

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

**Fakulta stavební**

**Katedra betonových a zděných konstrukcí**



**BAKALÁŘSKÁ PRÁCE**

**Analýza napětí kritických oblastí stěnových nosníků**

Vedoucí práce: Ing. Michaela Frantová, Ph.D.

Vypracoval: Jaroslav Pospíchal

Květen 2022

## ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Pospíchal Jméno: Jaroslav Osobní číslo: 440739  
Zadávací katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí (K133)  
Studijní program: Stavební inženýrství  
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

### II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Analýza napětí kritických oblastí stěnových nosníků

Název bakalářské práce anglicky: Stress analysis critical areas of deep beams

Pokyny pro vypracování:

- výběr vhodné referenční stavby
- popis metod pro analýzu stěnových nosníků
- analýza vybraného stěnového nosníku pomocí různých přístupů - STM, MKP
- návrh vyztužení kritických detailů stěnového nosníku

Seznam doporučené literatury:

Betonové vícepodlažní a halové budovy - prof. Ing. Jaroslav Procházka, CSc.; Ing. Jiří Šmejkal, CSc.  
Kohoutková A., Procházka J., Šmejkal J.; Modelování a vyztužování betonových prvků; ČVUT v Praze, Praha 2013

Jméno vedoucího bakalářské práce: Ing. Michaela Frantová, Ph.D.

Datum zadání bakalářské práce: 17. 2. 2022

Termín odevzdání BP v IS KOS: 15. 5. 2022

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“.*

17. 2. 2022

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

## **Čestné prohlášení**

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci na téma Analýza napětí kritických oblastí stěnových nosníků zpracoval sám. Veškeré prameny a zdroje informací, které jsem použil k sepsání této práce, byly citovány v poznámkách pod čarou a jsou uvedeny v seznamu použitých pramenů a literatury.

V Praze dne:

Podpis:

## **Poděkování**

Děkuji paní Ing. Michaele Frantové, Ph.D. za její odborné vedení mé bakalářské práce, za její vstřícný přístup, trpělivost a za čas věnovaný konzultacím nad běžný rámec. Dále chci poděkovat panu prof. Ing. Petru Štemberkovi, Ph.D., D. Eng. za cenné rady a tipy.

V neposlední řadě děkuji také panu doc. Ing. Petru Bílému, Ph.D., paní Ing. Haně Hanzlové, CSc. a paní Ing. Lence Hanzalové, Ph.D. za ochotu, bez které by nebylo možné psát tuto práci.

**ANALÝZA NAPĚTÍ KRITICKÝCH OBLASTÍ  
STĚNOVÝCH NOSNÍKŮ**

**STRESS ANALYSIS CRITICAL AREAS OF DEEP BEAMS**

## **ABSTRAKT**

Bakalářská práce se zabývá problematikou stěnových nosníků. Na základních typech stěnových nosníků jsou ukázány průběhy napětí a principy sestavování modelů z náhradní příhradoviny. Tyto poznatky jsou pak aplikovány na plný spojitý stěnový nosník, ke kterému byl na základě průběhu hlavních napětí z programu SCIA Engineering 21 sestaven model náhradní příhradoviny. Následně byly zhodnoceny jejich výhody a nevýhody. Pro kritické části nosníku je navržena, posouzena a schematicky zakreslena výztuž.

## **KLÍČOVÁ SLOVA**

Spojitý stěnový nosník, příhradová analogie, vzpěry, táhla, styčníky, kritická místa, analýza stěnového nosníku

## **ABSTRACT**

The bachelor thesis deals with the problem of deep beams. The basic types of deep beams are used to show the stress waveforms and the principles of assembling models from the replacement truss. These findings are then applied to a full continuous deep beam, to which a replacement truss model was constructed based on the principal stress waveforms from the SCIA Engineering 21 program. Subsequently, their advantages and disadvantages were evaluated. Reinforcement was designed, assessed and schematically drawn for critical areas of the beams.

## **KEY WORDS**

Continuous deep beam, strut and tie, struts, ties, joints, critical areas, deep beam analysis

## Obsah

1. Úvod.....	- 9 -
2. Stěnové nosníky .....	- 11 -
2.1 Stručná historie vyšetřování stěnových nosníků .....	- 11 -
2.2 Průběhy napětí na stěnovém nosníku .....	- 12 -
2.2.1 Průběhy napětí na stěnovém nosníku od přímého zatížení .....	- 13 -
2.2.2 Průběhy napětí na stěnovém nosníku od nepřímého zatížení .....	- 14 -
2.2.3 Průběhy napětí na spojitém stěnovém nosníku od přímého zatížení .....	- 15 -
2.2.4 Průběhy napětí na stěnovém nosníku s konzolou .....	- 16 -
2.2.5 Pravidla vyztužování stěnových nosníků .....	- 16 -
2.3 Příklady stěnových nosníků v praxi.....	- 18 -
3. Popis metod pro analýzu stěnových nosníků .....	- 19 -
3.1 Analýza a idealizace konstrukce.....	- 19 -
3.2 Strut and Tie .....	- 21 -
3.2.1 Vzpěry (Struts).....	- 22 -
3.2.2 Táhla (Ties).....	- 23 -
3.2.3 Styčníky (Joints) .....	- 23 -
4. Výběr referenční stavby .....	- 26 -
4.1 Seznámení s řešeným objektem.....	- 26 -
4.2 Architektonické řešení objektu .....	- 27 -
4.1 Konstrukční řešení objektu.....	- 27 -
5. Analýza stěnového nosníku.....	- 28 -
5.1 Zatížení .....	- 29 -
5.1.1 Stálé zatížení .....	- 30 -
5.1.2 Proměnné zatížení .....	- 30 -
5.1.3 Kombinace zatěžovacích stavů .....	- 31 -
5.2 Výpočet napětí.....	- 31 -
5.2.1 Návrh modelu Strut and Tie.....	- 34 -
5.2.2 Zatížení působící na stěnový nosník .....	- 36 -
5.2.3 Výpočet osových sil.....	- 37 -
5.3 Posouzení Strut and Tie modelu .....	- 39 -
5.3.1 Předběžné ověření kritického styčníku N2 .....	- 39 -
5.3.2 Návrh a posouzení vzpěr.....	- 40 -
5.3.3 Návrh a posouzení táhel.....	- 47 -
5.3.4 Posouzení styčníků.....	- 48 -

6. Závěr.....	- 50 -
7. Seznam použité literatury .....	- 51 -
8. Seznam obrázků .....	- 52 -
9. Seznam tabulek .....	- 54 -
10. Seznam použitých programů.....	- 54 -



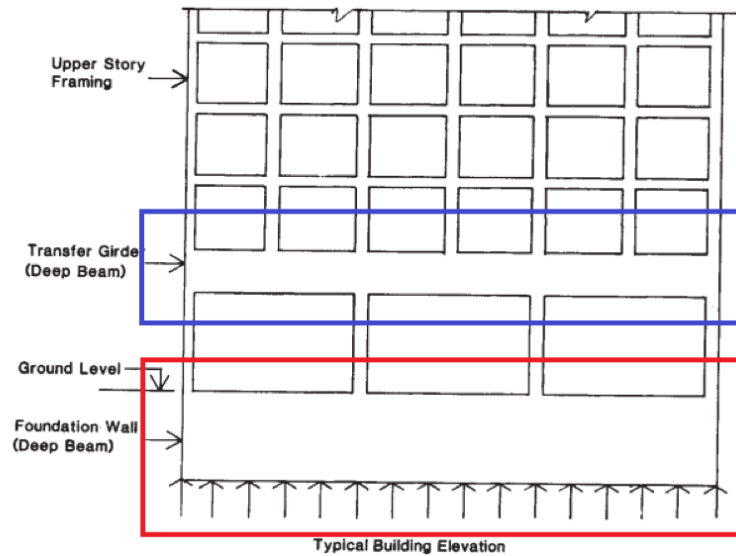
# 1. Úvod

Téma této bakalářské práce je věnováno problematice kritických míst stěnových nosníků. Vzhledem k nepřebernému množství kombinací tvarů stěnového nosníku, působících zatížení, velikostem a tvarů otvorů, je nutné při návrhu a vyztužování přistupovat ke každému nosníku individuálně. Právě proto se tak můžou na nosnících objevovat nová kritická místa, na které se je potřeba při návrhu zaměřit a navrhnout jejich vhodné řešení. Nedostatečné věnování pozornosti těmto místům vede k pozdějším poruchám, které jsou nákladné na opravu a v extrémních případech by i mohlo dojít ke kolapsu konstrukce.

Výpočet stěnových nosníků lze provést pomocí metody Strut and Tie, tedy metody náhradní příhradoviny, která je podrobněji vysvětlena v kapitole 3. Sestavený model musí co nejlépe vystihovat reálné chování konstrukce, což je základní předpoklad pro správné a bezporuchové fungování prvku. Jednodušší konstrukce se doporučují řešit ověřenými modely z literatury, u složitějších je pak sestavení vhodného modelu a vystižení kritických míst na citu inženýra, za předpokladu dodržení obecně platných pravidel.

V této práci se zabývám analýzou hlavního napětí a tvorbou odpovídajícího příhradového modelu. Sestavený model vystihuje základní chování konstrukce. Proběhla diskuze o vhodnosti modelu, kritických místech a případně návrhu vhodné úpravy.

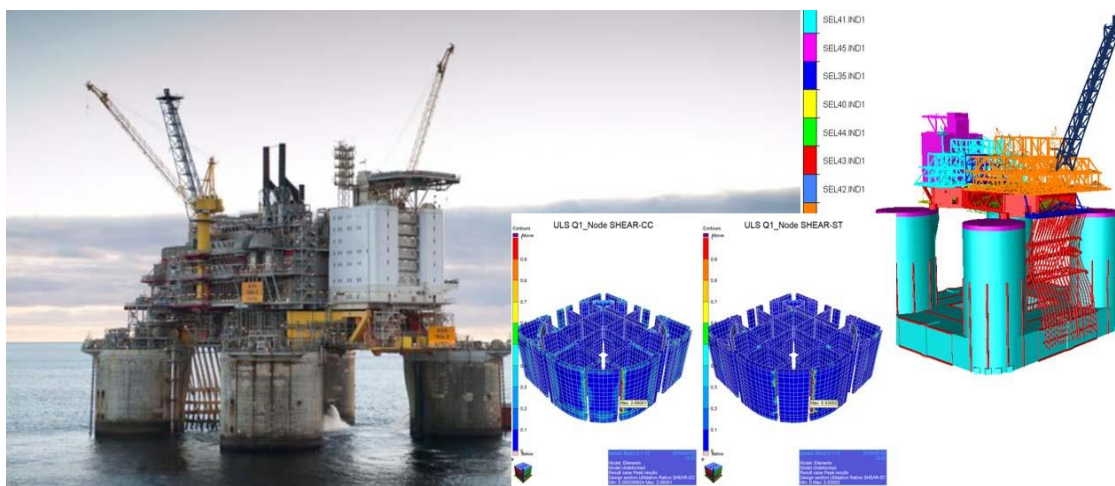
Stěnové nosníky mají široké využití. V pozemním stavitelství se využívají například jako přechod mezi sloupovým konstrukčním systémem na stěnový (*obr. 1.1 modrý rámeček*). Typickým příkladem mohou být bytové domy, kde v jednom podlaží jsou například garáže se sloupy a v navazujícím podlaží jsou již bytové jednotky. Stěnovými nosníky lze také řešit vynesení vykonzolovaných částí konstrukce. Ve vyšších podlažích rámových konstrukcí se pak stěnové nosníky mohou použít jako prostorové ztužení konstrukce. Další využití stěnových nosníků může být v případě potřeby přenesení reakcí ze sloupů do základových stěn (*obr. 1.1 červený rámeček*).



Obrázek číslo 1.1 – Příklad využití stěnového nosníku v budově [1]

(pozn. Obrázek je převzat ze zahraniční literatury. Podle americké ACI Code 9.9 byl stěnový nosník definován na základě chování smykových napětí, kde povolují poměr  $L/H \leq 4$ , proto je opticky nižší. Evropské definice vychází z ohybových vlastností a poměr udává  $L/H \leq 2,5$ . [2])

Další zajímavé využití stěnových nosníků je například v základových podstavcích u pevných i plovoucích těžících konstrukcích na moři <sup>[1]</sup>. Nosníky v nich tvoří výztužná žebra a zajišťují prostorovou tuhost podstavce.



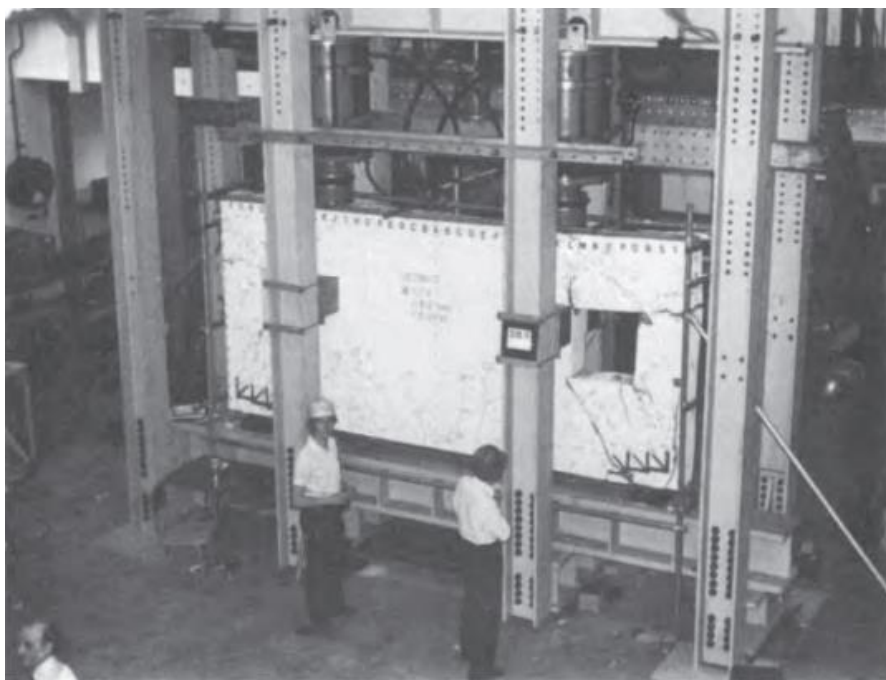
Obrázek číslo 1.2 – Model základového podstavce těžící plošiny [11]

## 2. Stěnové nosníky

### 2.1 Stručná historie vyšetřování stěnových nosníků

Výzkumy zaměřené na chování stěnových nosníků mají ve srovnání s výzkumy běžných nosníků poměrně krátkou historii. Zhruba do 60. let minulého století se návrh stěnových nosníků, stejně jako návrh běžných nosníků, prováděl na základě předpokladu pružného chování materiálu. V praxi však často docházelo k poruchám, to přivedlo pozornost ke zkoumání chování stěnových nosníků. Výzkumem se zjistilo, že v nosníku jsou oblasti s ostrými diskontinuitami napěťových polí. To znamená, že zde neplatí původní předpoklad Bernoulli-Navierovy hypotézy. Testy dále ukázaly, že způsoby porušení stěnových nosníků byly závislé na poměru jejich délky a výšky ( $L/H$ ). Nosníky s poměrem  $L/H$  menším než 2,0 vždy selhaly porušením v tlačené diagonále. Závěrem bylo zjištění, že poměr  $L/H$  je nejdůležitějším faktorem určujícím chování stěnových nosníků, a tedy podle tohoto poměru lze určit, jaký postup při návrhu použít. Nutno poznamenat, že přechod z rovinného paprsku do zakřiveného, vlivem poměru  $L/H$ , je pozvolný, a chování i způsob porušení ovlivňují i vlastnosti použitých materiálů a poloha umístění výztuže. V roce 1971 se přišlo s řešením vycházejícím z teorie plasticity. Na základě této teorie pak přišel prof. Schlaich v roce 1984 s metodou náhradní příhradoviny.[1][3]

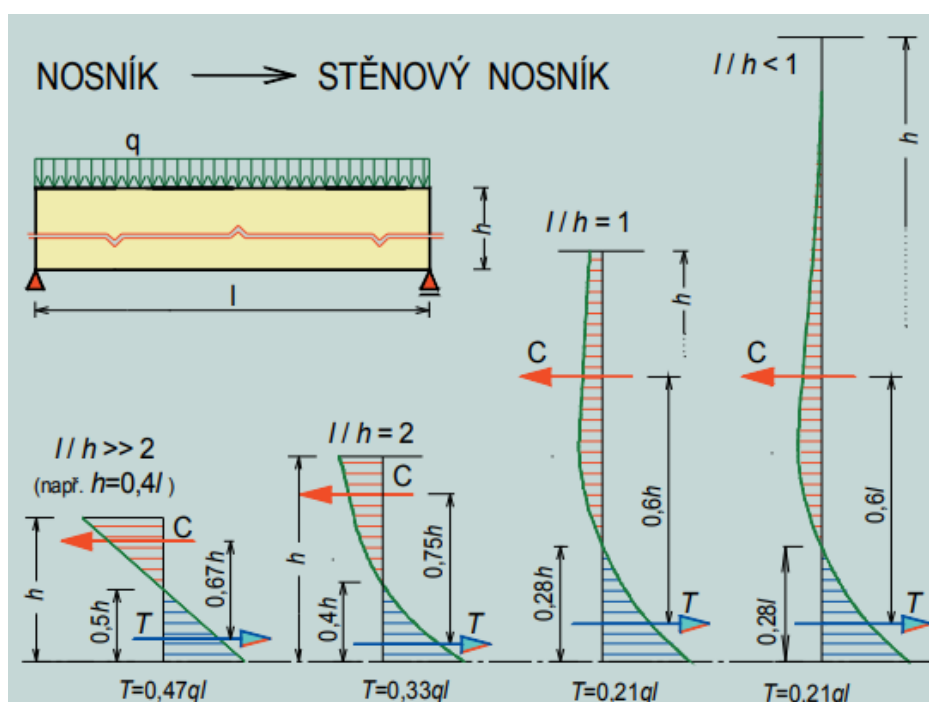
V dnešní době se pro vyšetřování stěnových nosníků používá nelineární analýza nebo již zmíněná metoda náhradní příhradoviny.



Obrázek číslo 2.1 – Zatěžkávací test stěnového nosníku, rok 1991 [1]

## 2.2 Průběhy napětí na stěnovém nosníku

Jak již bylo řečeno, stěnový nosník je hojně používaný konstrukční prvek v pozemních i průmyslových stavbách a v mostních konstrukcích. Stěnové nosníky jsou plošné prvky, výrazně u nich převládá délka a výška nad tloušťkou. To znamená, že stěnové nosníky jsou dvourozměrné prvky a tím pádem u nich neplatí Bernoulli-Navierova hypotéza<sup>[7]</sup> o zachování rovinnosti průřezu po deformaci, která je základním předpokladem pro řešení nosníků jako jednorozměrných prvků. Poměr délky ku výšce  $L/H$  je v literatuře stanoven do 2,0 pro prosté stěnové nosníky a do 2,5 pro spojitě stěnové nosníky [5].



Obrázek číslo 2.2 – Průběh vodorovného  $\sigma_x$  napětí po výšce průřezu [4]

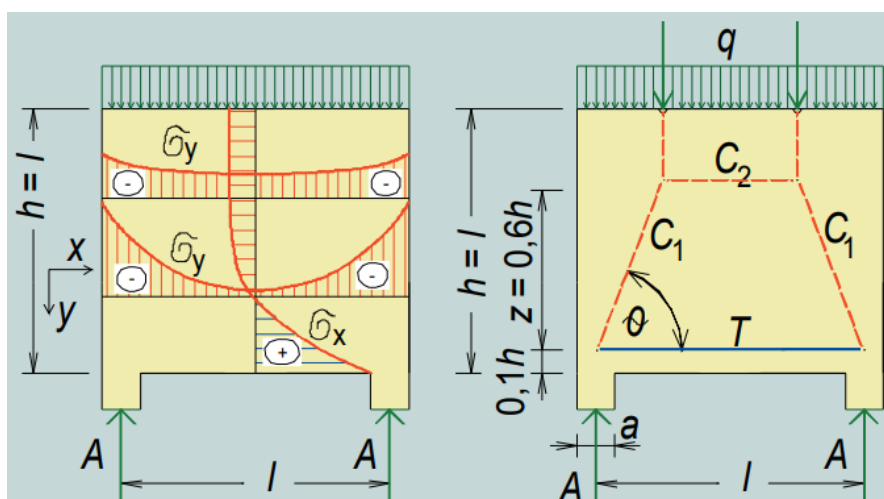
Jedna z charakteristických vlastností stěnových nosníků je, podle obrázku číslo 2.2, že průběh napětí v tahu je po celé délce přibližně stejný. Tato maximální hodnota tahového napětí je značně rozdílná v porovnání s maximální hodnotou tlakového napětí. Stěnový nosník vyšetřujeme jako poruchovou D-oblast, což znamená, že je staticky nebo geometricky nespojitá – je zde porušen ustálený tok vnitřních sil. U stěnových nosníků nelze zanedbat smykové deformace.

(pozn. Vzhledem k velkému množství typů a variant stěnových nosníků, budou průběhy napětí a principy sestavení příhradových modelů dále představeny pouze na plných nosnících.)

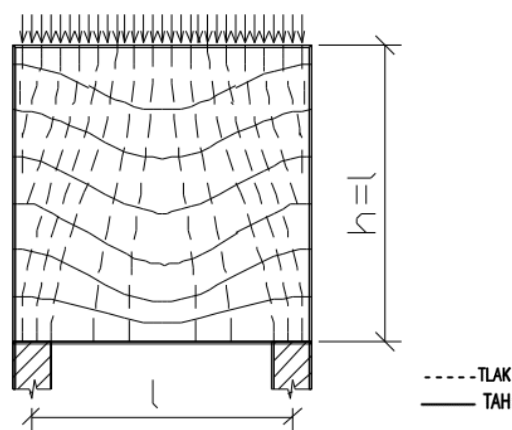
## 2.2.1 Průběhy napětí na stěnovém nosníku od přímého zatížení

Za přímé zatížení se považuje zatížení působící nad těžišťovou osou stěnového nosníku [5]. V tomto případě je model zatížen spojitým zatížením působícím na vrchní líc nosníku. Při tomto zatížení se trajektorie tlakového napětí sbíhají přímo do podpor. Trajektorie tahové jsou k tlakovým kolmé. Jak si můžeme z *obrázku číslo 2.4* všimnout, tahové trajektorie v oblasti nad podporou jsou oproti běžným nosníkům téměř vodorovné. V této oblasti je pomyslný styčník vzpěry a táhla, vzniká tu velké tlakové napětí a je obvyklé kritické místo, proto je třeba mu věnovat pozornost z hlediska maximálního napětí a kotvení táhla.

Průběhy vodorovného napětí  $\sigma_x$  se po délce nosníku příliš nemění na rozdíl od svislých napětí  $\sigma_y$ , které se mění po výšce nosníku.



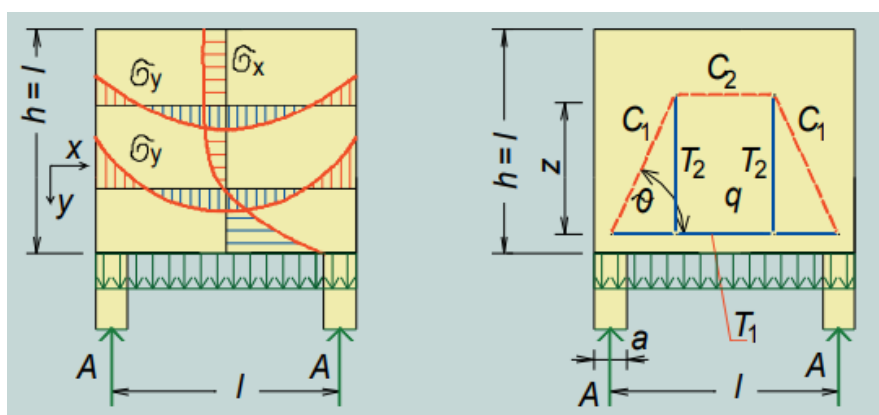
Obrázek číslo 2.3 – Průběh napětí  $\sigma_x$  a  $\sigma_y$  od přímého zatížení  
a jemu odpovídající Strut and Tie model [4]



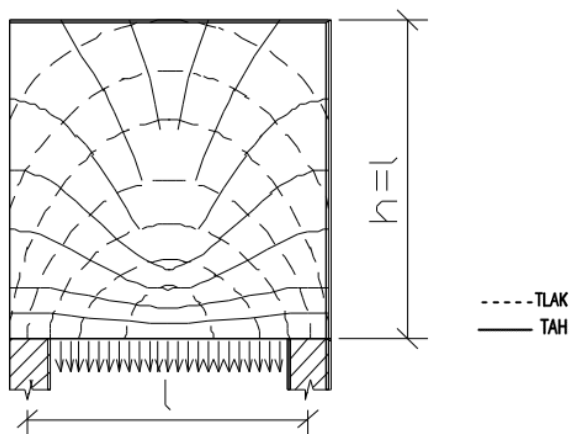
Obrázek číslo 2.4 – Průběh trajektorií hlavních napětí od přímého spojitého zatížení [6]

## 2.2.2 Průběhy napětí na stěnovém nosníku od nepřímého zatížení

Naopak za nepřímé zatížení se považuje zatížení působící pod těžišťovou osou prvku. Působící spojité zatížení u spodního líce prvku způsobuje jiný průběh trajektorií tlakového napětí, než tomu bylo v kapitole 2.2.1. To nyní vytváří jakési klenby opřené do podpor nosníku. Výška trajektorie klenby je závislá na poměru  $H/L$ . Pro  $H/L > 1$  je její výška  $0,5L$ , pro  $H/L < 1$  je její výška  $0,5H$ . Průběh tahových trajektorií napětí je u spodního líce téměř vodorovný. Nepřímé zatížení se musí vynést k hornímu líci prvku. Zatížení se v tomto případě vynese táhly  $T_2$ , které bude tvořené z U třmínek, do styčníků vzpěr  $C_1$  a  $C_2$ .



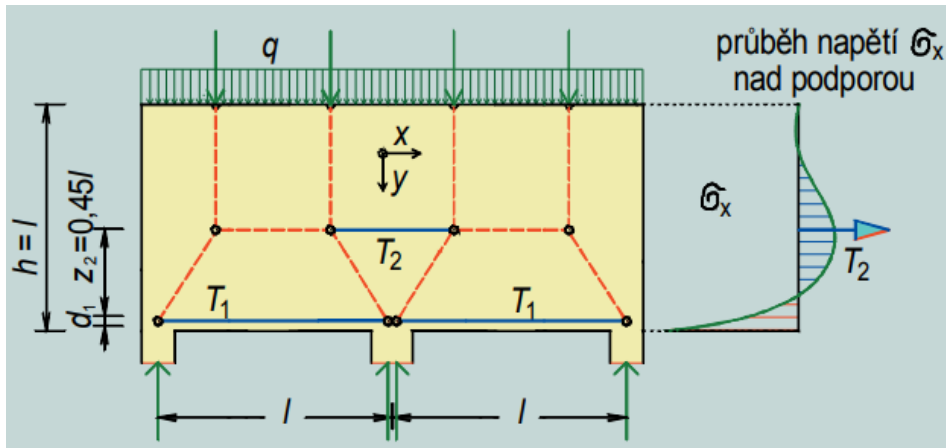
Obrázek číslo 2.5 – Průběh napětí  $\sigma_x$  a  $\sigma_y$  od nepřímého zatížení a jemu odpovídající Strut and tie model [4]



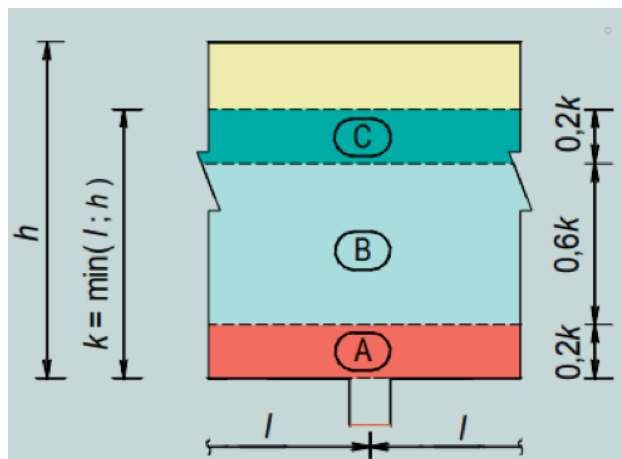
Obrázek číslo 2.6 – Průběh trajektorií hlavních napětí od nepřímého spojitého zatížení [6]

### 2.2.3 Průběhy napětí na spojitém stěnovém nosníku od přímého zatížení

Spojité nosník je nosník působící přes dvě nebo více polí. Vnitřní síly stěnového nosníku se odvíjí od typu podepření. Při výpočtu reakcí se vychází buď z lineárně pružného 2D výpočtu stěny, nebo se získají za využití příhradové analogie. Pokud je stěnový nosník považován za vysoký, tedy splňuje podmínku  $h/l > 1$ , musí se zredukovat jeho výška na hodnotu  $h = l$ .



Obrázek číslo 2.7 – Průběh napětí  $\sigma_x$  nad podporou od přímého spojitého zatížení a jemu odpovídající Strut and Tie model [4]

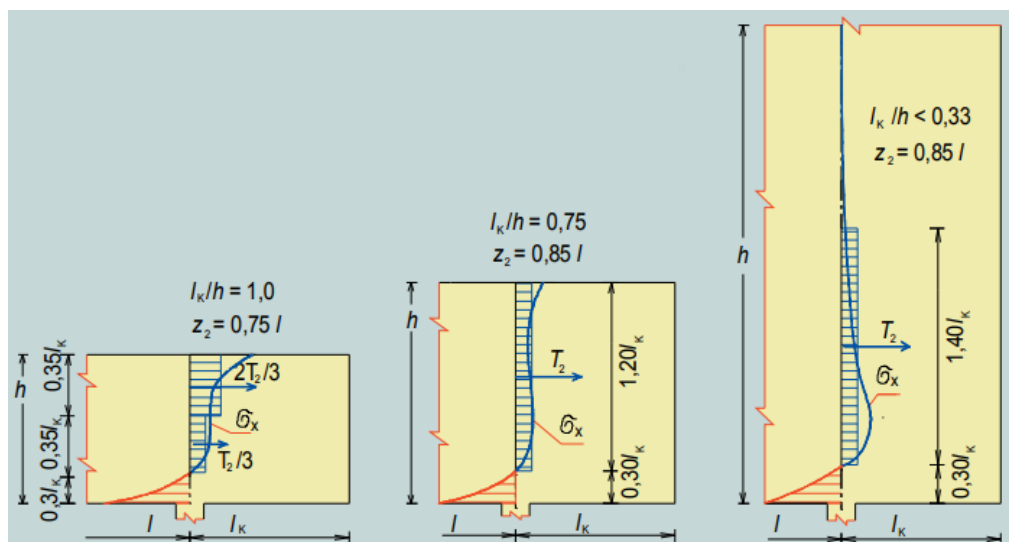


Obrázek číslo 2.8 – Rozdělení výztuže nad podporou [4]

Při splnění podmínky  $0,5 \leq \frac{l}{h} \leq 1$  se pro zjednodušení rozděluje výztuž nad vnitřní podporou do pruhů B a C. Pro nosníky splňující  $\frac{l}{h} \leq 1$  není tažená oblast nad podporou u horního líce nosníku, ale v části  $0,2k$  až  $0,8k$  výšky průřezu. V pruhu A je konstrukční výztuž. Polovina výztuže nad podporou musí proběhnout do sousedního pole, druhá polovina může být ukončena ve vzdálenosti  $0,4k$  za lícem podpory.

## 2.2.4 Průběhy napětí na stěnovém nosníku s konzolou

Průběh vodorovných napětí  $\sigma_x$  na stěnovém nosníku s konzolou je velice podobný s průběhem napětí nad podporou u spojitého stěnového nosníku. Nad podporou je tažená oblast přibližně  $0,3l_k$  až  $1,7l_k$  pro nosníky s poměrem  $l_k/h < 0,33$ .



Obrázek číslo 2.9 – Průběh napětí  $\sigma_x$  nad podporou - konzola [4]

## 2.2.5 Pravidla vyztužování stěnových nosníků

Stěnové nosníky musí být vyztužené při každém povrchu ortogonální výztuží s minimální průřezovou plochou  $A_{s,dbmin} = 0,001A_c$ , nejméně  $150 \text{ mm}^2/\text{m}$  v každém směru. Vzdálenost jednotlivých prutů by neměla překročit dvojnásobek tloušťky stěny, maximálně však 300 mm.

Hlavní výztuž je nutné rozdělit rovnoměrně po výšce  $0,1k$ , kde  $k$  je  $\min(h, l)$ . Veškerá hlavní tahová výztuž musí být dovedena za líc podpory. V případě, že není ve styčnicku dostatek prostoru pro zakotvení výztuže kotevní délky  $l_{bd}$ , je možné použít kotevních spojek, vodorovně položených háků či příložných smyček. Síla pro návrh kotevní délky se doporučuje brát jako  $0,8T_l$  s ohledem na svislé přetížení. V krajní podpoře se doporučuje zesílit zakotvení hlavní tahové výztuže pomocí vodorovně položených háků. V případě působení nepřímého zatížení, ho je nutné vynést pomocí vhodně umístěných táhel do horního tlačeného líce nosníku.



Umístění hlavní tažené výztuže i po stranách dolní části průřezu napomáhá redukovat šířku trhlin, kterou je vždy nutné ověřit v MSP. Ve vzpěrách vznikají příčné tahy, které je nutné vykrýt konstrukční výztuží. V případě, že konstrukční výztuž nebude dostatečná, je možné přidat příložky nebo příčně svázat konstrukční výztuž sponami. Ve druhém případě se pak z konstrukční výztuže stává nosná.

Obecně se stěnové nosníky, kvůli statické nebo geometrické nespojitosti, vyšetřují jako poruchové D-oblasti. Proto je nutné se zvláště zaměřit na všechna kritická místa, ve kterých jsou vysoké koncentrace napětí nebo je porušen tok vnitřních sil. Taková místa jsou například:

- podpory a jejich blízké okolí
- ve styčnicích
- náhlé změny průřezů
- v okolí soustředných zatížení
- v kotevních oblastech předpjatých prvků
- v blízkosti otvorů
- obecně v atypických místech konstrukce
- kombinace předchozích případů

### 2.3 Příklady stěnových nosníků v praxi

Přechod mezi podlažím s otevřenou dispozicí a podlažím s bytovými jednotkami. Stěnový nosník je zde podporován stěnovými pilíři.



*Obrázek číslo 2.10 – Bytový dům Peprník [10]*

Stěnový nosník jako přechodový prvek při změně dispozice sloupů.

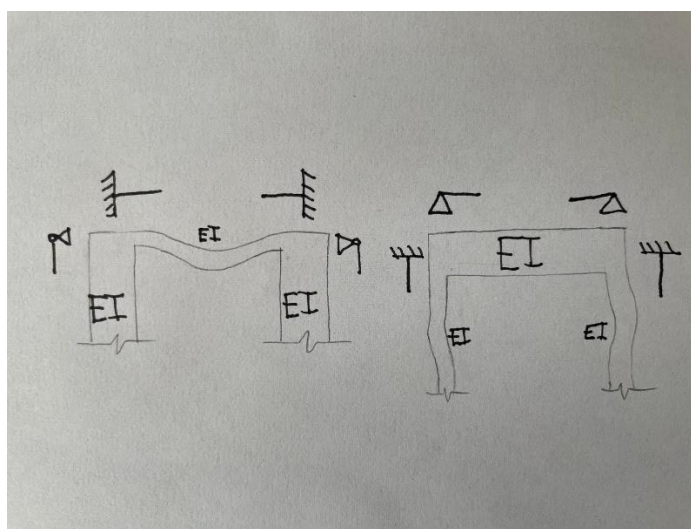


*Obrázek číslo 2.11 – Využití stěnového nosníku ve skeletovém konstrukčním systému [11]*

### 3. Popis metod pro analýzu stěnových nosníků

#### 3.1 Analýza a idealizace konstrukce

Před začátkem modelování konstrukčního prvku musí být jasné jeho statické působení a vazby na okolní konstrukci. Většinou postačí modelovat vyšetřované prvky ve 2D, pokud nám ale jde o prostorovou stabilitu objektu, interakci s podložím nebo vliv geometrických imperfekcí, modeluje se celá konstrukce ve 3D. Stěnové nosníky patří z hlediska geometrie do plošných prvků, výrazně zde tedy převládá výška či délka prvku nad jeho tloušťkou. Díky této skutečnosti je možné modelovat plošné prvky pomocí tzv. střednicové roviny. Tato rovina, respektive plocha, je vytvořena jako souhrn bodů půlících tloušťku konstrukce. Pokud je vytvořená střednicová plocha rovinná, jedná se o deskové nebo stěnové konstrukce. Pokud je střednicová plocha zakřivená, jde o skořepinové konstrukce. Liniové prvky se idealizují na svou střednicovou osu. Takto idealizované prvky se mezi sebou spojují v uzlech, nebo liniových uzlech v případě plošných prvků. Okrajové podmínky uzlů, spolu s prvky, mají zásadní vliv na chování modelu, následný průběh a hodnoty vnitřních sil, deformace atd. Proto záleží, jaký typ spoje v konstrukci se snažíme modelovat. To záleží na individuálním spoji, v závislosti na dalších parametrech jako například rozměry, poměry tuhostí, vyztužení apod. [9] To je ukázáno na *obrázku 3.1*.



Obrázek číslo 3.1 – Idealizace styku prvků na základě poměru tuhostí

Výpočet účinků zatížení závisí na zvolené výpočetní metodě s předpokladem idealizace chování konstrukce:

### **I. Lineárně pružné chování**

Tato idealizace je založena na teorii pružnosti. Pracuje s předpokladem, že závislost poměrného přetvoření a napětí je lineární. Vnitřní síly se stanovují jak v mezním stavu únosnosti, tak v mezním stavu použitelnosti na trhlinami neporušeném průřezu. Pro ocel a beton se vychází z lineárního pracovního diagramu. Moduly pružnosti mají průměrné hodnoty.

### **II. Lineárně pružné chování s omezenou redistribucí**

Tato idealizace umožňuje redistribuci vnitřních sil za předpokladu, že výsledné rozdělení zůstane s působícím zatížením v rovnováze. Používá se pro staticky neurčité prutové prvky, u kterých nedochází k vodorovnému posunu. Předpokládá vznik trhlin v místě plastických kloubů. Nedoporučuje se používat v případě, kdy nelze spolehlivě určit schopnost plastických pootočení.

### **III. Plastické chování**

Vychází z teorie plasticity. Neuvažuje vliv přechozího zatěžování. Vznikají nevratné deformace.

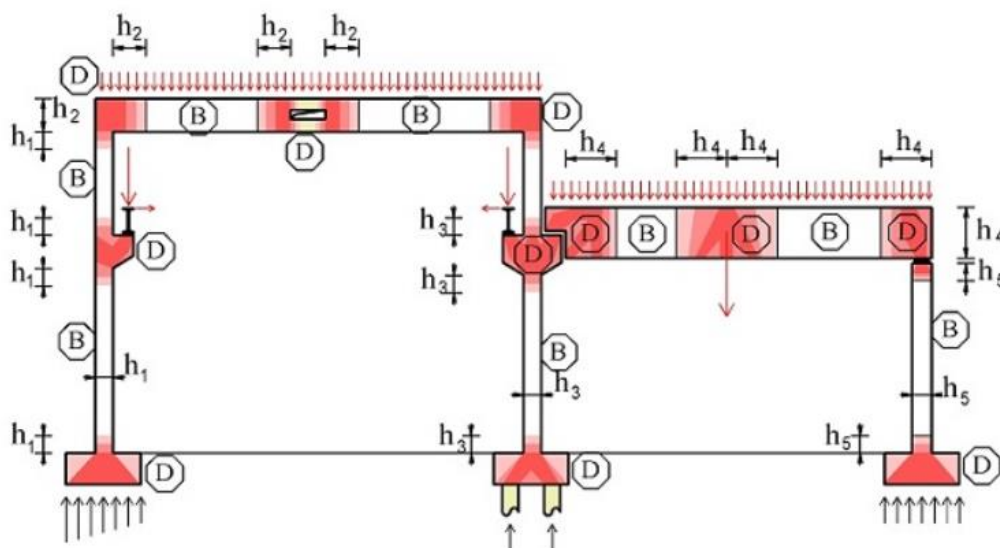
### **IV. Nelineární analýza**

Vhodná jak pro MSÚ i MSP. Používá se při návrhu D-oblastí. Zohledňuje změnu tuhostí po vzniku trhlin a následné přerozdělení vnitřních sil (u SN konstrukcí). Používají se nelineární diagramy použitých materiálů. Metoda pracuje s vlivem II. řádu, což je zásadní pro štíhlé prvky.

## 3.2 Strut and Tie

Strut and Tie, neboli metoda náhradní příhradoviny je jednou z nejběžnější používanou metodou pro výpočet poruchových D-oblastí. Působící zatížení vyvolává uvnitř konstrukce napětí, které lze zobrazit pomocí trajektorií. Směr a koncentrace těchto trajektorií nám dává přehled o chování konstrukce vyvolané působícím zatížením. Příhradový model se sestavuje na základě průběhu hlavních napětí. Výslednice hlavních tlakových napětí jsou pak v modelu reprezentovány vzpěrami (struts), která představují tlačenu betonovou oblast. Výslednice hlavních tahových napětí jsou v modelu reprezentovány táhly (ties), která představují navrženou hlavní tahovou výztuž. Tato táhla a vzpěry se spojují ve styčnicích (joints), ve kterých musí platit rovnováha sil.

Při tvorbě modelu je vhodné konstrukci rozdělit na B a D oblasti. B-oblasti (B-Bernoulli) představují části konstrukce, kde platí předpoklad o zachování rovinnosti průřezu po deformaci [7], napětí zde má lineární průběh a mění se se vzdáleností od normálové osy. V D-oblastech (D-diskontinua) nelze předpokládat lineární průběh napětí. Příklady těchto oblastí jsou znázorněny na *obrázku 3.2*. Pro výpočet těchto oblastí se používá právě metoda příhradové analogie.



Obrázek číslo 3.2 – Rozdělení konstrukce na B a D oblasti [9]

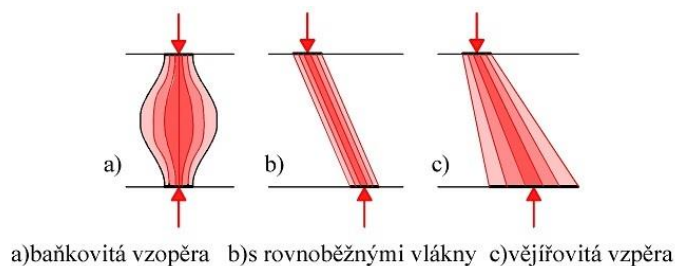
Předpoklady pro použití modelů náhradní příhradoviny:

- ve všech styčnicích je zachována rovnováha sil
- ve výztuži je dosaženo meze kluzu před vyčerpáním tlakové pevnosti bet. vzpěr

- výztuž táhel se aktivuje až po vzniku trhlin v betonu
- tahové síly v betonu se zanedbávají
- vzpěry a táhla jsou zatěžovány jen osovými silami
- vzpěry jsou obvykle rovnoběžné s očekávaným směrem trhlin vznikajících od příčných tahových sil
- při modelování příhrady ve výpočetních programech se styčníky definují jako kloubové
- zatížení se do modelu vnáší pouze ve styčnicích

### 3.2.1 Vzpěry (Struts)

Tlačené pruty jsou základním stavebním prvkem modelů náhradní příhradoviny. Představují výslednici pole tlakových napětí. Rozlišujeme tři základní typy vzpěr (obrázek 3.3). Geometrický tvar vzpěr je ovlivněn namáháním po délce vzpěry. Vzpěra s rovnoběžnými vlákny je po délce namáhána příčným tlakem, který usměrňuje paprsky napětí vzpěry. Baňkovitá vzpěra může být zase naopak po délce namáhána příčným tahovým napětím, které způsobí rozšíření paprsků napětí.[9]



Obrázek číslo 3.3 – Základní geometrické tvary vzpěr [9]

Napětí ve vzpěrách se stanoví podle vztahu:

$$\sigma_c = \frac{N_c}{d_c \cdot b} \quad (3.1)$$

kde:

- $N_c$     normálová síla v tlačené diagonále
- $d_c$     tloušťka tlačené diagonály
- $b$     šířka tlačené diagonály (zde tloušťka stěnového nosníku)

Tlačené vzpěry se dále rozlišují do tří typů podle působícího příčného napětí. Vzpěry s působícím příčným tlakovým napětím, s působícím příčným tahovým napětím a nebo vzpěry bez působícího příčného tlakového napětí, kde se napětí na mezi únosnosti uvažuje dle vztahu:

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} \quad (3.2)$$

V oblastech s víceosým tlakem lze předpokládat vyšší návrhovou pevnost. Z toho vyplývá, že je nutné omezit toto návrhové napětí na mezi únosnosti pro oblasti s trhlinami:

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 v' f_{cd} \quad (3.3)$$

kde:

0,6	redukční součinitel
$v'$	redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem $(1 - \frac{f_{ck}}{250})$
$f_{cd}$	návrhová pevnost betonu v tlaku

### 3.2.2 Táhla (Ties)

Táhla v modelech náhradní příhradoviny představují hlavní nosnou výztuž. U táhel je zcela zásadní jejich dostatečné zakotvení ve styčnicích. Šířka táhla se stanoví tak, že ke krajním prutům se připočítá tloušťka betonové krycí vrstvy, nebo polovina vzdálenosti mezi sousedními pruty. Tahové síly betonu se zanedbávají. Při návrhu se uvažuje dosažení meze kluzu výztuže táhla před vyčerpáním tlakové pevnosti betonové vzpěry. Rozmístění výztuže je nutné po celé šířce taženého pasu, protože příhradový model táhla reprezentuje pouze výslednici pole tahových napětí.

### 3.2.3 Styčníky (Joints)

V modelech náhradní příhradoviny jsou styčníky definovány jako oblasti styku tlačených vzpěr a táhel. Základním předpokladem styčníku je rovnováha všech sil působících ve styčníku. Styčníky uvažujeme v místech styků prutů, v podporách, v místech vnášení zatížení do modelu, v ohybech výztužných prutů. Při posuzování styčníků je důležitá jejich velikost.

Podle působících sil rozlišujeme tři druhy styčníků:

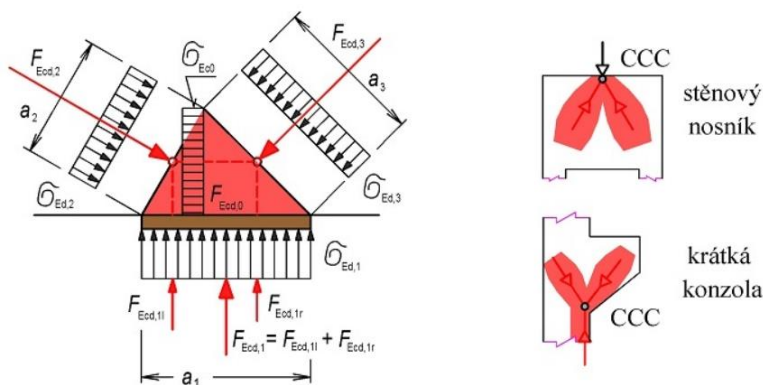
## I. Styčník CCC

Tento typ styčniku je tvořen pouze tlačnými vzpěrami. Předpokládá se stejné napětí v celé oblasti styčniku – hydrostatická zóna. Maximální napětí se uvažuje dle vztahu:

$$\sigma_{Rd,max} = 1,0 v' f_{cd} \quad (3.4)$$

kde:

$v'$  redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem  $(1 - \frac{f_{ck}}{250})$   
 $f_{cd}$  návrhová pevnost betonu v tlaku



Obrázek číslo 3.4 – Působící napětí a příklady výskytu styčniku CCC v konstrukci [9]

## II. Styčník CCT

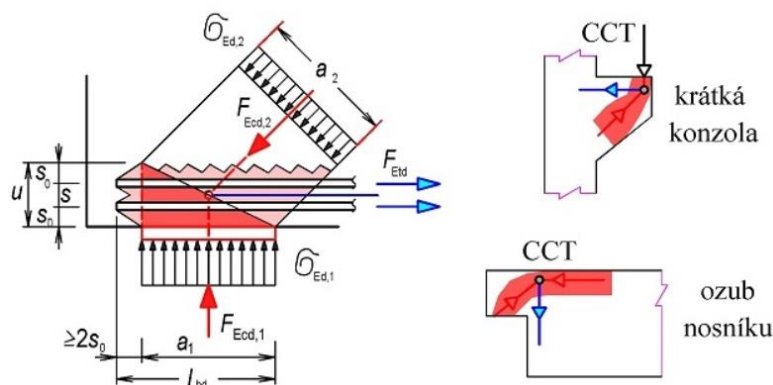
V tomto typu styčniku jsou táhla kotvena pouze v jednom směru. Betonové vzpěry u nepřímého zatížení se musí opírat o zakotvenou délku táhla. Maximální napětí se uvažuje dle vztahu:

$$\sigma_{Rd,max} = 0,85 v' f_{cd} \quad (3.5)$$

kde:

0,85 redukční součinitel  
 $v'$  redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem  $(1 - \frac{f_{ck}}{250})$   
 $f_{cd}$  návrhová pevnost betonu v tlaku





Obrázek číslo 3.5 – Působící napětí a příklady výskytu styčnicku CCT v konstrukci [9]

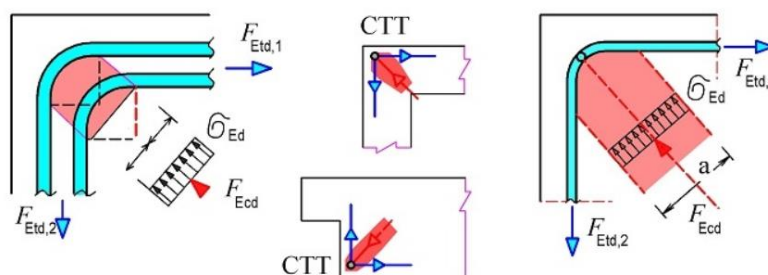
### III. Styčnick CTT

V tomto typu styčnicku jsou táhla kotvena ve více směrech. Tento případ často nastává v rámových rozích. Maximální napětí se uvažuje dle vztahu:

$$\sigma_{Rd,max} = 0,75 v' f_{cd} \quad (3.6)$$

kde:

- 0,75 redukční součinitel
- $v'$  redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem  $(1 - \frac{f_{ck}}{250})$
- $f_{cd}$  návrhová pevnost betonu v tlaku



Obrázek číslo 3.6 – Působící napětí a příklady výskytu styčnicku CTT v konstrukci [9]

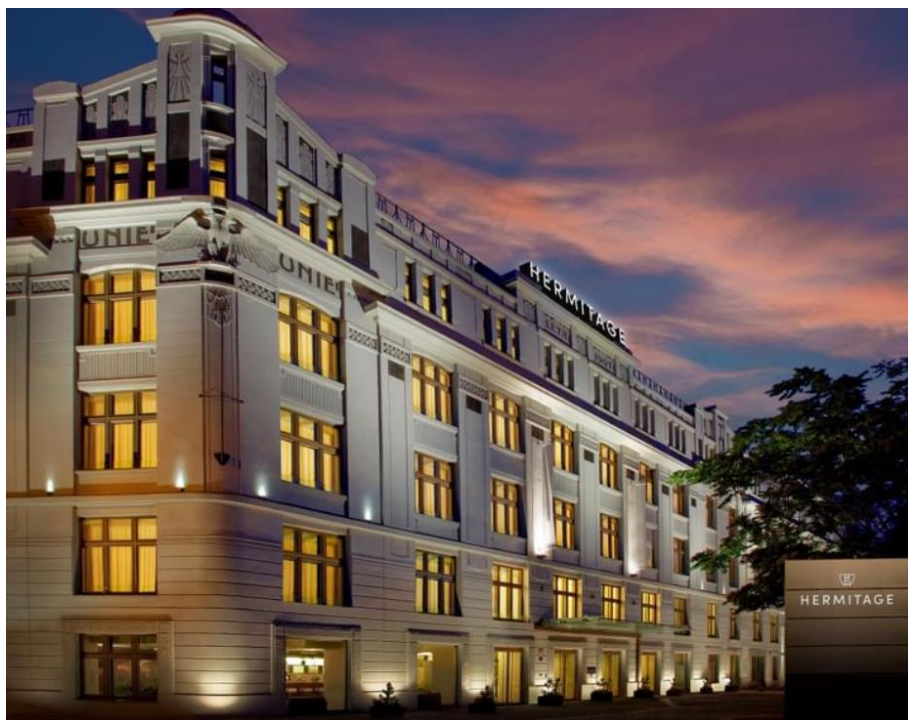
U výše uvedených typů styčnicků lze zvýšit tlakovou únosnost betonu o 10%, jestliže je splněna alespoň jedna z těchto podmínek [9]:

- je zaručen trojosý tlak
- všechny úhly mezi tlačnými pruty a táhly jsou  $\geq 55^\circ$
- výztuž je umístěna v několika vrstvách
- pohyb styčnicku je spolehlivě omezen uspořádáním v uložení nebo třením

## 4. Výběr referenční stavby

### 4.1 Seznámení s řešeným objektem

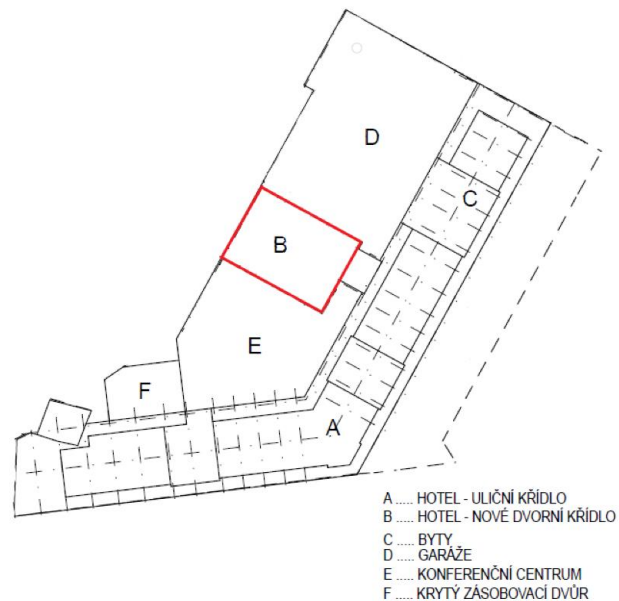
Hotel Hermitage se nachází v Praze 2 ve Svobodově ulici. Původní budova hotelu na *obrázku 4.1* byla v roce 2007 rozšířena o nové dvorní křídlo, které rozšiřuje kapacitu pokojů pro ubytování hostů. Vybraný stěnový nosník je součástí právě nově přistavěného objektu (na *obrázku 4.2*).



*Obrázek číslo 4.1 – Pohled na budovu hotelu z ulice [12]*



*Obrázek číslo 4.2 – Nově přistavená část hotelu [12]*



Obrázek číslo 4.3 – Půdorysné schéma polohy objektů

## 4.2 Architektonické řešení objektu

Objekt se skládá ze 6 nadzemních podlaží a jednoho podzemního. Netradičním řešením je uspořádání oken na fasádě. Ustupující podlaží tvoří prostor venkovních teras. Původní a nový objekt je spojen komunikačním tunelem v úrovni 1NP. Zde se nachází recepční hala a ubytovací pokoje. Podzemní podlaží slouží jako sklad. Ve zbylých pěti nadzemních podlažích jsou pokoje pro hosty. Půdorysné rozměry jsou přibližně 22 x 15 m a výška objektu je 20 m.

## 4.1 Konstrukční řešení objektu

Objekt je založen na základové desce tl. 400 mm. Konstrukční systém stěnový podélný. Podzemní podlaží mají železobetonové nosné zdi tl. 200 mm, ty jsou až do úrovně 2.NP. Zbývající podlaží jsou z keramických cihel Porotherm. Stropní konstrukce v celém objektu je provedena jako železobetonový monolitický strop se žebry. Ztužení budovy je řešeno stěnovým systémem.

## 5. Analýza stěnového nosníku

Řešený stěnový nosník je součástí jihozápadní obvodové stěny hotelu, kde probíhá přes první dvě nadzemní podlaží. Nosník je podporován na třech místech stěnovými pilíři, které ho rozdělují na dvě pole a lze ho tedy považovat z hlediska statického působení za spojitý. V polovině své výšky jsou do něj uložena žebra, která vynášejí železobetonový trémový strop působící nad 1NP.

Abychom mohli konstrukci prakticky vyšetřovat jako stěnový nosník, musí tedy vyhovět následující rozměrové podmínce pro spojitý nosníky [8].



Obrázek číslo 5.0 – Spojitý stěnový nosník [8]

$$L/h \leq 2,5; \quad \text{tj. } h \geq 0,4L \quad (5.0)$$

kde:

L rozpětí stěnového nosníku jako **menší** z hodnot:

- osová vzdálenost podpor  $L_1$ ;

- 1,15násobek světlosti  $L_n$ .

h celková výška stěnového nosníku

$$L_1 = 0,6\text{m} + 13\text{m} + 0,625\text{m} = \mathbf{14,225\text{m}} \quad (5.1)$$

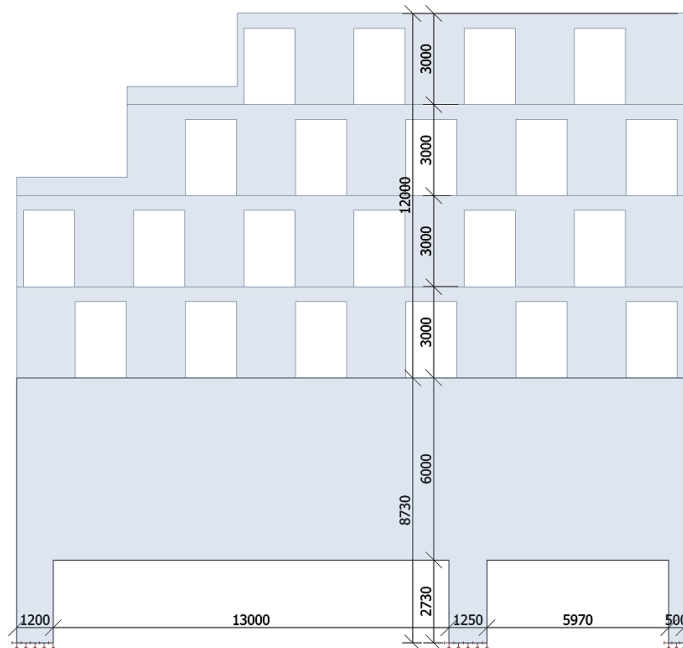
$$L_n = 1,15 * 13\text{m} = 14,95\text{m} \quad (5.2)$$

tedy:

$$14,225\text{m} / 6\text{m} = 2,37 \leq 2,5; \quad \text{tj. } 6\text{m} \geq 0,4 * 14,225 = 5,69\text{m} \quad (5.0)$$

**VYHOVÍ**

Plný spojitý stěnový nosník byl namodelován v programu SCIA Engineer 21.1 a současně byl vyšetřován pomocí metody Strut and Tie. Vhodnost zvoleného modelu byla současně ověřena a podpořena průběhem hlavních napětí z výpočtu pomocí metody konečných prvků ve SCIA Engineer 21.1.



Obrázek číslo 5.1 – Plný spojitý stěnový nosník

## 5.1 Zatížení

Model stěnového nosníku je sestaven ve 2D prostředí programu Scia Engineer 21.1 [16]. Vypočítané hodnoty plošného zatížení se tedy vynásobí zatěžovací šířkou – polovinou rozpětí pole vzniklého mezi stěnovým nosníkem a s ním rovnoběžnou nosnou stěnou, která prochází přes všechna podlaží. Zatěžovací šířka je tedy stanovena na 3 425 mm.

### 5.1.1 Stálé zatížení

Výsledné hodnoty charakteristického liniového stálého zatížení.

- plochá střecha  $g_k = 13,19 \text{ kN/m'}$
- střešní terasa  $g_k = 13,6 \text{ kN/m'}$
- podlaha – pokoje  $g_k = 16,93 \text{ kN/m'}$
- podlaha – recepce  $g_k = 16,34 \text{ kN/m'}$

### 5.1.2 Proměnné zatížení

Hodnoty nahodilých a užitných zatížení v jednotlivých prostorech jsou uvažovány dle normy ČSN EN 1991-1-1.

Pro jednotlivé hotelové pokoje byla uvažována hodnota nahodilého užitného zatížení pro stropní konstrukce  $A = 1,5 \text{ kN/m}^2$ , pro terasy na ustupujících podlažích byla uvažována hodnota  $A = 3,0 \text{ kN/m}^2$ , pro recepční halu byla uvažována hodnota  $C1 = 3,0 \text{ kN/m}^2$ .

Na střeše je uvažováno zatížení sněhem vypočítané dle ČSN EN 1991-1-3 pro II. oblast (Praha) charakteristickou hodnotou  $s_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$ .

Pro zatížení větrem dle ČSN EN 1991-1-4 se objekt nachází ve II. větrné oblasti se základní rychlostí větru  $v_{b,0} = 25,0 \text{ m/s}$ .

Pro veškeré hodnoty nahodilého zatížení je uvažován bezpečnostní součinitel  $\gamma_Q = 1,5$ .

Výsledné hodnoty charakteristického liniového zatížení.

- užité – střecha (kat. H)  $q_k = 2,57 \text{ kN/m'}$
- užité – terasa (balkóny, kat. A)  $q_k = 10,28 \text{ kN/m'}$
- užité – pokoje (stropní kce, kat. A)  $q_k = 5,14 \text{ kN/m'}$
- užité – recepce (kat. C1)  $q_k = 10,28 \text{ kN/m'}$
- klimatické – sníh (II. kat.)  $q_k = 3,14 \text{ kN/m'}$
- klimatické – vítr (II. větrná oblast)  
 $w_k = +1,95 \text{ kN/m'}$   
 $w_k = -1,19 \text{ kN/m'}$

### 5.1.3 Kombinace zatěžovacích stavů

Výše zmíněné hodnoty zatížení byly použity pro výpočet vnitřních sil a napětí na stěnovém nosníku. Charakteristické hodnoty zatížení bylo nutno upravit ve výsledné kombinaci pomocí příslušných dílčích součinitelů zatížení na hodnoty návrhové.

- stálé zatížení:

$$\mathbf{g_d} = \mathbf{g_k} * \gamma_G, \text{ kde } \gamma_G = 1,35 \quad (5.3)$$

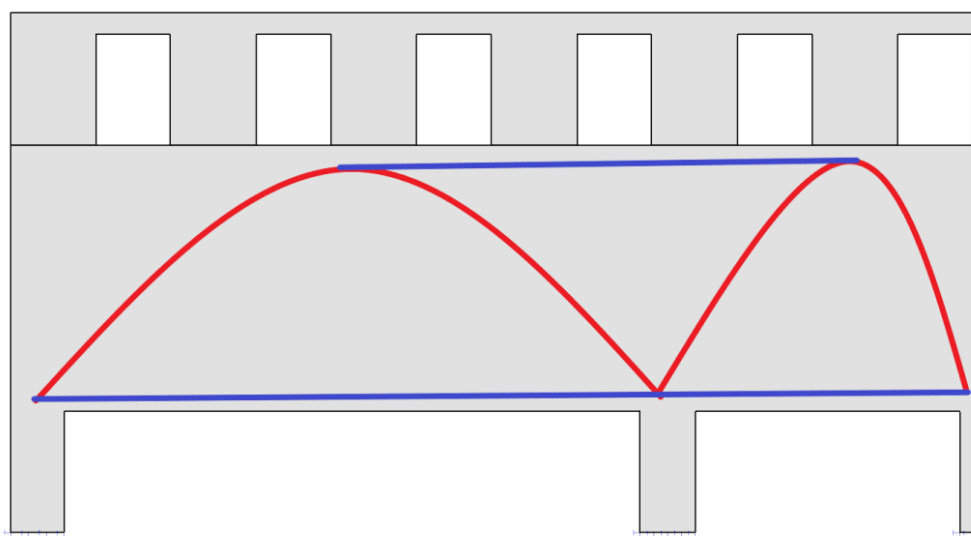
- užité zatížení:

$$\mathbf{q_d} = \mathbf{q_k} * \gamma_Q, \text{ kde } \gamma_Q = 1,5 \quad (5.4)$$

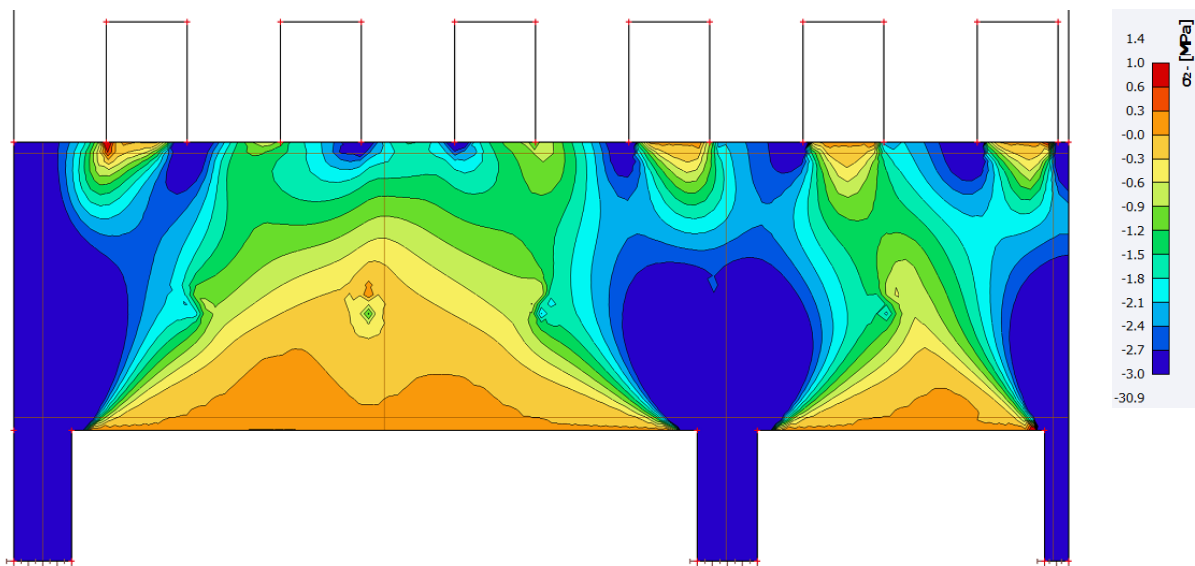
Z příslušných hodnot bylo vytvořeno celkem 5 zatěžovacích stavů, které jsou zobrazeny v příloze 3. Pro výpočet byla uvažována kombinace všech těchto pět zatěžovacích stavů působících najednou - ZK1.

### 5.2 Výpočet napětí

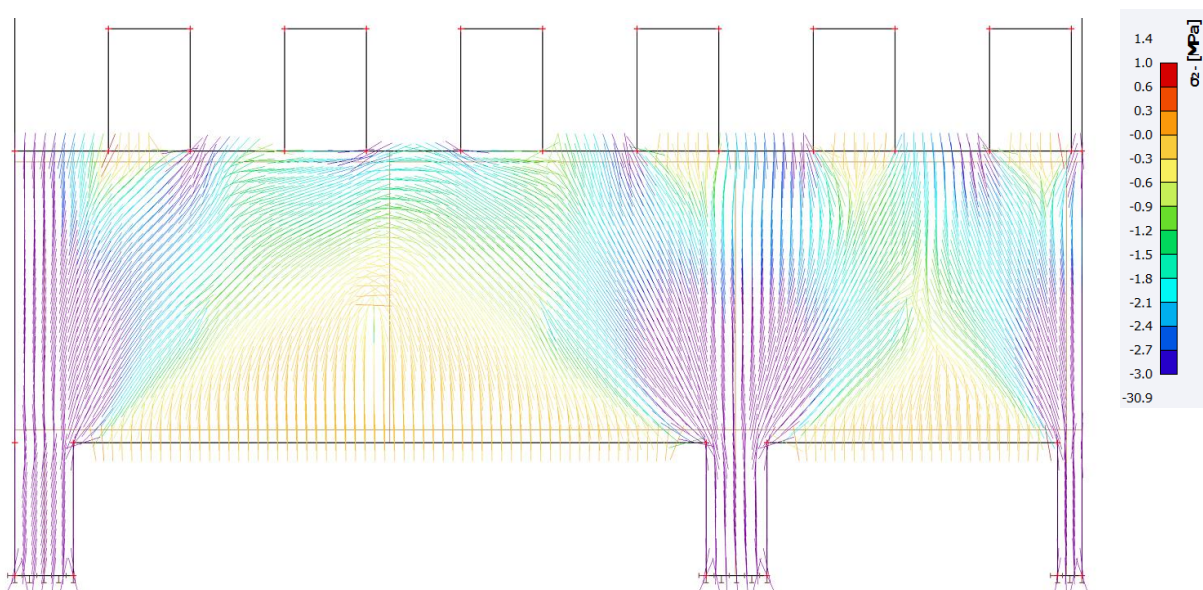
Model stěnového nosníku je sestaven ve 2D prostředí programu Scia Engineer 21.1 [16]. Spolu se stěnovým nosníkem je namodelována nosná část svíslé konstrukce, kterou tento nosník vynáší. Usnadní se tak zejména určení velikosti reakcí z této části konstrukce.



Obrázek číslo 5.2 - Odhad průběhu hlavních napětí.



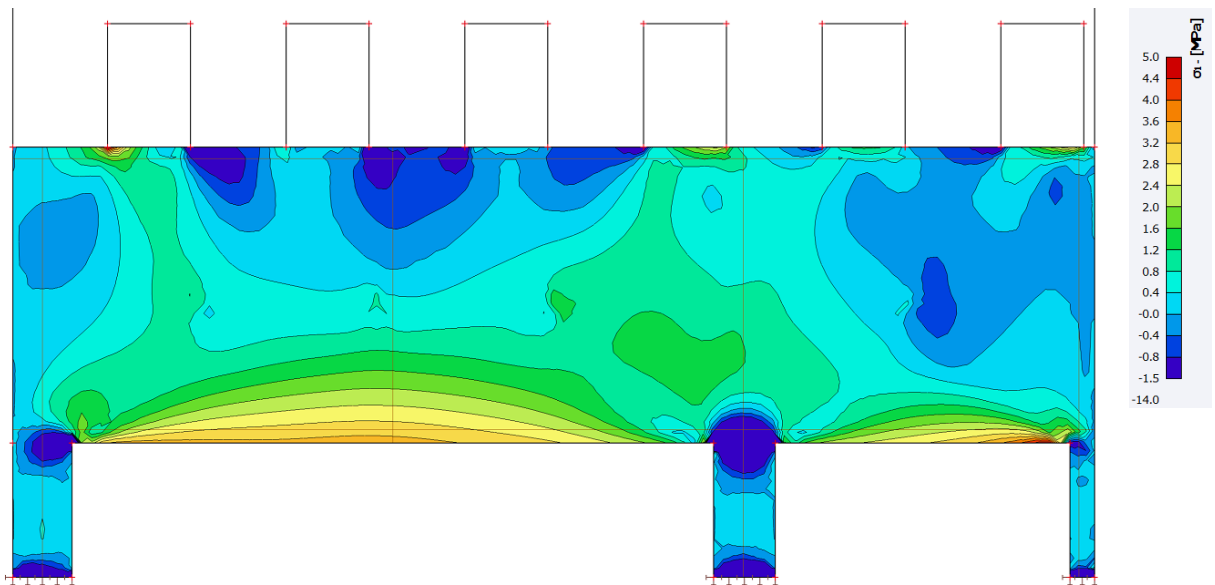
Obrázek číslo 5.3 – Průběh hlavního tlakového napětí



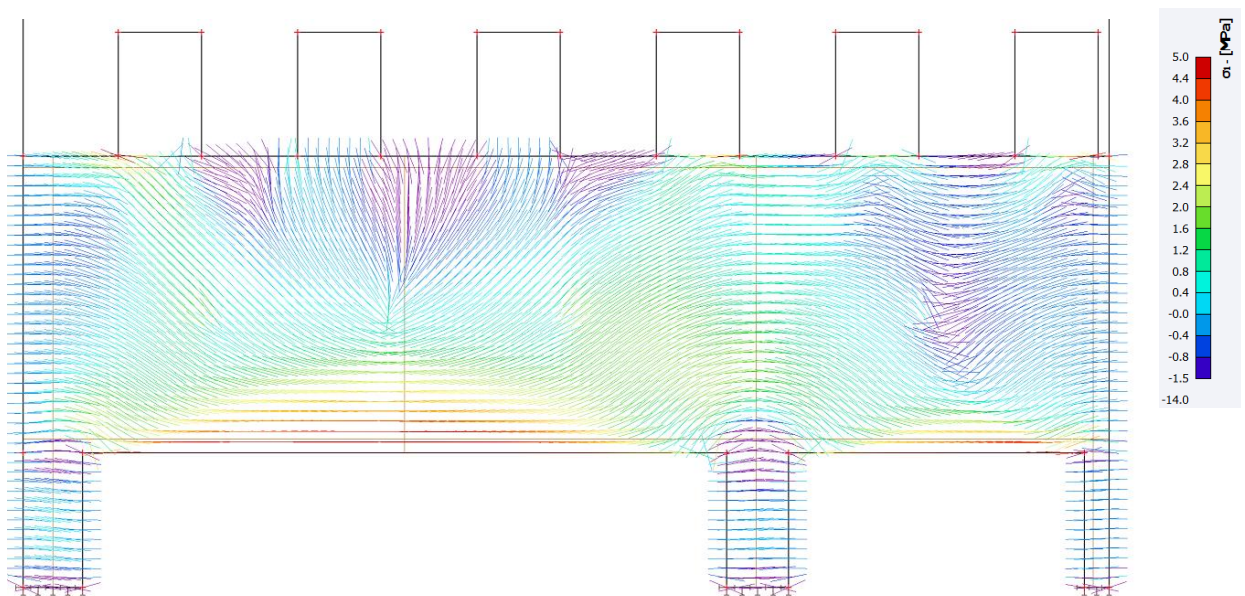
Obrázek číslo 5.4 – Průběh trajektorií hlavního tlakového napětí

Na obrázcích 5.3 a 5.4 je vidět tendence tlakových napětí vytvářet pomyslnou klenbu od podpory k podpoře. Koncentrace tlakových napětí je nejvýraznější právě v oblasti podpor, jelikož se do nich přenáší zatížení.





Obrázek číslo 5.5 – Průběh hlavního tahového napětí

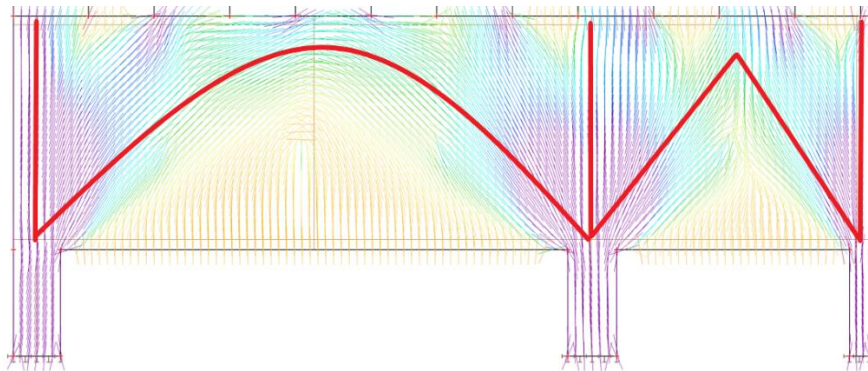


Obrázek číslo 5.6 – Průběh trajektorií hlavního tahového napětí

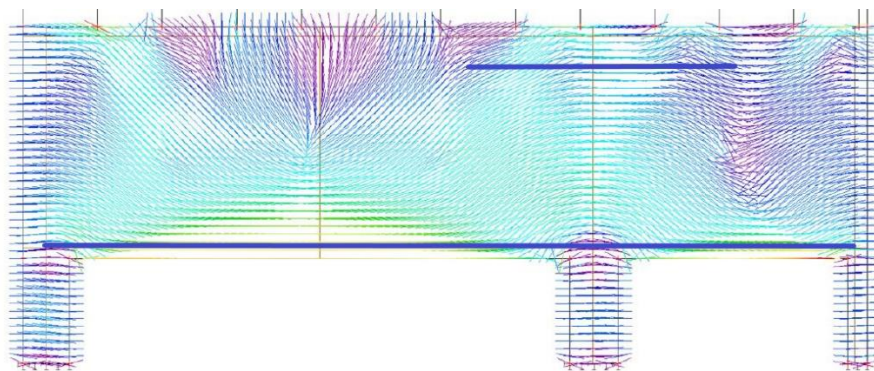
Naopak na obrázcích 5.5 a 5.6 dochází ke koncentraci tahových napětí v poli, tedy na spodním líci nosníku. Na tuto tahová napětí je nutné navrhnout výztuž.

### 5.2.1 Návrh modelu Strut and Tie

Základní myšlenka návrhu těchto modelů spočívá v sestrojení příhradového modelu ve zkoumané části konstrukce, který je v rovnováze s okolní přilehlou konstrukcí. Tento model se skládá ze systému vzpěr, táhel a styčnicků. Rozmístění vzpěr a táhel by mělo co nejlépe vystihovat plánované chování konstrukce – korespondovat se směry hlavních trajektorií napětí. Modelů se dá sestrojít mnoho, proto závisí na inženýrovi, co od modelu očekává a na co se v něm chce zaměřit. Obecně se doporučuje dodržovat pravidlo volby ověřených modelů z literatury u jednodušších konstrukcí, u složitějších je vhodná kombinace vlastního úsudku a literatury [13].

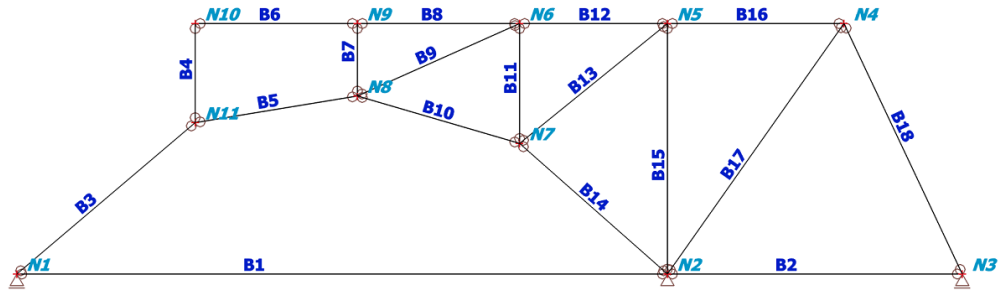


Obrázek číslo 5.7 – Zjednodušený průběh tlačných vzpěr



Obrázek číslo 5.8 – Zjednodušený průběh táhel

Podle průběhů trajektorií hlavních napětí na obrázcích 5.7 a 5.8 bude sestaven zjednodušený Strut and Tie model vystihující základní chování stěnového nosníku.

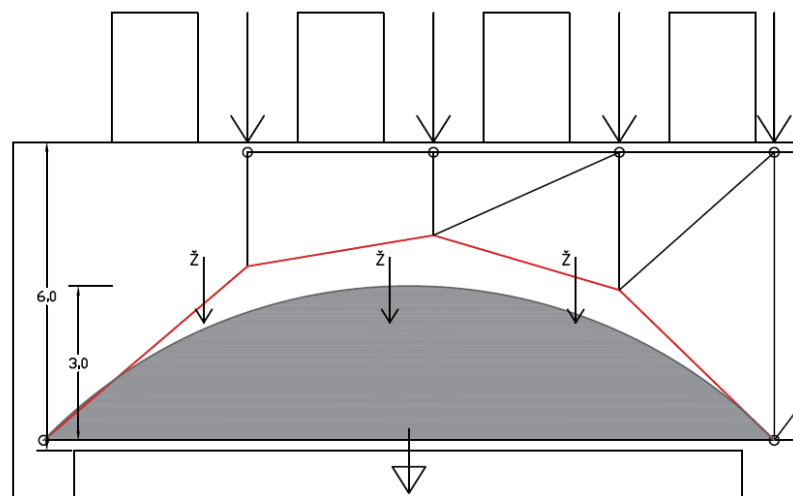


Obrázek číslo 5.9 – Zjednodušený Strut and Tie model

Návrh příhradového modelu pro plný nosník odpovídá mému původnímu předpokladu o kombinaci klenbovitého tvaru hlavního tlakového napětí spolu s hlavním tahovým napětím u spodního líce v polích. Reakce působící nad krajními podporami nejsou modelovány, za předpokladu jejich svislého působení pouze do podpory, protože by nijak neovlivnily síly uvnitř příhrady (při posuzování styčnicků se zohlednit samozřejmě musí).

Reakce působící ve styčnicku N5 byla vhodně posunuta o 30 cm doleva, aby vycházela nad podporu. Reakce ze žeber trémového stropu nejsou v této variantě uvažovány vůbec.

Při takovémto zjednodušení modelu je jasné, že získané výsledky nebudou tolik odpovídat realitě a pravděpodobně povedou k nevhodnému návrhu konstrukce, zejména tahové výztuže. Další významný problém může nastat nedostatečným vystižením nějakého kritického místa. Zde se například jako takové místo jeví oblast spodního líce větších z polí.



Obrázek číslo 5.10 – Minimální zatěžovací plocha pro svislou výztuž

Absence jakýchkoli svislých táhel v místě pole „pod klenbou“ spolu v kombinaci s nepříznivým působením vlastní váhy vyznačené plochy nosníku (zde pro  $h < l$  je vrchol parabolické plochy v  $0,5h$ ) a se zanedbáním reakcí ze žeber by mohlo vést k vzniku trhlin.

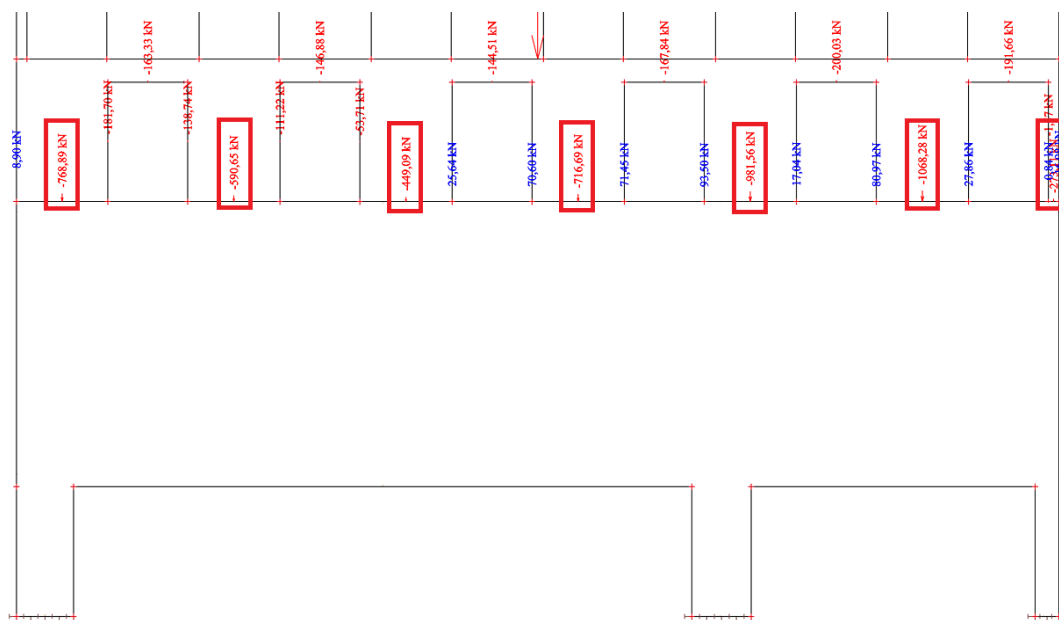
## 5.2.2 Zatížení působící na stěnový nosník

Dalším krokem je zatížení příhradového modelu. Protože se příhradový model může zatěžovat jen ve styčnicích, bude nutno veškeré liniové zatížení přepočítat do uzlů. Reakce od vrchní stavby na stěnový nosník budou převzaty z 2D modelu [16]. Jedná se o výsledné reakce od působení zatěžovací kombinace ZK1 (5.1.3), včetně vlastní tíhy vrchní stavby. Vlastní tíha stěnového nosníku bude vypočítána ručně a přidána do výsledného zatížení příhradového modelu.

Výpočet vlastní tíhy stěnového nosníku.

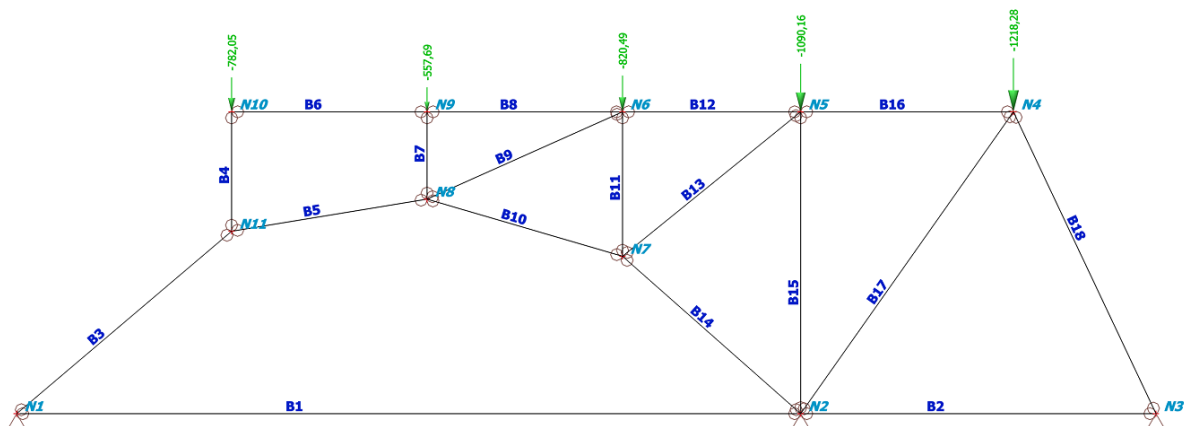
$$g_k = b * t * h * (\rho / 100) = 1 * 0,2 * 6 * (2500 / 100) = 30 \text{ kN/m}' \quad (5.5)$$

Výsledné reakce od vyšší stavby vytvořeného 2D modelu vyvinuté kombinací ZK1.



Obrázek číslo 5.11 – Reakce od vyšší stavby

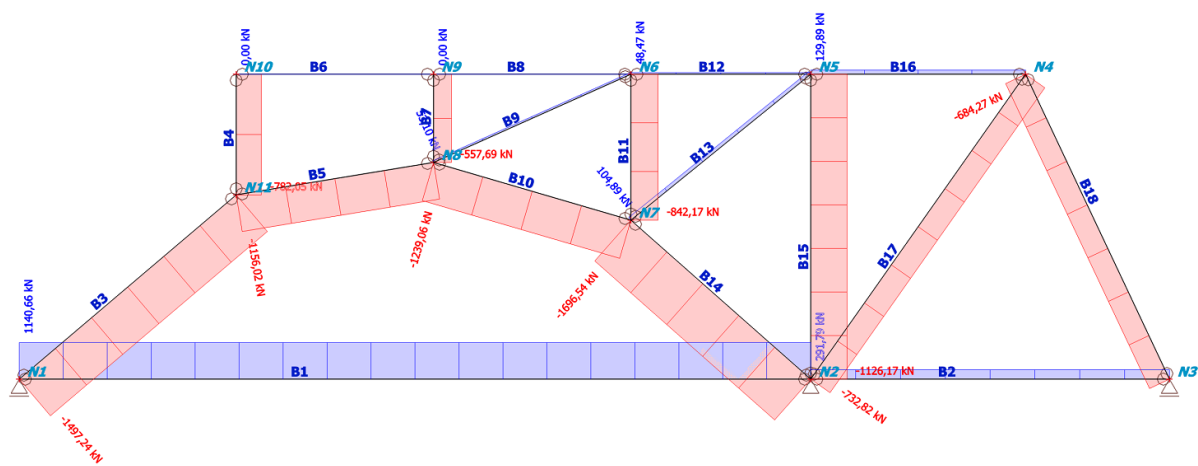
Výsledné hodnoty působícího zatížení na zjednodušený Strut and Tie model.



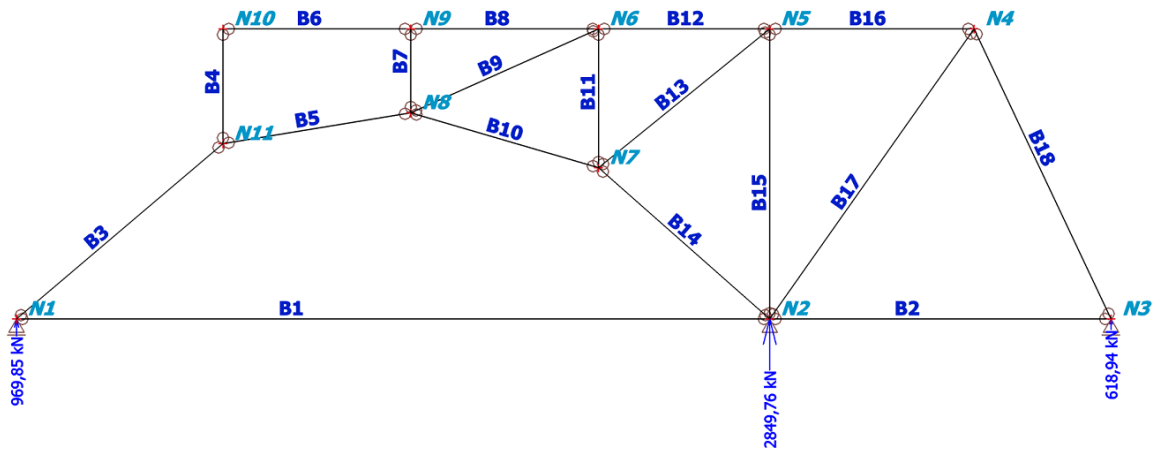
Obrázek číslo 5.12 – Výsledné bodové zatížení modelu

### 5.2.3 Výpočet osových sil

Z následujícího obrázku je vidět průběh osových sil příhradové konstrukce. Je nutné poznamenat, že pruty B6, B8, B9, B12 jsou v konstrukci ponechány i přes to, že jejich osově síly jsou nulové. Důvodem je nesymetrické zatížení oblouku a tím způsobená nestabilita konstrukce pro výpočet v programu SCIA [16]. Tyto hodnoty osových sil budou dále použity pro návrh táhel a posouzení vzpěr a styčníků.



Obrázek číslo 5.13 – Výsledné osově síly



Obrázek číslo 5.14 – Reakce

Před dalšími výpočty je nutné ověřit statickou určitost příhradové konstrukce. Pokud je konstrukce staticky neurčitá, pak to znamená, že na rozdělení vnitřních sil v příhradě má vliv tuhost a délka jednotlivých prvků. V takovém případě by bylo nutné systematicky měnit tloušťku vzpěr a táhel a hledat ideální kombinaci rozložení vnitřních sil v příhradě.

$$s_n = (v+p) - 2b \quad (5.6)$$

kde:

- $v$  počet vnějších vazeb
- $p$  počet prutů
- $b$  počet styčníků

$$s_n = (4+18) - 2 \cdot 11 = 0 \Rightarrow S.U.$$

Příhradový model je staticky určitý. Znamená to tedy, že vnitřní síly vypočítané na obrázku 5.13 můžeme považovat za finální.

## 5.3 Posouzení Strut and Tie modelu

V této kapitole proběhne návrh a posouzení jednotlivých prvků Strut and Tie modelu.

Materiálové charakteristiky použitých materiálů:

třída betonu:	<b>C 30/37</b>
charakteristická pevnost betonu v tlaku:	<b><math>f_{ck} = 30 \text{ MPa}</math></b>
návrhová pevnost betonu v tlaku:	<b><math>f_{cd} = 20 \text{ MPa}</math></b>
třída betonářské oceli:	<b>B 500 B</b>
charakteristická mez kluzu:	<b><math>f_{yk} = 500 \text{ MPa}</math></b>
návrhová mez kluzu:	<b><math>f_{yd} = 435 \text{ MPa}</math></b>
modul pružnosti:	<b><math>E_s = 200 \text{ GPa}</math></b>

### 5.3.1 Předběžné ověření kritického styčnicku N2

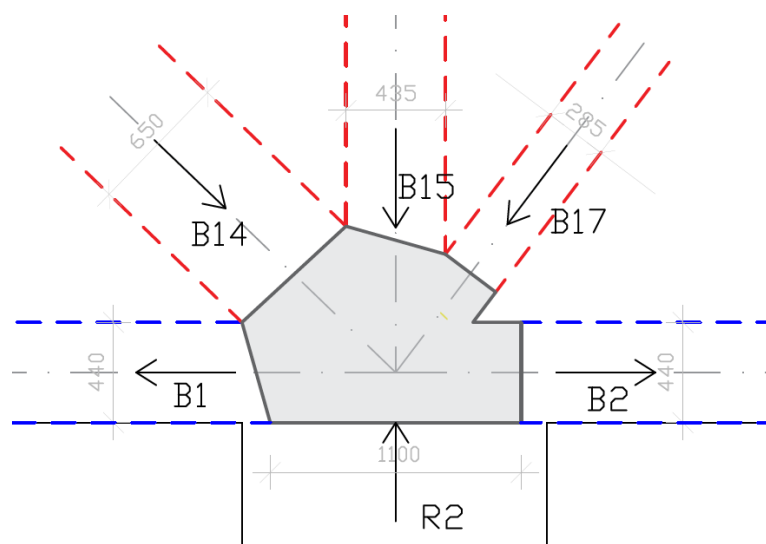
Styčnick N2 je oblastí s největší koncentrací tahových a tlakových napětí. Jak již bylo uvedeno dříve, je to místo přechodu stěnového nosníku do stěnových pilířů, které jsou v podstatě lokální podporou. Před dalším výpočtem je tedy vhodné tento styčnick ověřit a v případě, že by nevyhověl, provést příslušné úpravy stěnového nosníku.

Ve styčnicku N2 působí dvě táhla, kvůli kterým v něm můžou vznikat tahové trhliny, proto je nutné omezit maximální napětí ve styčnicku dle vztahu:

$$\sigma_{Rd,CTT} = 0,75 \cdot v \cdot f_{cd} = 13,2 \text{ Mpa} \quad (5.7)$$

kde:

0,75	součinitel zohledňující táhla ve styčnicku
$v$	redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem (0,88)
$f_{cd}$	návrhová pevnost betonu v tlaku



Obrázek číslo 5.15 – Vykreslení šířek prutů ve stýčniku N2

Stýčnik N2 leží nad podporou tvořenou stěnovým pilířem. V případě, že by stýčnik přesahoval přes okraj pilíře, bylo by nutné vhodně rozšířit stěnový pilíř.

Tab.1 – Výpočet šířky prutů ve stýčniku N2

Č.P.	N [kN]	tl. stěny [m]	$\sigma_{Rd,max}$ [Mpa]	šířka [m]	šířka +5 [m]	$\sigma_{ctt}$ [Mpa]	$\sigma_{Rd,max} > \sigma_{ctt}$
B1	1140,66	0,2	13,2	0,432	0,440	12,96	ANO
B2	291,79	0,2	13,2	0,111	0,115	12,69	ANO
B14	1696,54	0,2	13,2	0,643	0,650	13,05	ANO
B15	1126,17	0,2	13,2	0,427	0,435	12,94	ANO
B17	732,82	0,2	13,2	0,278	0,285	12,86	ANO
R2	2849,76	0,2	13,2	1,079	1,100	12,95	ANO

Šířka táhla B2 byla uvažována stejná jako v táhle B1 pro kotvení tahové výztuže za podporou. Hodnota *šířka +5* znamená rozšíření prutů o cca 5 mm pro dosažení malé rezervy v napětí.

Z vykreslení šířek prutů lze považovat stýčnik N2 za vyhovující.

### 5.3.2 Návrh a posouzení vzpěr

Vzpěry reprezentují výslednice polí tlakových napětí. Únosnost vzpěr je tedy odvozena od hodnoty jednoosé pevnosti v tlaku  $f_{cd}$ , která je dále ovlivněna faktory jako jsou typ vzpěry, velikost příčného napětí nebo šířka trhlin. V našem případě se musí



maximální přípustné napětí  $\sigma_{Rd,max}$  redukovat součinitelem  $\nu_2 = 0,6$ , který je doporučen pro stojiny nosníků [14].

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 \nu f_{cd} \quad (5.10)$$

Efektivní šířka  $b$  bude spočítána, za předpokladu  $\sigma_c = \sigma_{Rd,max}$ , ze vztahu:

$$\sigma_c = \frac{N_{ed}}{dt.b} \quad (5.11)$$

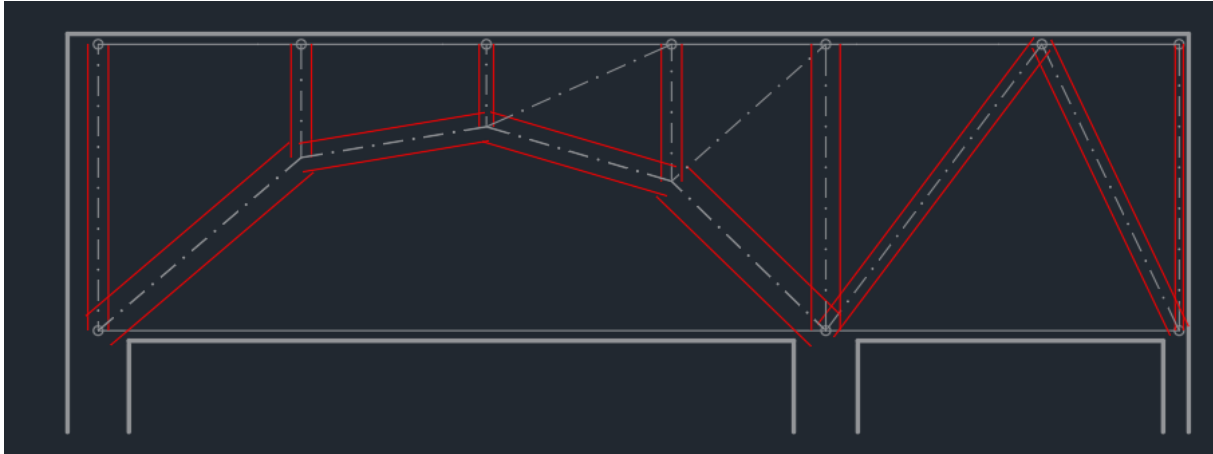
$$b = \frac{N_{ed}}{6R_{d,max} * dt} \quad (5.12)$$

Při působení tlakového napětí ve vzpěrách vznikají příčné tahy. Tyto příčné tahy musí být pokryty výztuží. Běžně tuto funkci plní ortogonální výztuž po obou površích stěnového nosníku, která se vzájemně drží proti vybočení z rovnoběžné roviny nosníku pomocí spon. Velikost příčných tahů bude zjednodušeně uvažována jako  $0,2 * N_{ed}$  v závislosti na příčném přetvoření betonu reprezentované Poissonovým číslem  $\nu = 0,2$ .

**Tab.2 – Výpočet výšky vzpěr příhradového modelu**

Č.P.	N [kN]	$\sigma_{Rd,max}$ [Mpa]	tl. vzpěry [m]	$b_{ef,min}$ [m]	$b_{ef,upr}$ [m]	$\sigma_c$ [Mpa]
B3	1497,24	10,56	0,2	0,709	0,750	9,98
B5	1156,02	10,56	0,2	0,547	0,560	10,32
B4	782,05	10,56	0,2	0,370	0,380	10,29
B7	557,69	10,56	0,2	0,264	0,280	9,96
B10	1239,06	10,56	0,2	0,587	0,600	10,33
B14	1696,54	10,56	0,2	0,803	0,850	9,98
B11	842,17	10,56	0,2	0,399	0,420	10,03
B15	1126,17	10,56	0,2	0,533	0,550	10,24
B17	732,82	10,56	0,2	0,347	0,370	9,90
B18	684,27	10,56	0,2	0,324	0,350	9,78
LR	768,89	10,56	0,2	0,364	0,380	10,12
PR	273,11	10,56	0,2	0,129	0,15	9,10

Kde LR a PR značí levou a pravou krajní hodnotu reakce od vyšší stavby dle obrázku 5.11



Obrázek číslo 5.16 – Schematické vykreslení vzpěr

Z obrázku 5.17 je vidět, že všechny vzpěry příhradového modelu leží uvnitř obrysu stěnového nosníku, navržená výška vzpěr tedy vyhovuje.

- **Návrh konstrukční výztuže mimo oblasti podpor**

Konstrukční výztuž se navrhne na zachycení příčných tahů. Působící síly ve vzpěrách se rozdělí do vodorovného směru X a svislého směru Y a posoudí. Minimální plocha výztuže je dána vztahem:

$$A_{s,min} = 0,001 \cdot A_c \quad (5.13)$$

- Oblast mimo podpor, směr X:

$$\Rightarrow \text{NÁVRH} = \underline{\underline{\text{Ø 8 mm á 160 mm}}}$$

$$A_{s,min} = 0,001 \cdot 200 \cdot 1000$$

$$A_{s,min} = 200 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,prov,X} = \frac{\pi \cdot d^2 \cdot 1000 \cdot n}{4 \cdot a} = \frac{\pi \cdot 8^2 \cdot 1000 \cdot 2}{4 \cdot 160} = 628 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\underline{\underline{A_{s,prov,X} = 628 \text{ mm}^2/\text{m} \geq A_{s,min} = 200 \text{ mm}^2/\text{m}}}$$

**VYHOVÍ**

**Tab.3 – Posouzení konstrukční výztuže na příčné tahy mimo podpory, směr X**

Č.P.	N [kN]	T <sub>p</sub> [kN]	σ <sub>Rd,max</sub> [Mpa]	α [°]	Th <sub>x</sub> [kN]	As,reqX [mm <sup>2</sup> ]	As,provX [mm <sup>2</sup> ]	As,prov > As,req
B3	1497,24	299,45	435	40	229	527,3	628	ANO
B5	1156,02	231,20	435	18	220	505,5	628	ANO
B4	782,05	156,41	435	90	0	0,0	628	ANO
B7	557,69	111,54	435	90	0	0,0	628	ANO
B10	1239,06	247,81	435	21	231	531,8	628	ANO
B14	1696,54	339,31	435	44	244	561,1	628	ANO
B11	842,17	168,43	435	90	0	0,0	628	ANO
B15	1126,17	225,23	435	90	0	0,0	628	ANO
B17	732,82	146,56	435	53	88	202,8	628	ANO
B18	684,27	136,85	435	64	60	137,9	628	ANO
LR	768,89	153,78	435	90	0	0,0	628	ANO
PR	273,11	54,62	435	90	0	0,0	628	ANO

- Oblast mimo podpor, směr Y:

$$\Rightarrow \text{NÁVRH} = \underline{\underline{\text{Ø 8 mm á 160 mm}}}$$

$$A_{s,min} = 0,001 \cdot 200 \cdot 1000$$

$$A_{s,min} = 200 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,prov,Y} = \frac{\pi \cdot d^2 \cdot 1000 \cdot n}{4 \cdot a} = \frac{\pi \cdot 8^2 \cdot 1000 \cdot 2}{4 \cdot 160} = 628 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\underline{\underline{A_{s,prov,Y} = 628 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{s,min} = 200 \text{ mm}^2/\text{m}}}$$

**VYHOVÍ**

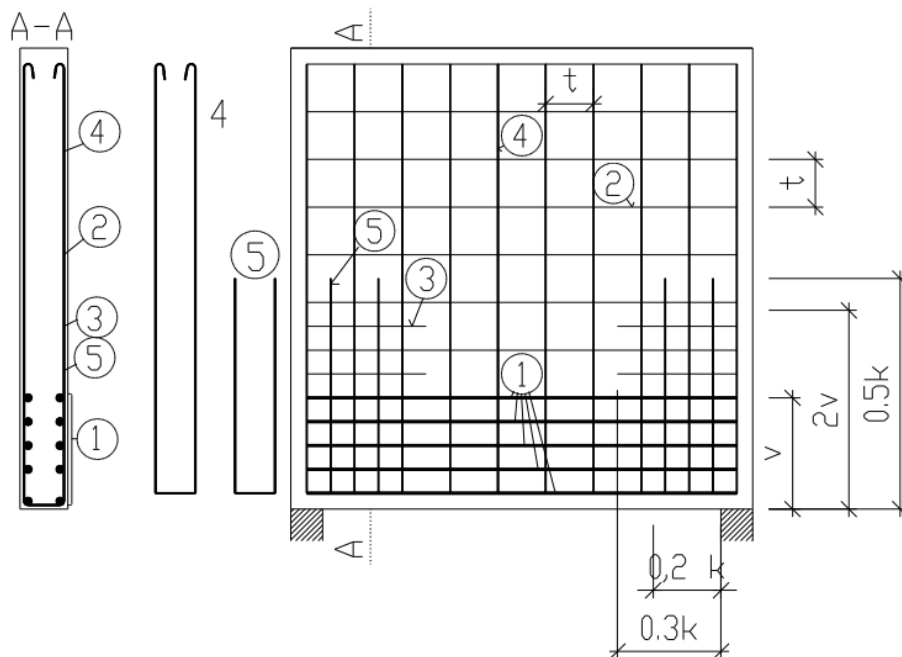
**Tab.4 – Posouzení konstrukční výztuže na příčné tahy mimo podpory, směr Y**

Č.P.	N [kN]	T <sub>p</sub> [kN]	σ <sub>Rd,max</sub> [Mpa]	α [°]	Th <sub>y</sub> [kN]	As,reqY [mm <sup>2</sup> ]	As,provY [mm <sup>2</sup> ]	As,prov > As,req
B3	1497,24	299,45	435	40	192	442,5	628	ANO
B5	1156,02	231,20	435	18	71	164,2	628	ANO
B4	782,05	156,41	435	90	156	359,6	628	ANO
B7	557,69	111,54	435	90	112	256,4	628	ANO
B10	1239,06	247,81	435	21	89	204,2	628	ANO
B14	1696,54	339,31	435	44	236	541,8	628	ANO
B11	842,17	168,43	435	90	168	387,2	628	ANO
B15	1126,17	225,23	435	90	225	517,8	628	ANO
B17	732,82	146,56	435	53	117	269,1	628	ANO
B18	684,27	136,85	435	64	123	282,8	628	ANO
LR	768,89	153,78	435	90	154	353,5	628	ANO
PR	273,11	54,62	435	90	55	125,6	628	ANO

Navržená konstrukční výztuž vyhoví na podélné a příčné tahy.

- **Posouzení konstrukční výztuže na příčné tahy v oblasti podpor**

Podle konstrukčních zásad se musí zesílit výztuž v oblasti podpor, to provedeme podle následujícího obrázku.



Obrázek číslo 5.17 – Schéma vyztužení stěnového nosníku [6]

Koeficient  $k$  je  $\min(h ; l)$ , tedy v tomto případě  $k = h$ .

$$k = 6 \text{ m}$$

$$0,5k = 3 \text{ m}$$

$$0,3k = 2 \text{ m}$$

Zdvojení základní výztuže ve směru X a Y z  $\varnothing 8 \text{ mm}$  á  $160 \text{ mm}$  ( $A_{s,prov} = 628\text{mm}^2$ ) na

**$\varnothing 8 \text{ mm}$  á  $80 \text{ mm}$  ( $A_{s,prov} = 1256\text{mm}^2/\text{m}$ )**

V oblasti levé podpory ve styčnicku N1 působí tyto vzpěry:

$$B3 = 1497,24 \text{ kN}$$

$$B3_x = 1497,24 \cdot \sin(40) = 962,4 \text{ kN}$$

$$B3_y = 1497,24 \cdot \cos(40) = 1146,96 \text{ kN}$$

$$F_{vys} = \sqrt{962,4^2 + 1146,96^2} = 1497,2 \text{ kN}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \text{tg}\left(\frac{962,4}{1146,96}\right) = 40^\circ$$

$$F_T = 1497,2 \cdot 0,2 = 299,5 \text{ kN}$$

$$F_{Tx} = 299,5 \cdot \cos(40) = 229,4 \text{ kN}$$

$$F_{Ty} = 299,5 \cdot \sin(40) = 192,5 \text{ kN}$$

Podpora N1, směr X:

$$\Rightarrow \underline{\underline{\text{Ø } 8 \text{ mm á } 80 \text{ mm } (A_{s,prov} = 1256 \text{ mm}^2/\text{m})}}$$

$$A_{s,reqX} = \frac{299,5 \cdot 10^3}{435} = 688 \text{ mm}^2$$

$$\underline{\underline{A_{s,prov,X} = 1256 \text{ mm}^2/\text{m} \geq A_{s,req} = 688 \text{ mm}^2/\text{m}}}$$

**VYHOVÍ**

Podpora N1, směr Y:

$$\Rightarrow \underline{\underline{\text{Ø } 8 \text{ mm á } 80 \text{ mm } (A_{s,prov} = 1256 \text{ mm}^2/\text{m})}}$$

$$A_{s,reqY} = \frac{192,5 \cdot 10^3}{435} = 442,5 \text{ mm}^2$$

$$\underline{\underline{A_{s,prov,Y} = 1256 \text{ mm}^2/\text{m} \geq A_{s,req} = 442,5 \text{ mm}^2/\text{m}}}$$

**VYHOVÍ**

Ve středové podpoře ve styčnicku N2 působí tyto vzpěry:

$$B_{14} = 1696,54 \text{ kN}$$

$$B_{15} = 1126,17 \text{ kN}$$

$$B_{17} = 732,82 \text{ kN}$$

$$B_{14x} = 1696,54 \cdot \sin(44) = 1178,52 \text{ kN}$$

$$B_{15x} = 1126,17 \cdot \sin(90) = 1126,7 \text{ kN}$$

$$B_{17x} = 732,82 \cdot \sin(53) = 585,26 \text{ kN}$$

$$\Sigma_x = 2889,94 \text{ kN}$$

$$B_{14y} = 1696,54 \cdot \cos(44) = 1220,4 \text{ kN}$$

$$B_{15y} = 1126,17 \cdot \cos(90) = 0 \text{ kN}$$

$$B_{17y} = 732,82 \cdot \cos(53) = 441,1 \text{ kN}$$

$$\Sigma_y = 1661,41 \text{ kN}$$

$$F_{vys} = \sqrt{2889,94^2 + 1661,41^2} = 3333,47 \text{ kN}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \text{tg}\left(\frac{2889,94}{1661,41}\right) = 60^\circ$$

$$F_T = 3333,47 \cdot 0,2 = 666,69 \text{ kN}$$

$$F_{Tx} = 666,69 \cdot \sin(60) = 577,37 \text{ kN}$$

$$F_{Ty} = 666,69 \cdot \cos(60) = 333,34 \text{ kN}$$

Podpora N2, směr X:

$$\Rightarrow \underline{\underline{\text{Ø } 8 \text{ mm á } 80 \text{ mm } (A_{s,prov} = 1256 \text{ mm}^2/\text{m})}}$$

$$A_{s,reqX} = \frac{577,37 \cdot 10^3}{435} = 1327,3 \text{ mm}^2$$

$$\underline{\underline{A_{s,prov,X} = 1256 \text{ mm}^2/\text{m} \geq A_{s,req} = 1327 \text{ mm}^2/\text{m}}}$$

**NEVYHOVÍ**

OPATŘENÍ:

Původní rastr Ø 8 mm á 160 mm ( $A_{s,prov} = 628 \text{ mm}^2/\text{m}$ ) se doplní s Ø 8 mm á 110 mm ( $A_{s,prov} = 914 \text{ mm}^2/\text{m}$ ), tedy celková  $A_{s,prov} = 628 + 914 = \underline{1542 \text{ mm}^2/\text{m}}$ .

Podpora N2, směr X:

$$A_{s,reqX} = \frac{577,37 \cdot 10^3}{435} = 1327,3 \text{ mm}^2$$

$$\underline{\underline{A_{s,prov,X} = 1542 \text{ mm}^2/\text{m} \geq A_{s,req} = 1327 \text{ mm}^2/\text{m}}}$$

**VYHOVÍ**

Podpora N2, směr Y:

$$\Rightarrow \underline{\underline{\text{Ø } 8 \text{ mm á } 80 \text{ mm } (A_{s,prov} = 1256 \text{ mm}^2/\text{m})}}$$

$$A_{s,reqY} = \frac{333,34 \cdot 10^3}{435} = 766,2 \text{ mm}^2$$

$$\underline{A_{s,prov,x} = 628 \text{ mm}^2/\text{m} \geq A_{s,req} = 442,5 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

**VYHOVÍ**

Vzhledem k tomu, že vyhověl styčnick N1 na příčné tahy, lze předpokládat, že vyhoví i styčnick N3.

- **Návrh a posouzení příčných tahů působících kolmo k rovině stěnového nosníku**

Spony jsou v oblasti mimo podpory navrženy na nejvíce tlačenny prut B14.

$$F_T = 1696,54 * 0,2 = 323,3 \text{ kN}$$

$$A_{sw} = n * \frac{\pi * \emptyset^2}{4} = 1 * \frac{\pi * 8^2}{4} = 50,3 \text{ mm}^2$$

$$N_{Rd,w} = A_{sw} * f_{yd} = 50,3 * 10^3 * 435 = 21,86 \text{ kN}$$

$$n_w = \frac{F_T}{N_{Rd,w}} = \frac{323,3}{21,86} = 14,7 \text{ ks} \Rightarrow \underline{\underline{\text{NÁVRH } 15 \text{ ks/m}^2}}$$

Spony v oblasti podpor:

$$F_T = 3333,47 * 0,2 = 666,69 \text{ kN}$$

$$A_{sw} = n * \frac{\pi * \emptyset^2}{4} = 1 * \frac{\pi * 8^2}{4} = 50,3 \text{ mm}^2$$

$$N_{Rd,w} = A_{sw} * f_{yd} = 50,3 * 10^3 * 435 = 21,86 \text{ kN}$$

$$n_w = \frac{F_T}{N_{Rd,w}} = \frac{666,69}{21,86} = 30,49 \text{ ks} \Rightarrow \underline{\underline{\text{NÁVRH } 36 \text{ ks/m}^2}}$$

### 5.3.3 Návrh a posouzení táhel

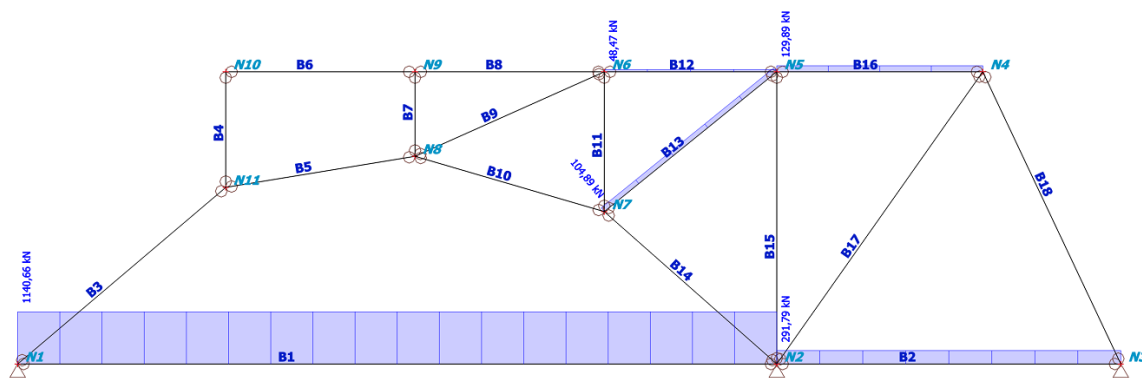
Zjednodušený příhradový model se skládá z pěti táhel. Dvě primární jsou uloženy na spodním líci stěnového pole a zbývající tři se nachází u horního líce nosníku nad prostřední podporou.

Vzorce pro návrh táhel:

$$A_{s,req} = \frac{N_{ed}}{f_{yd}} \quad (5.6)$$

$$\sigma_{Rd,max} = f_{yd} \quad (5.7)$$

$$\sigma_t = \frac{N_{ed}}{A_{s,prov}} \quad (5.8)$$



Obrázek číslo 5.18 – Poloha táhel v modelu

Tab.5 – Návrh a posouzení tahové výztuže

Č.P.	N [kN]	$A_{S,req}$ [mm <sup>2</sup> ]	$\phi$ [mm]	Počet řad [ks]	Prutů/řada [ks]	$A_{S,prov}$ [mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{Rd,max}$ [Mpa]	$\sigma_t$ [Mpa]	Využití [%]
B1	1140,66	2622,2	22	3	3	3420	435	333,5	77%
B2	291,79	670,8	22	1	3	1140	435	256,0	59%
B16	129,89	298,6	konstrukční výztuž			502	435	258,7	59%
B12	48,47	111,4				502	435	96,6	22%
B13	104,89	241,1				502	435	208,9	48%

### 5.3.4 Posouzení styčniců

Po návrhu vzpěr a táhel zbývá posoudit, zda napětí ve styčnicích nepřekračuje maximální dovolené hodnoty. Z modelu byly vybrány nejvíce zatížené styčnice, ke kterým byly podrobně rozkresleny rozměry a dopočteno napětí. Maximální hodnota napětí je ovlivněna počtem táhel působících ve styčnici – táhla zvyšují riziko vzniku trhlin a tím snižují hodnotu maximálního dovoleného napětí.

Styčnice bez táhel:

$$\sigma_{Rd,CCC} = v \cdot f_{cd} = 17,6 \text{ MPa} \quad (5.13)$$

Styčnice s jedním táhlem:

$$\sigma_{Rd,CCT} = 0,85 \cdot v \cdot f_{cd} = 14,96 \text{ MPa} \quad (5.14)$$



Styčníky s více táhly:

$$\sigma_{Rd,CTT} = 0,75 \cdot v \cdot f_{cd} = 13,2 \text{ MPa} \quad (5.15)$$

kde:

- 0,75 součinitel zohledňující táhla ve styčnicku  
 v redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem  $(1 - \frac{f_{ck}}{250})$   
 $f_{cd}$  návrhová pevnost betonu v tlaku

**Tab.6 – Posouzení napětí ve styčnicích**

Styčník	Č.P.	N	$\sigma_{Rd,max}$	tl. prvku	šířka prvku	$\sigma_c$	$\sigma_{Rd,max} > \sigma_c$
		[kN]	[Mpa]	[m]	[m]	[Mpa]	
N1	LR	768,89	14,96	0,2	0,380	10,12	ANO
	R1	969,85	14,96	0,2	0,420	11,55	ANO
	B3	1497,24	14,96	0,2	0,750	9,98	ANO
N2	B14	1696,54	13,2	0,2	0,850	9,98	ANO
	B17	732,82	13,2	0,2	0,370	9,90	ANO
	B15	1126,17	13,2	0,2	0,550	10,24	ANO
	R2	2849,76	13,2	0,2	1,100	12,95	ANO
N3	PR	273,11	14,96	0,2	0,15	9,10	ANO
	R3	618,94	14,96	0,2	0,360	8,60	ANO
	B18	684,27	14,96	0,2	0,350	9,78	ANO
N7	B14	1696,54	14,96	0,2	0,850	9,98	ANO
	B10	1239,06	14,96	0,2	0,600	10,33	ANO
	B11	842,17	14,96	0,2	0,420	10,03	ANO
N8	B10	1239,06	14,96	0,2	0,600	10,33	ANO
	B7	557,69	14,96	0,2	0,280	9,96	ANO
	B5	1156,02	14,96	0,2	0,560	10,32	ANO
N11	B4	782,05	17,6	0,2	0,380	10,29	ANO
	B3	1497,24	17,6	0,2	0,750	9,98	ANO
	B5	1156,02	17,6	0,2	0,560	10,32	ANO

## 6. Závěr

Vypracovaná bakalářská práce je zaměřena na analýzu hlavních napětí na stěnovém nosníku vyvolané vnějším zatížením.

První část této práce je věnována stručnému popisu stěnových nosníků. Na jednotlivých příkladech je ukázán průběh napětí a jemu odpovídající strut and tie model. Tento princip sestavování modelů byl využit při vyšetřování mého vybraného stěnového nosníku. Některé z ukázaných vztahů byly použity při návrhu a posouzení v kapitole 5.

V následující kapitole je samotná analýza stěnového nosníku. Z referenční stavby je vybraný stěnový nosník vymodelován v programu SCIA Engineer 21.1 ve 2D prostředí. Pro nosník byla dále sestavena kombinace zatěžovacích stavů charakterizující nejhorší možné působení zatížení na konstrukci. Ze zjištěných trajektorií hlavního napětí byl sestaven příhradový model vystihující základní chování stěnového nosníku. U modelu byla komentována vhodnost modelu a možných rizik. Příhradový model byl opět vymodelován v programu SCIA Engineer a ze získaných vnitřních sil byla navržena hlavní a konstrukční výztuž, včetně spon. Kritické oblasti byly posouzeny.

Cílem této bakalářské práce byla analýza hlavního napětí ve spojitém stěnovém nosníku a následné sestavení odpovídajícího příhradového modelu. Výpočtem bylo ověřeno, že tloušťka nosníku a všechny prvky Strut and Tie modelu jsou vyhovující.

## 7. Seznam použité literatury

- [1] KONG, F.K. *Reinforced concrete deep beams*. 2003 [online]  
Dostupné z:  
<https://books-library.net/files/download-pdf-ebooks.org-1494093691Fe4G7.pdf>
- [2] DARVIN, D., DOLAN, CH., NILSON, A., *Design of concrete structures*. [online]  
Dostupné z:  
<https://construccion.uv.cl/docs/textos/coleccion03/TEXT0.12.DesingofConcreteStructures.pdf>
- [3] PLASENCIA, G., *Study of the behavior of reinforced concrete deep beams. Estimate of the ultimate shear capacity* [online]  
Dostupné z:  
<https://www.scielo.cl/pdf/rconst/v16n1/0718-915X-rconst-16-01-00043.pdf>
- [4] ŠMEJKAL, J., PROCHÁZKA, J., *Navrhování stěnových nosníků s použitím modelů náhradní příhradoviny* [online]  
Dostupné z:  
[https://www.ebeton.cz/wp-content/uploads/2010-6-52\\_0.pdf](https://www.ebeton.cz/wp-content/uploads/2010-6-52_0.pdf)
- [5] ŠMEJKAL, J., PROCHÁZKA, J., *Modelování a vyztužování železobetonových konstrukcí*
- [6] HANZLOVÁ, H. *Stěnové nosníky*, učební pomůcka [online]  
Dostupné z:  
[http://people.fsv.cvut.cz/www/hanzlhan/PJ1C/1\\_stenove\\_nosniky.pdf](http://people.fsv.cvut.cz/www/hanzlhan/PJ1C/1_stenove_nosniky.pdf)
- [7] TIPKA, M., a kolektiv, *Základní principy navrhování železobetonových konstrukcí a jejich kritických oblastí* [online]  
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>
- [8] BAŽANT, Z., *Betonové konstrukce I, Betonové konstrukce plošné, část I* [online]  
Dostupné z:  
<http://lences.cz/domains/lences.cz/skola/subory/Skripta/BL05-Betonove%20konstrukce%20I/CS3-Betonove%20konstrukce%20plosne%20I.pdf>
- [9] Poruchové oblasti žlbcí (TP1.13.1) [online]  
Dostupné z:  
<https://profesis.ckait.cz/dokumenty-ckait/tp-1-13-1/#3-5>

- [10] *Výstavba bytového domu Peprník*,  
Dostupné z:  
<http://www.atsunami.cz/Hruba-stavba-domu-PEPRNIK-Pardubice.html>
- [11] Single span deep beam  
Dostupné z:  
<https://www.semanticscholar.org/paper/A-comparison-of-design-using-strut-and-tie-modeling-Skibbe/1de2e3365bcea1c9efb9f5e0b5b3b58aaef51ee1/figure/4>
- [12] *Hotel Hermitage*  
Dostupné z:  
<https://www.hermitageprague.com/>
- [13] BÍLÝ, P., *Úvod do navrhování poruchových oblastí žb kci metodou příhradové analogie [online]*  
Dostupné z:  
<http://people.fsv.cvut.cz/www/bilypet1/vyuka/YMVB/YMVB02.pdf>
- [14] SEMRÁD, K., SZŮCS, C., *Řešené příklady bet kci pomocí příhradové analogie*  
Dostupné z:  
[https://concrete.fsv.cvut.cz/projekty/pdf/frvs2009/Prihradova\\_analogie\\_a\\_resene\\_priklady.pdf](https://concrete.fsv.cvut.cz/projekty/pdf/frvs2009/Prihradova_analogie_a_resene_priklady.pdf)
- [15] DNV, *Efficient design of fixed and floating offshore concrete structures*  
Dostupné z:  
<https://www.dnv.com/software/campaigns-2020/sesam-for-concrete-structures-webinar-video.html>

## 8. Seznam obrázků

*Obrázek číslo 1.1 – Příklad využití stěnového nosníku v budově [1]*

*Obrázek číslo 1.2 – Model základového podstavce těžící plošiny [11]*

*Obrázek číslo 2.1 – Zatěžkávací test stěnového nosníku, rok 1991 [1]*

*Obrázek číslo 2.2 – Průběh vodorovného  $\bar{\sigma}_x$  napětí po výšce průřezu [4]*

*Obrázek číslo 2.3 – Průběh napětí  $\bar{\sigma}_x$  a  $\bar{\sigma}_y$  od přímého zatížení a jemu odpovídající Strut and Tie model [4]*

*Obrázek číslo 2.4 – Průběh trajektorií hlavních napětí od přímého spojitého zatížení [6]*

*Obrázek číslo 2.5 – Průběh napětí  $\bar{\sigma}_x$  a  $\bar{\sigma}_y$  od nepřímého zatížení a jemu odpovídající Strut and tie model [4]*

*Obrázek číslo 2.6 – Průběh trajektorií hlavních napětí od nepřímého spojitého zatížení [6]*

Obrázek číslo 2.7 – Průběh napětí  $\bar{\sigma}_x$  nad podporou od přímého spojitého zatížení a jemu odpovídající Strut and Tie model [4]

Obrázek číslo 2.8 – Rozdělení výztuže nad podporou [4]

Obrázek číslo 2.9 – Průběh napětí  $\bar{\sigma}_x$  nad podporou - konzola [4]

Obrázek číslo 2.10 – Bytový dům Peprník [10]

Obrázek číslo 2.11 – Využití stěnového nosníku ve skeletovém konstrukčním systému [11]

Obrázek číslo 3.1 – Idealizace styku prvků na základě poměru tuhostí

Obrázek číslo 3.2 – Rozdělení konstrukce na B a D oblasti [9]

Obrázek číslo 3.3 – Základní geometrické tvary vzpěr [9]

Obrázek číslo 3.4 – Působící napětí a příklady výskytu styčnicku CCC v konstrukci [9]

Obrázek číslo 3.5 – Působící napětí a příklady výskytu styčnicku CCT v konstrukci [9]

Obrázek číslo 3.6 – Působící napětí a příklady výskytu styčnicku CTT v konstrukci [9]

Obrázek číslo 4.1 – Pohled na budovu hotelu z ulice [12]

Obrázek číslo 4.2 – Nově přistavená část hotelu [12]

Obrázek číslo 4.3 – Půdorysné schéma polohy objektů

Obrázek číslo 5.0 – Spojitý stěnový nosník [8]

Obrázek číslo 5.1 – Plný spojitý stěnový nosník

Obrázek číslo 5.2 - Odhad průběhu hlavních napětí.

Obrázek číslo 5.3 – Průběh hlavního tlakového napětí

Obrázek číslo 5.4 – Průběh trajektorií hlavního tlakového napětí

Obrázek číslo 5.5 – Průběh hlavního tahového napětí

Obrázek číslo 5.6 – Průběh trajektorií hlavního tahového napětí

Obrázek číslo 5.7 – Zjednodušený průběh tlačných vzpěr

Obrázek číslo 5.8 – Zjednodušený průběh táhel

Obrázek číslo 5.9 – Zjednodušený Strut and Tie model

Obrázek číslo 5.10 – Minimální zatěžovací plocha pro svislou výztuž

Obrázek číslo 5.11 – Reakce od vyšší stavby

Obrázek číslo 5.12 – Výsledné bodové zatížení modelu

Obrázek číslo 5.13 – Výsledné osové síly

Obrázek číslo 5.14 – Reakce

Obrázek číslo 5.15 – Vykreslení šířek prutů ve styčnicku N2

Obrázek číslo 5.16 – Schematické vykreslení vzpěr

Obrázek číslo 5.17 – Schéma vyztužení stěnového nosníku [6]

Obrázek číslo 5.18 – Poloha táhel v modelu

## 9. Seznam tabulek

Tab.1 – Výpočet šířky prutů ve styčnicku N2

Tab.2 – Výpočet výšky vzpěr příhradového modelu

Tab.3 – Posouzení konstrukční výztuže na příčné tahy mimo podpory, směr X

Tab.4 – Posouzení konstrukční výztuže na příčné tahy mimo podpory, směr Y

Tab.5 – Návrh a posouzení tahové výztuže

Tab.6 – Posouzení napětí ve styčnicích

## 10. Seznam použitých programů

[16] SCIA Engineering 21

[17] Autodesk AutoCAD 2021

[18] Microsoft WORD

[19] Microsoft EXCEL