4.2. Základní předpoklady	23
4.3. Návrh výztuže bez uvážení skutečné tuhosti	25
4.4. Návrh výztuže s uvážením skutečné tuhosti	27
4.4.1 Postup návrhu	27
4.4.2 Porovnání tuhostí	28
4.4.3 Možné vlivy na ohybovou tuhost prvku	33
4.5. Zhodnocení spolehlivosti výpočetního modelu	33
5. Závěr	34
6. Přílohy	35
7. Zdroje	36
7.1. Literatura:	36

7.2. Obrázky:	37
7.3. Tabulky	37
7.4. Grafy	37
Předběžný statický výpočet	42
Statický výpočet	67

1. Úvod

Předmětem této práce je zpracování studie železobetonového rámu dvoupodlažního hangáru při uvážení různých výpočetních přístupů, které se zakládají na různé míře zjednodušení. Jedná se především o respektování nelineárního chování materiálu a s tím spojené tuhosti konstrukce. Pro návrh výztuže prvků rámu byl využit výpočetní model, který dostatečně přesně vystihoval skutečné chování konstrukce. Dalším výstupem bakalářské práce je výrobní dokumentace prvků PR2 a V1. Hlavním motivem při výběru tématu byl zvýšený zájem o problematiku nelineárního chování betonu při návrhu betonových konstrukcí.

Na úvod práce byl zpracován základní souhrn informací k navrhování betonových konstrukcí při uvážení různých metodik. Tento souhrn dále sloužil pro studii rámu montované konstrukce hangáru, který byl hlavním předmětem bakalářské práce. Jedná se o rám s nestandardním konstrukčním řešením, které spočívá ve vynesení vnitřního sloupu druhého podlaží příčlím z důvodu zajištění otevřeného prostoru pro letadla v nižším podlaží. Pro analýzu rámu byly využity dva výpočetní přístupy, které se lišily v míře zjednodušení. Pro analýzu byly využity jak moderní výpočetní nástroje, tak i běžné ruční výpočty. Poznatky ze studie přehledně demonstrují, že přerozdělení vnitřních sil na konstrukci se odvíjí od skutečné tuhosti prvků a uplatnění lineární analýzy proto může vést k nepřesným výsledkům. Hlavním důvodem je zanedbání nelineárního chování betonu, které ovlivňuje tuhost konstrukce.

Výpočetní model, který nejvíce vystihoval skutečné chování konstrukce, byl následně využit pro návrh výztuže příčlím, které jsou patrné ze zpracované projektové dokumentace.

2. Analýza železobetonové konstrukce

V následující kapitole je nastíněn rozdíl mezi lineární a nelineární analýzou konstrukce. Pojednává o aspektech nelineární analýzy

2.1. *Lineárně pružná analýza*

Lineárně pružnou analýzu železobetonu je vhodné použít za předpokladu, že je průřez po délce prvku neporušen a je zajištěno spolupůsobení betonu s výztuží [1]. Lineární působení se uvažuje před vznikem trhlin na železobetonovém prvku. Jedná se o klasickou metodu pro konzervativní globální analýzu konstrukce. Není definována mez pevnosti materiálu, a to jak betonu, tak betonářské oceli. Tuhost ani geometrie konstrukce není závislá na hodnotách zatížení ani na době trvání těchto zatížení.

Posudek pomocí lineárně pružné analýzy se běžně provádí tak, že se nejdříve stanoví vnitřní síly, poté se navrhne geometrie prvku a jeho vyztužení, nakonec se konstrukce posoudí ručně, či pomocným výpočetním programem. Výhodou je málo požadovaných vstupů do výpočtu, jednoduché zadání geometrie, menší prostor pro chyby. Je zde i menší riziko chybné interpretace [2].

2.2. *Nelineární analýza*

Metody nelineární analýzy lze použít jak v MSÚ, tak v MSP, za předpokladu, že jsou splněny podmínky rovnováhy a spojitosti při uvažování odpovídajícího nelineárního chování materiálů. Analýza může být prvního nebo druhého řádu.

Nelineární analýza lépe vystihuje skutečné chování železobetonového prvku. Pro bezpečný a ekonomický návrh je nezbytné v analýze zohlednit nelineární chování stavebních konstrukcí nebo jen některých prvků konstrukce. Čím více se analytický model konstrukce blíží skutečnému chování ve fyzickém světě, tím lepší návrh konstrukce může inženýr provést.

Při větších zatíženích mohou v materiálu vzniknout plastické (tedy nevratné) deformace. Pomocí nelineární analýzy konstrukce lze modelovat chování konstrukce po vzniku trhlin.

Nelineární analýza se používá zejména pro méně časté konstrukce, klíčové prvky a detaily, často v různých podrobnostech, také lépe vystihuje skutečné chování materiálu a konstrukce. Avšak při užití nelineární analýzy neplatí princip superpozice. Znamená to, že je důležité, v jakém pořadí je zatížení aplikováno [2].

U nelineární analýzy konstrukcí neplatí určité základní předpoklady, které jsou platné při lineární analýze konstrukcí. Neplatí již zmíněný princip superpozice, princip úměrnosti a Hookův zákon. Nelineární úlohy se řeší posloupností lineárních kroků. Pro analýzu konstrukce se využívají iterační řešení, přírůstkové řešení a přírůstkově iterační řešení. [6].

Hlavní typy nelinearit pro analýzu betonové konstrukce jsou geometrická, fyzikální (materiálová) a konstrukční (lokální) nelinearita. Geometrická nelinearita vystihuje nelineární závislost posunů na poměrném přetvoření. Fyzikální nelinearita vyjadřuje nelineární závislost posunů na deformacích. Souvisí s obecným tvarem pracovních diagramů a možným vznikem trhlin.

Konstrukční nelinearita vyjadřuje změnu geometrie a okrajových podmínek konstrukce v průběhu výpočtu – vliv analýzy 2. a 3. řádu.

Některé pokročilejší výpočetní programy, které se specializují na nelineární analýzu, znají i nelineární chování prvku, například vyloučení tlaku z konstrukčního prvku, který tlak nepřenáší. Umí tedy zohlednit neúčinnost konstrukčního prvku při konkrétním způsobu namáhání, ale i prokluz v uchycení. Umí ale do výpočtu zahrnout i nelinearity podpor, například třecí pilotové základy, popřípadě zahrnout i neúčinnost základů za určitých podmínek [3].

2.2.1 Materiálová nelinearita

2.2.1.1 Úvod

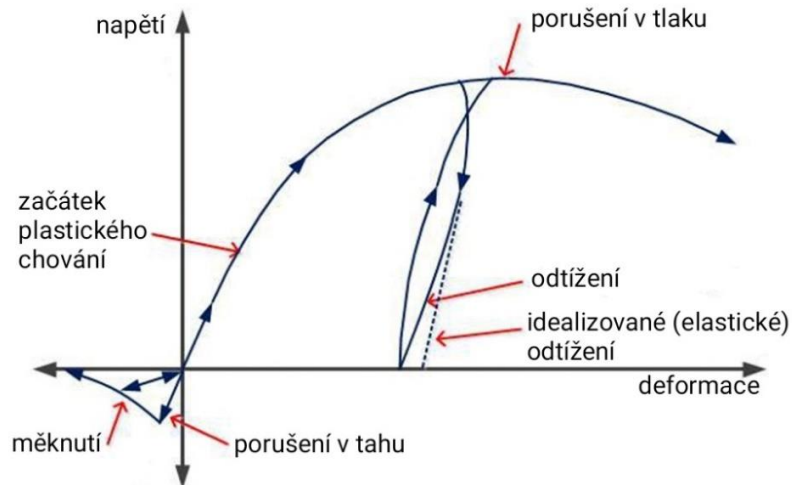
Při výpočtech konstrukce pomocí nelineární analýzy je nejvíce skloňována nelinearita materiálu. Je to nejviditelnější aspekt nelineární analýzy ve výpočtech. A zároveň je to jeden z nejdůležitějších aspektů nelineární analýzy.

Analýza jakékoli betonové konstrukce jako celku nebo části metodou konečných prvků a její správnost zcela závisí na vstupních hodnotách, zejména na použitých vlastnostech materiálu. Pokud se však navrhují konstrukce z betonu nebo železobetonu, je nutné, aby jej bylo možné správně používat a dosáhnout požadovaných výsledků. Experimentální testy ukazují, že beton se chová vysoce nelineárním způsobem při jednoosém tlakovém namáhání. Graf závislosti napětí na namáhání je lineárně elastický až do 30% maximální pevnosti v tlaku. Nad tímto bodem křivka postupně stoupá až k maximální pevnosti v tlaku. Bezprostředně po překročení pevnosti betonu v tlaku tato křivka napětí a deformace klesá. Tato část křivky se nazývá změkčení. Po sestupu křivky dochází k drcení betonu při konečném protažení ε_{cu} .

Namáhání se rozkládají na elastické namáhání a plastické namáhání.

$$\varepsilon = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl} \quad (3)$$

Kde elastické napětí je rovno $\varepsilon_{el} = \sigma/E_c$. Plastické namáhání a odpovídající napětí pro beton C30/37 se vypočítají pomocí rovnice (3).



Obrázek 1 - Nelineární chování betonu

V tahu (včetně zóny příčného tahu) se předpokládá porušení při překročení napětí dosáhne povrchu porušení, který se nazývá povrch "detekce trhlin" [5].

Při nízké úrovni napětí v tlaku beton vykazuje křehké chování. Hlavní mechanismy porušení způsobují praskání v tahu a drcení v tlaku. Pokud je mezní tlak přiměřeně velký, aby se zabránilo prasknutí, křehké chování betonu zmizí.

Poškození kvazi-křehkých materiálů lze definovat vyhodnocením rozptýlené energie trhliny potřebné k vytvoření mikro trhlin [5].

2.2.1.2 Možnosti výpočtu pomocí nelineární analýzy

V závislosti na složitosti výpočetního programu je možné počítat s geometrickými imperfekcemi, nedokonalostmi podpor, smršťováním a dotvarováním betonu. Většina nelineárních programů, které počítají pomocí metody konečných prvků, automaticky zohledňují vliv 2. řádu (výpočet vnitřních sil na deformované konstrukci – podstatné u štíhlých konstrukcí – velký vliv), případně 3. řádu (analýza velkých deformací – např. posouzení lanových či membránových konstrukcí).

V případě stabilitních výpočtů lze provést i nelineární stabilitní analýzu konstrukce [3].

2.2.1.3 Základní výpočtové metody pro nelineární výpočet

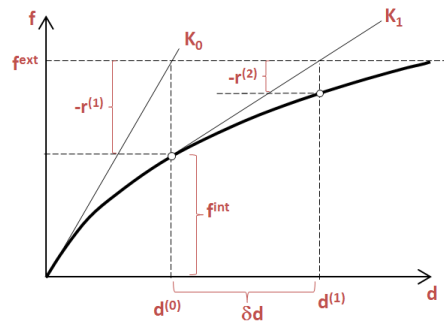
Metoda Newton-Raphson

Tato metoda je nejvhodnější pro statický výpočet konstrukce, kde se předpokládají velké deformace. Je vhodný například pro výpočet membránových konstrukcí.

Jedná se o tečnovou metodu, která počítá v každém kroku matici tuhosti, ale konverguje většinou až po několika iteracích. Může se však stát, že selže v blízkosti

zatěžovacího diagramu. Toto může nastat například u tlačeneho prutu namáhaného malou excentricitou nebo malým příčným zatížením (zatížení na průřez). Přesnost metody lze zvýšit zhuštěním sítě konečných prvků nebo zvýšením celkového počtu přírůstků. Například řešení jednoho nosníku/trámu rozděleného na jediný konečný prvek neposkytne dostatečné výsledky. Tato metoda vyžaduje, aby byl 1D prvek rozdělen alespoň na čtyři konečné prvky.

V některých konkrétních případech může vysoký počet přírůstků vyřešit i problémy, které mají tendenci k singularnímu řešení, které je typické pro analýzu post kritických stavů.

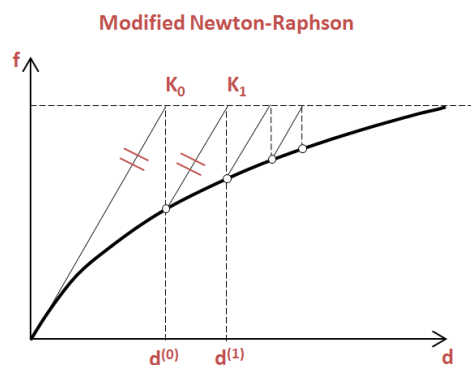


Obrázek 2 - Newton-Raphsonova metoda

Modifikovaný Newton-Raphson

Modifikovaná Newton-Raphsonova metoda je vhodná pro rozsáhlejší konstrukce a složitější stavby.

Algoritmus této metody je založen na Newton-Raphsonově metodě řešení nelineárních problémů. Jedná se také o tečnovou metodu, ale výpočet tuhosti konstrukce podle metody Newton-Raphson se provede pouze při první iteraci. Po první iteraci se stále počítá původní matice tuhosti a iteruje se ve více krocích. Pro konvergenci je tedy potřeba mnohem více iterací, než při metodě Newton-Raphson

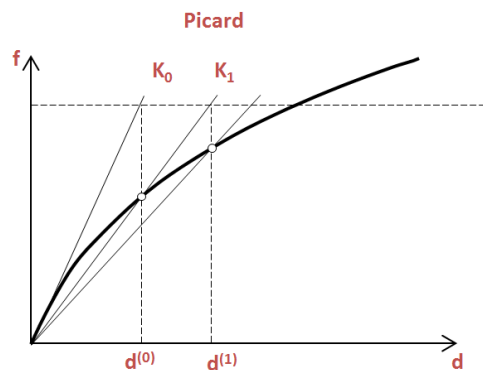


Obrázek 3 - Modifikovaná Newton-Raphson metoda

Metoda Picard

Jedná se o sečnovou metodu, metoda je rychlejší a slouží pro výpočet základních nelinearit, jako je například vyloučení tahu, tlaku apod. Používá se primárně pro výpočet

geometrické nelinearity 2. řádu. Může být použita, když selže Newton-Raphsonova metoda. Metodu Picard lze použít samostatně, nebo v kombinaci s metodou Newton-Raphson.



Obrázek 4 - Metoda Picard

Kombinace Picard a Newton-Raphson

Tato kombinace řeší matici tuhosti zprvu metodou Picard, kdy se přiblíží řešení matice tuhosti, poté výpočet pokračuje metodou Newton-Raphson, která v rychlosti výpočet ověří a doiteruje úspěšně [1].

2.2.2 Konstrukční nelinearita

Nejpříkladnějším konstrukčním prvkem, u kterého je důležitá nelineární analýza, konkrétně konstrukční nelinearita, je lano. Lano nepřenáší zatížení v tlaku, přenáší pouze tahové zatížení. V případě, že je lano zatíženo tlakem, vybočí a nepřenáší žádné zatížení. Pokud na lano začnou opět působit tahová zatížení, znovu se zapojí do přenosu zatížení.

Dalším příkladem, kde se uplatňuje konstrukční nelinearita, jsou jednostranné vazby. Například část základu, která není v kontaktu s podložím.

Pro řešení konstrukčních nelinearit lze využít iteračního řešení. Nejprve se provede lineární výpočet. Podle dosažených výsledků je nutné z konstrukce vyloučit prvky, které nelineárně přenáší zatížení a mohly by zásadním způsobem ovlivnit chování konstrukce. Zabráni se tak chybnému návrhu. Znovu se provede lineární výpočet, avšak na již změněné konstrukci [6].

2.2.3 Geometrická nelinearita

V geometricky nelineárních úlohách může docházet ke vzniku velkých deformací (průhyby, pootočení). Další variantou je zavedení teorie 2. řádu, ve které vznikají malé deformace, ale podmínky rovnováhy se sestavují pro deformovanou konstrukci.

Při lineární analýze konstrukce lze počítat pouze s maticí materiálové tuhosti K .

V nelineárních úlohách se počítá i s dalšími maticemi:

- K_G matice počátečních napětí – obsahuje členy z nelineárních prvků v poměrných deformacích, závisí na aktuální napjatosti, v literatuře také někdy pod názvem geometrická matice či stabilitní matice

- K_H matice počátečních deformací – vyjadřuje vliv změny výchozího tvaru konstrukce z počátku přírůstku zatížení, v některých textech také matice počátečních deformací.

- K_R matice počátečních zatížení – vyjadřuje vliv změny zatížení vlivem změny tvaru konstrukce [6].

2.3. Závěr

Nelineární analýza může mít na zásadní vliv na návrh konstrukce. Pokud se provede návrh železobetonové montované konstrukce pouze pomocí lineární analýzy, tedy pokud se na vnitřní síly vypočtené pomocí lineární analýzy provede návrh průřezu a výztuže, prvek se posoudí a nebude uvažován vliv tuhosti, prvek bude navržen na chybné vnitřní síly. Není zde uvažováno přerozdělení vnitřních sil podle poměru tuhostí prvků vyztužených prvků, v tomto případě zejména ohybové tuhosti. To může vést ke špatnému návrhu a poruše konstrukce.

V řadě případů se vnitřní síly z lineární analýzy používají. Není však vhodně je použít pro návrh podobné rámové montované konstrukce. Například pro návrh větších standardně zatížených železobetonových monolitických konstrukcí, ať už skeletových či stěnových, které se v dnešní době realizují, by bylo užití principů nelineární analýzy komplikované a často i časově náročné. Proto se zde volí jednodušší návrhový přístup pomocí lineární analýzy.

Výztuž prvku má zásadní vliv na ohybovou tuhost. A to jak její poloha v průřezu, tak profily výztuže. Pokud ve výpočtu není uvažováno působení tláčené výztuže, může to mít na ohybovou tuhost prvku také nepříznivý vliv.

Nelineární analýzu je pak nezbytné užívat pro návrh výztuže D oblastí. Jedná se o oblasti, kde se například mění průřez (otvory v konstrukci), působí lokální zatížení (například uložení sloupu na průvlak) nebo v místě podpory navazující konstrukce (uložení průvlaku na sloupu). Návrh D oblastí se zpravidla provádí na výřezu konstrukce.

3. Představení objektu

3.1. *Základní informace*

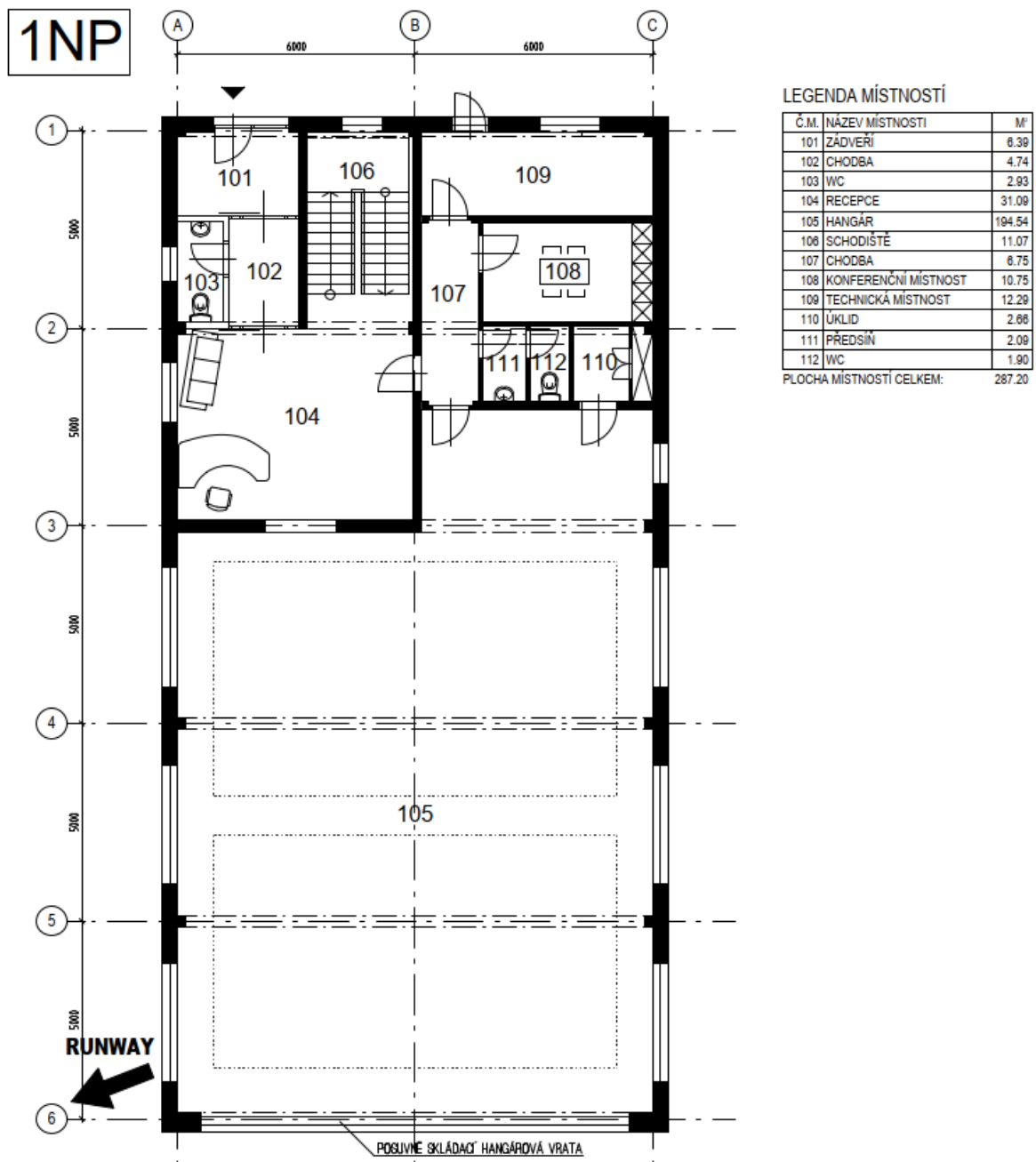
Předmětem práce je studie nosné konstrukce objektu dvoupodlažního hangáru pro dvě malá vyhlídková letadla. Nejedná se o reálnou stavbu, stavba je vymyšlena pro účely bakalářské práce.

V hangáru, který se nachází v 1NP, lze provádět drobné opravy letadel, je zde navržen prostor pro pracovní stůl a regály, ve kterých je možné skladovat nářadí, náhradní díly apod. Vrata hangáru jsou situována směrem k vzletové dráze, která se nachází na západ od objektu. Vchod do objektu je situován na sever, kde zákazníci vstoupí předsíni na recepci. Chodbou lze projít do konferenční místnosti, kde se provádí školení bezpečnosti. Slouží i jako převlékárna do bezpečnostních úborů. Je zde i sociální zařízení pro zaměstnance hangáru a úklidová místnost.

V druhém podlaží jsou pak kanceláře pro zaměstnance společnosti, kancelář ředitele, zasedací místnost, sklad, prádelna a 2 byty pro jednu osobu pro přespání na jednu noc. Je zde také místnost pro kontrolu letového provozu s výhledem na přistávací plochu.

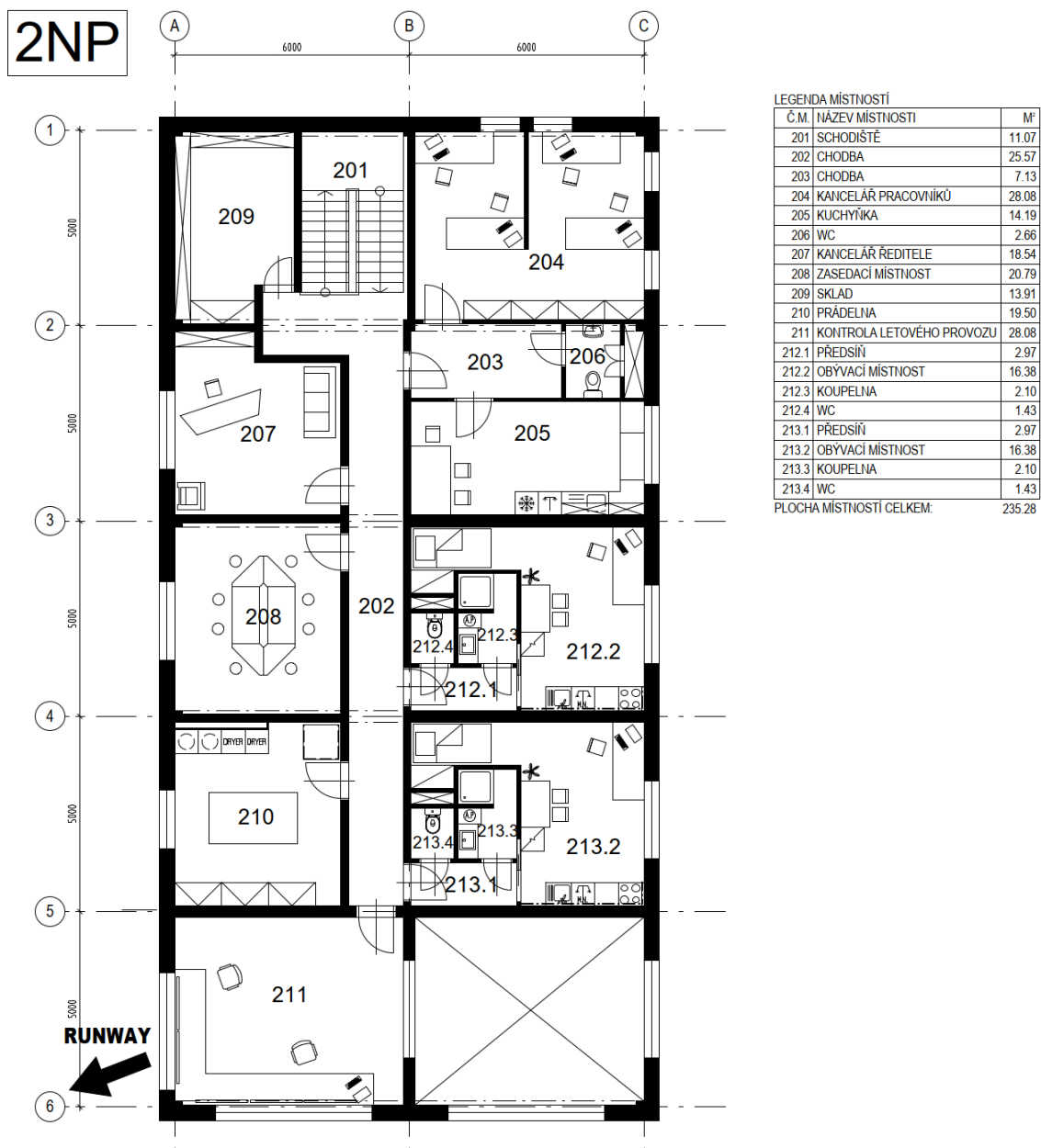
Dominantou hangáru jsou široká 11,5 m hangárová vrata. Skrytou dominantou jsou navrhované průvlaky na rozpon 12 m.

3.1.1 Dispozice 1NP



Obrázek 5 - Dispozice 1NP

3.1.2 Dispozice 2NP



Obrázek 6 - Dispozice 2NP

3.2. Stavebně-konstrukční řešení

3.2.1 Základy

Podloží není specifikováno. Vzhledem k charakteru konstrukčního systému jsou základy navrženy jako železobetonové prefabrikované kalichové patky. Bude provedeno vetknutí sloupů do základových patek pomocí předpřipravené betonářské výztuže a zálivky z rychletvrdnoucího betonu. Vzhledem k malému zatížení a charakteru konstrukčního systému jsou základové patky pravděpodobně dostatečné a není potřeba navrhovat hlubinné základy.

Pod stěnami tuhého obvodového pláště budou provedeny základové pasy z nevyztuženého betonu. Poblíž základových patek budou provedeny náběhy, aby byla sjednocena úroveň základové spáry.

Základová spára bude před betonáží zhutněna.

3.2.2 Svislé nosné konstrukce

Svislé nosné konstrukce budou provedeny jako prefabrikované sloupy z železobetonu C30/37. Sloupy jsou předběžně navrženy obdélníkového rozměru 400 x 300 mm. Průřez je shodný jak pro 1NP, tak pro 2NP.

3.2.3 Vodorovné konstrukce

Primárně nosné vodorovné konstrukce jsou navrženy v podobě prefabrikovaných železobetonových průvlaků exponovaných na 6 m a 12 m uložených na sloupy jako prostý nosník (v prostoru hangáru) o jednom poli a spojitý nosník o dvou polích (mimo hangár).

Nosná konstrukce stropu bude tvořena vyztuženými pórobetonovými prefabrikovanými stropními panely Ytong tl. 200 mm vyloženými na osově rozpětí 5 m.

3.2.4 Střecha

Střecha je navržena z panelů Kingspan určených pro střešní pláště. Panely jsou kladeny železobetonové vaznice dle standardu výrobce či montážní firmy. Tepelně technické vlastnosti a detaily napojení střešního pláště na obvodový plášť by byly posouzeny tepelně technickými výpočty.

3.2.5 Schodiště

V objektu je navrženo prefabrikované železobetonové deskové schodiště s keramickou dlažbou opatřenou protiskluznými prvky. Podrobný návrh schodiště není proveden.

3.2.6 Obvodový plášť

Obvodový plášť bude proveden z pórobetonových tvárnic Ytong Statik Plus tl. 300 mm na tenkovrstvou zdící maltu (v úrovni 1NP) na betonové základové pásy do maltového lože podle standardu výrobce. Ve 2NP bude použito zdivo Ytong Statik tl. 200 mm. Opláštění zdiva bude provedeno pomocí jednostranně oplechovaných panelů Kingspan tl. 200 mm z minerální vaty. Plech je povrchově upraven nátěrem proti UV záření.

3.2.7 Prostor hangáru

Prostor hangáru je navržen s ohledem na rozměry letadla a rezervu pro opravy a údržby horních částí letadel. Je zde navržen vysoký podhled, instalační vedení budou vedena nad podhledem v oblasti uložení průvlaků na sloup.

3.2.8 Hangárová vrata

Pro zmenšení manipulačního prostoru vrat jsou zvolena posuvně skládací hangárová vrata například od společnosti TRIDO, která se na výběr průmyslových a hangárových vrat specializuje.

3.3. *Materiálové řešení*

Veškeré nosné konstrukce jsou navrženy jako železobetonové prefabrikované konstrukce. Schodišťová ramena jsou řešena jako prefabrikovaná. Nosná konstrukce střešního pláště je taktéž železobetonová prefabrikovaná.

Plná specifikace betonu pro vyztužené monolitické konstrukce dle ČSN EN 206:

- C30/37-XC1-C/0,2 - D_{max} 16-S4

Výztuž

Žebírková betonářská výztuž B500B.

Pórobetonové zdivo

Ytong Statik Plus tl. 300 mm – **P6-650**

Ytong Statik tl. 200 mm – **P4-450**

Akustické stěny

Silka E180 (20-1,4) – vápenopískové tvárnice

4. Přístupy k návrhu konstrukce

V následující kapitole jsou popsány návrhy, nebo lépe řečeno přístupy k návrhu výztuže pomocí různých výpočetních modelů. První zvolenou variantou je návrh výztuže na vnitřní síly z lineární analýzy, což je běžně užívaný způsob návrhu konstrukcí. Dále uvedený přístup zohledňuje vliv výztuže na tuhost prvku.

4.1. *Přístupy k návrhu výztuže*

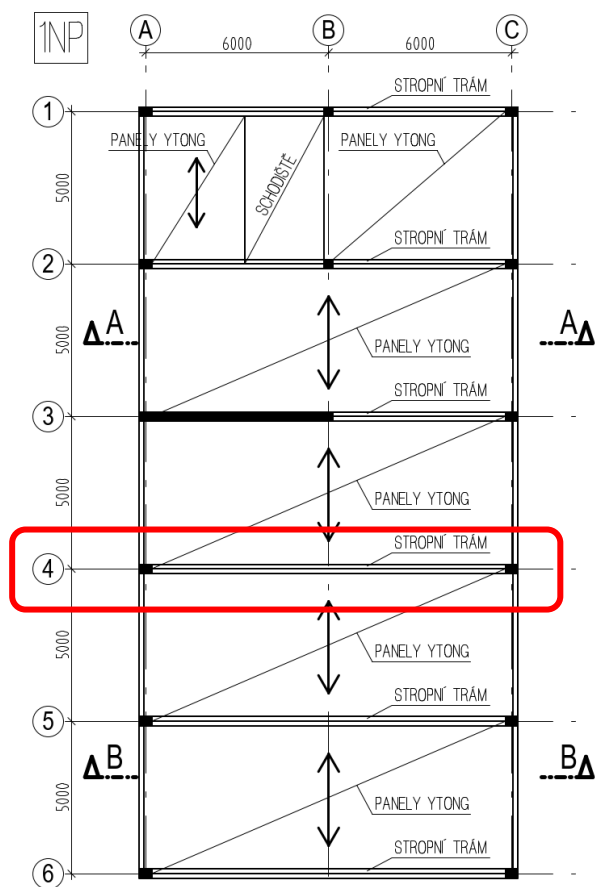
K návrhu podobné konstrukce existuje více přístupů. Liší se mírou zjednodušení, což má vliv i na bezpečnost a správnost návrhu. Jednotlivé metody výpočtu jsou i různě časově náročné. Některými metodami se vyšetřuje konstrukce nebo její část jako celek, jiné metody řeší pouze jednotlivé konstrukční prvky.

Jednou z méně vhodných metod je interpretovat horní příčel jako spojitý nosník o dvou polích s pevnou podporou uprostřed zatížený svislým spojitým zatížením a střední příčel jako prostý nosník zatížený spojitým zatížením a svislou silou uprostřed. Tato síla by měla charakterizovat svislou reakci v patě středního sloupu ve 2NP. Metoda je ve velké míře zjednodušená a neuvažuje přerozdělení vnitřních sil podle poměru tuhostí jednotlivých prvků. Tento přístup k návrhu výztuže je nevhodný.

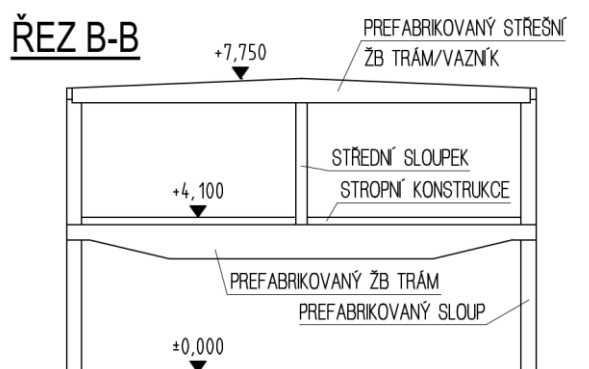
Další méně vhodnou metodou je návrh výztuže na vnitřní síly z lineární analýzy bez uvážení skutečné tuhosti. Výztuž pak lze navrhnout ve výpočetním programu. Zde je tento přístup chybný v tom, že vnitřní síly jsou uvažovány z lineární analýzy. A pokud nebude nalezeno takové vyztužení, díky kterému bude ohybová tuhost obou příčelí ve stejném poměru jako v lineární analýze, kde se uvažoval pouze betonový průřez bez vlivu výztuže, je tato výztuž navržena na jiné vnitřní síly.

Třetím nejvíce vhodným přístupem je návrh výztuže s uvážením skutečné tuhosti. V tomto výpočtu je tedy zahrnut i vliv výztuže. Ta se však musí navrhovat na přerozdělené vnitřní síly podle poměru tuhostí konstrukčních prvků. Po nalezení optimálního řešení se výztuž posoudí na všechny mezní stavy.

Studie vlivu výpočetního modelu se bude provádět na rámu v prostoru hangáru, konkrétně rámu v ose 4 (vyznačen na schématu níže).



Obrázek 7 - vyšetřovaný rám



Obrázek 8 - pohled na vyšetřovaný rám

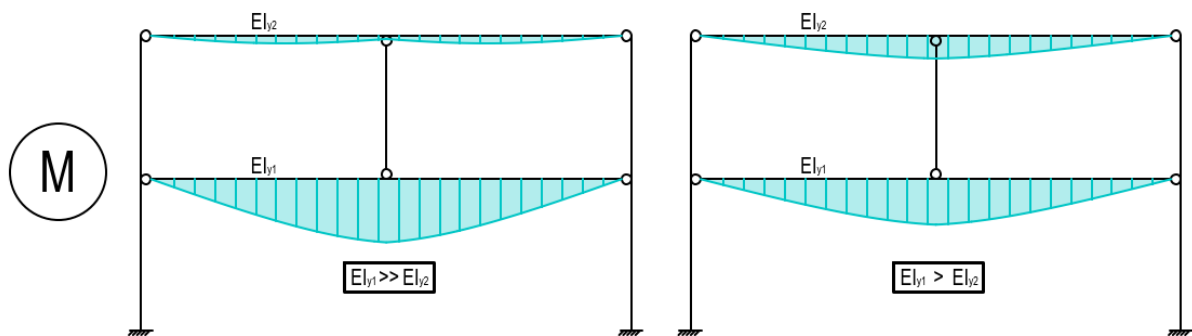
Hlavní konstrukční prvky, tedy střední příčel PR2 a horní příčel V1, jsou namáhány ohybem, podrobná analýza bude zaměřena primárně na ohybovou tuhost průřezu. Tyto dva prvky se navzájem ovlivňují kvůli středovému sloupku uloženému na střední příčli. Ten částečně přenáší ohybové namáhání ze střešního vazníku na střední příčli. Tato namáhání se přerozdělují podle poměru ohybových tuhosti obou příčlí.

4.2. Základní předpoklady

Základní předpoklad lineární a nelineární analýzy je přerozdělování vnitřních sil podle poměru tuhostí příčlí. Tuhost jakéhokoliv železobetonového prvku je dána tvarem prvku, množstvím výztuže, ale i jejím rozložením. Ale je zásadně ovlivněna i trhlinami.

Návrh výztuže však změní tuhost prvku, a tedy i přerozdělení vnitřních sil. Je proto nutné zachovávat poměr tuhostí vyztužených prvků, aby změna poměru tuhostí nepřerozdělila namáhání nad mez únosnosti.

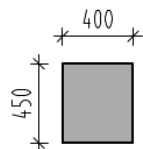
Předpoklad průběhu momentů na hlavních prvcích železobetonového rámu:



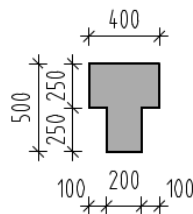
Obrázek 9 - Předpoklad průběhu momentů

Navržené průřezy:

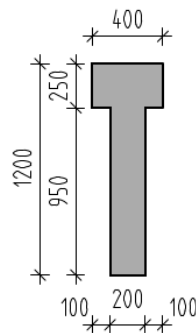
ŘEZ A-A



ŘEZ B-B

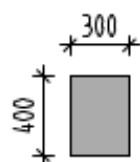


ŘEZ C-C

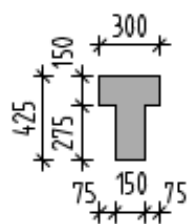


Obrázek 10 - Průřezy střední příčle

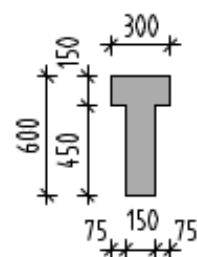
ŘEZ D-D



ŘEZ E-E

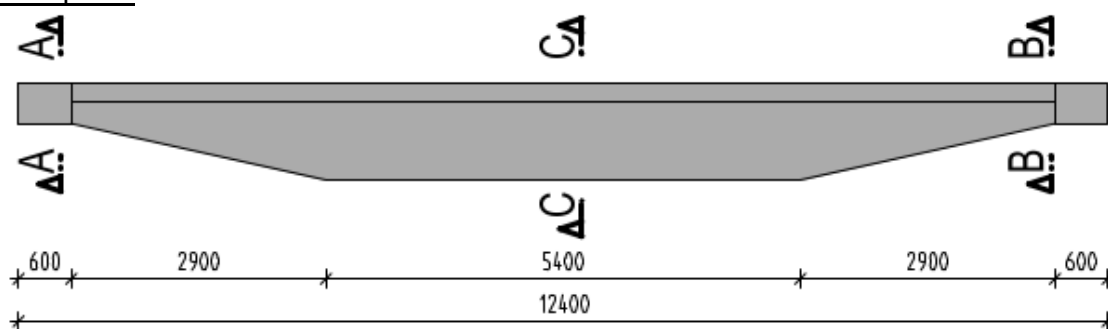


ŘEZ F-F



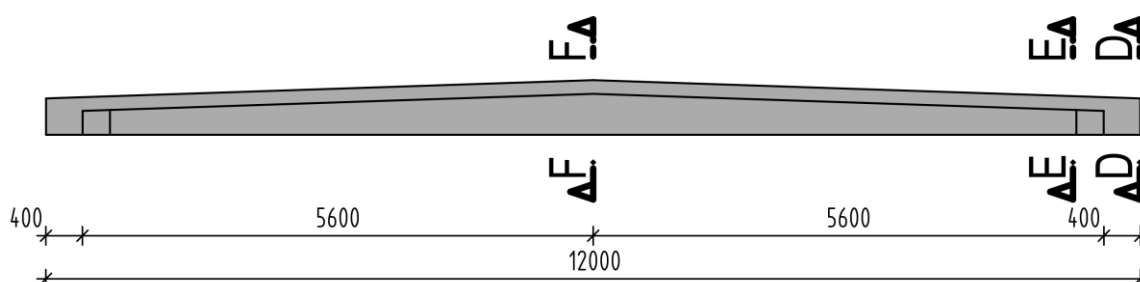
Obrázek 11 - Průřezy horní příčle

Střední příčel



Obrázek 12 - Schéma střední příčle

Horní příčel



Obrázek 13 - Schéma horní příčle

Rozměry prvků ve vyšetřovaných průřezích

Rozměry v jednotlivých průřezích byly použity pro ruční posouzení ohybové tuhosti ideálního průřezu.

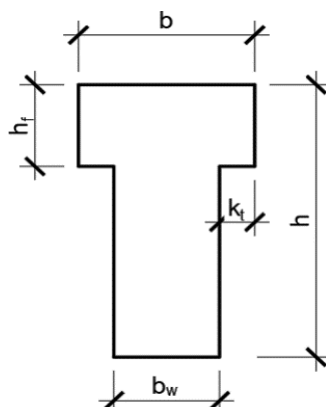
Tabulka 1 - rozměry průřezu ve vyšetřovaných místech střední příčle PR2

Střední příčel PR2										
dx [m]	0,3	0,7	2	3,55	4	6	8	10	11,3	11,7
h =	0,45	0,527	0,865	1,2	1,2	1,2	1,2	0,865	0,527	0,45
kt =		0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	
hf =		0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	
bw =		0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	
b =	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4

Tabulka 2 - rozměry průřezu ve vyšetřovaných místech horní příčle V1

Horní příčel V1										
dx [m]	0,3	0,7	2	3,55	4	6	8	10	11,3	11,7
h =	0,4	0,423	0,467	0,518	0,533	0,6	0,533	0,467	0,423	0,4
kt =		0,075	0,075	0,075	0,075	0,075	0,075	0,075	0,075	
hf =		0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	
bw =		0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	
b =	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3

Pro průřezy v místě $dx = 0,3$ m a $dx = 11,7$ m jsou obdélníkového tvaru. Ostatní průřezy jsou tvaru „T“, rozměry jsou popsány na obrázku níže.



Obrázek 14 - tvar průřezu „T“

Střešní vazník V1 je také průřezu „T“. Podrobná specifikace rozměrů viz tabulka výše. V místě podpory, tedy v místě $dx = 0,3$ m a $dx = 11,7$ m je průřez obdélníkový.

Rozměry prvků platí jak pro návrh výztuže na vnitřní síly z lineární analýzy, tak pro návrh výztuže na přerozdělené vnitřní síly podle poměrů tuhosti. V prvním kroku třetího výpočetního přístupu bylo nutné ověřit mezní stav únosnosti a určit přerozdělení vnitřních sil s ohledem na poměr tuhostí horní a spodní příčle. Díky tomu, že oba prvky disponují proměnným průřezem, byly po délce rozděleny na určitý počet dílů s rozdílným průřezem. Pro každý díl byly stanoveny průřezové charakteristiky a vypočteny maximální návrhové momenty po vzniku trhlin. Tyto momenty se poté porovnají s charakteristickými momenty od dlouhodobého zatížení.

4.3. **Návrh výztuže bez uvážení skutečné tuhosti**

První použitý výpočetní přístup spočívá v návrhu výztuže z vnitřních sil získaných z lineární analýzy rámu. Pro usnadnění představy výpočetního přístupu lze uvažovat železobetonový rám zatížený svislým zatížením bez větru. Prvky rámu se předpokládají z prostého betonu.

Tahová pevnost betonu je omezena, a to přibližně desetinou tlakové pevnosti zvoleného betonu. V reálném železobetonovém prvku po překročení tahové pevnosti betonu začne působit tahová výztuž. Ta však není uvažována, stejně jako ohybová tuhost. To znamená, že pokud roste zatížení, z výpočetního modelu lze získat nereálné hodnoty, na která není možné konstrukci navrhnout.

Pokud však vnitřní síly jsou odpovídající realitě, lze na ně navrhnout vyztužení. Výztuž byla navržena na MSÚ, posouzena na MSÚ a MSP. Toto vyztužení však není vhodné

považovat za konečné. Lineární analýza totiž používá lineární Youngův modul pružnosti. U lineární analýzy vliv ohybové tuhosti neodpovídá skutečnému chování konstrukce. Lze ji považovat za relevantní pouze při nízkých hodnotách zatížení. Lineární analýza je v určité míře zjednodušená, neuvažuje totiž vznik trhlin ani vyztužení.

Výztuž je navržena na vnitřní síly z lineární analýzy. Vložením výztuže však změníme ohybovou tuhost, v tu chvíli je průřez navržena na chybné vnitřní síly. Toto je zjednodušení, které však může vést k nesprávnému návrhu konstrukce.

Návrh nemusí být ekonomický ani účinný. Pokud bude zatížení neúměrně vysoké, bude prvek obsahovat velké množství výztuže. To může vést k podrcení tlačené oblasti betonového průřezu, tudíž i ke snížení ohybové tuhosti, která se ve výpočtu zanedbává, konečně však k nadměrnému průhybu. Nadměrný průhyb může způsobit nekomfort uživatel objektu, vést k zákazu užívání objektu a následně až ke kolapsu konstrukce.

4.4. Návrh výztuže s uvážením skutečné tuhosti

4.4.1 Postup návrhu

Provedení výpočtu vnitřních sil pomocí lineární analýzy v programu SCIA Engineer je běžný postup pro návrh železobetonových konstrukcí. Lze pak na tyto vnitřní síly navrhnout tvar železobetonových prvků a výztuž. Běžný způsob pro návrh výztuže je získat vnitřní síly z lineární analýzy výpočetního modelu konstrukce a ty využít pro návrh výztuže dílčích prvků ručním výpočtem, případně dalšími sofistikovanými výpočetními nástroji jako je např. FIN EC – Beton. V poslední době společnost vyvíjející software SCIA se rovněž soustředí na vývoj specifických modulů, které jsou schopné převzít vnitřní síly z lineární analýzy a posoudit dílčí části konstrukce s uvážením specifického chování materiálů (beton, ocel, betonářská výztuž apod.). SCIA ale vnitřní síly přerozděluje podle tuhosti betonového průřezu. Neuvažuje tedy ve výpočtu vliv výztuže. Pokud nebudou vnitřní síly přerozděleny podle poměru tuhostí, může to vést k chybnému návrhu výztuže, jak je již zmíněno výše. Proto je nutné stanovit tuhost železobetonového průřezu. Tu lze stanovit ručním výpočtem nebo vyčíst z posouzení tuhostí ze SCIA.

Ve statickém výpočtu jsou uvedeny zatěžovací stavy a jednotlivé kombinace zatěžovacích stavů. Sady kombinací zatěžovacích stavů jsou užity pro posouzení konstrukce na mezní stav únosnosti (návrhové kombinace), mezní stav použitelnosti (charakteristické kombinace) a pro posouzení průhybu od dlouhodobého působení zatížení (kvazistálá kombinace).

Byl proveden výpočet vnitřních sil pomocí lineární analýzy v programu SCIA Engineer. Tyto vnitřní síly je potřeba přerozdělit podle poměru ohybových tuhostí. Tímto se výpočetní přístup liší od lineární analýzy, kde se vnitřní síly nepřerozdělují.

Na výpočetním modelu konstrukce byla provedena lineární analýza za účelem zjištění vnitřních sil na konstrukci rámu. Během analýzy byly uvažovány běžné předpoklady lineární analýzy, tedy průřezy prvku bez vyztužení a nelineárního chování materiálu. Na získané vnitřní síly bylo navrženo vyztužení v modulu Beton, ve kterém bylo možné znázornit skutečnou hodnotu ohybové tuhosti při uvážení nelineárního chování materiálu a navržené výztuži. Důležité je však zdůraznit, že vnitřní síly se nikterak nemění v závislosti na vyztužení a rozvoji trhlin na průřezu.

Únosnost se bude kontrolovat v hlavních průřezech prvků. Jsou to průřezy, kde se mění vyztužení prvku nebo jeho tvar. Jde tedy o místa, kde se zásadním způsobem mění tuhost prvku. Poté se může průřez posoudit na redistribuované vnitřní síly. Únosnost průřezu lze také vypočítat pomocí programu SCIA i ručním výpočtem.

V případě, že navržená výztuž nevyhoví a bude nutné ji změnit, je potřeba ji měnit při dodržení poměru tuhostí obou příčlů. Pokud nebude možné poměr dodržet, musí se znovu spočítat ohybová tuhost, přerozdělit vnitřní síly a znovu posoudit únosnost.

Tuhost bude vyšetřena na stejných místech, tedy na stejných souřadnicích dx [m] na obou prvcích. Seznam vyšetřovaných míst viz Základní předpoklady.

4.4.2 Porovnání tuhostí

V níže uvedených tabulkách jsou vypsány ohybové tuhosti prvků z prostého betonu a z železobetonu. Následující hodnoty tuhostí jsou vypsány z posouzení tuhosti ze SCIA.

Návrh a posouzení výztuže je podrobně zpracován ve statickém výpočtu. Zde jsou pouze porovnány tuhosti prvků a jejich poměry. Poměr je stanoven vydělením ohybové tuhosti střední příčle PR2 tuhostí střešního vazníku V1.

Střední příčle PR2

Tabulka 3 - tuhosti PR2 (bez výztuže)

x	Ely [MNm ²]
0,3	99,63
0,7	85,52
2	400,43
3,55	1259,40
4	1259,40
6	1259,40
8	1259,40
10	400,43
11,3	81,28
11,7	99,63

Tabulka 4 - tuhosti PR2 (vyztuženo)

x	Ely [MNm ²]
0,3	26,65
0,7	34,73
2	156,77
3,55	375,88
4	461,47
6	496,13
8	459,52
10	184,89
11,3	50,77
11,7	23,29

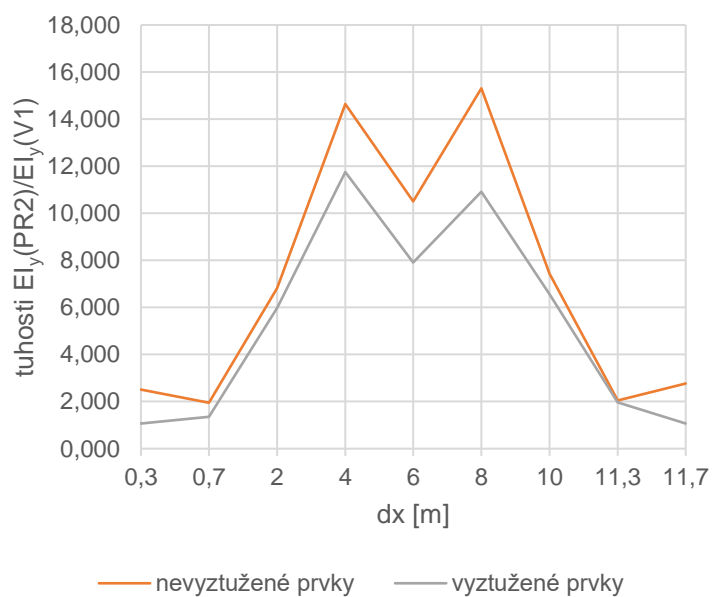
Střešní vazník V1

Tabulka 5 - tuhosti V1 (bez výztuže)

x	Ely [MNm ²]
0,3	36,01
0,7	43,82
2	58,71
3,55	80,31
4	87,42
6	115,91
8	81,09
10	53,83
11,3	39,79
11,7	36,01

Tabulka 6 - tuhosti V1 (vyztuženo)

x	Ely [MNm ²]
0,3	24,96
0,7	25,74
2	26,24
3,55	34,61
4	39,27
6	62,76
8	42,12
10	28,17
11,3	25,74
11,7	24,96



Graf 1 - porovnání poměrů tuhostí vyztužených a nevyztužených prvků

Tabulka 7 - poměry PR2/V1 – příloha grafu

dx [m]	nevyztužené prvky	vyztužené prvky
0,300	2,504	1,068
0,700	1,952	1,349
2,000	6,820	5,976
3,550	16,016	10,860
4,000	14,644	11,752
6,000	10,510	7,905
8,000	15,309	10,909
10,000	7,439	6,563
11,300	2,043	1,973
11,700	2,767	1,068

Z porovnání poměrů vyplývá, že pokud je v jednom místě příčle větší poměr tuhosti vyztužených prvků než nevyztužených. Je nutné ověřit, zda tento poměr nemá zásadní vliv na přerozdělení vnitřních sil. Vzhledem k výpočtu poměru by to znamenalo, že je vyztužená střední příčel tužší oproti vyztuženému střešnímu vazníku než nevyztužená střední příčel oproti nevyztuženému střešnímu vazníku. Tudíž by vyztužená střední příčel přebrala více namáhání, než stanovila lineární analýza. Proto je dobré poměr vyztužených prvků udržet pod poměrem nevyztužených a najít kompromis mezi tuhostí a únosností prvku.

V oblasti podpor je rozhodující vliv pevnosti ve smyku. Tu ovlivňuje tuhost EA, která je zde zajištěna a průřez je nadimenzován tak, aby přenesl smykové zatížení. Vliv tuhosti průřezu v oblasti podpory je zanedbatelný, přerozdělení momentů se zde odehrává v minimální míře a předpoklad úměrného přerozdělení momentů podle poměrů ohybových tuhostí jednotlivých průřezů zde nemá zásadní vliv na únosnost. Nepříznivá změna tuhosti průřezu v blízkosti podpor může zvýšit ohybový moment (ve středu příčle) o jednotky procent.

V tabulce jsou vedeny vnitřní síly z lineární analýzy jak pro střední příčli PR2, tak pro střešní vazník V1. Součet těchto vnitřních sil je přerozdělen podle poměru tuhostí EI_y , které byly vypočteny pro vyztužený průřez s výztuží navrženou na MSÚ i MSP v modulu Beton programu SCIA.

Tabulka 8 - Posouzení prvků na ohybovou únosnost

Prvek	M _y z lin. analýzy		Ohybová tuhost		Přerozdělené M _y	
	PR2	V1	PR2	V1	PR2	V1
dx [m]	M _y [kNm]	M _y [kNm]	EI _y [MNm ²]	EI _y [MNm ²]	M _y [kNm]	M _y [kNm]
0,30	117,7	10,9	26,7	25,0	66,4	62,2
0,70	273,4	30,4	34,7	25,7	174,5	129,3
2,00	693,7	81,8	156,8	26,2	664,3	111,2
3,55	1082,3	105,8	375,9	34,6	1087,9	100,2
4,0	1185,7	105,8	461,5	39,3	1190,2	101,3
6,00	1429,9	64,7	496,1	62,8	1326,8	167,9
8,00	1164,0	105,8	459,5	42,1	1163,1	106,6
10,00	683,6	81,8	184,9	28,2	664,2	101,2
11,30	269,9	30,7	50,8	25,7	199,5	101,1
11,70	116,2	10,9	23,3	25,0	61,4	65,8

Poznámka: Posouzení je třeba provést mimo program SCIA Engineer. Posudek ve SCIA Engineer posuzuje jednotlivé průřezy na původní nepřerozdělené vnitřní síly.

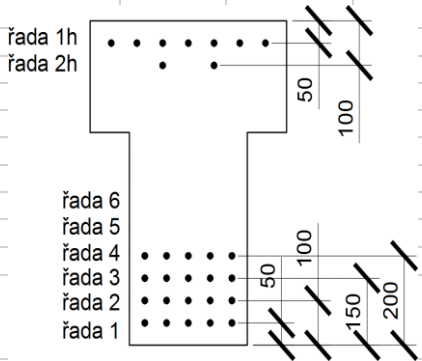
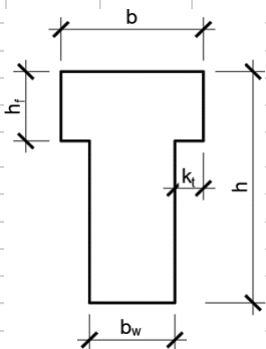
Posudek MSP byl proveden v programu FIN, posudek MSÚ byl proveden ručně pomocí únosností vypočítaných programem SCIA. Byly zadány přerozdělené vnitřní síly. Prvky byly posouzeny na průhyb, vznik trhlin i na MSP pomocí programu FIN. Předpokládá se dodržení konstrukčních zásad, dostatečná konstrukční výztuž a průběžnost výztuže. Podrobné posouzení viz statický výpočet.

Tato metoda není příliš složitá na výpočet. Jen je třeba mít na paměti, že každou změnou výztuže se změní i tuhost průřezu, je proto nutné daný průřez posoudit znovu.

Výpočet tuhosti vyztuženého průřezu lze provést i ručně. Pomocí výpočtu ideálního průřezu lze stanovit ohybovou tuhost průřezu s vlivem ohybové tuhosti výztuže. Pro správný výpočet je potřeba mít konkrétně navrženou výztuž, tzn. znát počet profilu, velikosti profilů, jejich počet a umístění v průřezu.

Použití ručního výpočtu v některých případech nemusí být nejlepší volbou. Naprogramování ručního výpočtu v Excelu může být časově náročné a u některých typů průřezu složité na provedení. U jednodušších případů, například u nosníků obdélníkového průřezu může být snazší variantou než posuzování pomocí výpočetního programu.

Beton																					
fck =	30																				
fctm =	2,9																				
Ecm =	33	GPa																			
Rozměry																					
h =	1,2	m																			
kt =	0,1	m																			
hf =	0,25	m																			
bw =	0,2	m																			
b =	0,4																				
Vyztužení																					
Výztuž - dolní																					
řada	počet	vzd. od dolní hrany	profil [mm]	plocha	celková plocha																
1	3	40	20	314,16	942,48																
2	3	90	20	314,16	942,48																
3	3	140	20	314,16	942,48																
4	0	0		0,00	0,00																
5	0	0		0,00	0,00																
6	0	0		0,00	0,00																
As1 [mm ²]					2827,43																
Výztuž - horní																					
řada	počet	vzd. od horní hrany	profil [mm]	plocha	celková plocha																
1	6	40	16	201,06	1206,37																
2	0	0		0,00	0,00																
As2 [mm ²]					1206,37																
Dotvarování																					
souč. dotvarování f =	2,2																				
GEOMETRICKÉ CHARAKTERISTIKY																					
A. Průřez bez trhlin																					
zatížení:		dlouhodobé																			
A _{l,ef}	0,314	m	$A_l = A_c + \alpha_{e,ef} * (A_{s1} + A_{s2})$																		
a _{l,ef}	0,539	m	$a_l = [A_c a_c + \alpha_e (A_{s1} d + A_{s2} d_2)] / A_{l,ef}$																		
I _{l,ef}	0,04593	m ⁴	$I_l = I_c + A_c (a_{l,ef} - a_c)^2 + \alpha_{e,ef} [A_{s1} (d - a_{l,ef})^2 + A_{s2} (a_{l,ef} - d_2)^2]$																		
E _{c,eff} I _l	473,66	MNm ²																			
B. Průřez s trhlami																					
x _{cr,ef}	0,394	m	$x_{cr,ef} = \frac{\alpha_{e,ef}}{b} (A_{s1} + A_{s2}) \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b}{\alpha_{e,ef}} \frac{A_{s1} d + A_{s2} d_2}{(A_{s1} + A_{s2})^2}} \right]$																		
I _{II}	0,0392	m ⁴	$I_{II,ef} = \frac{1}{3} b x_{cr,ef}^3 + \alpha_{e,ef} [A_{s1} (d - x_{cr,ef})^2 + A_{s2} (x_{cr,ef} - d_2)^2]$																		
E _{c,eff}	10312,5	MPa																			
E _{c,eff} I _{II}	404,23	MNm ²																			



Ruční výpočet je však doprovázen i rizikem chyby, a to jak při sestavení výpočtu, tak při automatizaci výpočtu pro více průřezů. Výsledky je dobré ověřit pomocí softwaru a k návrhu a posouzení přistupovat zodpovědně.

Jelikož SCIA Engineer je známý a lety praxe ověřený výpočetní program, pro návrh a posouzení výztuže byly využity tuhosti a únosnosti vypočítané pomocí tohoto programu.

4.4.3 Možné vlivy na ohybovou tuhost prvku

Vliv na ohybovou tuhost má samozřejmě i vznik trhlin. Trhliny sniží ohybovou únosnost prvku. Pokud je prvek správně navržen, měla by střední i horní příčle odolat přerozděleným vnitřním silám mezi dvěma sledovanými prvky a přenést ohybové momenty i po vzniku trhlin. Pokud však některý prvek není správně nadimenzován, trhlinami se sniží tuhost. Pokud konstrukce nepřenesle přerozdělený moment, může dojít k progresivnímu kolapsu.

Důležité je i zvážit životní cyklus prvku. Je nutné během životnosti konstrukce střední příčli nepřetěžovat a neprovádět náročné stavební úpravy. Neměl by se zásadním způsobem měnit ráz dispozice, zvyšovat množství příček, měnit polohy akustických stěn apod.

Dotvarování je časově závislý jev. Má vliv na ohybovou tuhost prvků železobetonového rámu po celou dobu jeho životnosti. Ta tedy v průběhu životnosti prvků klesá. Pokles ohybové tuhosti může způsobit přetížení, vznik trhlin a jejich rozvoj. Konstrukce po určité době blížící se životnosti konstrukce může vykazovat velké průhyby.

V rámci studie je posuzován pouze vliv ohybové tuhosti na primárně ohýbané prvky. Namáhání smykem a kroucením zde nejsou rozhodující. V případě, že by smyková namáhání byla rozhodující, je nutno věnovat pozornost tuhosti EA. Smyk a kroucení jsou posouzeny na vnitřní síly z lineární analýzy.

4.5. Zhodnocení spolehlivosti výpočetního modelu

Návrh výztuže vycházející z výpočetního modelu bez uvážení tuhosti konstrukce, tedy návrh výztuže na lineární vnitřní síly, může být efektivní a časově úspornou metodou, při návrhu podobné konstrukce však nemusí být bezpečná. Nevystihuje skutečné chování konstrukce.

Proto je vhodnější pro návrh této konstrukce využít nelineární analýzu. Ve výpočtu jsou tedy uvažovány skutečné vlastnosti materiálu, nebo modely vlastností blížící se skutečnému chování materiálu. Pokud návrh vyhoví na přerozdělené vnitřní síly, je model konstrukce bezpečný a vhodný pro návrh montované konstrukce. Byl využit pro návrh výztuže příčlí, na základě kterého je zpracována výrobní dokumentace.

5. Závěr

Prezentovaná bakalářská práce se zaměřuje na studii výpočetních přístupů k návrhu prvků železobetonového rámu montované konstrukce dvoupodlažního hangáru. V úvodu jsou shrnuty běžné metody užívané při navrhování betonových konstrukcí. Následně se práce věnuje studii rámu z hlediska idealizace výpočetního modelu, resp. přístupu k navrhování. Analyzovány jsou dva přístupy, které se liší v míře zjednodušení. Konkrétně se jedná o návrh konstrukce pomocí běžné lineární analýzy bez uvážení skutečné ohybové tuhosti prvků a návrh s uvážením vlivu nelineárního chování materiálu a navrženého vyztužení. V závěru práce je proveden konstrukční návrh vybraných prvků včetně zpracování výrobní dokumentace střední a horní příčle.

Ve druhé kapitole jsou popsány vlastnosti lineárně pružné analýzy a nelineární analýzy. Lineární analýza vnímá jakýkoliv prvek jako neomezeně tuhý, tzn. že tuhost prvku není závislá na hodnotách zatížení ani na vyztužení. Nelineární analýza konstrukce zohledňuje vlastnosti materiálu a tvar i vyztužení je závislé na zatížení a tuhosti prvku. Pro návrh velkorozponových konstrukcí ze železobetonu to může být klíčové. Nelineární analýza počítá i s omezením tahových či tlakových namáhání, toho lze využít při návrhu lanových a membránových konstrukcí. Využívá se také pro návrh D oblastí.

Předmětem studie byly dva výpočetní přístupy, které byly využity pro návrh výztuže. Navržená výztuž se při použití různých výpočetních přístupů výrazně nelišila. Důvodem je skutečnost, že se poměr ohybových tuhostí mezi oběma sledovanými prvky při uvážení vyztužení zásadně nezměnil a tím i přerozdělení vnitřních sil mezi prvky. Nicméně tento poznatek nelze brát obecně jako platný, protože vyztužením prvku lze do jisté míry ovlivnit tuhost prvku a tím i přerozdělení vnitřních sil na rámu podobného typu. Lze tak doporučit průběžně sledovat tuhost prvku, ručním výpočtem přerozdělovat vnitřní síly a návrhy výztuže měnit po malých krocích, než nalezneme optimální vyztužení, kdy bude využití průřezu blízké 95%. Pak lze předpokládat, že na vyhovující návrh výztuže se vnitřní síly už zásadně nepřerozdělí tak, aby namáhání překročilo únosnost.

Podrobný statický návrh je zaměřen na dva hlavní prvky vybraného železobetonového rámu, a to na střední příčli a střešní plnostěnný vazník. Byla navržena výztuž na vnitřní síly z lineární analýzy, ty byly přerozděleny podle poměru ohybových tuhostí obou příčlí a posouzeny. Návrh výztuže je třeba provádět na vnitřní síly dle ohybové tuhosti zohledňující vliv aktuálně navrženého vyztužení. Podle vyhovujícího návrhu vyztužení byly zpracovány výkresy skladby a podrobné výkresy výztuže střední příčle a střešního vazníku.

Vliv výpočetního modelu má zásadní vliv na návrh zadaného železobetonového rámu. Pokud by byl zvolen výpočetní přístup pomocí lineární analýzy, veškeré zatížení ze střešního vazníku by převzala střední příčle. Střešní vazník by se navrhoval pouze na zatížení větrem

a sněhem, avšak ne jako spojitý nosník o dvou polích s pružnou střední podporou, ale jako spojitý nosník s pevnou střední podporou. To může vést k chybnému návrhu výztuže. Je nutné sledovat poměr tuhostí mezi oběma příčlemi a posuzovat prvky na správně vnitřní síly. Bylo vhodné ověřit, zda na vnitřní síly nemá zásadní vliv i kmitání, například od cyklického pohybu bubnů praček umístěných v prádelně ve 2NP. Mělo by být ověřeno, zda v D oblastech není způsobeno praskání betonu, zejména v uložení středového sloupu na střední příčli. Zapříčiní to změnu tuhosti horní příčle, tím i změnu poměru ohybových tuhostí a přerozdělení vnitřních sil, což může způsobit přetížení prvku. Proto bylo nezbytné posoudit prvek na únosnost po vzniku trhlin.

6. Přílohy

A – Předběžný statický výpočet

B – Statický výpočet

01 – Výběr konstrukční varianty

02 – Stavebně konstrukční řešení

03 – Ruční výpočet ohybové tuhosti včetně posouzení průřezu

04 – Výkresy skladby

 Půdorys 1NP

 Půdorys 2NP

05 – Výkresy výztuže

 Prvek PR2

 Prvek V1

7. Zdroje

7.1. Literatura:

[1] - SCIA nv. *Webinář: Pokročilé výpočty ve SCIA Engineer: Geometrická a fyzikální nelinearita* [online]. In: . 18.4.2018 [cit. 2021-02-28]. Dostupné z:

https://www.youtube.com/watch?v=kFGzsT03kHE&ab_channel=SCIAnv

[2] - *Nelineární analýza železobetonových konstrukcí: Úvod do problematiky* [online]. ČVUT v Praze – FSV, - [cit. 2021-02-28]. Dostupné z:

<http://people.fsv.cvut.cz/www/bilypet1/vyuka/YMVB/YMVB05.pdf>. Přednáška. ČVUT v Praze

– Fakulta stavební

[3] - Jirásek M., Zeman J.: *Přetváření a porušování materiálů – dotvarování, plasticita, lom, poškození*. ČVUT v Praze, 2006

Nalezeno:

TIPKA, Martin. *Vyztužování poruchových oblastí železobetonové konstrukce: Úvod do problematiky řešení poruchových oblastí* [online]. ČVUT v Praze – FSV, 2017 [cit. 2021-03-11]. Dostupné z:

<https://concrete.fsv.cvut.cz/projekty/pdf/2017/Z%C3%A1kladn%C3%AD%20principy%20navrhov%C3%A1n%C3%AD%20%C5%BEelezobetonov%C3%BDch%20konstruk%C3%AD%20a%20jejich%20kritick%C3%BDch%20oblast%C3%AD> .pdf. Studijní podklad. ČVUT v Praze

– Fakulta stavební.

[4] - The Difference Between Linear and Nonlinear FEA? *Enterfea* [online]. 2019 [cit. 2021-03-26]. Dostupné z: https://enterfea.com/difference-between-linear-and-nonlinear-fea/#pll_switcher

[5] – CHAUDHARI, S. V. Modeling of concrete for nonlinear analysis using finite element code ABAQUS. *International Journal of Computer Applications*, 2012. Akademická práce. Department of Applied Sciences and Humanities, Rajiv Gandhi institute of technology, Andheri (W), Mumbai, India.

[6] - DUŽÍ, Kristýna. *Geometricky nelineární analýza rozhledny*. Ostrava, 2018. Bakalářská práce. VŠB – Technická univerzita Ostrava - Fakulta stavební. Vedoucí práce Ing. Lenka Koubková, Ph.D.

7.2. **Obrázky:**

Obrázek 1 - Nelineární chování betonu	12
Obrázek 2 - Newton-Raphsonova metoda.....	13
Obrázek 3 - Modifikovaná Newton-Raphson metoda.....	13
Obrázek 4 - Metoda Picard.....	14
Obrázek 5 - Dispozice 1NP	17
Obrázek 6 - Dispozice 2NP	18
Obrázek 7 - vyšetřovaný rám.....	22
Obrázek 8 - pohled na vyšetřovaný rám	22
Obrázek 9 - Předpoklad průběhu momentů	23
Obrázek 10 - Průřezy střední příčle	23
Obrázek 11 - Průřezy horní příčle.....	23
Obrázek 12 - Schéma střední příčle	24
Obrázek 13 - Schéma horní příčle	24
Obrázek 14 - tvar průřezu „T“	25

7.3. **Tabulky**

Tabulka 1 - rozměry průřezu ve vyšetřovaných místech střední příčle PR2.....	24
Tabulka 2 - rozměry průřezu ve vyšetřovaných místech horní příčle V1	24
Tabulka 3 - tuhosti PR2 (bez výztuže).....	28
Tabulka 4 - tuhosti PR2 (vyztuženo).....	28
Tabulka 5 - tuhosti V1 (bez výztuže).....	29
Tabulka 6 - tuhosti V1 (vyztuženo)	29
Tabulka 7 - poměry PR2/V1 – příloha grafu.....	30
Tabulka 8 - Posouzení prvků na ohybovou únosnost	31

7.4. **Grafy**

Graf 1 - porovnání poměrů tuhostí vyztužených a nevyztužených prvků	29
---	----

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
FAKULTA STAVEBNÍ – OBOR KONSTRUKCE POZEMNÍCH STAVEB

název předmětu

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

označení dokumentu

A

název úlohy

Dvoupodlažní hangár pro vyhlídková letadla
Předběžný statický výpočet

školní rok

2020/21

vyučující

Ing. Josef Novák, Ph.D.

Zpracoval

Tomáš Strnad

Datum

05/2021

Obsah

1.	Schémata a popis konstrukce	42
1.1.	Statická schémata	42
1.1.1	Konstrukční schéma – 1NP:	42
1.1.2	Konstrukční schéma – 2NP:	43
1.1.3	Řez objektem:	44
1.2.	Použité materiály	44
2.	Přehled zatížení	45
2.1.	Stálé zatížení	45
2.1.1	Nosné konstrukce	45
2.1.2	Podlahy	45
2.1.3	Střešní plášť	47
2.1.4	Obvodový plášť	47
2.1.5	Akustické příčky	47
2.1.6	Příčky	48
2.1.7	Podhledy	48
2.2.	Proměnné zatížení	49
2.2.1	Užitné zatížení	49
2.2.2	Zatížení sněhem	49
2.2.3	Zatížení větrem	49
2.3.	Souhrn zatížení	49
3.	Empirický návrh rozměrů konstrukčních prvků	50
3.1.	Schéma stropní konstrukce 1NP	50
3.2.	Schéma stropní konstrukce 2NP	51
3.3.	Empirický návrh konstrukčních prvků	52
4.	Předběžné posouzení nosných prvků	53
4.1.	Stropní deska	53
4.2.	ŽB průvlaky	54
4.3.	Svislé nosné konstrukce	56
4.3.1	Sloupy	56
4.3.2	Schodiště	58
4.4.	Předsazené konstrukce	59
4.5.	Základové konstrukce	60
4.6.	Prostorová tuhost objektu	62
5.	Konečný návrh rozměrů prvků	62
6.	Poznámka	62

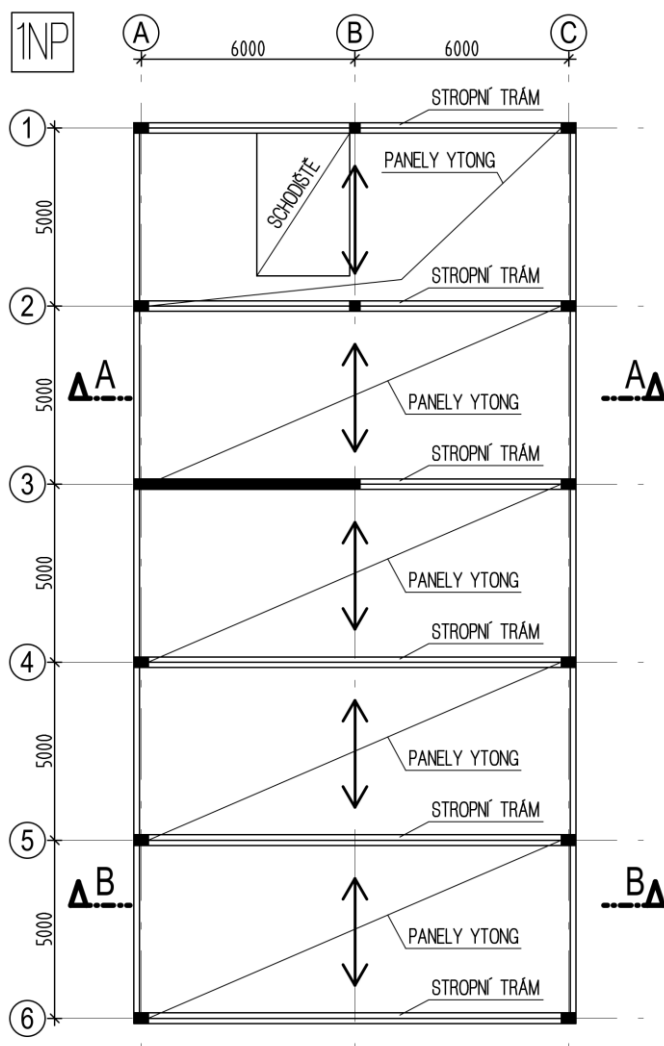
7. Literatura:	63
7.1. Normy:	63
7.2. Publikace:	63
7.3. Ostatní:	63

Předběžný statický výpočet

1. Schémata a popis konstrukce

1.1. Statická schémata

1.1.1 Konstrukční schéma – 1NP:



Konstrukční výška: 4100 mm

Účel využití podlaží: hangár, recepce, poloveřejná zóna

Vodorovné nosné konstrukce: železobetonové prefabrikované trámy, stropní panely Ytong

Svislé nosné konstrukce: železobetonové prefabrikované sloupy

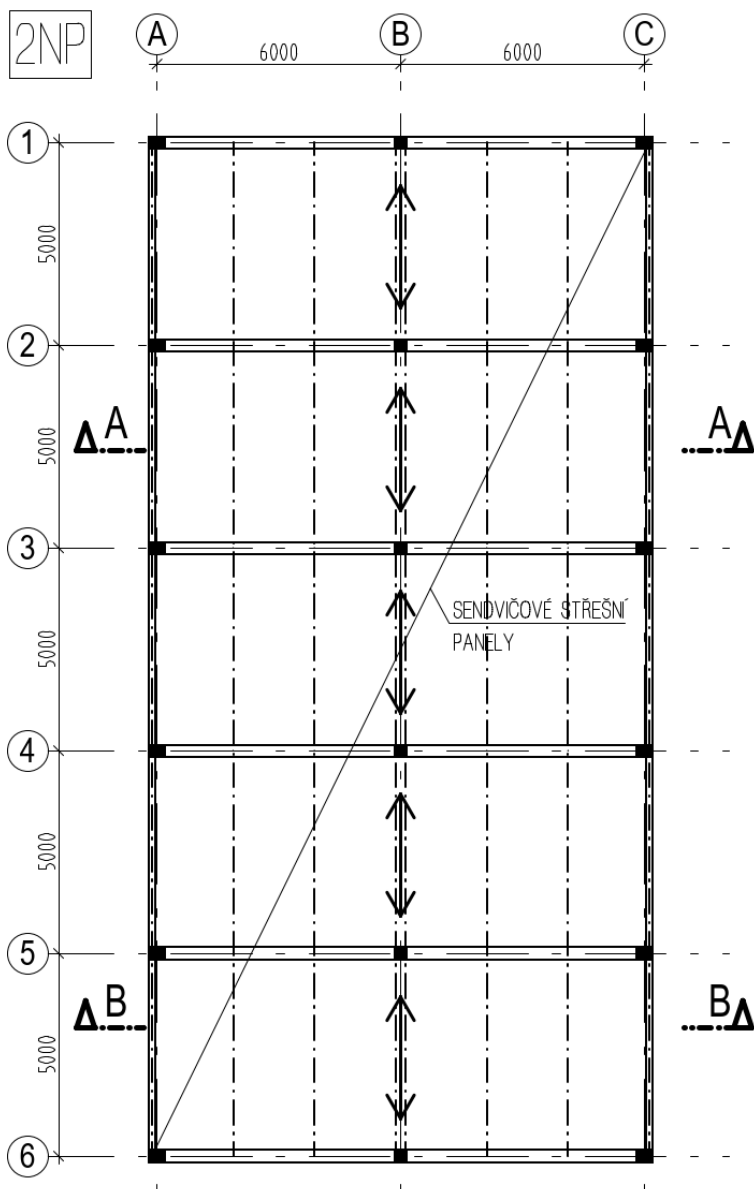
Obvodový plášť: těžký obvodový plášť – Ytong Statik Plus tl. 300 mm

Schodiště: železobetonové prefabrikované schodiště (jednosměrně pnuté)

Podlaha: Hangár – drátkobetonová podlaha pro pohyb letadel, ostatní dle tabulky podlah

Ztužidla: železobetonová ztužidla, v úrovni stropní konstrukce

1.1.2 Konstrukční schéma – 2NP:



Konstrukční výška: 3650 mm

Účel využití podlaží: kancelářský prostor, bytová jednotka, kancelář kontroly letového provozu

Vodorovné nosné konstrukce: železobetonové prefabrikované trámy, stropní panely Ytong

Svislé nosné konstrukce: železobetonové prefabrikované sloupy

Obvodový plášť: těžký obvodový plášť – Ytong Statik tl. 200 mm

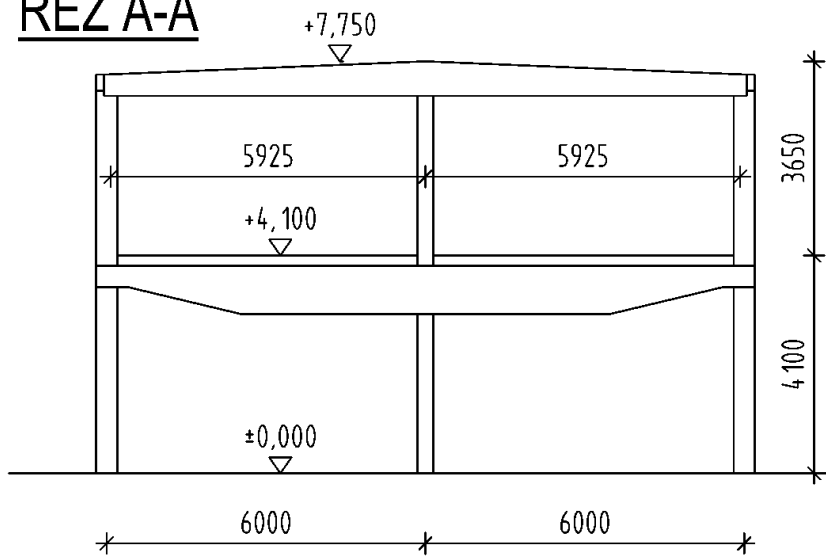
Podlaha: dle tabulky podlah

Ztužidla: železobetonová ztužidla, v úrovni stropní konstrukce

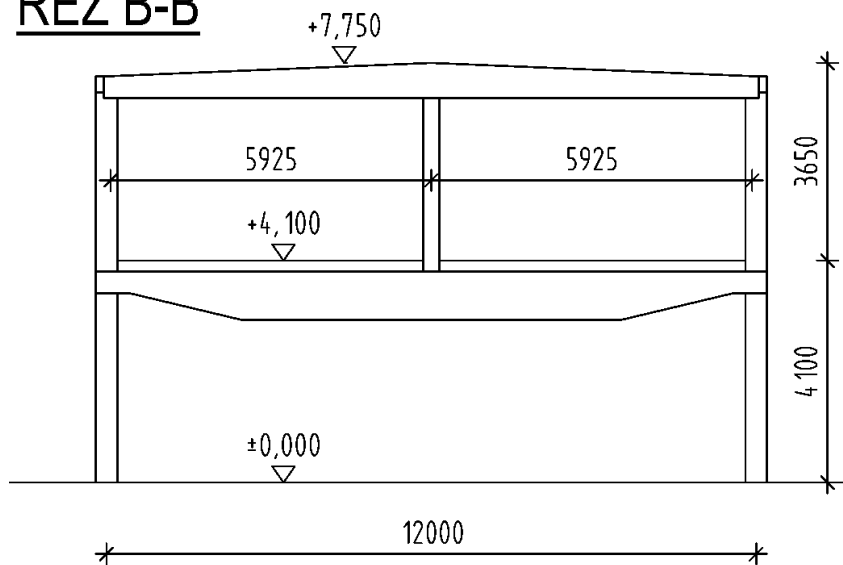
Akustické příčky: Silka E180 (20-1,4)

1.1.3 Řez objektem:

ŘEZ A-A



ŘEZ B-B



1.2. Použité materiály

- základy: C25/30- XC2-CI 0,2 - D_{max} 16-S3
- prefabrikované konstrukce: C30/37- XC1-CI 0,2 - D_{max} 16-S4
- použitá ocel: B 500 B
- obvodový plášť (zdivo): Ytong Statik Plus tl. 300 mm / Ytong Statik tl. 200 mm
- vnitřní nenosné zdivo: Ytong (tl. dle půdorysů)
- akustické stěny: Silka E180 (20-1,4)

2. Přehled zatížení

2.1. Stálé zatížení

2.1.1 Nosné konstrukce

Vlastní tíha nosných konstrukcí viz model konstrukce v SCIA Engineer.

2.1.2 Podlahy

Zatížení od podlahových konstrukcí bude uvažováno jako jedna hodnota, a to nejvyšší z vypočtených hodnot. Charakteristické hodnoty zatížení od podlahových konstrukcí 1NP nejsou pro výpočtový model relevantní, proto nejsou stanoveny.

Do modelu bude uvažováno zatížení na trámy, které je stanoveno přepočtem z plošné tíhy stropní a podlahové konstrukce.

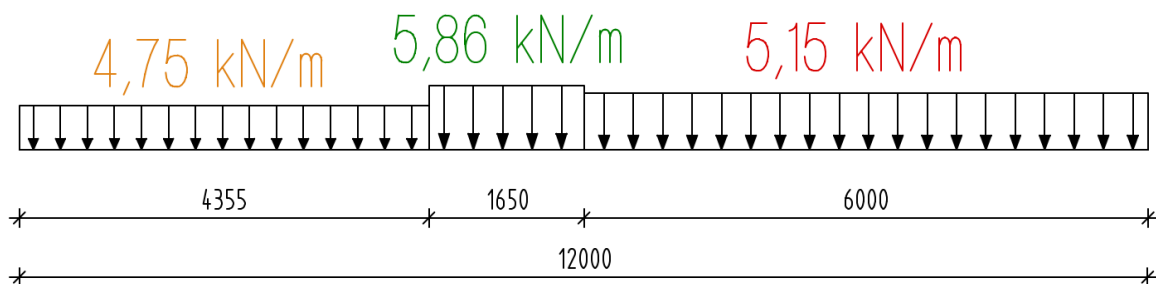
P04	Laminátová podlaha			
Místnost	205, 207, 208, 211, 212.1, 212.2, 213.1, 213.2			
vrstva	tl. [mm]	tl. [m]	ρv [kg/m ³]	g _k [kN/m ²]
Laminátová podlaha s HDF jádrem – Krono Castello Classic	8	0,008	-	0,04
tlumící podložka – MIRELON tl. 3 mm	2	0,002	-	-
separační vrstva – DEKSEPAR	0	0	-	-
samonivelační anhydritový potěr	40	0,04	2400	0,96
separační vrstva – DEKSEPAR	0	0	-	-
EPS-T 4000 kročejový	30	0,03	15	0,00
EPS 100 Z	120	0,12	20	0,02
Stropní panel Ytong tl. 200 mm	200	0,2	600	1,20
Tloušťka CELKEM [mm]	400		g_k [kN] =	2,23

P05	Keramická dlažba			
Místnost	209, 210, 212.3, 212.4, 213.3, 213.4			
vrstva	tl. [mm]	tl. [m]	ρv [kg/m ³]	g _k [kN/m ²]
Dlažba Stylnul Sirmione roble 21x62 cm mat	10	0,01		
lepící tmel	2	0,002	23	0,00
hydroizolační stěrka	3	0,003	-	-
penetrační nátěr	0	0	-	-
samonivelační anhydritový potěr	35	0,035	2400	0,84
separační vrstva – DEKSEPAR	0	0	-	-
EPS-T 4000 kročejový	30	0,03	15	0,00
EPS 100 Z	120	0,12	20	0,02
Stropní panel Ytong tl. 200 mm	200	0,2	600	1,20
Tloušťka CELKEM [mm]	400		g_k [kN] =	2,07

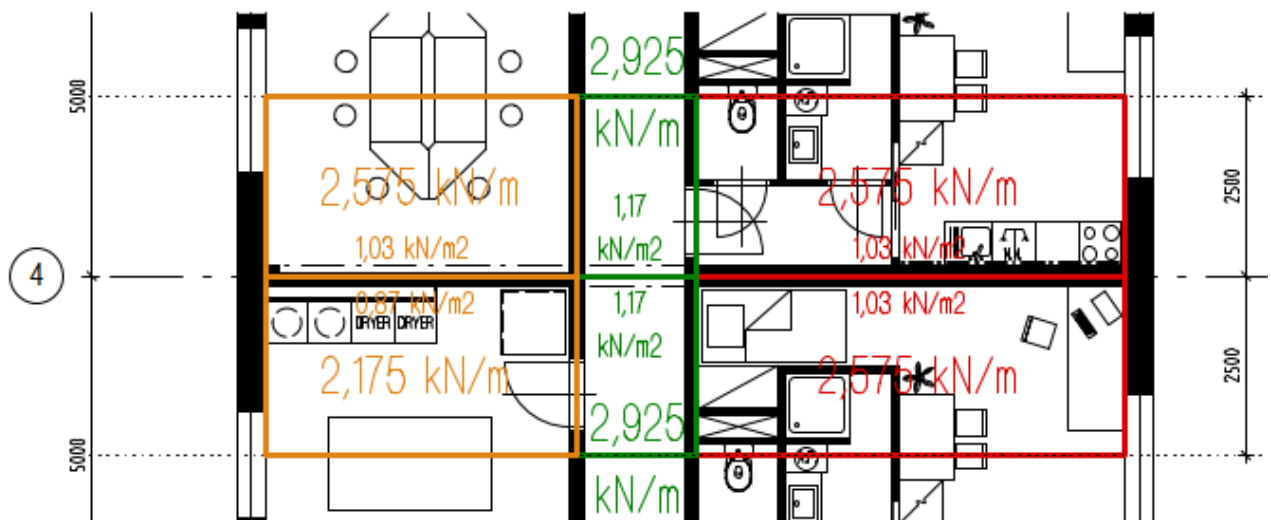
P06		Keramická dlažba s dekorem betonu		
Místnost		102, 202, 203, 206		
vrstva	tl. [mm]	tl. [m]	ρ_v [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]
Dlažba Multi Tahiti tmavě šedá 33x33 cm mat	8	0,008	-	0,18
lepící tmel	2	0,002	23	0,00
penetrační nátěr	0	0	-	-
samonivelační anhydritový potěr	40	0,04	2400	0,96
separační vrstva – DEKSEPAR	0	0	-	-
EPS-T 4000 kročejový	30	0,03	15	0,00
EPS 100 Z	120	0,12	20	0,02
Stropní panel Ytong tl. 200 mm	200	0,2	600	1,20
Tloušťka CELKEM [mm]	400		g_k [kN] =	2,37

P07		Koberec		
Místnost		204		
vrstva	tl. [mm]	tl. [m]	ρ_v [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]
Zátěžový koberec	5	0,005	-	0,03
lepidlo	2	0,002	23	0,00
penetrační nátěr	0	0	-	-
samonivelační anhydritový potěr	43	0,043	2400	1,03
separační vrstva – DEKSEPAR	0	0	-	-
EPS-T 4000 kročejový	30	0,03	15	0,00
EPS 100 Z	120	0,12	20	0,02
Stropní panel Ytong tl. 200 mm	200	0,2	600	1,20
Tloušťka CELKEM [mm]	400		g_k [kN] =	2,29

Do výpočtu bude uvažováno zatížení podle následujícího schématu:



Postup výpočtu:



2.1.3 Střešní plášť

Střešní plášť je proveden ze sendvičových panelů Kingspan kladených na vaznice. Podrobná specifikace: Střešní izolační panel KS1000 RW160 tl. 120 mm uložený na vazničkách po 2 m².

Tíha střešního pláště je $12,47 \text{ kg/m}^2 = 0,13 \text{ kN/m}^2$.

2.1.4 Obvodový plášť

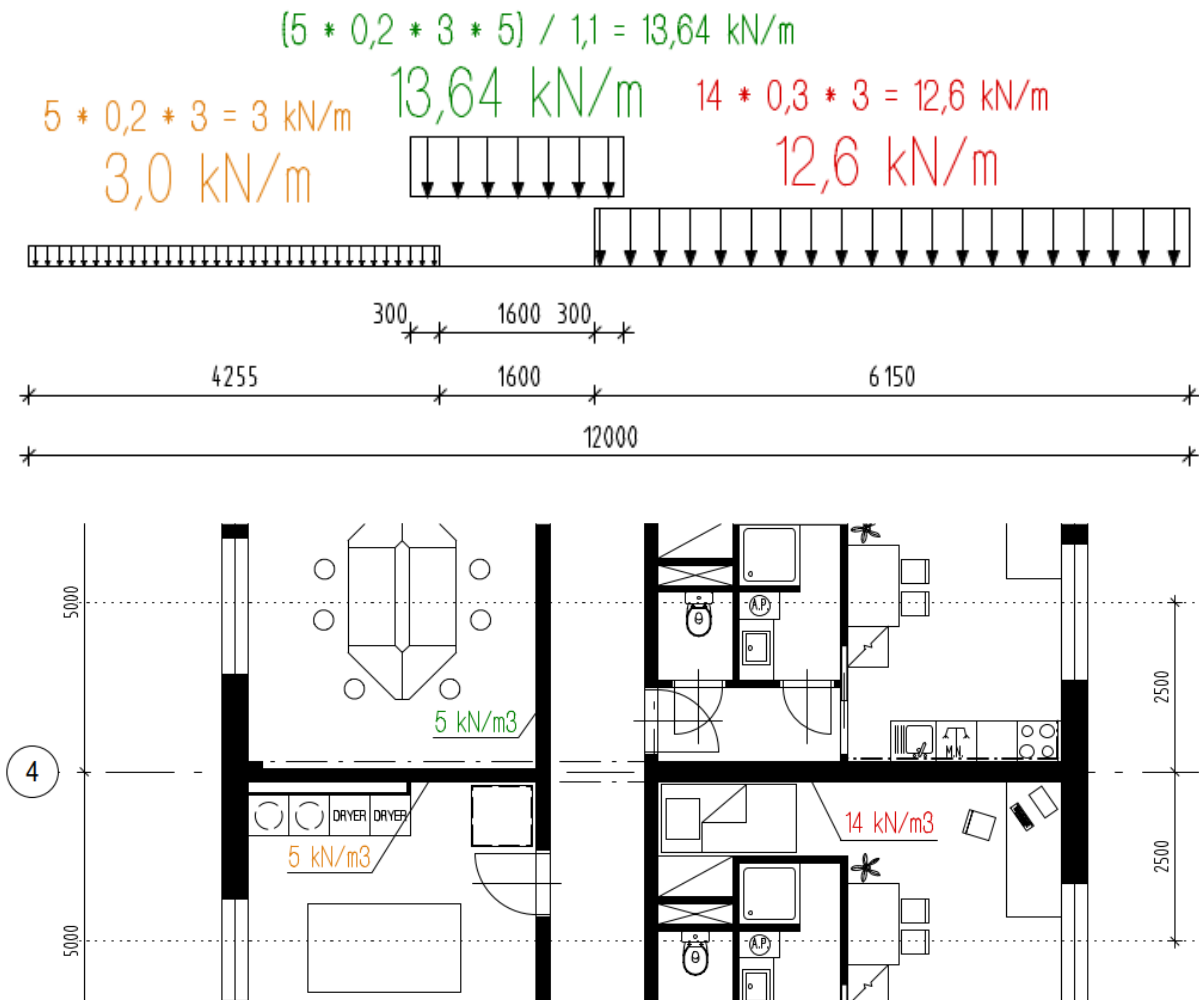
Obvodový plášť je proveden v podobě kontaktního zateplovacího systému. Je samonosný, nemá vliv na vyšetřovanou železobetonovou konstrukci.

2.1.5 Akustické příčky

Jako akustické příčky je použito vápenopískové zdivo Silka E180 (20-1,4) o objemové hmotnosti 1400 kg/m^3 .

2.1.6 Příčky

Byl proveden zjednodušený výpočet. Zatížení pro výpočet bude uvažováno podle schématu níže.



Poznámka:

- Příčka (vlevo) tl. 200 mm – objemová hmotnost = 500 kg/m^3
- Akustická stěna (vpravo) tl. 300 mm – objemová hmotnost = 1400 kg/m^3

2.1.7 Podhledy

Dle výrobce podhledů je uvažováno maximální zatížení 50 kg/m^2 , a tedy $0,5 \text{ kN/m}^2$. K zatížení je přidáno $0,2 \text{ kN/m}^2$ jako náhrada za rozvody elektro, ZTI, VZT a EPS.

Pro výpočet bude uvažováno zatížení od podhledu o hodnotě $0,7 \text{ kN/m}^2$.

2.2. Proměnné zatížení

2.2.1 Užité zatížení

Návrh drátkobetonové podlahy není předmětem práce. Proto jsou uvedeny pouze hodnoty zatížení ovlivňující konstrukce stropu 1NP a konstrukce výše.

2.2.2 Zatížení sněhem

- střecha: $\alpha < 30^\circ$ - tvarový součinitel : $\mu = 0,8$
- součinitel expozice : $C_e = 0,8$ (pro otevřenou krajinu, nechráněná jinými stavbami)
- součinitel tepla : $C_t = 1$ (tepelná propustnost menší než $1 \text{ W/m}^2\text{K}$)
- Světlá nad Sázavou – sněhová oblast III. – **char. zatížení sněhem: $s_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$**

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1,5 = 0,96 \text{ kN/m}^2$$

2.2.3 Zatížení větrem

Tabulka součinitelů vnějšího tlaku větru $C_{pe,10}$

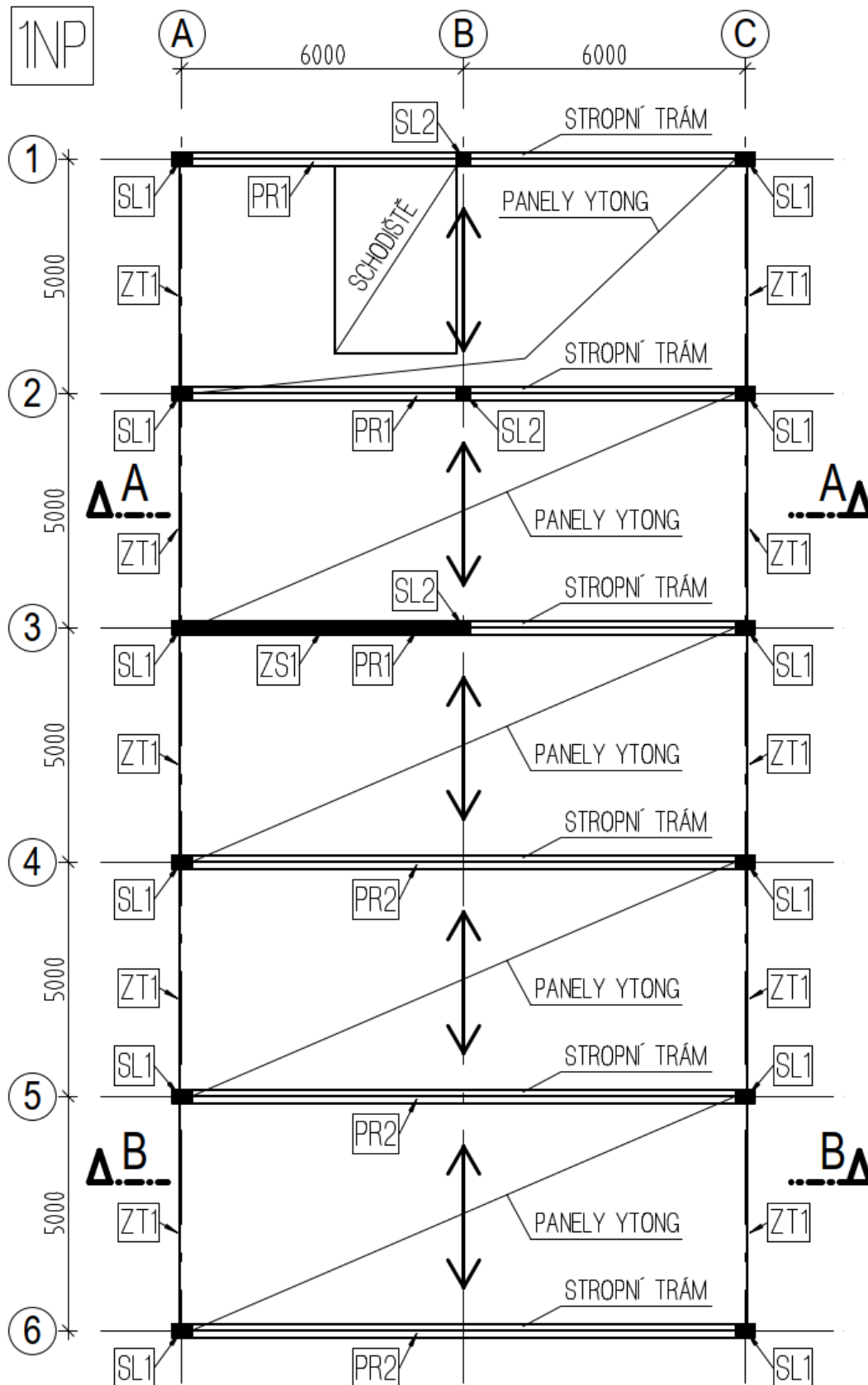
příčný vítr					podélný vítr				
svislé stěny		střešní plochy			svislé stěny		střešní plochy		
oblast	$C_{pe,10}$ [-]	oblast	$C_{pe,10}$ [-]		oblast	$C_{pe,10}$ [-]	oblast	$C_{pe,10}$ [-]	
A	-1,20	F	-1,80	-1,80	A	-1,20	F	-1,80	-1,80
B	-0,80	G	-1,20	-1,20	B	-0,80	G	-1,20	-1,20
C	-0,50	H	-0,70	-0,70	C	-0,50	H	-0,70	-0,70
D	0,75	I	-0,20	0,20	D	0,71	I	-0,20	0,20
E	-0,40				E	-0,31			

2.3. Souhrn zatížení

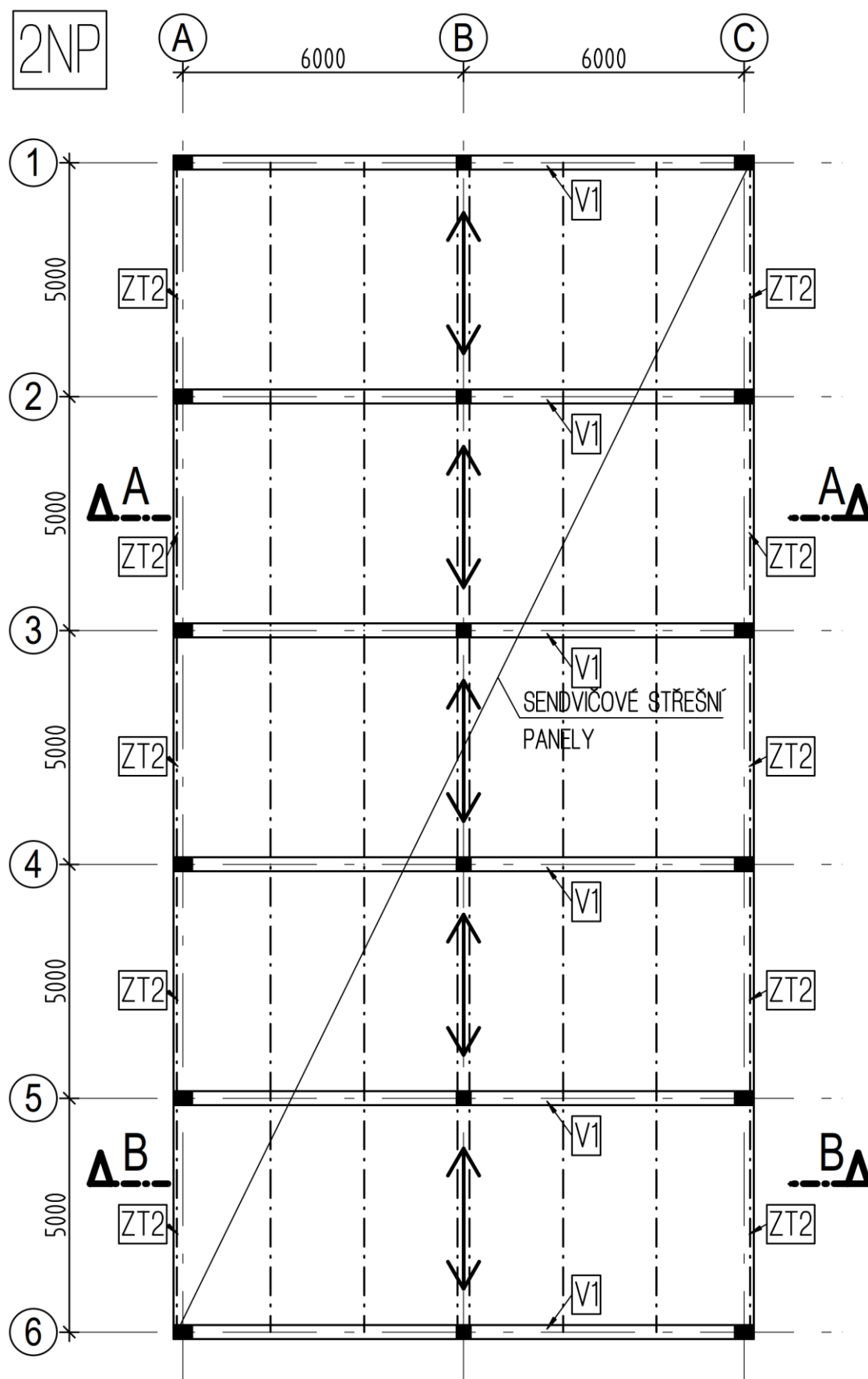
- střešní plášť: $0,13 \text{ kN/m}^2$
- proměnné zatížení na střešní plášť (převažuje vítr): $1,20 \text{ kN/m}^2$
- zatížení podlah na stropní kci 1NP: $1,17 \text{ kN/m}^2$
- zatížení od stropní konstrukce 1NP: $1,20 \text{ kN/m}^2$
- proměnné zatížení na stropní kci 1NP: $2,50 \text{ kN/m}^2$
- vaznice: $7,5 \text{ kN po } 2 \text{ m}$
- vlastní tíha

3. Empirický návrh rozměrů konstrukčních prvků

3.1. Schéma stropní konstrukce 1NP



3.2. Schéma stropní konstrukce 2NP



3.3. Empirický návrh konstrukčních prvků

Ozn.	Popis prvku	vzorec	l [m]	h [mm]	b [mm]
ZT1	Ztužidlo	$h = L/15 \sim L/12$ $b = (0.4 \sim 0.5)h$	5,00	350,00	140,00
PR1	Průvlak	$h = L/10$ $b = 0.5h$	6,00	600,00	300,00
PR2	Průvlak	$h = L/10$ $b = 0.5h$	12,00	1200,00	450,00
ZT2	Ztužidlo	$h = L/15 \sim L/12$ $b = (0.4 \sim 0.5)h$	5,00	350,00	140,00
V1	Vazník	$h = L/10$ $b = 0.5h$	6,00	600,00	300,00

Ozn.	Popis prvku	vzorec	f_{cd} [kPa]	N_{Ed} [kN]	A_c [m ²]	h [m]	b [m]
SL1	Sloup	$A_c = N_{Ed} / 0.8f_{cd}$	30000	284,91	0,01187	109,0	109,0
SL2	Sloup	$A_c = N_{Ed} / 0.8f_{cd}$	30000	483,16	0,02013	141,9	141,9

Poznámka: Není uvažován vliv vzpěru, který zde bude převažovat. Rozměry navržených prvků nejsou konečné.

4. Předběžné posouzení nosných prvků

4.1. Stropní deska

Pomocný výpočet zatížení od příčky na panel

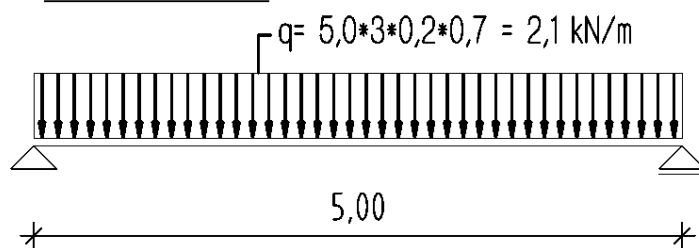
Ytong Klasik P2-500 tl. 200 mm

Geometrie: výška = 3,0 m, tloušťka = 0,2 m

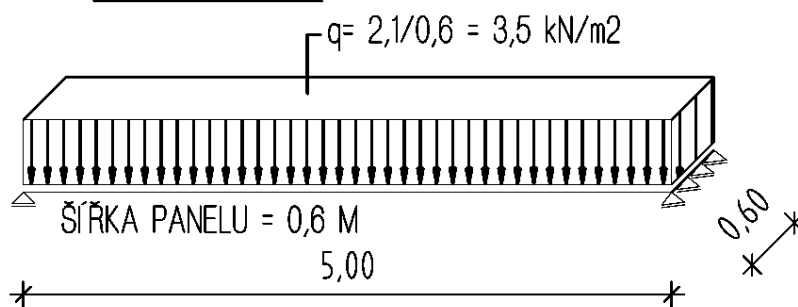
Objemová hmotnost = 500 kg/m³

Součinitel = 0,7 (70% přenesou panel, na kterém je příčka umístěna, 2x 15% přenesou sousední panely)

LINOVÉ ZATÍŽENÍ



PLOŠNÉ ZATÍŽENÍ



- Rozpon konstrukce: 5 m
- Návrhové zatížení na konstrukci bez vlastní tíhy:

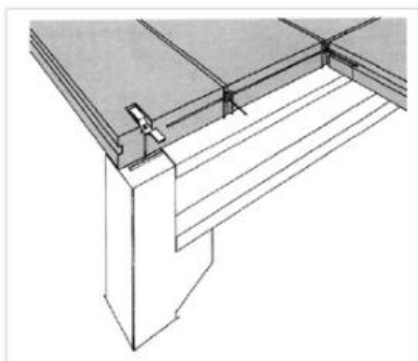
Zatížení na desku	Popis zatížení	f_k [kN/m ²]	γ [-]	f_d [kN/m ²]
Stálé	Podlahy	1,17	1,35	1,58
	Příčky (odhad)	1,50	1,35	3,5
Proměnné	Zasedací místnost	2,00	1,5	3,00
CELKEM				8,08

Panel jsou navrhovány na míru, je možné je dimenzovat na větší zatížení, než 8,00 kN/m². Řešení je proveditelné.

Ytong – stropní a střešní dílec

rozměry $t \times l^{(1)} \times š$ mm	návrhové zatížení bez vlastní hmotnosti v závislosti na délce dílce kN/m ²	normová požární odolnost stropních a střešních dílců min
125 × 3 800 × 300–625	min. 2,00–max. 7,00	REI 60
150 × 3 800 × 300–625	min. 2,00–max. 7,00	REI 90
175 × 4 500 × 300–625	min. 2,60–max. 7,80	REI 120
200 × 5 000 × 300–625	min. 3,00–max. 8,00	REI 120
240 × 6 000 × 300–625	min. 3,00–max. 8,00	REI 120
300 × 6 000 × 300–625	min. 3,00–max. 8,00	REI 120

Příklad ukládání na prefabrikovaný železobetonový trám:

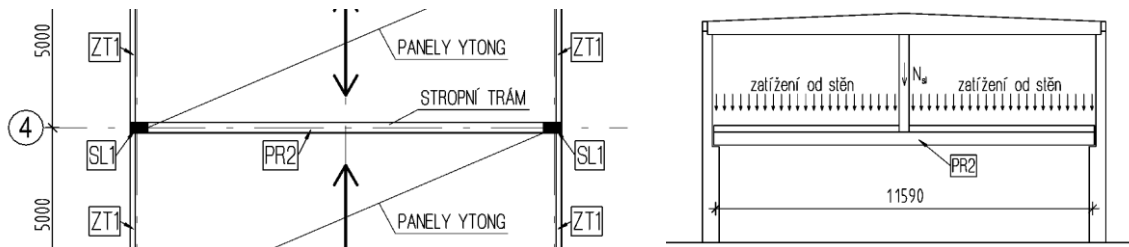


Příklad ukotvení střešních
dílů na skelet

4.2. ŽB průvlaky

Průvlak PR2:

- ŽB průvlak o 1 poli nad 1NP, prostě uložen na ŽB sloupech, rozpětí 12,0 m, z 2NP přitížen stěnou proměnné tloušťky a sloupkem podpírající střešní konstrukci

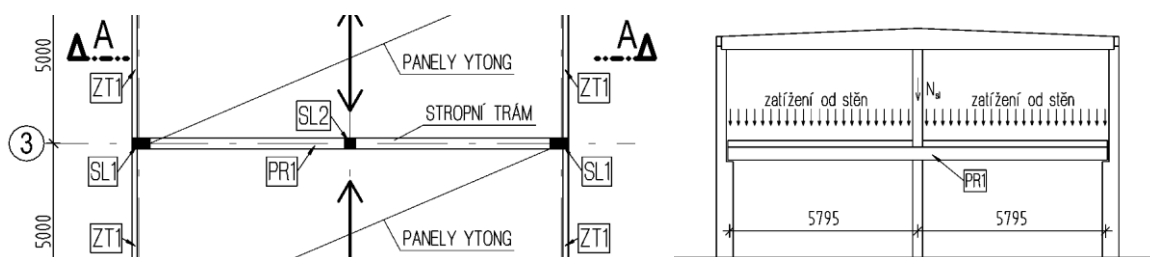


Empirický návrh rozměrů:

- $h = 1200 \text{ mm}$; $b = 450 \text{ mm}$

Průvlak PR1:

- ŽB průvlak o 2 polích nad 1NP, prostě uložen na ŽB sloupech a ve středu podepřen sloupkem, rozpětí 5,8 m, z 2NP přitížen stěnou proměnné tloušťky a sloupkem podpírající střešní konstrukci



Empirický návrh rozměrů:

- $h = 600 \text{ mm}$; $b = 300 \text{ mm}$

(Mezivýpočet) Výpočet síly od sloupu nad průvlakem PR2

Zatížení na desku		[kN/m ²]	Z.Š. [m]	f_k [kN/m]	γ [-]	f_d [kN/m]	l [m]	N_{sl} [kN]
Stálé	Střešní izolační panel KS1000 RW tl. 120 mm	0,13	5,00	0,65	1,35	0,88	6,00	5,27
	vaznice	0,13	5,00	0,63	1,35	0,84	6,00	5,06
	VI. Tíha trámu (600x300 mm)			4,50	1,35	6,08	6,00	36,45
Proměnné	Sníh	0,96	5,00	4,80	1,50	7,20	6,00	43,20
	Vítr	1,20	5,00	6	1,50	9,00	6,00	54,00
Stálé	VI. tíha sloupu (250x250 mm)							7,91
Síla v patě středního sloupu v úrovni 2NP								151,89

	h_p [mm]	b [mm]	L_p [m]	N_d [kN]	$(g+q)_d$ [kN/m]	M_{Ed} [kNm]	d [mm]	μ [-]	ξ [-]	$A_{s,rqd}$ [mm ²]	ρ [%]	x [mm]	M_{Rd} [kNm]	x/d
PR1	525	300	5,8	0	31,80	133,72	472,5	0,0665	0,156	1453	0,92	131,61	265,2	0,279
PR2	1000	300	12	151,89	51,13	1375,93	900	0,1887	0,210	3000	1,00	343,48	994,7	0,382

Poznámka:

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} (g + q)_d * L^2 + \frac{N_d * L}{4}$$

Statické ověření průvlaků z hlediska smyku:

	h_p [mm]	L_p [m]	$(g+q)_d$ [kN/m]	V_{Ed} [kN]	d [mm]	$z = 0,9*d$ [mm]	volba $\cot \theta$ [-]	$V_{Rd,max}$ [kN]
PR1	400	5,8	31,80	92,22	360	324	1,5	473,7
PR2	450	12	51,13	306,754	405	364,5	1,5	533,0

(uvažovány průřezy v místě největšího smyku)

$$V_{Rd,max} = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * f_{cd} * b_w * z * \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \geq V_{Ed,max}$$

- součinitel napětí tahové výztuže: bezpečně uvažován $\kappa_{c3} = 1,0$

Ověření ohybové štíhlosti průvlaků:

- 1) Hodnoty ξ vyhovují: $\xi < \xi_{\max} = 0,45$
- 2) Hodnoty ρ vyhovují: $\rho \approx 1,0\%$

$$\lambda = \frac{L_{PR1}}{d_{PR1}} = \frac{5800}{540} = 10,74 \leq \lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 18,5 = 18,5$$

(hodnota 18,5 stanovena lineární interpolací)

... **PR1 vyhovuje**

$$\lambda = \frac{L_{PR2}}{d_{PR2}} = \frac{11600}{900} = 12,88 \leq \lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 18,5 = 18,5$$

(hodnota 18,5 stanovena lineární interpolací)

... **PR2 vyhovuje**

Tento výpočet je pouze orientační. Ve skutečnosti se lze domnívat, že zatížení mezi příčlemi bude přerozdělené podle ohybové tuhosti za předpokladu, že mezilehlý sloup působí jako tuhé rameno.

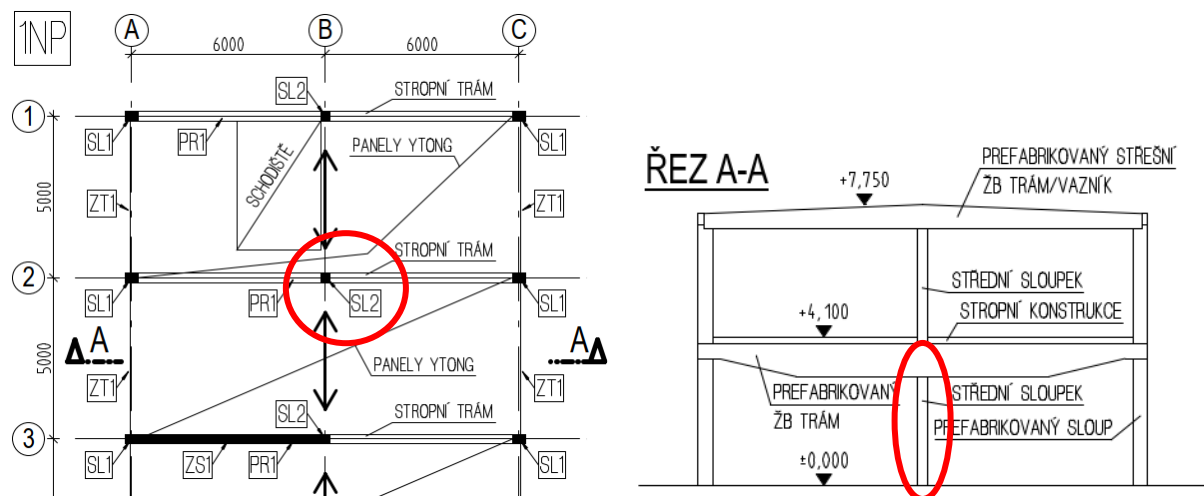
4.3. Svislé nosné konstrukce

4.3.1 Sloupy

Vnitřní ŽB sloupy navrženy jednotného průřezu v 1NP i ve 2NP. Návrh proveden pro centrický tlak v patě sloupu 1NP.

Návrh průřezu sloupu **150x150 mm**.

Zatěžovací plocha 30 m², výška sloupů 3,0 a 2,8 m.



Síla v patě sloupu SL2 (vnitřní)							
Konstrukce		A [m ²]	zatížení	[kN/m ²]	[kN]	γ [-]	[kN]
střecha		23,5	plášť	0,13	3,06	1,35	4,12
			vaznice	0,20	4,80	1,35	6,48
			p - sníh	0,80	18,80	1,50	28,20
			p - vítr	1,20	28,20	1,50	42,30
1.NP	podlaha + strop	23,5	podlaha	1,17	27,50	1,35	37,12
			str. kce	1,20	28,20	1,35	38,07
			příčky	1,50	35,25	1,35	47,59
			proměnné	2,50	58,75	1,50	88,13
Průvlaky	vlastní tíha	=6*1*0,4*25=			60,00	1,35	81,00
Sloup	vlastní tíha	=3,00x0,2x0,2x2x25=			8,44	1,35	11,39
N_{Ed}							384,39

- Návrhové zatížení v patě sloupu: $N_{Ed,max}=384,39$ kN
- Normálová únosnost sloupu (z přibližného vztahu pro dostředný tlak):

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot \sigma_s =$$

$$= 0,8 \cdot (0,15 \cdot 0,15) \cdot \frac{30}{1,5} + (0,15 \cdot 0,15) \cdot 0,02 \cdot 400 = 540 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = 540,0 \text{ kN} \geq N_{Ed,max} = 384,39 \text{ kN}$$

Posouzení štíhlosti sloupu

$$\lambda \leq \lambda_{lim}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}} = \frac{0,7 \cdot 3,0}{\sqrt{\frac{1}{12} \cdot 0,15^3 \cdot 0,15 \cdot \frac{1}{0,0225}}} = 48,5$$

$$\lambda_{lim} = \min \left(\frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{\frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}}}; 75 \right) = \min \left(\frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,39 \cdot 0,7}{\sqrt{\frac{384,39}{0,0225 \cdot 20000}}}; 75 \right) = 14,74$$

$A = 1/\sqrt{1 + 0,2\varphi_{ef}}$, neznáme-li φ_{ef} , lze uvažovat $A=0,7$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \cdot 0,47} = 1,39$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} = \frac{0,02 \cdot (0,15 \cdot 0,15) \cdot 434,7}{(0,15 \cdot 0,15) \cdot 20} = 0,47$$

$C=0,7$ (momenty vyvozené imperfekcemi) – bezpečná hodnota

$\lambda = 48,5 \leq \lambda_{lim} = 14,74$...nevyhoví -> nutno navrhnout větší rozměr sloupu

Návrh rozměru sloupu: **h= 300 mm; b= 300 mm**

$$\lambda = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}} = \frac{0,7 \cdot 3,0}{\sqrt{\frac{1}{12} \cdot 0,3^3 \cdot 0,3 \cdot \frac{1}{0,09}}} = 24,24$$

$$\lambda_{lim} = \min \left(\frac{20 * A * B * C}{\sqrt{\frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}}}; 75 \right) = \min \left(\frac{20 * 0,7 * 1,36 * 0,7}{\sqrt{\frac{384,39}{0,09 * 20000}}}; 75 \right) = 28,84$$

$A = 1/\sqrt{1 + 0,2\varphi_{ef}}$, neznáme-li φ_{ef} , lze uvažovat $A=0,7$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 * 0,47} = 1,36$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} = \frac{0,02 * (0,09) * 434,7}{(0,09) * 20} = 0,43$$

$C=0,7$ (momenty vyvozené imperfekcemi) – bezpečná hodnota

$$\lambda = 24,24 \leq \lambda_{lim} = 28,84 \dots \text{vyhoví}$$

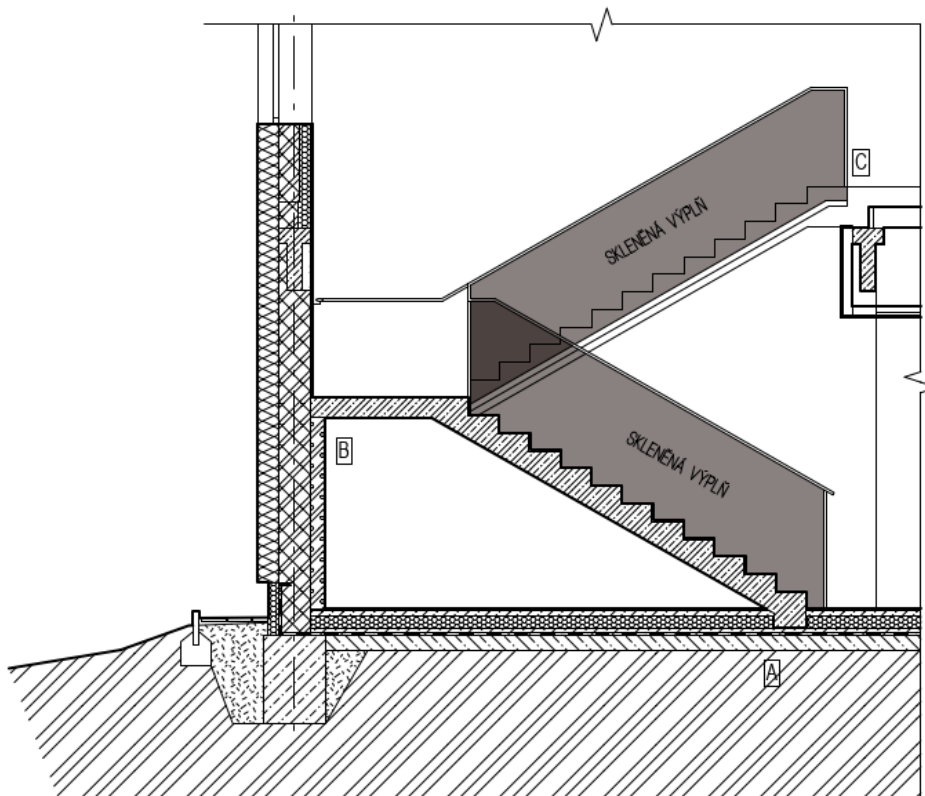
Poznámka: Součinitel vzpěru je počítám pro osamocený prvek. Na prvek však bude mít vliv ztužení objektu. Uvažování tuhosti objektu může snížit limitní štíhlost, vyhověl by tedy i méně subtilní prvek. Pro určení přesného součinitele by bylo nutné provést globální analýzu konstrukce. Prvek nebyl posouzen dle bodu (3) části 5.8.3.2 Štíhlost a účinná délka pro osamělé prvky ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 z důvodu nepravidelnosti rámové konstrukce.

Dle konzultace se statikem by v takovémto případě vyhověl sloup navržená na dostředný tlak. V tomto případě tedy sloup rozměru 150x150 mm. Výstřednost zatížení na sloup je však nutno ověřit podrobným statickým výpočtem (není předmětem této práce).

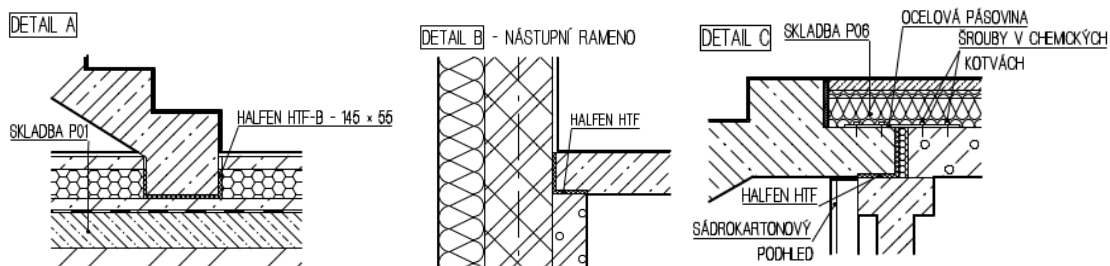
Z konstrukčního hlediska však nevyhoví. Rozměr sloupu je třeba upravit kvůli kloubovému spoji s průvlakem (vidlice, hlavice sloupu).

4.3.2 Schodiště

Schodiště je deskové dvouramenné, železobetonové, technologicky navrženo jako prefabrikované, ramena prováděna včetně betonových stupňů. Schodišťová ramena jsou uložena na elastomerová ložiska HALFEN (podrobná specifikace viz stavebně konstrukční řešení), a to jak na stropní trám, tak na podezdívku pro uložení nástupního ramene. Schodišťová ramena nejsou v kontaktu se stěnami ohraničujícími schodišťový prostor.



Schémata uložení:



Rozpětí schodišťového ramene: 4650 mm

Návrh tloušťky ramene: $(1/30-1/25)*L = 155-186 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{180 \text{ mm}}$

Návrh podrobně zpracován ve stavebně konstrukčním řešení.

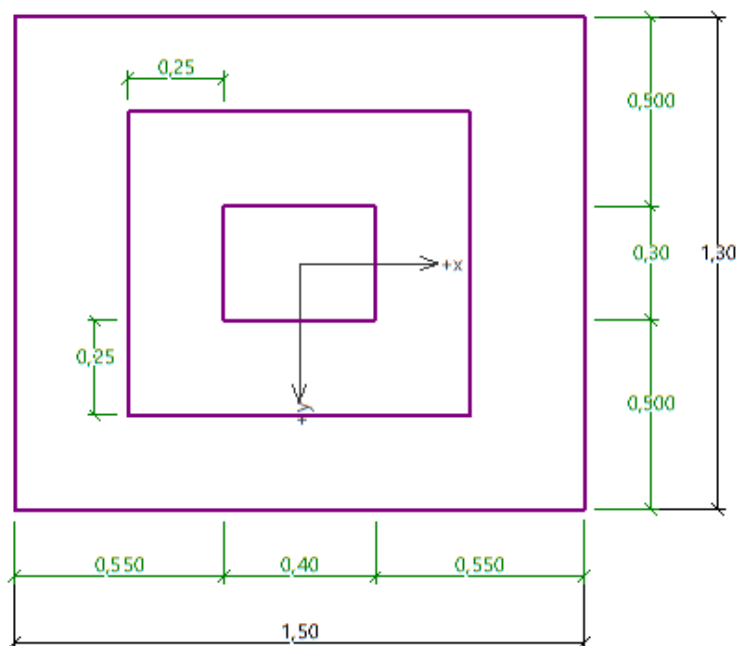
Pozn.: Při splnění empirických podmínek není v rámci předběžného návrhu obvykle potřeba schodišťové prvky staticky ověřovat.

4.4. Předsazené konstrukce

V objektu se nenachází předsazené konstrukce.

4.5. Základové konstrukce

Byl proveden zjednodušený návrh patek pod vyšetřovaným rámem. Návrh geometrie a geologický profil níže.



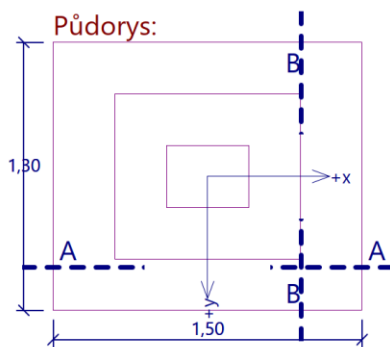
Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,00	0,00 .. 1,00	F4 - hlína černohnědá, jílovitá, slabě písčité, slabě humózní, místy s organickými zbytky, pevná	
2	0,70	1,00 .. 1,70	F6 - jíl světle hnědý, slabě písčité, místy s úlomky horniny do 5 cm, pevný	
3	3,10	1,70 .. 4,80	R6 - břidlice zcela zvětralá, hnědošedá, charakteru jílu slabě jemně písčitého, pevné konzistence se střípky velmi silně zvětralé horniny do 0,5 cm	
4	3,60	4,80 .. 8,40	R6 - břidlice velmi silně až zcela zvětralá, střípkovitě až drobně úlomkovitě rozpadavá, s výraznou jílovitou výplní, místy polohy charakteru pevného jílu se střípky horniny	
5	-	8,40 .. ∞	F4 - hlína černohnědá, jílovitá, slabě písčité, slabě humózní, místy s organickými zbytky, pevná	

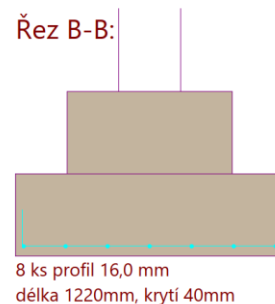
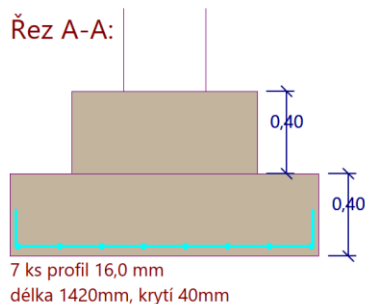
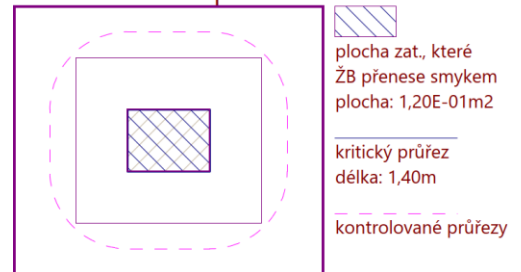
Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		Zatížení č. 1	Návrhové	481,17	7,38	106,00	43,51	6,25
2	Ano		Zatížení č. 2	Užitné	358,28	4,92	75,57	31,71	4,16
3	Ano		Zatížení č. 3	Návrhové	493,61	7,38	106,00	43,51	6,25
4	Ano		Zatížení č. 4	Užitné	367,38	4,92	75,57	31,71	4,16

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	F4 - hlína černohnědá, jílovitá, slabě písčité, slabě humózní, místy s organickými zbytky, pevná		24,00	50,00	18,50	9,00	
2	F6 - jíl světle hnědý, slabě písčité, místy s úlomky horniny do 5 cm, pevný		19,00	80,00	21,00	11,50	
3	R6 - břidlice zcela zvětralá, hnědošedá, charakteru jílu slabě jemně písčitého, pevné konzistence se střípky velmi silně zvětralé horniny do 0,5 cm		23,00	35,00	22,00	12,50	
4	R6 - břidlice velmi silně až zcela zvětralá, střípkovitě až drobně úlomkovitě rozpadavá, s výraznou jílovitou výplní, místy polohy charakteru pevného jílu se střípky horniny		25,50	80,00	22,00	12,50	
5	R6 - břidlice málo zvětralá		24,00	90,00	23,50	13,50	
6	R4 - jílovité břidlice nezávětralá		24,00	280,00	23,50	13,50	



Protlačení - krit. průřez:



Posouzení únosnosti patky - 1.MS

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník
 Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 3. (Zatížení č. 3)
 Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 868,70$ kPa
 Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 351,03$ kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,091 < 0,333$
 Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,018 < 0,333$
 Max. prostorová excentricita $e_t = 0,093 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)
 Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 278,33$ kN
 Extrémní horizontální síla $H = 43,96$ kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Průměrný modul přetvárn. $E_{def} = 31,15$ MPa
 Základ je ve směru délky tuhý ($k=18,87$)
 Základ je ve směru šířky tuhý ($k=28,99$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,084 < 0,333$
 Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,016 < 0,333$
 Max. prostorová excentricita $e_t = 0,086 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 3,3 mm
 Hloubka deformační zóny = 3,51 m
 Natočení ve směru x = 1,076 (\tan^*1000); (6,2E-02 °)
 Natočení ve směru y = 0,224 (\tan^*1000); (1,3E-02 °)

4.6. *Prostorová tuhost objektu*

Prostorovou tuhost objektu v podélném směru zajišťuje obvodové zdivo Ytong Statik Plus tl. 300 mm a Ytong Statik tl. 200 mm PDK. Zdivo bude ke sloupům připojeno ocelovými nerezovými příponkami. Podélná prostorová tuhost dostatečně zajištěna.

Prostorovou tuhost v příčném směru je zajištěna plnou ŽB stěnou ZS1 v ose 3. Železobetonová stěna bude připojena pomocí betonářské výztuže předem připravené v navazujících sloupech, bude zalita betonem a zmonolitněna. Příčná prostorová tuhost je dostatečně zajištěna.

5. Konečný návrh rozměrů prvků

Ozn.	Popis prvku	l [m]	h [mm]	b [mm]
ZT1	Ztužidlo	5,00	350	125
PR1	Průvlak	6,00	600	300
PR2	Průvlak	12,00	1000	300
ZT2	Ztužidlo	5,00	350	125
V1	Vazník	6,00	600	250
SL1	Sloup	6,50	400	300
SL2	Sloup	6,50	400	300

Nové návrhy rozměru prvků budou posouzeny podrobným statickým výpočtem.

6. Poznámka

Změny konstrukce vyhrazeny.

7. Literatura:

7.1. Normy:

- [1] ČSN EN 1990 Eurokód: Základy navrhování konstrukcí, ČSNI, 2004
- [2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Obecná zatížení – Část 1-1: Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení budov, ČSNI, 2006
- [3] ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem, ČSNI, 2004
- [4] ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem, ČSNI, 2005
- [5] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

7.2. Publikace:

- [6] Kohoutková, A., Procházka, J., Vašková, J.: Navrhování železobetonových konstrukcí – Příklady a postupy. ISBN 978-80-01-05587-8, nakladatelství ČVUT, Praha, 2014

7.3. Ostatní:

- [7] *Návrh výztuže a posouzení průřezů sloupu: Prezentace k cvičení BK01/BZKQ – Úkol 1.5* [online]. ČVUT v Praze - FSv, 2020 [cit. 2021-03-20]. Dostupné z: <https://people.fsv.cvut.cz/~holanjak/vyuka/BK01/prezentace/cv05.pdf>. Podklad pro cvičení. ČVUT v Praze - Fakulta stavební.
- [8] <https://www.ytong.cz/>

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
FAKULTA STAVEBNÍ – OBOR KONSTRUKCE POZEMNÍCH STAVEB

název předmětu

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

označení dokumentu:

B

název úlohy

Dvoupodlažní hangár pro vyhlídková letadla
Statický výpočet

školní rok

2020/21

vyučující

Ing. Josef Novák, Ph.D.

Zpracoval

Tomáš Strnad

Datum

05/2021

Obsah

1.	Podklady	67
1.1.	Podklady pro výpočet	67
1.2.	Normy	67
1.3.	Použité výpočetní programy	67
2.	Konstrukce dvoupodlažního hangáru	67
2.1.	Popis konstrukce	68
2.1.1	Schéma stropní konstrukce	68
2.1.2	Řez objektem	68
2.2.	Použité materiály	68
3.	Přehled zatížení	69
3.1.	Zatěžovací stavy	69
3.1.1	Shrnutí	78
3.2.	Kombinace zatěžovacích stavů	79
3.3.	Skupiny zatížení	80
3.4.	Skupiny výsledků	80
4.	Vnitřní síly	80
4.1.	Normálové síly	80
4.2.	Posouvající síly V_y	81
4.3.	Posouvající síly V_z	81
4.4.	Kroutící momenty M_x	82
4.5.	Ohybové momenty M_y	82
4.6.	Ohybové momenty M_z	83
4.7.	Maximální posuny	83
4.8.	Únosnost průřezu M_{Rd}	84
4.9.	Tuhosti EI_y	84
5.	Přerozdělení vnitřních sil	86
5.1.	Posouzení	86
6.	Konstrukční prvky	89
7.	Transportní stádium	108
8.	Závěr	108
9.	Literatura:	111
9.1.	Normy:	111

Statický výpočet

1. Podklady

1.1. Podklady pro výpočet

- slepé výkresy
- model konstrukce vytvořený v programu SCIA Engineer

1.2. Normy

- (Eurokód 0) ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí
- (Eurokód 1) ČSN EN 1991 Zatížení konstrukcí
- (Eurokód 2) ČSN EN 1992 Navrhování betonových konstrukcí
- (Eurokód 7) ČSN EN 1997 Navrhování geotechnických konstrukcí

1.3. Použité výpočetní programy

- SCIA Engineer
- FIN EC 2021 Beton

2. Konstrukce dvoupodlažního hangáru

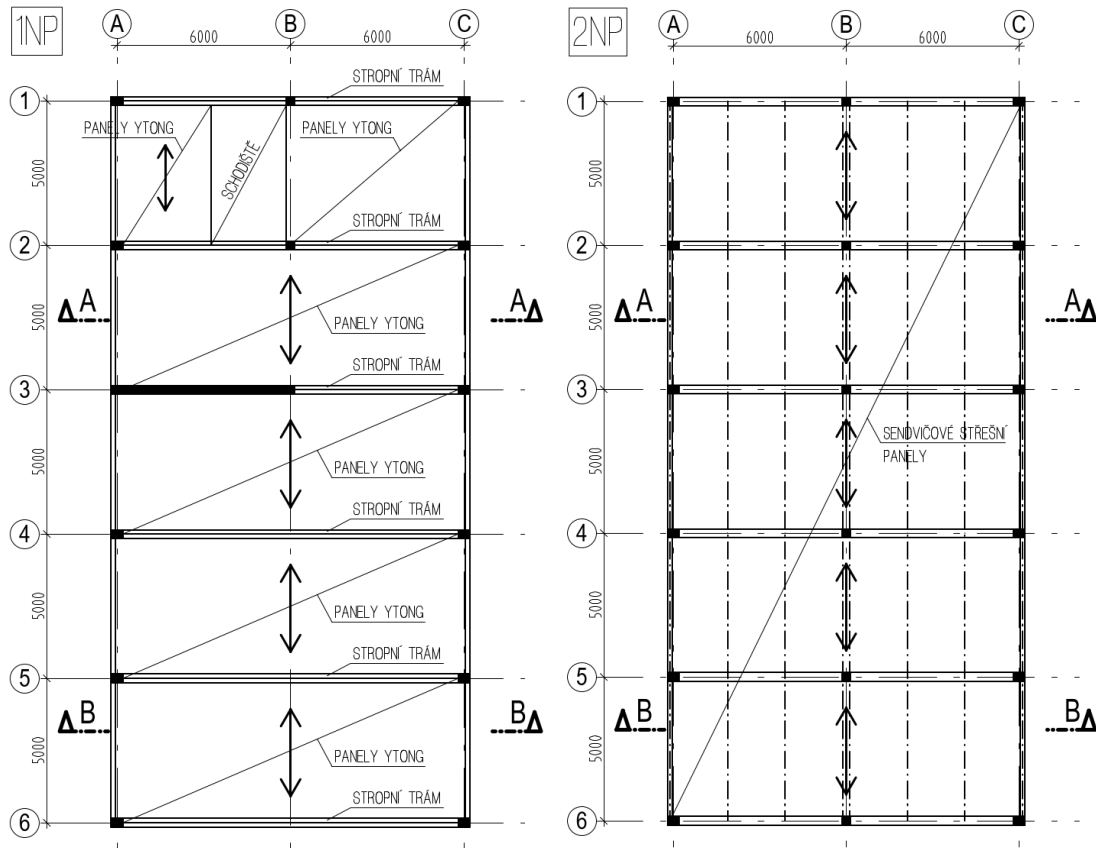
Výpočet řeší konstrukci dvoupodlažního hangáru pro vyhlídková letadla. V prvním podlaží se nachází hangár pro dvě letadla ARGO DirectFly, prostor pro zákazníky a základní zázemí pro pracovníky hangáru. V druhém podlaží jsou kanceláře zaměstnanců společnosti, je zde sociální zařízení pro tyto pracovníky, sklad, kancelář ředitele, prádelna, dva pokoje pro dočasné ubytování. Je zde také kontrola letového provozu.

Konstrukční je navržen jako železobetonová rámová konstrukce s příčnými rámy s podporami ve vzdálenosti 12 m. Obvodový plášť je zděný z tvárnic Ytong Statik Plus tl. 300 mm a Ytong Statik tl. 200 mm. Kontaktní zateplovací systém je proveden formou jednostranně oplechovaných panelů kotvených do zdiva.

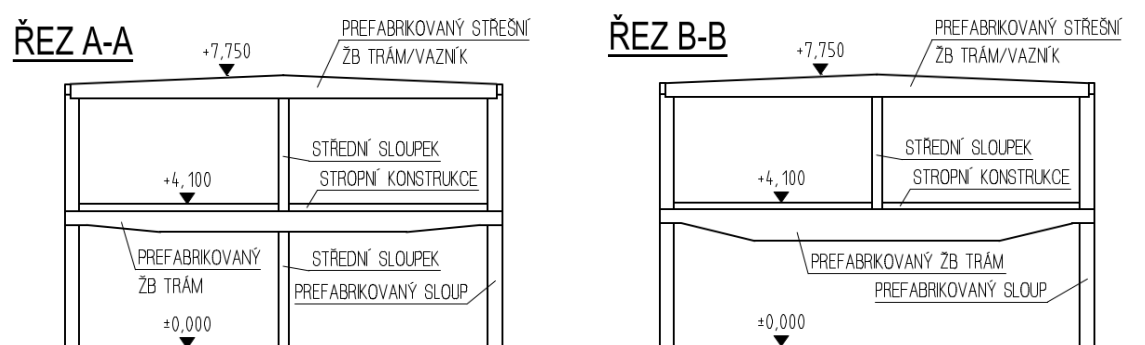
Konstrukční výška prvního podlaží je 4,1 m, konstrukční výška druhého podlaží je 3,0 m. Schodiště je prefabrikované železobetonové deskové dvouramenné s dlažbou jako povrchovou úpravou.

2.1. Popis konstrukce

2.1.1 Schéma stropní konstrukce



2.1.2 Řez objektem



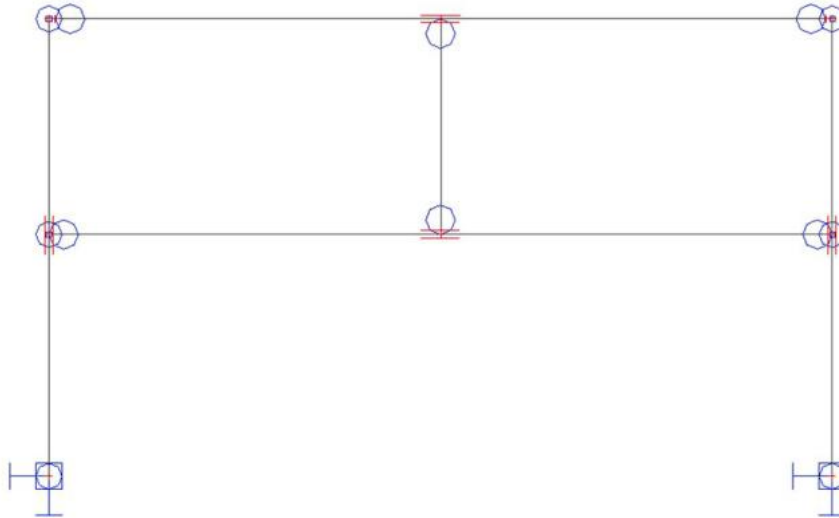
2.2. Použité materiály

- základy: C25/30- XC2-CI 0,2 - D_{max} 16-S3
- prefabrikované konstrukce: C30/37- XC1-CI 0,2 - D_{max} 16-S4
- použitá ocel: B 500 B
- obvodový plášť (zdivo): Ytong Statik Plus tl. 300 mm / Ytong Statik tl. 200 mm
- vnitřní nenosné zdivo: Ytong (tl. dle půdorysů)
- akustické stěny: Silka E180 (20-1,4)

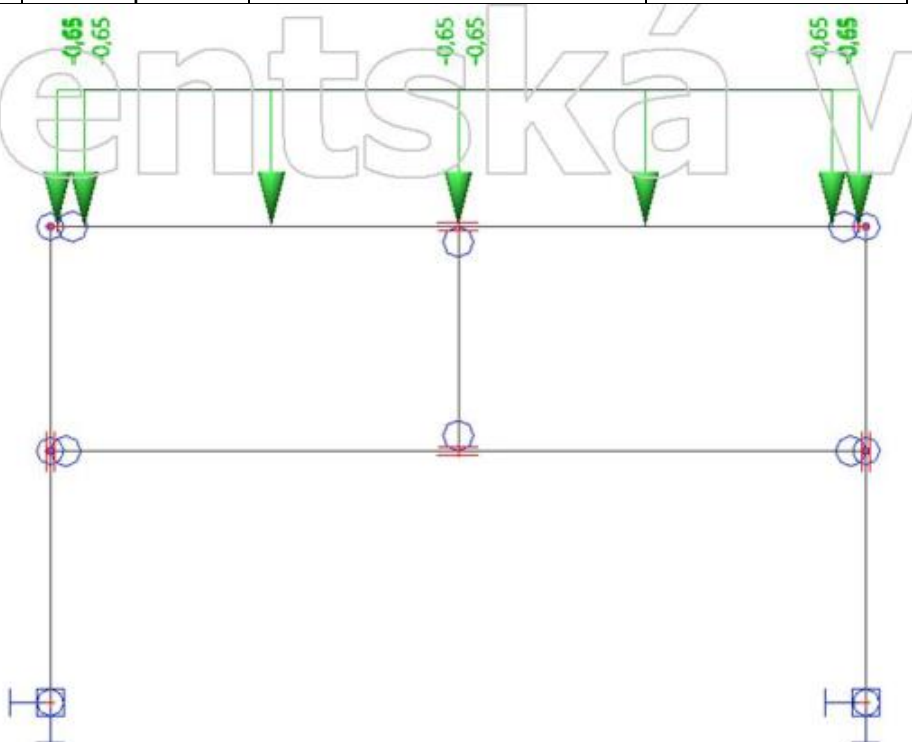
3. Přehled zatížení

3.1. Zatěžovací stavy

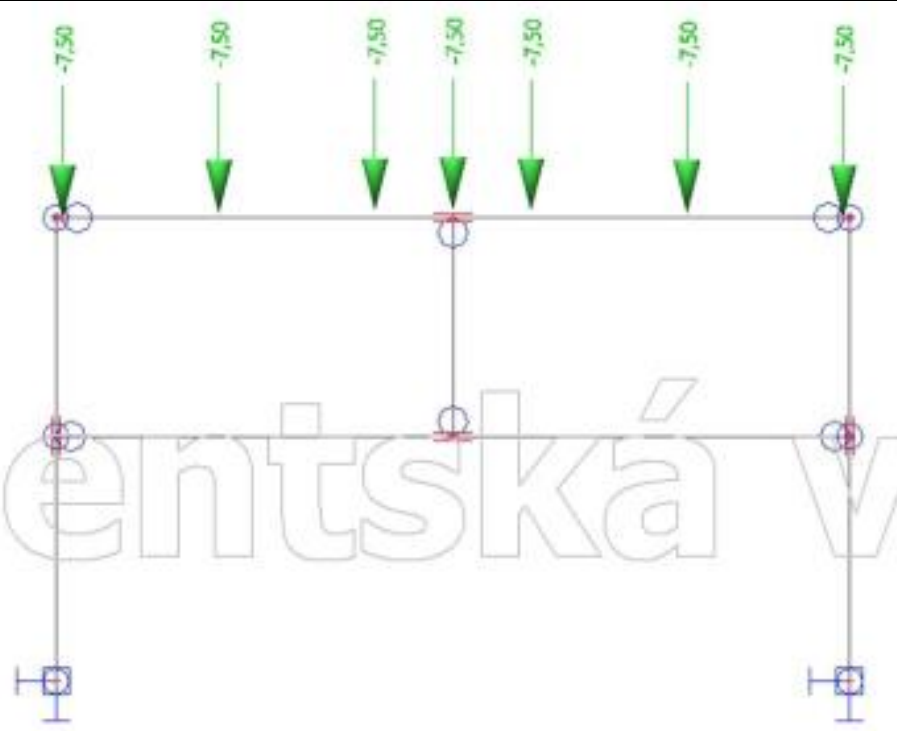
Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení
	Spec	Typ zatížení	
ZS1	Vlastní tíha	Stálé Vlastní tíha	SZ1



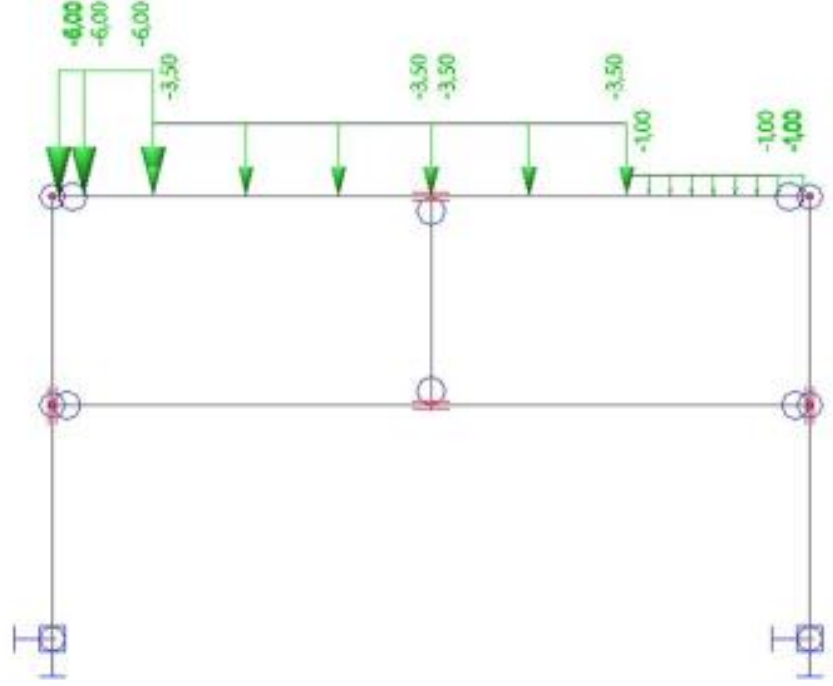
Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení
	Spec	Typ zatížení	
ZS2	Střešní plášť	Stálé Standard	SZ1



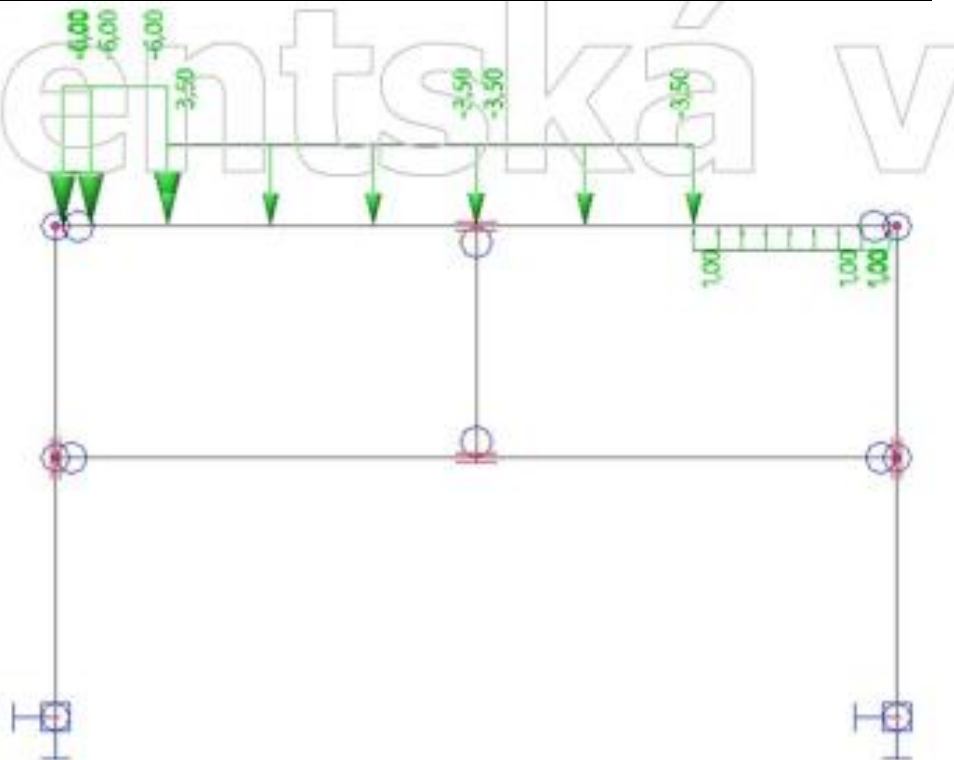
Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení
	Spec	Typ zatížení	
ZS3	Vaznice	Stálé Standard	SZ1



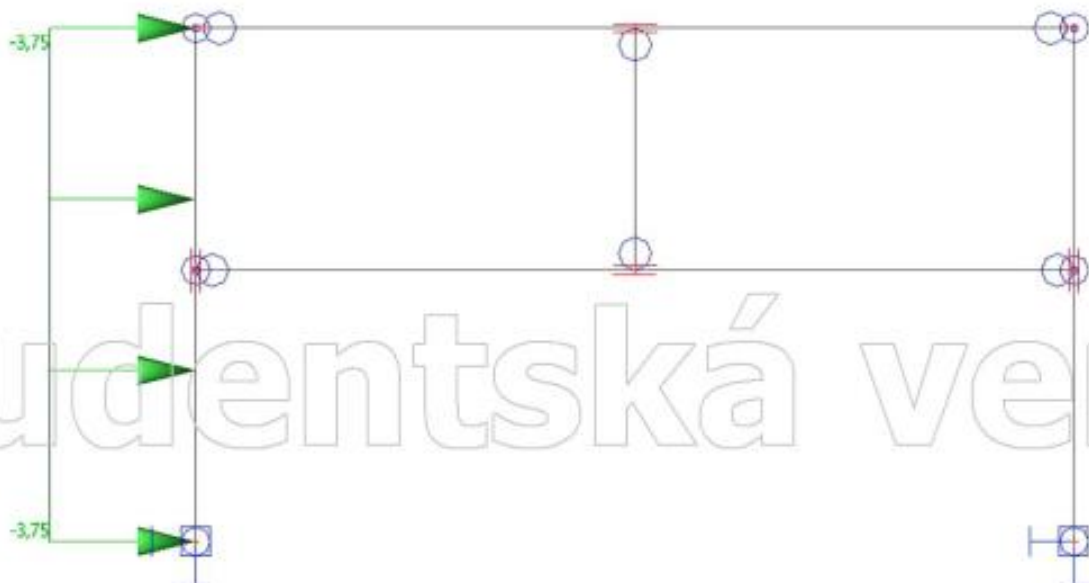
Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení
	Spec	Typ zatížení	
ZS4-1	Vítr – tlak Statický vítr	Proměnné Statické	SZ2



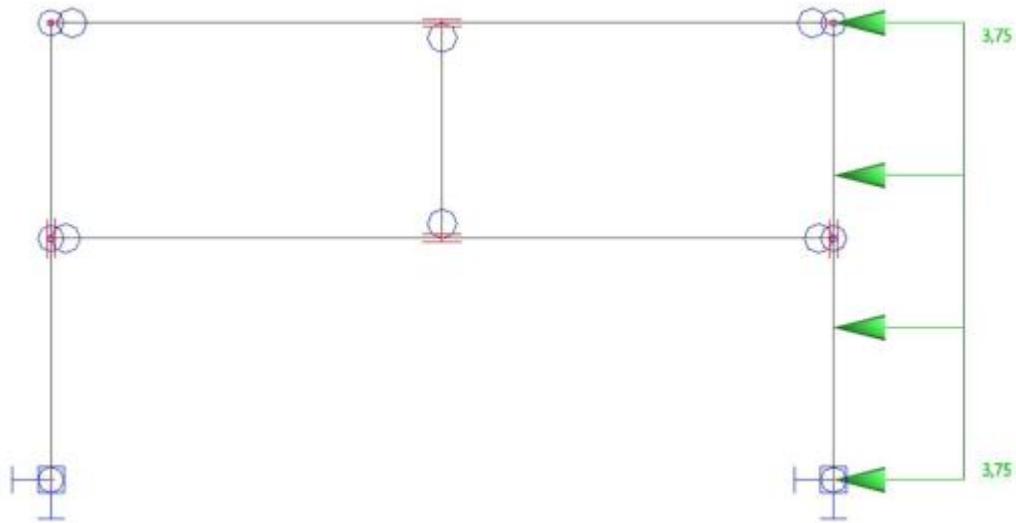
Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení
	Spec	Typ zatížení	
ZS4-2	Vítr – sání Statický vítr	Proměnné Statické	SZ2



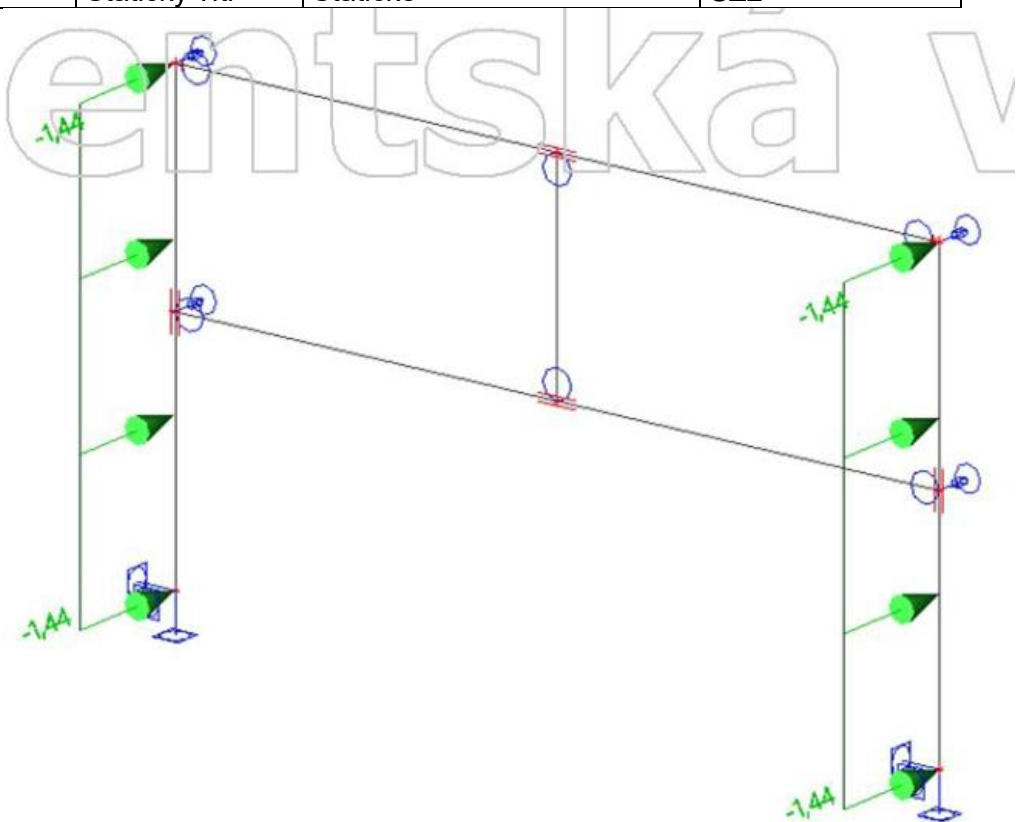
Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení
	Spec	Typ zatížení	
ZS4-3	Vítr – boční L Statický vítr	Proměnné Statické	SZ2



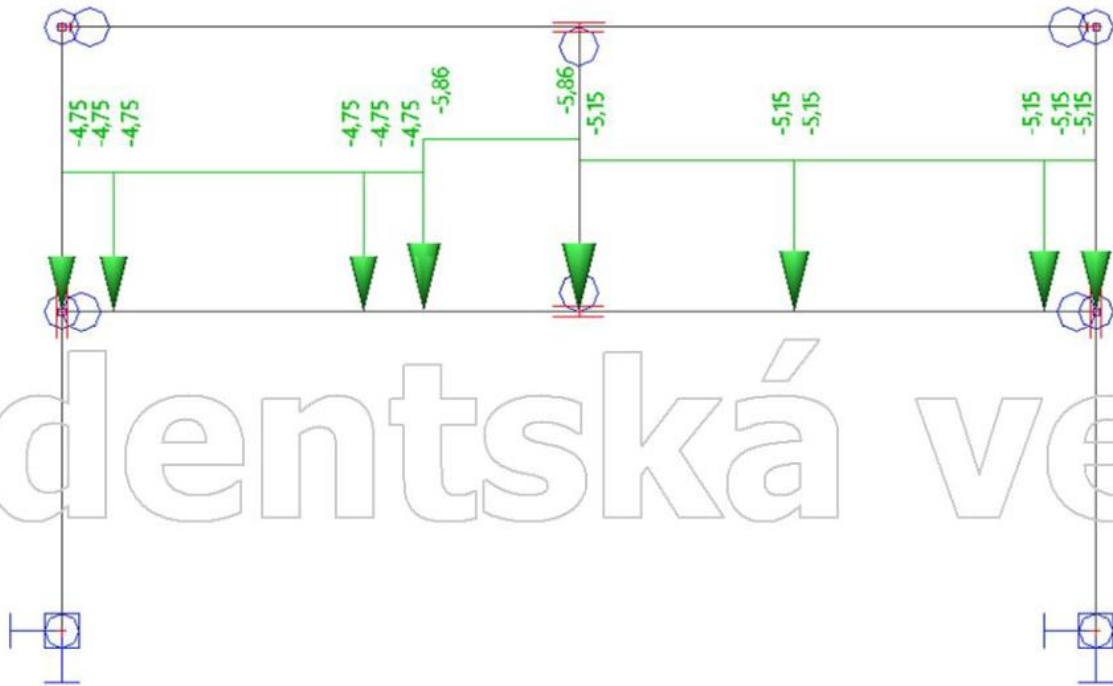
Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení
	Spec	Typ zatížení	
ZS4-4	Vítr – boční P Statický vítr	Proměnné Statické	SZ2



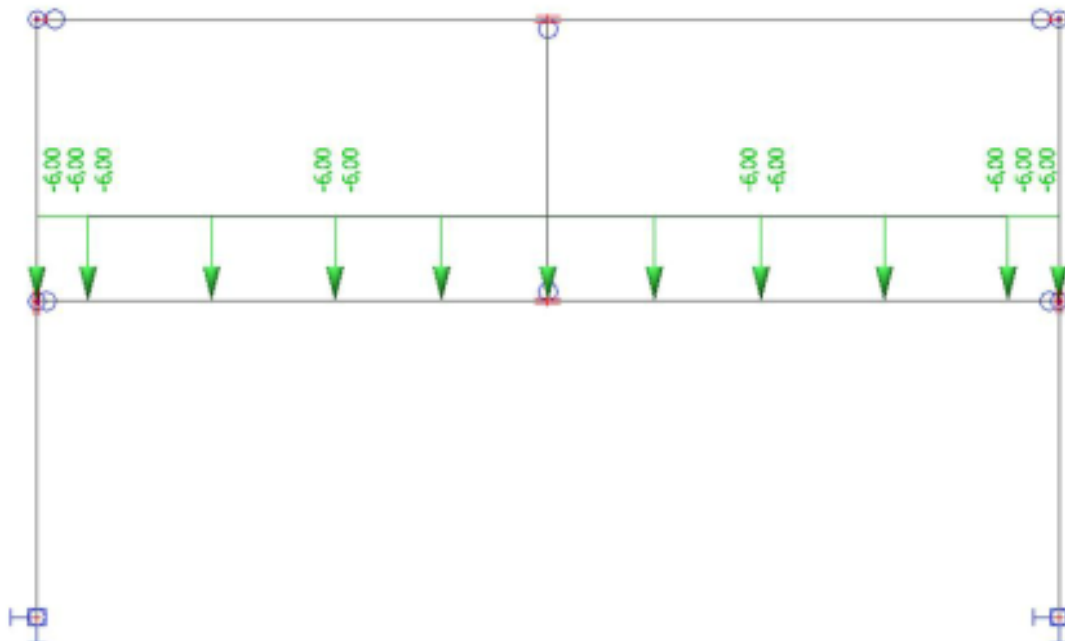
Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení
	Spec	Typ zatížení	
ZS4-5	Vítr – podélný Statický vítr	Proměnné Statické	SZ2



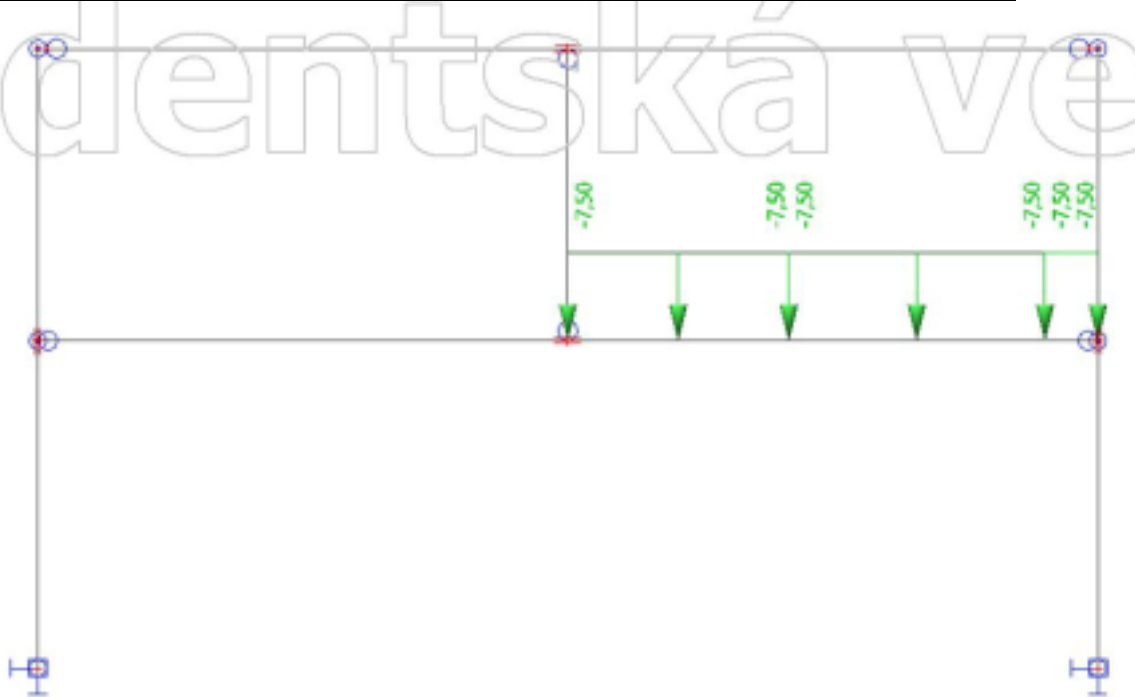
Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení
	Spec	Typ zatížení	
ZS5	Podlahy 2NP	Stálé Standard	SZ1



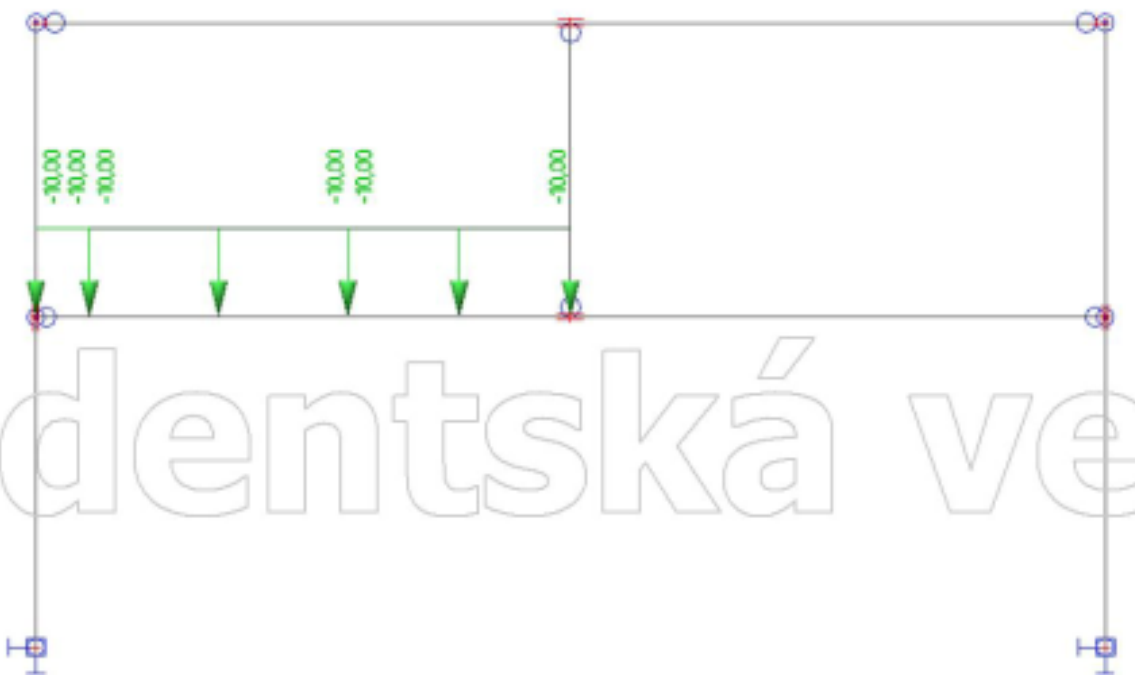
Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení
	Spec	Typ zatížení	
ZS6	Stropní konstrukce 2NP	Stálé Standard	SZ1



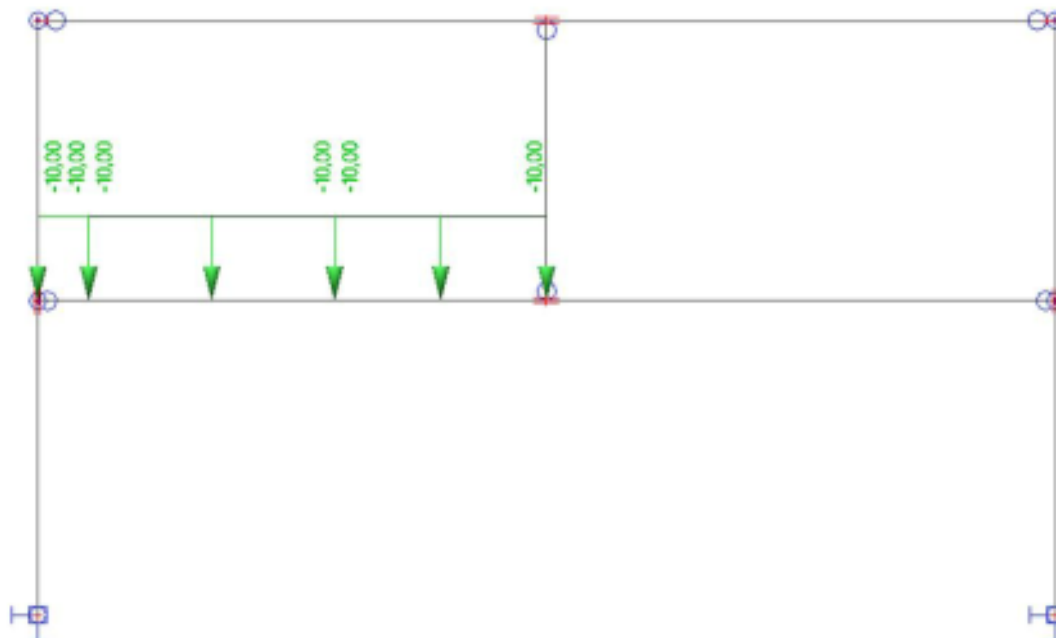
Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení
	Spec	Typ zatížení	
ZS7	Proměnné – obytné	Proměnné Statické	SZ5



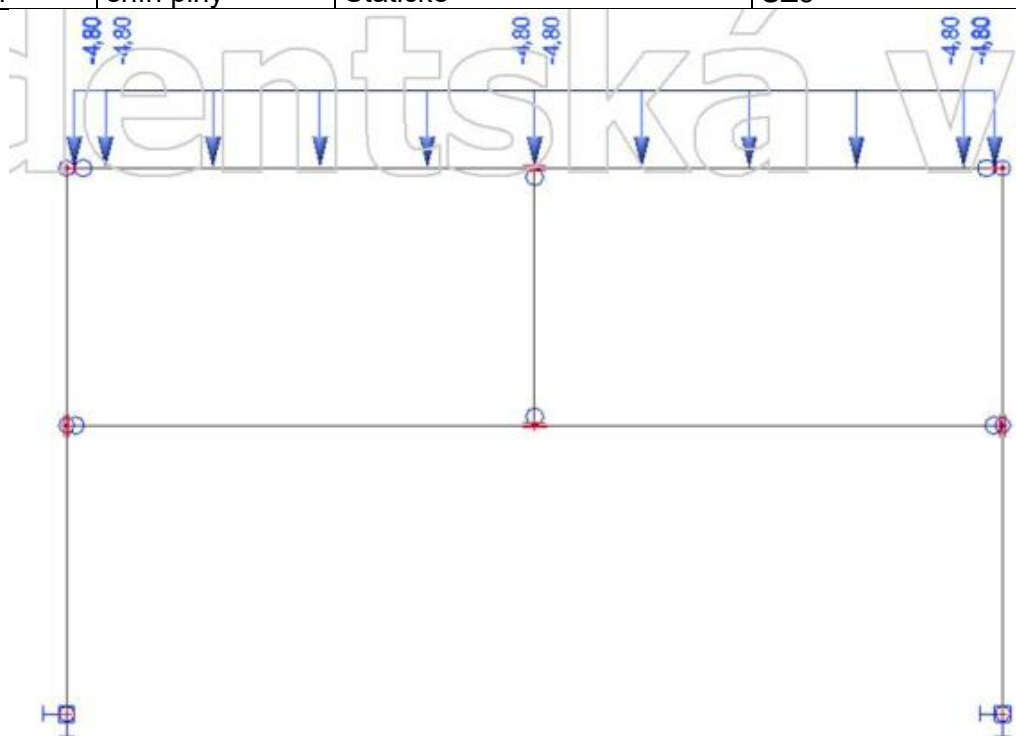
Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení
	Spec	Typ zatížení	
ZS8-1	Proměnné – prádelna	Proměnné Statické	SZ3



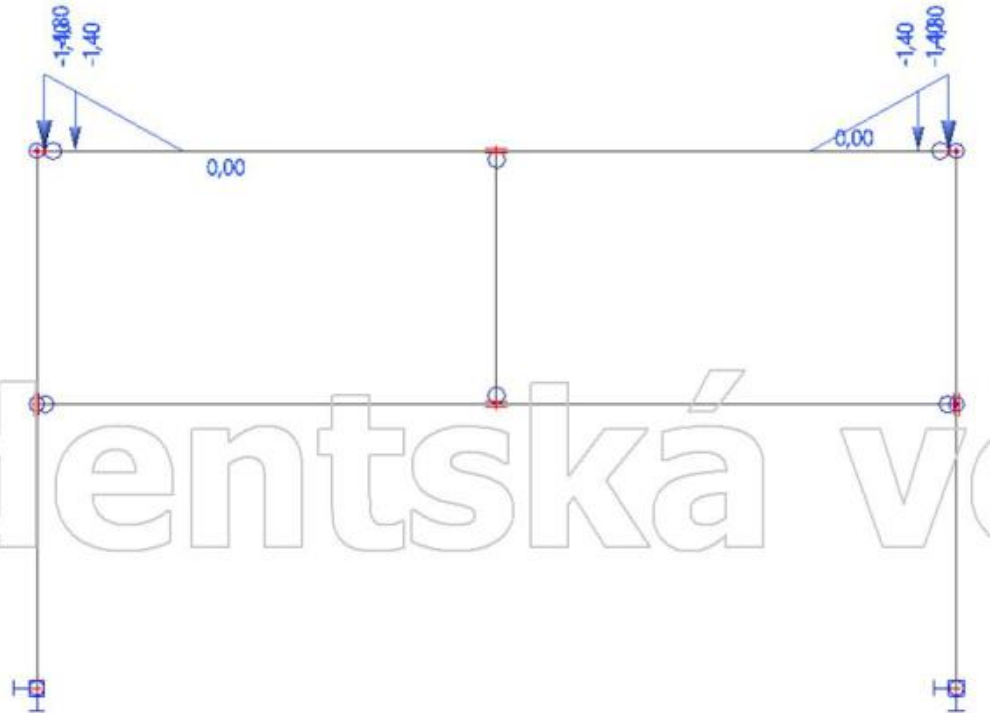
Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení
	Spec	Typ zatížení	
ZS8-2	Proměnné – zasedací místnost	Proměnné Statické	SZ4



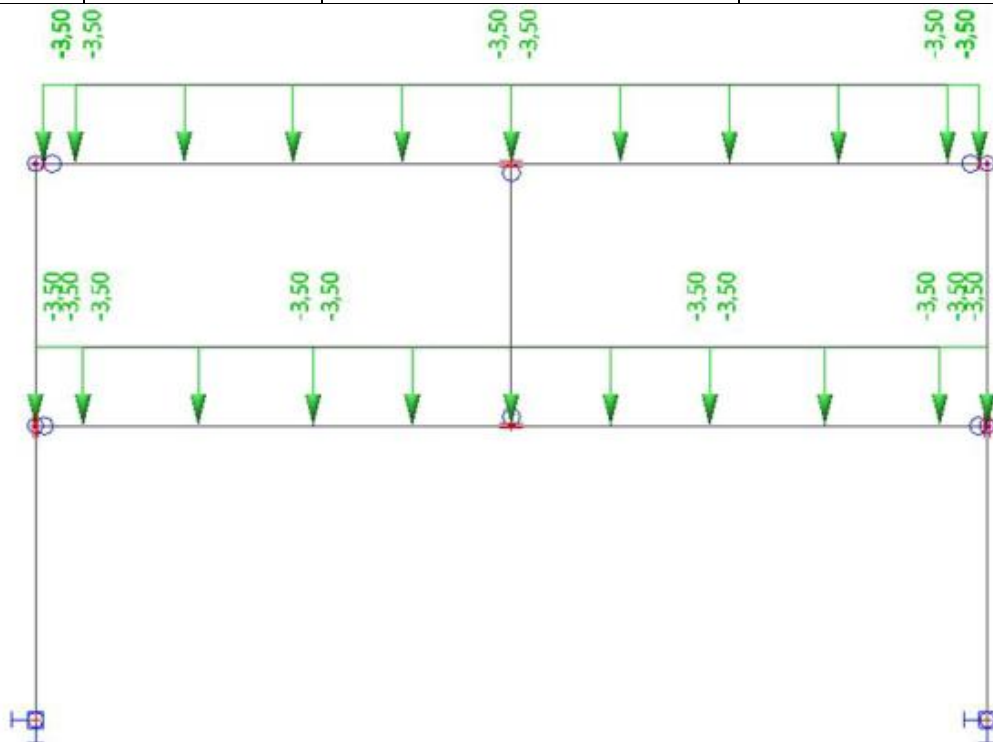
Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení
	Spec	Typ zatížení	
ZS9-1	Proměnné – sníh plný	Proměnné Statické	SZ6



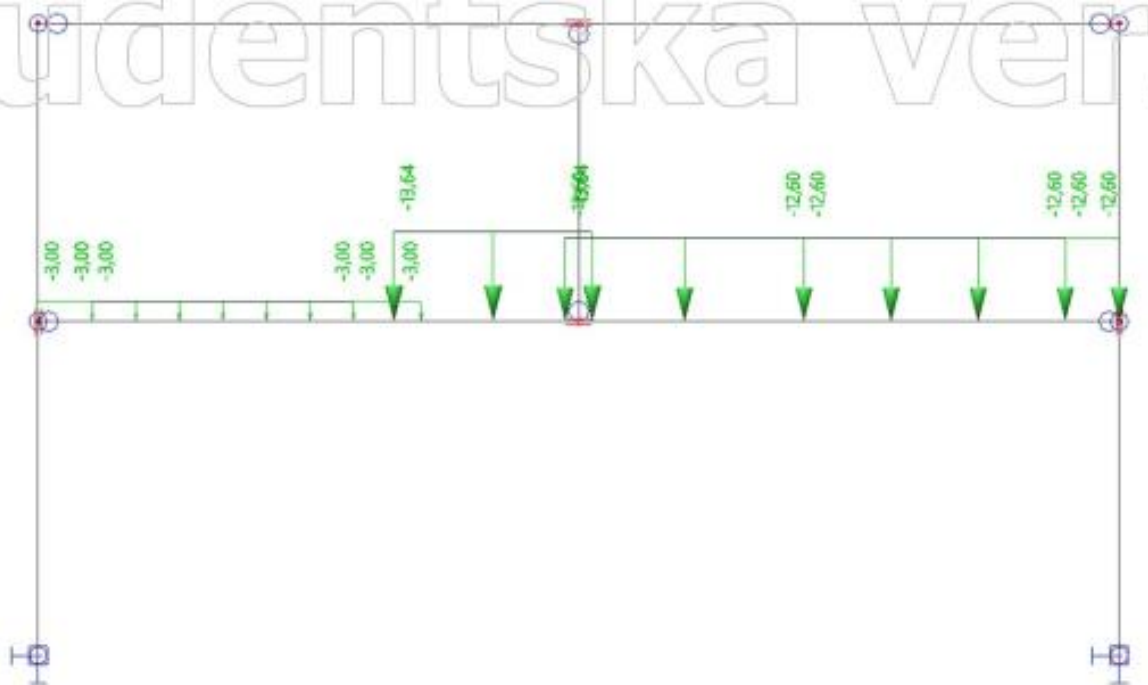
Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení
	Spec	Typ zatížení	
ZS9-2	Proměnné – sněž přítěžení	Proměnné Statické	SZ6



Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení
	Spec	Typ zatížení	
ZS10	Podhled	Stále Standard	SZ1



Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení
	Spec	Typ zatížení	
ZS11	Stěny a příčky	Stálé Standard	SZ1



3.1.1 Shrnutí

Zatěžovací stavy

Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení	Směr	Působení	Řídící zat. stav
	Spec	Typ zatížení				
ZS1	Vlastní tíha	Stálé Vlastní tíha	SZ1	-Z		
ZS2	Střešní plášť	Stálé Standard	SZ1			
ZS3	Vaznice	Stálé Standard	SZ1			
ZS4-1	Vítr - tlak Standard	Proměnné Statické	SZ2		Krátkodobé	Žádný
ZS4-2	Vítr - sání Standard	Proměnné Statické	SZ2		Krátkodobé	Žádný
ZS4-3	Vítr - boční L Standard	Proměnné Statické	SZ2		Krátkodobé	Žádný
ZS4-4	Vítr - boční P Standard	Proměnné Statické	SZ2		Krátkodobé	Žádný
ZS4-5	Vítr - podélný Standard	Proměnné Statické	SZ2		Krátkodobé	Žádný
ZS5	Podlahy ZNP	Stálé Standard	SZ1			
ZS6	Stropní konstrukce ZNP	Stálé Standard	SZ1			
ZS7	Proměnné - Obytné Standard	Proměnné Statické	SZ5		Krátkodobé	Žádný
ZS8-1	Proměnné - Prádelna B Standard	Proměnné Statické	SZ3		Krátkodobé	Žádný
ZS8-2	Proměnné - Zasedací místnost C1 Standard	Proměnné Statické	SZ4		Krátkodobé	Žádný
ZS9-1	Sníh - plný Standard	Proměnné Statické	SZ6		Krátkodobé	Žádný
ZS9-2	Sníh - přetížení Standard	Proměnné Statické	SZ6		Krátkodobé	Žádný
ZS10	Podhled	Stálé Standard	SZ1			
ZS11	Stěny a příčky	Stálé Standard	SZ1			

3.2. Kombinace zatěžovacích stavů

Jméno	Popis	Typ	Zatěžovací stavy	Souč. [-]
MSU-Sada B (auto)		EN-MSU (SIR/GEO) Soubor B	ZS1 - Vlastní tíha	1,00
			ZS2 - Střešní plášť	1,00
			ZS3 - Vaznice	1,00
			ZS4-1 - Vítr - tlak	1,00
			ZS5 - Podlahy 2NP	1,00
			ZS6 - Stropní konstrukce 2NP	1,00
			ZS4-2 - Vítr - sání	1,00
			ZS4-3 - Vítr - boční L	1,00
			ZS4-4 - Vítr - boční P	1,00
			ZS4-5 - Vítr - podélný	1,00
			ZS7 - Proměnné - Obytné	1,00
			ZS8-1 - Proměnné - Prádelna B	1,00
			ZS8-2 - Proměnné - Zasedací místnost C1	1,00
			ZS9-1 - Sníh - plný	1,00
ZS9-2 - Sníh - přetížení	1,00			
ZS10 - Podhled	1,00			
ZS11 - Stěny a příčky	1,00			
MSP-Char (auto)		EN-MSP charakteristická	ZS1 - Vlastní tíha	1,00
			ZS2 - Střešní plášť	1,00
			ZS3 - Vaznice	1,00
			ZS4-1 - Vítr - tlak	1,00
			ZS5 - Podlahy 2NP	1,00
			ZS6 - Stropní konstrukce 2NP	1,00
			ZS4-2 - Vítr - sání	1,00
			ZS4-3 - Vítr - boční L	1,00
			ZS4-4 - Vítr - boční P	1,00
			ZS4-5 - Vítr - podélný	1,00
			ZS7 - Proměnné - Obytné	1,00
			ZS8-1 - Proměnné - Prádelna B	1,00
			ZS8-2 - Proměnné - Zasedací místnost C1	1,00
			ZS9-1 - Sníh - plný	1,00
ZS9-2 - Sníh - přetížení	1,00			
ZS10 - Podhled	1,00			
ZS11 - Stěny a příčky	1,00			
MSP-Kvazi (auto)		EN-MSP kvazistálá	ZS1 - Vlastní tíha	1,00
			ZS2 - Střešní plášť	1,00
			ZS3 - Vaznice	1,00
			ZS4-1 - Vítr - tlak	1,00
			ZS5 - Podlahy 2NP	1,00
			ZS6 - Stropní konstrukce 2NP	1,00
			ZS4-2 - Vítr - sání	1,00
			ZS4-3 - Vítr - boční L	1,00
			ZS4-4 - Vítr - boční P	1,00
			ZS4-5 - Vítr - podélný	1,00
			ZS7 - Proměnné - Obytné	1,00
			ZS8-1 - Proměnné - Prádelna B	1,00
			ZS8-2 - Proměnné - Zasedací místnost C1	1,00
			ZS9-1 - Sníh - plný	1,00
ZS9-2 - Sníh - přetížení	1,00			
ZS10 - Podhled	1,00			
ZS11 - Stěny a příčky	1,00			

3.3. Skupiny zatížení

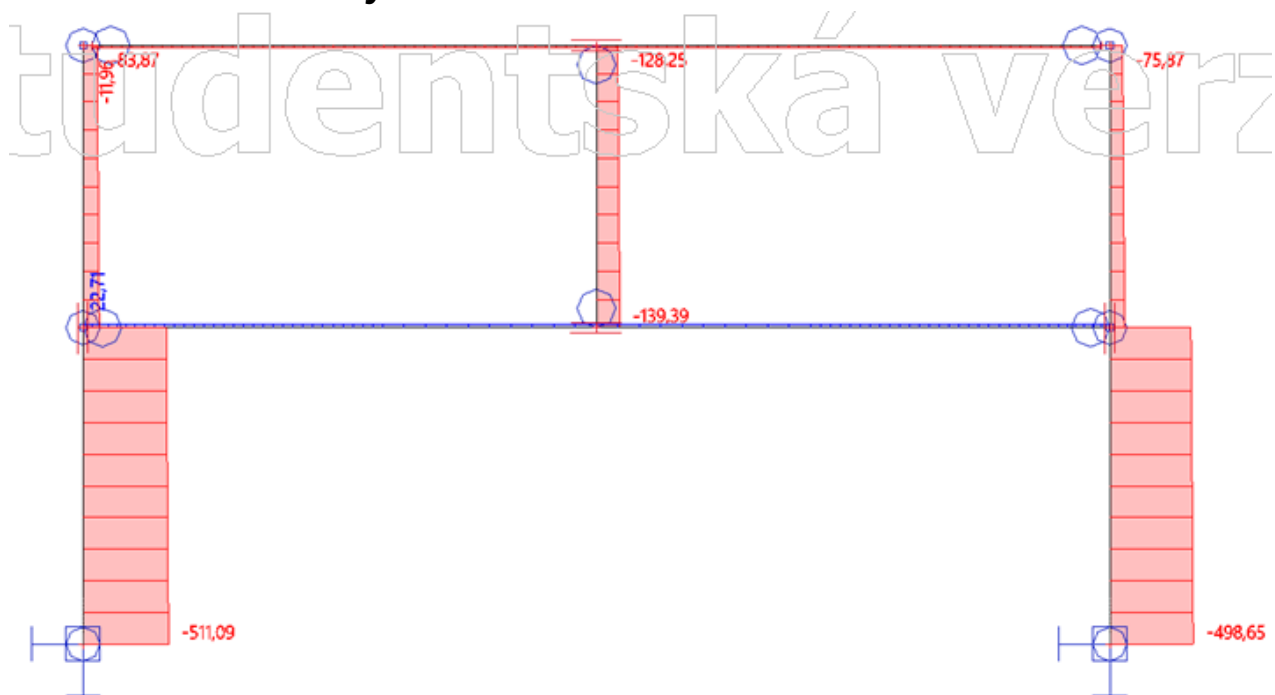
Jméno	Zatížení	Vztah	Typ
SZ1	Stálé		
SZ2	Proměnné	Výběrová	Vítr
SZ3	Proměnné	Společně	Kat B : kanceláře
SZ4	Proměnné	Společně	Kat C : shromáždění
SZ5	Proměnné	Standard	Kat A : obytné
SZ6	Proměnné	Společně	Sníh

3.4. Skupiny výsledků

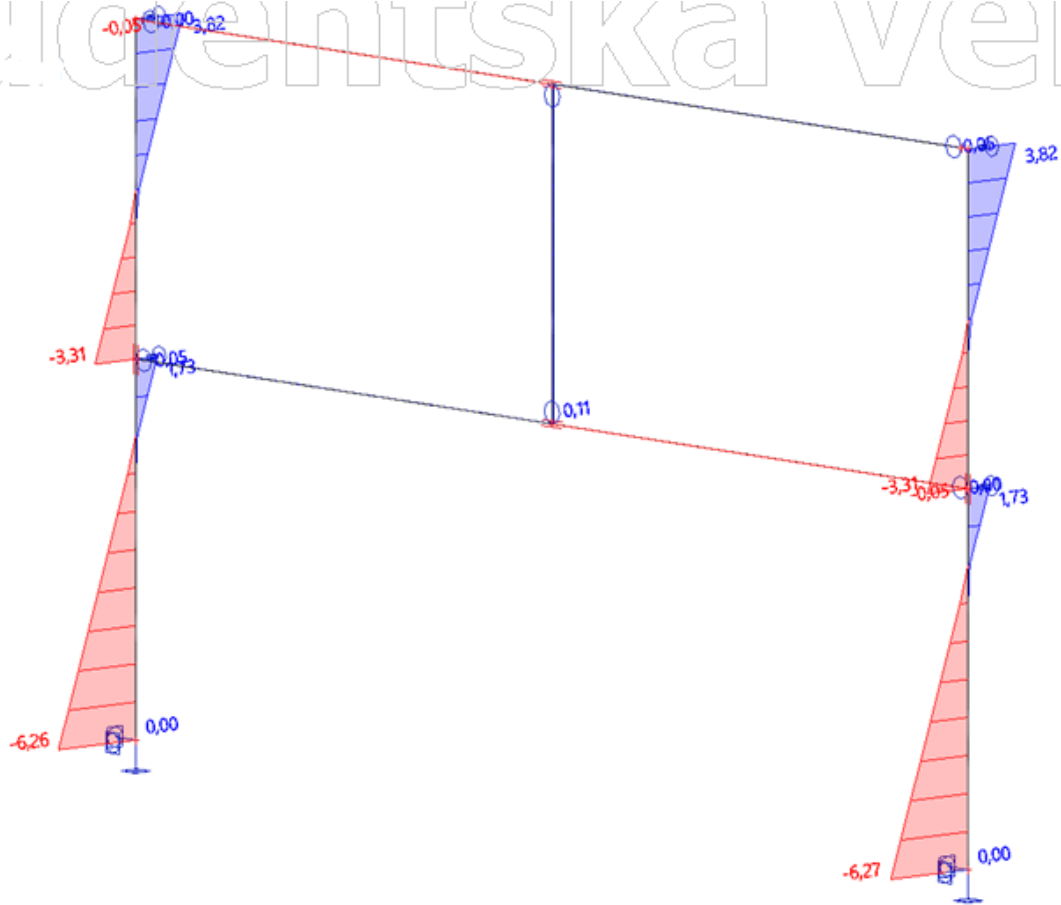
Jméno	Výpis
Všechny MSU	MSÚ-Sada B (auto) - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B
Všechny MSP	MSP-Char (auto) - EN-MSP charakteristická MSP-Kvazi (auto) - EN-MSP kvazistálá
Vše MSÚ+MSP	MSÚ-Sada B (auto) - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B MSP-Char (auto) - EN-MSP charakteristická MSP-Kvazi (auto) - EN-MSP kvazistálá

4. Vnitřní síly

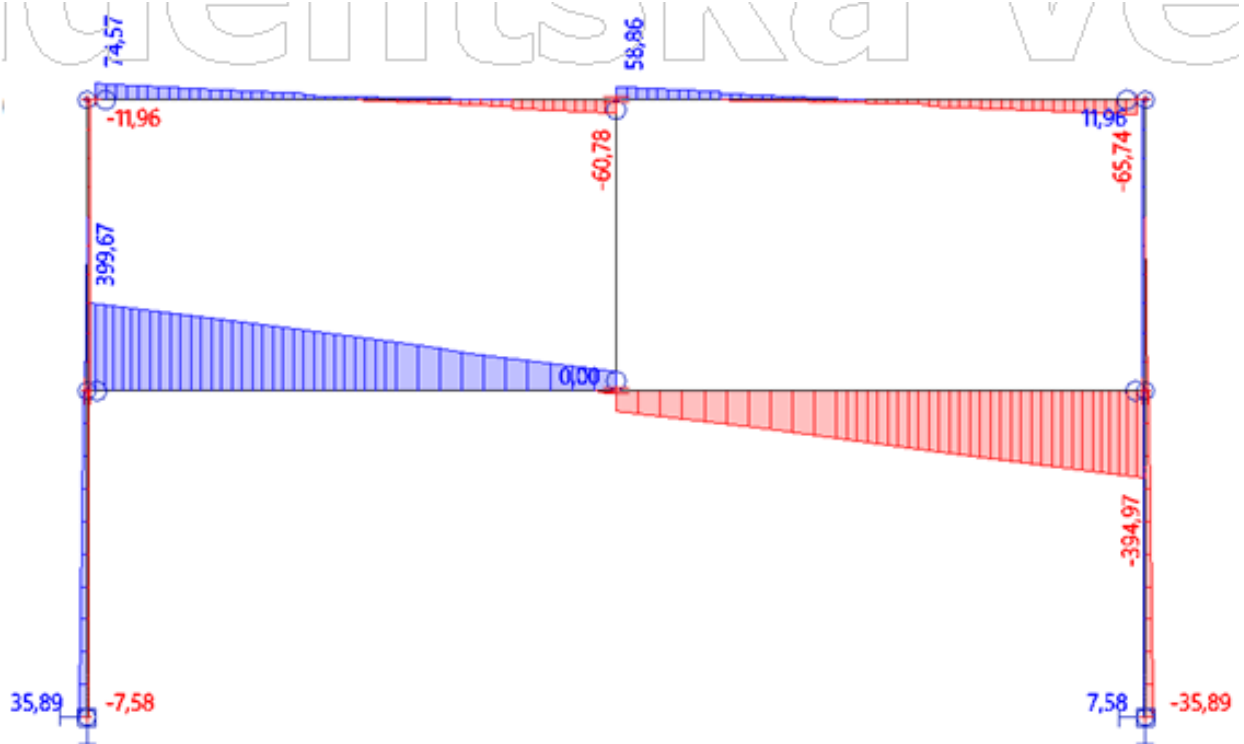
4.1. Normálové síly



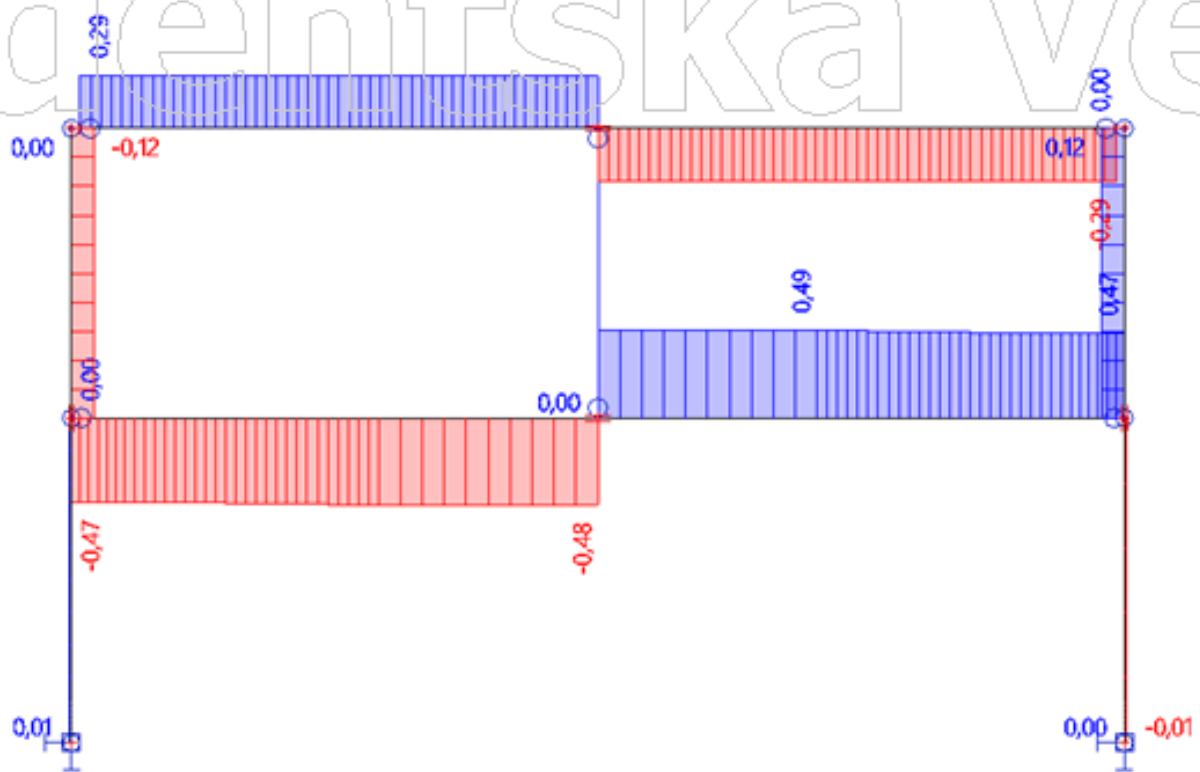
4.2. Posouvající síly Vy



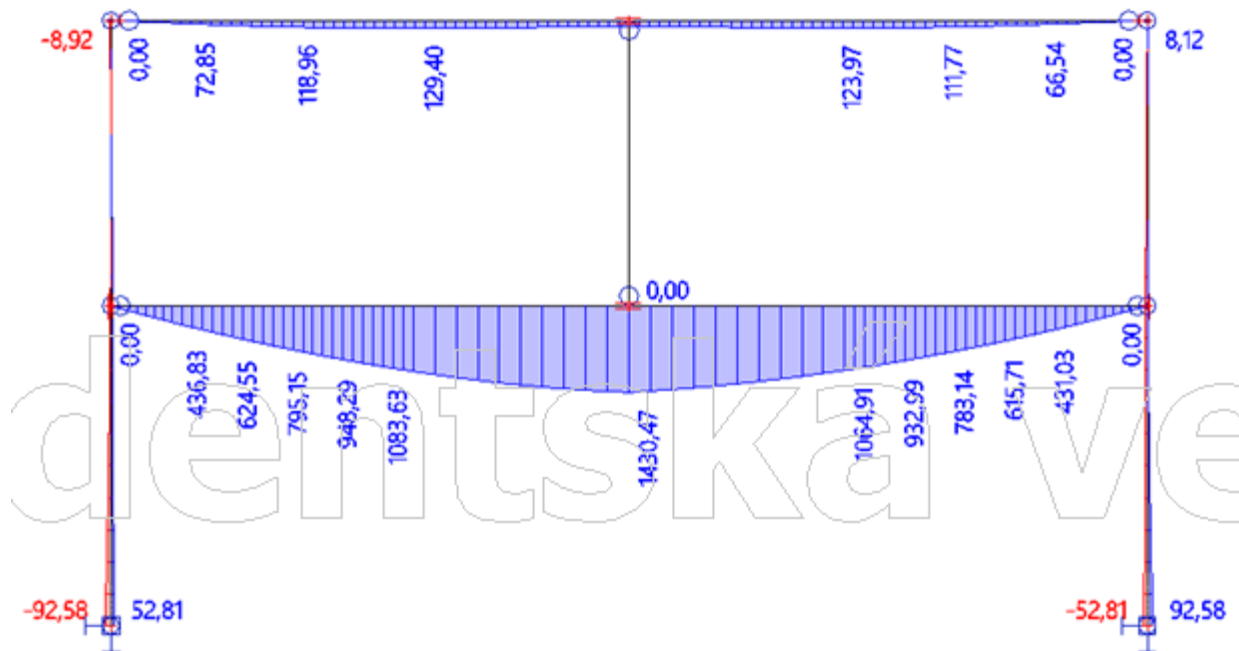
4.3. Posouvající síly Vz



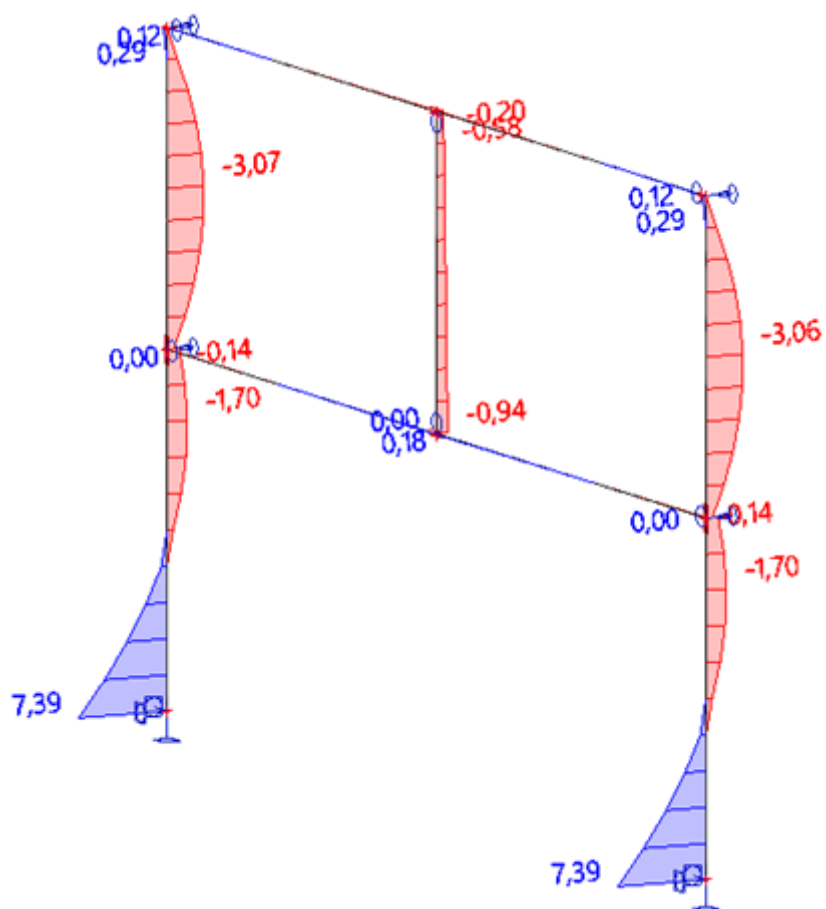
4.4. Kroucí momenty M_x



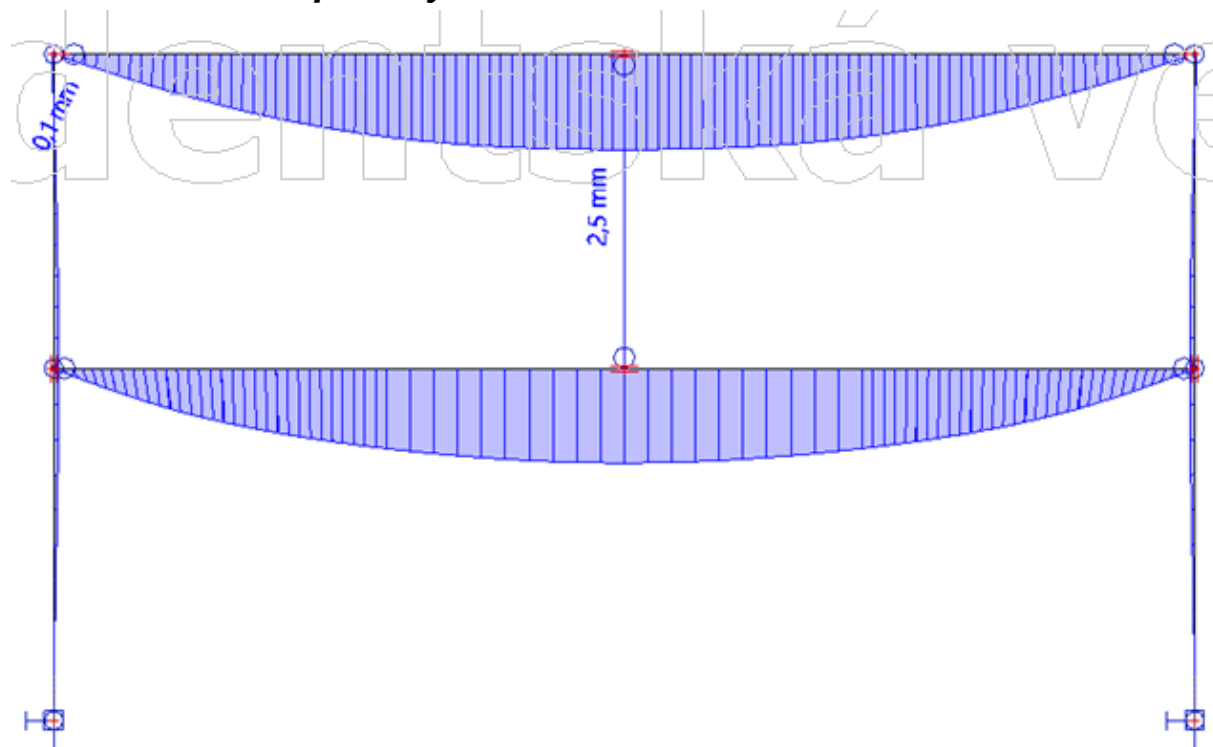
4.5. Ohybové momenty M_y



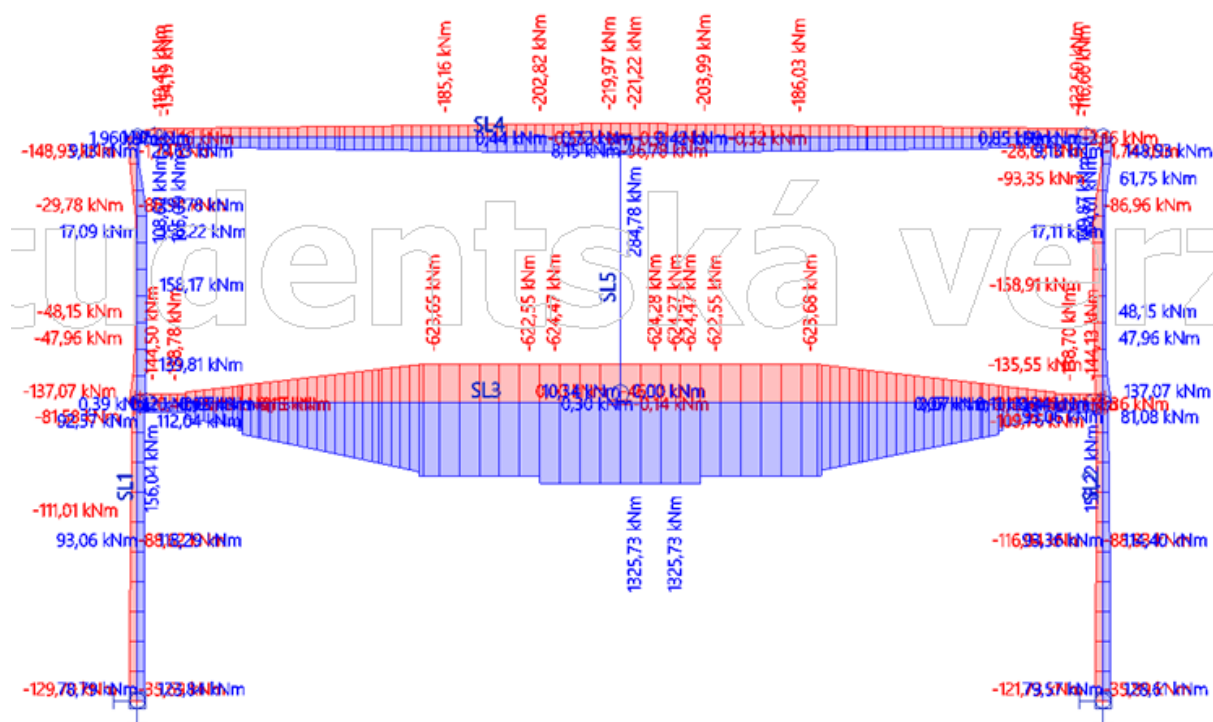
4.6. Ohybové momenty M_z



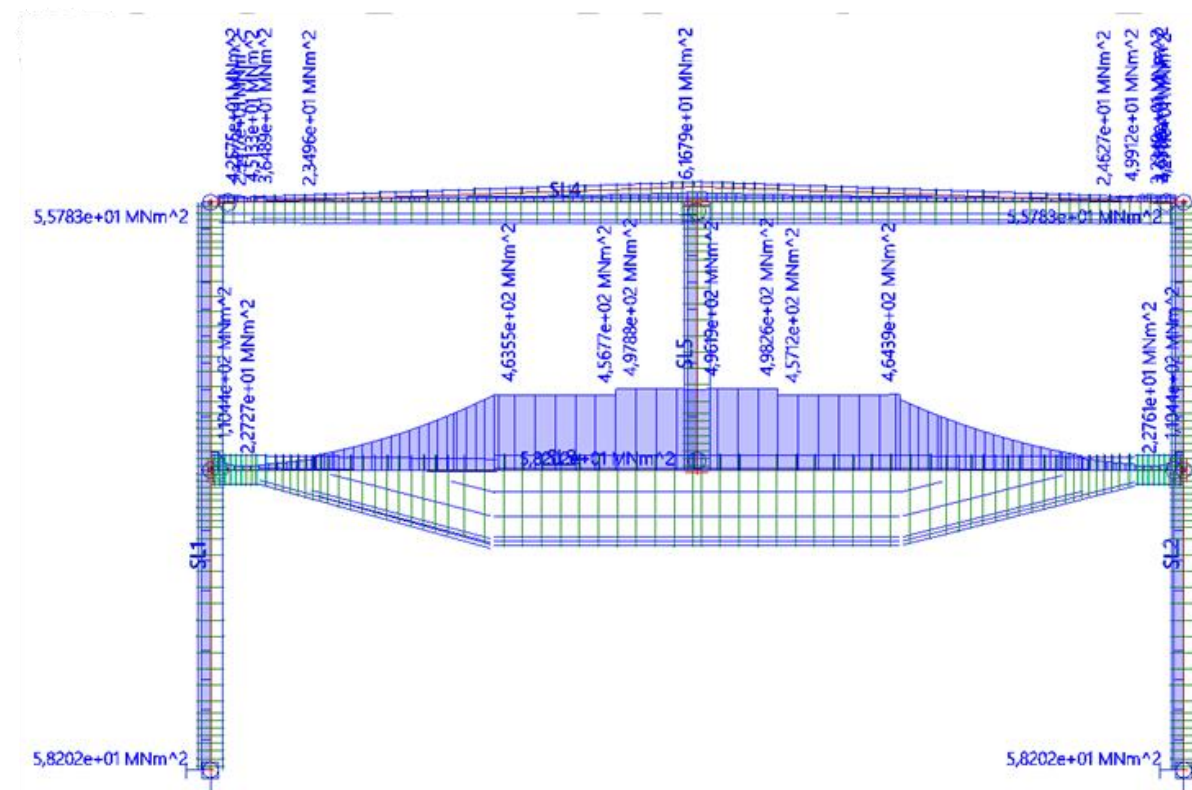
4.7. Maximální posuny

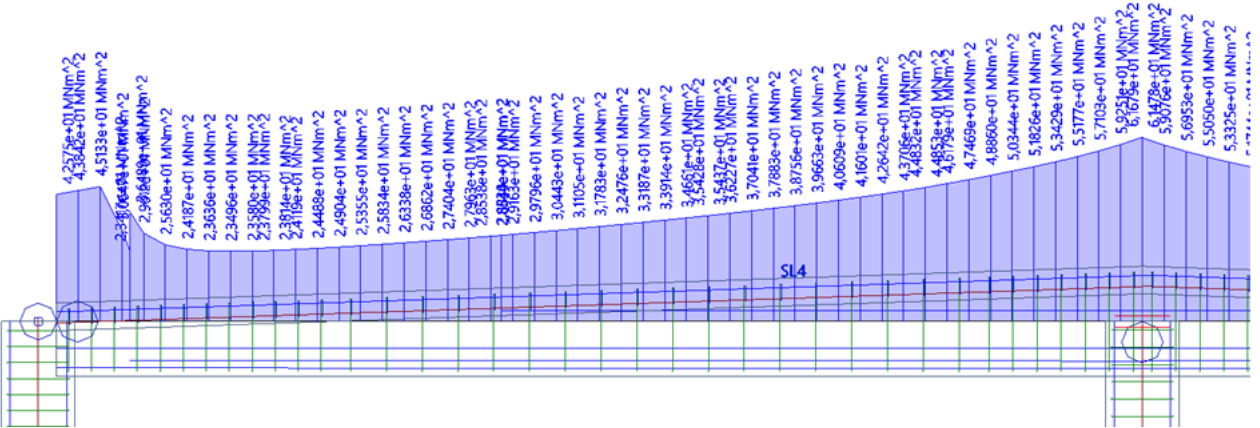
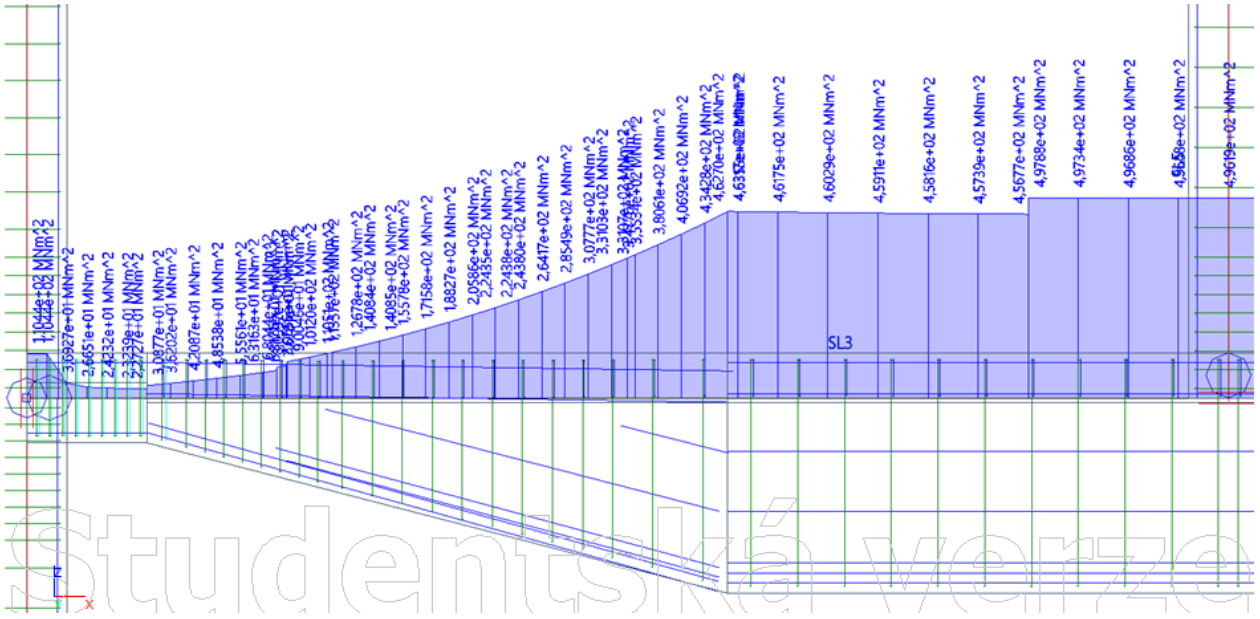


4.8. Únosnost průřezu M_{Rd}



4.9. Tuhosti EI_y





5. Přerozdělení vnitřních sil

Na základě poměru ohybových tuhostí prvků byly přerozděleny ohybové momenty na příčlích. Tuhosti jsou uvedeny níže v tabulce. Vnitřní síly se posuzují v klíčových průřezech (tam, kde se mění geometrie, výztuž). V ostatních průřezech je prvek posouzen stejným způsobem.

V tabulce níže jsou uvedeny původní vnitřní síly převzaté z lineární analýzy, které jsou podle poměru tuhostí přerozděleny (5. a 6. sloupec).

5.1. Posouzení

Posouzení na MSÚ jednotlivých prvků po přerozdělení sil

prvek	PR2				
dx [m]	M_y [kNm]	EI_y [MNm ²]	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	Posouzení
0,30	117,7	26,7	66,4	157,0	VYHOVÍ
0,70	273,4	34,7	174,5	260,1	VYHOVÍ
2,00	693,7	156,8	664,3	693,3	VYHOVÍ
3,55	1082,3	375,9	1087,9	1198,7	VYHOVÍ
4,00	1185,7	461,5	1190,2	1198,8	VYHOVÍ
6,00	1429,9	496,1	1326,8	1331,3	VYHOVÍ
8,00	1164,0	459,5	1163,1	1198,9	VYHOVÍ
10,00	683,6	184,9	664,2	691,4	VYHOVÍ
11,30	269,9	50,8	199,5	268,6	VYHOVÍ
11,70	116,2	23,3	61,4	157,1	VYHOVÍ

prvek	V1				
dx [m]	M_y [kNm]	EI_y [MNm ²]	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	Posouzení
0,30	10,9	25,0	62,2	105,1	VYHOVÍ
0,70	30,4	25,7	129,3	180,0	VYHOVÍ
2,00	81,8	26,2	111,2	201,7	VYHOVÍ
3,55	105,8	34,6	100,2	252,8	VYHOVÍ
4,00	105,8	39,3	101,3	263,2	VYHOVÍ
6,00	64,7	62,8	167,9	312,9	VYHOVÍ
8,00	105,8	42,1	106,6	258,7	VYHOVÍ
10,00	81,8	28,2	101,2	198,5	VYHOVÍ
11,30	30,7	25,7	101,1	177,0	VYHOVÍ
11,70	10,9	25,0	65,8	105,1	VYHOVÍ

Posouzení ohybových momentů pro posouzení průhybu

prvek	PR2				
dx [m]	M_y [kNm]	EI_y [MNm ²]	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	Posouzení
0,30	88,1	26,7	52,2	157,2	VYHOVÍ
0,70	204,6	34,7	138,4	303,4	VYHOVÍ
2,00	518,0	156,8	514,1	758,0	VYHOVÍ
3,55	805,2	375,9	826,3	1198,8	VYHOVÍ
4,00	880,9	461,5	899,1	1198,9	VYHOVÍ
6,00	1060,7	496,1	1001,2	1331,3	VYHOVÍ
8,00	861,7	459,5	873,0	1106,8	VYHOVÍ
10,00	509,4	184,9	502,7	598,5	VYHOVÍ
11,30	201,7	50,8	148,8	157,2	VYHOVÍ
11,70	10,9	25,0	65,8	105,1	VYHOVÍ

prvek	V1				
dx [m]	M_y [kNm]	EI_y [MNm ²]	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	Posouzení
0,30	13,1	25,0	48,9	176,8	VYHOVÍ
0,70	36,4	25,7	102,6	183,4	VYHOVÍ
2,00	82,1	26,2	86,0	206,1	VYHOVÍ
3,55	97,2	34,6	76,1	258,0	VYHOVÍ
4,00	94,7	39,3	76,5	270,3	VYHOVÍ
6,00	67,2	62,8	126,7	303,3	VYHOVÍ
8,00	91,3	42,1	80,0	253,5	VYHOVÍ
10,00	69,9	28,2	76,6	194,4	VYHOVÍ
11,30	22,6	25,7	75,4	104,4	VYHOVÍ
11,70	10,9	25,0	65,8	105,1	VYHOVÍ

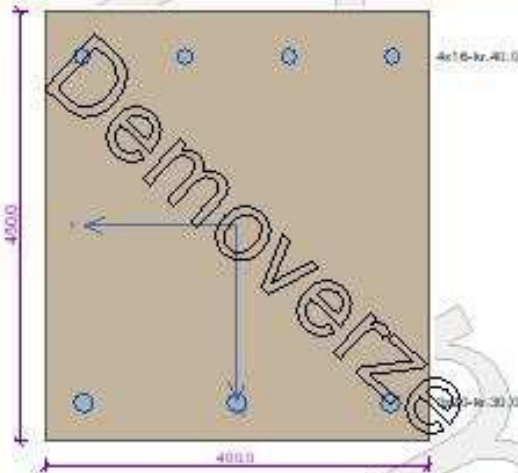
Posouzení ohybových momentů od kvazistálých kombinací

prvek	PR2				
dx [m]	M_y [kNm]	EI_y [MNm ²]	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	Posouzení
0,30	72,3	26,7	41,8	260,1	VYHOVÍ
0,70	168,1	34,7	110,5	347,3	VYHOVÍ
2,00	427,2	156,8	416,6	823,3	VYHOVÍ
3,55	667,0	375,9	677,6	1198,9	VYHOVÍ
4,00	730,8	461,5	743,4	1323,3	VYHOVÍ
6,00	875,6	496,1	826,4	1331,3	VYHOVÍ
8,00	726,6	459,5	735,0	1035,3	VYHOVÍ
10,00	431,6	184,9	421,1	534,4	VYHOVÍ
11,30	171,2	50,8	124,6	156,7	VYHOVÍ
11,70	10,9	25,0	65,8	105,1	VYHOVÍ

prvek	V1				
dx [m]	M_y [kNm]	EI_y [MNm ²]	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	Posouzení
0,30	8,5	25,0	39,1	177,1	VYHOVÍ
0,70	24,3	25,7	81,9	187,2	VYHOVÍ
2,00	59,2	26,2	69,7	210,5	VYHOVÍ
3,55	73,0	34,6	62,4	263,2	VYHOVÍ
4,00	75,9	39,3	63,3	275,6	VYHOVÍ
6,00	55,4	62,8	104,5	299,4	VYHOVÍ
8,00	75,8	42,1	67,4	229,1	VYHOVÍ
10,00	53,7	28,2	64,2	190,4	VYHOVÍ
11,30	16,6	25,7	63,2	108,3	VYHOVÍ
11,70	10,9	25,0	65,8	105,1	VYHOVÍ

6. Konstrukční prvky

Řez X = 0,300 m (Dílec "PR2") (0,300m)



Typ prvku: nosník
Prostředí: XC1

Beton: C 30/37
 $f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$

Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)

Ocel příčná: B500 ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)

Vzpěr
Vzpěr není uvažován

S tlačnou výztuží je počítáno.

Obvodové třmínky
Profil: 10 mm; Vzdálenost: 75,0 mm

Spony, vnitřní třmínky svisté
Profil: 10 mm; Vzdálenost: 150,0 mm; Střihy: 1

Posouzení min. a max. stupně vyztužení
Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum)
 $\rho_{s1} = 0,00575 \geq \rho_{s,min} = 0,00151 \rightarrow$ **Vyhovuje**
 $\rho_s = 0,0097 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \rightarrow$ **Vyhovuje**

Posouzení vzdálenosti vložek
Vzdálenosti mezi vložkami vyhovují.

Stupeň vyztužení smykovou výztuží
 $\rho_{w,min} = 0,000876 \leq \rho_w = 0,00654 \rightarrow$ **Vyhovuje**
 Maximální vzdálenost třmínků $s_{t,max} = 307,5 \text{ mm} \rightarrow$ **Vyhovuje**
 Maximální vzdálenost větví třmínků $s_{t,max} = 307,5 \text{ mm}$

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} N_{Rd} [kN]	M_{Edy} M_{Rdy} [kNm]	M_{Edz} M_{Rdz} [kNm]	V_{Edx} V_{Rdx} [kN]	V_{Ely} V_{Rly} [kN]	Posouzení
1	MSU-4	36,36 813,85	98,06 156,15	0,00 0,00	340,92 438,07	0,00 0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,min}$ [MPa]	Posouzení
1	MSP-char-15	26,93	67,06	0,00	8,63	202,04	22,50	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_{\sigma} \cdot f_{yk}$						400,00		

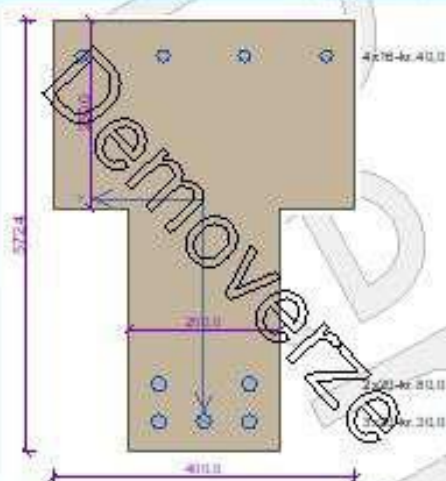
Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	Δu [-]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	w [mm]	Posouzení
1	MSP-kvazi-2	22,10	55,88	0,00	$560 \cdot 10^{-6}$	0,235	0,131	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}							0,400	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

VYHOVUJE

Rez X = 0,700 m (Dílec "PR2") (0,700m)



Typ prvku: nosník
Prostředí: XC1

Beton: C 30/37
 $f_{tk} = 30,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$

Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)
Ocel příčná: B500 ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)

Vzpěr
 Vzpěr není uvažován
 S tlačnou výztuží je počítáno.

Obvodové třmínky
 Profil: 10 mm; Vzdálenost: 75,0 mm

Spony, vnitřní třmínky svislé
 Profil: 10 mm; Vzdálenost: 150,0 mm; Střihy: 1

Posouzení min. a max. stupně výztužení

Nosník (lažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum)

$$\rho_{s,1} = 0,0113 \geq \rho_{s,min} = 0,00151 = \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,0144 \leq \rho_{s,max} = 0,04 = \text{Vyhovuje}$$

Posouzení vzdálenosti vložek

Vzdálenosti mezi vložkami vyhovují.

Stupeň výztužení smykovou výztuží

$$\rho_{sv,min} = 0,000876 \leq \rho_{sv} = 0,0131 = \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost třmínků } s_{t,max} = 393,3 \text{ mm} = \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost větvi třmínků } s_{t,max} = 393,3 \text{ mm}$$

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} N_{Rd} [kN]	M_{Edy} M_{Rdy} [kNm]	M_{Edz} M_{Rdz} [kNm]	V_{Edz} V_{Rdz} [kN]	V_{Edy} V_{Rdy} [kN]	Posouzení
1	MSU-4	96,36 1106,60	224,14 328,58	0,00 0,00	321,66 503,54	0,00 0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí

č.	Název	f_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,min}$ [MPa]	Posouzení
1	MSP-char-15	26,93	156,47	0,00	11,41	229,32	42,27	Vyhovuje
					Limitní hodnoty $k_3 \cdot f_{tk}$		400,00	

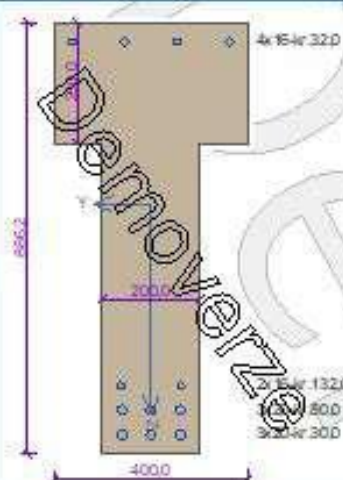
Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	Δs [-]	$\sigma_{s,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
1	MSP-kvazi-2	22,10	130,38	0,00	$762 \cdot 10^{-6}$	0,155	0,118	Vyhovuje
					Maximální povolená šířka w_{max}		0,400	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

VYHOVUJE

Řez X=2,000 m (Dílec "PR2") (2,000m)



Typ prvku: nosník
Prostředí: XC1

Beton: C 30/37
 $f_{tk} = 30,0$ MPa; $f_{cm} = 2,9$ MPa; $E_{cm} = 33000$ MPa

Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)
Ocel příčná: B500 ($f_{tk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)

Vzpěr
 Vzpěr není uvažován
 S tlačnou výztuží je počítáno.

Obvodové třmínky
 Profil: 10 mm; Vzdálenost: 150,0 mm

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$$\rho_{s1} = 0,0119 \geq \rho_{s,min} = 0,00151 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,0136 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$$\rho_{sv,min} = 0,000976 \leq \rho_{sv} = 0,00524 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost třmínků } s_{t,max} = 400,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost větví třmínků } s_{t,max} = 600,0 \text{ mm}$$

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} N_{Ed} [kN]	M_{Edy} M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} M_{Edz} [kNm]	V_{Edx} V_{Edx} [kN]	V_{Edy} V_{Edy} [kN]	Posouzení
1	MSU	36,36 1440,34	664,30 778,65	0,00 0,00	258,97 349,02	0,00 0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,min}$ [MPa]	Posouzení
1	MSP-char-15	26,93	472,40	0,00	14,62	298,42	69,73	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_3 \cdot f_{tk}$					400,00			

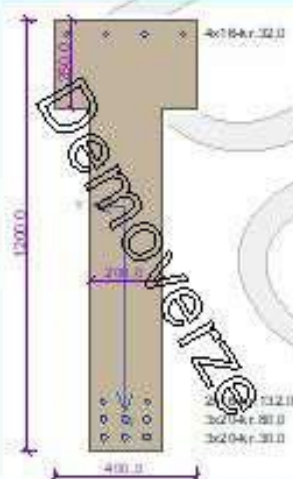
Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	$\Delta\epsilon$ [-]	$s_{t,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
1	Zat. případ 3	22,10	376,40	0,00	$986 \cdot 10^{-6}$	0,146	0,144	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}							0,300	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

VYHOVUJE

Řez X=3,550 m (Dílec "PR2") (3,550m)



Typ prvku: nosník
 Prosfíredi: XC1
Beton: C 30/37
 $f_{tk} = 30,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$
Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)
Ocel příčná: B500 ($f_{tk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)
Vzpěr
 Vzpěr není uvažován
 S tlačíenou výztuží je počítáno.
Obvodové třmínky
 Profil: 10 mm; Vzdálenost: 250,0 mm

Posouzení min. a max. stupně výztužení

Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$\rho_{s1} = 0,00899 \geq \rho_{s,min} = 0,00151 = \text{Vyhovuje}$
 $\rho_s = 0,0107 \leq \rho_{s,max} = 0,04 = \text{Vyhovuje}$

Stupeň výztužení smykovou výztuží

$\rho_{sv,min} = 0,000976 \leq \rho_{sv} = 0,00314 = \text{Vyhovuje}$
 Maximální vzdálenost třmínků $s_{1,max} = 400,0 \text{ mm} = \text{Vyhovuje}$
 Maximální vzdálenost větvi třmínků $s_{2,max} = 600,0 \text{ mm}$

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} N_{Rd} [kN]	M_{Edy} M_{Rdy} [kNm]	M_{Edz} M_{Rdz} [kNm]	V_{Ed} V_{Rd} [kN]	V_{Edy} V_{Rdy} [kN]	Posouzení
1	MSU	36,36 1440,34	1087,90 1114,51	0,00 0,00	181,62 516,13	0,00 0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,min}$ [MPa]	Posouzení
1	MSP-char-15	26,93	747,00	0,00	13,73	330,10	68,97	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_s \cdot f_{tk}$					400,00			

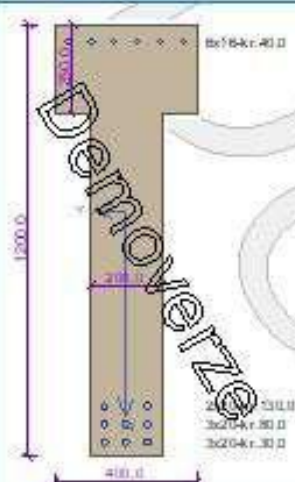
Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	$\Delta\sigma$ [-]	$w_{r,max}$ [mm]	w [mm]	Posouzení
1	Zat. případ 3	22,10	632,80	0,00	0,00121	0,146	0,176	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}							0,300	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

VYHOVUJE

Řez X = 4,000 m (Dílec "PR2") (4,000m)



Typ prvku: nosník
Prostředí: XC1

Beton: C 30/37

$f_{tk} = 30,0$ MPa; $f_{ctm} = 2,9$ MPa; $E_{cm} = 33000$ MPa

Ocel podélná: **B500B** ($f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)

Ocel příčná: **B500** ($f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)

Vzpěr

Vzpěr není uvažován

S tlačnou výztuží je počítáno.

Obvodové třmínky

Profil: 10 mm; Vzdálenost: 250,0 mm

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$\rho_{s1} = 0,00992 \geq \rho_{s,min} = 0,00151$ = **Vyhovuje**

$\rho_s = 0,0128 \leq \rho_{s,max} = 0,04$ = **Vyhovuje**

Posouzení vzdálenosti vložek

Vzdálenosti mezi vložkami vyhovují.

Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$\rho_{sv,min} = 0,000876 \leq \rho_{sv} = 0,00314$ = **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost třmínků $s_{t,max} = 400,0$ mm = **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost větvi třmínků $s_{t,max} = 600,0$ mm

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} N_{Ed} [kN]	M_{Edy} M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} M_{Edz} [kNm]	V_{Edx} V_{Edx} [kN]	V_{Edy} V_{Edy} [kN]	Posouzení
1	MSU-4	36,36 1733,09	1025,79 1216,96	0,00 0,00	159,16 512,14	0,00 0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti **VYHOVUJE**

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,min}$ [MPa]	Posouzení
1	MSP-char-15	26,93	754,63	0,00	13,19	307,41	63,93	Vyhovuje
					Limitní hodnoty $k_s \cdot f_{tk}$		400,00	

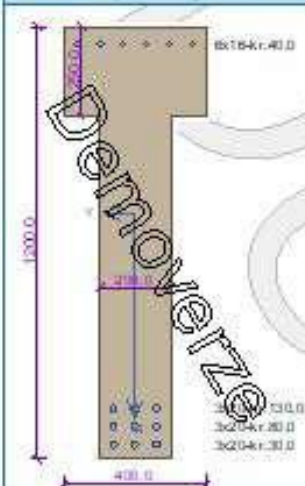
Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	$\Delta\epsilon$ [-]	$s_{t,max}$ [mm]	w [mm]	Posouzení
1	MSP-kvazi-2	22,10	625,75	0,00	0,00108	0,147	0,159	Vyhovuje
							Maximální povolená šířka w_{max}	0,400

Mezní stav použitelnosti **VYHOVUJE**

VYHOVUJE

Rez X = 6,000 m (Dílec "PR2") (6,000m)



Typ prvku: nosník
Prostředí: XC1

Beton: C 30/37

$f_{tk} = 30,0$ MPa; $f_{ctm} = 2,9$ MPa; $E_{cm} = 33000$ MPa

Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)

Ocel příčná: B500 ($f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)

Vzpěr

Vzpěr není uvažován

S tlačnou výztuží je počítáno.

Obvodové třmínky

Profil: 10 mm; Vzdálenost: 250,0 mm

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$\rho_{s1} = 0,0113 \geq \rho_{s,min} = 0,00151$ = Vyhovuje

$\rho_s = 0,0139 \leq \rho_{s,max} = 0,04$ = Vyhovuje

Posouzení vzdálenosti vložek

Vzdálenosti mezi vložkami vyhovují.

Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$\rho_{sv,min} = 0,000876 \leq \rho_{sv} = 0,00314$ = Vyhovuje

Maximální vzdálenost třmínků $s_{t,max} = 400,0$ mm = Vyhovuje

Maximální vzdálenost větvi třmínků $s_{v,max} = 600,0$ mm

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} N_{Ed} [kN]	M_{Edy} M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} M_{Edz} [kNm]	V_{Edx} V_{Edx} [kN]	V_{Edy} V_{Edy} [kN]	Posouzení
1	MSU-4	36,36 1879,47	1340,30 1348,89	0,00 0,00	-50,36 -507,53	0,00 0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,min}$ [MPa]	Posouzení
1	MSP-char-15	26,93	898,45	0,00	15,16	330,27	74,42	Vyhovuje
					Limitní hodnoty $k_s \cdot f_{tk}$		400,00	

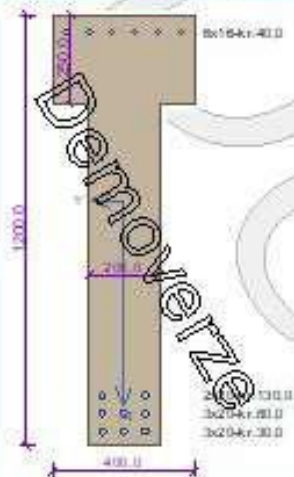
Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	Δs [-]	$s_{l,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
1	MSP-kvazi-2	22,10	734,59	0,00	0,00115	0,144	0,186	Vyhovuje
							Maximální povolená šířka w_{max}	0,400

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

VYHOVUJE

Řez X = 8,000 m (Dílec "PR2") (8,000m)



Typ prvku: nosník
Prostředí: XC1
Beton: C 30/37
 $f_{tk} = 30,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$
Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)
Ocel příčná: B500 ($f_{tk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)
Vzpěr
Vzpěr není uvažován
S tlačnou výztuží je počítáno.
Obvodové třmínky
Profil: 10 mm; Vzdálenost: 250,0 mm

Posouzení min. a max. stupně výztužení

Nosník (tlažená výztuž - minimum; celková výztuž - maximum):

$$\rho_{s1} = 0,00992 \geq \rho_{s,min} = 0,00151 = \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,0126 \leq \rho_{s,max} = 0,04 = \text{Vyhovuje}$$

Posouzení vzdálenosti vložek

Vzdálenosti mezi vložkami vyhovují.

Stupeň výztužení smykovou výztuží

$$\rho_{sv,min} = 0,000876 \leq \rho_{sv} = 0,00314 = \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost třmínků } s_{t,max} = 400,0 \text{ mm} = \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost větvi třmínků } s_{tr,max} = 600,0 \text{ mm}$$

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} N_{Rd} [kN]	M_{Edy} M_{Rdy} [kNm]	M_{Edz} M_{Rdz} [kNm]	V_{Edx} V_{Rdx} [kN]	V_{Edy} V_{Rdy} [kN]	Posouzení
1	MSU-4	36,36 1733,09	1004,04 1216,96	0,00 0,00	-153,89 -512,14	0,00 0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	σ_c [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,min}$ [MPa]	Posouzení
1	MSP-char-15	26,93	742,41	0,00	12,98	302,50	62,88	Vyhovuje
					Limitní hodnoty $k_3 \cdot f_{tk}$		400,00	

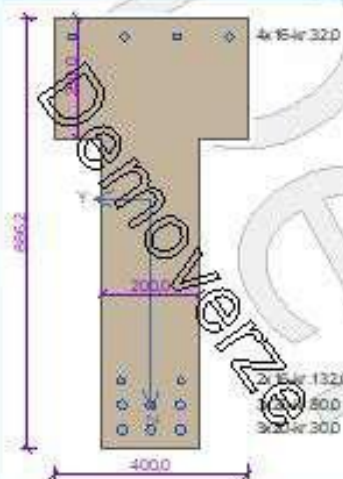
Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	Δs [-]	$s_{l,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
1	MSP-kvazi-2	22,10	621,93	0,00	0,00107	0,147	0,158	Vyhovuje
							Maximální povolená šířka w_{max}	0,400

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

VYHOVUJE

Rez X=10,000 m (Dílec "PR2") (10,000m)



Typ prvku: nosník
 Prosfředí: XC1
Beton: C 30/37
 $f_{tk} = 30,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$
Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)
Ocel příčná: B500 ($f_{tk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)
Vzpěr
 Vzpěr není uvažován
 S tlačnou výztuží je počítáno.
Obvodové třmínky
 Profil: 10 mm; Vzdálenost: 150,0 mm

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$\rho_{s1} = 0,0119 \geq \rho_{s,min} = 0,00151$ = **Vyhovuje**
 $\rho_s = 0,0136 \leq \rho_{s,max} = 0,04$ = **Vyhovuje**

Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$\rho_{sv,min} = 0,000976 \leq \rho_{sv} = 0,00524$ = **Vyhovuje**
 Maximální vzdálenost třmínků $s_{1,max} = 400,0 \text{ mm}$ = **Vyhovuje**
 Maximální vzdálenost větví třmínků $s_{2,max} = 600,0 \text{ mm}$

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} N_{Ed} [kN]	M_{Edy} M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} M_{Edz} [kNm]	V_{Edx} V_{Edx} [kN]	V_{Edy} V_{Edy} [kN]	Posouzení
1	MSU	36,36 1440,34	664,30 778,65	0,00 0,00	258,97 349,02	0,00 0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti **VYHOVUJE**

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,min}$ [MPa]	Posouzení
1	MSP-char-15	26,93	472,40	0,00	14,62	298,42	69,73	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_3 \cdot f_{tk}$					400,00			

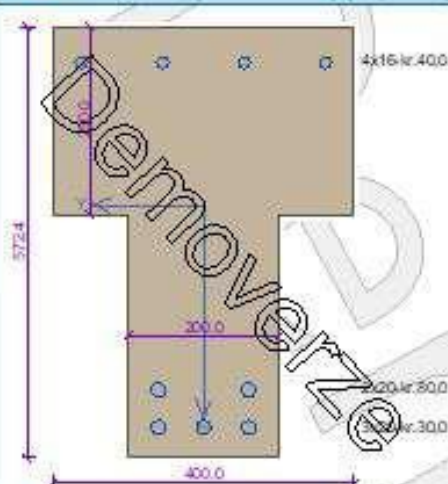
Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	$\Delta\epsilon$ [-]	$s_{r,max}$ [mm]	w [mm]	Posouzení
1	Zat. případ 3	22,10	376,40	0,00	$986 \cdot 10^{-6}$	0,146	0,144	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}							0,300	

Mezní stav použitelnosti **VYHOVUJE**

VYHOVUJE

Rez X = 11,300 m (Dílec "PR2") (11,300m)



Typ prvku: nosník

Prostředí: XC1

Beton: C 30/37

$f_{tk} = 30,0$ MPa; $f_{ctm} = 2,9$ MPa; $E_{cm} = 33000$ MPa

Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)

Ocel příčná: B500 ($f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)

Vzpěr

Vzpěr není uvažován

S tlačnou výztuží je počítáno.

Obvodové třmínky

Profil: 10 mm; Vzdálenost: 75,0 mm

Spony, vnitřní třmínky svazlé

Profil: 10 mm; Vzdálenost: 150,0 mm; Střihy: 1

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Nosník (lažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$\rho_{s,1} = 0,0113 \geq \rho_{s,min} = 0,00151 =$ **Vyhovuje**

$\rho_s = 0,0144 \leq \rho_{s,max} = 0,04 =$ **Vyhovuje**

Posouzení vzdálenosti vložek

Vzdálenosti mezi vložkami vyhovují.

Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$\rho_{w,min} = 0,000876 \leq \rho_w = 0,0131 =$ **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost třmínků $s_{t,max} = 393,3$ mm = **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost větší třmínků $s_{t,max} = 393,3$ mm

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} N_{Rd} [kN]	M_{Edy} M_{Rdy} [kNm]	M_{Edz} M_{Rdz} [kNm]	V_{Edx} V_{Rdx} [kN]	V_{Edy} V_{Rdy} [kN]	Posouzení
1	MSU-4	96,96 1106,60	210,40 329,58	0,00 0,00	-316,68 -503,54	0,00 0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti **VYHOVUJE**

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,min}$ [MPa]	Posouzení
1	MSP-char-15	26,93	155,21	0,00	11,32	227,52	41,91	Vyhovuje
					Limitní hodnoty $k_3 + f_{tk}$		400,00	

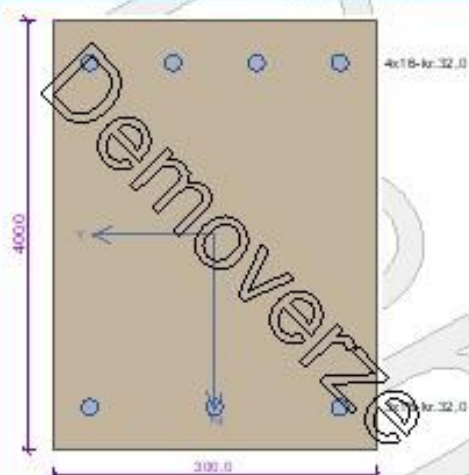
Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	A_s [-]	$s_{t,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
1	MSP-kvazi-2	22,10	131,92	0,00	$773 \cdot 10^{-6}$	0,155	0,120	Vyhovuje
							Maximální povolená šířka w_{max}	0,400

Mezní stav použitelnosti **VYHOVUJE**

VYHOVUJE

Rez X=0,300 m (Dílec "V1") (0,300m)



Typ prvku: nosník
 Prostor: XC1
Beton: C 30/37
 $f_{tk} = 30,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$
Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)
Ocel příčná: B500 ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)
Vzpěr
 Vzpěr není uvažován
 S tlačnou výztuží je počítáno.
Obvodové třmínky
 Profil: 6 mm; Vzdálenost: 125,0 mm

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$\rho_{s,1} = 0,00559 \geq \rho_{s,min} = 0,00151 \rightarrow$ **Vyhovuje**

$\rho_s = 0,0117 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \rightarrow$ **Vyhovuje**

Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$\rho_{sv,min} = 0,000876 \leq \rho_{sv} = 0,00151 \rightarrow$ **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost třmínků $s_{t,max} = 270,0 \text{ mm} \rightarrow$ **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost větví třmínků $s_{t,max} = 270,0 \text{ mm}$

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} N_{Rd} [kN]	M_{Edy} M_{Rdy} [kNm]	M_{Edz} M_{Rdz} [kNm]	V_{Edz} V_{Rdz} [kN]	V_{Edy} V_{Rdy} [kN]	Posouzení
1	MSU-31	-16,83 -2962,97	62,20 94,36	0,00 0,00	69,15 115,71	0,00 0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti **VYHOVUJE**

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,min}$ [MPa]	Posouzení
1	MSP-char-3	-13,02	48,90	0,00	10,81	233,47	32,29	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_{\sigma} = f_{tk}$					400,00			

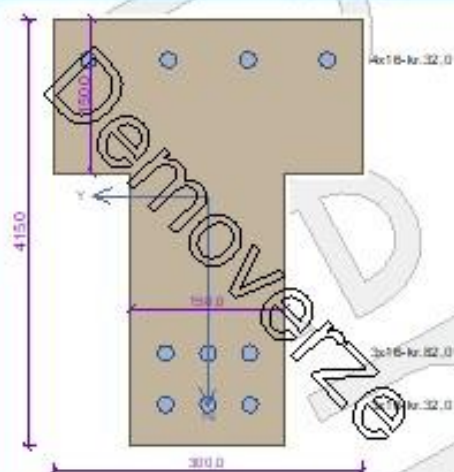
Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	$\Delta \epsilon$ [-]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
1	MSP-kvazi	-8,97	39,10	0,00	$616 \cdot 10^{-6}$	0,228	0,140	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}							0,300	

Mezní stav použitelnosti **VYHOVUJE**

VYHOVUJE

Rez X=0,750 m (Dílec "V1") (0,750m)



Typ prvku: nosník
Prostředí: XC1

Beton: C 30/37

$f_{tk} = 30,0$ MPa; $f_{ctm} = 2,9$ MPa; $E_{cm} = 33000$ MPa

Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)

Ocel příčná: B500 ($f_{tk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)

Vzpěr

Vzpěr není uvažován

S tlačnou výztuží je počítáno.

Obvodové třmínky

Profil: 6 mm; Vzdálenost: 125,0 mm

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$\rho_{s1} = 0,0186 \geq \rho_{s,min} = 0,00151$ = Vyhovuje

$\rho_s = 0,0237 \leq \rho_{s,max} = 0,04$ = Vyhovuje

Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$\rho_{sv,min} = 0,000876 \leq \rho_{sv} = 0,00302$ = Vyhovuje

Maximální vzdálenost třmínků $s_{t,max} = 281,2$ mm = Vyhovuje

Maximální vzdálenost větvi třmínků $s_{t,max} = 281,2$ mm

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed}	M_{Edy}	M_{Edz}	V_{Edz}	V_{Edy}	Posouzení
		N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Edy} [kN]	
1	MSU-31	-16,83	129,30	0,00	59,30	0,00	Vyhovuje
		-2499,25	172,21	0,00	109,17	0,00	

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí

č.	Název	N_{Ed}	M_{Edy}	M_{Edz}	σ_c	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$	Posouzení
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
1	MSP-char-3	-13,02	102,60	0,00	-18,01	289,90	66,59	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_3 \cdot f_{tk}$						400,00		

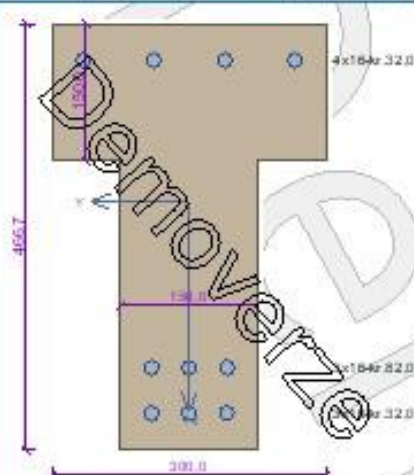
Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed}	M_{Edy}	M_{Edz}	Δc	$s_{r,max}$	w	Posouzení
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[-]	[m]	[mm]	
1	MSP-kvazi	-8,97	81,90	0,00	$901 \cdot 10^{-6}$	0,147	0,133	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}							0,300	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

VYHOVUJE

Rez X=2,000 m (Dílec "V1") (2,000m)



Typ prvku: nosník
Prostředí: XC1

Beton: C 30/37

$f_{tk} = 30,0$ MPa; $f_{ctm} = 2,9$ MPa; $E_{cm} = 33000$ MPa

Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)

Ocel příčná: B500 ($f_{tk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)

Vzpěr

Vzpěr není uvažován

S tlačnou výztuží je počítáno.

Obvodové třmínky

Profil: 6 mm; Vzdálenost: 200,0 mm

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$\rho_{s1} = 0,0166 \geq \rho_{s,min} = 0,00151$ = Vyhovuje

$\rho_s = 0,0217 \leq \rho_{s,max} = 0,04$ = Vyhovuje

Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$\rho_{w,min} = 0,000876 \leq \rho_w = 0,00188$ = Vyhovuje

Maximální vzdálenost třmínků $s_{t,max} = 320,0$ mm = Vyhovuje

Maximální vzdálenost větví třmínků $s_{t,max} = 320,0$ mm

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} N_{Ed} [kN]	M_{Edy} M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} M_{Edz} [kNm]	V_{Edz} V_{Edz} [kN]	V_{Edy} V_{Edy} [kN]	Posouzení
1	MSU-31	-16,83 -2654,35	111,20 201,09	0,00 0,00	35,16 79,34	0,00 0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,min}$ [MPa]	Posouzení
1	MSP-char-3	-13,02	86,00	0,00	12,15	206,52	47,35	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_3 = f_{tk}$					400,00			

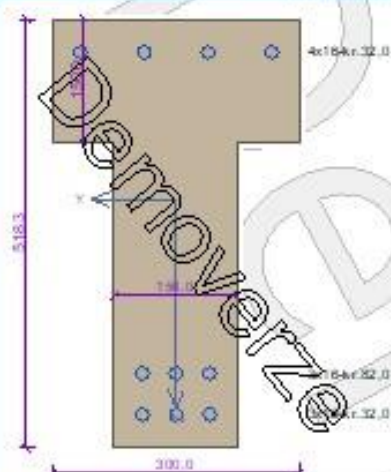
Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	Δc [-]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
1	MSP-kvazi	-8,97	69,70	0,00	$621 \cdot 10^{-6}$	0,147	0,091	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}							0,300	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

VYHOVUJE

Rez X=3,550 m (Dílec "V1") (3,550m)



Typ prvku: nosník
Prostředí: XC1

Beton: C 30/37

$f_{tk} = 30,0$ MPa; $f_{ctm} = 2,9$ MPa; $E_{cm} = 33000$ MPa

Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)

Ocel příčná: B500 ($f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)

Vzpěr

Vzpěr není uvažován

S tlačnou výztuží je počítáno.

Obvodové třmínky

Profil: 6 mm; Vzdálenost: 200,0 mm

Posouzení min. a max. stupně výztužení

Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$\rho_{s1} = 0,015 \geq \rho_{s,min} = 0,00151 =$ **Vyhovuje**

$\rho_s = 0,0201 \leq \rho_{s,max} = 0,04 =$ **Vyhovuje**

Stupeň výztužení smykovou výztuží

$\rho_{sv,min} = 0,000876 \leq \rho_{sv} = 0,00188 =$ **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost třmínků $s_{r,max} = 358,7$ mm = **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost větví třmínků $s_{r,max} = 358,7$ mm

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} N_{Ed} [kN]	M_{Edy} M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} M_{Edz} [kNm]	V_{Edz} V_{Edz} [kN]	V_{Edy} V_{Edy} [kN]	Posouzení
1	MSU-31	-16,83 -2809,15	100,20 230,16	0,00 0,00	-9,77 -90,43	0,00 0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti **VYHOVUJE**

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,min}$ [MPa]	Posouzení
1	MSP-char-3	-13,02	76,10	0,00	-8,89	158,56	36,13	Vyhovuje
					Limitní hodnoty $k_3 = f_{tk}$		400,00	

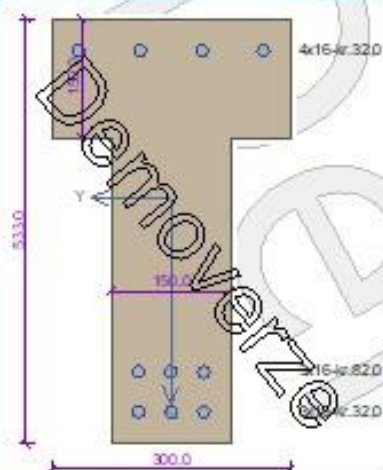
Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	Δc [-]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
1	MSP-kvazi	-8,97	62,40	0,00	$455 \cdot 10^{-6}$	0,147	0,067	Vyhovuje
							Maximální povolená šířka w_{max}	0,300

Mezní stav použitelnosti **VYHOVUJE**

VYHOVUJE

Rez X=4,000 m (Dílec "V1") (4,000m)



Typ prvku: nosník
Prostředí: XC1

Beton: C 30/37

$f_{tk} = 30,0$ MPa; $f_{ctm} = 2,9$ MPa; $E_{cm} = 33000$ MPa

Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)

Ocel příčná: B500 ($f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)

Vzpěr

Vzpěr není uvažován

S tláčenou výztuží je počítáno.

Obvodové třmínky

Profil: 6 mm; Vzdálenost: 200,0 mm

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$\rho_{s,1} = 0,0146 \geq \rho_{s,min} = 0,00151$ = **Vyhovuje**

$\rho_s = 0,0196 \leq \rho_{s,max} = 0,04$ = **Vyhovuje**

Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$\rho_{w,min} = 0,000876 \leq \rho_w = 0,00188$ = **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost třmínků $s_{r,max} = 369,8$ mm = **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost větví třmínků $s_{r,max} = 369,8$ mm

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed}	M_{Edy}	M_{Edz}	V_{Edz}	V_{Edy}	Posouzení
		N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Edy} [kN]	
1	MSU-31	-16,83	101,30	0,00	-17,95	0,00	Vyhovuje
		-2853,25	238,48	0,00	-93,59	0,00	

Mezní stav únosnosti **VYHOVUJE**

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí

č.	Název	N_{Ed}	M_{Edy}	M_{Edz}	σ_s	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$	Posouzení
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
1	MSP-char-3	-13,02	76,50	0,00	-8,50	153,69	34,87	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_2 \cdot f_{tk}$					400,00			

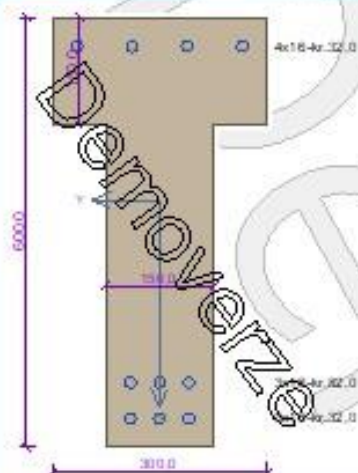
Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed}	M_{Edy}	M_{Edz}	Δc	$s_{r,max}$	w	Posouzení
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[-]	[m]	[mm]	
1	MSP-kvazi	-8,97	63,30	0,00	$443 \cdot 10^{-6}$	0,147	0,065	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}							0,300	

Mezní stav použitelnosti **VYHOVUJE**

VYHOVUJE

Řez X=6,000 m (Dílec "V1") (6,000m)



Typ prvku: nosník
Prostředí: XC1

Beton: C 30/37

$f_{tk} = 30,0$ MPa; $f_{ctm} = 2,9$ MPa; $E_{cm} = 33000$ MPa

Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)

Ocel příčná: B500 ($f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)

Vzpěr

Vzpěr není uvažován

S tlačnou výztuží je počítáno.

Obvodové třmínky

Profil: 6 mm; Vzdálenost: 200,0 mm

Posouzení min. a max. stupně výztužení

Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$\rho_{s1} = 0,013 \geq \rho_{s,min} = 0,00151 \Rightarrow$ Vyhovuje

$\rho_s = 0,0179 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ Vyhovuje

Stupeň výztužení smykovou výztuží

$\rho_{sv,min} = 0,000876 \leq \rho_{sv} = 0,00188 \Rightarrow$ Vyhovuje

Maximální vzdálenost třmínků $s_{t,max} = 400,0$ mm \Rightarrow Vyhovuje

Maximální vzdálenost větví třmínků $s_{t,max} = 420,0$ mm

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed}	M_{Edy}	M_{Edz}	V_{Edz}	V_{Edy}	Posouzení
		N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Edy} [kN]	
1	MSU-31	-16,83	167,90	0,00	58,86	0,00	Vyhovuje
		-3054,25	276,67	0,00	107,99	0,00	

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí

č.	Název	N_{Ed}	M_{Edy}	M_{Edz}	σ_c	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$	Posouzení
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
1	MSP-char-3	-13,02	126,70	0,00	11,35	221,38	48,03	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_3 = f_{tk}$						400,00		

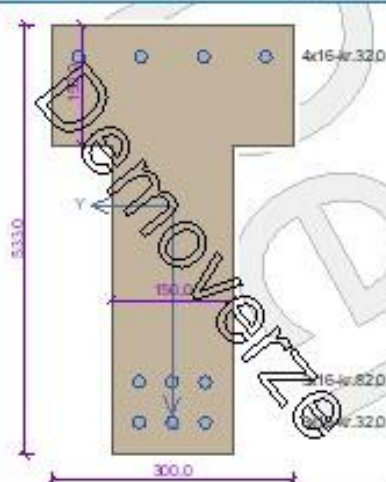
Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed}	M_{Edy}	M_{Edz}	Δc	$s_{r,max}$	w	Posouzení
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[-]	[m]	[mm]	
1	MSP-kvazi	-8,97	104,50	0,00	$710 \cdot 10^{-6}$	0,147	0,105	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}							0,300	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

VYHOVUJE

Řez X=8,000 m (Dílec "V1") (8,000m)



Typ prvku: nosník
Prostředí: XC1

Beton: C 30/37

$f_{tk} = 30,0$ MPa; $f_{ctm} = 2,9$ MPa; $E_{cm} = 33000$ MPa

Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)

Ocel příčná: B500 ($f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)

Vzpěr

Vzpěr není uvažován

S tlačnou výztuží je počítáno.

Obvodové třmínky

Profil: 6 mm; Vzdálenost: 200,0 mm

Posouzení min. a max. stupně výztužení

Nosník (lažena výztuž - minimum, celková výztuž - maximum)

$\rho_{s1} = 0,0146 \geq \rho_{s,min} = 0,00151$ = **Vyhovuje**

$\rho_s = 0,0196 \leq \rho_{s,max} = 0,04$ = **Vyhovuje**

Stupeň výztužení smykovou výztuží

$\rho_{w,min} = 0,000876 \leq \rho_w = 0,00188$ = **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost třmínků $s_{t,max} = 369,8$ mm = **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost větví třmínků $s_{t,max} = 369,8$ mm

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} N_{Rd} [kN]	M_{Edy} M_{Rdy} [kNm]	M_{Edz} M_{Rdz} [kNm]	V_{Edz} V_{Rdz} [kN]	V_{Edy} V_{Rdy} [kN]	Posouzení
1	MSU-31	-16,83 -2853,25	106,60 238,46	0,00 0,00	13,89 93,59	0,00 0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti **VYHOVUJE**

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,min}$ [MPa]	Posouzení
1	MSP-char-3	-13,02	60,00	0,00	8,88	160,93	36,42	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_s \cdot f_{tk}$					400,00			

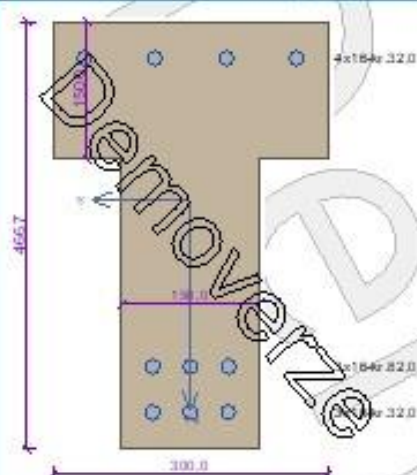
Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	$\Delta\epsilon$ [-]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
1	MSP-kvazi	-8,97	67,40	0,00	$483 \cdot 10^{-6}$	0,147	0,071	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}							0,300	

Mezní stav použitelnosti **VYHOVUJE**

VYHOVUJE

Řez X=10,000 m (Dílec "V1") (10,000m)



Typ prvku: nosník
Prostředí: XC1

Beton: C 30/37

$f_{tk} = 30,0$ MPa; $f_{ctm} = 2,9$ MPa; $E_{cm} = 33000$ MPa

Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)

Ocel příčná: B500 ($f_{tk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)

Vzpěr

Vzpěr není uvažován

S tlacenou výztuží je počítáno.

Obvodové třmínky

Profil: 6 mm; Vzdálenost: 200,0 mm

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$\rho_{s1} = 0,0166 \geq \rho_{s,min} = 0,00151$ = Vyhovuje

$\rho_s = 0,0217 \leq \rho_{s,max} = 0,04$ = Vyhovuje

Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$\rho_{w,min} = 0,000876 \leq \rho_w = 0,00188$ = Vyhovuje

Maximální vzdálenost třmínků $s_{r,max} = 320,0$ mm = Vyhovuje

Maximální vzdálenost větví třmínků $s_{r,max} = 320,0$ mm

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Edx} [kN]	V_{Edy} [kN]	Posouzení
1	MSU-31	-16,83	101,20	0,00	-38,46	0,00	Vyhovuje
		-2654,35	201,09	0,00	-79,34	0,00	

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,min}$ [MPa]	Posouzení
1	MSP-char-3	-13,02	76,60	0,00	-10,83	183,46	42,30	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_3 \cdot f_{tk}$					400,00			

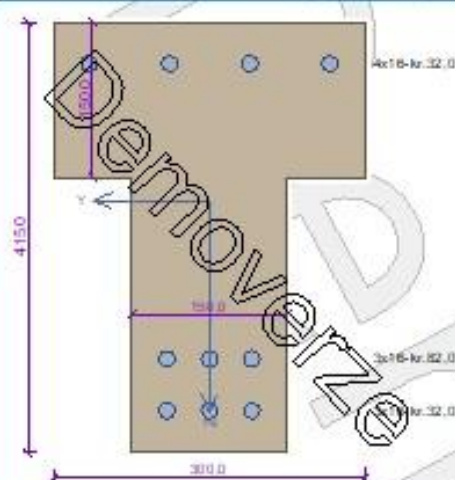
Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	Δs [-]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
1	MSP-kvazi	-8,97	64,20	0,00	$558 \cdot 10^{-6}$	0,147	0,082	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}							0,300	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

VYHOVUJE

Řez X=11,300 m (Dílec "V1") (11,300m)



Typ prvku: nosník
Prostředí: XC1

Beton: C 30/37

$f_{tk} = 30,0$ MPa; $f_{ctm} = 2,9$ MPa; $E_{cm} = 33000$ MPa

Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)

Ocel příčná: B500 ($f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)

Vzpěr

Vzpěr není uvažován

S tlačnou výztuží je počítáno.

Obvodové třmínky

Profil: 6 mm; Vzdálenost: 125,0 mm

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$\rho_{s,1} = 0,0186 \geq \rho_{s,min} = 0,00151$ = **Vyhovuje**

$\rho_s = 0,0237 \leq \rho_{s,max} = 0,04$ = **Vyhovuje**

Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$\rho_{sv,min} = 0,000876 \leq \rho_{sv} = 0,00302$ = **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost třmínků $s_{t,max} = 281,2$ mm = **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost větví třmínků $s_{t,max} = 281,2$ mm

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} N_{Rd} [kN]	M_{Edy} M_{Rdy} [kNm]	M_{Edz} M_{Rdz} [kNm]	V_{Edx} V_{Rdx} [kN]	V_{Edy} V_{Rdy} [kN]	Posouzení
1	MSU-31	-16,83 -2499,25	101,10 172,21	0,00 0,00	-58,18 -109,17	0,00 0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti **VYHOVUJE**

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,min}$ [MPa]	Posouzení
1	MSP-char-3	-13,02	75,40	0,00	13,27	211,85	49,25	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_3 = f_{tk}$						400,00		

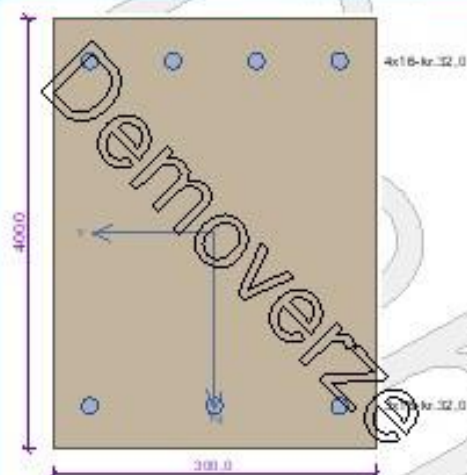
Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	$\Delta\epsilon$ [-]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
1	MSP-kvazi	-8,97	63,20	0,00	$657 \cdot 10^{-6}$	0,147	0,097	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}							0,300	

Mezní stav použitelnosti **VYHOVUJE**

VYHOVUJE

Rez X=11,700 m (Dílec "V1") (11,700m)



Typ prvku: nosník
 Prostředí: XC1
Beton: C 30/37
 $f_{tk} = 30,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$
Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)
Ocel příčná: B500 ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)
Vzpěr
 Vzpěr není uvažován
 S tlačnou výztuží je počítáno.
Obvodové třmínky
 Profil: 6 mm; Vzdálenost: 125,0 mm

Posouzení min. a max. stupně výztužení

Nosník (lažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$$\rho_{s1} = 0,00559 \geq \rho_{s,min} = 0,00151 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,0117 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Stupeň výztužení smykovou výztuží

$$\rho_{sv,min} = 0,000876 \leq \rho_{sv} = 0,00151 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost třmínků } s_{t,max} = 270,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost větví třmínků } s_{t,max} = 270,0 \text{ mm}$$

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} N_{Rd1} [kN]	M_{Edy} M_{Rdy} [kNm]	M_{Edz} M_{Rdz} [kNm]	V_{Edz} V_{Rdz} [kN]	V_{Edy} V_{Rdy} [kN]	Posouzení
1	MSU-31	-16,83 -2962,97	65,80 94,36	0,00 0,00	-54,56 -115,71	0,00 0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	σ_c [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,min}$ [MPa]	Posouzení
1	MSP-char-3	-13,02	48,00	0,00	10,61	228,96	31,72	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_3 \cdot f_{tk}$					400,00			

Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	Δs [-]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
1	MSP-kvazi	-8,97	40,40	0,00	$648 \cdot 10^{-6}$	0,228	0,147	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}							0,300	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

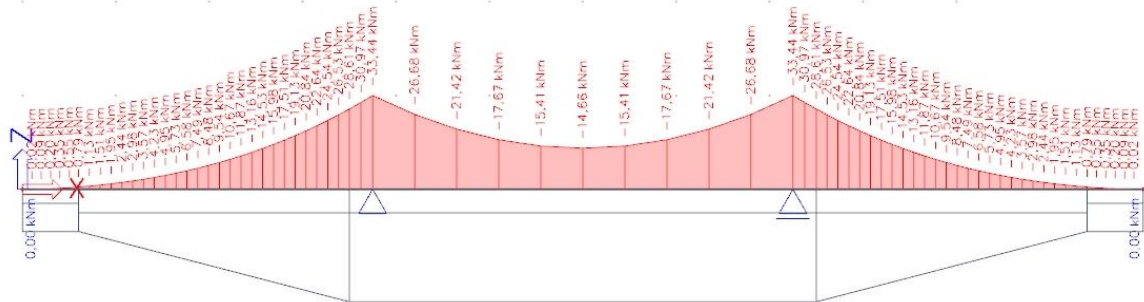
VYHOVUJE

7. Transportní stádium

Prvek PR2

Prvek ukládat a transportovat na podložkách (např. dřevěný hranol či systémové stojany) ve vzdálenosti 3,75 m od okraje vazníku. Zdvíhat pouze pomocí transportní latě, manipulovat ve vodorovné poloze.

Únosnosti průřezu vyztužených viz kapitola 4.8.

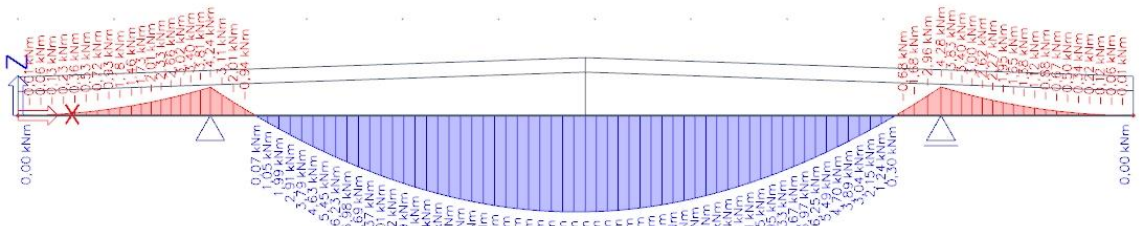


$$M_{Ed,max} = 33,44 \text{ kNm} < M_{Rd} = 623,58 \text{ kNm}$$

VYHOVÍ

Prvek V1

Prvek ukládat a transportovat na podložkách (např. dřevěný hranol či systémové stojany) ve vzdálenosti 2,0 m od okraje vazníku. Zdvíhat pouze pomocí transportní latě, manipulovat ve vodorovné poloze.



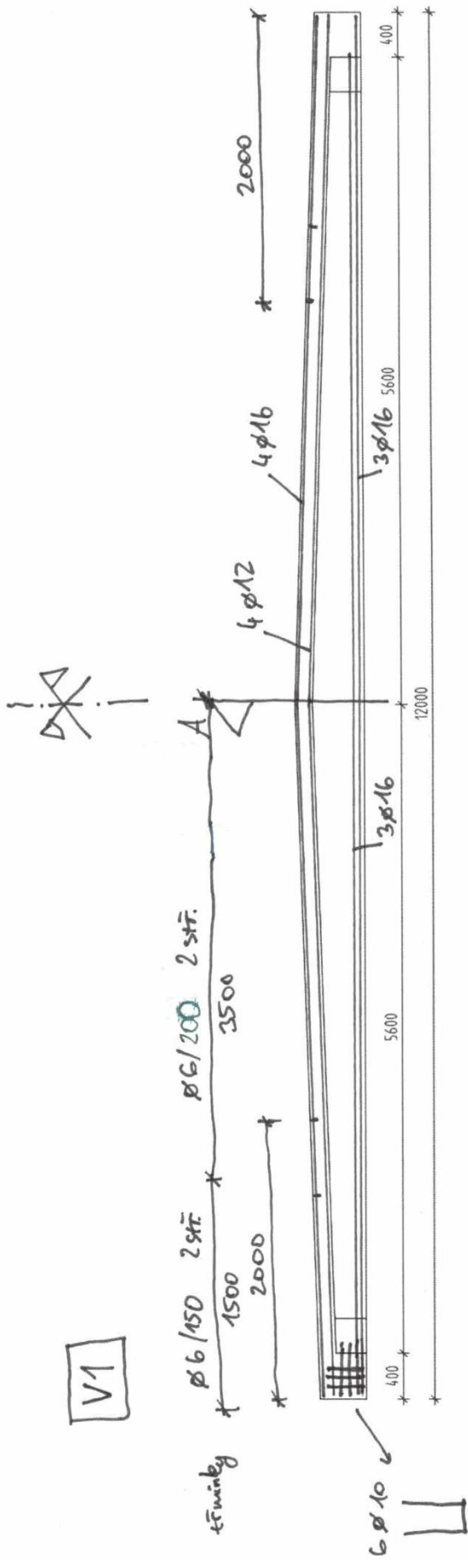
$$M_{Ed,min} = 4,24 \text{ kNm} < M_{Rd} = 159,7 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,max} = 14,46 \text{ kNm} < M_{Rd} = 1331,3 \text{ kNm}$$

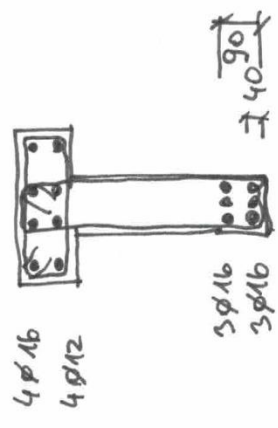
VYHOVÍ

8. Závěr

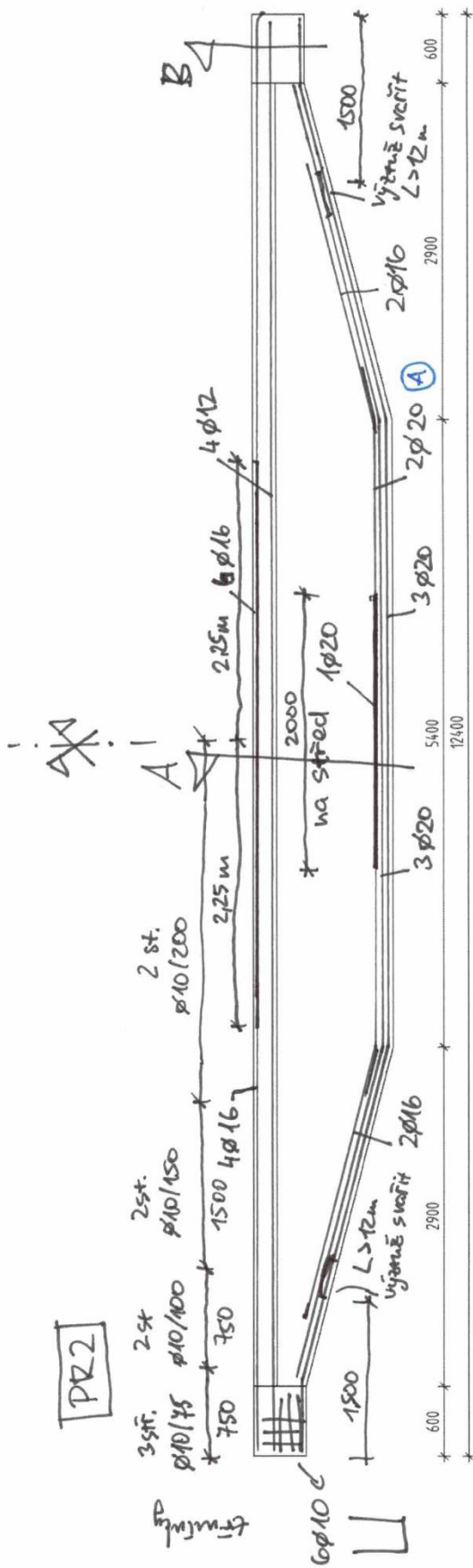
Navržené prvky vyhoví v posouzení MSÚ, průhyb, maximální šířka trhliny i na únosnost po vzniku trhlin. Únosnost vyhoví i na transportní stádium. Schémata výztuže přiložena.



ŘEZ A

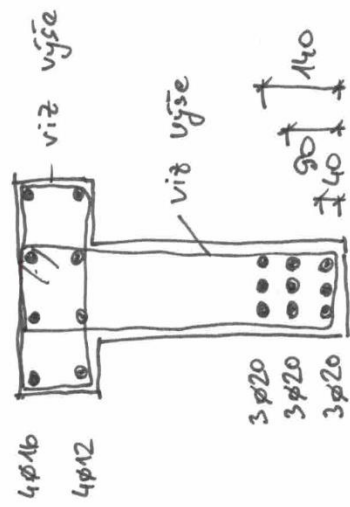


KONSTRUKČNÍ VÝZTUŽ
 $\phi 12/250$ mm



① 2φ20

ŘEZ A



KONSTRUKČNÍ VÝZTUŽ

Ø12 / 250 mm

POZNÁTKA:

VE 2. ŘADĚ SPODNÍ PODÉLNÉ VÝZTUŽE
STŘEDNÍ PRUT O 125 Π Z KAŽDÉ STRANY KRATŠÍ

9. Literatura:

9.1. Normy:

[1] ČSN EN 1990 Eurokód: Základy navrhování konstrukcí, ČSNI, 2004

[2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Obecná zatížení – Část 1-1: Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení budov, ČSNI, 2006

[3] ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem, ČSNI, 2004

[4] ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem, ČSNI, 2005

[5] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby