

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra mechaniky



BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Statická analýza visutého stěnového nosníku
ze železobetonu

Vyhotovila: Dominika Šrámková

Vedoucí bakalářské práce: Ing. arch. et Ing. František Denk, Ph. D

Praha 2018



ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: ŠRÁMKOVÁ	Jméno: DOMINIKA	Osobní číslo: 439087
Zadávající katedra: KATEDRA MECHANIKY [K132]		
Studijní program: STAVEBNÍ INŽENÝRSTVÍ		
Studijní obor: KONSTRUKCE POZEMNÍCH STAVEB		

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Statická analýza visutého stěnového nosníku ze železobetonu	
Název bakalářské práce anglicky: Structural design of cantilevered concrete wall girder	
Pokyny pro vypracování: <ul style="list-style-type: none">- rešerše o problematice stěnových nosníků, praktické aplikace- možné metody statického výpočtu, řešení detailů- popis konkrétního návrhu visuté části domu s použitím stěnového nosníku- statický výpočet stěnového nosníku ze železobetonu- výkresová část - výkresy tvaru, výkresy výztuže	
Seznam doporučené literatury:	
Jméno vedoucího bakalářské práce: Ing. arch., Ing. František Denk, Ph.D.	
Datum zadání bakalářské práce: 21.02.2018	Termín odevzdání bakalářské práce: 27.05.2018
<i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>	
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“.

Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)
-----------------------	---------------------

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci na téma **Statická analýza visutého stěnového nosníku ze železobetonu** zpracovala samostatně za použití uvedené literatury a pramenů.

Dále prohlašuji, že nemám závažný důvod proti užití tohoto školního díla ve smyslu § 60 zákona č. 121/2000 Sb., o právu autorském, o právech souvisejících s právem autorským a o změně některých zákonů (autorský zákon).

V Praze dne 27. 5. 2018

.....
Jméno Příjmení

Poděkování

Ráda bych poděkovala Ing. arch. et Ing. Františku Denkovi, Ph. D. za jeho odborné vedení a užitečné rady při zpracování bakalářské práce. Dále děkuji rodině a přátelům za podporu.

**STATICKÁ ANALÝZA VISUTÉHO
STĚNOVÉHO NOSNÍKU ZE ŽELEZOBETONU**

**STRUCTURAL DESIGN OF CANTILEVERED
CONCRETE WALL GIRDER**

Anotace

Tématem této bakalářské práce jsou stěnové nosníky. Obsahuje několik příkladů existujících staveb, které využívají tento stavební prvek. Uvádí řadu možností, jak stěnový nosník řešit. Cílem této bakalářské práce je rozebrat problematiku stěnových nosníků a statické posouzení konkrétních prvků.

Klíčová slova

Stěnový nosník, vysoký nosník, vyztužování, statický návrh stěnového nosníku, vykonzolovaný železobetonový stěnový nosník.

Annotation

This bachelor thesis is focused on wall girders. It contains some examples of real constructions which use these components. It presents several methods how we can design wall girder. The aim of the thesis to analyse wall girder's matters and structural analysis of specific components.

Key words

Wall girder, reinforcement, structural analysis, cantilevered concrete wall girder.

OBSAH

1. ÚVOD	9
2. STĚNOVÉ NOSNÍKY	10
2.1. PŮSOBENÍ STĚNOVÉHO NOSNÍKU PŘI RŮZNÉM ZATÍŽENÍ.....	12
2.1.1. <i>Zatížení při horním líci</i>	12
2.1.2. <i>Zatížení při dolním líci</i>	13
2.2. STĚNOVÝ NOSNÍK S KONZOLOU	14
2.3. PRAVIDLA VYZTUŽOVÁNÍ STĚNOVÉHO NOSNÍKU.....	14
3. METODY NAVRHOVÁNÍ.....	16
3.1. MODELÝ NÁHRADNÍ PŘÍHRADOVINY	16
3.2. ZJEDNODUŠENÉ POSTUPY	20
3.3. FOURIEROVY ŘADY	23
3.4. METODA SÍTÍ.....	25
3.5. METODA KONEČNÝCH PRVKŮ	26
4. INSPIRACE	29
4.1. STAVBY SE STĚNOVÝM NOSNÍKEM	31
4.1.1. <i>Crossed House</i>	31
4.1.2. <i>Cliff House</i>	32
4.1.3. <i>Ventura House</i>	33
5. KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ.....	34
5.1. URBANISTICKÉ, ARCHITEKTONICKÉ A DISPOZIČNÍ ŘEŠENÍ STAVBY	34
5.2. TECHNICKÉ ŘEŠENÍ STAVBY	34
5.3. NOSNÝ SYSTÉM.....	34
5.3.1. <i>Svislé nosné konstrukce</i>	34
5.3.2. <i>Vodorovné nosné konstrukce</i>	34
5.4. KONSTRUKČNÍ SCHÉMA	35
6. STATICKÝ VÝPOČET STĚNOVÝCH NOSNÍKŮ.....	38
6.1. POUŽITÉ MATERIÁLY.....	38
6.2. PŘEHLED ZATÍŽENÍ.....	38
6.3. URČENÍ KRYCÍ VRSTVY:	42
6.4. VÝPOČET A POSOUZENÍ.....	42
6.4.1. <i>Zadání pro výpočet stěnového nosníku SN 1</i>	44
6.4.2. <i>Statický výpočet stěnového nosníku SN 2</i>	51
7. ZÁVĚR.....	60

SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY	61
SEZNAM OBRÁZKŮ.....	63
SEZNAM PŘÍLOH.....	66
SEZNAM POUŽITÝCH PROGRAMŮ.....	66

1. ÚVOD

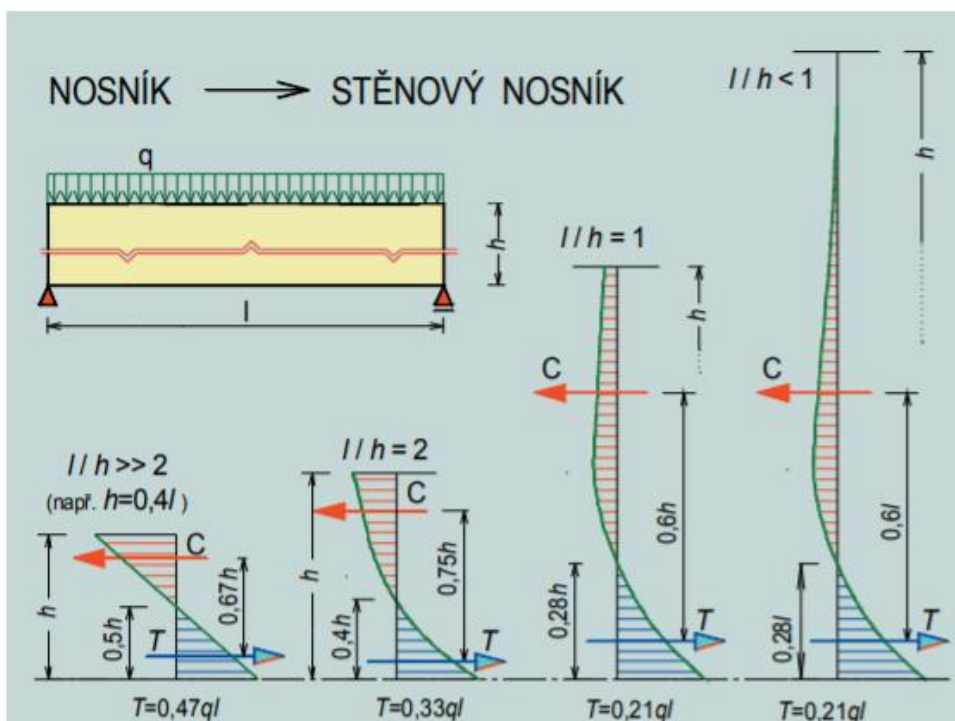
V dnešní době architekti v oblasti pozemních staveb rádi navrhují nosné systémy vyšších podlaží nad volnou dispozicí. Takovéto řešení dispozice právě umožňují stěnové nosníky, které působí jako nosné stěny. Můžou být podepřené na obou koncích konstrukce nebo působí jako spojitý nosník či jako konzola.

Železobetonové konstrukce se v dnešní době navrhují podle evropské normy EN 1992-1-1, která byla převzata do soustavy českých norem jako ČSN EN 1992-1-1. Protože se na konstrukcích objevují oblasti, ve kterých často dochází k poruchám, je v normě věnována pozornost lokálním oblastem, tj. oblastem, ve kterých nejsou splněny podmínky lineárních přetvoření průřezu. Stěnové nosníky jsou považovány právě za poruchové oblasti stejně jako rámové rohy, konzoly, prostupy v průvlecích nebo ozuby na průvlecích. V normě jsou uvedeny pouze obecné zásady posuzování, jelikož každá taková oblast je svým způsobem unikátní. Nejčastěji jsou tyto konstrukce řešeny metodou náhradní příhradoviny. V dnešní době se ovšem statické návrhy dělají pomocí výpočetních programů.

2. STĚNOVÉ NOSNÍKY

Definicí stěnových nosníků a jejich vyztužováním se zabývá norma ČSN EN 1992-1-1. Stěnový nosník neboli vysoký nosník je plošný prvek, jenž splňuje podmínku, že jeho rozpětí je menší než trojnásobek jeho výšky tzn. $3h \geq L$. Pokud tato podmínka není splněna, lze konstrukci považovat za prostý nebo spojitý běžný nosník. Dle jiných předpisů za stěnový nosník lze považovat i prvek, jehož poměr délky a výšky je 2 pro prosté nosníky, 2,5 pro spojitě nosníky a dokonce poměr 1 pro konzolové spojitě nosníky.

Rozdíl mezi nízkým a vysokým nosníkem podle lineárně pružné analýzy je v průběhu napětí po výšce průřezu. Zatímco nízké nosníky mají průběh napětí lineární a platí Bernoulliho hypotéza o zachování rovinnosti průřezu, vodorovné napětí u vysokých nosníků je nerovnoměrné po výšce průřezu, jak můžeme vidět na *obrázku 1*. Rameno vnitřních sil u stěnových nosníků je poměrně malé v porovnání s výškou. Na rozdíl od běžných nosníků, kde je průřez využit téměř po celé výšce. Z obrázku můžeme také vyčíst, že maximální hodnota tahového napětí je poměrně vyšší než hodnota tlakového napětí.



Obrázek 1 Průběh napětí po výšce průřezu [7]

Podobně jako u nosníků dokážeme přibližně stanovit tahové síly v poli, nad podporami a v místě vetknutí konzolových stěnových nosníků. Uvažujeme redukované rameno vnitřních sil:

- tahová síla nad podporou: $T_1 = \frac{M_{Ed,1}}{z_1}$,
- tahová síla v poli: $T_2 = \frac{M_{Ed,2}}{z_2}$.

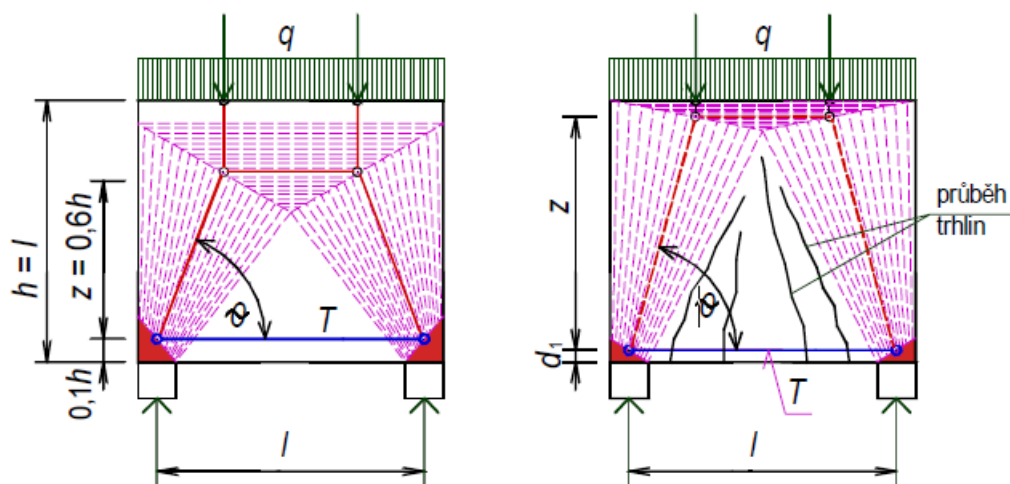
Momenty $M_{ed,1}$ a $M_{ed,2}$ vypočítáme stejně, jako u běžných nosníků, a náhradní ramena vnitřních sil z_1 a z_2 určíme pomocí empirických vzorců, které závisí na rozměrech stěnového nosníku. Na tyto síly následně navrhujeme výztuž.

K řešení stěnových nosníků můžeme použít jak metody lineární, tak metody nelineární:

- zjednodušené metody statického vyšetřování a praktické pokyny pro vyztužování stěnových nosníků,
- metoda příhradové analogie,
- kontinuální řešení pomocí Fourierových řad,
- diskontinuální numerická metoda sítí s diskrétními hodnotami řešení,
- metoda konečných prvků (lineární a nelineární).

Eurokód 2 se nezabývá výpočtem stěn podle teorie plasticity. Rozdíl mezi lineárním a nelineárním výpočtem je ten, že v případě nelineárního se přerozdělují vnitřní síly. Ve stěně dochází k porušení v dolní části a v důsledku vzniku trhlin se vnitřní tlakové síly přerozdělí do krajních částí prostě podepřeného stěnového nosníku. Dále trhliny způsobí posunutí tlačené části k hornímu povrchu nosníku, zvětší se rameno vnitřních sil a zmenší se potřeba dolní tahové výztuže. Snížení tahové výztuže vede k větší šířce trhlin, proto raději počítáme s lineárními modely. Průběh hlavních napětí slouží jako podklad pro tvorbu náhradní příhradové konstrukce.

Při navrhování stěnových nosníků je nutné ověřit maximální napětí ve styčné spáře s podporující konstrukcí a zkontrolovat mezní stav použitelnosti, tzn. šířku trhlin případně omezení šířky trhlin.

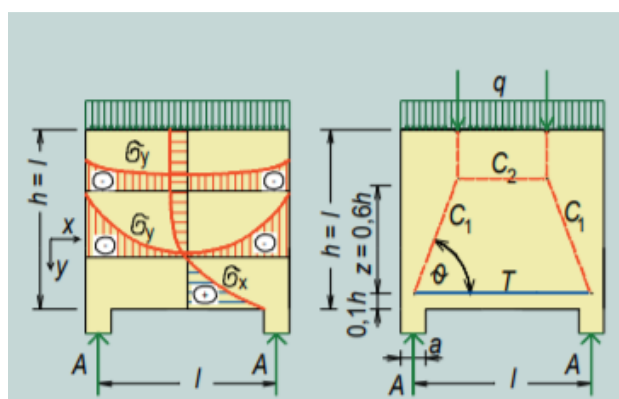


Obrázek 2 Lineárně pružný a nelineární model stěnového nosníku prostě uloženého [4]

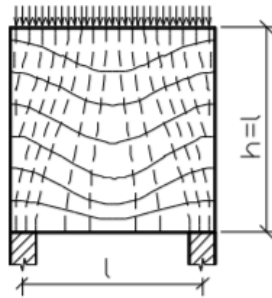
2.1. Působení stěnového nosníku při různém zatížení

2.1.1. Zatížení při horním líci

Trajektorie tlakových napětí probíhají strmě k podporám a tahové trajektorie jsou k nim kolmé (obrázek 4). Nejsou tedy příliš skloněny k podporám jako u běžných nosníků a vznikají svislé trhliny, pro které stačí pouze vodorovná výztuž. V nad podporových oblastech vznikají velké tlaky, které vyvolávají velké namáhání, proto je nutné je dostatečně vyztužit. Průběh vodorovných napětí σ_x je po délce rozpětí podobný. Průběh svislých napětí σ_y se po výšce mění podle polohy průřezu a zatížení. Na obrázku 3 je vyobrazen průběh napětí v obou směrech a model příhradové analogie.



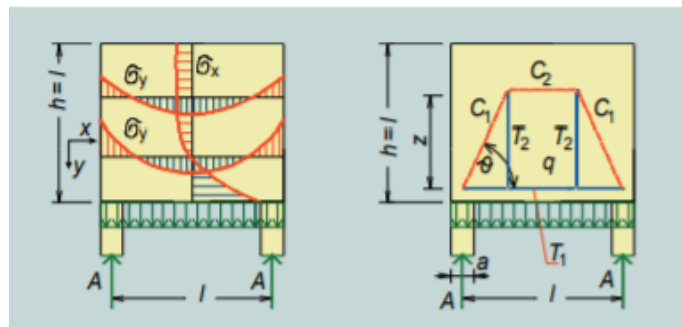
Obrázek 3 Průběh napětí, model náhradní příhradoviny [7]



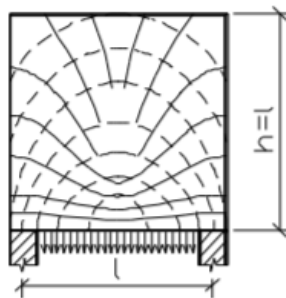
Obrázek 4 Trajektorie hlavních napětí stěnového nosníku zatíženého na horním okraji [12]

2.1.2. Zatížení při dolním líci

Zatížení při spodním okraji stěnového nosníku vyvolává klenbové působení. Klenba se opírá v podporách nosníku. Tahové napětí je u dolního povrchu téměř vodorovné, tudíž tvoří táhlo klenby v příhradové analogii. Klenbu je nutné vyvěsit pomocí táhel, která musíme dostatečně ukotvit. Tato táhla jsou na *obrázku 5* označena jako T_2 . Na rozdíl od přímo zatíženého stěnového nosníku se v tomto případě mění především průběh svislého napětí σ_y . Výška trajektorie klenby závisí na poměru výšky a šířky nosníku. Pokud je poměr $\frac{h}{L} > 1$, pak výška klenby je $0,5L$ a pokud je $\frac{h}{L} < 1$, pak výška klenby je $0,5h$.



Obrázek 5 Stěnový nosník zatížený osamělým břemenem [7]



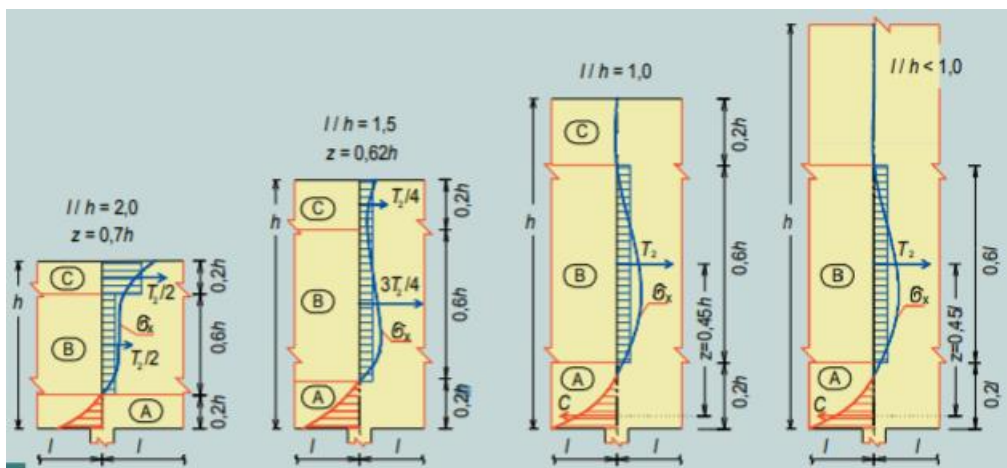
Obrázek 6 Trajektorie hlavních napětí stěnového nosníku zatíženého při dolním okraji [12]

2.2. Stěnový nosník s konzolou

Výsledné vnitřní síly stěnového nosníku závisí na reakcích, tedy na uložení nosníku. Síly získáme buďto z lineárně pružného výpočtu nebo z prutové analogie spojitého nosníku (u příliš vysokého nosníku je nutné jeho výšku redukovat na $\frac{h}{L} > 1$).

Výška tlačené oblasti stěnového nosníku je $0,3l_K$, kde l_K je vyložení konzolového nosníku.

Pokud má stěnový nosník poměr $\frac{h}{L} > 3$, pak tažená vlákna nad podporou nejsou horní vlákna průřezu, ale tažená část je od $0,3l_K$ do $1,7l_K$, hodnota tahového napětí v oblasti vyšší než $1,7l_K$ se stává zanedbatelnou (obrázek 7).



Obrázek 7 Průběh normálového napětí nad podporou spojitého stěnového nosníku [7]

2.3. Pravidla vyztužování stěnového nosníku

Stěnové nosníky je nutné vyztužit při každém povrchu ortogonální výztuží s minimální plochou $150 \text{ mm}^2/\text{m}$, nejméně však $A_{s,dmin} = 0,075A_c$ v každém směru. Vzdálenost jednotlivých prutů by neměla překročit rozměr tloušťky stěny, maximálně však může být 300 mm .

Výztuž představující táhlo v příhradovém modelu, musí být řádně zakotvena ve styčníku. Pokud není prostor pro kotevní délku l_{db} , lze výztuž zakotvit pomocí háků, příložek či kotevních spojek.

Hlavní nosnou výztuž je nutné rozdělit rovnoměrně po výšce $0,1k$, kde k je $\min(h, L)$. Hlavní tahová výztuž v poli musí být zatažena za líc uložení. Síla T pro zakotvení výztuže musí být navržena na redukovanou hodnotu $0,8T_l$. Nad vnitřní podporou lze pruty zajistit

stykováním. Při běžném zatížení se tahová výztuž umísťuje pouze k dolnímu okraji, pokud se jedná o stěnový nosník zatížený nepřímo, je třeba i svislé tahové výztuže, jenž pomáhá vynést tlačenu klenbu. Svislá táhla je třeba pořádně zakotvit v tlačném pasu u horního líce.

Jelikož v nosníku vznikají příčné tahy a to nejčastěji v šikmém směru, je nutné výztuž, která je zachycuje, rozmístit do příčného i svislého směru. Příčnou výztuž lze dodat ve formě spon. Pokud jsou spony využity tímto způsobem, nejedná se o konstrukční výztuž, ale o nosnou. Příčné tahy působí především ve čtvrtině délky vzpěry, ale výztuž rozdělujeme rovnoměrně po celé délce vzpěry. Příčné tahy působí i ve směru kolmém na střednicovou rovinu. Velikost příčných tahů lze uvažovat jako 0,22-0,25% tlakové síly.

Stěnový nosník vyšetřujeme jako poruchovou D-oblast, což znamená, že je staticky nebo geometricky nespojitá. V těchto místech je porušen ustálený tok vnitřních sil. Je nutné pro ně provést lokální výpočet. Mezi tyto oblasti patří části konstrukce:

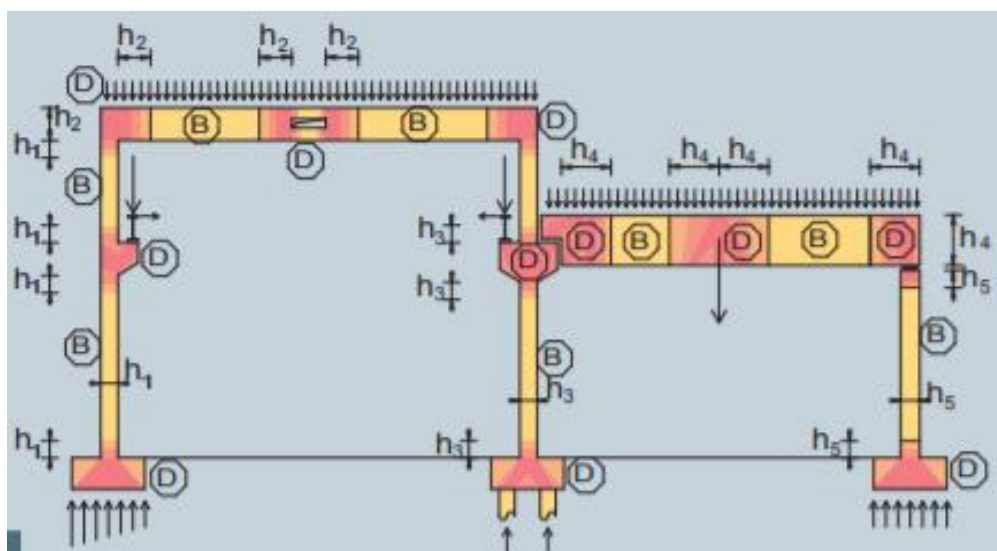
- v blízkosti podpor,
- v okolí soustředěných zatížení,
- ve styčných konstrukčních prvků, např. v rámových styčnicích,
- v kotevních oblastech předpjatých prvků,
- v místech náhle změny průřezu,
- v blízkosti otvorů,
- ve zvláštních případech.

3. METODY NAVRHOVÁNÍ

3.1. Modely náhradní příhradoviny

Tvorba modelu náhradní příhradoviny je nejběžnější metodou pro výpočet stěnových nosníků. Vytváří se na základě lineárních 2D modelů. Podle průběhu hlavních napětí lze odvodit optimální model náhradní příhradoviny.

Pro celkovou analýzu nosného systému je vhodná idealizace geometrie konstrukce a to tak, že pruty uvažujeme pouze jako jejich podélnou osu a desky jako středovou rovinu. Dále je třeba věnovat pozornost vhodné volbě podepření systému. Při tvorbě modelu je vhodné začít určením reakcí v modelované části konstrukce, dále ji rozdělit na B a D oblasti. Oblasti B představují části konstrukce, kde platí předpoklad zachování rovinnosti průřezu podle Bernoulliho hypotézy. Snadným výpočtem lze určit chování v těchto oblastech. Oblasti D jsou oblasti poruchové (např. v podporách, v blízkosti soustředěných sil nebo při rovinné napjatosti). Není v nich lineárně rozděleno poměrné přetvoření průřezu a právě u nich používáme modely náhradní příhradoviny. Na *obrázku 8* jsou naznačené B a D oblasti dané konstrukce.



Obrázek 8 Rozdělení konstrukce na B a D oblasti [8]

Předpoklady pro řešení modelů náhradní příhradoviny:

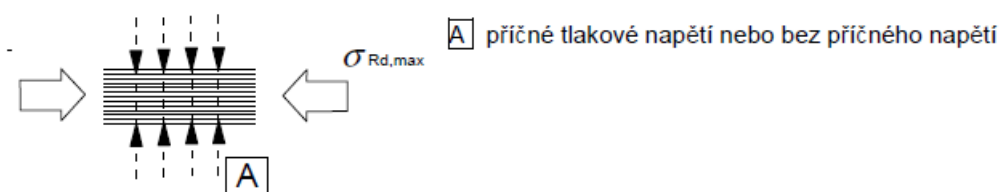
- v táhlech je dosaženo meze kluzu výztuže před vyčerpáním pevnosti betonových vzpěr,
- síly ve vzpěrách a táhlech jsou jen osově,
- ve všech styčnicích musí být zajištěna rovnováha,
- výztuž táhel se aktivuje po vzniku trhlin v betonu,
- k redistribuci vnitřních sil dochází po vzniku trhlin v betonové části průřezu,
- vzpěry jsou obvykle rovnoběžné očekávaným směrem trhlin vznikajících v důsledku příčných tahových sil v tlačené betonové části průřezu.

Modely náhradní příhradoviny se skládají z tlačených a tažených prutů a styčniců. Předpokládá se, že tlakové síly přenáší betonové vzpěry a tahové síly přenáší betonářská výztuž. Velikosti sil působící v jednotlivých prutech určíme z podmínky rovnováhy s vnějším zatížením. Na závěr je nutné zvážit skutečné vyztužení včetně zakotvení v oblasti styčniců. Výztuž u dolních vláken je plně využita po celé délce rozpětí, proto je kotvena nad podporami.

Návrhové napětí na mezi únosnosti pro betonové tlačené pruty náhradní příhradoviny v oblasti s příčným tlakovým napětím nebo bez příčného napětí (obrázek 9), lze vypočítat ze vztahu:

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd},$$

kde f_{cd} je návrhová únosnost betonu v tlaku.

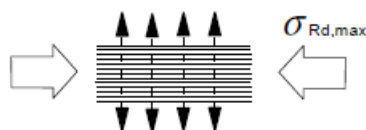


Obrázek 9 Návrhové napětí na mezi únosnosti betonových tlačených prutů bez příčného tahu [1]

V oblastech s víceosým tlakem lze předpokládat vyšší návrhovou pevnost. Návrhové napětí na mezi únosnosti pro betonové tlačené pruty má být redukována v tlačených oblastech s trhlinami (obrázek 10), pokud se nepoužije přesnější postup lze návrhovou pevnost stanovit ze vztahu:

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6v' f_{cd},$$

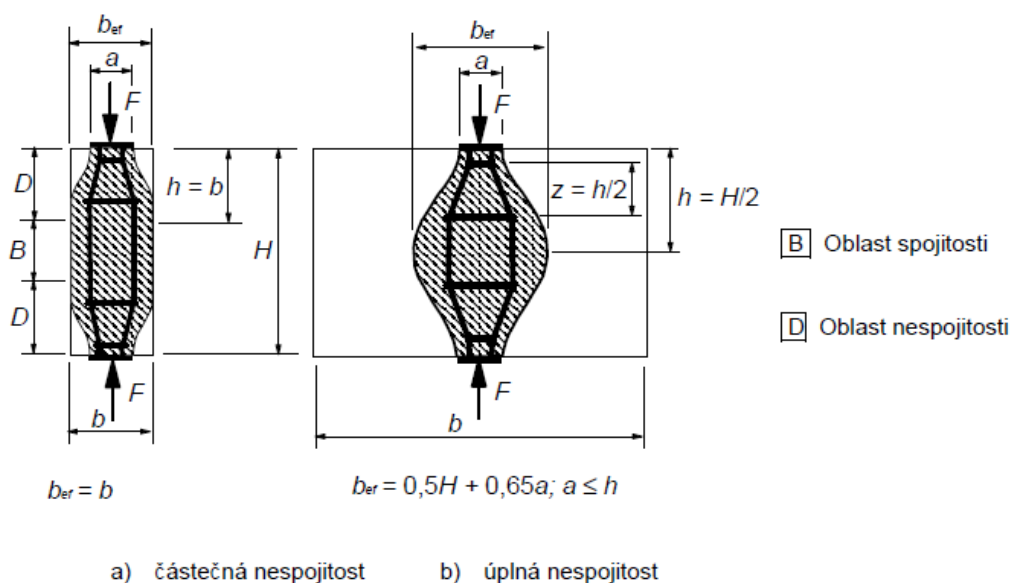
doporučená hodnota pro $\nu' = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$, (f_{ck} v MPa), f_{ck} je charakteristická pevnost betonu v tlaku.



Obrázek 10 Návrhové napětí na mezi únosnosti betonových tlačných prutů s příčným tahem [1]

Požadovaná výztuž, která má odolávat silám v soustředěných styčnicích, může být rozptýlena po délce. Pokud výztuž v oblasti styčnicku přesahuje přes uvažovanou délku prvku, má být výztuž rozmístěna na délce, kde jsou tlakové trajektorie zakřiveny (*obrázek 11*). Tahovou sílu lze stanovit:

- a) pro částečně nespojité oblasti ($b \leq \frac{H}{2}$): $T = \frac{1}{4} \frac{b-a}{a} F$,
- b) pro úplně nespojité oblasti ($b > \frac{H}{2}$): $T = \frac{1}{4} (1 - 0,7 \frac{a}{h}) F$.



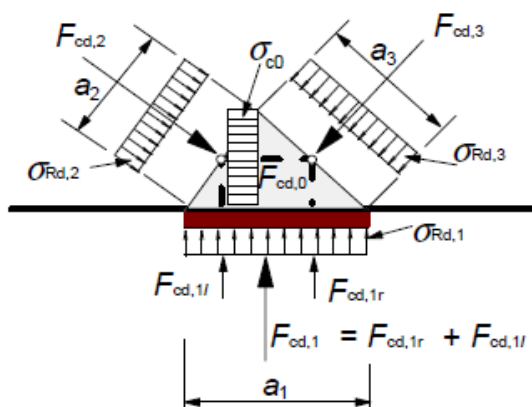
Obrázek 11 Parametry určení příčných tahových sil v tlakovém poli s rozptýlenou výztuží [1]

Styčnický jsou oblasti styku táhel a vzpěr. Síly působící ve styčnicích musí být v rovnováze. Styčnický uvažujeme v místech soustředěného zatížení (v podporách, v kotevních oblastech s koncentrovanou betonářskou výztuží, v ohybech výztužných prutů a ve spojích a rozích prvků). Musí být uvažovány příčné tahové síly kolmé k rovině styčnický.

Styčníky jsou klasifikovány dle působících sil. Ve styčníku CCC působí nejméně tři tlakové betonové pásy (vzpěry), je tedy namáhán víceosým tlakem. Oblast styčníku se nazývá hydrostatická uzlová – styčníková zóna. Hydrostatickou uzlovou zónu lze rozšířit na styčníky s taženými prvky. Ve styčníku CCT působí dva tlakové betonové pásy a jeden tažený pás. Ve styčníku CTT působí jeden tlakový betonový pás a dva tažené pásy. Táhla jsou kvůli zakotvení protažena tlačným pásem a vzniká tak rozšířená styčníková zóna. Plocha předpokládané kotvení desky se stanoví tak, aby se napětí v tlaku rovnalo napětí na opačné straně tlačené uzlové zóny.

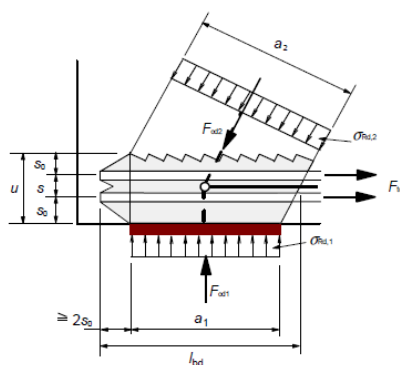
Pro jednotlivé typy styčníku existují vzorce pro výpočet tlakového napětí na mezi únosnosti (v' je vždy $1 - \frac{f_{ck}}{250}$, f_{ck} v MPa):

- 1) CCC: $\sigma_{Rd,max} = 1,0v'f_{cd}$, kde $\sigma_{Rd,max}$ je maximální napětí, které může působit na hranách styčníku.



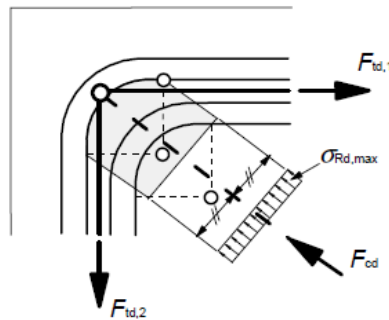
Obrázek 12 Styčník CCC [1]

- 2) CCT: $\sigma_{Rd,max} = 0,85v'f_{cd}$, kde $\sigma_{Rd,max}$ je maximální napětí $\sigma_{Rd,1}$ a $\sigma_{Rd,2}$.



Obrázek 13 Styčník CCT [1]

3) CTT: $\sigma_{Rd,max} = 0,75v'f_{cd}$, kde $\sigma_{Rd,max}$ je maximální napětí.



Obrázek 14 Styčník CTT [1]

Hodnotu návrhového tlakového napětí lze zvýšit o 10 %, pokud je splněna alespoň jedna z následujících podmínek:

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

Pokud je známé rozdělení tlaků všech tří směrů u trojose tlačných styčníků, lze návrhové napětí vyjádřit dle vztahu:

$$\sigma_{Rd,max} \leq 3v'f_{cd}.$$

3.2. Zjednodušené postupy

Zjednodušené postupy lze využít pouze na jednoduché konstrukce. Jsou založeny především na empirii, protože není potřeba blíže konstrukci zkoumat.

Z pružné analýzy určíme moment M_{Ed} a posouvací sílu V_{Ed} stejně jako u ohybově štíhlých nosníků. Ke zmenšení tuhosti trhlinami se nepřihlíží. Abychom při návrhu byli na straně bezpečnosti, je vhodné reakce u podpor zvětšit o 10%. Návrh výztuže určíme ze známého vzorce pro vyztužování klasických nosníků:

$$A_s \geq \frac{M_{Ed}}{zf_{yd}},$$

kde M_{Ed} je návrhová hodnota ohybového momentu, f_{yd} je návrhová pevnost výztuže v tahu a z je rameno vnitřních sil, které lze určit z empirických vzorců. Rameno vnitřních sil závisí na tom, jestli se jedná o prostý nebo spojitý nosník.

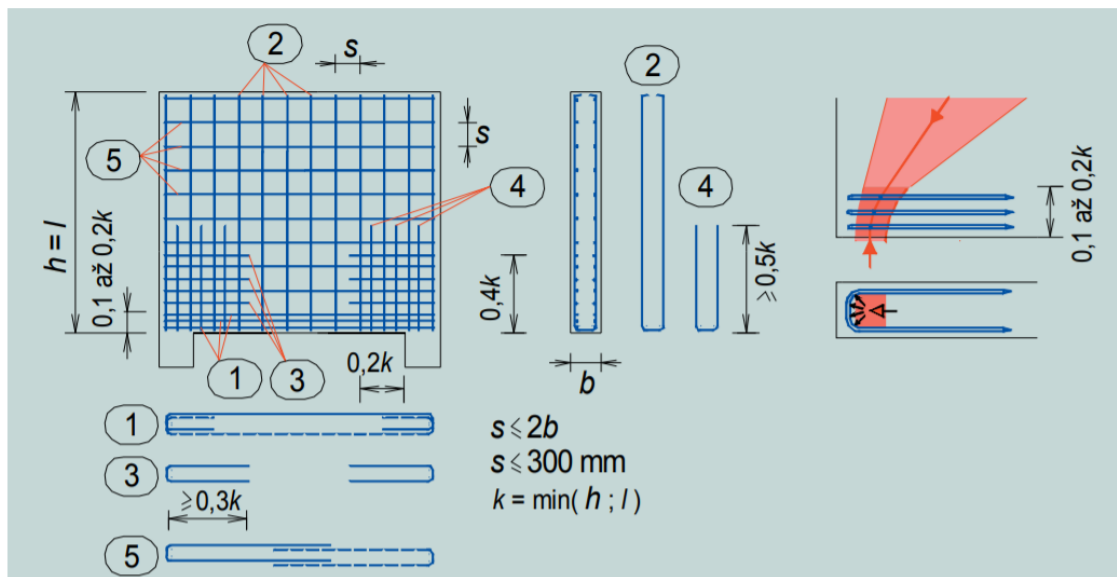
Pokud jde o prostý:

- $z = 0,2*(L+2h) \leq 0,6h$.

Pokud jde o spojitý nosník:

- $L/h \geq 2$, pak $z = 0,2*(L+1,5h) \leq 0,7h$,
- $L/h < 2$, pak $z = 0,2*(1+1,5h) \leq 0,5h$.

Na *obrázku 15* je vykresleno rozmístění a tvary prutů výztuže u prostého stěnového nosníku.

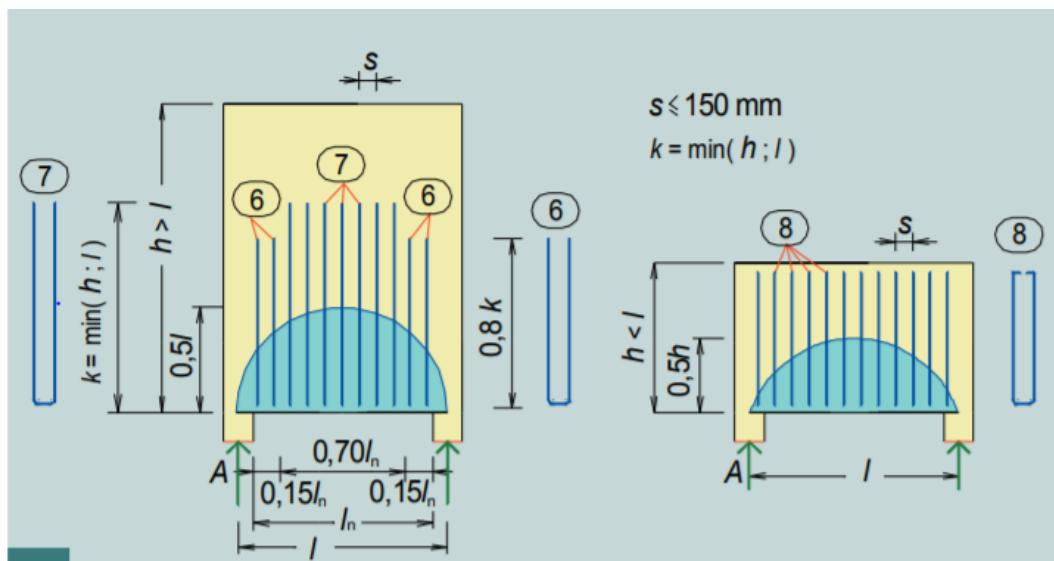


Obrázek 15 Princip vyztužení stěnového nosníku [7]

Pokud se jedná o případ s nepřímým zatížením stěnového nosníku, je třeba dodat přidavné závěsné třmínky (*obrázek 16*). Potřebnou plochu pro tuto výztuž vypočítáme pomocí následujícího vzorce:

$$A_{ss} = \frac{f_d L_n}{f_{yd}}$$

kde f_d je velikost návrhového zatížení a L_n je světlé rozpětí.

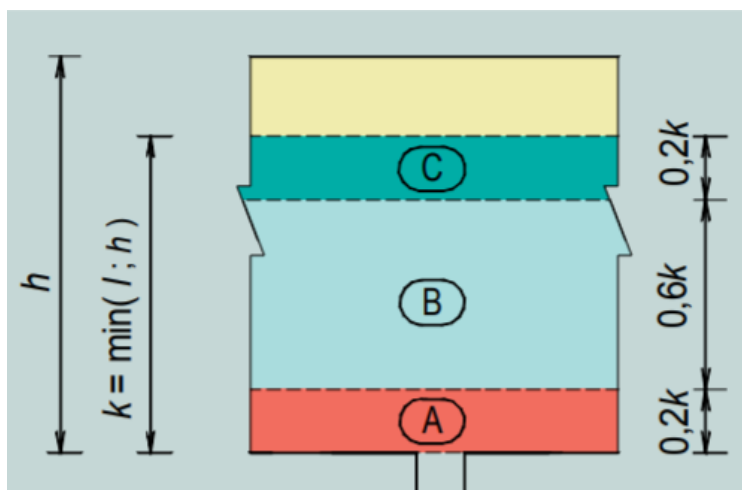


Obrázek 16 Minimální zatěžovací plocha pro svislou výztuž u nepřímě zatížených stěnových nosníků a principy vyztužení vyplývajícího z nepřímého zatížení [7]

Spojité nosníky se od prostých liší výztuží nad podporami. Výztuž v poli je stejná jako u prostého nosníku. Spojité nosníky nad podporou se dělí do oblastí A, B a C. V oblasti A se dává běžné množství výztuže A_s . Do oblasti se poměrově rozdělí výztuž A_s a to takto:

$$A_s^B = \frac{1}{2} \left(3 - \frac{l}{n} \right) A_s,$$

$$A_s^C = A_s - A_s^B.$$



Obrázek 17 Pruhy B a C pro umístění výztuže stěnového nosníku nad vnitřní podporou [7]

Nad podporou nosníku musí být splněna podmínka:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd},$$

kde V_{Ed} je návrhová hodnota posouvací síly vyvozené návrhovým napětím nad danou podporou a V_{Rd} je smyková únosnost stanovená ze vztahu:

$$V_{Rd} = 0,1bkf_{cf},$$

kde b je tloušťka stěny, k je $\min(L, h)$ a f_{cd} je návrhová pevnost betonu v tlaku.

Je-li stěnový nosník zatížen břemeny nad podporami, zvětší se posouvací síla V_{Ed} při posouzení nad vnitřními podporami o hodnotu

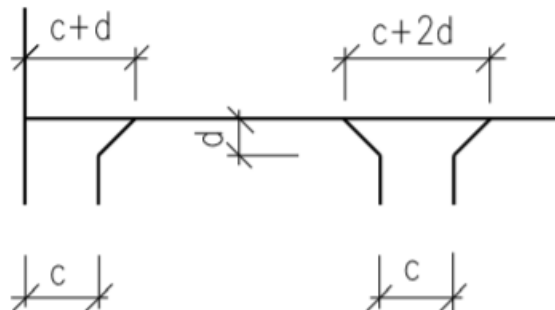
$$\Delta V_{Ed} = \frac{k-2c}{2k} F_d,$$

kde c je šířka podpory a F_d velikost břemene.

V podporách stěnového nosníku musí být splněny podmínky:

- v krajní podpoře: $A_{Ed} \leq 0,8b(c + d)f_{cd}$
- ve vnitřní podpoře: $A_{Ed} \leq 1,2b(c + 2d)f_{cd}$,

kde A_{Ed} je návrhová hodnota reakce vyvozená návrhovým zatížením, b je tloušťka stěny, c a d jsou rozměry oblastí podle *obrázku 18*.



Obrázek 18 Značení rozměrů \podepření stěnového nosníku [12]

3.3. Fourierovy řady

Rozvoju funkcí do Fourierových řad se s úspěchem používá především při hledání (periodických) řešení obyčejných a parciálních diferenciálních rovnic. Při řešení technických úloh se často setkáváme s periodickými funkcemi. Nejjednodušším netriviálním příkladem periodických funkcí jsou základní goniometrické funkce sinus a kosinus. Lze proto očekávat, že periodická funkce se dá aproximovat buď lineární

kombinací konečného počtu goniometrických funkcí, nebo přímo nekonečnou funkční řadou, jejíž členy jsou goniometrické funkce.

Fourierovy řady popisují jak rozvinout periodickou funkci v nekonečnou řadu, jejíž jednotlivé harmonické členy mají charakter goniometrických funkcí. Každý člen, tedy každá funkce polynomu má jinou váhu a jiný fázový posun. Váhová funkce udává jaké frekvence je nutno použít v superpozici, aby bylo možné z harmonických funkcí zpětně sestavit původní funkci. Právě tato váhová funkce bývá označována jako (trigonometrická) Fourierova transformace. Fourierova transformace je využívána v mnoha fyzikálních oborech, s jejíž pomocí mohou být fyzikální jevy aproximovány. Fourierova transformace je matematická metoda, která je úspěšně použitelná k analyzování obrazů (signálů). Jedná se o vyjádření funkce popisující obraz v jiných proměnných pomocí integrální funkce.

Trigonometrickou řadou rozumíme nekonečnou funkční řadu:

$$\frac{a_0}{2} + \sum_{k=1}^{\infty} (a_k \cos kx + b_k \sin kx) = \frac{a_0}{2} + a_1 \cos x + b_1 \sin x + a_2 \cos 2x + b_2 \sin 2x + \dots,$$

kde a_k, b_k jsou konstanty. Přitom n -tý částečný součet řady

$$S_n(x) = \frac{a_0}{2} + \sum_{k=1}^n (a_k \cos kx + b_k \sin kx) = \frac{a_0}{2} + a_1 \cos x + b_1 \sin x + \dots + a_n \cos nx + b_n \sin nx$$

se nazývá trigonometrický polynom stupně n .

Dá-li se nějaká funkce $f(x)$ vyjádřit trigonometrickou řadou tak, že platí

$$f(x) = \frac{a_0}{2} + \sum_{k=1}^{\infty} (a_k \cos kx + b_k \sin kx),$$

kde a_k, b_k jsou vhodné konstanty, říkáme, že jsme funkci $f(x)$ rozvinuli v trigonometrickou řadu.

Neperiodické funkce lze rozvinout v trigonometrickou řadu pouze v nějakém intervalu délky 2π . Mimo tento interval nabývá totiž funkce definovaná řadou hodnot periodicky se opakujících, což u neperiodické funkce není.

3.4. Metoda sítí

Za stěnu lze považovat rovinnou tenkostěnnou konstrukci, která je zatížená ve střednicové rovině. Abychom mohli konstrukci považovat za stěnu, musí splňovat tyto podmínky:

$$h \geq \left(\frac{1}{5} \sim \frac{1}{4}\right) L,$$

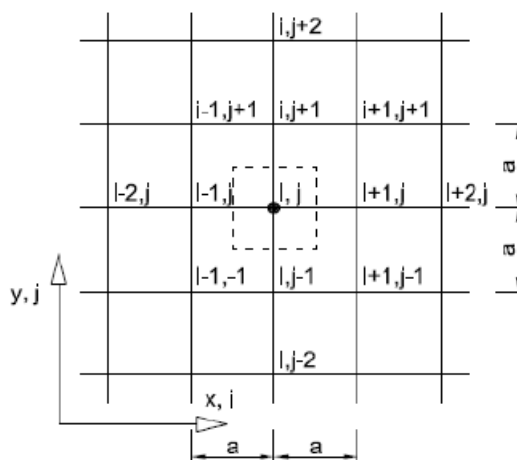
$$b \leq \frac{1}{10} \min(h, L),$$

kde h je výška stěny, L je rozpětí a b je tloušťka stěny. Pouze v těchto případech lze považovat napjatost ve stěně za rovinnou. Pole napětí $\{\sigma\} = \{\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{yz}, \tau_{zx}, \tau_{xy}\}$ bude obsahovat pouze tyto složky napětí $\{\sigma\} = \{\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}\}$, ostatní složky jsou nulové. Složky napětí jsou v teorii desek vyjádřeny tzv. Airyho funkcí napětí F , pro kterou ve speciálním případě zatížení stěny pouze na okrajích platí:

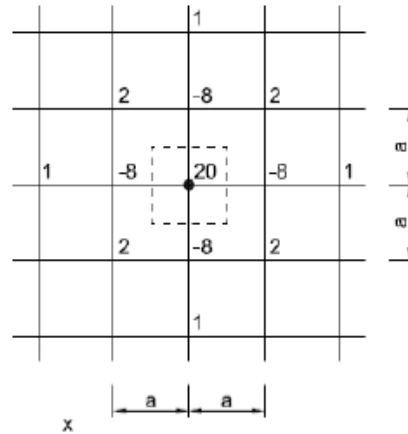
$$\Delta \Delta F = 0,$$

kde Δ je Laplaceův operátor $\Delta = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}$ a F je Airyho funkce napětí [N].

Před výpočtem je potřeba převést liniové zatížení na plošné a bodové zase na liniové. Při řešení stěny metodou sítí je potřeba stěnu pokrýt sítí, která má určitý diferenciální krok. Na obrázku 19 a 20 značí a . Každý uzel má svoji stěnovou rovnici a neznámými jsou Airyho funkce napětí. Parciální derivace nahrazujeme vhodnými algebraickými výrazy, kterým se říká diferenční náhrady: Pro čtvercovou síť existuje dané diferenční schéma, které je třeba použít v každém vnitřním uzlu sítě.



Obrázek 19 Schéma zavedené diferenčních náhrad I [5]



Obrázek 20 Schéma zavedení diferenčních náhrad II [5]

$$20F_{i,j} - 8(F_{i,j+1} + F_{i+1,j} + F_{i,j-1} + F_{i-1,j}) + 2(F_{i+1,j+1} + F_{i+1,j-1} + F_{i-1,j-1} + F_{i-1,j+1}) + F_{i,j+2} + F_{i+2,j} + F_{i,j-2} + F_{i-2,j} = 0,$$

kde F je Airyho funkce napětí.

Hodnoty funkce napětí v krajních bodech a v bodech mimo oblast stěny určíme pomocí okrajových podmínek, které jsou definovány L'Hermitovou analogií, jenž spočívá ve vytvoření fiktivního rámu. Po sestavení rovnic vytvoříme soustavu lineárních rovnic o tolika neznámých, kolik je vnitřních uzlů. Jakmile dopočítáme všechny Airyho funkce napětí, můžeme dopočítat složky napětí $\{\sigma\} = \{\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}\}$.

$$\sigma_{x,ij} = \frac{1}{a^2} (F_{i,j-1} - 2F_{i,j} + F_{i,j+1})$$

$$\sigma_{y,ij} = \frac{1}{a^2} (F_{i-1,j} - 2F_{i,j} + F_{i+1,j})$$

$$\tau_{xy,ij} = \frac{1}{4a^2} (-F_{i+1,j+1} + F_{i+1,j-1} - F_{i-1,j-1} + F_{i-1,j+1})$$

3.5. Metoda konečných prvků

Metoda konečných prvků (dále MKP) je přibližná metoda pro řešení problémů popsaných diferenciálními rovnicemi. Je to obecná numerická metoda, která může být využita k celé řadě úloh. Její princip spočívá v diskretizaci spojitého kontinua, tedy nahrazení spojitého prostředí určitým počtem prvků. Můžeme ji aplikovat jak pro lineární, tak pro nelineární výpočty. Lineární modely jsou vysoce idealizované. Pokud uvažujeme nelineární řešení, je třeba kontrolovat mezní stav použitelnosti. Řeší se

takovým způsobem, že konstrukci rozdělíme na malé oblasti a zvolíme aproximační funkce φ_j na jednotlivých prvcích.

Výhodou této metody je obrovská univerzálnost a schopnost popsat i značně komplikované a rozsáhlé metody. Metoda je velmi snadno algoritmizovatelná. K určitým nevýhodám patří poměrně velká výpočetní náročnost. Metodu nelze použít bez výpočetní techniky a to ani pro úlohy, které by byly jinou metodou řešitelné ručním výpočtem.

Nevýhodou klasických variačních metod (např. Ritzova metoda) je obtížná volba aproximačních funkcí φ na složitějších oblastech nebo pokud má komplikované okrajové podmínky či zatížení.

Pro odvození MKP nám nestačí pouze základní znalosti mechaniky a pružnosti jako jsou statické podmínky rovnováhy, Hookeův zákon nebo vztahy mezi posunutími a poměrnými deformacemi, ale je potřeba pracovat i s potenciální energií vnitřních II_i a vnějších sil II_e konstrukce. Celková potenciální energie konstrukce II je pak:

$$II = II_e + II_i.$$

V MKP využíváme především dva základní principy. Při výpočtu potenciální energie II se nabízí rozdělit řešenou konstrukci na velký počet malých oblastí jednoduchého tvaru, jelikož se jedná o skalární veličinu. Volíme aproximační funkce φ_j a počítáme potenciální energii II_j na jednotlivých prvcích.

Celková potenciální energie II se pak stanoví součtem jednotlivých potenciálních energií II_j (potenciální energie j -tého konečného prvku) konečných prvků:

$$II = \sum_{j=1}^n II_j.$$

Další postup může být analogický např. Ritzově metodě – řeší se soustava lineárních rovnic:

$$\frac{\partial II}{\partial w_i} = 0,$$

kde w_i je hledaná veličina.

V praktických úlohách je ovšem vhodné upravit řešení do tvaru:

$$Kr = F,$$

kde K je matice tuhosti konstrukce, r je vektor neznámých posunutí a F je vektor uzlových zatížení.

Varianty MKP:

- deformační (Lagrangerův variační princip) – neznámá jsou posunutí a pootočení,
- silová (Castiglianův variační princip) – neznámé jsou silové veličiny,
- smíšená – neznámé jsou silové i deformační veličiny.

Ve stavebnictví se nejvíce používá deformační varianta MKP, ve které se používá Lagrangerův variační princip.

V MKP se konstruují konečně-dimenzionální podprostory V_h prostoru $V \subset H^k$ tak, že

- daná oblast se rozdělí na mnoho podoblastí,
- prvky v_h podprostoru V_h jsou polynomy na každé podoblasti vzniklého rozdělení,
- v prostoru V_h je možno zvolit bázi tak, že prvky báze jsou nenulové na malých oblastech.

MKP spojuje vhodně vlastnosti variačních a diferenčních metod a má tyto výhody:

- umožňuje konstruovat nepravidelné sítě,
- umožňuje používat polynomy vyšších stupňů,
- umožňuje konstruovat metody pro řešení rovnic vyššího než 2. řádu.

4. INSPIRACE

Hlavní inspirací mého projektu byl dům ve městě Little Rock v Arkansasu, který navrhli studenti ze školy Fay Jones School of Architecture and Design z Arkansasu. Budova byla navržena jako prefabrikovaná složená ze dvou kvádrů postavených kolmo na sebe. Objekt byl vytvořen ve městě Fayetteville a následně převezen a instalován v Pettaway Park ve městě Little Rock v roce 2012.

V prvním nadzemním podlaží budovy se nachází kuchyň, jídelna, obývací pokoj a malé WC pod schody. V druhém nadzemním podlaží jsou dvě ložnice a koupelna. Dispoziční řešení zůstalo zachováno. Rozdíl je v konstrukčním řešení. Horní vykonzolovaná část konstrukce navržena studenty z Arkansasu je tvořena z lehkého ocelového skeletu.



Obrázek 21 Cantilever House in Arkansas [13]



Obrázek 22 Cantilever House in Arkansas [13]

Další velkou inspirací byla tato stavba od španělských architektů XPIRAL Architecture, která stojí ve městě Murcia ve Španělsku. Projekt je nazvaný Torreagüera Vivienda Aresada. Stavba je vytvořena ze dvou objektů. První, který se nazývá ‚dům země,‘ tvoří podporu pro vrchní objekt, jenž nese název ‚dům nebe‘ a je vykonzolovaný. Fasáda spodního objektu je tvořena z keramických stojanů na víno. Některé z otvorů jsou dekorovány barevnými keramickými dlaždicemi. Dům je zajímavý svojí vykonzolovanou částí tvořenou betonovým stěnovým nosníkem a tím se právě zabývám ve své práci.



Obrázek 23 Dům v Murcii, Španělsko [13]

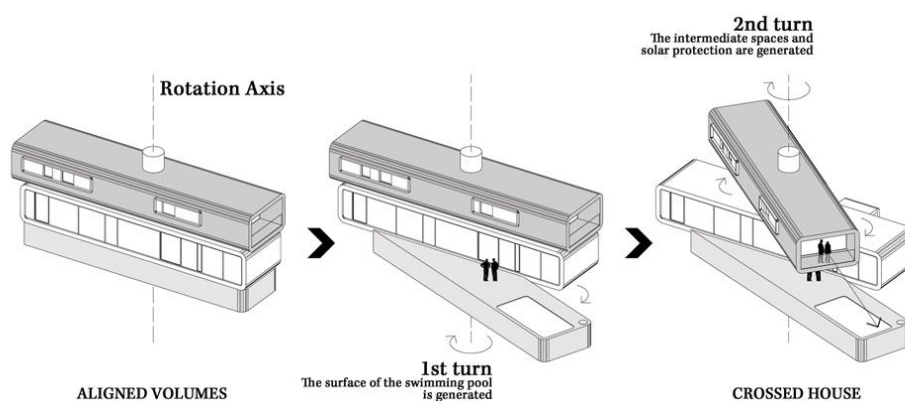


Obrázek 24 Dům v Murcii, Španělsko, fasáda tvořená z keramických stojanů na víno [13]

4.1. Stavby se stěnovým nosníkem

4.1.1. Crossed House

Dům – podobně jako jeden z domů, které byly inspirací objektu pro tuto bakalářskou práci – se nachází ve španělské provincii Murica v autonomní oblasti Molina de Segura. Konstrukci vyprojektovali architekti z Manuel Clavel Rojo's studio. Budova je rozčleněná na 3 objekty ve tvaru kvádrů, které jsou na sobě posazeny a zároveň vůči sobě pootočený o 35°. Residence se nazývá Crossed House, což znamená překřížený či křížem umístěný dům, právě kvůli natočení jednotlivých dílů konstrukce. Prostřední díl konstrukce, který zároveň přízemím, díky pootočení vytváří prostor pro bazén a terasu, která je částečně krytá vrchním kvádrem. Jednotlivé kvádry jsou 20 metrů dlouhé a 5 metrů široké se zaoblenými rohy. Zasklení otvorů je zapuštěno pár centimetrů do konstrukce z důvodu snížení intenzity slunečního světla zastíněním.



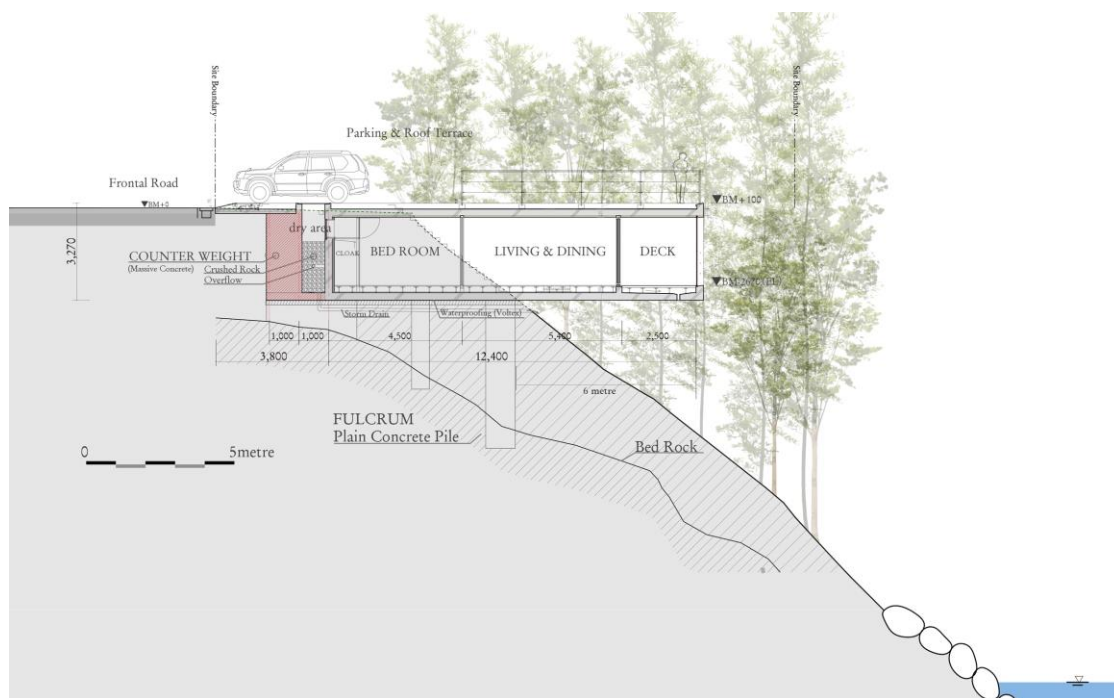
Obrázek 25 - Konceptní diagram objektu Crossed House [13]



Obrázek 26 - Crossed House [13]

4.1.2. Cliff House

Letní sídlo vyčnívající z útesu a tyčící se 6 metrů nad břehem řeky u japonské hory Ómine v Tenkawě vyprojektovala firma Planet Creations. Objekt se nazývá Cliff House (Dům na útesu) a je popisován jako prostor plovoucí v přírodě. Důvodem vykonzolování budovy bylo zvětšení pobytového prostoru, protože pozemek na kraji skály byl příliš malý. Původně bylo zamýšleno, že objekt bude podepřen sloupem, ale protože hladina vody by mohla stoupat a mohlo by dojít k poškození konstrukce, bylo toto řešení považováno za nebezpečné, a proto bylo zvoleno vykonzolování budovy. Dům je tedy založen na železobetonových pilotách ve skále a jako protiváha je masa betonu, aby nedošlo k překlopení. Konzola má rozměry 5,2 x 2,5 m a délka vykonzolování je 6 metrů.



Obrázek 27- řez domem Cliff House [13]



Obrázek 28- Cliff House [13]

4.1.3. Ventura House

Rodinný dům stojící v mexickém Monterrey navrhl mexický architekt Tatiana Bilabo z kanceláře Bilbao's Mexico City studio. Objekt je vytvořen z betonových pětistěnných bloků, které vystupují ze zalesněné krajiny a nabízí panoramatický výhled na město. Jednotlivé bloky jsou náhodně vykonzolovány pomocí stěnových nosníků. Projekt byl koncipován tak, aby mohl stát na složitém topografickém pozemku. Koncept budovy s výhledem na město byl inspirován stavbami v hollywoodských kopcích. Propojení jednotlivých nahodile uspořádaných pater je zajištěno točným schodištěm, které umožňuje výstup v jakékoli výškové úrovni.



Obrázek 29 - Ventura House [13]

5. KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ

5.1. Urbanistické, architektonické a dispoziční řešení stavby

Předmětem projektu je dvoupatrový rodinný dům složený ze dvou kvádrů položených na sobě. Zajímavostí konstrukce je, že kvádry jsou vůči sobě otočeny o 90°, tudíž oba konce horního kvádru jsou vykonzolovány. Rozměry spodního kvádru jsou 11 x 5,2 m a horního 13,55 x 5,2 m. Konstrukční výška 1. NP je 2800 a konstrukční výška 2. NP je 2 950 mm. V 1. NP je situována kuchyň s jídelnou a obývacím pokojem a WC, které se nachází pod schodištěm vedoucího do 2. NP. Celý prostor je otevřený, tzn., že není rozdělen příčkami, až na WC. V 2. NP jsou dva pokoje a koupelna s WC. Pokoje a WC spojuje chodba, ze které je umožněn přístup na terasu, nacházející se na části stropní desky spodní budovy, kterou nepřekrývá horní kvádr. Nejvyšší bod konstrukce se nachází 5,95 m nad okolním terénem.

5.2. Technické řešení stavby

Objekt bude pravděpodobně založen na základových pasech. Nosný systém budovy je stěnový. Nosné stěny jsou železobetonové. Obvodové stěny, které nejsou nosné, budou zděné stejně jako vnitřní příčky. Stropy jsou tvořeny částečně z ocelových nosníků s deskami CETRIS a částečně jsou monolitické železobetonové. Vstup na terasu bude umožněn pomocí schodu, kvůli dorovnání rozdílné tloušťky skladby podlahy uvnitř budovy a skladby pochozí střechy.

5.3. Nosný systém

5.3.1. Svislé nosné konstrukce

Nosné stěny v obou patrech jsou z železobetonu C 25/30. V druhém patře se objevují 4 stěnové nosníky, které vynášejí stropní konstrukce. Poloha otvorů ve stěnách je dána výkresy skladby. Vyztužení ŽB prvků bude zajištěno betonářskou výztuží B500B.

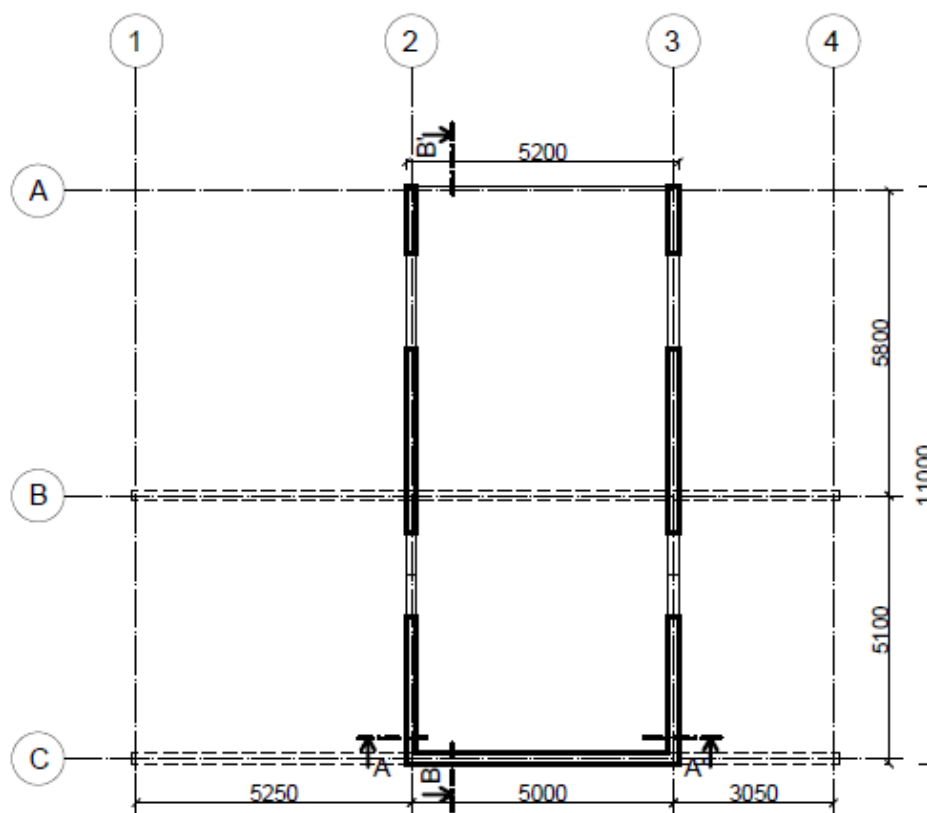
5.3.2. Vodorovné nosné konstrukce

Stropní konstrukce 2NP a podlahové desky překonzolovaných stěnových nosníků tvoří ocelové nosníky s CETRIS deskami. Ocelové nosníky překlenují rozpon 4,8 m. Ocelové nosníky budou z válcovaného profilu IPE a jsou od sebe osově vzdálené 0,75

m. Budou uloženy do betonové stěny přes distanční plech šroubovým přípojem. Ocelová deska je zabetonována ve stěně a z ní je vykonzolovaný distanční plech s otvory na šrouby. Zbytek desky nad INP je tvořen betonovou deskou tloušťky 200 mm.

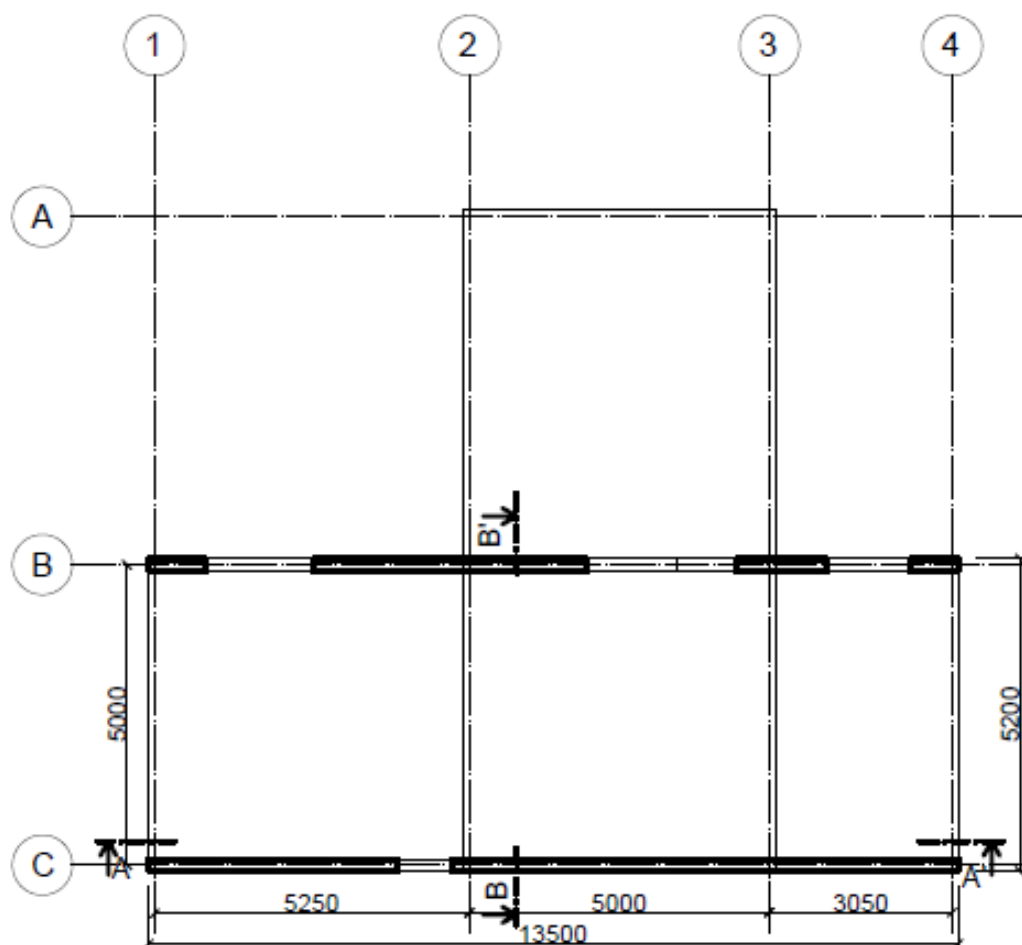
5.4. Konstrukční schéma

V následujících půdorysných konstrukčních schématech jednotlivých podlaží a dvou řezech objektem jsou znázorněny svislé nosné konstrukce daného podlaží a vodorovné stropní konstrukce.



Obrázek 30 Konstrukční schéma INP

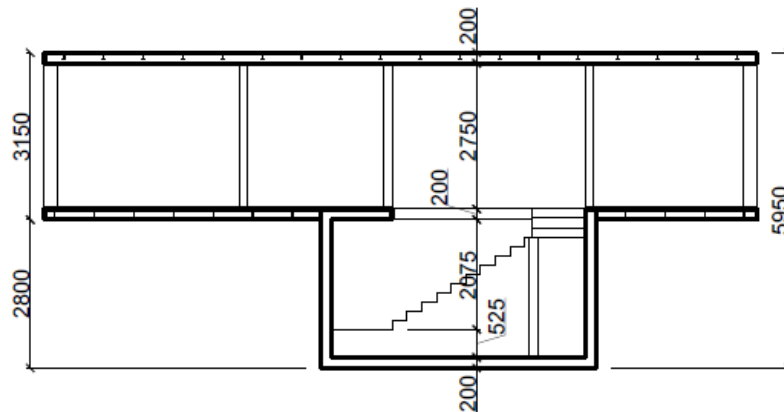
- konstrukční výška podlaží: 2,800 m
- účel využití podlaží: vstup do domu, kuchyň, jídelna, WC, schodiště
- vodorovné nosné konstrukce: ocelové IPE nosníky s CETRIS deskami, železobetonový monolitický strop tl. 200 mm (v části nad budovou)
- svislé nosné konstrukce: železobetonové monolitické stěny



Obrázek 31 Konstrukční schéma 2NP

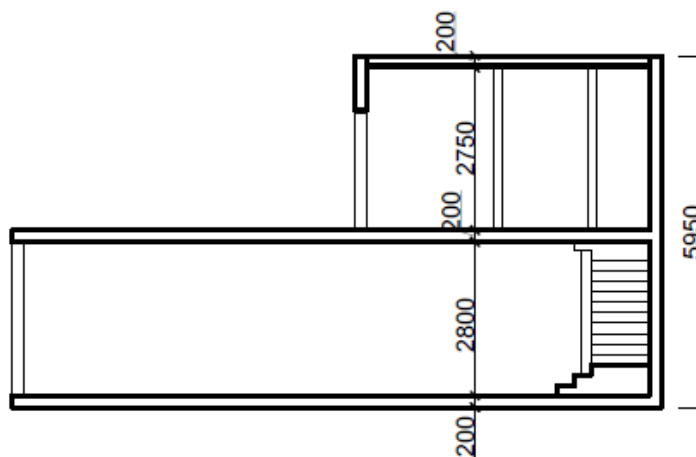
- konstrukční výška podlaží: 2,950 m
- účel využití podlaží: ložnice, pokoj, koupelna, terasa, schodiště
- vodorovné nosné konstrukce: ocelové IPE nosníky s CETRIS deskami
- svislé nosné konstrukce: železobetonové monolitické stěny, železobetonové monolitické stěnové nosníky

Konstrukční schéma - řez AA':

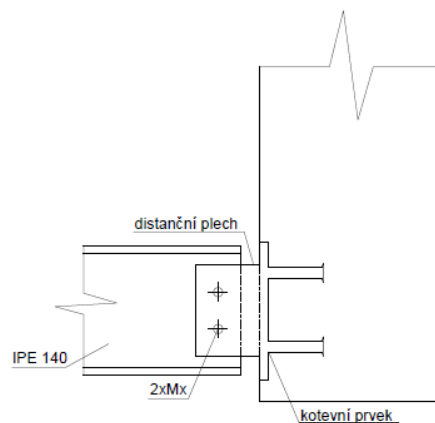


Obrázek 32 Schéma řezu konstrukcí AA'

Konstrukční schéma řez BB':



Obrázek 33 Schéma řezu konstrukcí BB'



Obrázek 34 Schéma přípoje ocelového nosníku

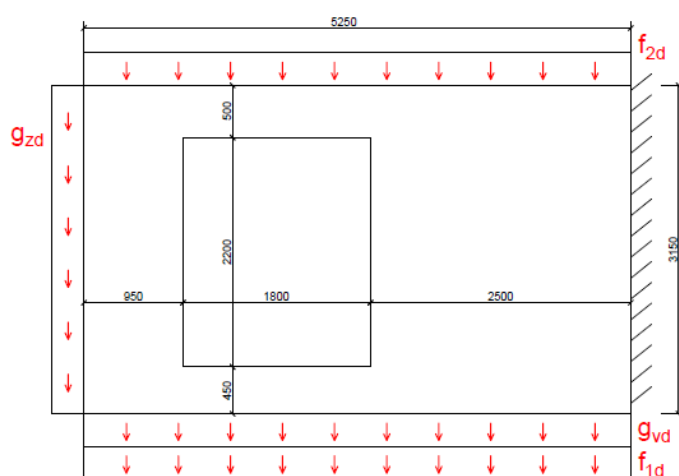
6. STATICKÝ VÝPOČET STĚNOVÝCH NOSNÍKŮ

6.1. Použité materiály

- beton: C 25/30 XC3, XF 1 (CZ) – Cl 0,2 – D_{\max} 16 – S4
- betonářská výztuž B500B
- ocel: S235

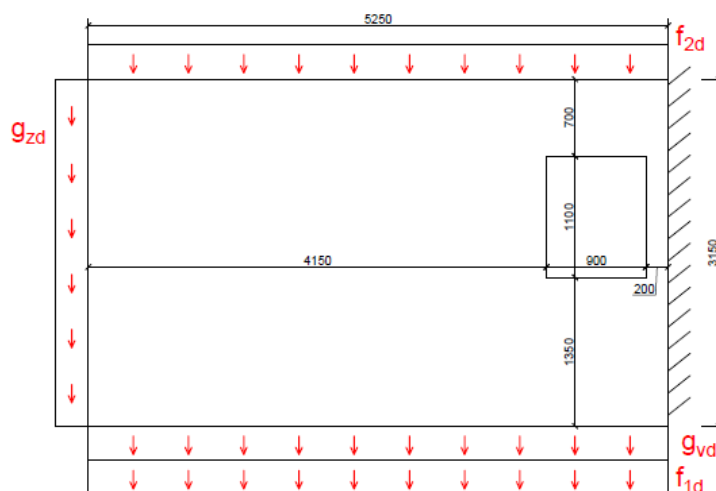
6.2. Přehled zatížení

Zatížení stěnového nosníku SN1:



Obrázek 35 Zatížení SN1

Zatížení stěnového nosníku SN1:



Obrázek 36 Zatížení SN2

Vlastní tíha stěnového nosníku:

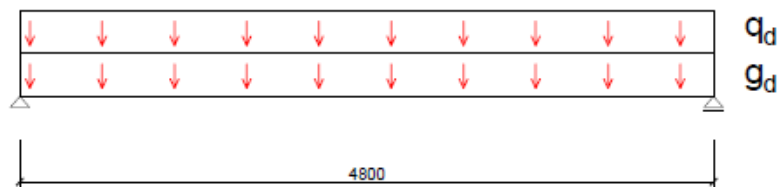
výška [mm]	tloušťka [mm]	objemová hmotnost [kg/m ³]	g_{1k} [kN/m]	γ_G [-]	g_{1d} [kN/m]
3150	200	2500	15,75	1,35	21,26

Zatížení sněhem:

- plochá střecha: $\alpha < 30^\circ \rightarrow$ tvarový součinitel: $\mu_1 = 0,8$
- součinitel expozice: $C_e = 1$
- součinitel tepla: $C_t = 1$
- Praha (sněhová oblast I) \rightarrow charakteristické zatížení sněhem:
 $s_{0k} = 0,7 \text{ kN/m}^2$
- zatížení sněhem na střeše: $s_k = \mu_1 C_e C_t s_{0k} = 0,8 * 1 * 1 * 0,7 = \mathbf{0,56 \text{ kN/m}^2}$

Zatížení ocelového nosníku nad 1. NP

- ocelové nosníky jsou od sebe vzdálené 750 mm



Obrázek 37 Zatížení nosníku 1NP

Stálé zatížení:

	g_k [kN/m ²]	g_k [kN/m]	γ_G [-]	g_d [kN/m]
podlaha	2	1,50	1,35	2,03
deska CETRIS 32 mm	0,49	0,37	1,35	0,50
vlastní tíha IPE 140		0,17	1,35	0,23
deska CETRIS 20 mm	0,3	0,23	1,35	0,30
		2,26		3,05

Proměnné zatížení:

	q_k [kN/m ²]	q_k [kN/m]	γ_Q [-]	q_d [kN/m]
příčky	0,8	0,60	1,5	0,90
užitné	1,5	1,13	1,5	1,69
		1,73		2,59

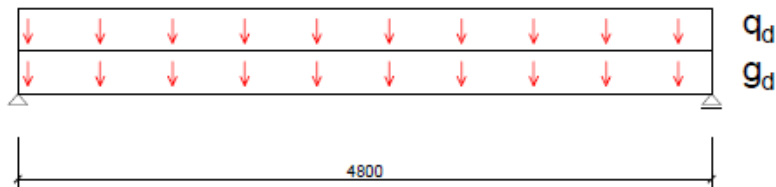
Spodní liniové zatížení stěnového nosníku:

$$g_{1k} = \frac{(g_k) * l_t}{2 * 0,75} = \frac{2,26 * 5}{2 * 0,75} = 7,77 \text{ kN/m}$$

$$q_{1k} = \frac{(q_k) * l_t}{2 * 0,75} = \frac{1,73 * 5}{2 * 0,75} = 5,75 \text{ kN/m}$$

$$f_{1d} = q_{1k} * 1,35 + q_{1k} * 1,5 = 7,77 * 1,35 + 5,75 * 1,5 = 19,11 \text{ kN/m}$$

Zatížení ocelového trámu nad 2. NP



Obrázek 38 Zatížení nosníku 2NP

Stálé zatížení:

	g_k [kN/m ²]	g_k [kN/m]	γ_G [-]	g_d [kN/m]
skladba střechy	1	0,75	1,35	1,01
deska CETRIS 26 mm	0,32	0,24	1,35	0,32
vlastní tíha IPE		0,08	1,35	0,11
		1,07	4,05	1,45

Proměnné zatížení:

	q_k [kN/m ²]	q_k [kN/m]	γ_Q [-]	q_d [kN/m]
sníh	0,56	0,42	1,5	0,63
užitné	0,75	0,56	1,5	0,84
		0,98		1,47

Horní bodové zatížení do stěnového nosníku:

$$g_{1k} = \frac{(g_k) * l_t}{2 * 0,75} = \frac{1,07 * 5}{2 * 0,75} = 3,55 \text{ kN/m}$$

$$q_{1k} = \frac{(q_k) * l_t}{2 * 0,75} = \frac{0,98 * 5}{2 * 0,75} = 3,27 \text{ kN/m}$$

$$f_{1d} = q_{1k} * 1,35 + q_{1k} * 1,5 = 3,55 * 1,35 + 3,27 * 1,5 = 9,69 \text{ kN/m}$$

Zatížení od zděné stěny:

rozměry (b x l) [m]	objemová hmotnost [kg/m ³]	g_k [kN/m]	g_{zk} [kN/m]	γ_G [-]	g_{zd} [kN/m]
0,38 x 4,8	650	11,86	5,93	1,35	8,00

Poznámky:

- zatížení příčkami je uvažováno 0,8 kN/m² jako přemístitelné příčky o vlastní tíze ≤ 1 kN/m délky příčky
- zatížení podlahou a střechou odhadnuty
- výpočet a ověření IPE profilu ověřen ručně
- při výpočtu vlastní tíhy byly zanedbány otvory
- při výpočtu bylo zanedbáno zatížení od obvodového pláště
- při výpočtu bylo zanedbáno zatížení od větru, zavětrování bude provedeno v rovině stropu a podlahy
- zatížení na stěnový nosník od stropních ocelových nosníků je uvažováno jako liniové

6.3. Určení krycí vrstvy:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

- přídavek na návrhovou odchylku $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$
- minimální hodnota krytí c_{min} :

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} + \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm})$$

- minimální hodnota $c_{min,b}$: 12 mm
- minimální hodnota $c_{min,dur}$: konstrukční třída S4, beton XC3 \rightarrow 25 mm
- hodnoty $\Delta c_{dur,\gamma}$, $\Delta c_{dur,st}$, $\Delta c_{dur,add}$ se uvažují 0

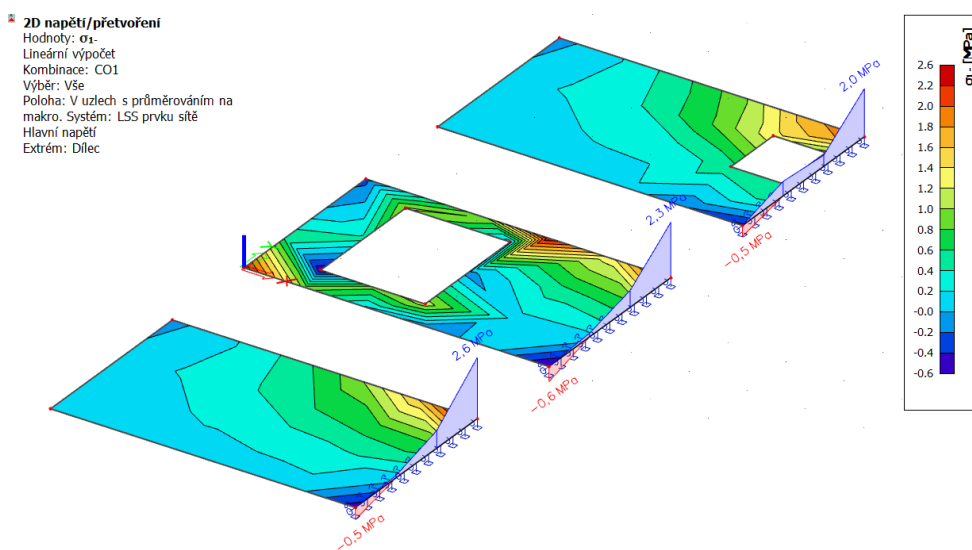
$$c_{min} = \max(10 \text{ mm}; 25 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$$

- jmenovitá hodnota tloušťky krycí vrstvy je:

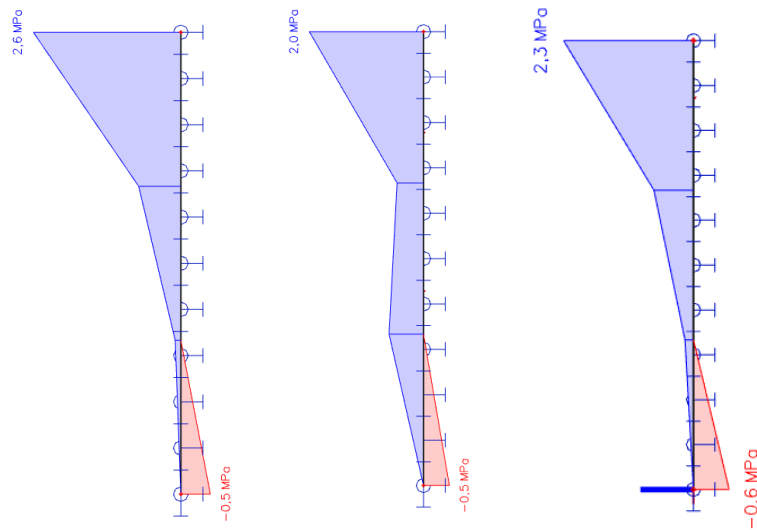
$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 10 + 25 = 35 \text{ mm}$$

6.4. Výpočet a posouzení

Pro porovnání napětí σ_x v místě vetknutí byl při daném zatížení spočítán průběh napětí v programu SCIA Engineer 17.1 i pro stěnový nosník bez otvoru. Průběhy napětí přibližně odpovídají teoretickému průběhu, který je znázorněn na obrázku 7. Na obrázku 40 a) je průběh napětí stěnového nosníku SN1, na obrázku 40 b) je průběh napětí stěnového nosníku SN2 a na obrázku 40 c) je napětí stěnového nosníku bez otvoru (ten nejvíce odpovídá teoretickému průběhu napětí σ_x).

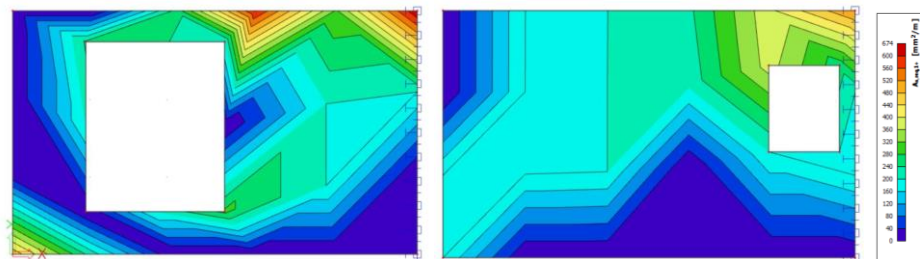


Obrázek 39 Vykreslení napětí σ_x na stěnových nosnících

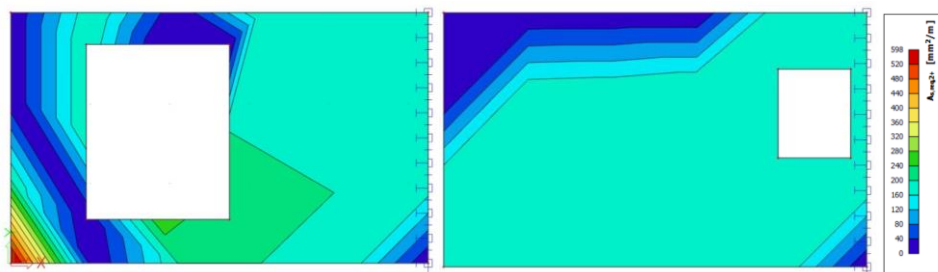


Obrázek 40 a) b) c)

Na základě výsledků na požadovanou plochu výztuže byla navržena a posouzena výztuž v obou stěnových nosnících. Stěnový nosník SN1 má větší požadavky na výztuž, než stěnový nosník SN2. Na vyztužení obou prvků byly použity pruty o průměru 10 a 14 mm. Pro spojení výztuže obou povrchů byly navrženy spony o průměru 6 mm. Vyztužení obou stěn je vykresleno v příloze 3 a 4.



Obrázek 41 Vodorovná požadovaná výztuž a) SN1 b) SN2



Obrázek 42 Svislá požadovaná výztuž a) SN1 b) SN2

Posouzení obou stěnových nosníků bylo provedeno v softwaru IDEA StatiCa 9, který umožňuje výpočet v oblasti diskontinuit a má speciální program pro řešení stěnových nosníků.

6.4.1. Zadání pro výpočet stěnového nosníku SN 1

V následující tabulce je přehled materiálů, které byly pro konstrukci použity.

Beton						
Název	f_{ck} [MPa]	$f_{ctk,0.05}$ [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [MPa]		
C25/30	25,0	1,8	2,6	31475,8		
	$\epsilon_{c2} = 20,0 \cdot 1e-4$, $\epsilon_{cu2} = 500,0 \cdot 1e-4$, Typ diagramu: Parabolický					
Výztuž						
Název	f_{yk} [MPa]	k [-]	E_s [MPa]	Jednotková hmotnost [kg/m ³]	ϵ_{uk} [1e-4]	Povrch
B 500B	500,0	1,08	200000,0	7850	500,0	Žebírkový
	$\epsilon_{st} = 500,0 \cdot 1e-4$, $\epsilon_{sc} = 700,0 \cdot 1e-4$,					

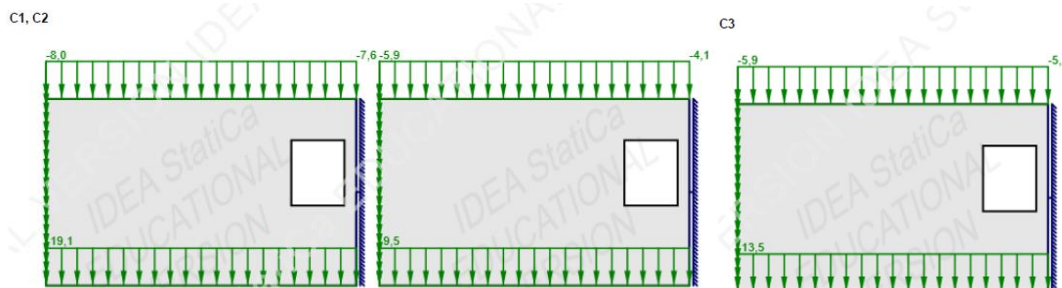
Obrázek 43 Tabulka materiálů

Kombinace zatížení:

Byly vytvořeny 3 různé kombinace pro posouzení MSÚ a MSP. Kombinace C1 je pro MSÚ, kombinace C2 je charakteristická kombinace a kombinace C3 je kvazistálá kombinace. V tabulce je vidět, jaké koeficienty byly použity pro výpočet jednotlivých kombinací zatížení.

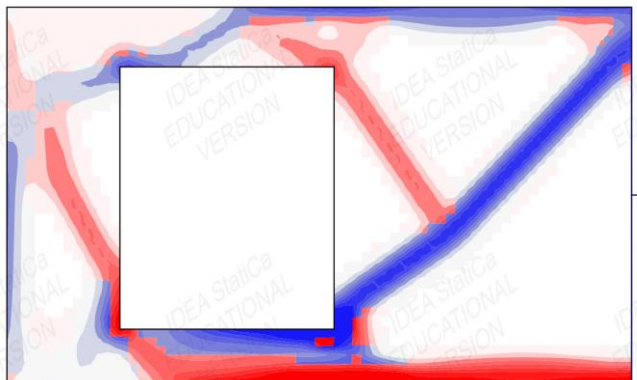
Jméno	Typ	Obsah
C1	ULS	1,35*LC1 + 1,50*LC2
C2	SLS - Kvazistálá	LC1 + 0,30*LC2
C3	SLS - Charakteristická	LC1 + LC2

Obrázek 44 Tabulka kombinací zatížení



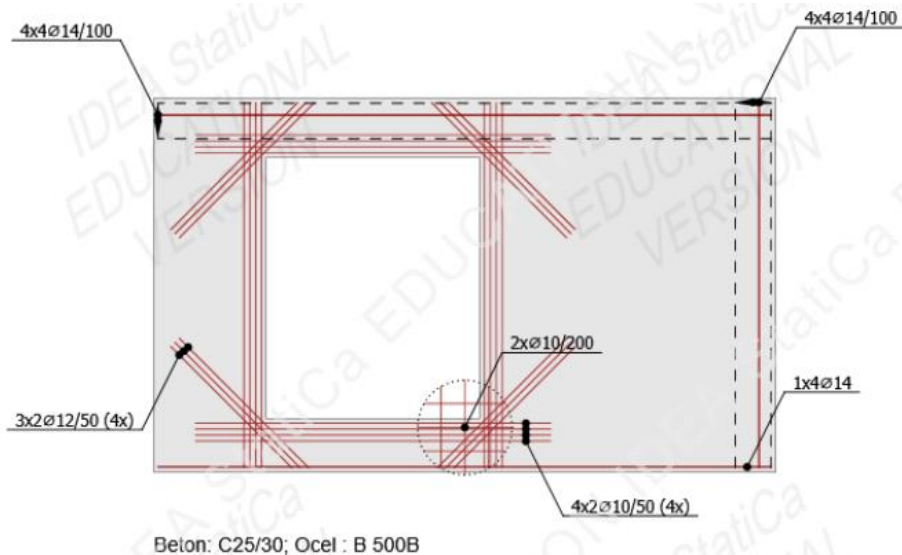
Obrázek 45 Kombinace zatížení

Topologická optimalizace pomáhá stanovit vhodné rozložení materiálu. Na *obrázku 46* vidíme modrou barvou znázorněny tažené oblasti, které by měla zachytit výztuž a červeně tlačené oblasti, které zachycuje beton.



Obrázek 46 Topologická optimalizace SN1

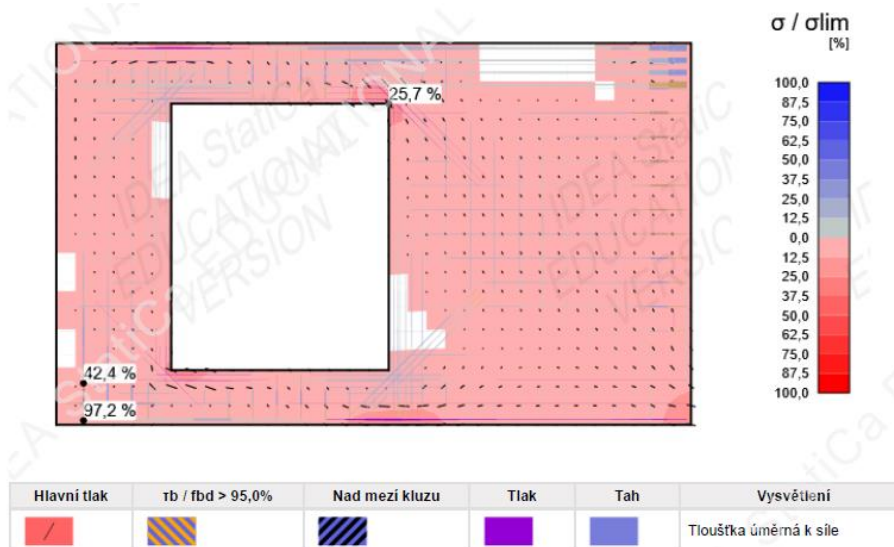
Na *obrázku 47* je znázorněno schéma výztuže, které bylo navrženo na základě požadované výztuže z programu SCIA Engineer. Opravdové vyztužení včetně tvarů prutů je provedeno v *příloze 3*.



Obrázek 47 Schéma výztuže SN1

Stěnový nosník vyhověl na oba dva mezní stavy, jak na mezní stav únosnosti, kde se kontrolují pevnosti a přetvoření materiálů, tak na mezní stav použitelnosti, kde se posuzuje omezení napětí, šířka trhlin a průhyb.

Vyhodnocení MSÚ



Obrázek 48 Tok napětí σ/σ_{lim} SN1

Stěnový nosník SN1 je tlačeny téměř po celé ploše. Největší tlaky se objevují při dolním povrchu. Velké tahy jsou při horním povrchu a to především u podpory a dále při dolním povrchu visutého konce. Na *obrázku 48* je vykreslen poměr napětí stěnového nosníku a poměr limitního napětí.

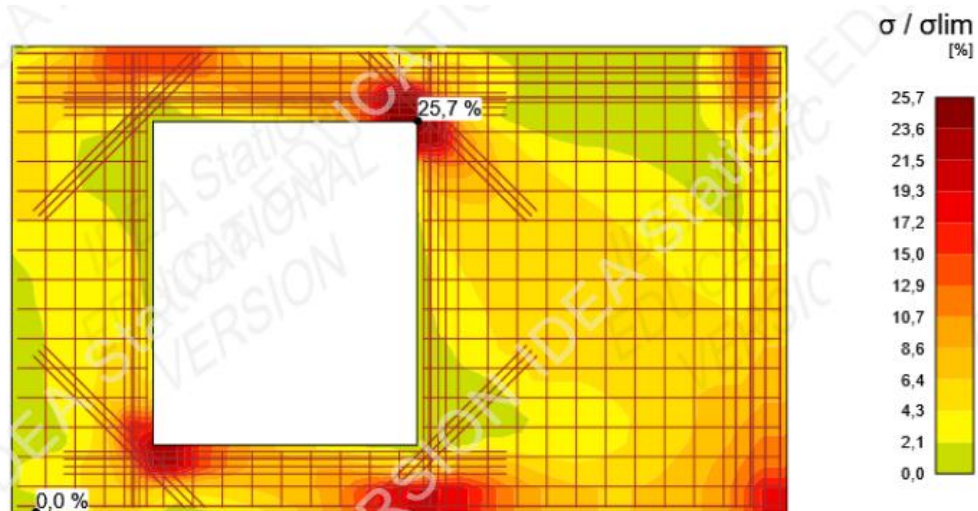
Veškerá navržená výztuž má dostatečnou pevnost a splnila podmínky pro limitní přetvoření. Pevnost betonářské výztuže vyhovuje s poměrně velkou rezervou. Největší napětí 200,1 MPa je ve vodorovné výztuži WF1, což je základní rastr výztuže.

Podrobné výsledky pevnosti výztuže: C1, Přírůstek zatížení: P100,0%, V100,0%

Prvek	X [m]	Z [m]	σ_s [MPa]	ϵ_s [1e-4]	$\sigma_s/\sigma_{s,lim}$ [%]	$\epsilon_s/\epsilon_{s,lim}$ [%]	
WF1	0,23	0,34	199,2	4,9	42,4	5,3	OK
WF1	4,91	2,53	200,1	3,8	42,6	4,8	OK
RO1	1,14	2,69	134,1	3,9	28,6	2,5	OK
GB2	5,22	2,81	155,9	6,3	33,2	2,3	OK
GB1	1,13	0,04	63,6	1,9	13,5	0,6	OK
GB1	1,29	0,04	64,6	1,5	13,8	0,6	OK
GB3	5,21	0,65	26,9	0,1	5,7	0,0	OK

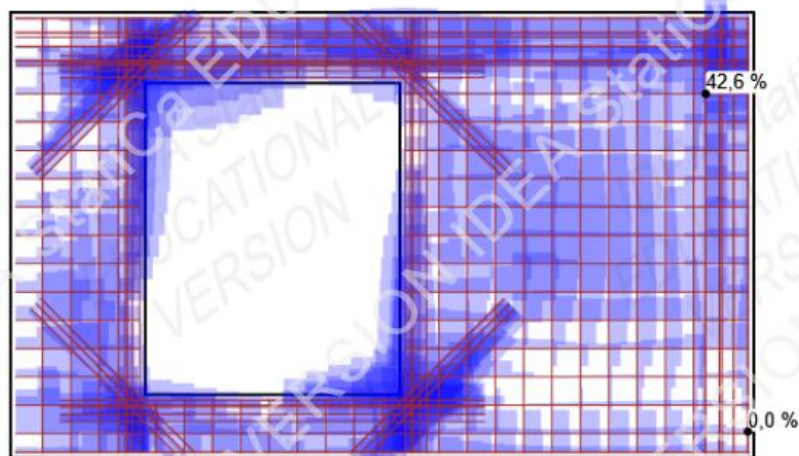
Obrázek 49 Pevnost výztuže SN1

Prvek, jak již bylo zmíněno je zhotoven z betonu C25/30. Na *obrázku 50* jsou červeně znázorněny místa s nejintenzivnějším tlakem. Největší tlak vzniká v pravém horním rohu otvoru a jeho hodnota je -4,3 MPa, beton je v této části využit na 25,7 %. Pevnostní třída betonu pro danou konstrukci je vyhovující.

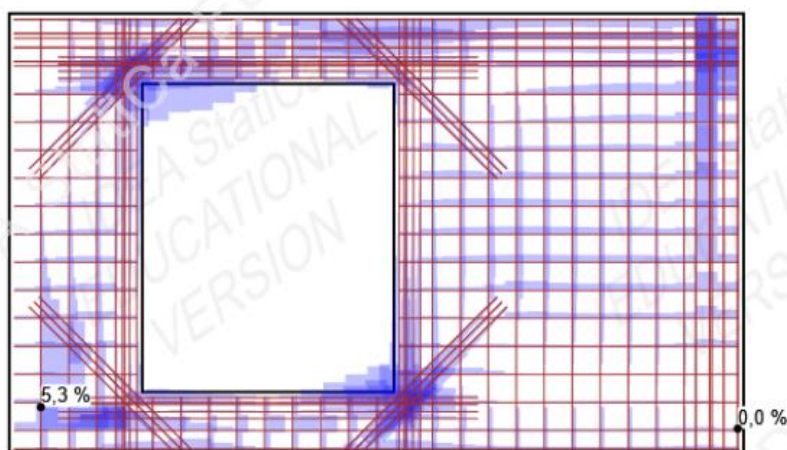


Obrázek 50 Poměr napětí a pevnosti betonu σ/σ_{lim} SN1

Již z obrázku topologické optimalizace stěnového nosníku bylo zřejmé, že největší tahová napětí vznikají při horním povrchu a u vetknutí. V těchto místech je výztuž zhuštěná a má větší profil. Největší napětí má hodnotu 200,1 MPa naopak největší záporná hodnota je v levém horním rohu otvoru a to -54,1 MPa. Největší poměrné přetvoření má hodnotu 5,3 % a nachází se u dolního povrchu vykonzolované části nosníku, to vidíme na *obrázku 52*. Maximální přetvoření ve výztuži ϵ_s je $6,3 \cdot 10^{-4}$.



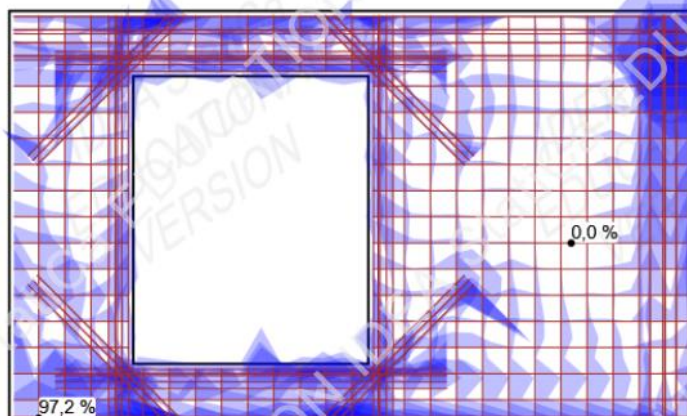
Obrázek 51 Poměr napětí σ_s a poměr pevnosti výztuže $\sigma_{s,lim}$ SN1



Obrázek 52 Poměr přetvoření ε_s a mezního přetvoření výztuže $\varepsilon_{s,lim}$

Nejobtížnější podmínkou pro splnění MSÚ bylo kotvení a to především z toho důvodu, že pro výpočet byl zvolen zjednodušený model s vetknutím. Program tedy nebyl schopný vygenerovat pruty, které budou pokračovat do navazující betonové stěny.

Na následujícím obrázku máme posouzení soudržnosti a mezní pevnosti v soudržnosti. Ukazuje nám úroveň využití vzhledem k mezní pevnosti v soudržnosti mezi výztuží a okolním betonem. Nejvíce využitá část konstrukce, co se týče soudržnosti je dolní povrch u vykonzolovaného kraje, je využita ne 97,2 %. Maximální hodnota napětí v soudržnosti je 2,6 MPa.

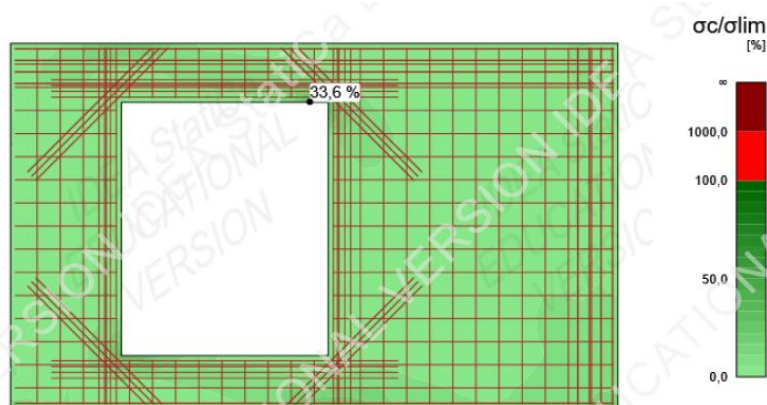


Obrázek 53 Poměr napětí v soudržnosti T_b a mezní pevnosti v soudržnosti f_{bd}

Největší kotevní síla F_a má hodnotu 66,9 kN a vzniká na koncích vložek od ohybů kotvení. Celková síla vznikající po délce vložky F_{tot} má hodnotu na 96,0 kN. Tyto maximální hodnoty se nachází u horního povrchu u vetknutí.

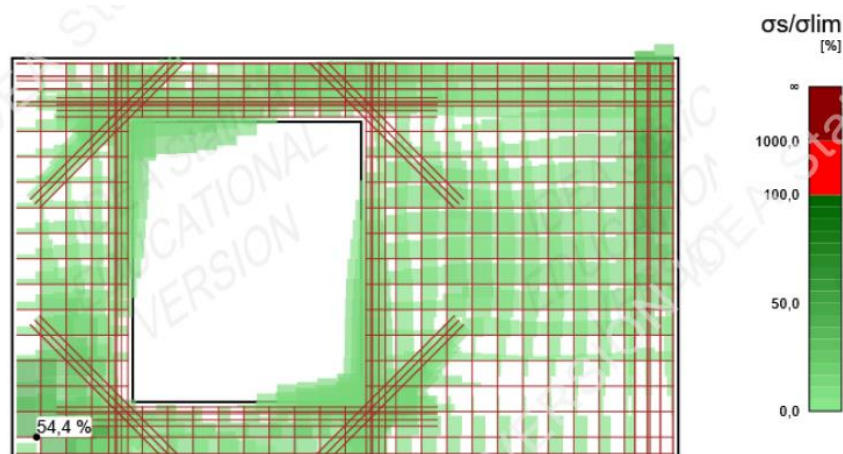
Vyhodnocení MSP

Stěnový nosník na posouzení mezního stavu napětí vyhověl ve všech směrech. Maximální napětí v betonu je v pravém horním rohu nad okenním otvorem a jeho hodnota je -3,8 MPa.



Obrázek 54 Posudek napětí betonu pro MSP SN1

Maximální napětí ve výztuži je při dolním povrchu na visutém konci a jeho hodnota je 217,5 MPa. Je to v místě, kde poměr přetvoření a mezního přetvoření u MSÚ je největší.



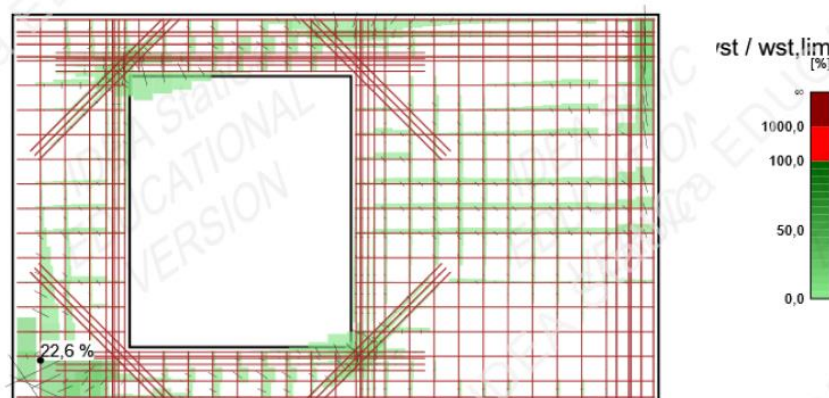
Obrázek 55 Posudek napětí ve výztuži pro MSP SN1

V následující tabulce můžeme vidět velikost trhlin. Hodnoty pro $w_{st,tot}$ jsou okamžité šířky trhlin od celkového zatížení, vypočtená s krátkodobými tuhostmi, w_{tot} je celková šířka trhlin se zahrnutím účinků dotvarování, w_{st} je přírůstek šířky trhlin od proměnného zatížení a w_{lt} je šířka trhlin od dlouhodobých účinků zatížení. Vidíme, že šířka největší trhliny, která vzniká se zahrnutím účinků dotvarování je 0,068 mm a právě v tom místě dochází k největšímu využití v porovnání s limitní šířkou trhlin.

Podrobné výsledky trhlin: C2, Přírůstek zatížení: P100,0%, V100,0%, $w_{st,lim}=0,300$ mm

Prvek	X [m]	Z [m]	$w_{st,tot}$ [mm]	w_{tot} [mm]	w_{st} [mm]	w_{lt} [mm]	$w_{st}/w_{st,lim}$ [%]	
WF1	0,23	0,34	0,055	0,068	0,040	0,067	22,6	OK
WF1	0,04	0,18		0,055		0,087	18,5	OK
GB2	5,22	3,11	0,022	0,026	0,018	0,021	8,6	OK
RO1	1,14	2,69	0,019	0,025	0,015	0,022	8,5	OK
GB1	1,13	0,04	0,006	0,008	0,004	0,006	2,7	OK
GB3	5,21	0,81	0,000		0,000		0,1	OK
GB3	5,11	2,35		0,000		0,000	0,0	OK
GB3	5,11	2,50		0,000		0,000	0,0	OK

Obrázek 56 Tabulka šířky trhlin SN1



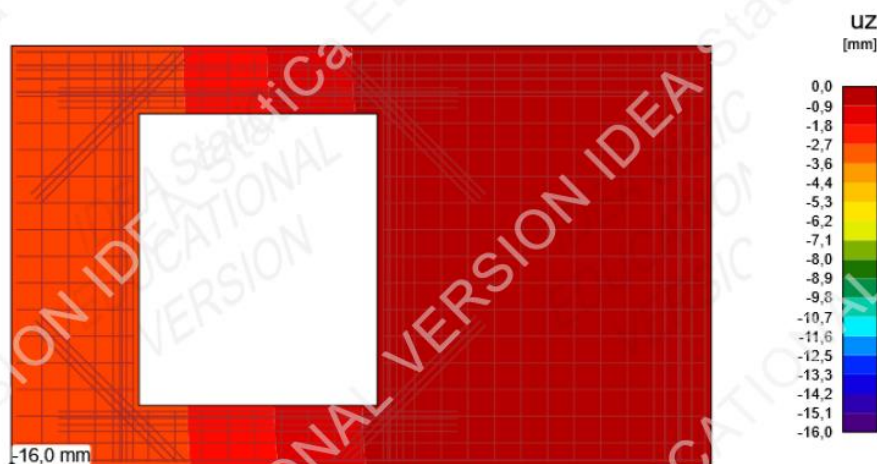
Obrázek 57 Posouzení šířky trhlin

Poslední posuzovanou hodnotou v mezním stavu použitelnosti je průhyb. K největšímu průhybu došlo u dolního povrchu ve visuté části nosníku a jeho hodnota je 16,0 mm. Limitní průhyb je určen jako $\frac{l}{250} = \frac{5250}{250} = 21$ mm.

Podrobné výsledky průhybů: C3, Přirůstek zatížení: P100,0%, V100,0%

Prvek	X [m]	Z [m]	$u_{z,st}$ [mm]	$u_{z,lt}$ [mm]	Δu_z [mm]	u_z [mm]	
W1	0,00	0,00	-11,0	-12,4	-3,6	-16,0	OK

Obrázek 58 Tabulka průhybu SN1



Obrázek 59 Průhyb SN1

Na závěr můžeme v přehledné tabulce porovnat výsledné hodnoty obou mezních stavů pro stěnový nosník SN1.

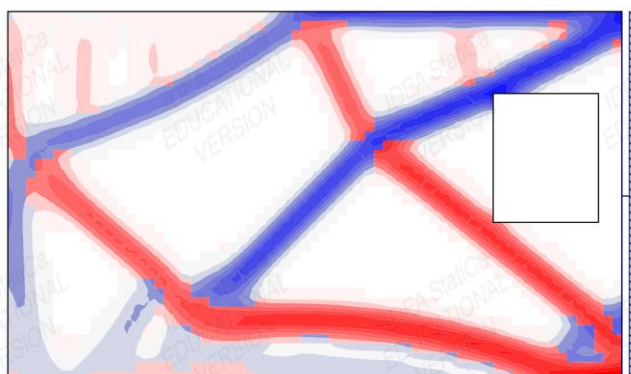
Položka posudku	Kombinace	Přirůstek	Položka			
MSÚ	C1	P100,0%, V100,0%	Pevnost výztuže	✓		
Položka posudku	Položka	Využití				
Pevnost betonu	W1	σ/σ_{lim} : 25,7%		✓		
Pevnost výztuže	WF1	$\epsilon_s/\epsilon_{s,lim}$: 5,3%, $\sigma_s/\sigma_{s,lim}$: 42,4%		✓		
Kotevní délka	WF1	t_b/f_{bd} : 97,2%		✓		
MSP	C3 (LT)	P100,0%, V100,0%	Omezení napětí	✓		
Položka posudku	Kombinace	Přirůstek	Kritický posudek	Položka	Využití	
Omezení napětí	C3 (LT)	P100,0%, V100,0%	7.2(5)	WF1	54,4%	✓
Šířka trhlin	C2 (LT)	P100,0%, V100,0%	w/wlim	WF1	22,6%	✓

Obrázek 60 Souhrn výsledků posouzení SN1

6.4.2. Statický výpočet stěnového nosníku SN 2

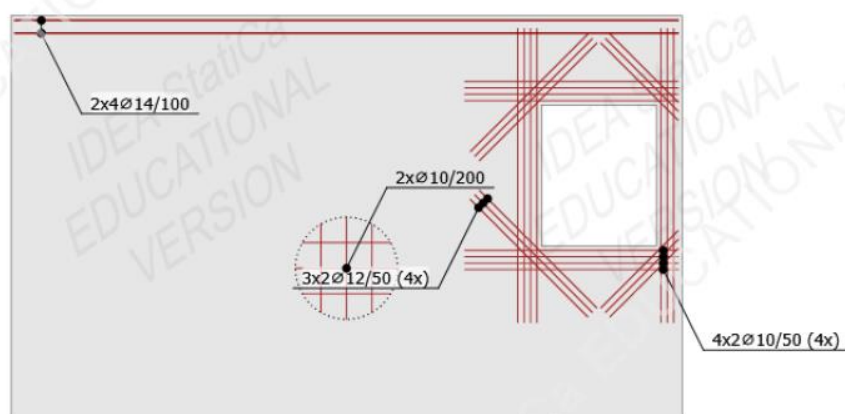
Stěnový nosník SN2 byl posouzen stejným způsobem jako stěnový nosník SN1. Vstupní hodnoty jako materiály či kombinace zatížení jsou totožné se stěnovým nosníkem SN1 (obrázek 44, 45, 46).

Na *obrázku 61*, kde je vykreslena topologická optimalizace, je znázorněno rozložení tlačných a tažených napětí.



Obrázek 61 Topologická optimalizace SN2

Je potřeba zachytit tažené síly při horním povrchu, proto je v těchto místech tah zachycen silnějšími pruty.



Beton: C25/30; Ocel : B 500B

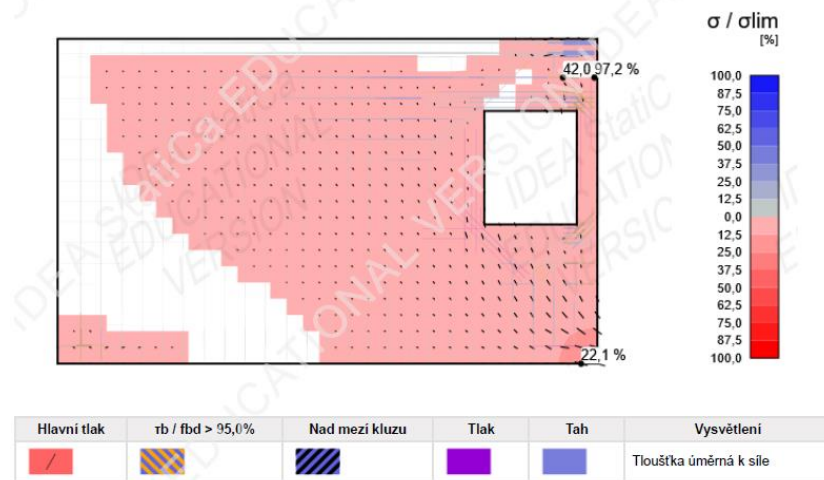
Obrázek 62 Schéma výztuže SN2

Stejně jako předchozí nosník, stěnový nosník SN2 vyhověl na mezní stav únosnosti i mezní stav použitelnosti. Nejvíce využita je kotevní délka výztuže.

Vyhodnocení MSÚ

Nejnamáhanější část konstrukce tahem je v horní části nosníku u uvažovaného vetknutí. Nejvíce využívaná je kotevní délka, tento problém při realizaci eliminujeme

tím, že pruty protáhneme do navazující stěny a dráty v této stěně stykujeme na 50 profilů výztuže, aby byly dráty dostatečně zakotveny. Nejvíce namáhána část tlakem je v dolním rohu u vetknutí.



Obrázek 63 Tok napětí σ / σ_{lim} SN2

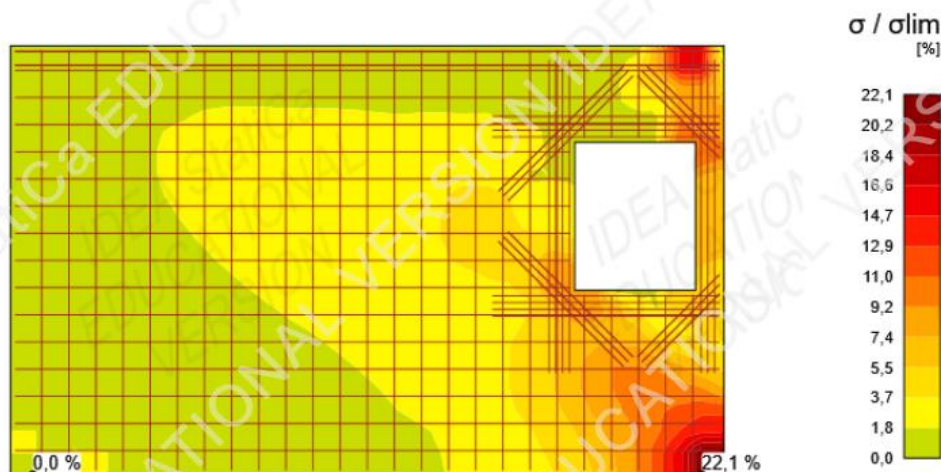
Výztuž navržená na základě výsledků SCIA Engineer vyhoví podmínkám pevnosti i přetvoření. Největší napětí je ve vodorovné výztuži WF1, což je základní rastr výztuže.

Podrobné výsledky pevnosti výztuže: C1, Přírůstek zatížení: P100,0%, V100,0%

Prvek	X [m]	Z [m]	σ_s [MPa]	ϵ_s [1e-4]	$\sigma_s / \sigma_{s,lim}$ [%]	$\epsilon_s / \epsilon_{s,lim}$ [%]	
WF1	4,91	2,78	197,0	5,4	42,0	5,2	OK
RO1	5,07	2,49	165,4	5,9	35,2	3,3	OK
RO1	5,07	2,64	161,4	6,1	34,4	2,9	OK
GB2	5,07	3,01	156,3	6,3	33,3	2,4	OK

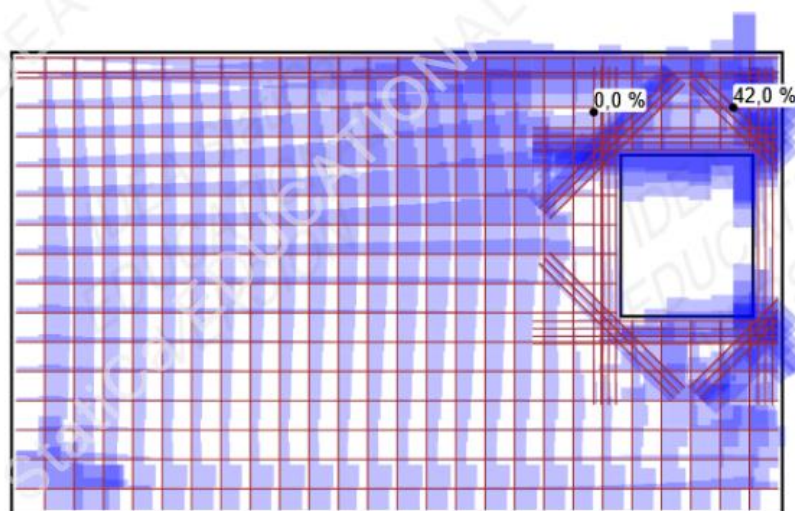
Obrázek 64 Pevnost výztuže SN2

Na obrázku toku napětí ve stěnovém nosníku je vidět oblast s největšími tlaky. Maximální tlak má hodnotu -3,7 MPa. Pro prvek je uvažován beton C25/30 a využitá pevnosti betonu v nejnamáhanější části je 22,1%.

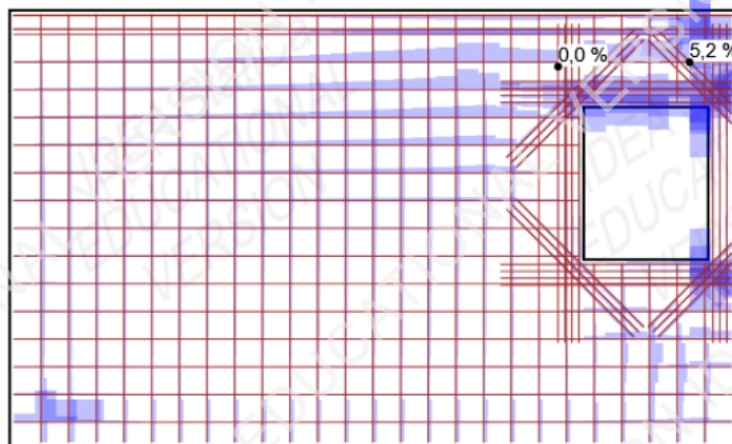


Obrázek 65 Poměr napětí a pevnosti betonu σ/σ_{lim} SN2

V případě stěnového nosníku SN2 je největší potřeba výztuže při horním povrchu, kde je použit profil výztuže 14 mm oproti běžnému rastru, kde je profil 10 mm. Největší napětí ve výztuži dosahuje 197,0 MPa a výztuž je v těchto místech využita na 42 %. Největší tlačené napětí ve výztuži má hodnotu -25,4 MPa. Největší poměrné přetvoření má hodnotu 5,2 % a nachází se v místech největšího taženého napětí ve výztuži, to vidíme na obrázku 67. Maximální přetvoření ve výztuži ε_s je $6,3 \cdot 10^{-4}$.

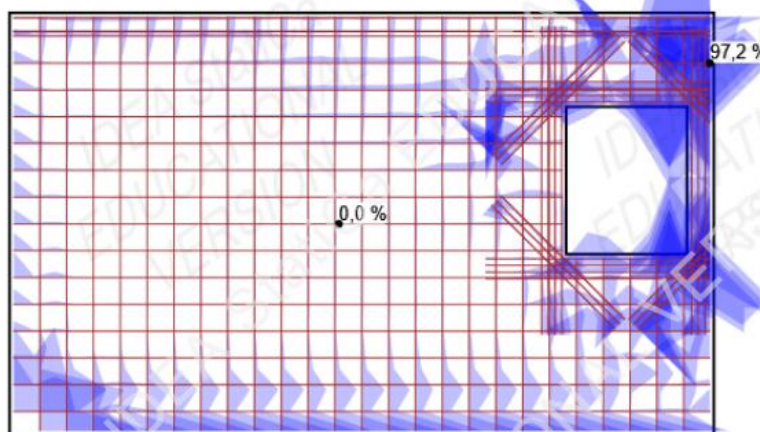


Obrázek 66 Poměr napětí σ_s a poměr pevnosti výztuže $\sigma_{s,lim}$ SN2



Obrázek 67 Poměr přetvoření ε_s a mezního přetvoření výztuže $\varepsilon_{s,lim}$

Znovu největším problémem pro splnění MSÚÚ bylo kotvení. Stejně jako u nosníku SN1 bylo řešeno protažením prutů výztuže do navazující stěny, kde byly pruty stykovány na délku 50 profilů. Nejvíce využitá část konstrukce, co se týče soudržnosti, je u horního povrch u vetknutí. Je využita na 97,2 %. Maximální hodnota napětí v soudržnosti je 2,6 MPa.

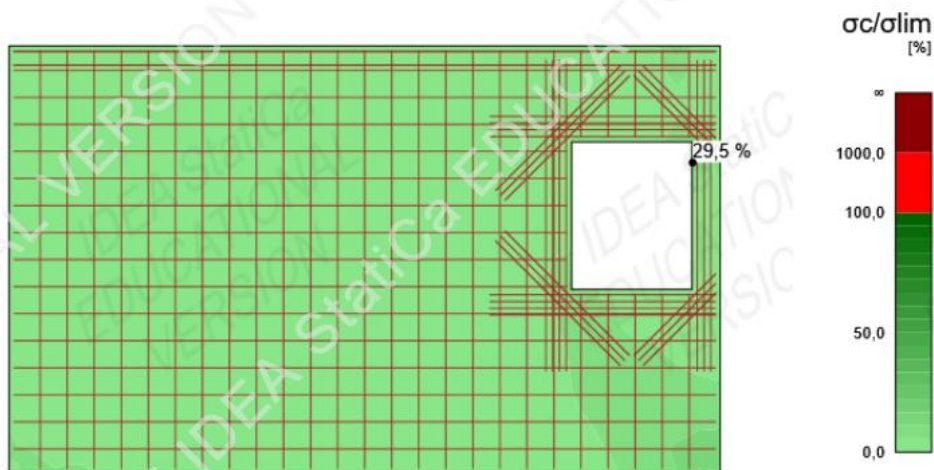


Obrázek 68 Poměr napětí v soudržnosti T_b a mezní pevnosti v soudržnosti f_{bd}

Největší kotevní síla F_a má hodnotu 67,0 kN v pravém horním rohu. Celková síla vznikající po délce vložky F_{tot} má hodnotu na 96,2 kN..

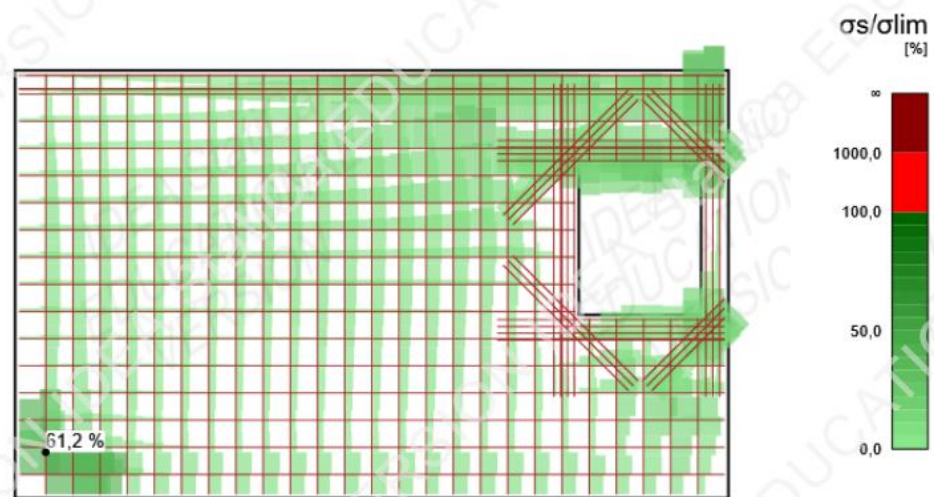
Vyhodnocení MSP

Stěnový nosník na posouzení mezního stavu napětí vyhověl ve všech směrech. Maximální napětí v betonu je ve zúžené části vedle okenního otvoru u vetknutí a jeho hodnota je -3,3 MPa.



Obrázek 69 Posudek napětí betonu pro MSP SN2

Maximální napětí ve výztuži je u dolního povrchu visuté části nosníku a jeho hodnota je 244,8 MPa.



Obrázek 70 Posudek napětí ve výztuži pro MSP SN2

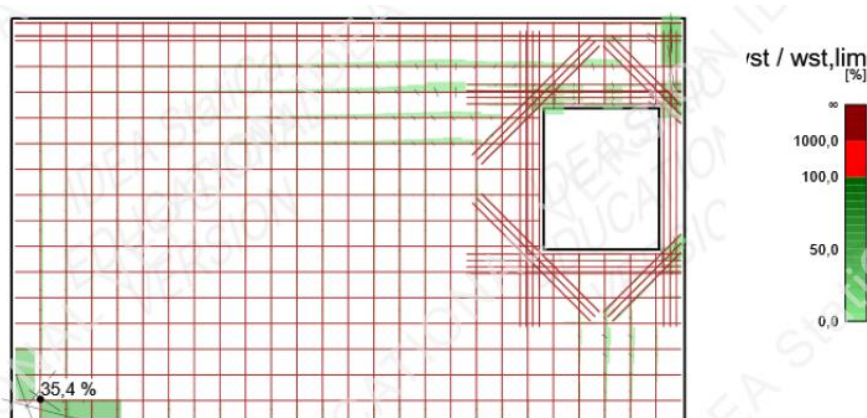
V následující tabulce můžeme vidět velikost trhlin. Hodnoty pro $w_{st,tot}$ jsou okamžité šířky trhlin od celkového zatížení, vypočtená s krátkodobými tuhostmi, w_{tot} je

celková šířka trhlin se zahrnutím účinků dotvarování, w_{st} je přírůstek šířky trhlin od proměnného zatížení a w_{lt} je šířka trhlin od dlouhodobých účinků zatížení. Vidíme, že šířka největší trhliny, která vzniká se zahrnutím účinků dotvarování je 0,106 mm a právě v tom místě dochází k největšímu využití v porovnání s limitní šířkou trhlin a to na 35,4 %.

Podrobné výsledky trhlin: C2, Přírůstek zatížení: P100,0%, V100,0%, $w_{st,lim}=0,300$ mm

Prvek	X [m]	Z [m]	$w_{st,tot}$ [mm]	w_{tot} [mm]	w_{st} [mm]	w_{lt} [mm]	$w_{st}/w_{st,lim}$ [%]	
WF1	0,23	0,18	0,077	0,106	0,056	0,104	35,4	OK
GB2	5,22	3,01	0,030	0,035	0,024	0,029	11,8	OK
RO1	5,22	2,64	0,028	0,032	0,021	0,025	10,6	OK

Obrázek 71 Tabulka šířky trhlin SN2



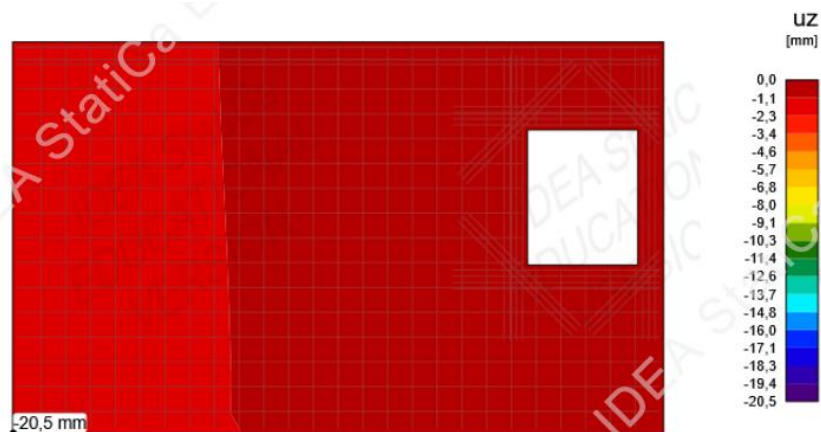
Obrázek 72 Posouzení šířky trhlin SN2

Poslední posuzovanou hodnotou v mezním stavu použitelnosti je průhyb. K největšímu průhybu došlo u dolního povrchu ve visuté části nosníku (tedy na stejném místě jako u nosníku SN1) a jeho hodnota je 20,5 mm. Limitní průhyb je určen jako $\frac{l}{250} = \frac{5250}{250} = 21$ mm. Celkový průhyb tedy těsně splňuje hranici limitního průhybu.

Podrobné výsledky průhybů: C3, Přírůstek zatížení: P100,0%, V100,0%

Prvek	X [m]	Z [m]	$u_{z,st}$ [mm]	$u_{z,lt}$ [mm]	Δu_z [mm]	u_z [mm]	
W1	0,00	0,00	-13,5	-14,7	-5,9	-20,5	OK

Obrázek 73 Tabulka průhybu SN2



Obrázek 74 Průhyb SN2

Na závěr můžeme v přehledné tabulce porovnat výsledné hodnoty obou mezních stavů pro stěnový nosník SN2.

Položka posudku	Kombinace	Přirůstek	Položka			
MSÚ	C1	P100,0%, V100,0%	Pevnost výztuže	✓		
Položka posudku	Položka	Využití				
Pevnost betonu	W1	σ/σ_{lim} : 22,1%		✓		
Pevnost výztuže	WF1	$\epsilon_s/\epsilon_{s,lim}$: 5,2%, $\sigma_s/\sigma_{s,lim}$: 42,0%		✓		
Kotevní délka	WF1	t_b/f_{bd} : 97,2%		✓		
MSP	C3 (LT)	P100,0%, V100,0%	Omezení napětí	✓		
Položka posudku	Kombinace	Přirůstek	Kritický posudek	Položka	Využití	
Omezení napětí	C3 (LT)	P100,0%, V100,0%	7.2(5)	WF1	61,2%	✓
Šířka trhlin	C2 (LT)	P100,0%, V100,0%	w/w _{lim}	WF1	35,4%	✓

Obrázek 75 Souhrn výsledků posouzení SN2

Vysvětlení

Symbol	Vysvětlení
f_{ck}	Charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku ve stáří 28 dní
$f_{ctk,0.05}$	Charakteristická pevnost betonu v dostředném tahu, 5% kvantil
E_{cm}	Sečnový modul pružnosti betonu
ϵ_c	Poměrné přetvoření betonu v tlaku při dosažení maximálního napětí f_c
ϵ_{cu}	Mezní poměrné přetvoření betonu v tlaku
f_{yk}	Charakteristická mez kluzu betonářské výztuže
E	Modul pružnosti výztužné oceli
ϵ_{uk}	Charakteristické poměrné přetvoření betonářské nebo předpínací oceli při maximálním zatížení
Vlastnosti	W - Šířka; H - Výška; T - Tloušťka; L - Délka; r - Poloměr; α - Sklon
Pozice	M - Řídící; MP - Řídící bod; IP - Bod vložení
σ_2	Extrémní hodnota hlavního napětí σ_2 v betonu ve vybrané podoblasti.
ϵ_1	Maximální hlavní přetvoření betonu ϵ_1
ϵ_2	Minimální hlavní přetvoření betonu ϵ_2
k_c	Redukční součinitel pevnosti betonu v tlaku k_c
$\sigma_c/\sigma_{c,lim}$	Poměr napětí v betonu a pevnosti betonu. Ukazuje úroveň využití materiálu vzhledem k pevnosti betonu.
σ_s	Maximální napětí po délce výztužné vložky.
ϵ_s	Maximální přetvoření po délce výztužné vložky.
$\sigma_s/\sigma_{s,lim}$	Poměr napětí a pevnosti výztuže. Ukazuje úroveň využití vzhledem k pevnosti výztuže.
$\epsilon_s/\epsilon_{s,lim}$	Poměr přetvoření a mezního přetvoření výztuže. Ukazuje úroveň využití materiálu vzhledem k meznímu přetvoření.
τ_b	Napětí v soudržnosti na povrchu výztužné vložky.
F_a	Kotevní síla. Vzniká na koncích vložek od ohybů kotvení.

20 / 21

Obrázek 76 Vysvětlení použitých symbolů

Symbol	Vysvětlení
F_{tot}	Celková síla vznikající po délce vložky. Skládá se z kotevní síly od ohybů kotvení a síly v soudržnosti, která integruje napětí v soudržnosti po ploše vložky.
F_{tot}/F_{lim}	Poměr celkové síly ve vložce a mezní hodnoty síly. Mezní hodnota síly je stanovena jako minimum ze dvou hodnot: (a) síla vypočtená jako suma mezní kotevní síly a síly od konce vložky k zájmovému bodu se zohledněním mezní soudržnosti, (b) mezní pevnost vložky.
τ_b/f_{bd}	Poměr napětí v soudržnosti a mezní pevnosti v soudržnosti pro vybranou vložku (skupinu) a aplikovanou část zatížení. Ukazuje úroveň využití vzhledem k mezní pevnosti v soudržnosti mezi výztuží a okolním betonem.
Součinitel dotvarování	Konečná hodnota součinitele dotvarování v časovém intervalu ($t_0 = 28$ dnů, $t_{inf} =$ návrhová životnost)
$w_{st,tot}$	Okamžitá šířka trhlin od celkového zatížení, vypočtená s krátkodobými tuhostmi.
w_{tot}	Celková šířka trhlin se zahnutím účinků dotvarování.
w_{st}	Přírůstek šířky trhlin od proměnného zatížení.
w_{lt}	Šířka trhlin od dlouhodobých účinků dlouhodobých zatížení.
$u_{z,st}$	Okamžité průhyby od celkového zatížení, spočtené s krátkodobými tuhostmi.
$u_{z,lt}$	Dlouhodobé účinky dlouhodobých zatížení
Δu_z	Přírůstek šířky trhlin od proměnného zatížení.
u_z	Celkový průhyb se zahnutím účinků dotvarování.

Předpoklady výpočtu

- V oblastech s trhlínami musí být zadáno minimálním množství výztuže vzdorující alespoň tahovému namáhání před vznikem trhlín.
- Aby bylo zajištěno plné ukotvení tržníků, je nutné zajistit příčné vyztužení nebo příslušný přesah výztuže.
- Výpočet a posouzení podle normy se provádí pro okrajové podmínky zadané v projektu. Neuvažuje se se změnou podpor ve fázi výstavby/provozní fázi.
- Šířka trhlíny se posuzuje pouze v blízkosti výztuže. V nevyztužených oblastech se posouzení trhlin neprovádí. Výpočetní model může vést k podcenění šířky trhlin v případě lokalizovaných smykových trhlin a prasklin v rozích s rozevirajícími momenty.

Obrázek 77 Vysvětlení použitých symbolů

7. ZÁVĚR

Oba stěnové nosníky vyhověli posouzení – jak meznímu stavu únosnosti, tak meznímu stavu použitelnosti. Posudek byl proveden v programu IDEA StatiCa. Výstupy z programu posloužily jako podklad pro výkres výztuže stěnových nosníků, které jsou v příloze 3 a 4. Tvary některých drátů byly upraveny tak, aby byly dodrženy zásady vyztužování. Byla přidána lemovací výztuž v krajích stěnových nosníků a spony pro spojení výztuže obou povrchů.

Je nutno říci, že vyztužení obou nosníků je konzervativní, tudíž na straně bezpečnosti. Způsobilo to nesprávně vykreslení prutů výztuže v programu IDEA StatiCa. Pruty nepokračovaly za fiktivní vetknutí, které bylo uvažované při výpočtu, tudíž nebyly dostatečně zakotveny. Ve skutečnosti na stěnový nosník navazuje železobetonová stěna, je tedy možné pruty zakotvit v ní a stykovat je s výztuží navazující stěny. Právě kotevní délka byla v tomto případě rozhodující, protože byla vyhodnocena jako nejvíce využívaná a to u obou stěnových nosníků shodně na 97,2 %. Naopak pevnost betonu či pevnost výztuže má velké rezervy stejně jako hodnoty v mezním stavu použitelnosti. Omezení napětí i šířka trhlin vyhověly s velkou rezervou.

Stěnové nosníky jsou nosné moderní prvky, které si architekti oblíbili zejména v poslední době. Pro stěny konstantní tloušťky a bez větších otvorů lze využít zjednodušené metody. Nejčastěji se však pro jejich řešení používá příhradová analogie. Další možností je využít nelineární metody. Je nutné kontrolovat mezní stav použitelnosti. Rozhodující oblastí u stěnových nosníků jsou oblasti tažené, tzn. táhla v modelu náhradní příhradoviny. Každý stěnový nosník musí být při obou površích vyztužen minimálně konstrukční výztuží včetně příčných spon. V dnešní době se využívá především softwarů, které nám ulehčují výpočet a podrobně analyzují daný prvek.

SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY

- [1] ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby ČNI 2006
- [2] PROCHÁZKA, Jaroslav. *Navrhování betonových konstrukcí: příručka k ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-1-2*. Praha: Pro Ministerstvo pro místní rozvoj a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) vydalo Informační centrum ČKAIT, 2010. Technická knihovna (ČKAIT). ISBN 978-80-87438-03-9.
- [3] KOHOUTKOVÁ, Alena, Jaroslav PROCHÁZKA a Jitka VAŠKOVÁ. *Navrhování železobetonových konstrukcí: příklady a postupy*. V Praze: České vysoké učení technické, 2014. ISBN 978-80-01-05587-8.
- [4] KOHOUTKOVÁ, Alena, Jaroslav PROCHÁZKA a Jiří ŠMEJKAL. *Modelování a vyztužování betonových prvků: lokální modely železobetonových konstrukcí*. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2013. ISBN 978-80-01-05340-9.
- [5] KONVALINKA, Petr a kolektiv. *Analýza stavebních konstrukcí: Příklady* [online]. 2009 [cit. 2018-04-14]. Dostupné z: https://mech.fsv.cvut.cz/homeworks/student/SMA2/Skriptum_priklady_Konvalinka.pdf
- [6] REKTORYS, Karel. *Přehled užití matematiky*. 7. vyd. Praha: Prometheus, 2000. Česká matice technická (Prometheus). ISBN 80-719-6181-7.
- [7] ŠMEJKAL, Jiří a Jaroslav PROCHÁZKA. Navrhování stěnových nosníků s použitím modelů náhradní příhradoviny. *Beton: Technologie, Konstrukce, Sanace*. 2010, **10**(6), 52-59. ISSN 1213-3116.
- [8] ŠMEJKAL, Jiří a Jaroslav PROCHÁZKA. Navrhování s použitím modelů náhradní příhradoviny. *Beton: Technologie, Konstrukce, Sanace*. 2009, **09**(5), 80-85.
- [9] ŠMEJKAL, Jiří a Jaroslav PROCHÁZKA. Navrhování prostupů nosníků s použitím modelů náhradní příhradoviny. *Beton: Technologie, Konstrukce, Sanace*. 2010, **09**(3), 48-56.
- [10] BROŽOVSKÝ, Jiří a Alois MATERNA. *Metoda konečných prvků ve stavební mechanice* [online]. Vysoká škola báňská - Technická univerzita Ostrava a Západočeská univerzita v Plzni, 2012 [cit. 2018-04-14]. Dostupné z:

http://mi21.vsb.cz/sites/mi21.vsb.cz/files/unit/metoda_konecných_prvku_stavební_mechanika.pdf

- [11] *Matematika III: Fourierovy řady* [online]. Fakulta strojního inženýrství VUT v Brně, 2007 [cit. 2018-04-14]. Dostupné z: <http://mathonline.fme.vutbr.cz/Fourierovy-rady/sc-73-sr-1-a-60/default.aspx>
- [12] HANZLOVÁ, Hana. *Stěnové nosníky: studijní pomůcka*. ČVUT v Praze. Dostupné také z: http://people.fsv.cvut.cz/~hanzlhan/PJ1C/1_stenove_nosniky.pdf
- [13] *Dezeen: architecture and design magazine* [online]. New York/Londýn [cit. 2018-04-14]. Dostupné z: <https://www.dezeen.com/>
- [14] Cantilevered Concrete House: Eclectic Design with Mirrors. *TRENDIR: Modern House Design, Furniture & Decor* [online]. 2015, 2018 [cit. 2018-04-14]. Dostupné z: <https://www.trendir.com/cantilevered-concrete-house-eclectic-design-with-mirrors>
- [15] VAŠKOVÁ, Jitka. *BK01 - Stěnové nosníky*. Přednáška BK01. ČVUT v Praze. Dostupné také z: http://people.fsv.cvut.cz/www/vaskova/BK01_2017stenove_nosniky.pdf
- [16] *Stěnový nosník o 2 polích: studijní pomůcka*. Vysoká škola báňská - Technická univerzita Ostrava, 2015. Dostupné také z: http://homen.vsb.cz/~sta366/Betonove%20konstrukce/Bonus%20prikklady/Stenovy%20nosnik_2.pdf
- [17] SEMRÁD, Karel a Csaba SZÜCS. *Řešené příklady betonových konstrukcí pomocí příhradové analogie* [online]. ČVUT v Praze, 2009 [cit. 2018-04-14]. Dostupné z: http://concrete.fsv.cvut.cz/projekty/pdf/frvs2009/Prihradova_analogie_a_resene_prikklady.pdf/

SEZNAM OBRÁZKŮ

Obrázek 1 Průběh napětí po výšce průřezu [7].....	10
Obrázek 2 Lineárně pružný a nelineární model stěnového nosníku prostě uloženého [4].....	12
Obrázek 3 Průběh napětí, model náhradní příhradoviny [7].....	12
Obrázek 4 Trajektorie hlavních napětí stěnového nosníku zatíženého na horním okraji [12].....	13
Obrázek 5 Stěnový nosník zatížený osamělým břemenem [7].....	13
Obrázek 6 Trajektorie hlavních napětí stěnového nosníku zatíženého při dolním okraji [12].....	13
Obrázek 7 Průběh normálového napětí nad podporou spojitého stěnového nosníku [7].....	14
Obrázek 8 Rozdělení konstrukce na B a D oblasti [8].....	16
Obrázek 9 Návrhové napětí na mezi únosnosti betonových tlačných prutů bez příčného tahu [1].....	17
Obrázek 10 Návrhové napětí na mezi únosnosti betonových tlačných prutů s příčným tahem [1].....	18
Obrázek 11 Parametry určení příčných tahových sil v tlakovém poli s rozptýlenou výztuží [1].....	18
Obrázek 12 Styčník CCC [1].....	19
Obrázek 13 Styčník CCT [1].....	19
Obrázek 14 Styčník CTT [1].....	20
Obrázek 15 Princip vyztužení stěnového nosníku [7].....	21
Obrázek 16 Minimální zatěžovací plocha pro svislou výztuž u nepřímo zatížených stěnových nosníků a principy vyztužení vyplývajícího z nepřímého zatížení [7].....	22
Obrázek 17 Pruhy B a C pro umístění výztuže stěnového nosníku nad vnitřní podporou [7].....	22
Obrázek 18 Značení rozměrů \podepření stěnového nosníku [12].....	23
Obrázek 19 Schéma zavedené diferenčních náhrad I [5].....	25
Obrázek 20 Schéma zavedení diferenčních náhrad II [5].....	26
Obrázek 21 Cantilever House in Arkansas [13].....	29
Obrázek 22 Cantilever House in Arkansas [13].....	29

Obrázek 23 Dům v Murcii, Španělsko [13]	30
Obrázek 24 Dům v Murcii, Španělsko, fasáda tvořená z keramických stojanů na víno [13]	30
Obrázek 25 - Koncepční diagram objektu Crossed House [13].....	31
Obrázek 26 - Crossed House [13]	31
Obrázek 27- řez domem Cliff House [13]	32
Obrázek 28- Cliff House [13]	33
Obrázek 29 - Ventura House [13]	33
Obrázek 30 Konstrukční schéma 1NP	35
Obrázek 31 Konstrukční schéma 2NP	36
Obrázek 32 Schéma řezu konstrukcí AA'	37
Obrázek 33 Schéma řezu konstrukcí BB'.....	37
Obrázek 34 Schéma přípoje ocelového nosníku	37
Obrázek 35 Zatížení SN1	38
Obrázek 36 Zatížení SN2	38
Obrázek 37 Zatížení nosníku 1NP	39
Obrázek 38 Zatížení nosníku 2NP	40
Obrázek 39 Vykreslení napětí σ_x na stěnových nosnících	42
Obrázek 40 a) b) c).....	43
Obrázek 41 Vodorovná požadovaná výztuž a) SN1 b) SN2.....	43
Obrázek 42 Svislá požadovaná výztuž a) SN1 b) SN2.....	43
Obrázek 43 Tabulka materiálů	44
Obrázek 44 Tabulka kombinací zatížení.....	44
Obrázek 45 Kombinace zatížení	44
Obrázek 46 Topologická optimalizace SN1	45
Obrázek 47 Schéma výztuže SN1	45
Obrázek 48 Tok napětí σ/σ_{lim} SN1	46
Obrázek 49 Pevnost výztuže SN1	46
Obrázek 50 Poměr napětí a pevnosti betonu σ/σ_{lim} SN1.....	47
Obrázek 51 Poměr napětí σ_s a poměr pevnosti výztuže $\sigma_{s,lim}$ SN1	47
Obrázek 52 Poměr přetvoření ε_s a mezního přetvoření výztuže $\varepsilon_{s,lim}$	48
Obrázek 53 Poměr napětí v soudržnosti T_b a mezní pevnosti v soudržnosti f_{bd}	48
Obrázek 54 Posudek napětí betonu pro MSP SN1	49

Obrázek 55 Posudek napětí ve výztuži pro MSP SN1	49
Obrázek 56 Tabulka šířky trhlin SN1	50
Obrázek 57 Posouzení šířky trhlin	50
Obrázek 58 Tabulka průhybu SN1	51
Obrázek 59 Průhyb SN1	51
Obrázek 60 Souhrn výsledků posouzení SN1	51
Obrázek 61 Topologická optimalizace SN2	52
Obrázek 62 Schéma výztuže SN2	52
Obrázek 63 Tok napětí σ / σ_{lim} SN2	53
Obrázek 64 Pevnost výztuže SN2	53
Obrázek 65 Poměr napětí a pevnosti betonu σ / σ_{lim} SN2	54
Obrázek 66 Poměr napětí σ_s a poměr pevnosti výztuže $\sigma_{s,lim}$ SN2	54
Obrázek 67 Poměr přetvoření ε_s a mezního přetvoření výztuže $\varepsilon_{s,lim}$	55
Obrázek 68 Poměr napětí v soudržnosti T_b a mezní pevnosti v soudržnosti f_{bd}	55
Obrázek 69 Posudek napětí betonu pro MSP SN2	56
Obrázek 70 Posudek napětí ve výztuži pro MSP SN2	56
Obrázek 71 Tabulka šířky trhlin SN2	57
Obrázek 72 Posouzení šířky trhlin SN2	57
Obrázek 73 Tabulka průhybu SN2	57
Obrázek 74 Průhyb SN2	58
Obrázek 75 Souhrn výsledků posouzení SN2	58
Obrázek 76 Vysvětlení použitých symbolů	59
Obrázek 77 Vysvětlení použitých symbolů	59

SEZNAM PŘÍLOH

Příloha 1 - Výkres skladby/tvaru stropu 1NP

Příloha 2 - Výkres skladby 2NP

Příloha 3 - Výztuž stěnového nosníku SN1

Příloha 4 - Výztuž stěnového nosníku SN2

SEZNAM POUŽITÝCH PROGRAMŮ

IDEA StatiCa

AutoCAD 2018

SCIA Engineer 17.1