



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

**Analýza návrhu nadpodporových příčníků komorových
mostů s ohledem na jejich uspořádání a provádění**

**Analysis of Crossbeam's Design Approaches for Box Girder
Bridges Regarding its Arrangement and Construction
Sequence**

DIPLOMOVÁ PRÁCE

Bc. Adam Pospíšil

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí práce: Ing. Michal Drahorád, PhD.

Praha, leden 2023



ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Pospíšil

Jméno: Adam

Osobní číslo: 477453

Zadávací katedra: K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Analýza návrhu nadpodporových příčníků komorových mostů s ohledem na jejich uspořádání a provádění

Název diplomové práce anglicky: Analysis of Crossbeam's Design Approaches for Box Girder Bridges Regarding its Arrangement and Construction Sequence

Pokyny pro vypracování:

- rešerše způsobů uspořádání a provedení nadpodporových příčníků komorových mostů
- rozbor návrhových přístupů nadpodporových příčníků a podporových oblastí
- podrobná analýza a rámcový návrh vybraných typů podporových příčníků
- zhodnocení jednotlivých návrhových přístupů a provedení příčníků

Seznam doporučené literatury:

Soubor technických norem

Jméno vedoucího diplomové práce: Michal Drahorád

Datum zadání diplomové práce: 23. 9. 2022

Termín odevzdání diplomové práce: 9. 1. 2023

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 diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové 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 diplomovou práci na téma **Analýza návrhu nadpodporových příčníků komorových mostů s ohledem na jejich uspořádání a provádění** zpracoval samostatně za použití uvedené literatury a pramenů a za odborného vedení diplomové práce Ing. Michala Drahoráda, PhD.

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 8. 1. 2023

Bc. Adam Pospíšil

Poděkování

Rád bych poděkoval panu Ing. Michalovi Drahorádovi, PhD. za jeho trpělivost, kvalitu poskytnutých rad, nekončící humor při konzultacích a ochotu podělit se o své cenné zkušenosti z vědecké činnosti i mnohaletého projektování mostních konstrukcí.

Dále pak musím poděkovat firmě Pontex spol. s r. o. za poskytnutí materiálů, zejména pak některých příloh projektové dokumentace vybraných mostních konstrukcí v České republice, které mi byly při zpracovávání diplomové práce inspirací.

Poděkování patří také firmám IDEA StatiCa a SCIA Engineer, které mi zdarma poskytly studentské licence k výpočetním programům využitým k vypracování práce, ať už ve větší nebo menší míře.

Anotace

Diplomová práce rozebírá problematiku různých funkcí, způsobu provádění a přístupů k navrhování nadpodporových příčníků betonových mostů. Práce obsahuje teoretickou (kap. č. 2 – 4) a praktickou část (kap. č. 5).

Teoretická část uvádí různé typy nadpodporových příčníků a jejich funkce v celé konstrukci. Dále uvádí používané možnosti přístupu k navrhování těchto prvků mostních konstrukcí a jejich výhody a nevýhody.

V praktické části jsou vybrány čtyři typy příčníků komorových mostů, které jsou typickými příklady pro mosty v praxi. Příklady mají stejné dispoziční rozměry a jsou zatíženy stejným zatížením. Následně jsou analyzovány a navrženy pomocí dvou různých metod. Na závěr jsou vyhodnoceny a porovnány jak výsledky obou metod, tak jednotlivé příčníky mezi sebou.

Klíčová slova

Nadpodporový příčník, ztužení konstrukce, roznos soustředěných sil, lokální nespojitá oblast, metoda příhradové analogie, komorová konstrukce, betonový most, návrh konstrukce

Summary

Master thesis focuses on issues of different functions, construction sequences and arrangement to crossbeam's design for concrete bridges. It is composed of theoretical (chapters n. 2 – 4) and practical (chapter n. 5) part.

Theoretical part presents different types of crossbeams and their functions in the whole structure. It also presents typical design approaches for these elements of bridges and their advantages and disadvantages.

There are four basic types of crossbeams for box girder bridges analysed in practical part, which are typical examples for real bridges. These examples are of the same layout dimensions and the same load applied on them. Afterward, all types are analyzed and designed using two different methods. In the end, there are evaluated and compared results of both methods for each crossbeam type.

Keywords

Crossbeam, stiffening of a structure, distribution of concentrated forces, local discontinuous area, strut and tie method, box girder structure, concrete bridge, structure design

Obsah

1. Úvod.....	5
2. Funkce nadpodporových příčníků mostů.....	6
2.1 Roznos soustředěných sil z ložisek a spodní stavby do nosné konstrukce	6
2.2 Ztužení konstrukce v místě podpory	7
2.3 Redukce množství ložisek.....	7
2.4 Zvýšení torzní tuhosti.....	9
3. Způsoby uspořádání nadpodporových příčníků komorových mostů.....	11
3.1 Konstrukce bez nadpodporových příčníků.....	11
3.2 Zesílení směrem dovnitř komorového průřezu	12
3.3 Zesílení směrem dovnitř komorového průřezu bez propojení s horní deskou .	13
3.4 Vyplnění celé komory příčníkem.....	14
3.5 Rozšíření příčníku mimo komoru průřezu	15
4. Návrhové přístupy nadpodporových příčníků a podporových oblastí.....	17
4.1 Ohýbaný nosník	17
4.2 Lokální nespojitá oblast	18
4.2.1 Historické přístupy.....	18
4.2.2 Lineární 2D (3D) modely	19
4.2.3 Metoda příhradové analogie	20
4.2.4 CSFM.....	22
4.3 Zatížení nadpodporových příčníků	23
5. Podrobná analýza a návrh vybraných typů příčníků.....	25
5.1 Analýza vybraných příčníků metodou příhradové analogie	28
5.1.1 Modifikace zatížení pro použití metody	28
5.1.2 Stanovení toku vnitřních sil	29

5.1.3	Sestavení a výpočet příhradových modelů.....	32
5.1.4	Návrh betonářské výztuže	36
5.2	Analýza vybraných příčníků metodou CSFM.....	43
5.2.1	Modifikace zatížení pro použití metody.....	43
5.2.2	Výpočet jednotlivých modelů	45
5.3	Vyhodnocení jednotlivých typů příčníků	56
5.3.1	Výkazy výztuže	57
5.3.2	Celkové vyhodnocení	64
6.	Závěr.....	70
	Literatura	72
	Seznam obrázků	73
	Seznam tabulek	78

1. Úvod

Most je konstrukce, která slouží k převedení dopravní cesty (pozemní komunikace, dráhy, vodní cesty) přes přírodní nebo umělou překážku. Taková konstrukce se skládá z několika částí, v principu jde ale vždy o nosnou konstrukci, která přenáší účinky zatížení z mostního svršku do spodní stavby, potažmo základů.

Neoddělitelnou součástí betonové nosné konstrukce komorového nebo trémového mostu je nadpodporový příčník – ztužující prvek v místě uložení. Ten může mít s ohledem na typ konstrukce různé funkce a požadavky pro její „správné“, či z pohledu projektanta by bylo možná lepší zvolit termín „žádané“, statické fungování. Proto je nutné jeho tvar, dimenze nebo dokonce vůbec jeho potencionální existenci v budoucnu realizované konstrukci dobře promyslet již při návrhu, jelikož jeho účinky mohou a nemusí být vůbec žádoucí.

Analýza a návrh těchto prvků je dodnes mezi současnými inženýry a projektanty mostních konstrukcí ne úplně jasnou a stoprocentní záležitostí. V současnosti je známo vícero metod a postupů návrhu a posouzení, z nichž některé jsou zatíženy menší a některé větší mírou nejistoty nebo jsou použitelné jen při splnění určitých podmínek.

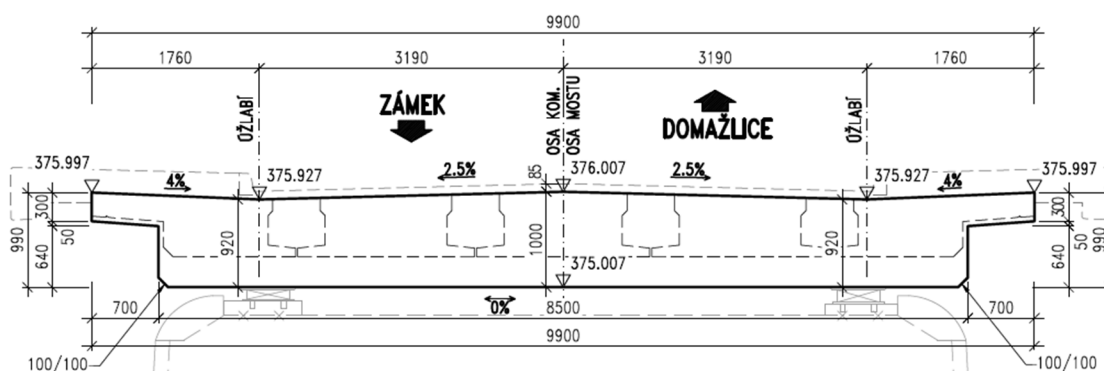
2. Funkce nadpodporových příčníků mostů

Jak již bylo řečeno, nadpodporový příčník může mít v konstrukci více funkcí. Mezi takové funkce patří například:

1. Roznos soustředěných sil (reakcí) z ložisek a spodní stavby do nosné konstrukce
2. Ztužení konstrukce v místě podpory
3. Redukce množství ložisek použitých k uložení nosné konstrukce
4. Zvýšení torzní tuhosti

2.1 Roznos soustředěných sil z ložisek a spodní stavby do nosné konstrukce

V nadpodporové oblasti je konstrukce namáhána specifickým zatížením, neboť jsou zde soustředěny osamělé síly o velkých velikostech, kde jsou zkoncentrována zatížení (vlastní tíha kce, stálé zatížení, zatížení dopravou) působící na mnohem větší části konstrukce, byť o menší intenzitě. Moderní doba vyžaduje stavbu štíhlých a vzdušných konstrukcí, které jsou nejen estetické, ale také vedou k úspoře materiálu betonu a výztuže, čímž se stávají také ekonomické a ekologické [1]. Pro dosažení požadované únosnosti i trvanlivosti (zamezení nadměrné tvorby trhlin) je proto často nutné průřez nosné konstrukce v této oblasti zesílit (deskové konstrukce) nebo upravit tak, aby např. u komorových průřezů bylo do lokálního roznosu zatížení zapojeno více jeho komponent (dolní deska, stěny a horní deska průřezu).



Obrázek 2.1: Příklad nadpodporového příčnicku deskové konstrukce (most ev. č. 193 - 022b v Horšovském Týně)

Velké soustředěné tlakové napětí je potom zároveň doprovázeno příčným tahovým napětím a smyky. Proto musí být průřez vzhledem k zanedbatelné pevnosti betonu v tahu dostatečně vyztužen. Mimo klasickou betonářskou výztuž lze také využít celkové ovlivnění namáhání průřezu příčným předpětím nadpodporové oblasti.

2.2 Ztužení konstrukce v místě podpory

U konstrukcí s masivnějším průřezem, než jsou deskové konstrukce, typicky trémových konstrukcí, nebývá vzhledem ke konstrukční výšce lokální roznos pro jednotlivé nosníky problémem. Přesto však může být z hlediska globální analýzy konstrukce žádoucí vetknutí jednotlivých nosníků v místech svého podepření do koncového příčnicku tak, aby v tomto místě došlo k celkovému ztužení konstrukce a zajištění spolupůsobení jednotlivých nosníků.



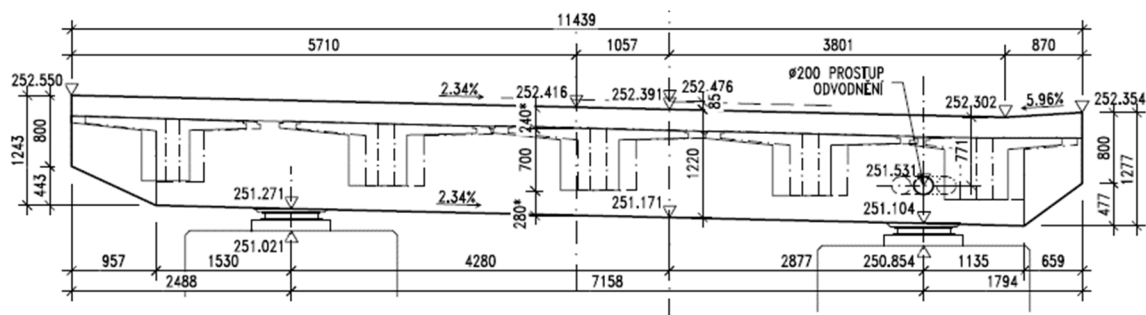
Obrázek 2.2: Příklad nadpodporového příčnicku trémového mostu (most Y-502 v Praze; 1. HPM, 5. 10. 2021, Kašánková Jitka, Ing.)

2.3 Redukce množství ložisek

V moderním stavitelství je snaha o redukci počtu prvků mostních konstrukcí s nižší životností, než je samotná konstrukce. Mezi takové prvky patří například mostní

ložiska nebo mostní závěry. Jejich redukcí nebo úplným odstraněním (integrované mosty) se tak sníží provozní náklady v průběhu životnosti konstrukce, jelikož se sníží počet prvků, které je v průběhu životnosti nutné vyměnit.

U trémových konstrukcí se proto často volí řešení uložení konstrukce na nižší počet ložisek, než je počet podélných nosníků. Funkce takového příčníku potom kombinuje funkce z kap. 2.1 a 2.2, kdy kromě ztužení konstrukce v konkrétních průřezech v místech podepření tento ohýbaný příčný prvek zajišťuje také roznos reakcí do všech zatížených nosníků.



Obrázek 2.3: Příklad nadpodporového příčníku trémového mostu

Příčník může být podepřen jedním ložiskem uprostřed. Pak je dosaženo maximálních účinků z hlediska zvyšování životnosti konstrukce, na druhou stranu v místě takového podepření není konstrukci bráněno kroucení, což může přinášet problémy při celkovém návrhu konstrukce. Optimálním a nejčastěji používaným řešením je uložení nosníku na dvě ložiska jako prostý nosník s převislými konci, aby chom kroucení konstrukce v místě podepření omezili. S rostoucí délkou a klesající možnou výškou průřezu může být problém v takovém příčníku nadimenzovat výztuž, proto je možné přidat další ložiska. Se zvyšujícím počtem ložisek však klesá původní smysl redukce jejich počtu.



Obrázek 2.4: Statická schémata způsobů uložení příčníků trémových mostů

2.4 Zvýšení torzní tuhosti

U půdorysně zakřivených mostů získává významný vliv namáhání konstrukce kroucením. Míra ztužení konstrukce v místě jejího podepření nadpodporovým příčnickem pak má významný vliv na celkové rozdělení vnitřních sil v konstrukci. Tento vliv může být žádoucí, protože přináší jasnější působení konstrukce a minimalizuje požadavky na výpočet a účinky dalších vlivů, např. boulení stěn u velmi vysokých komorových průřezů.

Nedostatečná tuhost příčníků se naopak může projevovat negativními vlivy, jako je nadměrná tvorba trhlin. Tato skutečnost je v nedávné době známa např. ze zavěšeného segmentového mostu D11-040..3 přes Labe nedaleko Poděbrad, kde byly v koncových segmentech i v příčnicích na P2 a P3 zjištěny četné trhliny dosahující šířky až 1,6 mm.



Obrázek 2.5: Trhliny příčnicku mostu D11-040..3 (HPM 28. 11. 2017, Drahorád Michal, Ing.)

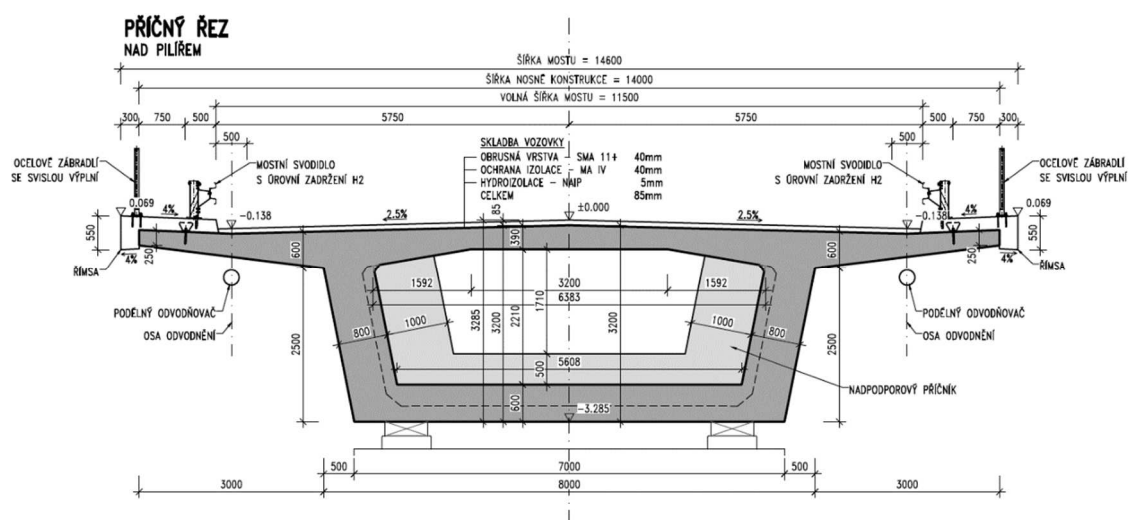
V některých případech však může být výhodnější nadpodporový příčník vůbec nerealizovat, pokud je to technicky možné a není nutné ho provádět z jiných důvodů. Konstrukci pak bude umožněno volné kroucení a kroutící moment nevyvolává v konstrukci nadměrná normálová napětí.

šestiproudé pozemní komunikace na povrchu nosné konstrukce je totiž jejím tubusem vedena také trasa C pražského metra, což vyžaduje spojitě vedení horní hrany dolní desky komory. Z toho důvodu je i abnormálně řešeno zvětšení tloušťky dolní desky komorového průřezu nad podporou, které je žádoucí pro snadnější přenesení záporných ohybových momentů nad podporou v podélném směru. Deska se zde rozšiřuje směrem dolů (ven z průřezu) namísto obvyklého rozšiřování směrem do tubusu komory.

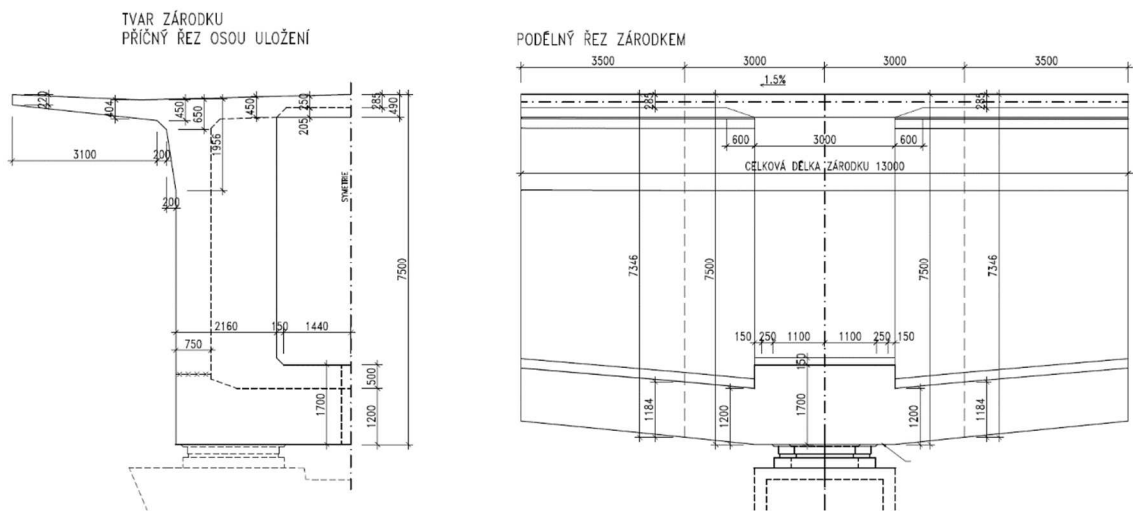
3.2 Zesílení směrem dovnitř komorového průřezu

V tomto případě jde zřejmě o nejčastější způsob ztužení betonové komorové konstrukce v její podporové oblasti na mezilehlých pilířích. Je běžné, že dolní deska, resp. stěny komorového průřezu se směrem k podporám rozšiřují z důvodu přenesení zvýšených záporných ohybových momentů v podélném směru mostu, resp. zvyšujících se posouvajících sil ve svislém směru. Přímo v místě uložení je však možné vytvořit nadpodporový příčník ještě markantnějším zesílením zmíněných komponent průřezu.

Hlavním účelem tvorby takového příčníku je zejména omezení deformací průřezu od soustředěných lokálních sil ze spodní stavby jejich rozprostřením mezi všechny komponenty průřezu. Zároveň však logicky celou konstrukci v tomto průřezu celkově ztužíme (nejen v kroucení) a proto je důležité s tímto faktem počítat při výpočetní analýze celé konstrukce, protože dojde k jiné celkové redistribuci vnitřních sil než u konstrukcí bez příčníku.



Obrázek 3.2: Příklad nadpodporového příčníku komorového mostu

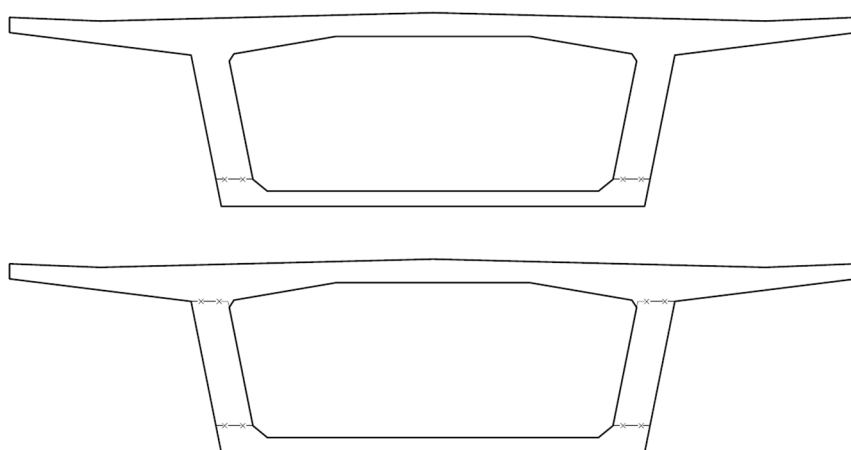


Obrázek 3.3: Příklad nadpodporového příčnicku komorového mostu – tvar zárodku mostu budovaného letmou betonáží

3.3 Zesílení směrem dovnitř komorového průřezu bez propojení s horní deskou

Jde v podstatě o speciální typ nadpodporového příčnicku zmíněného v předchozí části (kap. 3.2), který zohledňuje postup výstavby celé konstrukce.

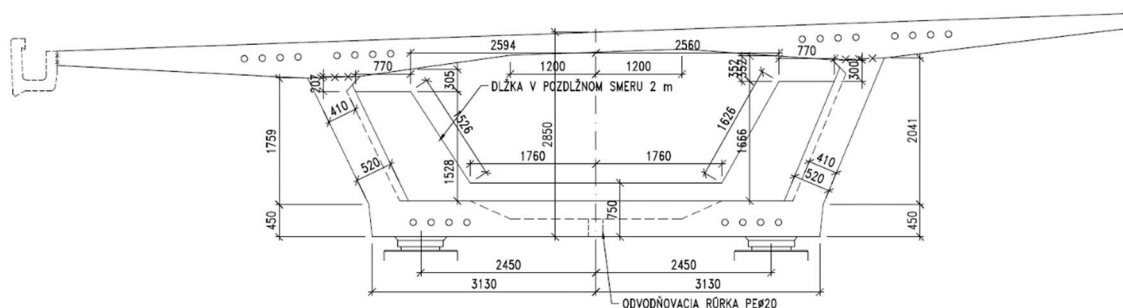
Komorový průřez je obvykle betonován ve dvou nebo ve třech takttech. V prvním taktu bývá betonována dolní deska společně se stěnami a ve druhém taktu bývá betonována horní deska průřezu. První část betonáže může být v případě masivnějších průřezů rozdělena, kdy dolní deska průřezu i stěny jsou betonovány zvlášť.



Obrázek 3.4: Způsoby postupu betonáže příčného řezu komorového mostu

Pro betonáž horní desky je pro urychlení výstavby možné použít systémové bednění, které je možné podélně posouvat po konstrukci. V tom případě by však příčník

zmíněný v kap. 3.2 tvořil překážku pro posun takového bednění přes podporovou oblast. Z toho důvodu není možné provést rozšíření stěn po celé výšce komory a příčník musí být ukončen ještě před dosažením spodní hrany horní desky, aby bylo použití posuvného bednění umožněno.

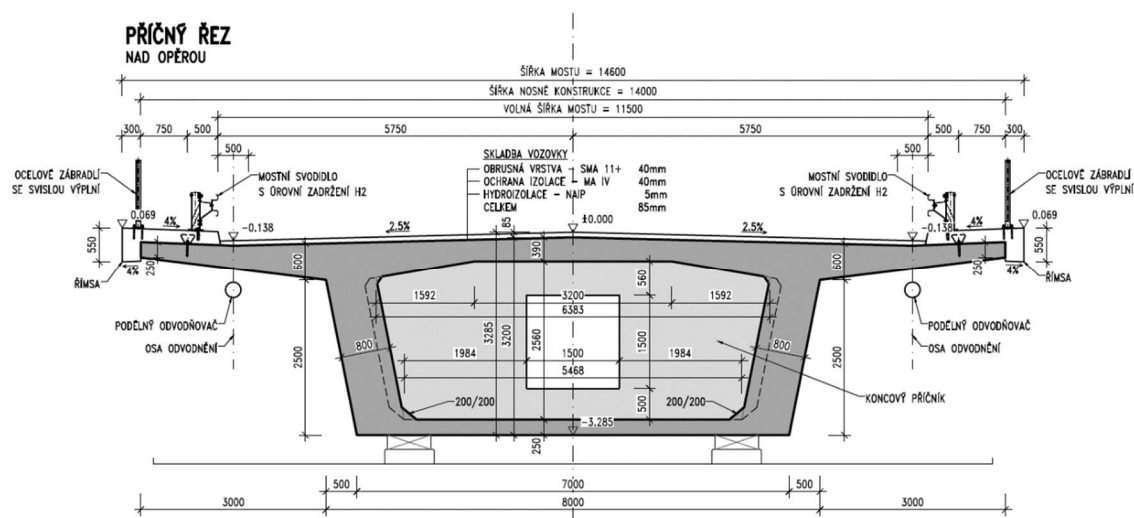


Obrázek 3.5: Příklad nadpodporového příčníku komorového mostu

3.4 Vyplnění celé komory příčníkem

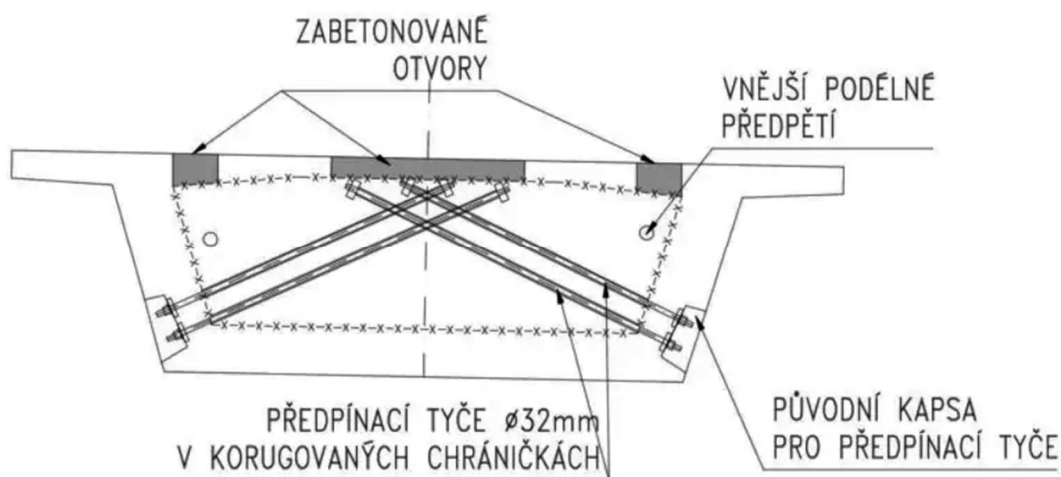
Pro získání ještě větší tuhosti nosné konstrukce v místě jejího podepření je samozřejmě možné rozměry příčníku směrem dovnitř komory stále zvětšovat až do doby, kdy dojde k vyplnění celého prostoru uvnitř komory. To je možné však pouze teoreticky. Z hlediska praxe je nutné, aby byl takový příčník vždy oslaben průlezným otvorem. Pro zajištění životnosti konstrukce je nutné provádět pravidelné kontroly a prohlídky všech jejích částí, tedy i těch, které se nacházejí uvnitř komory.

Oslabení příčníku průlezným otvorem společně s různými způsoby uložení vytváří složitou prostorovou napjatost. Pro potřeby výpočtu je však možné a účelné tuto problematiku zjednodušit na rovinnou úlohu.



Obrázek 3.6: Příklad příčníku komorového mostu s průlezným otvorem

Za účelem redukce počtu ložisek může být konstrukce v jednom místě v podélném směru uložena pouze na jednom ložisku. V horní části příčnicku potom vznikají velké vodorovné tahové síly a štěpné síly v šikmé vzpěře, které přenášejí zatížení ze stěny komory směrem do ložiska. Tyto tahové síly v betonu je vhodné zachytit pomocí příčné předpínací výztuže.



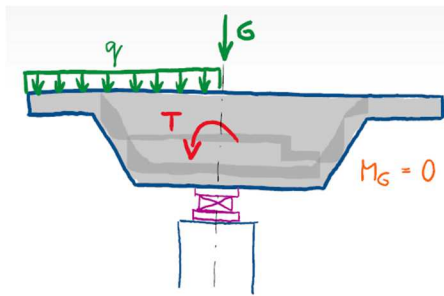
Obrázek 3.7: Příklad využití příčného předpětí v nadpodporovém příčnicku [3]

3.5 Rozšíření příčnicku mimo komoru průřezu

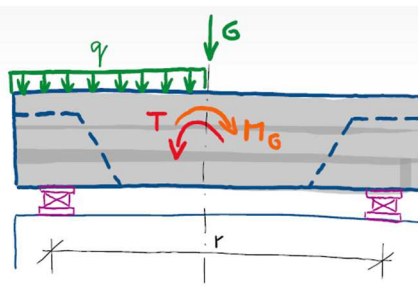
Ne příliš často používaným, ale možným způsobem provedení, je rozšíření příčnicku mimo komoru, tedy také pod konzoly průřezu. Smyslem provedení tohoto typu příčnicku je možnost zvýšení vzdálenosti ložisek v příčném směru a tím pádem získání tužšího uložení konstrukce v kroucení.

Tato varianta může být použita například u mostů působících v podélném směru jako spojitě nosníky, které jsou na mezilehlých pilířích uloženy pouze na jednom ložisku. V tom případě musí být konstrukce dostatečně tuze v kroucení uložena alespoň na koncových opěrách. Může se však stát, že bude nutné zamezit dosažení mezního stavu EQU, tedy zamezit záporným reakcím v jednom z ložisek a tím pádem i jeho zdvihání. S rostoucí vzdáleností ložisek, a tedy rostoucí tuhostí klesá pravděpodobnost dosažení tohoto mezního stavu.

Nebrání kroucení



Brání kroucení



Obrázek 3.8: Zajištění tuhosti v kroucení dvojicí ložisek v příčném směru [4]

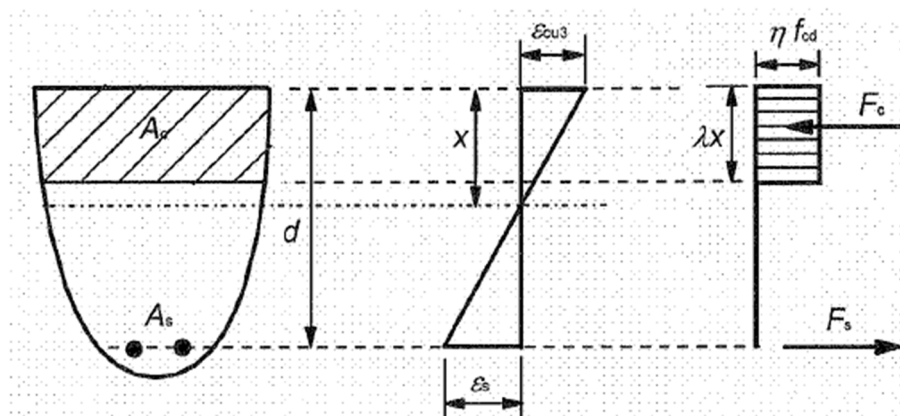
4. Návrhové přístupy nadpodporových příčníků a podporových oblastí

Volba vhodného návrhového přístupu vždy závisí na rozměrech, způsobu uložení příčniku, a tedy také na typu mostu (trémový x komorový), ve kterém je příčník navržen. Jiným způsobem budeme navrhovat a posuzovat příčník trémového mostu podepřený ve dvou bodech, jehož výška je výrazně menší než rozpětí jeho uložení, a jiným způsobem budeme řešit příčník komorového mostu, jehož statická výška se od příčné vzdálenosti ložisek, na kterých uloženo, tolik neliší.

4.1 Ohýbaný nosník

Pokud rozpětí uložení a jeho odpovídající rozměry (výška příčniku) splňují potřebné předpoklady, mezi které typicky patří např. zachování Bernoulli-Navierovy hypotézy nebo soudržnost betonu a výztuže, nejvhodnějším způsobem pro návrh vyztužení a posouzení takového nosníku je klasický výpočet únosnosti, který je běžně používaný pro návrh B – oblastí konstrukce s obdélníkovým rozdělením napětí a lineárním průběhem přetvoření po výšce průřezu, uvedený v Eurokódu 2 [5]. Zmíněná evropská norma [5] uvádí konkrétní podmínku pro možnost analýzy této části konstrukce tímto způsobem, která závisí na jejím rozpětí uložení „L“ a výšce průřezu „h“:

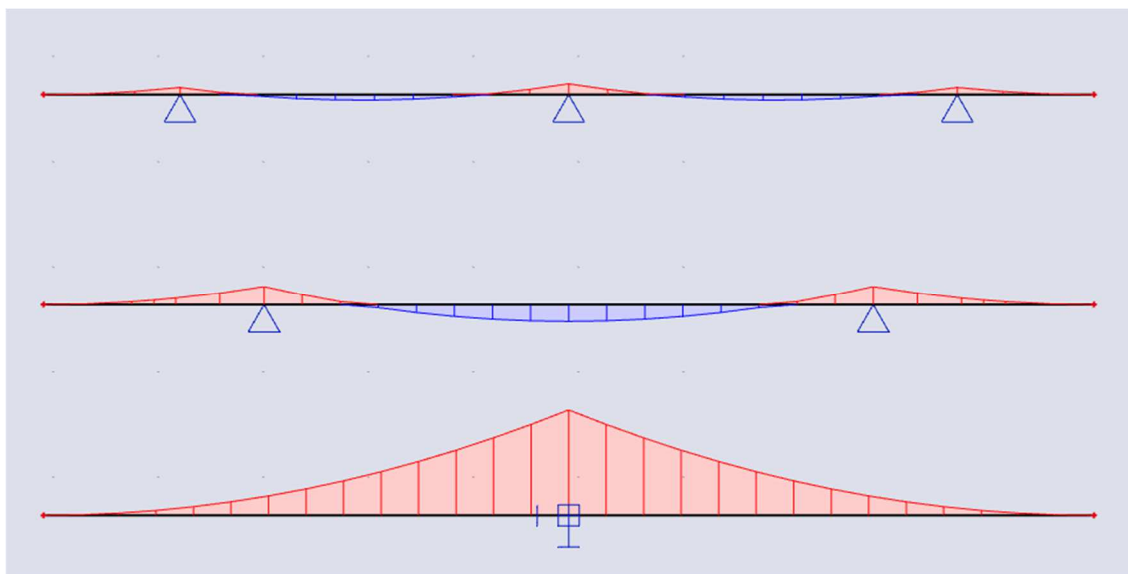
$$L/h \leq 3$$



Obrázek 4.1: Obdélníkové rozdělení napětí v betonu po výšce průřezu [5]

S ohledem na tento výpočet můžeme potom vhodně navrhnout okrajové podmínky uložení takového příčniku – počet a vzdálenost ložisek, kterými je příčník

podepřen. Způsob uložení je vhodné navrhnout tak, aby s ohledem na průběh ohybových momentů uprostřed rozpětí a v místě podepření příčnicku byla dobře nadimenzovatelná výztuž u dolního i horního povrchu. V ideálním případě by měla být v obou místech navržena stejná výztuž s podobným využitím. Nemá smysl jeden průřez nosníku zbytečně přetěžovat za současného nevyužití jiného průřezu, kde je stejně potřebné navrhnout výztuž minimálně s ohledem na konstrukční zásady.



Obrázek 4.2: Obálky průběhu momentů na různě podepřených nosnicích

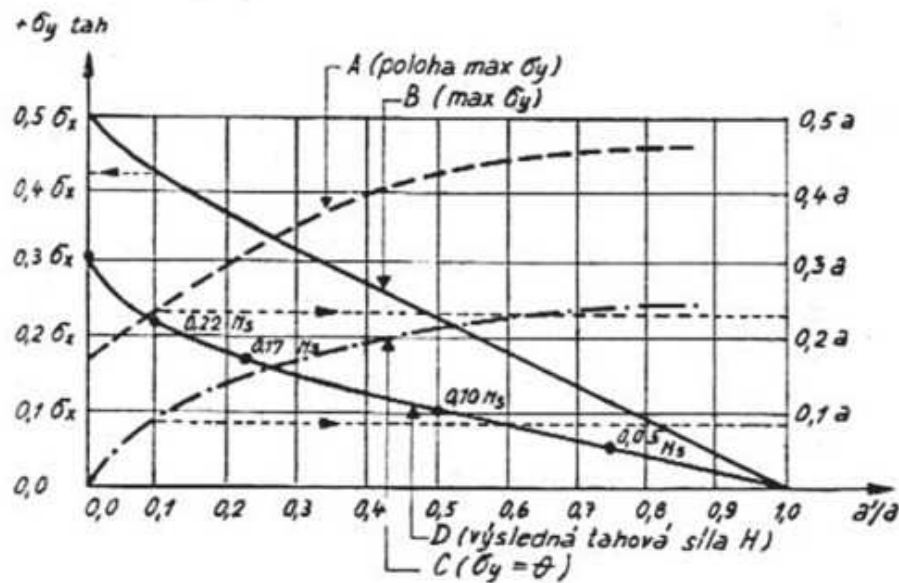
4.2 Lokální nespojitá oblast

Se zkracující se délkou příčnicku v příčném směru konstrukce v poměru k jeho výšce, což se týká právě zejména komorových průřezů, přestává platit předpoklad lineárního rozložení poměrných přetvoření po průřezu a je porušen ustálený tok vnitřních sil. Vzhledem k odlišnému způsobu chování a přenosu sil se musí k návrhu a posouzení přistupovat zcela odlišně. V současnosti existuje několik způsobů používaných pro jejich vyšetření.

4.2.1 Historické přístupy

V místech působení lokálních zatížení je vyjádření stavu napjatosti velmi složité a podpořené určitou mírou nejistoty. A to i dnes, v době dostupnosti výpočetních programů. Tento problém je však letitý a bylo nutné jej řešit i v době, kdy výpočetní technika nebyla dostupná. Proto již v historii vznikaly metody a postupy určené k návrhu těchto oblastí, které byly založené například na experimentech nebo na empirii a zkušenostech stavebních inženýrů.

Jako příklad zmiňme grafy pro určení velikosti štěpicí síly a průběhu tahových napětí σ_y na rozštěpení betonového prvku od osamělé síly „V“ pro různé poměry velikosti roznášecí desky k velikosti prvku „a/a“ podle Guyona, založené na fotoelasticitě (experimentální metodě zkoumající rozložení mechanického napětí v materiálu) a experimentech. Tato metoda je primárně určena pro určení lokální napjatosti v kotevní oblasti předpětí, v principu jde ale použít na jakoukoliv oblast s působícími osamělými silami, jako jsou nadpodporové příčnický nebo hlavice pilířů (osamělá síla z ložiska).

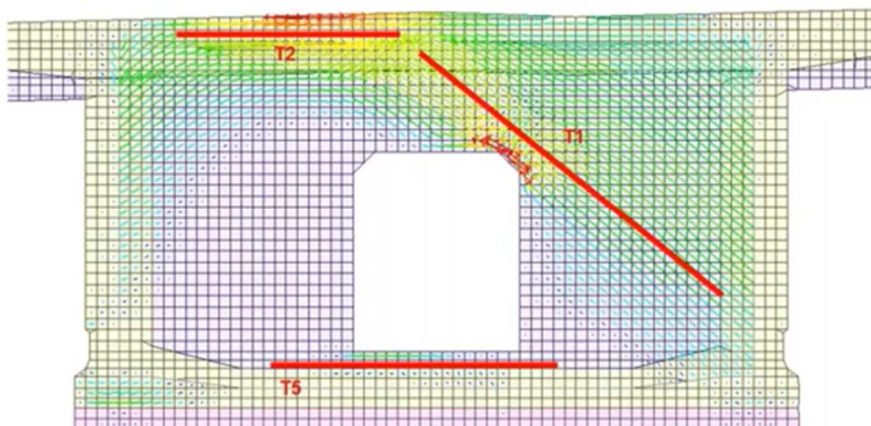


Obrázek 4.3: Stanovení napětí a sil pod působící osamělou silou [6]

4.2.2 Lineární 2D (3D) modely

V principu jde o modelování konstrukce pomocí deskostěnových nebo prostorových prvků a následný výpočet metodou konečných prvků s využitím dostupných výpočetních programů.

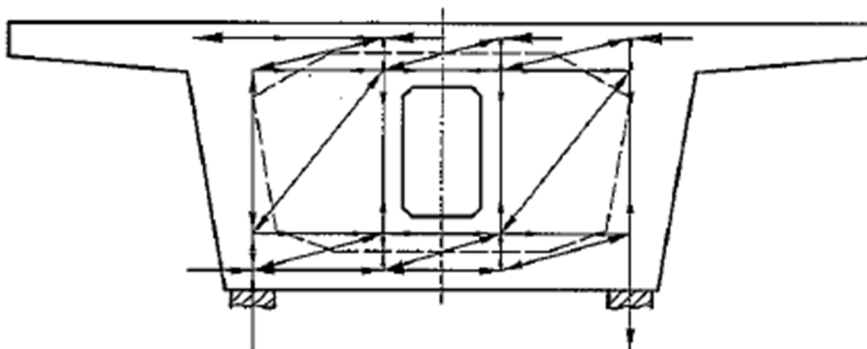
Tato metoda se může zdát jako vhodná a poměrně rychlá, při jejím použití však projektant nesmí zapomínat na její zásadní nevýhody. Výpočet touto metodou je lineární, tedy nezohledňuje rozdílné působení betonu v tahu a v tlaku (velmi důležité pro mezní stav únosnosti, v mezním stavu použitelnosti zpravidla není zásadní), tvorbu trhlin, směr kladení výztuže apod. Proto je nutné tuto metodu nepoužívat jako „černou skříňku“, ale naopak ji používat v souladu se svými znalostmi a zkušenostmi. Jeví se tak tedy vhodná spíše pro počáteční fáze iteračního návrhu, nikoliv pro konečné vyhodnocení a posouzení.



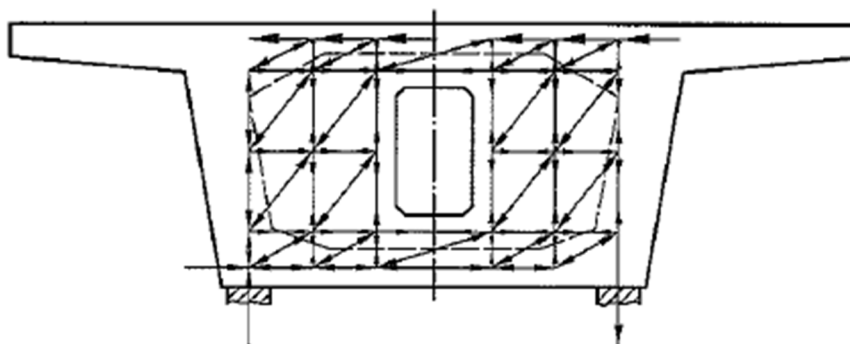
Obrázek 4.4: Ukázka lineárního modelu pro návrh příčnicku [7]

4.2.3 Metoda příhradové analogie

Pokud známe toky sil směřující od zatíženého okraje k podporám, můžeme je lokalizovat a napřímit ve formě tlačných a tažených prutů a vytvořit model „strut & tie“ (vzpěra a táhlo). Tyto modely je možné následně řešit pružnou metodou styčných bodů nebo metodou konečných prvků při využití výpočetního programu pro prutové konstrukce. Na výsledné velikosti tažených sil v jednotlivých prutech je potom potřeba navrhnout dostatečnou výztuž a ověřit pevnost betonu na výsledné tlakové síly.



Obrázek 4.5: Příhradový model pro ztužidlo s průlezným otvorem zatížené vodorovným smykem dle EC2 [8]



Obrázek 4.6: Příhradový model pro ztužidlo s průlezným otvorem zatížené kroučícím momentem dle EC2 [8]

Při použití této metody pro vyšetření konstrukce je nutné zachovat následující základní předpoklady výpočtu:

- Zachování rovnováhy sil
- Idealizované chování konstrukce v MSÚ – plastické chování
- Jednoosé působení sil v táhlech i vzpěrách
- Tahové působení betonu se neuvažuje
- V táhlech je dosaženo meze kluzu výztuže před vyčerpáním pevnosti betonových vzpěr, výztuž táhel se aktivuje po vzniku trhlin v betonu
- Vnější síly jsou vnášeny do výpočetního modelu pouze v uzlech
- Předpětí je uvažováno jako vnější zatížení

Pro rozsáhlé a tvarově složité konstrukce však může být obtížné zvolit výchozí výpočetní model. Postup výpočtu je často iterativní a vyžaduje opakování jednotlivých kroků a zpřesňování zvolené geometrie příhradového modelu. Obecně platí, že každý staticky přípustný příhradový model je pro návrh konstrukce použitelný, ne však nutně vhodný. Porušení konstrukce nastane vždy takovým způsobem, který vyžaduje minimum energie. Nebezpečí metody příhradové analogie spočívá v tom, že metoda automaticky nesplňuje podmínky kompatibility deformací. Dostatečná duktilita navrhované konstrukce proto musí být zajištěna jiným způsobem, např. konstrukčními pravidly (typicky dodržení minimálního stupně vyztužení).

Jak již bylo částečně řečeno, postup při vytváření příhradového modelu vychází ze směrů pružně stanovených trajektorií hlavních napětí. Při jeho tvorbě je nutné dbát na následující zásady:

- Tlačené vzpěry nesmějí křížit trhliny
- Tlačené vzpěry se nesmí křížit vzájemně mezi sebou
- Rozměry jsou odvislé od geometrie modelované konstrukce
- Tažené prvky se uvažují podle skutečného chování, včetně množství výztuže
- Vzájemné úhly křížení tlačených a tažených prvků jsou blízké 45°

Z principu minima přetvoření modelu vyplývá, že vhodnější model bude ten, jehož celková deformovatelnost bude nejmenší, tedy

$$\sum_{i=1}^n F_i l_i \varepsilon_{mi} = \min$$

kde n je počet táhel a vzpěr, F_i , l_i , ε_{mi} je síla, délka a poměrné přetvoření v i -tém táhle nebo vzpěře. Protože jsou táhla daleko více deformovatelná než vzpěry, prakticky to znamená, že je třeba volit model tak, aby byla táhla co nejkratší a s co nejmenšími silami. Nejvhodnější model je totiž ten, který vyžaduje minimální energii pro jeho porušení. Jinak řečeno, nejvhodnější model je ten, který minimalizuje vznik trhlin. Z hledání nejvhodnějšího modelu se tak často stává iterativní proces.

Využití této metody je výhodné především v mezním stavu únosnosti, zejména pokud navrhujeme příčník nebo obecně jakoukoliv jinou konstrukci, která je podobná nějaké jiné konstrukci, která již byla ověřena. Problém nastává u konstrukcí dosud neověřených a takových, kde nebyl příhradový model dosud vytvořen. Jeho tvorba potom může být nejen časově velmi náročná, navíc současný soubor technických norem neuvádí jednoznačný postup, jak takový příhradový model vytvořit, pouze základní předpoklady a kritéria, která mají být při jeho tvorbě splněny.

V současné době nachází metoda příhradové analogie stále větší uplatnění v praxi. I proto je patrná snaha inženýrů a pracovníků ve výzkumu hledat automatizované postupy a metody návrhu vhodných modelů.

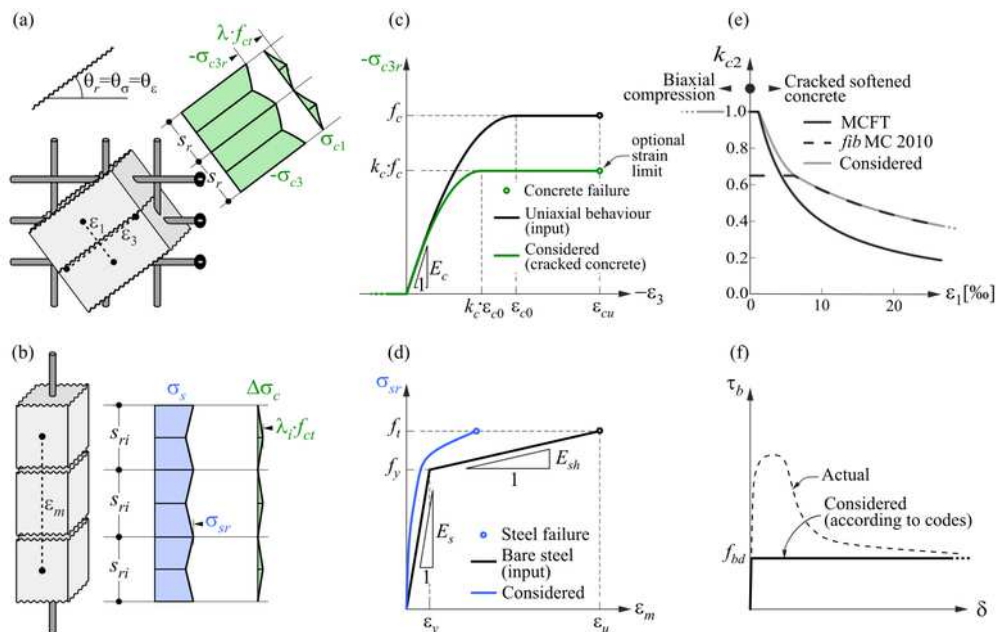
4.2.4 CSFM

Compatible Stress Field Method, neboli česky „metoda tlakových polí“, je opět metoda založená na výpočtu konstrukcí pomocí konečných prvků. Oproti lineárním modelům je však tato metoda nelineární, uvažuje pouze tlakovou pevnost betonu (tahovou pouze do meze pevnosti v tahu, která je oproti mezi pevnosti v tlaku velmi

nízká) a namodelovanou výztuž uvažuje pouze v definovaných směrech a až po vzniku trhliny v betonu.

Metoda je založena na modifikované teorii tlakových polí, implementaci tahového zpevnění a rozlišování mezi stabilizovanou a nestabilizovanou tvorbou trhlin. Proto je pomocí této metody možné vypočítat šířku trhlin, deformace a napětí v betonových prvcích a provádět kromě posudků mezního stavu únosnosti také posudky mezního stavu použitelnosti.

O metodě CSFM se dá mimo jiné říct, že jde vlastně o zdokonalenou a zobecněnou metodu příhradové analogie. Proti ní ovšem nesoustřeďuje toky vnitřních sil do jednotlivých prutů, ale s využitím metody konečných prvků zohledňuje spojitě rozložené kontinuum hmoty prvku.

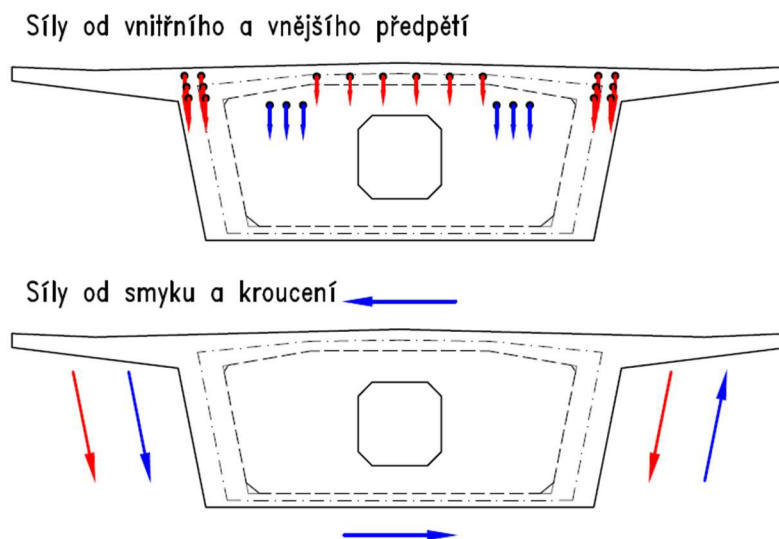


Obrázek 4.7: Základní předpoklady metody CSFM [9]

4.3 Zatížení nadpodporových příčníků

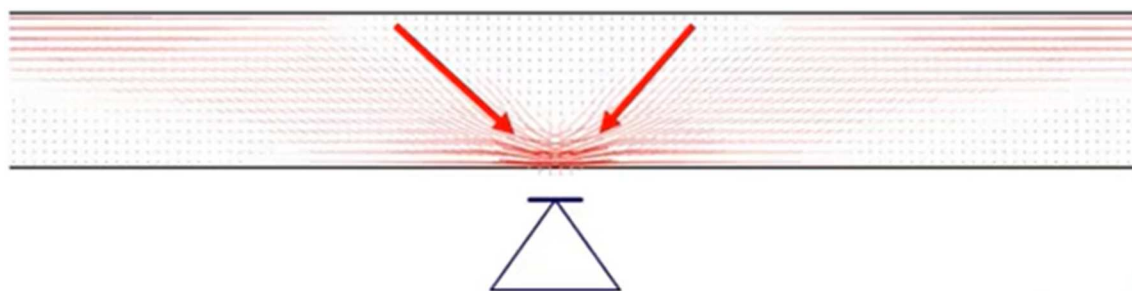
Během tvorby modelu pro výpočet nadpodporového příčnicku je nutné kromě jeho geometrie určit také způsob, kterým bude zatěžován. Vzhledem k tomu, že se nacházíme v nadpodporové oblasti celé konstrukce, bude celý model namáhán smykovými silami – od přenášené posouvající síly, kroucení a také od předpětí (vnitřní i vnější), jelikož se v této části konstrukce nacházejí jak procházející kabely spojitosti, tak doplňkové nadpodporové příložky, které mívají zakřivenou trajektorii (zlom). Samozřejmostí by

potom měly být reakce v místech uložení příčnicku (ložiska), které musí být v rovnováze s aplikovaným zatížením.

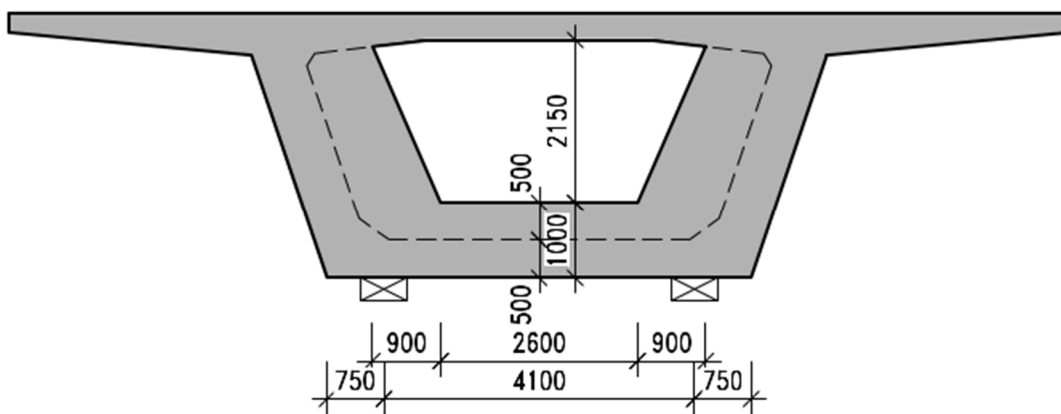


Obrázek 4.8: Schéma zatížení nadpodporového příčnicku

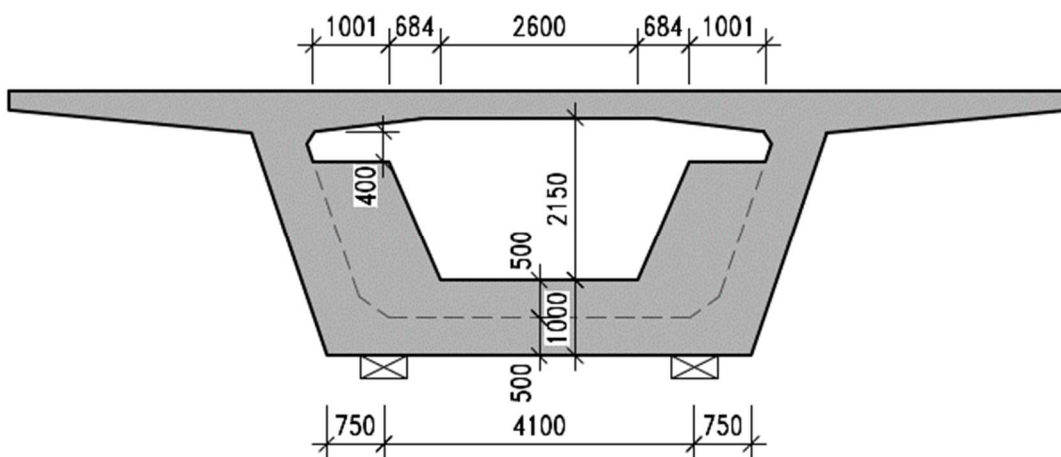
Z trajektorií hlavních napětí nebo z náhradního příhradového modelu u podpory v podélném směru je zřejmé, že v konkrétních případech nemá smysl aplikovat smykové zatížení od posouvající síly po celé výšce, protože v horní části průřezu smykový tok vůbec neproudí. Vzhledem k vysoké tuhosti stěn obvyklých komorových průřezů je však při správném návrhu konstrukce rozložení zatížení stěny po její výšce v podélném směru zanedbatelné, zejména v mezním stavu únosnosti.



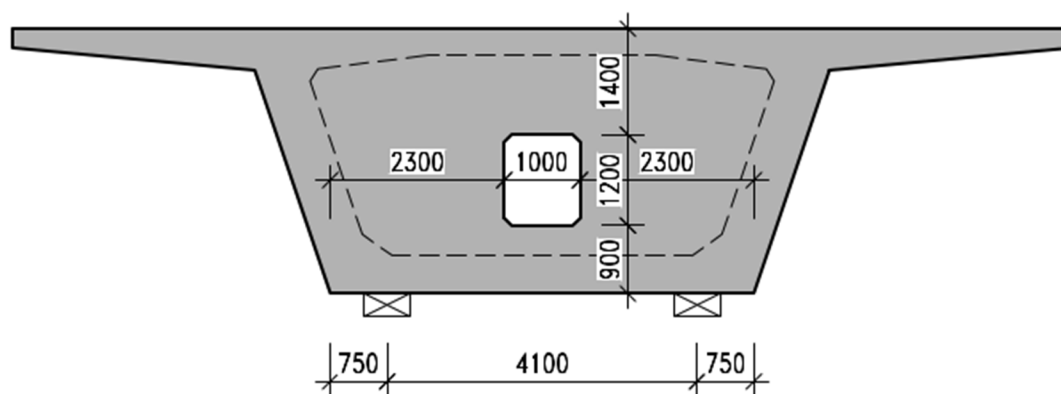
Obrázek 4.9: Trajektorie hlavních napětí v místě podepření konstrukce v podélném směru [7]



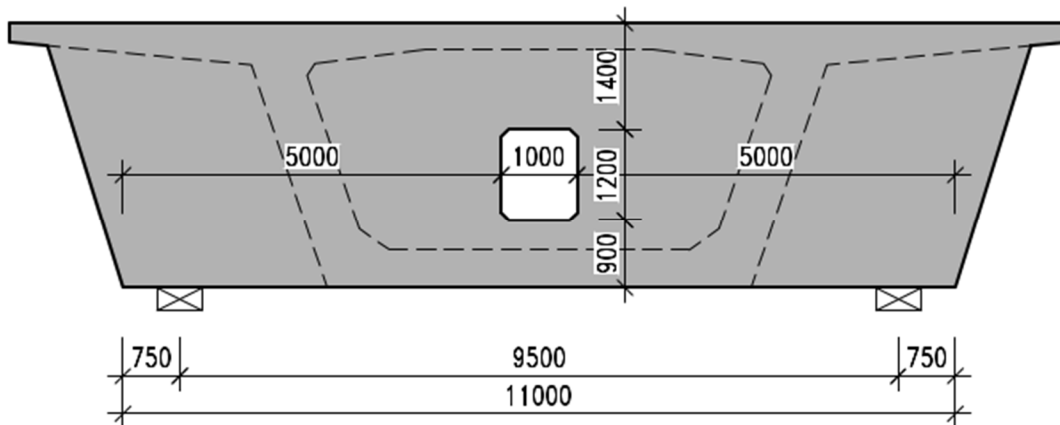
Obrázek 5.2: Příčnick č. 1



Obrázek 5.3: Příčnick č. 2



Obrázek 5.4: Příčnick č. 3



Obrázek 5.5: Příčnick č. 4

Vybrané příčnický mají různou tuhost v kroucení. Hodnoty momentů tuhosti v kroucení „ I_t “ byly zjištěny pomocí programu SCIA Engineer. Jejich konkrétní hodnoty jsou po řadě $19,3 \text{ m}^4$, $16,6 \text{ m}^4$, $59,1 \text{ m}^4$ a $137,7 \text{ m}^4$.

Velikost zatížení (smyk + kroucení), kterým bude takový příčnick namáhan, se odvíjí především od celkové geometrie (rozpětí, půdorysné zakřivení) a okrajových podmínek (způsobu podepření) celé konstrukce. Pracoval jsem s teoretickou konstrukcí (zvolené typy příčnicků by v praxi byly použity na různých konstrukcích a za různých podmínek) a zároveň jsem pro rovnocenné porovnání jednotlivých typů příčnicků potřeboval zvolit pro všechny porovnávané typy stejné zatížení. Jeho velikost jsem proto stanovil odhadem. Na základě zvolené výšky příčného řezu, které obvykle odpovídá také určitá délka rozpětí konstrukce, jsem velikost zatížení po nahlédnutí do již dokončených projektů a rozpracovaných diplomových prací svých spolužáků stanovil takto:

- Zatížení smykem: posouvající síla na celý průřez $V_z = 12\,000 \text{ kN}$
- Zatížení kroucením: kroučící moment na celý průřez $M_x = 10\,950 \text{ kNm}$

Zatížení je potom rozděleno mezi jednotlivé komponenty průřezu (stěny, horní a dolní deska) tak, aby mohla být každá z jednotlivých metod vyšetřování použita. Příčnický jsem vyšetřoval z hlediska tří zatěžovacích stavů:

- 1) Pouze smykové zatížení V_z
- 2) Pouze zatížení kroucením M_x
- 3) Interakce zatížení smykem i kroucením $V_z + M_x$

Je nutné zmínit, že **zatěžovací stavy jsou teoretické, s účelem analýzy příčnicků při různých typech namáhání**. Například zatěžovací stav M_x , který odpovídá zatížení

konstrukce prostým kroutícím momentem, se v praxi nikdy nebude na reálné konstrukci vyskytovat samostatně. Vždy bude současně doprovázen posouvající silou, protože reálně působící zatížení konstrukcí je vždy silové, nikoliv momentové.

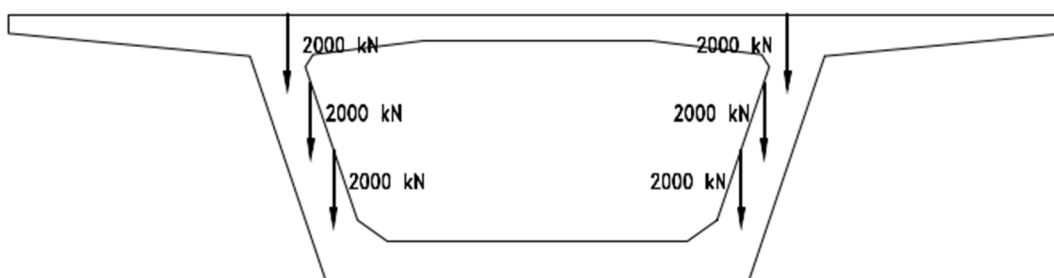
Tok vnitřních sil v příčnicích jsem nejdříve stanovil metodou příhradové analogie a na zjištěné tahové síly jsem navrhl betonářskou výztuž. Příčníky včetně navržené výztuže jsem následně modeloval a posoudil v programu IDEA StatiCa Detail. Kromě čtyř typů příčníků jsem tedy mohl porovnat i výsledky dvou různých metod analýzy.

5.1 Analýza vybraných příčníků metodou příhradové analogie

5.1.1 Modifikace zatížení pro použití metody

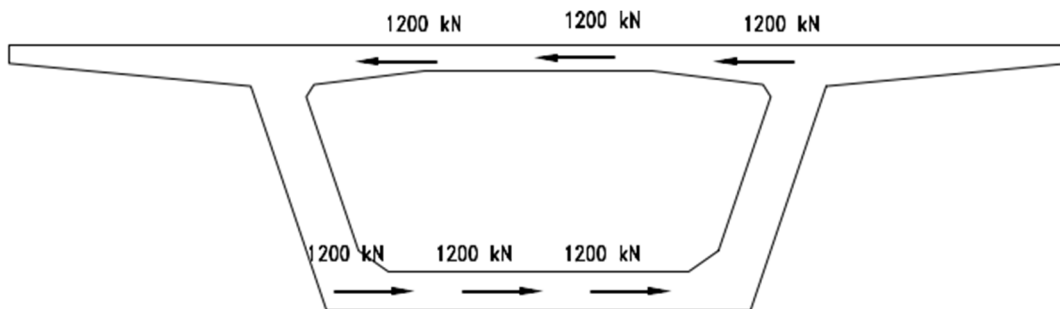
Pro použití metody příhradové analogie je nutné zatížení soustředit do osamělých sil v jednotlivých bodech.

Zatížení posouvající silou V_z , které je přenášeno především svislými stěnami průřezu, jsem tedy rozdělil do tří sil působících v těžišťové ose v každé ze stěn (celkem šesti sil) o velikosti 2000 kN. Dle kapitoly 4.3 by správně velikost sil neměla být rozdělena rovnoměrně, můžeme však zjednodušeně uvažovat, že do horní části stěn se částečně promítá také podélné předpětí konstrukce.



Obrázek 5.6: Zatížení V_z pro analýzu metodou příhradové analogie

Zatížení kroutícím momentem je přenášeno uzavřeným průřezem. Zatížení jsem rozdělil dle Eurokódu 2 [8] do horní a dolní desky opět do celkem šesti osamělých břemen o velikosti 1200 kN tak, aby při vzájemném protisměrném působení na určitém rameni (dáno geometrií průřezu) vytvářely žádaný celkový kroutící moment M_x .

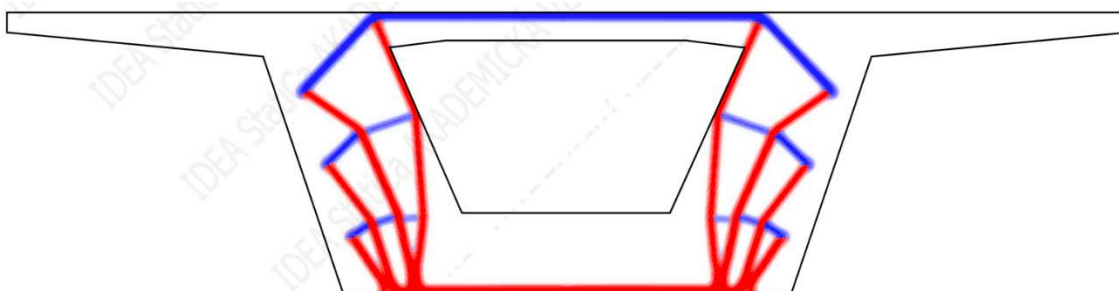


Obrázek 5.7: Zatížení M_x pro analýzu metodou příhradové analogie

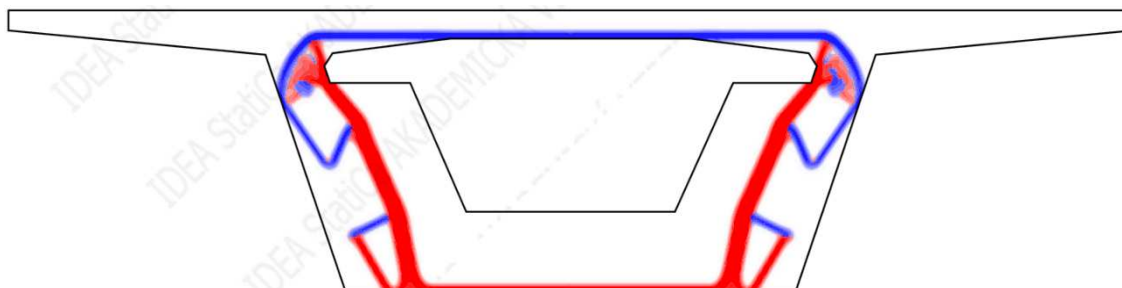
5.1.2 Stanovení toku vnitřních sil

Abych mohl sestavit správný a vhodný model s minimální deformovatelností, bylo nejdříve nutné stanovit toky napětí v jednotlivých příčnicích. Za tímto účelem jsem geometrie i zatížení jednotlivých příčníků namodeloval v programu IDEA StatiCa Detail a následně využil funkci „Topologická optimalizace“. Tato funkce v programu zahájí iterační proces hledající takový tok vnitřních sil v konstrukci, který odpovídá minimálnímu přetvoření konstrukce při dosažení meze únosnosti.

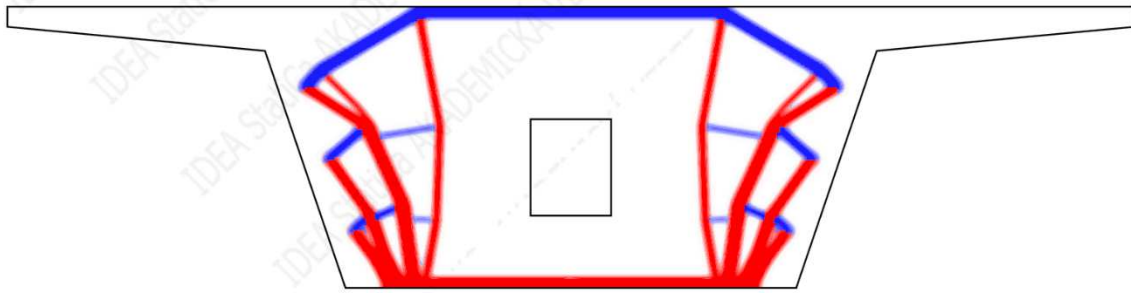
Toky napětí po zatížení smykem V_z :



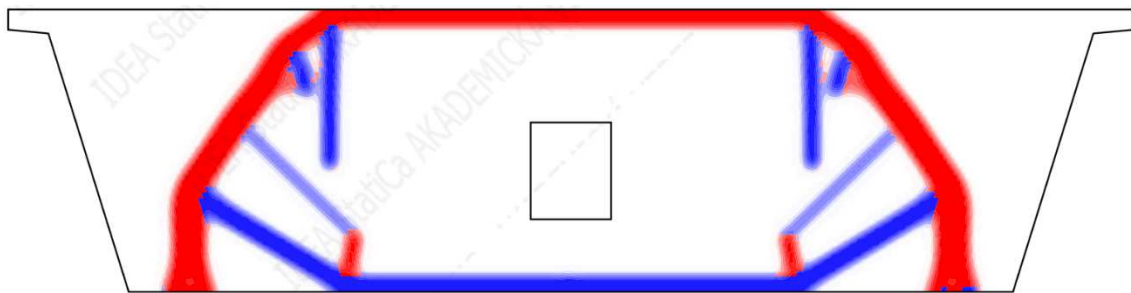
Obrázek 5.8: Tok napětí v příčnici č. 1 od V_z



Obrázek 5.9: Tok napětí v příčnici č. 2 od V_z

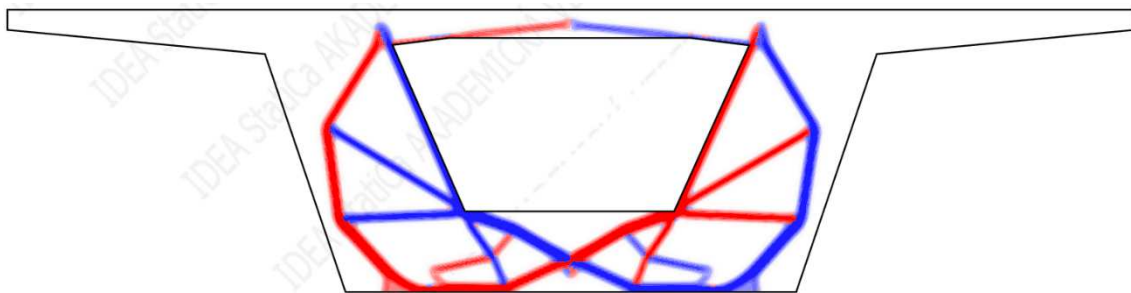


Obrázek 5.10: Tok napětí v příčnicku č. 3 od V_z

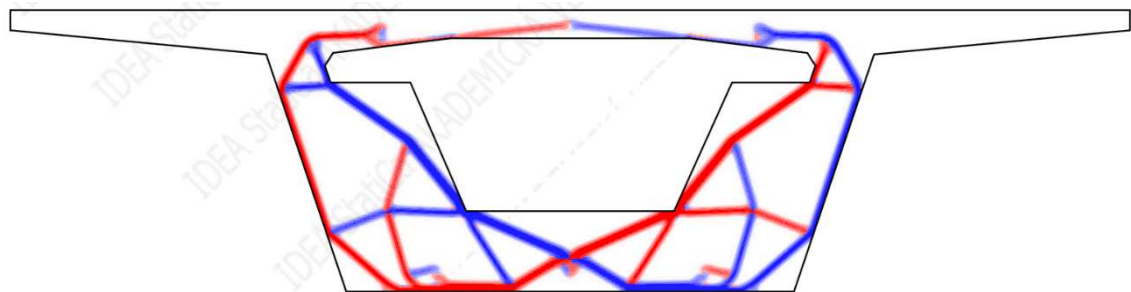


Obrázek 5.11: Tok napětí v příčnicku č. 4 od V_z

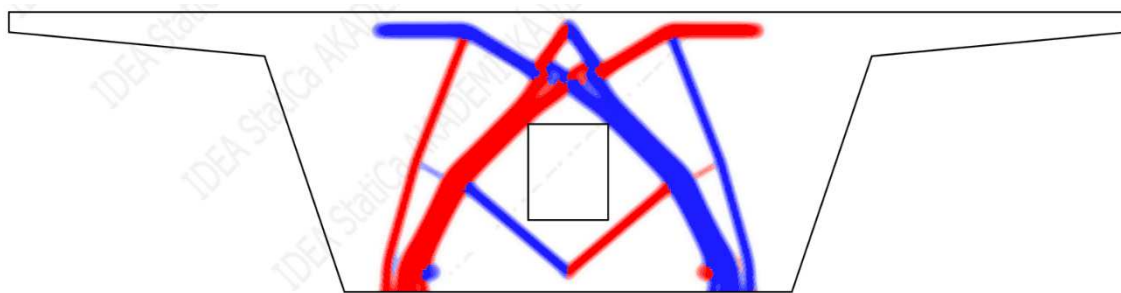
Toky napětí po zatížení kroucením M_x :



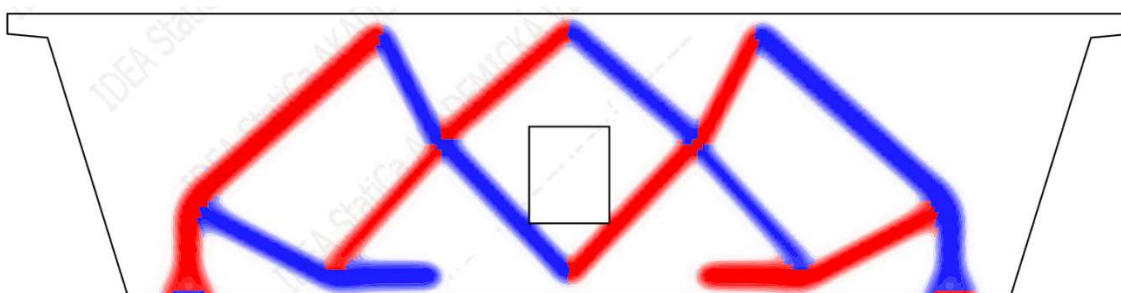
Obrázek 5.12: Tok napětí v příčnicku č. 1 od M_x



Obrázek 5.13: Tok napětí v příčnicku č. 2 od M_x

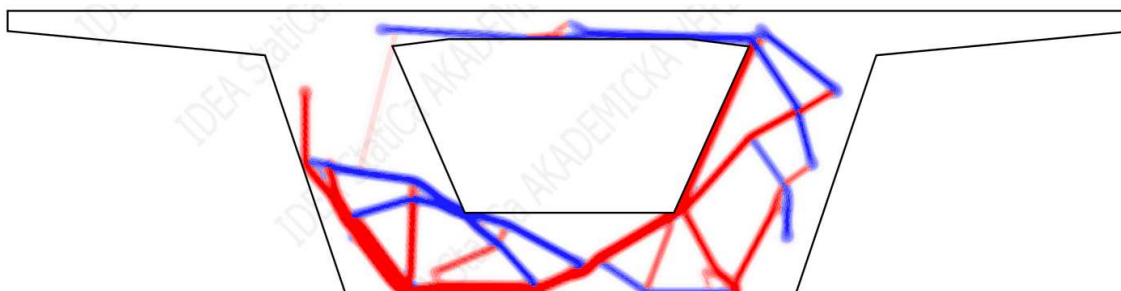


Obrázek 5.14: Tok napětí v příčnicku č. 3 od M_x

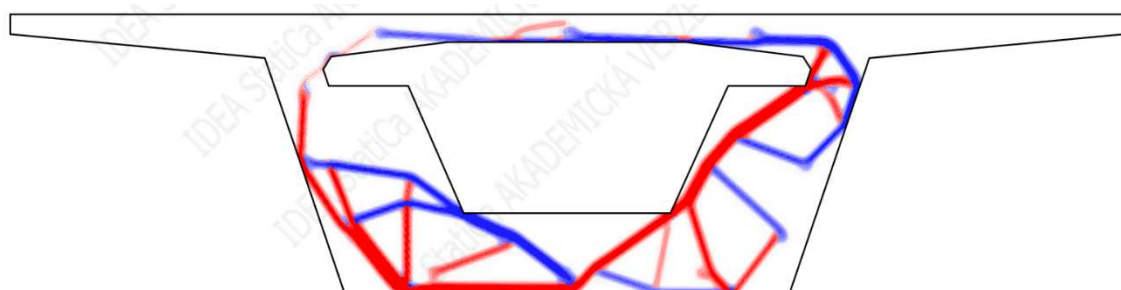


Obrázek 5.15: Tok napětí v příčnicku č. 4 od M_x

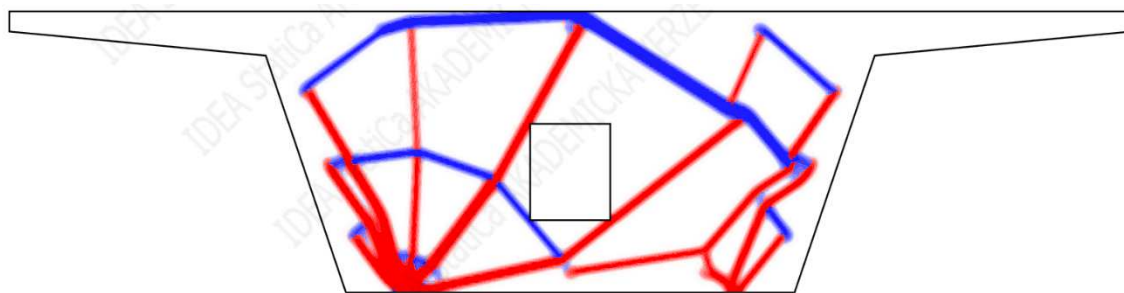
Toky napětí po zatížení interakcí $V_z + M_x$:



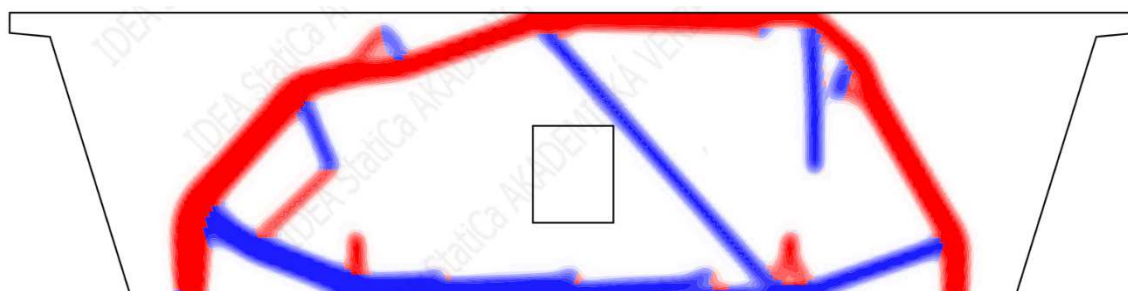
Obrázek 5.16: Tok napětí v příčnicku č. 1 od interakce $V_z + M_x$



Obrázek 5.17: Tok napětí v příčnicku č. 2 od interakce $V_z + M_x$



Obrázek 5.18: Tok napětí v příčniku č. 3 od interakce $V_z + M_x$

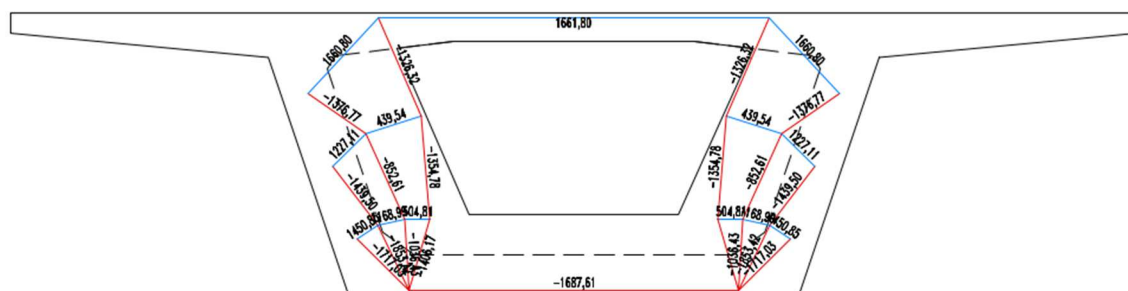


Obrázek 5.19: Tok napětí v příčniku č. 4 od interakce $V_z + M_x$

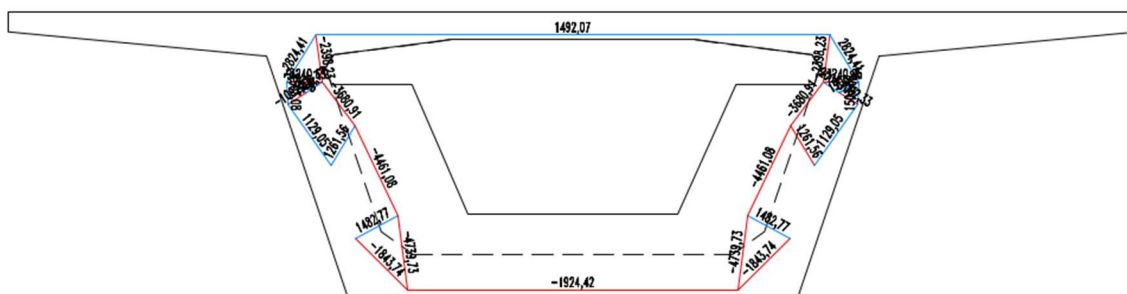
5.1.3 Sestavení a výpočet příhradových modelů

Po zjištění toků vnitřních napětí bylo možné pro každý zatěžovací stav v každém z příčníků sestavit a následně analyzovat jednotlivé příhradové modely. Výpočet vnitřních osových sil jsem provedl styčnickovou metodou za předpokladu zachování silové rovnováhy ve styčnicích.

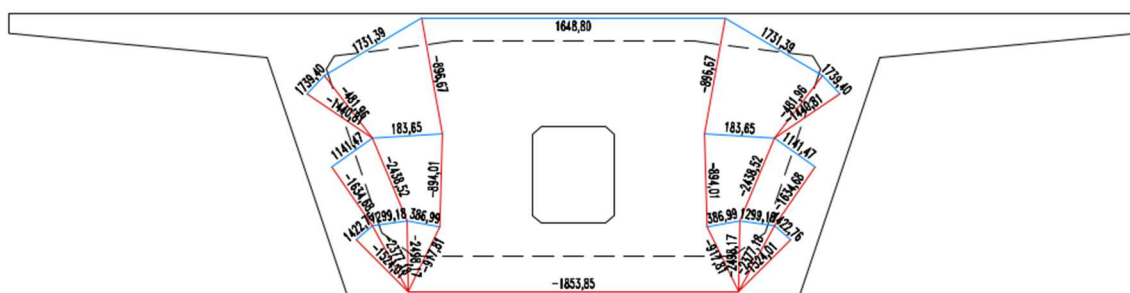
Odezva na zatížení smykem V_z :



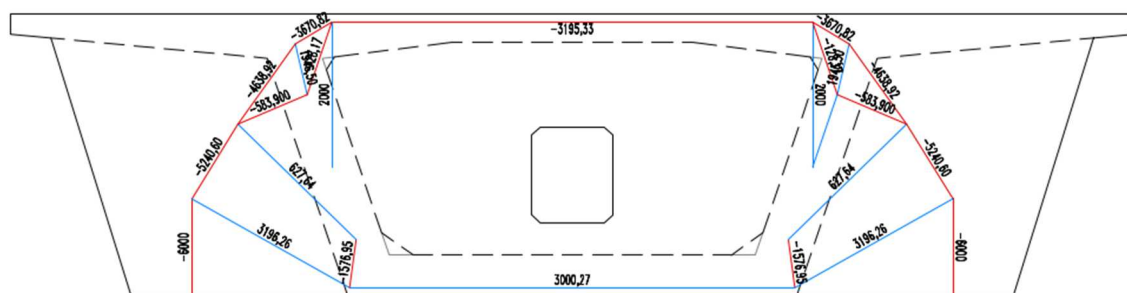
Obrázek 5.20: Příhradový model příčniku č. 1 od zatížení V_z



Obrázek 5.21: Příhradový model příčnicku č. 2 od zatížení V_z



Obrázek 5.22: Příhradový model příčnicku č. 3 od zatížení V_z

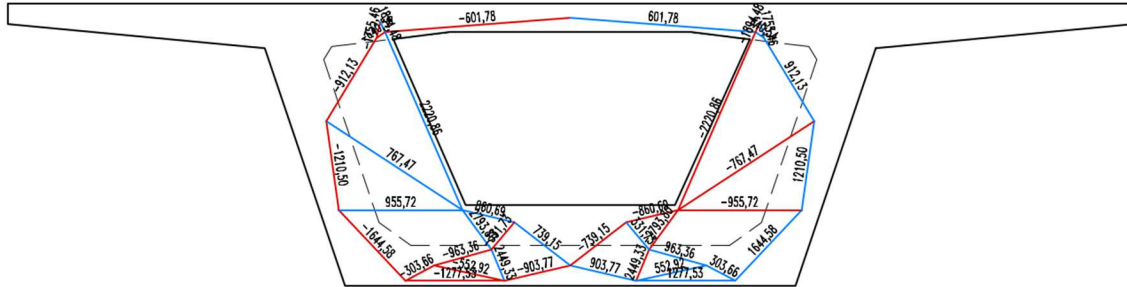


Obrázek 5.23: Příhradový model příčnicku č. 4 od zatížení V_z

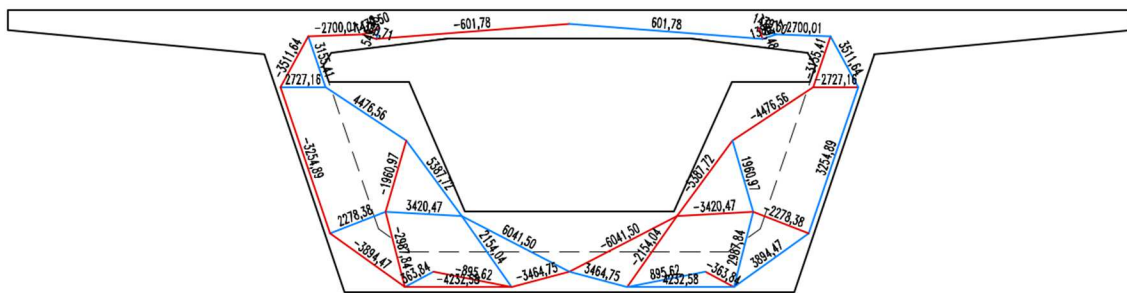
Pokud porovnáme obrázky 5.20 – 5.23, můžeme si na první pohled všimnout podobností i rozdílů v odezvě konstrukcí na smykové zatížení. Geometrie příčníků č. 1 a 2 jsou relativně podobné, ale vzhledem k rozšíření otvoru, a tedy absenci hmoty v horní části příčnicku č. 2 dojde v tomto místě k mnohem většímu soustředění vnitřních tahových i tlakových sil, tím pádem také k nárůstu jejich velikostí. V příčnicku č. 3 je naopak hmoty dostatek a model je tak pocitově mnohem „přirozenější“ a s vyrovnanějším rozdělením sil v celém příčnicku. Při rozšíření rozpětí podepření u příčnicku č. 4 je na první pohled zřejmá výměna sil u horního a dolního povrchu, tedy tahových sil za tlakové a naopak. To je obdobné, jako například chování svisle zatíženého prostého nosníku a

prostého nosníku s převislými konci, který je zatížen svislým zatížením pouze na těchto převislých koncích.

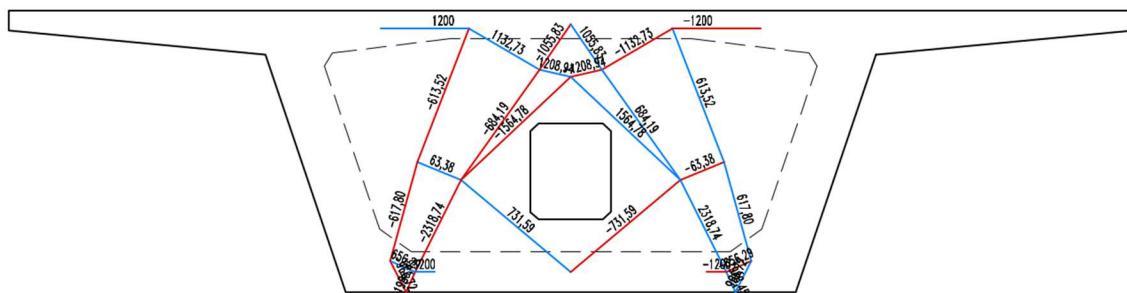
Odezva na zatížení kroucením M_x :



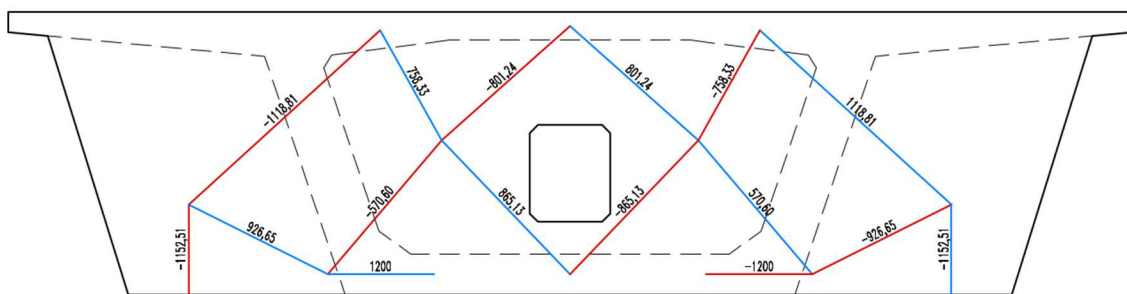
Obrázek 5.24: Příhradový model příčniku č. 1 od zatížení M_x



Obrázek 5.25: Příhradový model příčniku č. 2 od zatížení M_x



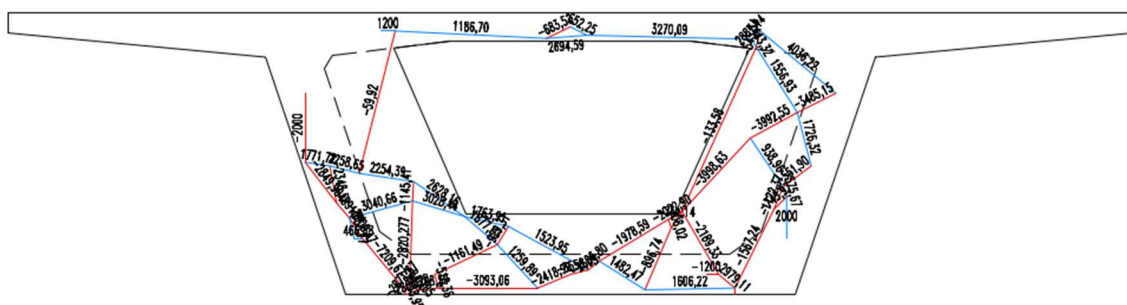
Obrázek 5.26: Příhradový model příčniku č. 3 od zatížení M_x



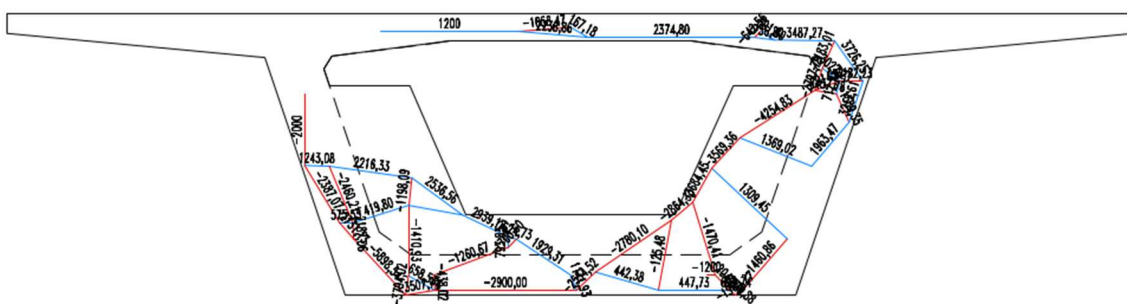
Obrázek 5.27: Příhradový model příčniku č. 4 od zatížení M_x

Na obrázcích 5.24 a 5.25 můžeme pozorovat podobné rozdíly jako u zatížení V_z . Úprava geometrie v horních rozích komory vyvolá větší soustředění sil u příčniku č. 2 oproti příčniku č. 1. Na všech modelech pak můžeme pozorovat, jak s rostoucí tuhostí (tuhost v kroucení jednotlivých typů příčníků roste od nejmenší po největší v pořadí 2–1–3–4) se příhradové modely postupně zjednodušují a opět dochází k nárůstu rovnoměrnosti velikosti sil v jednotlivých myšlených prutech příhradového modelu.

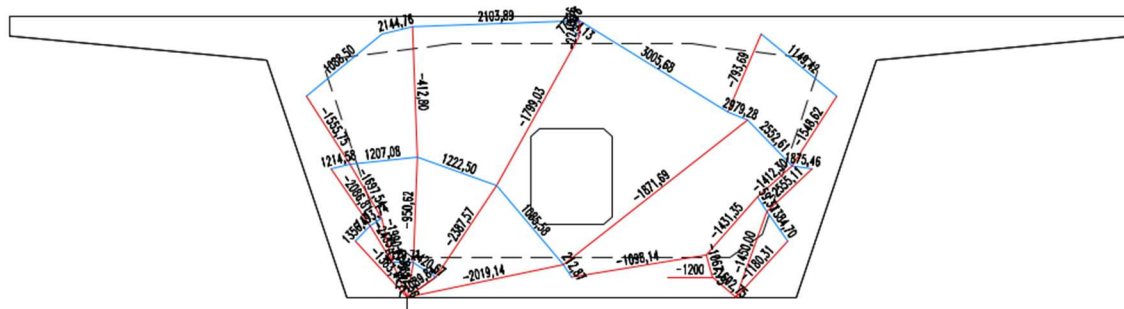
Odezva na zatížení interakcí $V_z + M_x$:



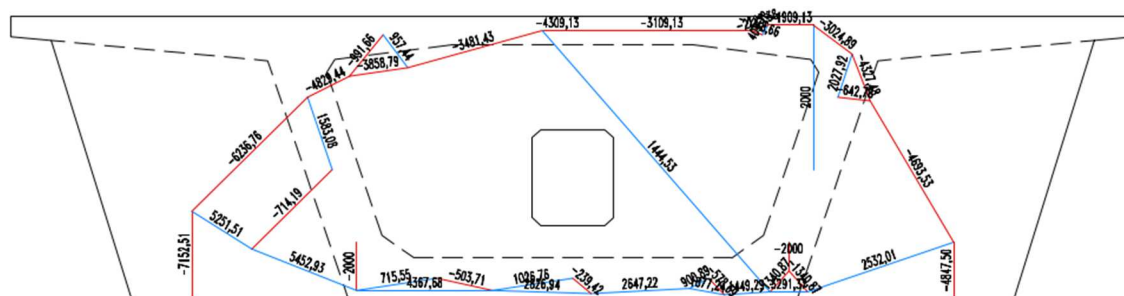
Obrázek 5.28: Příhradový model příčniku č. 1 od zatížení $V_z + M_x$



Obrázek 5.29: Příhradový model příčniku č. 2 od zatížení $V_z + M_x$



Obrázek 5.30: Příhradový model příčnicku č. 3 od zatížení $V_z + M_x$.



Obrázek 5.31: Příhradový model příčnicku č. 4 od zatížení $V_z + M_x$.

Je logické, že když byly příčnicky zatíženy oběma zatěžovacími stavy najednou, celkové vnitřní síly v konstrukci vždy vzrostly. V geometriích jednotlivých příhradových modelů se pak projevují různou měrou jednotlivé ze dvou zatěžovacích stavů, z kterých byla tato kombinace zatížení vytvořena. S rostoucí tuhostí příčnicku v kroucení se v odezvě na tuto kombinaci více uplatní vliv zatížení V_z . A naopak, s klesající tuhostí příčnicku v kroucení se zatížení M_x projevuje více.

5.1.4 Návrh betonářské výztuže

Vzhledem k zanedbatelné tahové pevnosti betonu jsem na zjištěné tahové síly navrhl betonářskou výztuž. Z ekonomického hlediska by bylo nejvhodnější volit rozložení a rastr výztuže tak, aby směr ukládání jednotlivých položek odpovídal směřům tažených prutů. Směry táhel příhradových modelů pro různé zatěžovací stavy jsou však velmi rozmanité a z hlediska dobré realizovatelnosti nevhodné. Proto jsem betonářskou výztuž uvažoval tak, že bude ukládána „klasicky“, tzn. ve svislém a vodorovném směru, v rastru 150 x 150 mm. Jednotlivé síly v táhlech jsem pak pro návrh v daných směrech vektorově rozkládal a položky výztuže nadimenzoval na maximální velikost návrhové tahové síly (resp. její složky v příslušném směru) $F_{d,max} = \gamma_F * F_{k,max}$, kterou tato položka ve všech uvažovaných zatěžovacích stavech procházela. Návrhový součinitel zatížení γ_F

jsem uvažoval hodnotou 1,35 (stálé zatížení, zatížení dopravou). V blízkosti průlezného otvoru a velmi namáhaných okrajů jsem pak doplňoval zesilující „lemovací“ výztuž.

Návrh betonářské výztuže jsem prováděl také z hlediska konstrukčních zásad, tedy minimální stupeň vyztužení $\rho_{min} = 0,2 \%$. Při rastru výztuže á 150 mm musí být pro 1 m široký příčník v každé řadě výztuže min. $2 \times \text{Ø}14$.

$$\rho = A_s / A_c \geq 0,2 \%$$

$$A_c = 150 * 1000 = 150\,000 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq \rho_{min} * A_c = 0,002 * 150\,000 = 300 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,2\text{Ø}14} = 307,9 \text{ mm}^2$$

Pro přenesení návrhové tahové síly $F_{d,max}$ je nutné, aby příslušná výztuž měla minimální požadovanou průřezovou plochu $A_{s,req}$. Výpočet jsem uvažoval s materiálem ocelové výztuže B500B s charakteristickou mezí kluzu $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ a návrhovou mezí kluzu f_{yd} .

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 \doteq 434,78 \text{ MPa}$$

$$A_{s,req} = F_{d,max} / f_{yd}$$

Posudek jsem potom provedl na základě skutečně navržené výztuže s průřezovou plochou $A_{s,prov}$.

$$F_{Rd} = A_{s,prov} f_{yd} \geq F_{d,max}$$

Návrh výztuže příčníku č. 1:

Lemovací výztuž

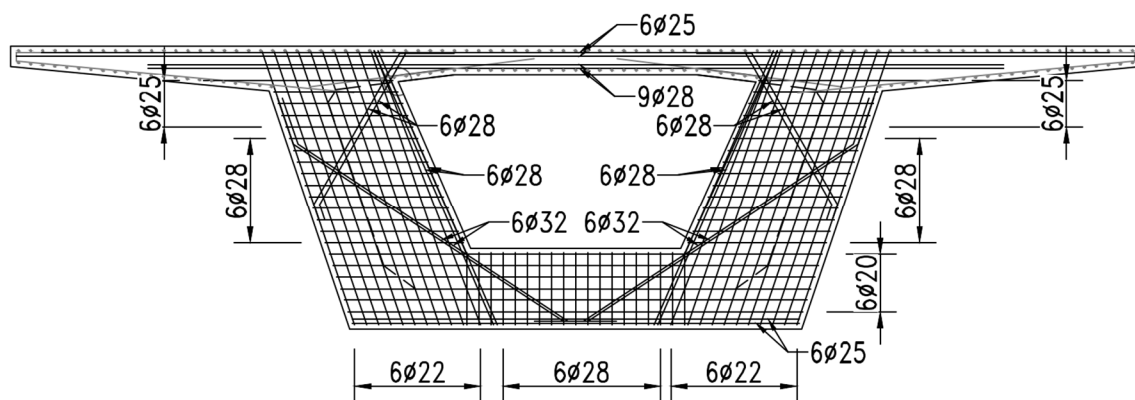
Místo	Vodorovná			Svislá	Šikmá	
	průřez		otvor	otvor	Roh otvoru	
	dole	nahoře	nahoře		Nahoře	Dole
Extrémní ZS	interakce	Vz	interakce	Mx	interakce	interakce
Extrémní síla [kN]	1606.22	1661.80	3270.09	2220.86	2443.32	3028.44
podíl složky	1.000	1.000	1.000	1.000	0.966	0.881
$F_{k,max}$ [kN]	1606.22	1661.80	3270.09	2220.86	2360.57	2668.19
$F_{d,max}$ [kN]	2168.40	2243.43	4414.62	2998.16	3186.77	3602.05
$A_{s,req}$ [mm ²]	4987.3	5159.9	10153.6	6895.8	7329.6	8284.7
profily [mm]	25	25	28	28	28	32

počet profilů	vrstev	2	2	2	2	2	2
	v 1 vrstvě	6	6	9	6	6	6
	celkem	12	12	18	12	12	12
$A_{s,prov}$	[mm ²]	5890.5	5890.5	11083.5	7389.0	7389.0	9651.0
F_{Rd}	[kN]	2561.08	2561.08	4818.93	3212.62	3212.62	4196.08
Posudek		OK	OK	OK	OK	OK	OK

Vodorovná + svislá výztuž

Místo	Vodorovná			Svislá		
	Stěna		Dole	Stěna	Dole	
Extrémní ZS	interakce	interakce	interakce	interakce	Mx	
Extrémní síla [kN]	4036.22	3040.66	1523.95	1726.32	2449.33	
podíl složky	0.773	0.965	0.879	0.834	0.924	
$F_{k,max}$	[kN]	3118.33	2933.28	1339.11	1438.94	2263.09
$F_{d,max}$	[kN]	4209.74	3959.93	1807.79	1942.56	3055.18
$A_{s,req}$	[mm ²]	9682.4	9107.8	4157.9	4467.9	7026.9
profily	[mm]	25	28	20	28	
počet profilů	vrstev	4	3	3	2	2
	v 1 vrstvě	6	6	6	6	6
	celkem	24	18	18	12	12
$A_{s,prov}$	[mm ²]	11781.0	11083.5	5654.9	4561.6	7389.0
F_{Rd}	[kN]	5122.16	4818.93	2458.64	1983.30	3212.62
Posudek		OK	OK	OK	OK	OK

Tabulka 5.1: Návrh výztuže příčnicku č. 1



Obrázek 5.32: Návrh výztuže příčnicku č. 1

Návrh výztuže příčnicku č. 2:

Lemovací výztuž

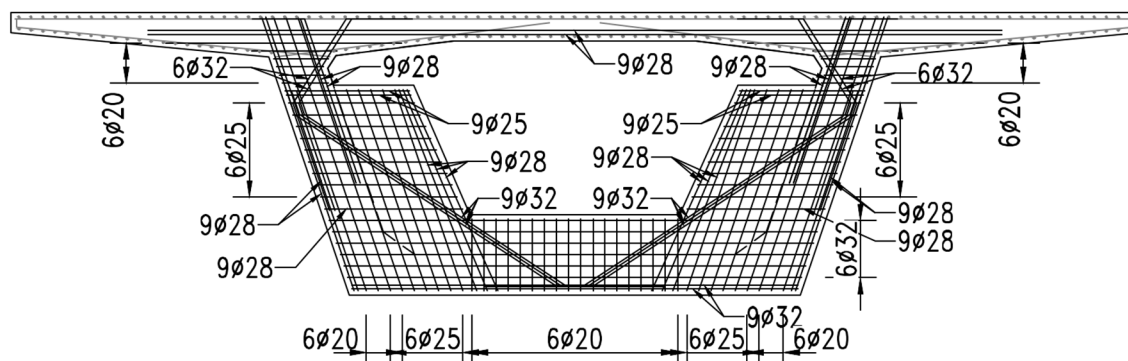
Místo		Vodorovná			Svislá		
		Průřez	Otvor		Průřez	Otvor	
			dole	nahoře		roh	bok
Extrémní ZS		Mx	interakce	Mx	Mx	Mx	Mx
Extrémní síla [kN]		4232.58	3487.27	2727.16	3254.89	5387.72	3155.41
podíl složky		1.000	1.000	1.000	1.000	0.978	1.000
$F_{k,max}$	[kN]	4232.58	3486.81	2727.16	3254.89	5269.93	3155.41
$F_{d,max}$	[kN]	5713.98	4707.19	3681.67	4394.10	7114.41	4259.80
$A_{s,req}$	[mm ²]	13142.2	10826.5	8467.8	10106.4	16363.1	9797.5
profily	[mm]	32	28	25	28	28	28
počet profilů	vrstev	2	2	2	2	3	2
	v 1 vrstvě	9	9	9	9	9	9
	celkem	18	18	18	18	27	18
$A_{s,prov}$	[mm ²]	14476.5	11083.5	8835.7	11083.5	16625.3	11083.5
F_{Rd}	[kN]	6294.11	4818.93	3841.62	4818.93	7228.39	4818.93
Posudek		OK	OK	OK	OK	OK	OK

Místo		Šikmá	
		Roh otvoru	
		nahoře	dole
Extrémní ZS		interakce	Mx
Extrémní síla [kN]		3022.23	6041.50
podíl složky		0.933	0.952
$F_{k,max}$	[kN]	2820.06	5753.98
$F_{d,max}$	[kN]	3807.08	7767.87
$A_{s,req}$	[mm ²]	8756.3	17866.1
profily	[mm]	32	32
počet profilů	vrstev	2	3
	v 1 vrstvě	6	9
	celkem	12	27
$A_{s,prov}$	[mm ²]	9651.0	21714.7
F_{Rd}	[kN]	4196.08	9441.17
Posudek		OK	OK

Vodorovná + svislá výztuž

Místo	Vodorovná				Svislá	
	Stěna		Dole		Stěna	
Extrémní ZS	interakce	Mx	Mx	Mx	Mx	Mx
Extrémní síla [kN]	3726.25	4476.56	3420.47	6041.50	1129.05	4476.56
podíl složky	0.577	0.836	0.998	0.889	0.979	0.837
F _{k,max} [kN]	2150.98	3743.28	3415.08	5370.62	1105.16	3746.63
F _{d,max} [kN]	2903.82	5053.43	4610.35	7250.34	1491.97	5057.94
A _{s,req} [mm ²]	6678.8	11622.9	10603.8	16675.8	3431.5	11633.3
profily [mm]	20	25	28	32	20	25
počet profilů	vrstev	4	4	2	4	4
	v 1 vrstvě	6	6	9	6	6
	celkem	24	24	18	24	24
A _{s,prov} [mm ²]	7539.8	11781.0	11083.5	19301.9	3769.9	11781.0
F _{Rd} [kN]	3278.18	5122.16	4818.93	8392.15	1639.09	5122.16
Posudek	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Tabulka 5.2: Návrh výztuže příčnicku č. 2



Obrázek 5.33: Návrh výztuže příčnicku č. 2

Návrh výztuže příčnicku č. 3:

Lemovací výztuž

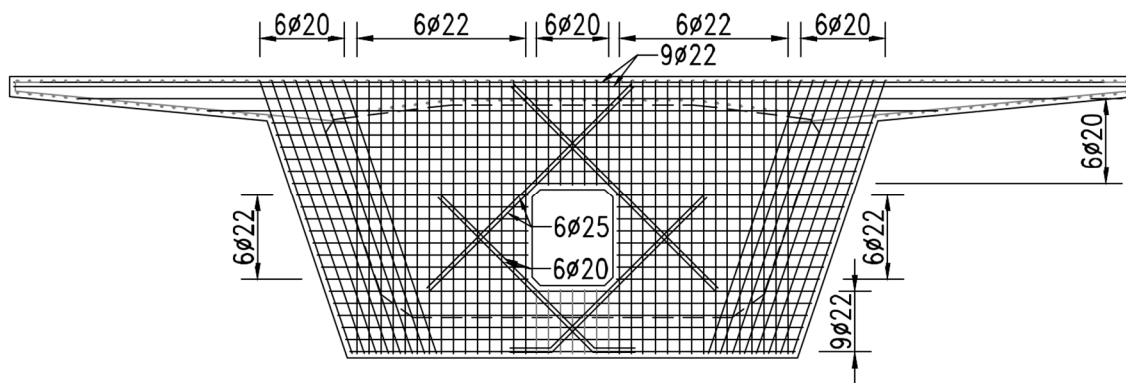
Místo	Vodorovná	Šikmá	
	průřez	Roh otvoru	
	nahoře	nahoře	dole
Extrémní ZS	Vz	Mx	interakce
Extrémní síla [kN]	2103.89	1564.78	1085.58
podíl složky	0.999	1.000	0.997
F _{k,max} [kN]	2102.37	1564.03	1081.96

$F_{d,max}$	[kN]	2838.20	2111.44	1460.65
$A_{s,req}$	[mm ²]	6527.9	4856.3	3359.5
profily	[mm]	22	25	20
počet profilů	vrstev	2	2	2
	v 1 vrstvě	9	6	6
	celkem	18	12	12
$A_{s,prov}$	[mm ²]	6842.4	5890.5	3769.9
F_{Rd}	[kN]	2974.95	2561.08	1639.09
Posudek		OK	OK	OK

Vodorovná + svislá výztuž

Místo	Vodorovná			Svislá			
	stěna	nahore	dole	stěna		nahore	
Extrémní ZS	Vz	interakce	interakce	Mx	Mx	Mx	
Extrémní síla [kN]	1299.18	3005.68	2129.74	966.72	2318.74	1055.83	
podíl složky	0.990	0.852	1.000	0.990	0.895	0.823	
$F_{k,max}$	[kN]	1286.57	2562.18	2129.74	956.95	2074.42	868.85
$F_{d,max}$	[kN]	1736.87	3458.94	2875.15	1291.88	2800.47	1172.94
$A_{s,req}$	[mm ²]	3994.8	7955.6	6612.8	2971.3	6441.1	2697.8
profily	[mm]	22	20	22	20	22	20
počet profilů	vrstev	2	6	2	2	3	2
	v 1 vrstvě	6	6	9	6	6	6
	celkem	12	36	18	12	18	12
$A_{s,prov}$	[mm ²]	4561.6	11309.7	6842.4	3769.9	6842.4	3769.9
F_{Rd}	[kN]	1983.30	4917.28	2974.95	1639.09	2974.95	1639.09
Posudek		OK	OK	OK	OK	OK	OK

Tabulka 5.3: Návrh výztuže příčnicku č. 3



Obrázek 5.34: Návrh výztuže příčniku č. 3

Návrh výztuže příčniku č. 4:

Lemovací výztuž

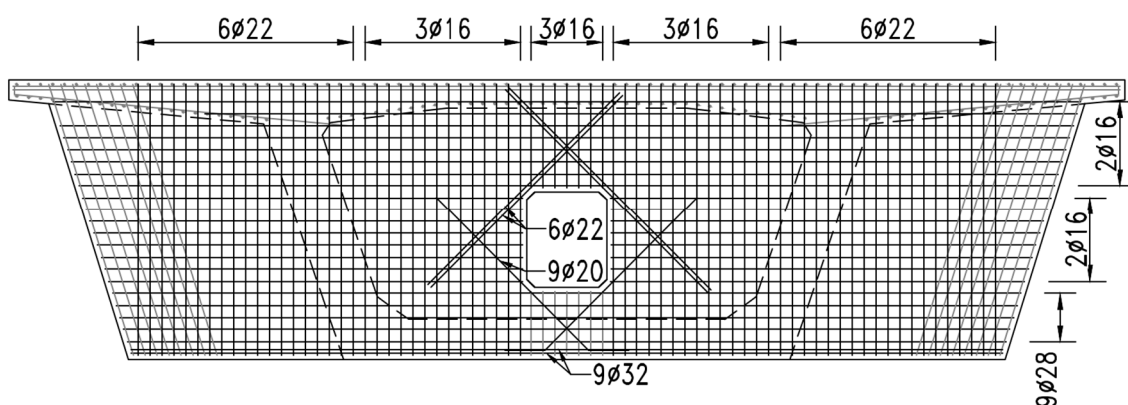
Místo		Vodorovná		Šikmá	
		průřez		Roh otvoru	
		dole	nahore	dole	
Extrémní ZS		interakce	interakce	Mx	
Extrémní síla [kN]		4367.68	1444.53	865.13	
podíl složky		1.000	0.998	1.000	
$F_{k,max}$	[kN]	4367.68	1441.35	865.13	
$F_{d,max}$	[kN]	5896.37	1945.82	1167.93	
$A_{s,req}$	[mm ²]	13561.6	4475.4	2686.2	
profily	[mm]	32	22	20	
počet profilů	vrstev	2	2	1	
	v 1 vrstvě	9	6	9	
	celkem	18	12	9	
$A_{s,prov}$	[mm ²]	14476.5	4561.6	2827.4	
F_{Rd}	[kN]	6294.11	1983.30	1229.32	
Posudek		OK	OK	OK	

Vodorovná + svislá výztuž

Místo		Vodorovná			Svislá		
		stěna	nahore	dole	stěna	nahore	
Extrémní ZS		Mx	Mx	interakce	interakce	Mx	interakce
Extrémní síla [kN]		1118.81	1118.81	5452.53	5251.51	758.33	1444.53
podíl složky		0.741	0.741	0.931	0.530	0.873	0.752
$F_{k,max}$	[kN]	829.51	829.51	5074.64	2784.80	661.69	1086.96
$F_{d,max}$	[kN]	1119.84	1119.84	6850.76	3759.48	893.28	1467.39
$A_{s,req}$	[mm ²]	2575.6	2575.6	15756.7	8646.8	2054.5	3375.0

profily	[mm]	16	16	28	22	16	16
počet profilů	vrstev	11	11	3	4	4	6
	v 1 vrstvě	2	2	9	6	3	3
	celkem	22	22	27	24	12	18
$A_{s,prov}$	[mm ²]	4423.4	4423.4	16625.3	9123.2	2412.7	3619.1
F_{Rd}	[kN]	1923.20	1923.20	7228.39	3966.60	1049.02	1573.53
Posudek		OK	OK	OK	OK	OK	OK

Tabulka 5.4: Návrh výztuže příčnicku č. 4



Obrázek 5.35: Návrh výztuže příčnicku č. 4

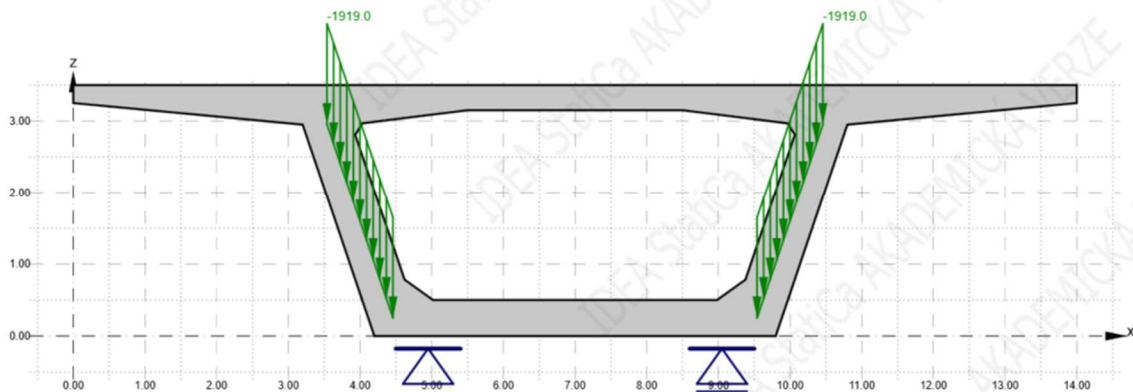
Vyobrazená schémata výztuže všech příčnicků **reflektují návrh pouze hlavní nosné výztuže na zadané zatížení**. Konstrukční výztuž (kozlíky, spony, ...) ani jiná nosná výztuž (např. výztuž konzol komorového průřezu nutná pro přenesení působícího ohybového momentu) nejsou na obrázcích vyobrazeny.

5.2 Analýza vybraných příčnicků metodou CSFM

5.2.1 Modifikace zatížení pro použití metody

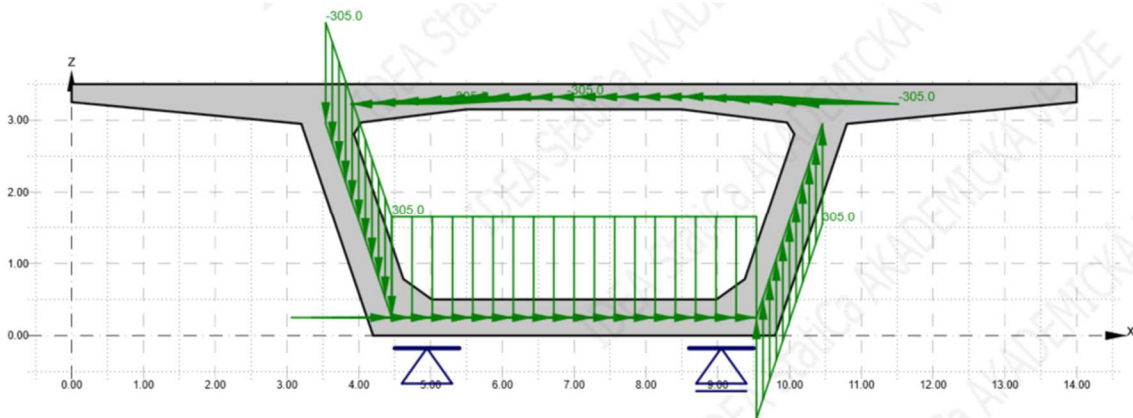
Při modelování a analýze příčnicků metodou CSFM v programu IDEA StatiCa Detail již není nutné zatížení soustředit do jednotlivých bodů a je tedy možné i vhodné jej vnést do konstrukce tak, aby působilo reálněji (viz kap. 4.3). Zatížení svislou posouvající silou V_z je v komorovém průřezu přenášeno zejména jeho stěnami, zatížení kroutícím momentem M_x uzavřeným průřezem, tedy stěnami i horní a dolní deskou. Pro účely analýzy jsem zatížení průřezu vždy uvažoval jako spojitě rovnoměrné a působící ve střednicích jeho žádoucích komponent tak, aby vzhledem k celkové geometrii vytvářelo obdobné celkové účinky, jako při analýze příčnicků metodou příhradové analogie v předchozí části této práce ($V_z = 12\,000$ kN, $M_x = 10\,950$ kNm).

Zatížení smykem V_z tedy bylo uvažováno rovnoměrným spojitým zatížením ve svislém směru o velikosti -1919 kN/m po celé délce střednice obou stěn.



Obrázek 5.36: Zatížení V_z pro analýzu metodou CSFM

Zatížení kroucením M_x bylo uvažováno rovnoměrným spojitým zatížením o velikosti 305 kN/m ve svislém směru ve stěnách průřezu a ve vodorovném směru v dolní desce a střední části horní desky tak, aby „obtékalo“ těžiště průřezu proti směru hodinových ručiček.



Obrázek 5.37: Zatížení M_x pro analýzu metodou CSFM

Tyto dva zatěžovací jsem pak uvažoval v kombinacích s příslušnými návrhovými součiniteli pro mezní stav únosnosti ULS, které jsem uvažoval i při návrhu betonářské výztuže pro určení výsledných návrhových sil $F_{d,max}$ při analýze metodou příhradové analogie. Kromě mezního stavu únosnosti umožňuje tato metoda vyšetřovat a posuzovat také mezní stavy použitelnosti SLS (omezení napětí) a QUA (omezení šířky trhlin). Jednotlivé kombinace zatížení s konkrétními součiniteli jsou uvedeny v tabulce 5.5.

Kombinace	Typ	V _z	M _x
V _z -ULS	ULS	1,35	-
M _x -ULS	ULS	-	1,35
V _z +M _x -ULS	ULS	1,35	1,35
V _z -SLS	SLS – Charakteristická	1,00	-
M _x -SLS	SLS – Charakteristická	-	1,00
V _z +M _x -SLS	SLS – Charakteristická	1,00	1,00
V _z -QUA	QUA – Kvazistálá	0,70	-
M _x -QUA	QUA – Kvazistálá	-	0,70
V _z +M _x -QUA	QUA – Kvazistálá	0,70	0,70

Tabulka 5.5: Kombinace zatížení pro analýzu CSFM

5.2.2 Výpočet jednotlivých modelů

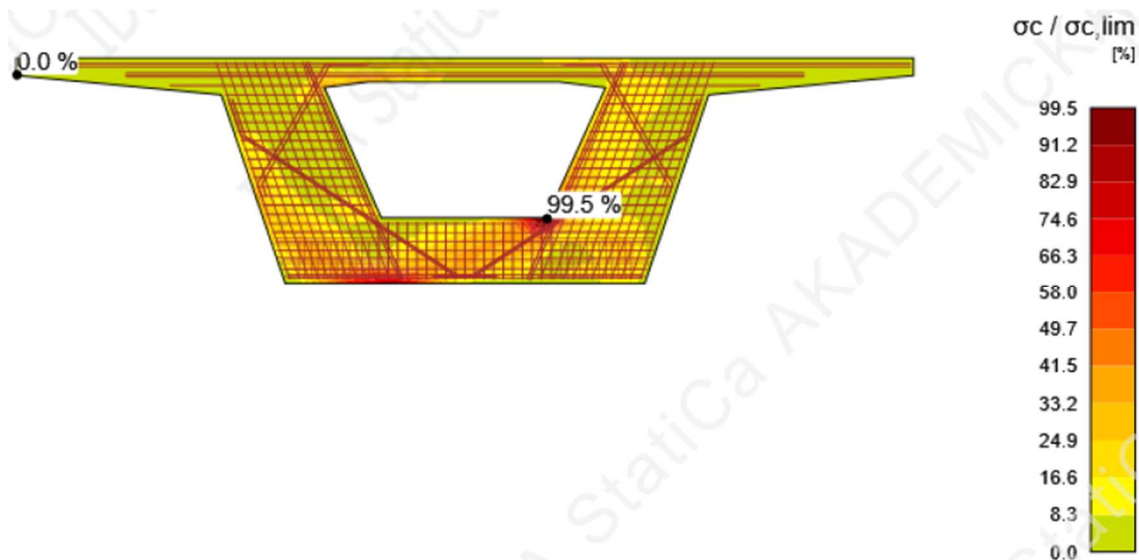
Materiál betonu byl ve výpočtu uvažován C35/45.

Po namodelování geometrie příčníků včetně jejich podepření, působícího zatížení i výztuže navržené v předchozí části práce jsem provedl výpočet. Ten byl nejdříve u všech příčníků neúspěšný – výpočet programu divergoval a byl překročen z důvodu překročení kritérií. Konkrétně byla překročena pevnost a kotvení výztuže pro zatěžovací stav M_x v blízkosti pravé podpory. Tam se pro tento teoretický (v praxi nereálný) zatěžovací stav projevuje velká tahová síla z podpory (reakce). Za účelem konvergence a dokončení výpočtu jsem proto tuto oblast zesílil o doplňkovou výztuž, kterou bych pro praktický případ v konstrukci stejně navrhnul pro lepší roznos soustředěných sil z podpor – tzv. roznášecí polštáře z prutů Ø14/100x150. Obdobnou roznášecí výztuž bývá v praxi vhodné navrhnout i v hlavicích pilířů nebo v dřících opěr pod podložiskovými bloky. Po tomto opatření již výpočet konvergoval.

Posouzení příčniku č. 1

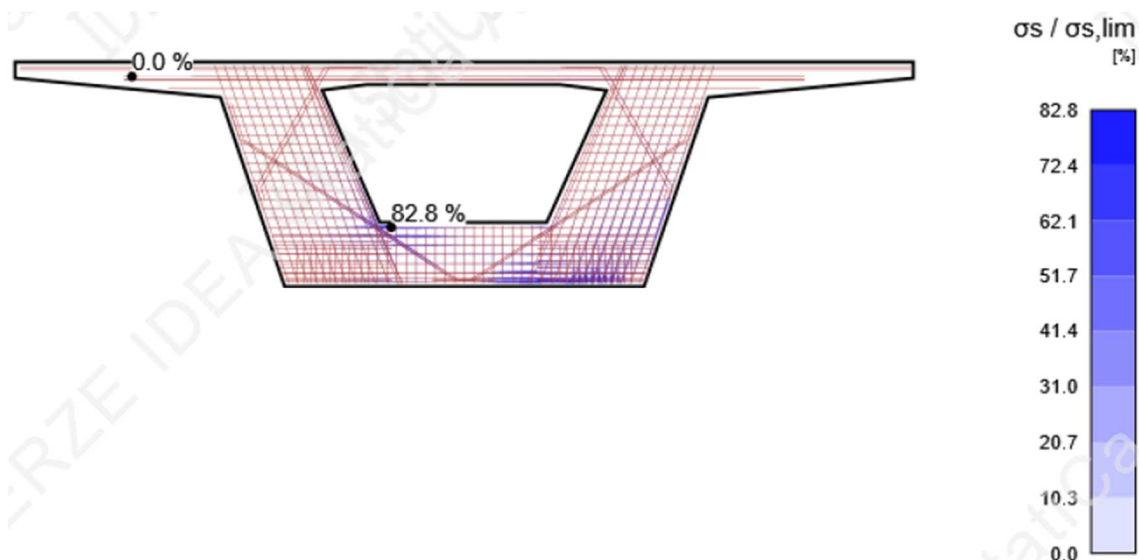
Při posuzování příčníků je kromě navržené výztuže důležité ověřit také pevnost betonu. Realizovaný posudek vyhovuje s využitím materiálu 99,5 %, což je opravdu hraniční a v praxi bych tento výsledek obecně uvažoval jako nevyhovující. Na druhou stranu, kritickou kombinací pro tento posudek se ukázala kombinace M_x-ULS, která se v praxi na konstrukci vyskytovat nebude. Po důkladnějším prohlédnutí výsledků navíc vidíme, že se kritické využití navíc objevuje jen na malém místě, v blízkosti ostré hrany

otvoru. Rozložení napětí by se zde tak dalo ovlivnit vhodnou úpravou geometrie, např. zkosením hrany otvoru.



Obrázek 5.38: Poměr napětí/pevnost betonu pro příčník č. 1 určený výpočtem metodou CSFM

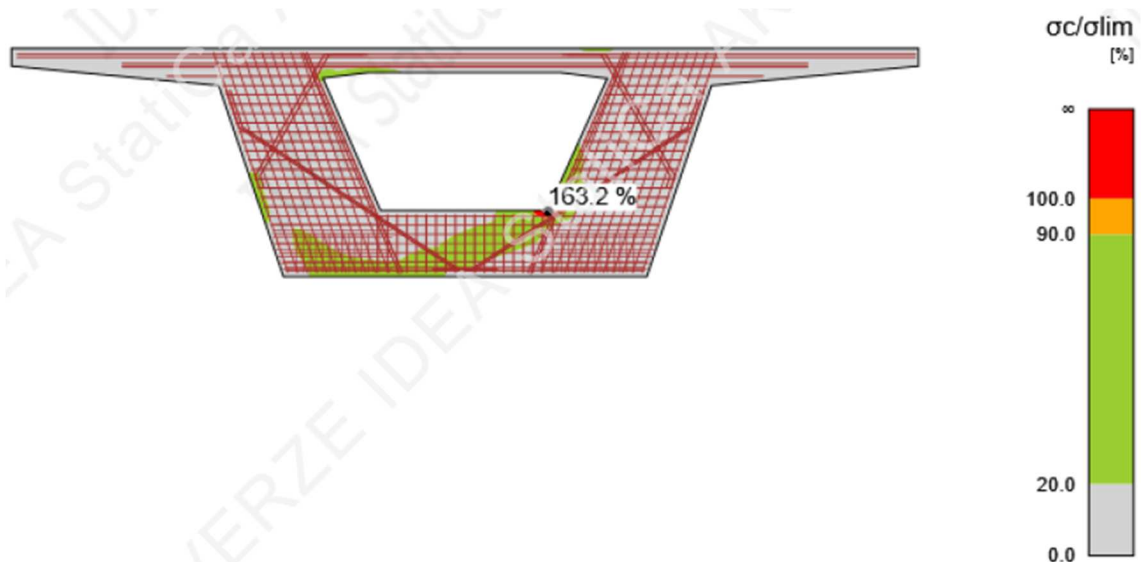
U výztuže, která byla navržena metodou příhradové analogie, lze očekávat vyhovující posudek ULS s dobrým využitím, konkrétně 82,8 %. Kritickou kombinací je opět Mx-ULS.



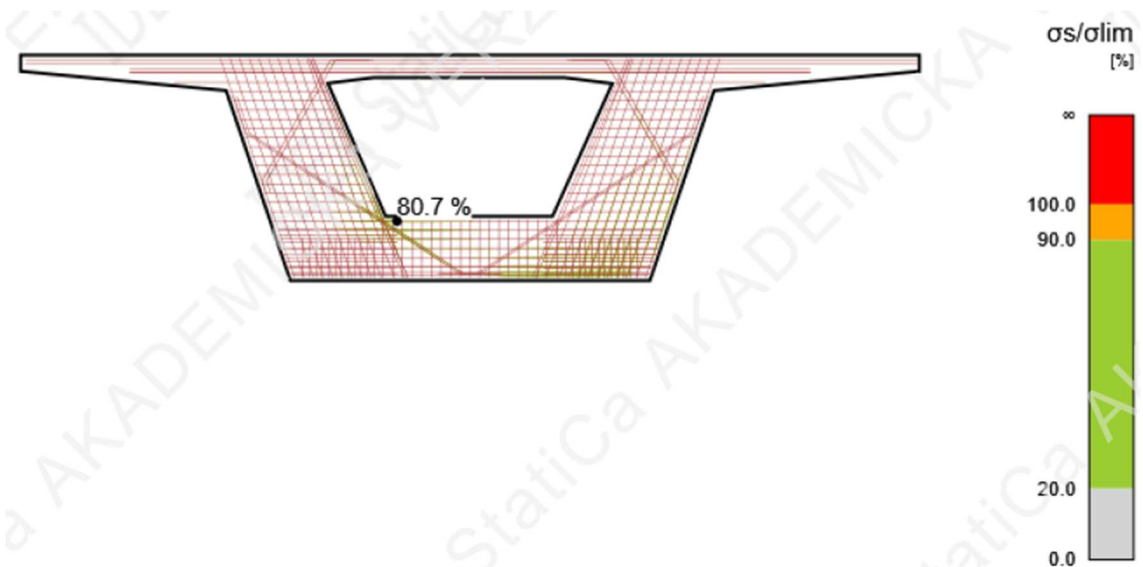
Obrázek 5.39: Poměr napětí/pevnost výztuže pro příčník č. 1 určený výpočtem metodou CSFM

Výsledná napětí v charakteristické kombinaci obvykle poměrově odpovídají napětím v kombinaci ULS. Pro posouzení napětí v betonu získáváme nevyhovující výsledek s extrémním tlakovým napětím v kombinaci Mx-SLS, které 1,63krát převyšuje limitní napětí. Podobně jako u posudku pevnosti betonu v mezním stavu únosnosti se však

tento extrém vyskytuje jen na malém a specifickém místě (ostrá hrana otvoru) a nabízí se tedy otázka, jestli by se tohoto extrému nedalo vyvarovat zkosením hrany nebo jestli má vůbec smysl se tímto problémem zabývat. Maximální napětí ve výztuži se nachází na 80,7 % limitní hodnoty v kombinaci Mx-SLS. Tento výsledek i celkový průběh hodnot napětí ve všech položkách je srovnatelný s využitím výztuže při posudku mezního stavu únosnosti.

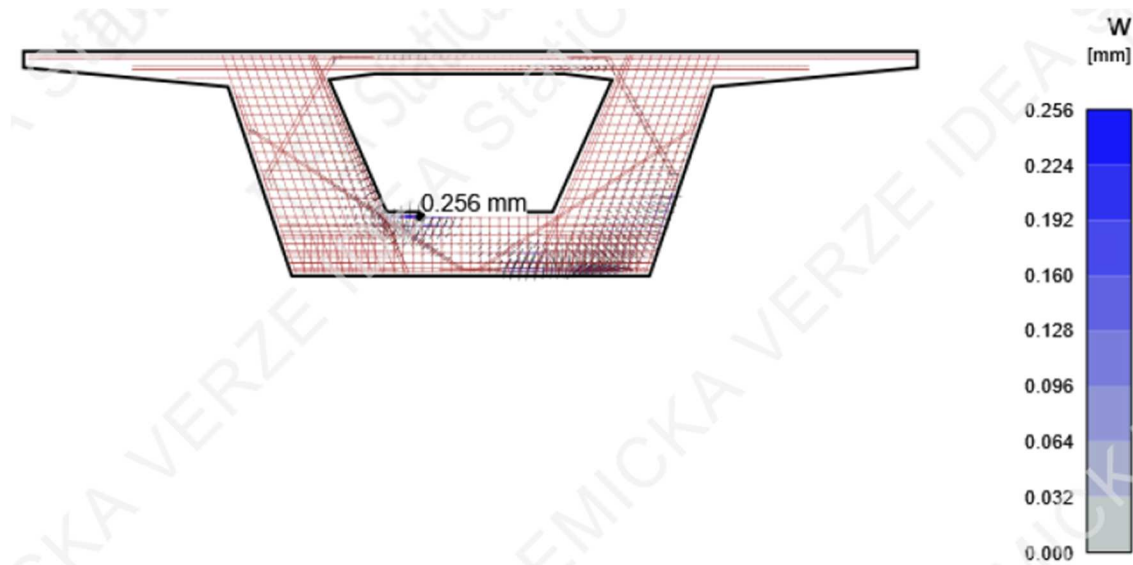


Obrázek 5.40: Posudek napětí v betonu v charakteristické kombinaci pro příčníc č. 1 výpočtem metodou CSFM



Obrázek 5.41: Posudek napětí ve výztuži v charakteristické kombinaci pro příčníc č. 1 výpočtem metodou CSFM

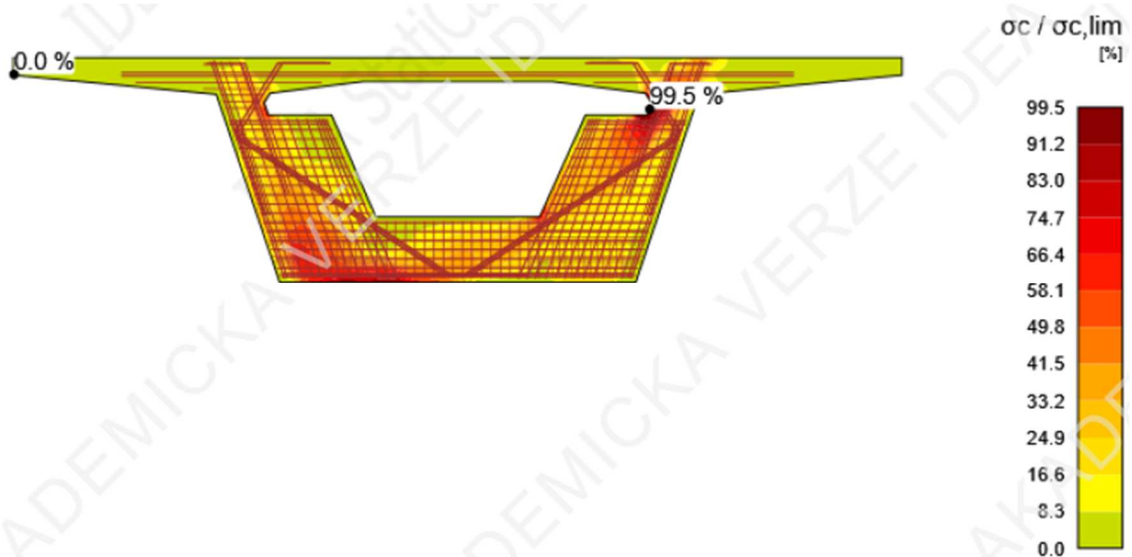
Šířka trhlin by měla odpovídat poměrnému přetvoření výztuže, a tedy i napětí ve výztuži. Kritická šířka trhliny se nám tedy dle očekávání objevuje v kombinaci Mx-QUA ve stejném místě, kde vycházelo nejvyšší využití výztuže v kombinaci Mx-ULS i nejvyšší tahové napětí ve výztuži v kombinaci Mx-SLS. Její hodnota je 0,256 mm a je tedy menší než mezní hodnota 0,3 mm. Posudek vyhovuje, je však nutné podotknout, že tento posudek byl stanoven na zatížení stanovené odhadem jako poměr zatížení oproti charakteristické kombinaci a zároveň není vyhovující s velkou rezervou (85,4 %). Proto bych se raději v praxi raději vždy spolehl na konkrétní výpočet a konkrétní posudek.



Obrázek 5.42: Šířka trhlin příčnicku č. 1 stanovená výpočtem metodou CSFM

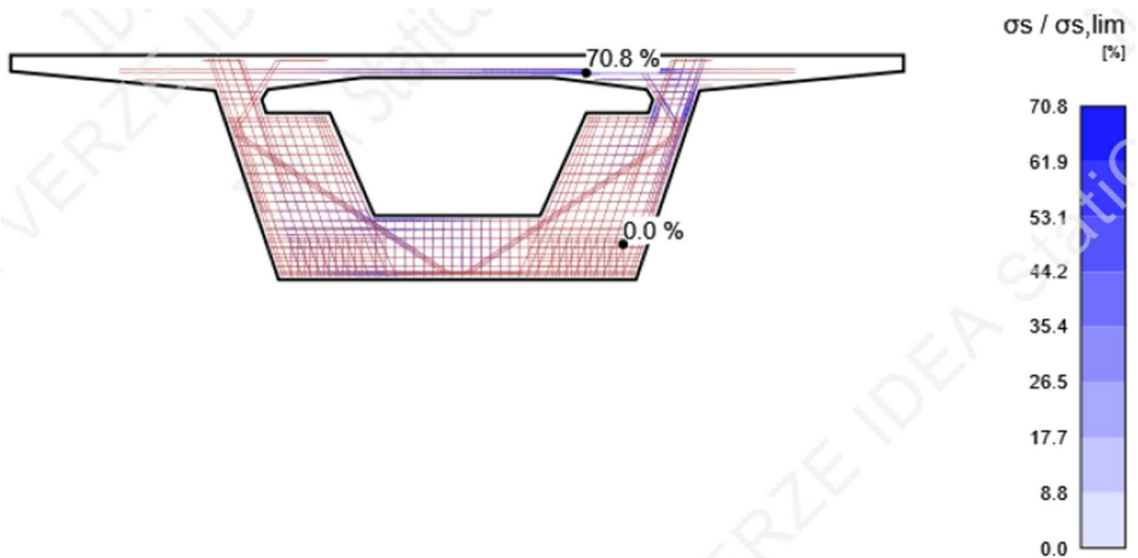
Posouzení příčnicku č. 2

Posudek pevnosti betonu pro příčník č. 2, který umožňuje použití posuvného bednění, ukazuje v určitém směru podobný výsledek, jako v předchozím případě příčnicku č. 1. Maximální využití je vyhovující, ale s extrémní hodnotou 99,5 %, na malém místě v blízkosti hrany otvoru pro kombinaci Vz+Mx-ULS. Je však otázkou, jestli by se i v tomto případě dal úpravou geometrie v tomto místě tento výsledek vhodně ovlivnit tak, aby při výstavbě mohlo být posuvné bednění stále využito.



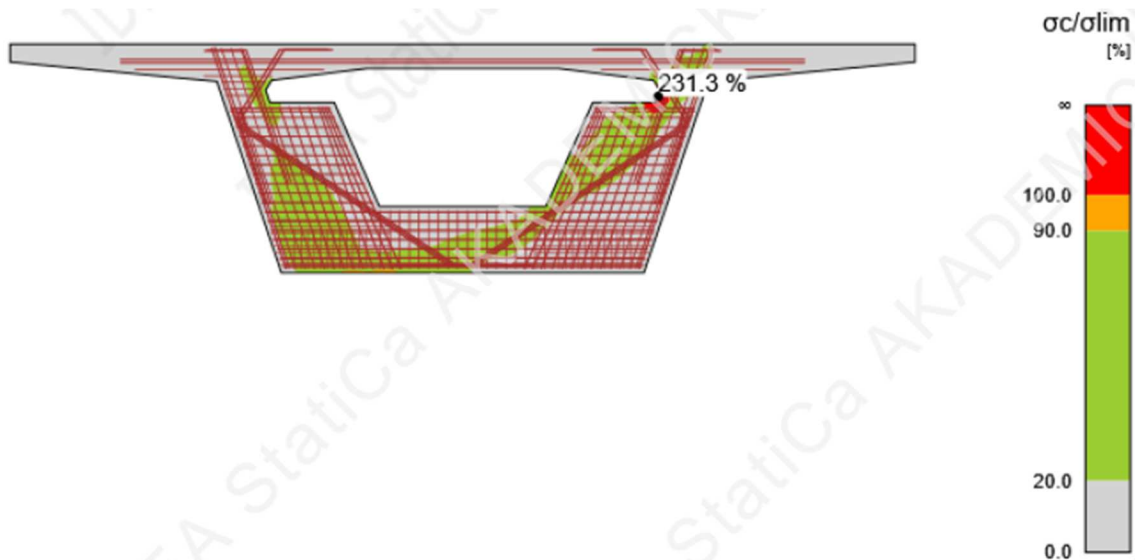
Obrázek 5.43: Poměr napětí/pevnost betonu pro příčník č. 2 určený výpočtem metodou CSFM

Posouzení navržené výztuže, které je oproti příčníku č. 1 několikanásobně více, je opět vyhovující s dobrým využitím 70,8 % v kritické kombinaci Vz+Mx-ULS.

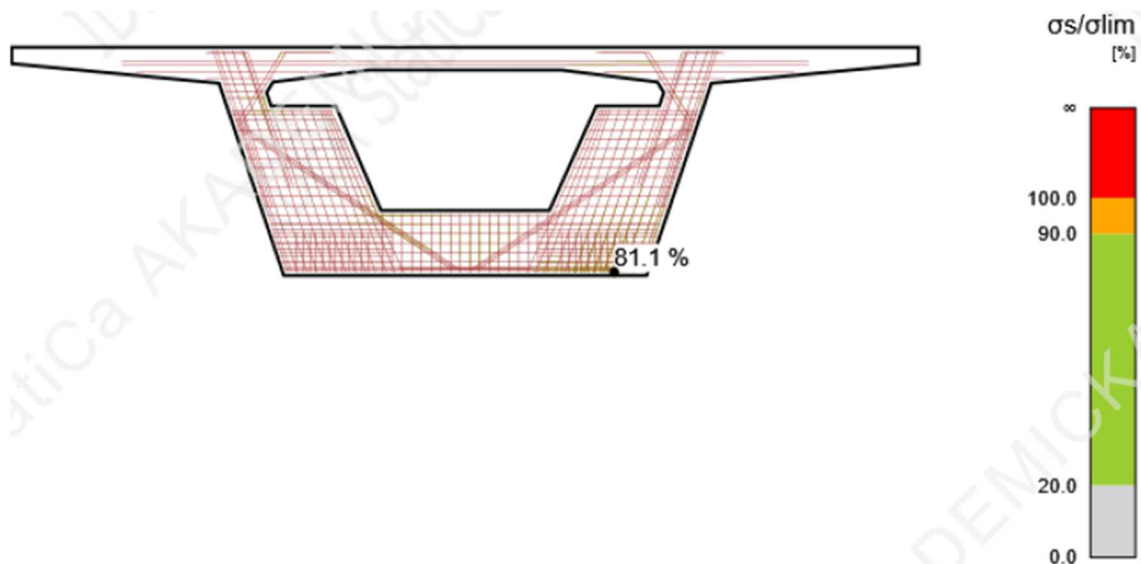


Obrázek 5.44: Poměr napětí/pevnost výztuže pro příčník č. 2 určený výpočtem metodou CSFM

Při posouzení omezení napětí v charakteristické kombinaci nacházíme stejnou podobnost s posudkem mezního stavu únosnosti, jako u příčníku č. 1. Nevyhovující extrémní napětí v betonu v kombinaci Vz+Mx-SLS se nachází jen na malém místě v blízkosti hrany otvoru, napětí ve výztuži posudku vyhovuje i při kritické zatěžovací kombinaci Mx-SLS.

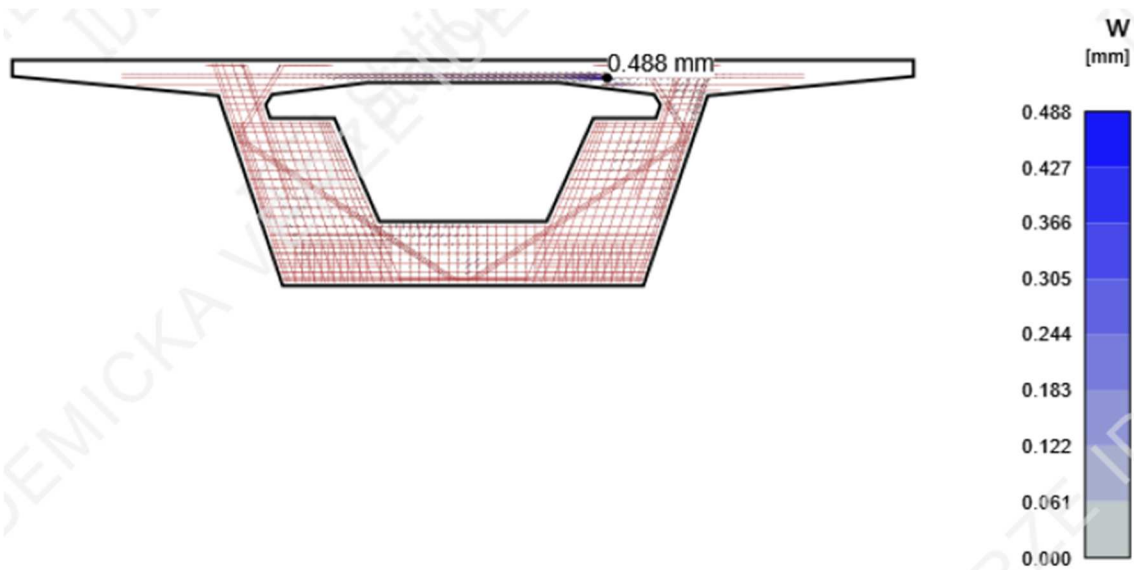


Obrázek 5.45: Posudek napětí v betonu v charakteristické kombinaci pro příčník č. 2 výpočtem metodou CSFM



Obrázek 5.46: Posudek napětí ve výztuži v charakteristické kombinaci pro příčník č. 2 výpočtem metodou CSFM

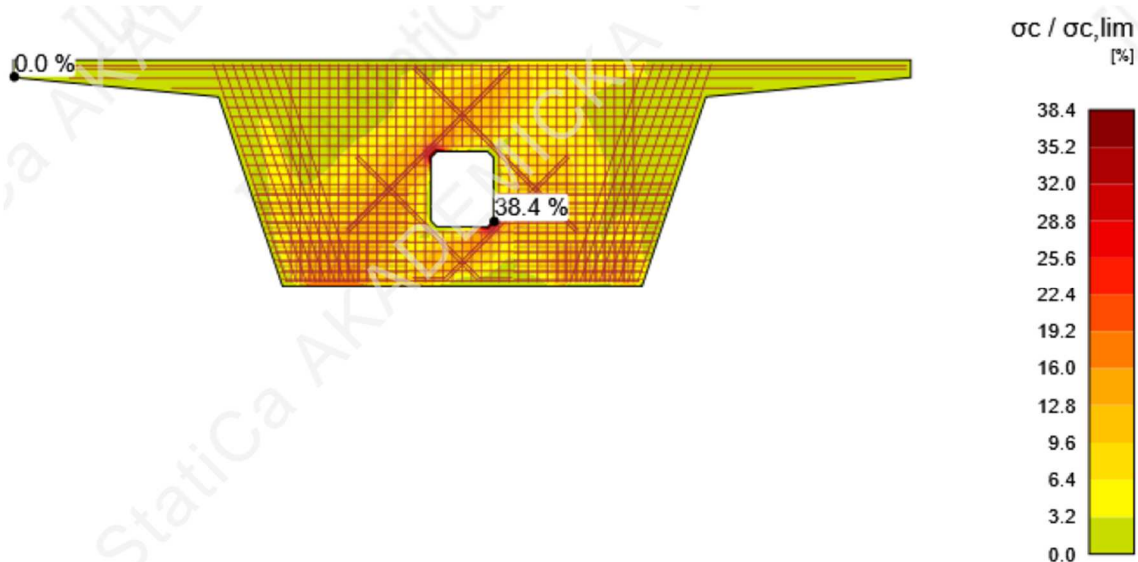
Při výpočtu šířky trhlin se nejvíce projevuje výrazné snížení celkové tuhosti oproti předchozímu příčníku č. 1. Navzdory velkému vyztužení byla maximální šířka trhliny při kritické kombinaci Vz+Mx-QUA vyčíslena na hodnotu 0,488 mm, která limitní hodnotu 0,3 mm překračuje více než o polovinu. Opět je však nutné zmínit, že porovnávání s normovou hodnotou je diskutabilní, protože porovnáváme teoretické zatěžovací stavy a kombinace.



Obrázek 5.47: Šířka trhlin příčnicku č. 2 stanovená výpočtem metodou CSFM

Posouzení příčnicku č. 3

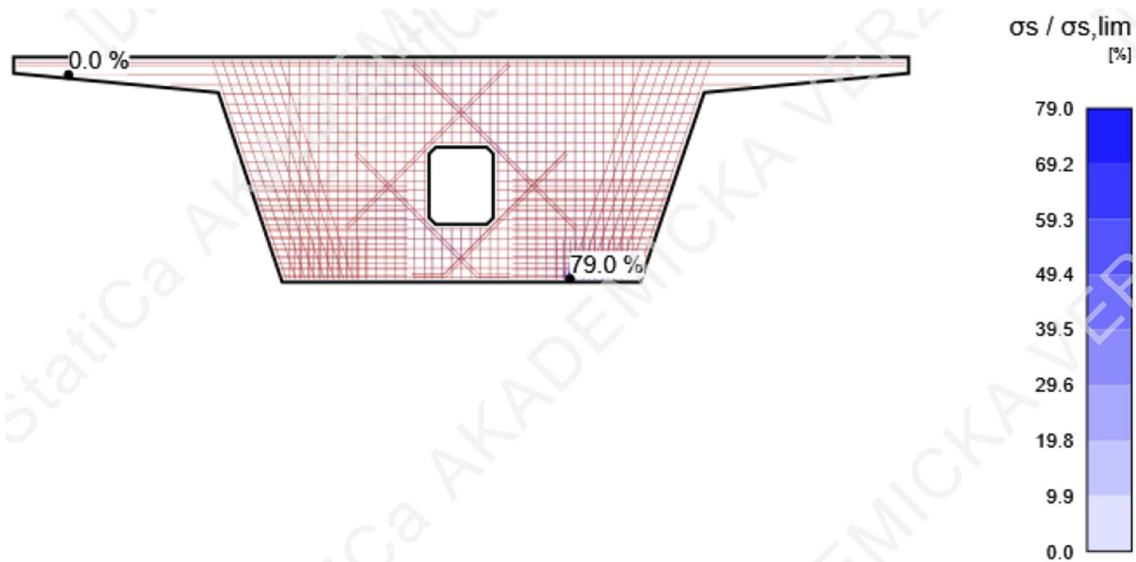
Při posuzování příčnicku č. 3 se již výrazněji projevila vyšší celková tuhost a fakt, že zatížení má k dispozici mnohem více kontinua, kde se může roznášet. Hodnota maximálního tlakového napětí v betonu při posuzování mezního stavu únosnosti ani v kritické kombinaci Mx-ULS nepřesáhne 40 % hodnoty jeho návrhové pevnosti. Posudek je tak vyhovující s dostatečně velkou rezervou.



Obrázek 5.48: Poměr napětí/pevnost betonu pro příčnick č. 3 určený výpočtem metodou CSFM

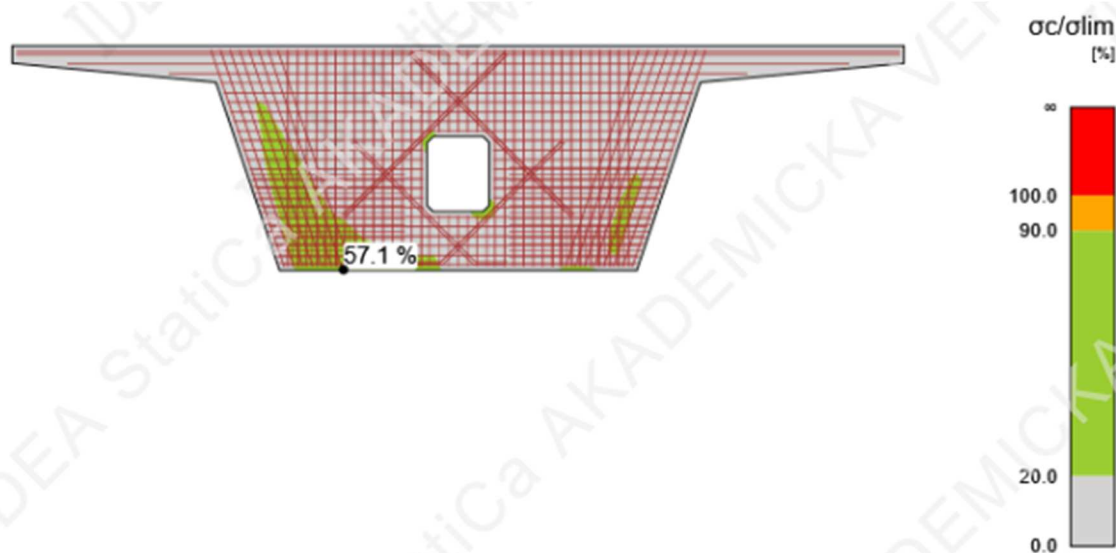
Podobně to je také u navržené výztuže. Extrémní využití sice zase tak moc nízké nevyšlo (79,0 %), je však dobré si všimnout, že tato hodnota se nachází jen v teoretické kombinaci Mx-ULS v blízkosti tažené podpory. Ve zbylých oblastech je však využití

jednotlivých vložek výrazně nižší. Důvod je zřejmě obdobný jako u posouzení pevnosti betonu – ve výpočtu se projevuje výrazně více kontinua a jednotlivé tahové síly tak mají možnost se přerozdělit mezi vyšší množství jednotlivých prutů. Celkově bych však návrh označil jako „bezpečný“, nikoliv „neekonomický“, protože je stejně nutné při návrhu splnit konstrukční zásady.

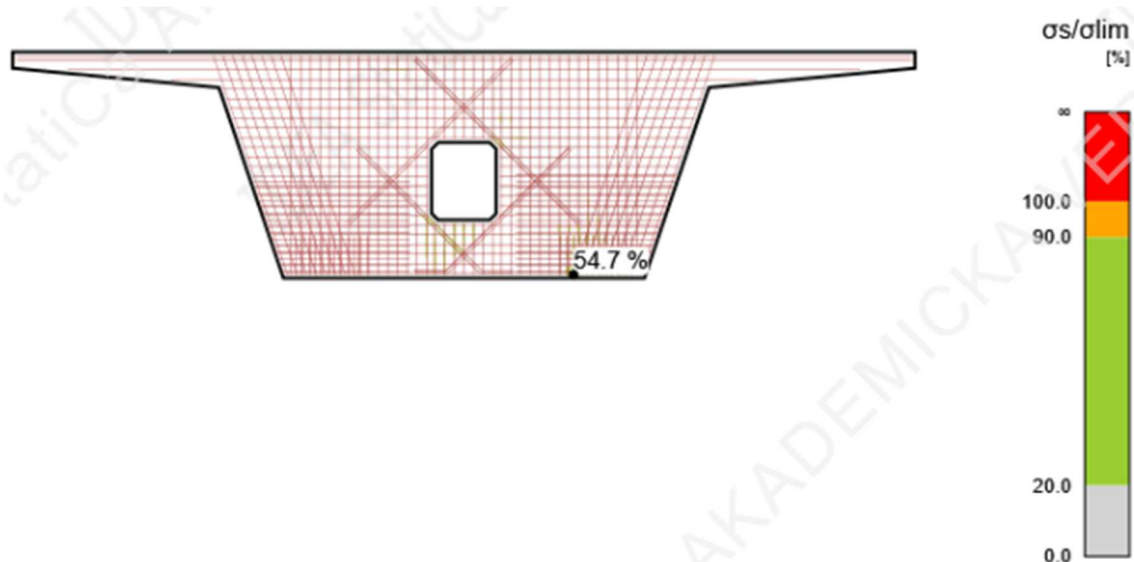


Obrázek 5.49: Poměr napětí/pevnost výztuže pro příčník č. 3 určený výpočtem metodou CSFM

Obdobně se vyšší tuhost a větší celkové geometrické parametry projeví i u posudků mezních stavů použitelnosti. Posudky omezení napětí betonu i výztuže jsou vyhovující s dostatečnou rezervou.

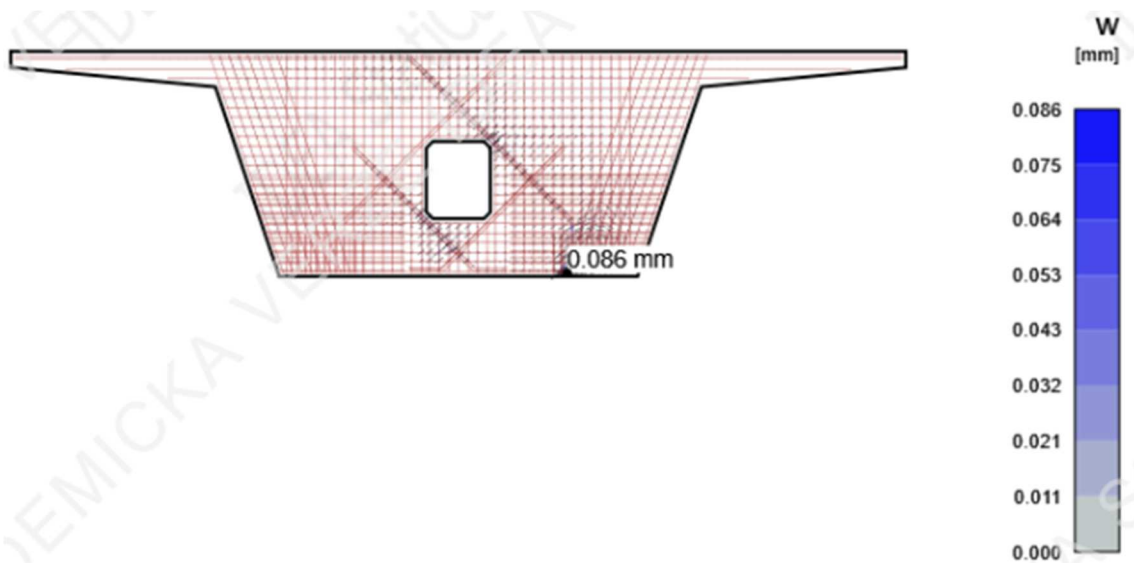


Obrázek 5.50: Posudek napětí v betonu v charakteristické kombinaci pro příčník č. 3 výpočtem metodou CSFM



Obrázek 5.51: Posudek napětí ve výztuži v charakteristické kombinaci pro příčník č. 3 výpočtem metodou CSFM

Podobně jako se nízká tuhost příčníku č. 2 nejvíce projevila na mnohem vyšší šířce trhlin, zvýšení tuhosti se projeví opačným způsobem. Maximální šířka trhliny 0,086 mm dosahuje 28,5 % mezní hodnoty, posudek tak znovu bezpečně vyhovuje.

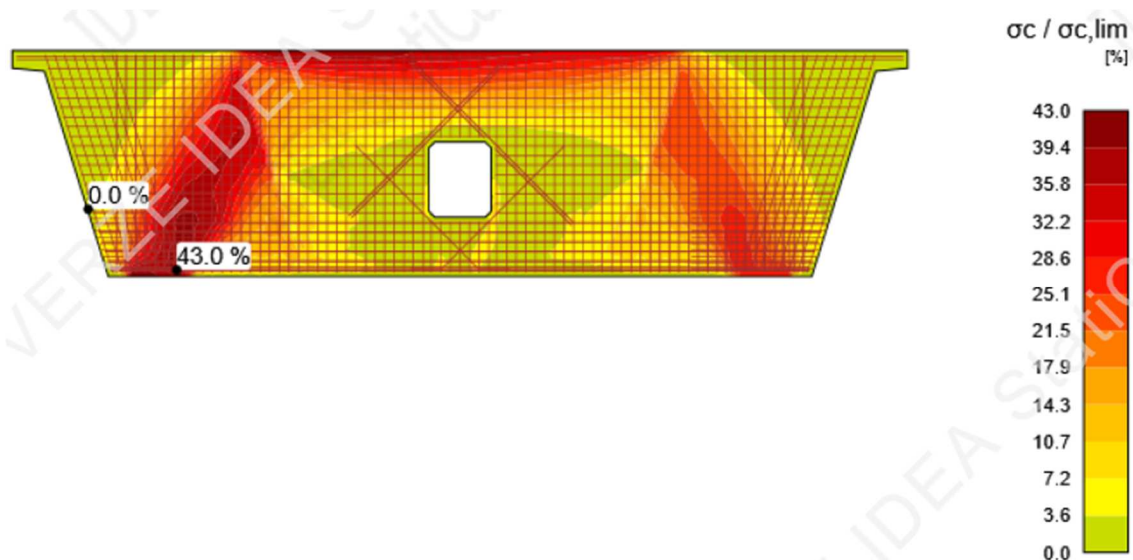


Obrázek 5.52: Šířka trhlin příčníku č. 3 stanovená výpočtem metodou CSFM

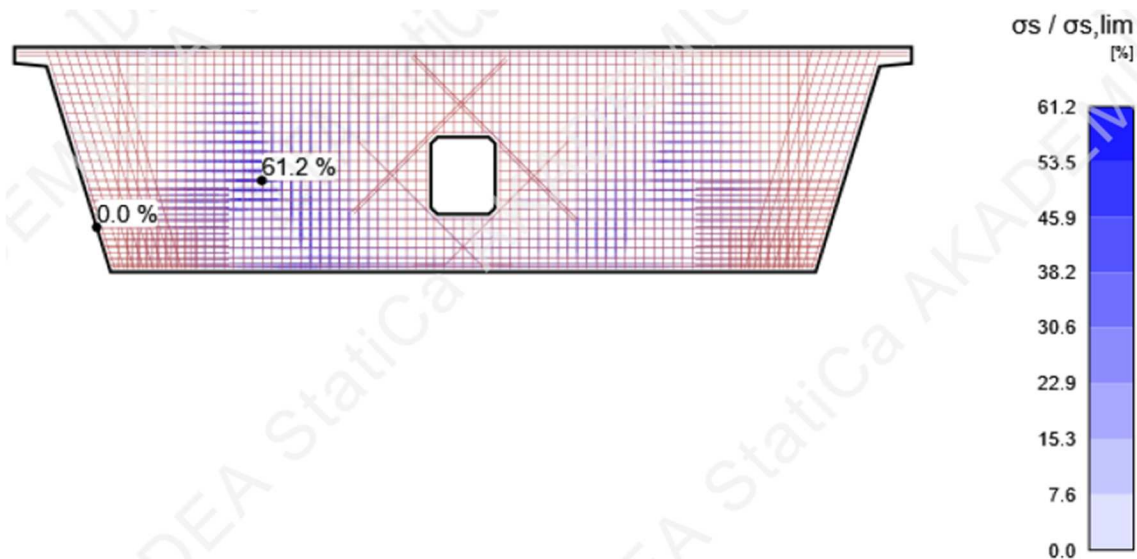
Posouzení příčníku č. 4

V chování příčníku č. 4, který navrhujeme za účelem ovlivnění celkové globální analýzy celé konstrukce, se projevuje celková změna jeho geometrie a podepření. Při zvětšení rozpětí jeho uložení při stejné výšce se prvek začíná chovat více jako ohýbaný nosník (viz kap. 4.1). Na toku tlakových napětí v betonu i tahových sil ve výztuži (resp. jejich využití vzhledem k pevnosti jednotlivých materiálů) můžeme vidět, že

dominantním namáháním u kritické kombinace Vz+Mx-ULS je posouvající síla (jsou viditelné tlačené a tažené diagonály v blízkosti podpor), protože tuhost v kroucení tohoto prvku je opravdu vysoká. Podobně jako u příčnicku č. 3 je využití betonu i výztuže při posuzování mezního stavu únosnosti bezpečné.

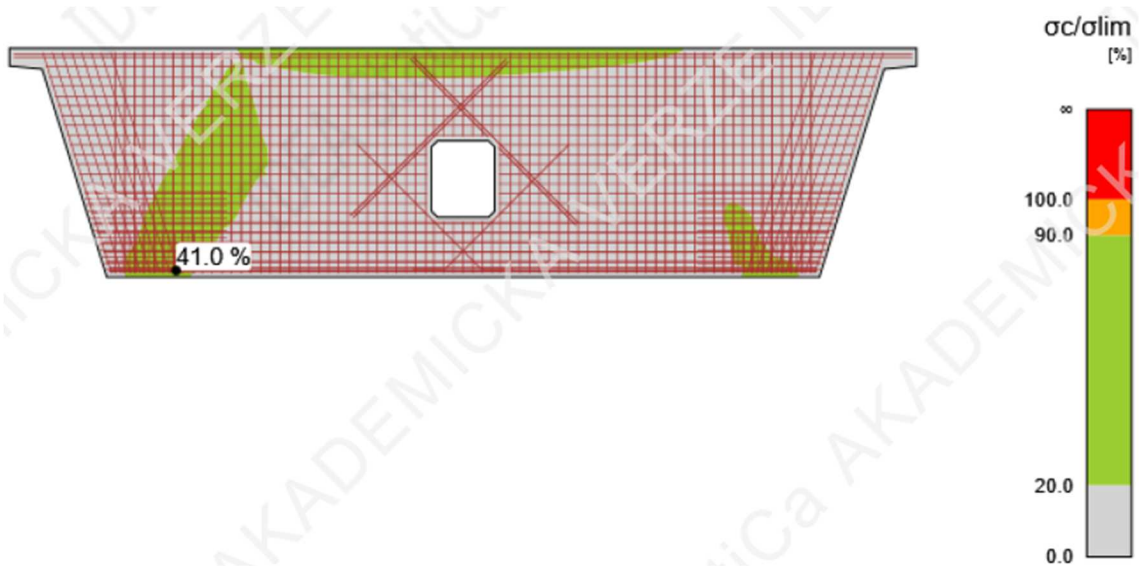


Obrázek 5.53: Poměr napětí/pevnost betonu pro příčnick č. 4 určený výpočtem metodou CSFM

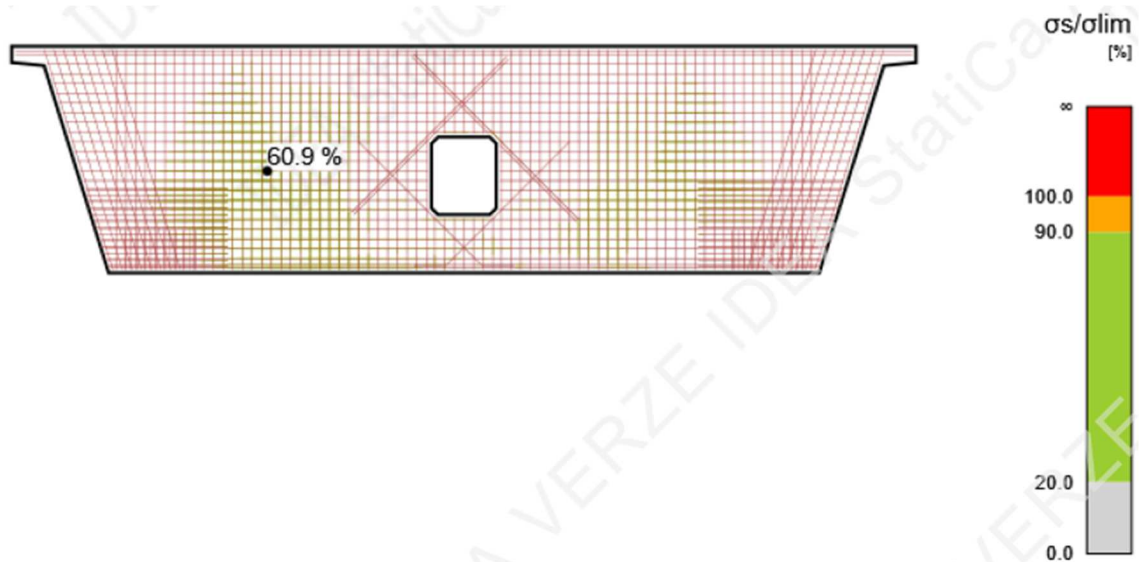


Obrázek 5.54: Poměr napětí/pevnost výztuže pro příčnick č. 4 určený výpočtem metodou CSFM

Podobné a s podobným poměrem bezpečnosti jsou také obrázky pro splnění posouzení mezního napětí v betonu i ve výztuži v charakteristické kombinaci.

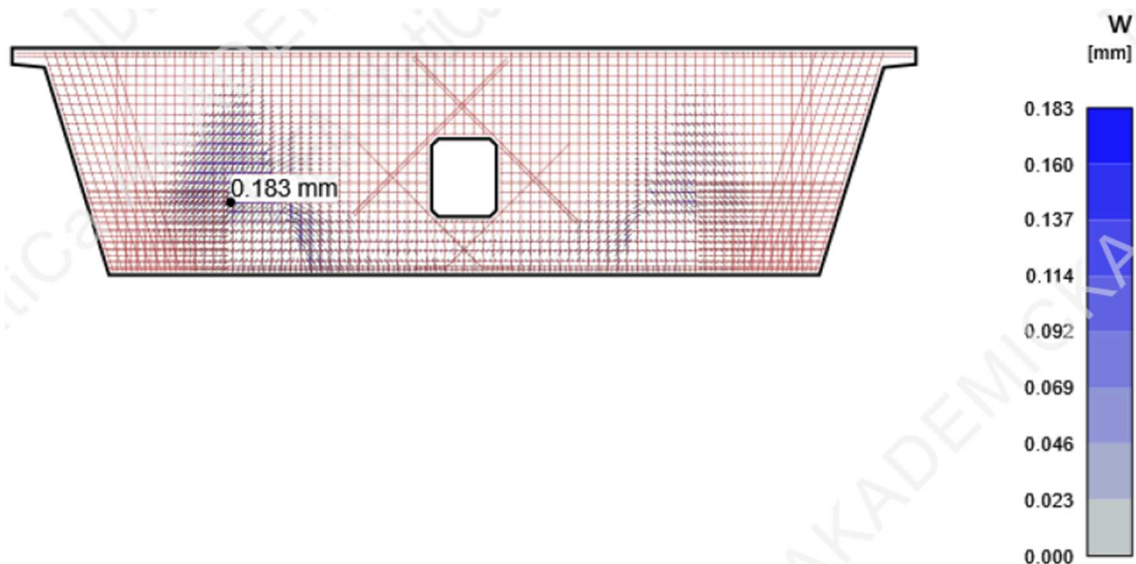


Obrázek 5.55: Posudek napětí v betonu v charakteristické kombinaci pro příčnick č. 4 výpočtem metodou CSFM



Obrázek 5.56: Posudek napětí ve výztuži v charakteristické kombinaci pro příčnick č. 4 výpočtem metodou CSFM

Tahovým napětím ve výztuži potom odpovídá také šířka trhlin. Největší trhlina, která by se měla vytvořit vlivem smyku v kombinaci Vz+Mx-QUA, má šířku 0,183 mm, tedy menší, než je limitní hodnota.



Obrázek 5.57: Šířka trhlin příčnicku č. 4 stanovená výpočtem metodou CSFM

5.3 Vyhodnocení jednotlivých typů příčníků

Na základě provedených analýz můžeme vyhodnotit jednotlivé typy příčníků jak z hlediska funkčního, tak z hlediska ekonomického (spotřeba betonu i výztuže). Analýza metodou CSFM ukázala, že výztuž navržená pomocí metody příhradové analogie je víceméně vyhovující – objevilo se sice pár drobných nedostatků v mezním stavu použitelnosti, ty jsem však jednotlivě vyhodnotil jako nevýznamné, popřípadě vhodnou drobnou úpravou snadno odstranitelné. Do celkového vyhodnocení je tedy počítáno s výztuží, která byla navržena v kapitole 5.1.4.

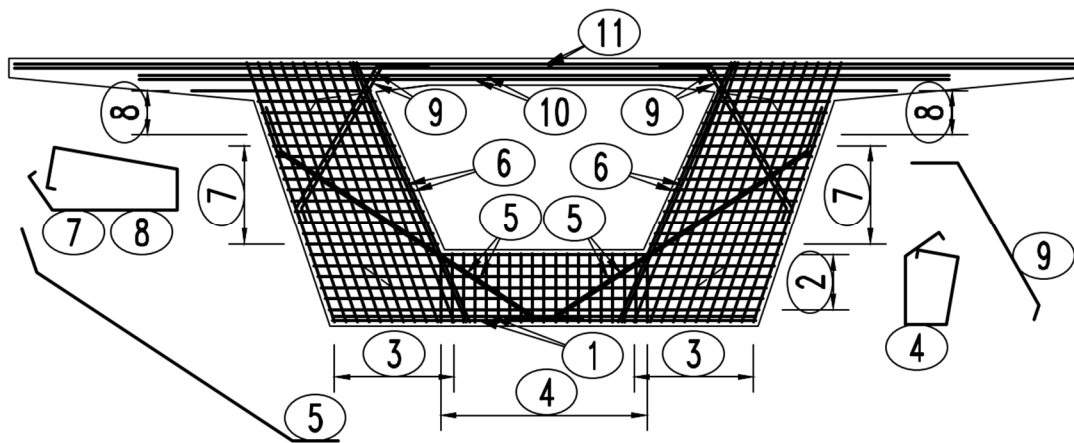
Tonáž navržené výztuže je vyhodnocena v následujících tabulkách pomocí jednotlivých vykázaných položek. Je důležité upozornit, že **výkazy výztuže zobrazují pouze navrženou hlavní nosnou výztuž**. Konstrukční ani jiná nosná výztuž (např. výztuž konzol komorového průřezu nutná pro přenesení působícího ohybového momentu) není v tabulkách a celkové hmotnosti zahrnuta. Výsledná spotřeba výztuže v celém příčnicku tak v reálu bude vyšší. Způsob a délka kotvení i stykování a s tím související tvary jednotlivých položek zohledněny jsou.

5.3.1 Výkazy výztuže

Výkaz výztuže příčnicku č. 1

Pol.	Profil [mm]	Délka [m]	ks.	celkem [m]
1	25	5.53	12	66.4
2	20	5.63	6	33.8
	20	5.73	6	34.4
	20	5.82	6	34.9
	20	5.92	6	35.5
	20	6.01	6	36.1
	20	6.11	6	36.7
3	22	3.58	132	472.6
4	28	3.05	57	173.7
5	32	5.20	24	124.8
6	28	3.70	24	88.8
7	28	4.69	6	28.1
	28	4.67	6	28.0
	28	4.65	6	27.9
	28	4.61	6	27.6
	28	4.59	6	27.5
	28	4.55	6	27.3
	28	4.53	6	27.2
	28	4.51	6	27.0
	28	4.47	6	26.8
	28	4.45	6	26.7
8	25	4.41	6	26.4
	25	4.39	6	26.3
	25	4.37	6	26.2
	25	4.33	6	26.0
	25	5.95	12	71.4
9	28	2.95	24	70.8
10	28	10.60	18	190.8
11	25	12.00	12	144.0
	25	3.29	12	39.5
Ocel	Profil [mm]	Celkem dl. dle profilu [m]	Hmotn. 1 m	Hmotn. dle profilu
B500B	14	0.0	1.208	0.0
	16	0.0	1.578	0.0
	20	211.3	2.466	521.1
	22	472.6	2.984	1410.1
	25	426.2	3.853	1642.2
	28	798.3	4.83	3858.9
	32	124.8	6.31	787.9
HMOTNOST CELKEM [kg]				8220

Tabulka 5.6: Výkaz výztuže příčnicku č. 1

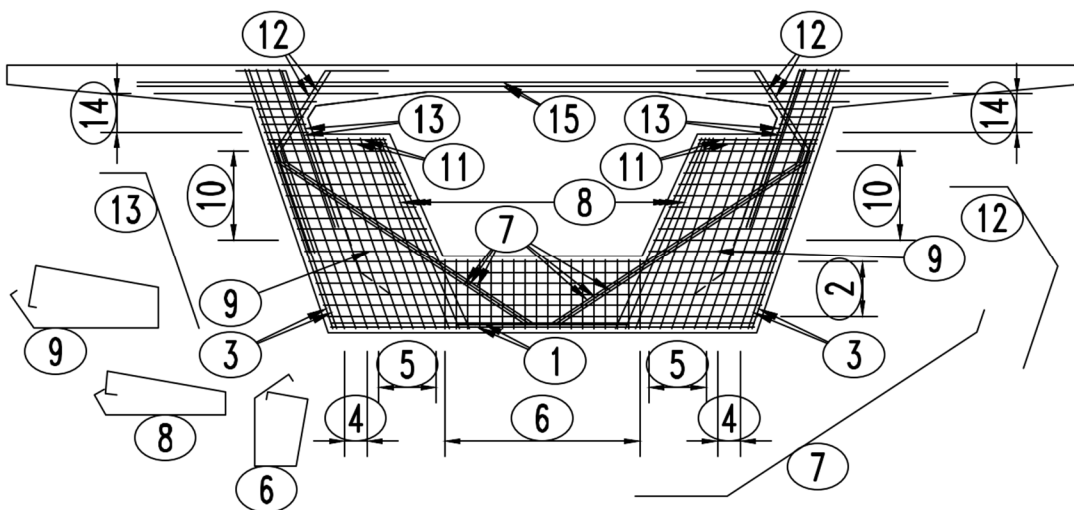


Obrázek 5.58: Výkaz výztuže příčniku č. 1

Výkaz výztuže příčnicku č. 2

Pol.	Profil [mm]	Délka [m]	ks.	celkem [m]
1	32	5.53	18	99.5
2	32	5.63	6	33.8
	32	5.73	6	34.4
	32	5.82	6	34.9
	32	5.92	6	35.5
	32	6.01	6	36.1
	32	6.11	6	36.7
3	28	3.58	36	128.9
4	20	3.58	36	128.9
5	25	2.62	72	188.6
6	20	3.58	108	386.6
7	32	5.40	54	291.6
8	28	2.67	54	144.2
9	28	4.21	14	59.0
10	25	4.67	6	28.0
	25	4.63	6	27.8
	25	4.59	6	27.5
	25	4.57	6	27.4
	25	4.53	6	27.2
	25	4.49	6	26.9
	25	4.47	6	26.8
	25	4.43	6	26.6
	25	4.39	6	26.3
11	25	3.88	28	108.8
12	32	3.39	24	81.4
13	28	2.75	36	99.0
14	20	2.41	18	43.3
	20	3.37	6	20.2
	20	7.13	6	42.8
15	28	10.60	18	190.8
Ocel	Profil [mm]	Celkem dl. dle profilu [m]	Hmotn. 1 m	Hmotn. dle profilu
B500B	14	0.0	1.208	0.0
	16	0.0	1.578	0.0
	20	621.8	2.466	1533.6
	22	0.0	2.984	0.0
	25	541.9	3.853	2088.2
	28	621.8	4.83	3005.7
	32	683.8	6.31	4317.2
HMOTNOST CELKEM [kg]				10945

Tabulka 5.7: Výkaz výztuže příčnicku č. 2

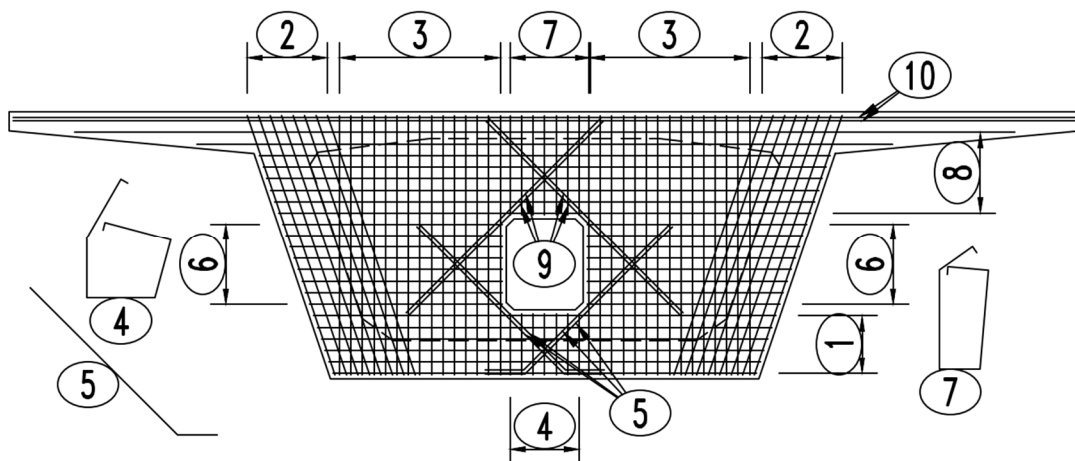


Obrázek 5.59: Výkaz výztuže příčnicku č. 2

Výkaz výztuže příčnicku č. 3

Pol.	Profil [mm]	Délka [m]	ks.	celkem [m]
1	22	5.53	9	49.8
	22	5.64	9	50.8
	22	5.74	9	51.7
	22	5.84	9	52.6
	22	5.94	9	53.5
	22	6.04	9	54.4
2	20	3.58	96	343.7
3	22	3.39	180	610.2
4	14	4.45	7	31.2
5	20	3.24	24	77.8
6	22	2.52	12	30.2
	22	2.57	12	30.8
	22	2.62	12	31.4
	22	2.67	12	32.0
	22	2.72	12	32.6
	22	2.77	12	33.2
	22	2.82	12	33.8
	22	2.88	12	34.6
7	20	4.38	3	13.1
8	20	6.69	6	40.1
	20	7.06	6	42.4
	20	7.16	6	43.0
	20	7.26	6	43.6
	20	7.37	6	44.2
	20	7.47	6	44.8
	20	9.09	6	54.5
	20	12.00	6	72.0
9	25	3.60	24	86.4
10	22	12.00	18	216.0
	22	3.08	18	55.4
Ocel	Profil [mm]	Celkem dl. dle profilu [m]	Hmotn. 1 m	Hmotn. dle profilu
B500B	14	31.2	1.208	37.6
	16	0.0	1.578	0.0
	20	819.2	2.466	2020.2
	22	1453.1	2.984	4336.0
	25	86.4	3.853	332.9
	28	0.0	4.83	0.0
	32	0.0	6.31	0.0
HMOTNOST CELKEM [kg]				6727

Tabulka 5.8: Výkaz výztuže příčnicku č. 3

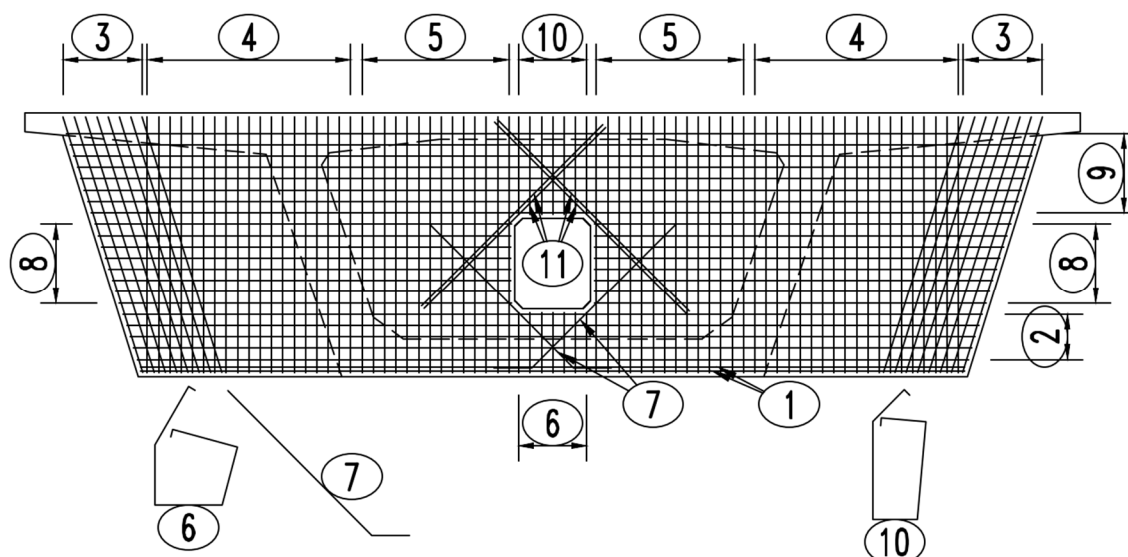


Obrázek 5.60: Výkaz výztuže příčnicku č. 3

Výkaz výztuže příčnicku č. 4

Pol.	Profil [mm]	Délka [m]	ks.	celkem [m]
1	32	10.93	18	196.7
2	28	11.02	9	99.2
	28	11.12	9	100.1
	28	11.21	9	100.9
	28	11.31	9	101.8
	28	11.40	9	102.6
3	14	3.55	32	113.6
4	22	3.39	228	772.9
5	16	3.39	84	284.8
6	14	4.45	7	31.2
7	20	3.20	18	57.6
8	16	5.24	4	21.0
	16	5.28	4	21.1
	16	5.33	4	21.3
	16	5.38	4	21.5
	16	5.43	4	21.7
	16	5.48	4	21.9
	16	5.52	4	22.1
9	16	12.00	18	216.0
	16	1.14	2	2.3
	16	1.24	2	2.5
	16	1.33	2	2.7
	16	1.42	2	2.8
	16	1.52	2	3.0
	16	1.61	2	3.2
	16	1.70	2	3.4
	16	1.80	2	3.6
10	16	4.56	14	63.8
11	22	3.40	24	81.6
Ocel	Profil [mm]	Celkem dl. dle profilu [m]	Hmotn. 1 m	Hmotn. dle profilu
B500B	14	144.8	1.208	174.9
	16	738.8	1.578	1166.0
	20	57.6	2.466	142.1
	22	854.5	2.984	2549.9
	25	0.0	3.853	0.0
	28	504.5	4.83	2438.8
	32	196.7	6.31	1242.1
HMOTNOST CELKEM [kg]				7714

Tabulka 5.9: Výkaz výztuže příčnicku č. 4



Obrázek 5.61: Výkaz výztuže příčnicku č. 4

5.3.2 Celkové vyhodnocení

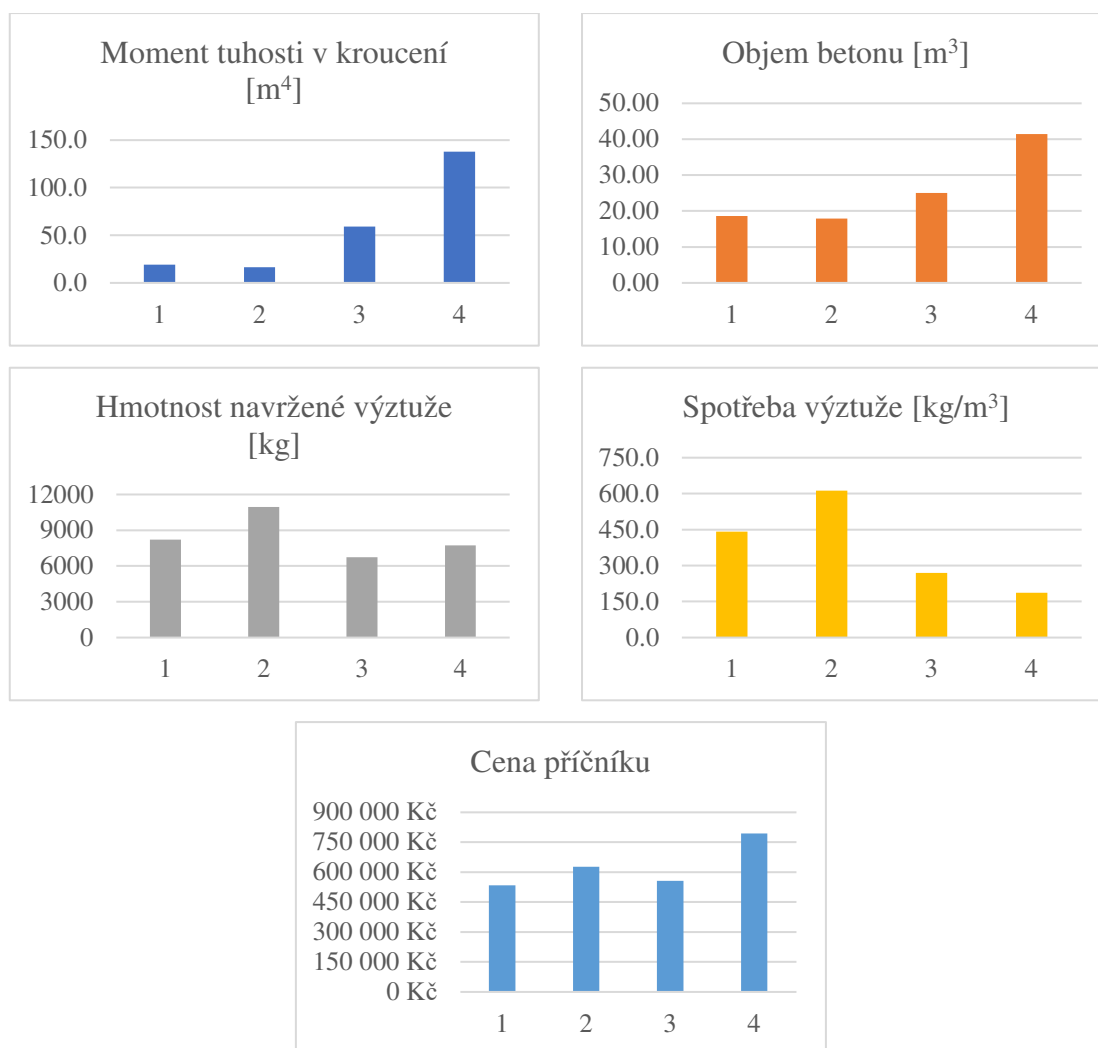
Celkové vyhodnocení bylo provedeno z hlediska tuhosti jednotlivých příčníků v kroucení, spotřeby jednotlivých materiálů i jejich specifických vlastností. Z výsledné spotřeby obou použitých materiálů (beton, výztuž) byla také stanovena výsledná orientační (pouze hlavní nosná výztuž) cena za provedení příčnicku. Cena byla stanovena na základě aktuálních jednotkových cen obou materiálů pomocí softwaru Aspe, jehož součástí je cenová soustava OTSKP pod patronací Ministerstva dopravy. Ke dni 6. ledna 2023 jsou tyto ceny následující:

- Mostní nosné deskové konstrukce ze železobetonu do C40/50: 12 200 Kč/m³
- Výztuž mostní deskové konstrukce z oceli 10505, B500B: 37 300 Kč/t

Všechny vlastnosti jsou shrnuty v následujících tabulkách a grafech a jsou vyhodnoceny jak v absolutních hodnotách, tak v procentuálních poměrech mezi sebou.

Příčnick č.	Moment tuhosti v kroucení	Objem betonu	Hmotnost navržené výztuže	Spotřeba výztuže	Cena příčnicku	Specifická vlastnost
	[m ⁴]	[m ³]	[kg]	[kg/m ³]	[Kč]	
1	19.3	18.63	8220	441.2	533 923 Kč	
2	16.6	17.87	10945	612.4	626 273 Kč	Využití posuvného systémového bednění pro betonáž horní desky komory.
3	59.1	25.03	6727	268.7	556 274 Kč	
4	137.7	41.39	7714	186.4	792 681 Kč	Zvýšení tuhosti v kroucení větší vzdáleností bodů podepření v příčném směru.

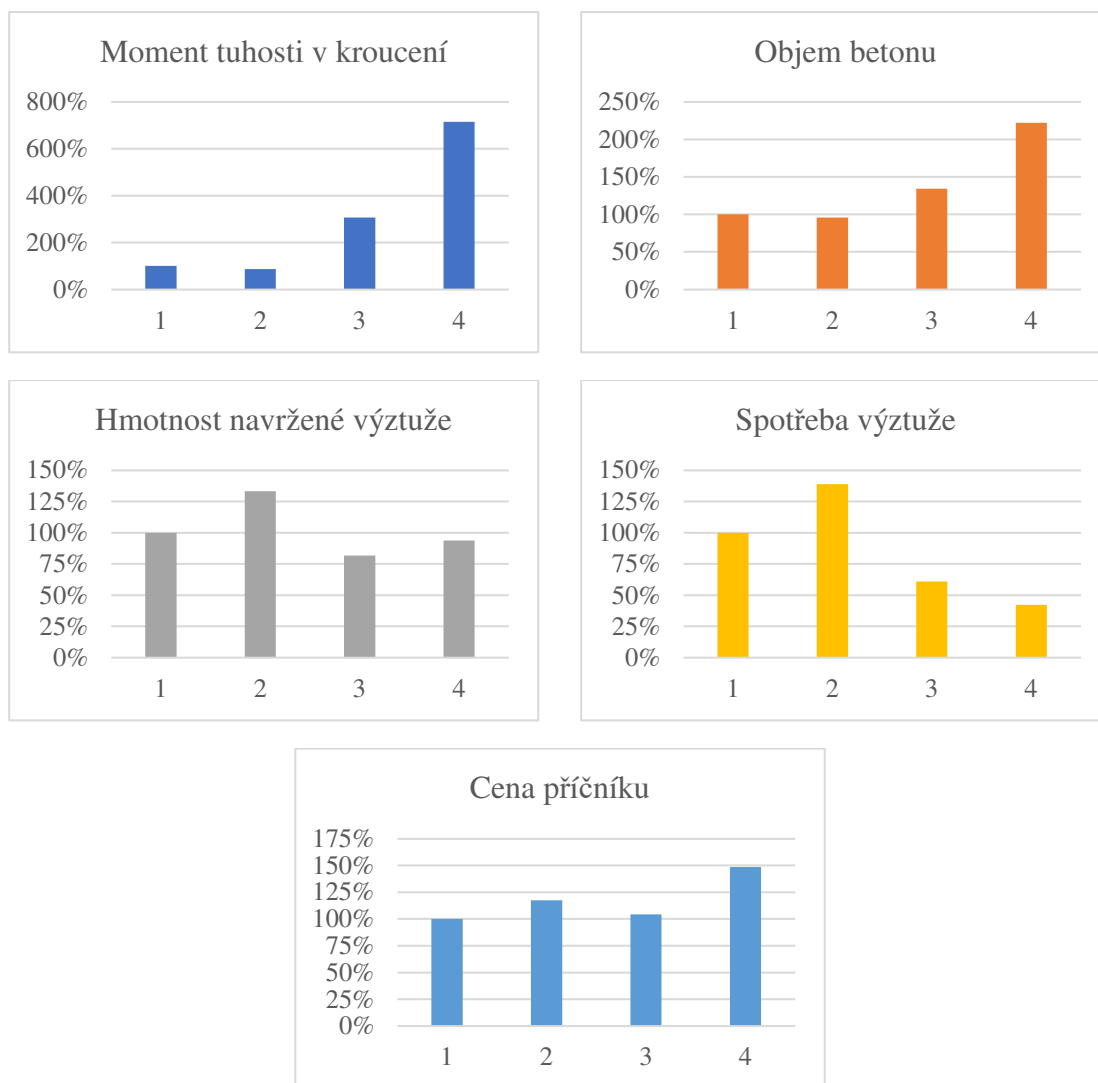
Tabulka 5.10: Vlastnosti jednotlivých příčnicků v absolutních hodnotách



Obrázek 5.62: Grafy vlastností jednotlivých příčnicků v absolutních hodnotách

Příčnick č.	Moment tuhosti v kroucení	Objem betonu	Hmotnost navržené výztuže	Spotřeba výztuže	Cena příčnicku
1	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %
2	86 %	96 %	133 %	139 %	117 %
3	307 %	134 %	82 %	61 %	104 %
4	715 %	222 %	94 %	42 %	148 %

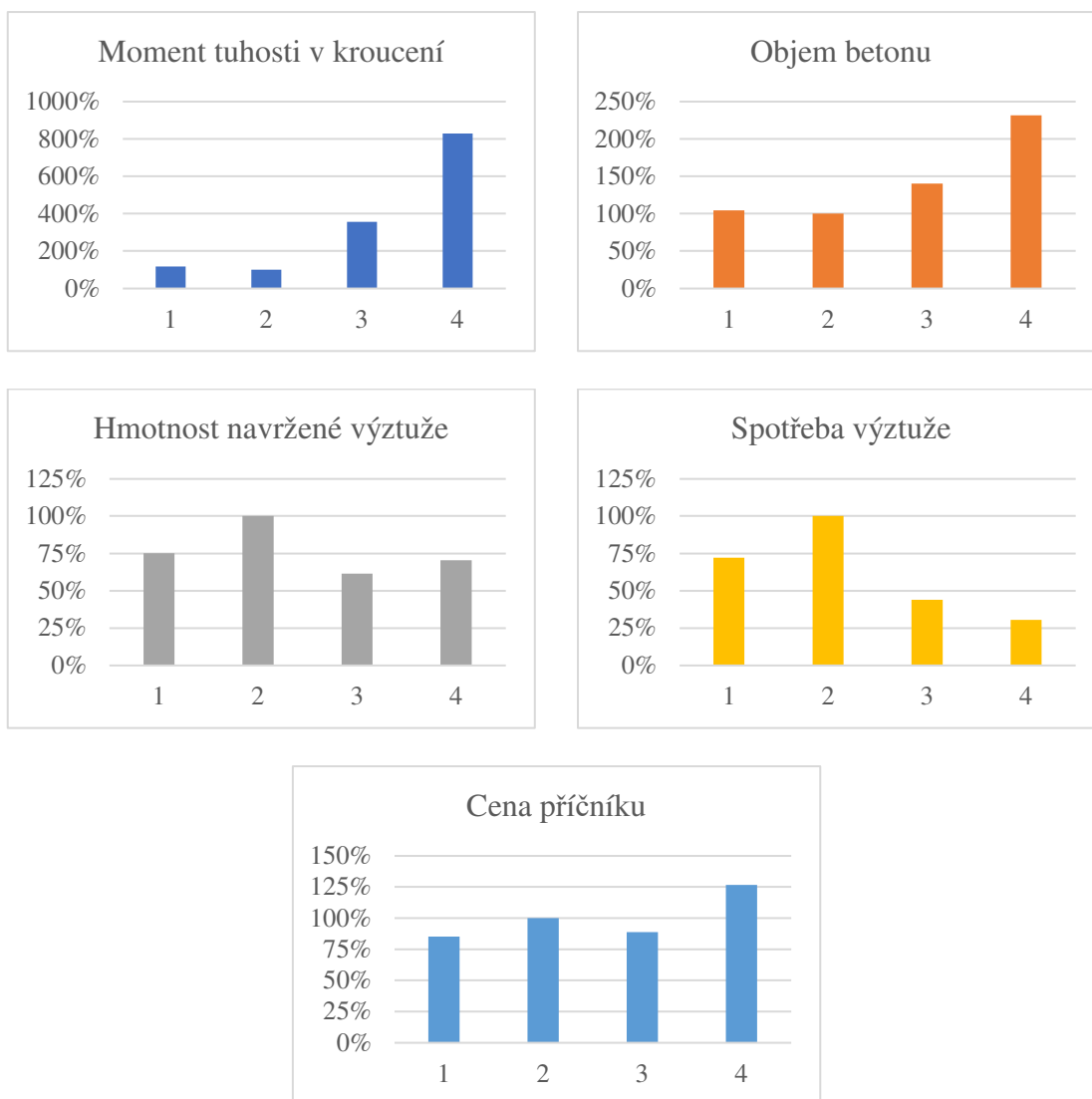
Tabulka 5.11: Procentuální poměry vlastností příčnicků vzhledem k vlastnostem příčnicku č. 1



Obrázek 5.63: Grafy procentuálních poměrů vlastností příčnicků vzhledem k vlastnostem příčnicku č. 1

Příčník č.	Moment tuhosti v kroucení	Objem betonu	Hmotnost navržené výztuže	Spotřeba výztuže	Cena příčníku
1	116 %	104 %	75 %	72 %	85 %
2	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %
3	356 %	140 %	61 %	44 %	89 %
4	829 %	232 %	70 %	30 %	127 %

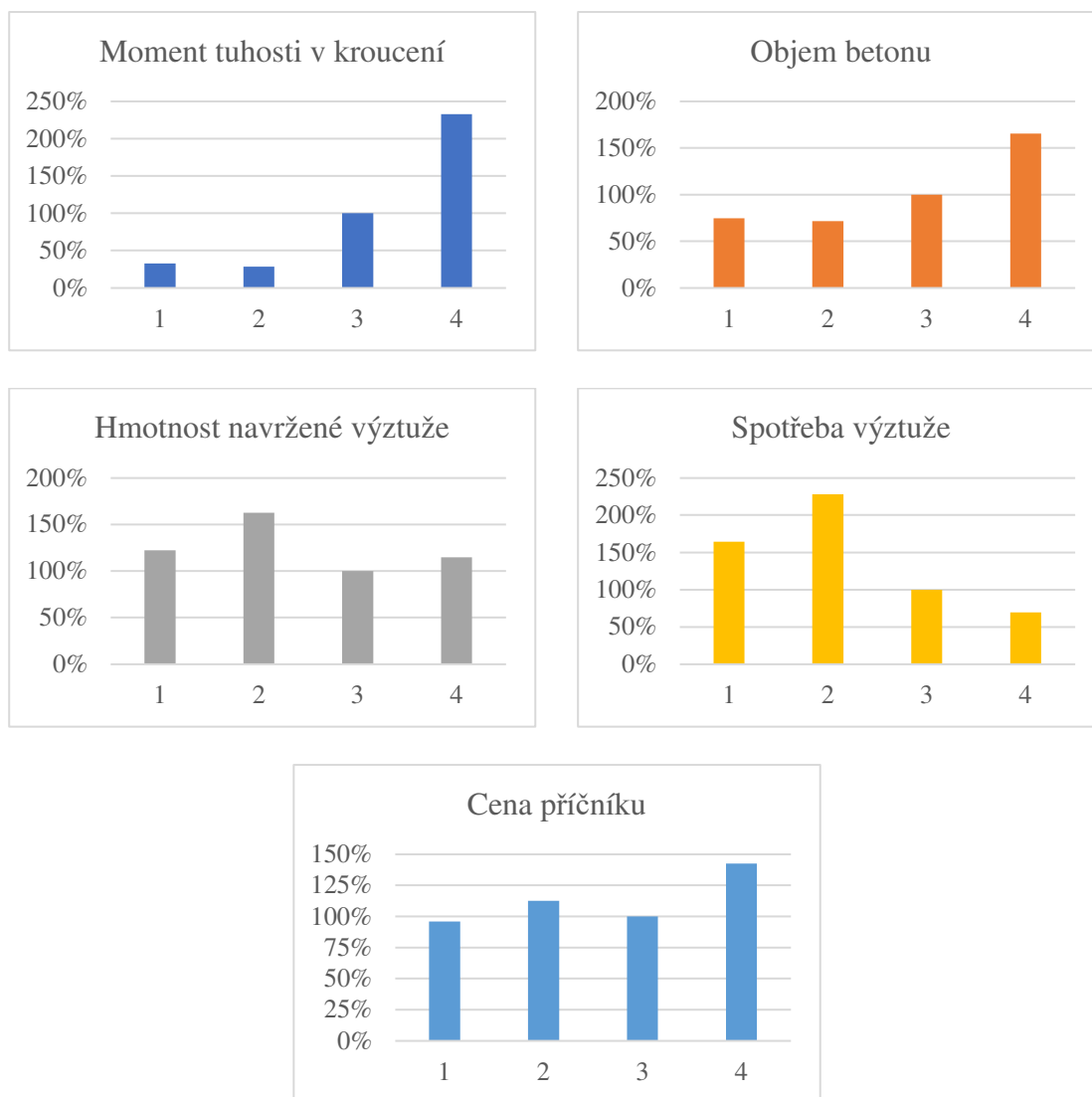
Tabulka 5.12: Procentuální poměry vlastností příčníků vzhledem k vlastnostem příčníku č. 2



Obrázek 5.64: Grafy procentuálních poměrů vlastností příčníků vzhledem k vlastnostem příčníku č. 2

Příčnick č.	Moment tuhosti v kroucení	Objem betonu	Hmotnost navržené výztuže	Spotřeba výztuže	Cena příčnicku
1	33 %	74 %	122 %	164 %	96 %
2	28 %	71 %	163 %	228 %	113 %
3	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %
4	233 %	165 %	115 %	69 %	142 %

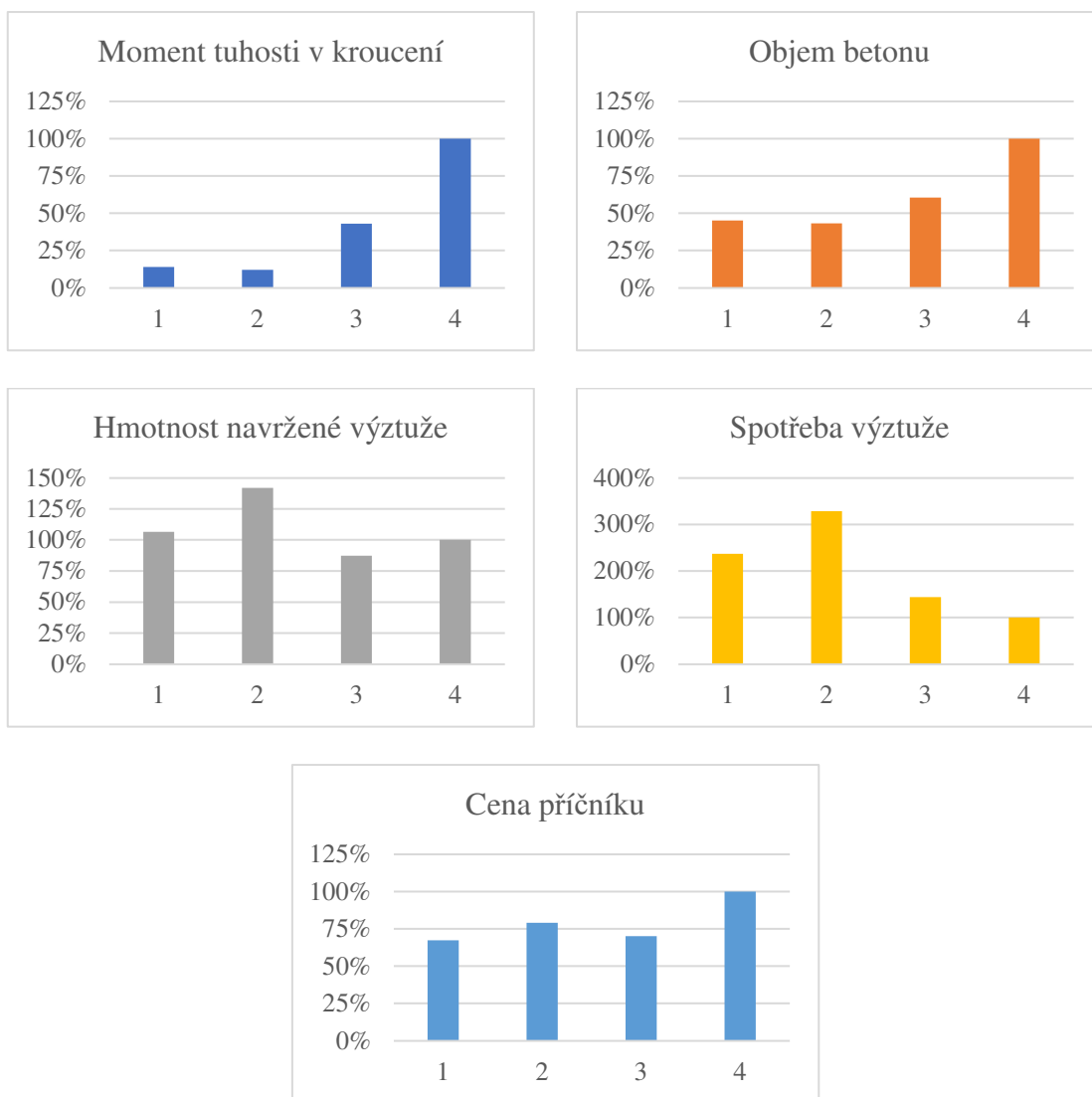
Tabulka 5.13: Procentuální poměry vlastností příčnicků vzhledem k vlastnostem příčnicku č. 3



Obrázek 5.65: Grafy procentuálních poměrů vlastností příčnicků vzhledem k vlastnostem příčnicku č. 3

Příčník č.	Moment tuhosti v kroucení	Objem betonu	Hmotnost navržené výztuže	Spotřeba výztuže	Cena příčníku
1	14 %	45 %	107 %	237 %	67 %
2	12 %	43 %	142 %	329 %	79 %
3	43 %	60 %	87 %	144 %	70 %
4	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %

Tabulka 5.14: Procentuální poměry vlastností příčníků vzhledem k vlastnostem příčníku č. 4



Obrázek 5.66: Grafy procentuálních poměrů vlastností příčníků vzhledem k vlastnostem příčníku č. 4

6. Závěr

Nadpodporový příčník bývá v mostních konstrukcích projektován z několika důvodů. Přináší také významné změny chování konstrukce a možnost omezit často nekvantifikovatelné vlivy a chování betonových konstrukcí. Konstrukční typ (tvar příčného řezu) mostu, míra požadovaného ovlivnění chování a použitá technologie pro výstavbu mostu potom ovlivňuje návrh jeho tvaru. V praxi je navrhováno několik tvarově odlišných typů, z nichž každý tvarový typ je v závislosti na rozměrech konstrukce principiálně podobný, a proto jsou také tyto tvary díky historickým zkušenostem „vyzkoušené“. Podle tvaru a rozměrů (zejména poměru výšky a šířky) je potom při návrhu důležité odlišit dva různé způsoby namáhání a tím pádem také dva odlišné způsoby analýzy a návrhu příčníku.

Na základě těchto teoretických poznatků jsem v praktické části práce navrhl čtyři různé typy nadpodporových příčníků pro typický komorový most. Příčníky se tak shodují v rozměrech nosné konstrukce (výška, šířka, šířka komory) na kterou mohou být aplikovány. Pro každý z příčníků pak byla analyzována odezva a průběh toku a velikost vnitřních sil pomocí metody příhradové analogie **na teoretické zatěžovací stavy s účelem zjištění chování prvků na různé typy namáhání**. Na tyto zjištěné síly jsem navrhl vyztužení příčníků betonářskou výztuží a návrh následně ověřil s pomocí programu IDEA StatiCa Detail. Ukázalo se, že **metoda příhradové analogie je obecně dobrý nástroj pro návrh a posouzení mezního stavu únosnosti**. Nicméně zejména u příčníků s nižší tuhostí (příčník č. 1 a 2) se při ověřování návrhu druhou metodou ukázalo, že návrh **nemusí být dostatečný z hlediska mezního stavu použitelnosti**. Pro nevyhovující posudky (omezení napětí v betonu, omezení šířky trhlin) jsem obvykle dokázal navrhnout drobnou konstrukční úpravu pro jejich odstranění nebo odůvodnit jejich nižší závažnost, nicméně v obecném případě pro všechny příčníky bych se na tyto argumenty zřejmě raději nespoléhal. Metodu bych proto při návrhu příčníku doporučil pro „prvotní nástřel“, při detailnějším posuzování bych se však raději spolehnul na podrobnější výpočet, zejména u příčníků s nižší tuhostí.

Po analýze a návrhu výztuže jsem příčníky vyhodnotil z hlediska spotřeby materiálů, a tedy celkové ceny jejich provedení. Dle očekávání se ukázalo, že **s rostoucí tuhostí každého z příčníků klesá spotřeba výztuže vzhledem k množství**

spotřebovaného betonu. Příčnick č. 2 sice umožňuje využít speciální technologii, která celkově urychlí výstavbu, touto úpravou geometrie však velmi vysokou měrou zvýšíme nutnou spotřebu jeho vyztužení a je otázkou, zda by tato úprava měla vůbec ekonomický smysl. Cena provedení je vyšší pouze u příčnicku č. 4, který ale vykazuje více než osmkrát vyšší tuhost a bývá využíván ve specifických a ojedinělých případech. Osobně se mi na základě vyvozených výsledků jeví jako **nejvýhodnější pro použití příčnick č. 3** (vyplnění celého prostoru komory s výjimkou průlezného otvoru). Spotřeba materiálů se jeví jako optimální (nejnižší hmotnost vykázané výztuže) a jeho výsledná cena je jen o něco málo vyšší než příčnick č. 1, který se však vyznačuje třikrát nižší tuhostí. Z uvedených výsledků analýzy také vyplývá, že návrh výztuže je vyhovující, ekonomický a zároveň bezpečný. Navíc není tzv. „na hraně“, jako např. u příčnicků č. 1 a 2. U zkušenějších projektantů a mostních inženýrů by tak nemuselo být nutné takové příčnicky v praxi detailně analyzovat a výztuž navrhnout spíš „pocitově“ a na základě svých zkušeností. **Nejdůležitějším kritériem pro volbu typu příčnicku by však měla být jejich tuhost a míra ovlivnění globální analýzy celé konstrukce,** která může být vyžadována nižší i vyšší, např. v závislosti na místě použití (v místě uložení na koncové opěry nebo na mezilehlé pilíře).

Literatura

- [1] BOBEK, Lukáš, Petra KOMÁRKOVÁ, Lukáš JUŘÍČEK, Jaromír KABELÁČ a Michal ČÍHAL. Posuzování předpjatých příčníků a zhlaví pilířů. *Silnice železnice*. Konstrukce media, 2022, **2022**(3), 76–79. ISSN 1801-822X.
- [2] FRANKOTA, Karel, Eduard CIRMON a David KNOLL. Nuselský most X 676 – výměna mostních závěrů. In: *Silnice železnice* [online]. Starobělská 1133/5, 700 30 Ostrava: KONSTRUKCE Media, 2002 - 2022, 5. 11. 2013 [cit. 2022-09-30]. Dostupné z: <http://old.silnice-zeleznice.cz/clanek/nuselsky-most-x-676-vymena-mostnich-zaveru/>
- [3] BAŽIL, Jan, Lukáš BOHÁČEK a Petr SOUČEK. Rekonstrukce segmentové estakády ve Slánské ulici v Praze. *Časopis Beton* [online]. 2001, 10. 9. 2021, **2021**(3) [cit. 2023-01-06]. Dostupné z: https://www.ebeton.cz/clanky/2021_3_36_rekonstrukce-segmentove-estakady-ve-slanske-ulici-v-praze/
- [4] VESECKÝ, Jan a Lukáš VRÁBLÍK. 133B04K – Betonové konstrukce 4K: Účinky krouťícího momentu a posouvající síly. Praha, 2021.
- [5] ČSN EN 1992-1-1 ed. 2: Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. 88406. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.
- [6] ŠINDLER, Daniel a Vladislav HRDOUŠEK. Napjatost v kotevních oblastech předpínací výztuže. *Konstrukce* [online]. 2008, **2008**(2) [cit. 2022-10-15]. Dostupné z: <http://old.konstrukce.cz/clanek/napjatost-v-kotevnich-oblastech-predpinaci-vyztuze/>
- [7] IDEA Statica CZ, 2022, *Posouzení příčně předepnutého mostního příčniku*, YouTube video. [2022-10-14]. Dostupné z: https://www.youtube.com/watch?v=TACRfuaQ5-A&list=PLmf2_CPaLQ993fzDljwuQSjIVgrWILwit&index=44
- [8] ČSN EN 1992-2: Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady. 77901. Praha: Český normalizační institut, 2007
- [9] Basic assumptions of Compatible Stress Field Method (CSFM). *Idea Statica* [online]. 2009 [cit. 2022-10-14]. Dostupné z: <https://www.ideastatica.com/support-center/basic-assumptions-of-compatible-stress-field-method-csfm>
- [10] SEMRÁD, Karel. *Optimalizační metoda pro automatický návrh výztuže železobetonových prvků*. Praha, 2011. Disertační práce.

Seznam obrázků

Obrázek 2.1: Příklad nadpodporového příčnicku deskové konstrukce (most ev. č. 193 - 022b v Horšovském Týně).....	6
Obrázek 2.2: Příklad nadpodporového příčnicku trémového mostu (most Y-502 v Praze; 1. HPM, 5. 10. 2021, Kaštánková Jitka, Ing.).....	7
Obrázek 2.3: Příklad nadpodporového příčnicku trémového mostu	8
Obrázek 2.4: Statická schémata způsobů uložení příčnicků trémových mostů.....	8
Obrázek 2.5: Trhliny příčnicku mostu D11-040..3 (HPM 28. 11. 2017, Drahorád Michal, Ing.).....	9
Obrázek 3.1: Nuselský most - vzorový příčný řez [2].....	11
Obrázek 3.2: Příklad nadpodporového příčnicku komorového mostu	12
Obrázek 3.3: Příklad nadpodporového příčnicku komorového mostu – tvar zárodku mostu budovaného letmou betonáží	13
Obrázek 3.4: Způsoby postupu betonáže příčného řezu komorového mostu	13
Obrázek 3.5: Příklad nadpodporového příčnicku komorového mostu	14
Obrázek 3.6: Příklad příčnicku komorového mostu s průlezným otvorem.....	14
Obrázek 3.7: Příklad využití příčného předpětí v nadpodporovém příčnicku [3]	15
Obrázek 4.1: Obdélníkové rozdělení napětí v betonu po výšce průřezu [5].....	17
Obrázek 4.2: Obálky průběhu momentů na různě podepřených nosnících	18
Obrázek 4.3: Stanovení napětí a sil pod působící osamělou silou [6]	19
Obrázek 4.4: Ukázka lineárního modelu pro návrh příčnicku [7].....	20
Obrázek 4.5: Příhradový model pro ztužidlo s průlezným otvorem zatížené vodorovným smykem dle EC2 [8]	20
Obrázek 4.6: Příhradový model pro ztužidlo s průlezným otvorem zatížené kroučícím momentem dle EC2 [8].....	21
Obrázek 4.7: Základní předpoklady metody CSFM [9]	23

Obrázek 4.8: Schéma zatížení nadpodporového příčnicku	24
Obrázek 4.9: Trajektorie hlavních napětí v místě podepření konstrukce v podélném směru [7]	24
Obrázek 5.1: Příčný řez vyšetřované konstrukce	25
Obrázek 5.2: Příčník č. 1	26
Obrázek 5.3: Příčník č. 2	26
Obrázek 5.4: Příčník č. 3	26
Obrázek 5.5: Příčník č. 4	27
Obrázek 5.6: Zatížení V_z pro analýzu metodou příhradové analogie	28
Obrázek 5.7: Zatížení M_x pro analýzu metodou příhradové analogie.....	29
Obrázek 5.8: Tok napětí v příčnicku č. 1 od V_z	29
Obrázek 5.9: Tok napětí v příčnicku č. 2 od V_z	29
Obrázek 5.10: Tok napětí v příčnicku č. 3 od V_z	30
Obrázek 5.11: Tok napětí v příčnicku č. 4 od V_z	30
Obrázek 5.12: Tok napětí v příčnicku č. 1 od M_x	30
Obrázek 5.13: Tok napětí v příčnicku č. 2 od M_x	30
Obrázek 5.14: Tok napětí v příčnicku č. 3 od M_x	31
Obrázek 5.15: Tok napětí v příčnicku č. 4 od M_x	31
Obrázek 5.16: Tok napětí v příčnicku č. 1 od interakce $V_z + M_x$	31
Obrázek 5.17: Tok napětí v příčnicku č. 2 od interakce $V_z + M_x$	31
Obrázek 5.18: Tok napětí v příčnicku č. 3 od interakce $V_z + M_x$	32
Obrázek 5.19: Tok napětí v příčnicku č. 4 od interakce $V_z + M_x$	32
Obrázek 5.20: Příhradový model příčnicku č. 1 od zatížení V_z	32
Obrázek 5.21: Příhradový model příčnicku č. 2 od zatížení V_z	33
Obrázek 5.22: Příhradový model příčnicku č. 3 od zatížení V_z	33
Obrázek 5.23: Příhradový model příčnicku č. 4 od zatížení V_z	33

Obrázek 5.24: Příhradový model příčnicku č. 1 od zatížení M_x	34
Obrázek 5.25: Příhradový model příčnicku č. 2 od zatížení M_x	34
Obrázek 5.26: Příhradový model příčnicku č. 3 od zatížení M_x	34
Obrázek 5.27: Příhradový model příčnicku č. 4 od zatížení M_x	35
Obrázek 5.28: Příhradový model příčnicku č. 1 od zatížení $V_z + M_x$	35
Obrázek 5.29: Příhradový model příčnicku č. 2 od zatížení $V_z + M_x$	35
Obrázek 5.30: Příhradový model příčnicku č. 3 od zatížení $V_z + M_x$	36
Obrázek 5.31: Příhradový model příčnicku č. 4 od zatížení $V_z + M_x$	36
Obrázek 5.32: Návrh výztuže příčnicku č. 1	38
Obrázek 5.33: Návrh výztuže příčnicku č. 2	40
Obrázek 5.34: Návrh výztuže příčnicku č. 3	42
Obrázek 5.35: Návrh výztuže příčnicku č. 4	43
Obrázek 5.36: Zatížení V_z pro analýzu metodou CSFM	44
Obrázek 5.37: Zatížení M_x pro analýzu metodou CSFM	44
Obrázek 5.38: Poměr napětí/pevnost betonu pro příčnick č. 1 určený výpočtem metodou CSFM.....	46
Obrázek 5.39: Poměr napětí/pevnost výztuže pro příčnick č. 1 určený výpočtem metodou CSFM.....	46
Obrázek 5.40: Posudek napětí v betonu v charakteristické kombinaci pro příčnick č. 1 výpočtem metodou CSFM	47
Obrázek 5.41: Posudek napětí ve výztuži v charakteristické kombinaci pro příčnick č. 1 výpočtem metodou CSFM	47
Obrázek 5.42: Šířka trhlin příčnicku č. 1 stanovená výpočtem metodou CSFM	48
Obrázek 5.43: Poměr napětí/pevnost betonu pro příčnick č. 2 určený výpočtem metodou CSFM.....	49
Obrázek 5.44: Poměr napětí/pevnost výztuže pro příčnick č. 2 určený výpočtem metodou CSFM.....	49

Obrázek 5.45: Posudek napětí v betonu v charakteristické kombinaci pro příčnick č. 2 výpočtem metodou CSFM	50
Obrázek 5.46: Posudek napětí ve výztuži v charakteristické kombinaci pro příčnick č. 2 výpočtem metodou CSFM	50
Obrázek 5.47: Šířka trhlin příčnicku č. 2 stanovená výpočtem metodou CSFM.....	51
Obrázek 5.48: Poměr napětí/pevnost betonu pro příčnick č. 3 určený výpočtem metodou CSFM	51
Obrázek 5.49: Poměr napětí/pevnost výztuže pro příčnick č. 3 určený výpočtem metodou CSFM	52
Obrázek 5.50: Posudek napětí v betonu v charakteristické kombinaci pro příčnick č. 3 výpočtem metodou CSFM	52
Obrázek 5.51: Posudek napětí ve výztuži v charakteristické kombinaci pro příčnick č. 3 výpočtem metodou CSFM	53
Obrázek 5.52: Šířka trhlin příčnicku č. 3 stanovená výpočtem metodou CSFM.....	53
Obrázek 5.53: Poměr napětí/pevnost betonu pro příčnick č. 4 určený výpočtem metodou CSFM	54
Obrázek 5.54: Poměr napětí/pevnost výztuže pro příčnick č. 4 určený výpočtem metodou CSFM	54
Obrázek 5.55: Posudek napětí v betonu v charakteristické kombinaci pro příčnick č. 4 výpočtem metodou CSFM	55
Obrázek 5.56: Posudek napětí ve výztuži v charakteristické kombinaci pro příčnick č. 4 výpočtem metodou CSFM	55
Obrázek 5.57: Šířka trhlin příčnicku č. 4 stanovená výpočtem metodou CSFM.....	56
Obrázek 5.58: Výkaz výztuže příčnicku č. 1	58
Obrázek 5.59: Výkaz výztuže příčnicku č. 2	60
Obrázek 5.60: Výkaz výztuže příčnicku č. 3	62
Obrázek 5.61: Výkaz výztuže příčnicku č. 4	64
Obrázek 5.62: Grafy vlastností jednotlivých příčnicků v absolutních hodnotách	65

Obrázek 5.63: Grafy procentuálních poměrů vlastností příčníků vzhledem k vlastnostem příčnicku č. 1	66
Obrázek 5.64: Grafy procentuálních poměrů vlastností příčníků vzhledem k vlastnostem příčnicku č. 2	67
Obrázek 5.65: Grafy procentuálních poměrů vlastností příčníků vzhledem k vlastnostem příčnicku č. 3	68
Obrázek 5.66: Grafy procentuálních poměrů vlastností příčníků vzhledem k vlastnostem příčnicku č. 4	69

Seznam tabulek

Tabulka 5.1: Návrh výztuže příčnicku č. 1	38
Tabulka 5.2: Návrh výztuže příčnicku č. 2	40
Tabulka 5.3: Návrh výztuže příčnicku č. 3	41
Tabulka 5.4: Návrh výztuže příčnicku č. 4	43
Tabulka 5.5: Kombinace zatížení pro analýzu CSFM	45
Tabulka 5.6: Výkaz výztuže příčnicku č. 1	57
Tabulka 5.7: Výkaz výztuže příčnicku č. 2	59
Tabulka 5.8: Výkaz výztuže příčnicku č. 3	61
Tabulka 5.9: Výkaz výztuže příčnicku č. 4	63
Tabulka 5.10: Vlastnosti jednotlivých příčnicků v absolutních hodnotách	65
Tabulka 5.11: Procentuální poměry vlastností příčnicků vzhledem k vlastnostem příčnicku č. 1	66
Tabulka 5.12: Procentuální poměry vlastností příčnicků vzhledem k vlastnostem příčnicku č. 2	67
Tabulka 5.13: Procentuální poměry vlastností příčnicků vzhledem k vlastnostem příčnicku č. 3	68
Tabulka 5.14: Procentuální poměry vlastností příčnicků vzhledem k vlastnostem příčnicku č. 4	69