

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ
FAKULTA STAVEBNÍ
Katedra konstrukcí pozemních staveb



BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Metody zesilování zděných konstrukcí a
jejich aplikace na vybraný objekt

Michael Balík
2018

Vedoucí bakalářské práce: Ing. Aneta Maroušková

Prohlášení autora

Prohlašuji, že jsem předkládanou bakalářskou práci vypracoval samostatně pouze s použitím pramenů a literatury uvedených v seznamu citované literatury.

V Praze 2018

.....

Michael Balík

Poděkování

Děkuji Ing. Anetě Marouškové za odborné vedení a pomoc při tvoření mé bakalářské práce. Dále děkuji panu Tomáši Tondrovi za umožnění vstupu na zámeček Brnky, Mateje Fabečíc za pomoc se sháněním podkladů a podporu. A hlavně děkuji rodině a za trpělivost, zázemí a oporu po dobu mé práce.



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Balík Jméno: Michael Osobní číslo: 440820
Zadávající katedra: Katedra konstrukcí pozemních staveb
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Metody zesilování zděných konstrukcí a jejich aplikace na vybraný objekt
Název bakalářské práce anglicky: Masonry Structures Strengthening Methods and their Application for Chosen Building
Pokyny pro vypracování:
Zhodnocení sanačních metod používaných pro zesílení a stabilizaci zděných konstrukcí - rešerše současného stavu poznání
Zpracování základního stavebně technického průzkumu vybraného objektu včetně schémat se zakreslením zjištěných poruch
Pořízení fotodokumentace objektu a poruch
Analýza možných příčin poruch
Statické posouzení zděných konstrukcí objektu - svislých a vodorovných
Doporučení konkrétního řešení vhodného pro zadaný objekt
Seznam doporučené literatury:
Poruchy a rekonstrukce zděných staveb, Solař
Stanovení zbytkové únosnosti zděných konstrukcí, Witzany a kol.
Zesílení zděných konstrukcí pomocí tkanin na bázi vysokopevnostních vláken, Witzany a kol.
Jméno vedoucího bakalářské práce: Ing. Aneta Maroušková
Datum zadání bakalářské práce: 15.2.2018 Termín odevzdání bakalářské práce: 27.5.2018
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku
marouškova Podpis vedoucího práce Maroušková Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jímých pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

15.2.2018
Datum převzetí zadání

Balík
Podpis studenta(ky)

Metody zesilování zděných konstrukcí a jejich aplikace na vybraný objekt

Bakalářská práce se zabývá metodami zesilování zděných konstrukcí se zvláštním zaměřením na FRP materiály a jejich následné použití na konkrétní objekt. První část práce se zabývá seznámením s tradičními metodami používaných pro zesilování a stabilizaci zděných konstrukcí, a také s FRP materiály a jejich použití v dané oblasti. V druhé části je zpracován stručný stavebně technický průzkum objektu zámeček Brnky. Jehož součástí jsou schémata se zakreslením poruch, fotodokumentace a analýza příčin poruch. V třetí části je provedeno několik statických výpočtů, porovnání výpočtových modelů a metod. Nakonec zkombinováním získaných znalostí je doporučeno vhodné řešení sanace zkoumaného objektu.

Klíčová slova:

Metody zesilování, FRP, průzkum, sanace, statické posouzení

Masonry structures strengthening methods and their application for chosen building

Bachelor thesis deals with masonry structures strengthening methods with special focus to FRP materials and their application for chosen building. The purpose of the first part of the thesis is to recognize the traditional methods used for strengthening and stabilization of masonry structures as well as FRP materials and their use in this field. The second part of the thesis consists of technical research of building castle Brnky. It contains photodocumentary, schematics with failures and analyses of their causes. Third part contains several static calculations, comparisons of computational models and methods. In the end gathered knowledge are used and fitting restoration solution for my building is proposed.

Keywords:

Strengthening methods, FRP, survey, restoration, static assessment

Obsah

ÚVOD	8
1. Svislé zděné konstrukce	9
1.1 Charakteristické poruchy svislých zděných konstrukcí	9
1.2 Zesilování nosných zděných stěn a pilířů	11
1.2.1 Hloubkové spárování.....	12
1.2.2 Přizdění (obezdění)	12
1.2.3 Obetonování železobetonem.....	13
1.2.4 Zesílení vyztuženou omítkou.....	14
1.2.5 Zesílení pomocí ocelové bandáže	15
1.2.6 Shrnutí.....	16
2 Zděné klenbové konstrukce	17
2.1 Charakteristické poruchy zděných kleneb	19
2.1.1 Příčiny poruch zděných kleneb	21
2.2 Metody zesilování a rekonstrukce zděných kleneb	22
2.2.1 Provedení klenbových pásů	22
2.2.2 Rubová železobetonová skořepina	23
2.2.3 Lícová železobetonová skořepina	24
2.2.4 Další způsoby sanace kleneb.....	24
3. FRP materiály	25
3.1 Druhy a struktura FRP	25
3.1.1 Vlastnosti matrice	26
3.1.1 Vlákná.....	28
3.2 Mechanické vlastnosti FRP	29
3.2.1 Tlakové vlastnosti.....	29
3.2.2 Smykové vlastnosti FRP pod tahovým napětím	29
3.2.3 Tahové vlastnosti	30
3.2.4 Koeficient tepelné roztažnosti	30
3.2.5 Odolnost pro únavě FRP materiálů.....	30
3.3 Použití při sanaci železobetonu.....	31
3.4 Zesilování zděných konstrukcí.....	32

3.4.1	Svislé konstrukce.....	33
3.4.2	Vodorovné konstrukce.....	34
3.5	Shrnutí FRP materiálů.....	36
4.	Stavebně technický průzkum objektu.....	37
4.1	Historická podoba objektu	38
4.2	Aktuální stav	39
4.3	Příčiny poruch.....	45
5.	Výpočtová část	48
5.1	Scia Engineer	48
5.1.1	Metoda konečných prvků	48
5.2	Porovnání výpočtových modelů klenby	49
5.3	Rozdíl namáhání zděného pilíře a stěny	56
5.4	Homogenní a heterogenní stěnový model klenby.....	64
5.5	Porovnání grafické metody a lineárního výpočtu	69
5.6	Posouzení stability meziokenního pilíře.....	74
6.	Návrh sanace.....	76
6.1	Sanace kleneb.....	77
6.2	Sanace pilíře	79
	ZÁVĚR	81
	SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY	83
	SEZNAM OBRÁZKŮ	85
	SEZNAM TABULEK	89

ÚVOD

Má bakalářská práce je zaměřena na metody zesilování zděných konstrukcí, zejména pak na použití FRP materiálů v této oblasti. Práce je z hlediska obsahu rozdělena na tři části. V první části se věnuji tradičním metodám zesilování zděných konstrukcí. Dotknu se zde typických poruch svislých a vodorovných zděných konstrukcí. Popíšu několik známých metod používaných při sanaci svislých zděných konstrukcí. Dále pak následuje stručný úvod do problematiky kleneb, jejich rozdělení a popis statického působení. I zde nabídnu několik druhů sanací. Na konci první části se dostanu k samotným FRP materiálům. Jejich zevrubný popis a také popis způsobů, jak se používají při sanacích svislých a vodorovných zděných konstrukcí.

Druhá část se zabývá zámečkem v obci Brnky, který jsem si vybral jako zkoumaný objekt. Jedná se o barokní stavbu s pozdní přístavbou. Mým úkolem je zde vyhotovit stručný stavebně technický průzkum a pořídit fotodokumentaci současného stavu. K lepšímu pochopení souvislostí je potřeba udělat schémata a zakreslit do nich poruchy. Jako podklad jsem měl stavebně historický průzkum [15] a později jsem našel několik historických fotek.

Hlavní částí mé práce je část třetí. Je to výpočtová část, ve které provedu několik porovnání a výpočtů. Zkoumám zde rozdíly mezi výpočtovými modely, odlišnosti ve výsledcích výpočtů v programu a ručního výpočtu pomocí grafické metody apod. Cílem je zjistit a uvědomit si rozdíly a slabosti jednotlivých výpočtových modelů a metod. Jednotlivé výpočty jsou popsány později.

V poslední čtvrté části zkombinuji získané znalosti a poznatky a pokusím se navrhnout vhodné řešení sanace na zkoumaném objektu pomocí FRP materiálů. Tento návrh bude schématický.

Cílem mé práce je seznámení čtenáře s problematikou zesilování zděných konstrukcí. Ukážu, jaké znalosti by člověk měl mít, a hlavně jak důležité je provést výpočet se správným modelem.

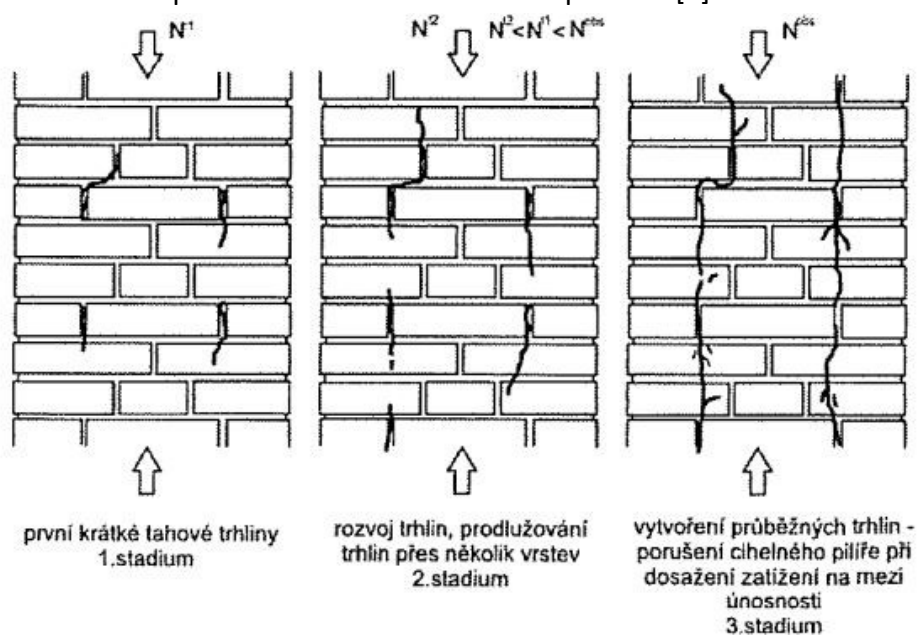
1. Svislé zděné konstrukce

Již v dobách románských se používalo kamenné zdivo na maltu vápennou. Bylo to v období postupného přechodu ze staveb dřevěných, roubených a srubových ke stavbám zděným a kamenným. Nejstarší zachované zdivo v Čechách pochází z 2. pol. 12. století a je v klášteře v Plasích. Nejvíce se zděné konstrukce začaly rozvíjet až na sklonku gotiky. Mezi svislé zděné konstrukce patří pilíře, sloupy a stěny.

1.1 Charakteristické poruchy svislých zděných konstrukcí

Nejčastějšími příčinami svislých zděných konstrukcí je nedostatečná kvalita a pevnost zdiva v tlaku. Tyto příčiny se projevují trhlinami, opadáváním povrchových vrstev a drcením. Únosnost zdiva a jeho kvalita závisí na několika faktorech. Zejména na kvalitě kusového staviva, spojovací malty a provedení zdiva. Zde především jde o pečlivé dodržení pravidel vazeb zdiva. Únosnost může být také ovlivněna působením degradačních procesů a zvýšené vlhkosti. [4]

Poruchy svislých nosných zděných konstrukcí jsou rozhodující vzhledem k zajištění mechanické odolnosti a stability celého systému, neboť hlavní statickou funkcí svislých zděných konstrukcí je přenos účinků svislých a vodorovných zatížení ze stropních konstrukcí přes základové konstrukce do podloží. [4]

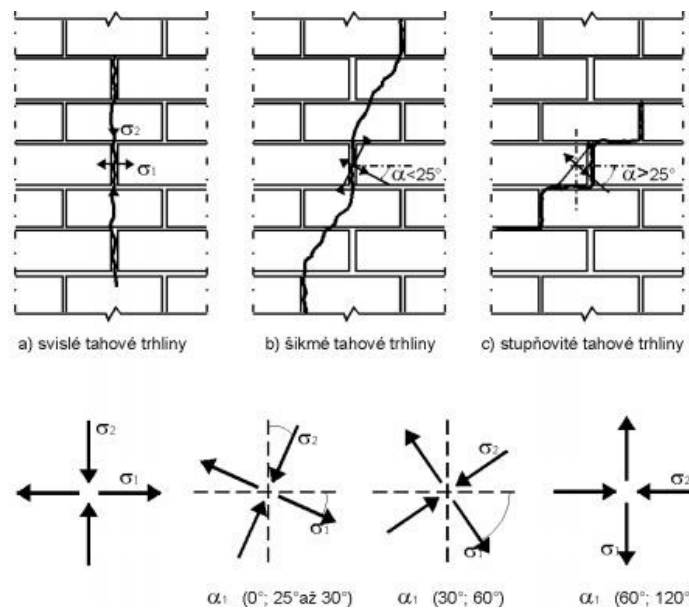


Obrázek 1 – Postupný rozvoj tahových trhlin a porušování zděného pilíře [4]

Trhliny jsou nejčastějším projevem mechanických poruch zdiva. Jejich vznik je zapříčiněn nedostatečnou únosností, degradací zdiva, v důsledku změny zatížení a dlouhodobým přetvářením. Směr trhlin je svislý, neboť se jedná o tahové trhliny, jež vznikají nejprve ve střední (vnitřní) třetině sloupu. Nejprve vznikají v této oblasti, neboť zde jsou největší hodnoty příčného přetvoření (ϵ_x). Trhliny nejdříve vznikají ve styčných spárách, resp. ve zdících prvcích, odkud se následně šíří kusovým stavivem nahoru i dolů. V okamžiku rozdělení tlačeneho zděného pilíře průběžnými svislými trhlinami na několik na menších „sloupků“ dochází k dosažení mezního stavu únosnosti daného pilíře. (viz Obr. 1) [3] [4]

Za vznik svislých tahových trhlin může kontrakce (stlačení) konstrukce, která je podpořena interakcí složek zdiva, konkrétně rozdílnými tahovými a tlakovými přetvořeními malty a kusového staviva (cihel). Zmíněná přetvoření jsou, při zatížení zdiva svislou normálovou silou, větší u malty než u staviva, ale stále zůstávají nižší než odpovídající přetvoření samotné malty, tj. bez spolupůsobení s kusovým stavivem. U malt s malou pevností je vzájemná adheze cihel a malty poměrně malá a při zatížení tlakem je malta ze spár vytlačována ven. U malt do 5 MPa vzájemná adheze malty a cihel zajišťuje jejich spolupůsobení a tím i shodné příčné přetvoření. Důsledkem jejich vzájemného spolupůsobení a je malta, jež má tendenci k většímu příčnému přetvoření, resp. je příčně „tlačena“. Cihly jsou v tomto případě příčně taženy a vzniku svislých trhlin v ložných spárách může předcházet vznik svislých trhlin v cihlách, které se porušují tahem. Malty s vysokou pevností (cementové malty, kde $R > 5 \text{ MPa}$) vyvolávají stejný princip, ale opačně. Cementové malty, které mají vyšší modul pružnosti a tím i vyšší tuhost a menší příčné přetvoření, přebírá příčná tahová napětí, která jsou způsobena cihlami, jež pak mají větší tendenci k příčnému přetvoření. Cihly jsou namáhány příčným „tlakem“ a skrze smyková napětí vyvozují tlak v maltě tah. Při rostoucím tlakovém napětí se pak zpravidla objevují první svislé tahové trhliny ve výplni ložných spár a teprve pak v cihlách. Celkový mechanismus porušení zdiva zahrnuje i materiálovou různorodost, rozložení napjatosti po průřezu zdiva, vliv kontaktních napětí. [3] [4]

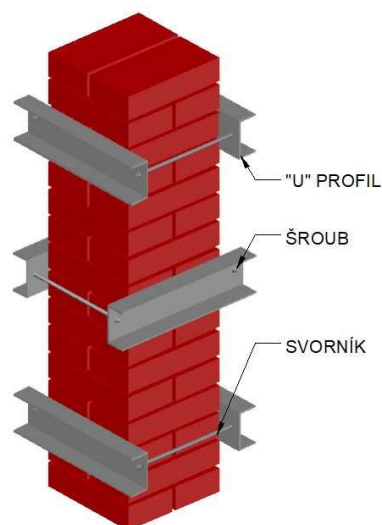
Přestože svislé tahové trhliny se objevují jako první, mohou se objevit i jiné typy trhlin. Například trhliny stupňovité, které postupně procházejí styčnými a ložnými spárami a mohou být i částečně šikmé ve směru hlavního napětí v tlaku. (viz Obr. 2) [4]



Obrázek 2- Souvislost hlavního napětí průběhu trhlin ve 4]

1.2 Zesilování nosných zděných stěn a pilířů

Pro zvýšení únosnosti v tlaku zděných stěn, sloupů a pilířů lze využít některý z následujících příkladů. Volba vhodného typu zesílení závisí na několika podmínkách. Mezi ně patří: stupeň a rozsah poškození, požadovaný účinek zesílení, požadavek na rychlost provedení a také na dispozičních možnostech okolí sloupu.



Obrázek 3– zesílení zděného sloupu pomocí válcovaných profilů „U“ [vytvořeno autorem]

Zesilování konstrukcí se může dělit na dočasné a trvalé. Mezi dočasné způsoby zesílení patří příčné stažení ocelovými válcovanými profily tvaru U, které jsou kladeny vzájemně proti sobě střídavě nad sebou ve vzdálenostech 400-600 mm a sešroubují se nosníky (viz Obr. 3). Metody trvalého zesílení jsou uvedeny dále. [3] [4]

1.2.1 Hloubkové spárování

Povrchové části bývají nejvíce narušeny, protože na ně působí nejen povětrnostní vlivy ale také možné jiné činiteli (např. agresivní prostředí). V těchto částech dochází k vypadávání malty ze spár a jednotlivé kusy staviva (cihly, tvárnice, kameny) se mohou uvolňovat. Tím se snižuje pevnost zdiva. Metodu hloubkového spárování je možné použít u všech typů zdiva a také veškerých konstrukčních prvků (stěny, sloupy, pilíře, klenby), pokud jejich původní spojovací malta je ve spárách rozrušena. [3]

Při hloubkovém spárování se používá tzv. „aktivovaná malta“. Normální malta by totiž nepřilnula pořádně k podkladu, smrštila by se a vlivem působení vody a mrazu by vypadal zase ven. Malta se mechanicky aktivuje s jemným pískem v aktivátoru (např. vrtulovém). Tento proces zvýší maltě viskozitu, na níž je závislá tekutost a přilnavost. Tato metoda se dá použít jako účinný doplněk injektáže zdiva, protože zpevněný líc neumožňuje vytékání injektážní směsi a poklesu tlaku. [3]

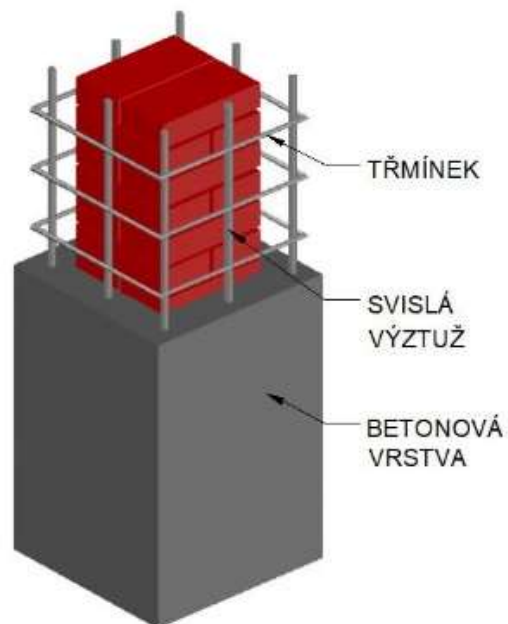
1.2.2 Přizdění (obezdění)

Tato metoda se používá v okamžicích, kdy je výhodné (a možné) přenést zvýšené, popř. změněné statické požadavky zvětšenou průřezovou plochou zděného prvku. Za změnou statických požadavků může stát uložení nosníků, výměna stropní konstrukce apod. K obezdění se používají např.: ostře pálené plné cihly, vápenopískové cihly, speciální betonové tvarovky a segmenty. Je velmi důležité nově provedené zdivo „provázat“ s původní zděnou konstrukcí. K tomuto účelu se použijí tzv. kapsy, popř. jiné kotevní prvky (např. ocelové pásy). Je doporučeno použití jemnozrnné cementové malty, protože tím zmenšíme počáteční nepružné stlačení (dotvarování) zesilující zděné vrstvy. Očištění povrchu původního zdiva je důležitý krok, stejně tak jo

odstranění omítky a vyčištění spáry do hloubky min. 20 mm. Nejdůležitější je ovšem správné provázání, tak aby došlo k účinnému spojení nového a původního zdiva. Dle potřeby je možné ložné spáry nového zdiva vyztužit vložení výztuže $\varnothing 6$ až $\varnothing 8$ do každé třetí až šesté spáry. [4]

1.2.3 Obetonování železobetonem

Obetonování se provádí z betonu nejméně třídy C 20/25 s výztuží tvořenou svislými pruty a vodorovnými třmínky (viz obr. 4) jejichž maximální vzdálenost nesmí být větší než 150 mm. Tloušťka betonové vrstvy se určí statickým výpočtem, stejně tak jako kvalita betonové směsi. Tloušťka vrstvy se pohybuje v rozmezí 50-150 mm.



Obrázek 4 – schéma obetonování železobetonem [Vytvořeno autorem]

Je velmi důležité navrhnout a provádět betonovou vrstvu tak, aby se omezilo její smršťování a následné dotvarování. Obě tyto vlastnosti mohou výrazně snížit její statickou funkci. Dále je potřeba dávat pozor na složení betonové směsi, její konzistenci a zajištění kotvení betonové vrstvy k původnímu, nyní zesilovanému, prvku příčnou kotevní výztuží. Dotvarování zesilující betonové vrstvy lze nadále snížit zvýšením vyztužení. Podle statického působení je třeba provést vhodný návrh úpravy v místě zhlaví a v patě zesilovaného prvku.

Kromě přibetonování zesilující vrstvy je také možné použití stříkaného betonu. Navrhuje se jedna někdy i dvě vrstvy výztužných sítí ukládaných postupně (obvykle do 60 až 80 mm jedna vrstva výztuže). To ovšem závisí na tloušťce zesilující vrstvy.

V případě obetonování zděných pilířů a stěn, zvláště pak u pilířů z kamenných kvádrů s tenkými ložnými spárami, je důležité dát si pozor na možné redistribuce normálových napětí (sil) vyvolané dotvarováním/dotlačením zesilující vrstvy). Je nutné proto výrazně omezit dotvarování vrstvy betonu. Omezení je možné dosáhnout vhodnou zrnitostí kameniva, použití směsi s nízkým vodním součinitelem a vyšším stupněm vyztužení zesilující vrstvy. [3] [4]

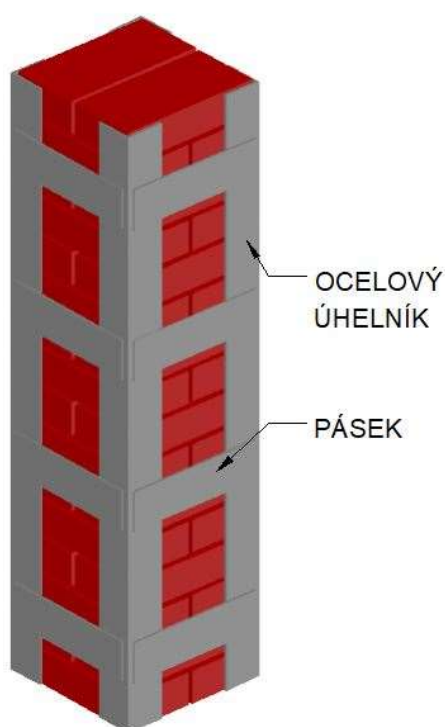
1.2.4 Zesílení vyztuženou omítkou

Tato metoda využívá příznivého účinku příčného vyztužení zděného prvku namáhaného tlakem. Správně navržená příčná výztuž je schopna přebírat tahové napětí, které působí v příčném směru a tím zabránit rozvoji tahových trhlin. Tyto trhliny předchází ztrátě únosnosti zděného prvku v tlaku. Jako výztuž se obvykle používají ocelové svařované sítě o $\varnothing 4-10$ mm pro příčné – vodorovné profily a $\varnothing 6-12$ mm pro profily podélné – svislé. Jako malty se používají kvalitní cementové malty, nebo je také možnost použití jemnozrnnějšího betonu s velikostí zrn kameniva do 8 mm. Omítka se může nanášet ručně, nebo torkretováním (považuje se za vhodnější způsob), při kvalitě nejméně C16/20. Torkretované vrstvy s nízkým vodním součinitelem je ($w < 0,5$) mají tu výhodu, že dosáhnou vysokých pevností, nízké míry dotvarování a smršťování (v důsledku vysychání). [3] [4]

Kotvení výztužných sítí je provedeno za použití ocelových spon $\varnothing 6-10$ mm, které jsou upevněny do vyvrtaných otvorů o $\varnothing 12-16$ mm. Tyto otvory jsou vyplněny polymercementovou nebo obyčejnou cementovou maltou. Způsob vyplnění je buď injektování nebo ruční pěchování. [3] [4]

1.2.5 Zesílení pomocí ocelové bandáže

Bandážování pilířů se provádí z důvodu, aby se zdivo v poškozeném pilíři (sloupu) nedostalo do 3. fáze (viz Obr.1). Bandážování se skládá z ocelových úhelníků a pásků z ploché oceli (viz obr. 5). Bandáž se provádí na kompletně očištěný, omítek zbavený sloup či pilíř. Ocelové úhelníky se umístí na hrany pilíře (sloupu) do cementové malty a jsou následně spojeny pásky v příčném směru. Osová vzdálenost mezi pásky nesmí být větší než menší z obou rozměrů průřezu pilíře, maximálně však 500 mm. Roznášecí objímky v hlavě a patě sloupy jsou zapotřebí pokud ocelové úhelníky jsou rovněž dimenzovány na přenos osových sil. Pro zajištění účinného spolupůsobení původního zdiva a ocelové bandáže, je třeba předepnout ocelové pásky. Předepnutí probíhá následovně. Pásky se na jedné straně přivaří k úhelníkům, následně se předehtřejí na 500-700 °C a poté se přivaří k úhelníkům na druhé straně. Poté co se pásky ochladí, vzniká v nich mírné předpětí, které je ovšem dostatečně velké na to, aby zajistilo spolupůsobení bandáže s původním zdivem. Pomocí ocelových klínů je možné předpětí ještě zvýšit. [3] [4]



Obrázek 5– schéma ocelové bandáže [Vytvořeno autorem]

Pokud už nějaké trhliny na sloupu (pilíři) jsou, tak se po důkladném vyčištění a vypláchnutí zainjektují. Ocelová bandáž má tu je výhodná v tom, že poskytuje okamžitou statickou účinnost a spolehlivost. Její největší nevýhoda spočívá v tom, že musí být chráněna proti požáru. Této ochrany se docílit dvěma způsoby:

- Obalení bandáže rabicovým pletivem, přes které se provede omítka, nebo torkretovaný beton, nebo protipožární nástřík či obklad
- Bandáž bude natřena ochranným nátěrem proti korozi a opatřena protipožárním obkladem (např. sádkartonových desek s požadovanou požární odolností) [3] [4]

1.2.6 Shrnutí

Všechny výše uvedené metody stabilizace pilíře se zakládají na těch stejných principech. Jedná se buď o ovinutí konstrukce, které zachycuje příčné deformace, nebo o zvětšení plochy průřezu sloupu, které umožní přenést větší zatížení. Z prvního principu je odvozena i metoda zesilování pilířů tzv. „wrapping“.

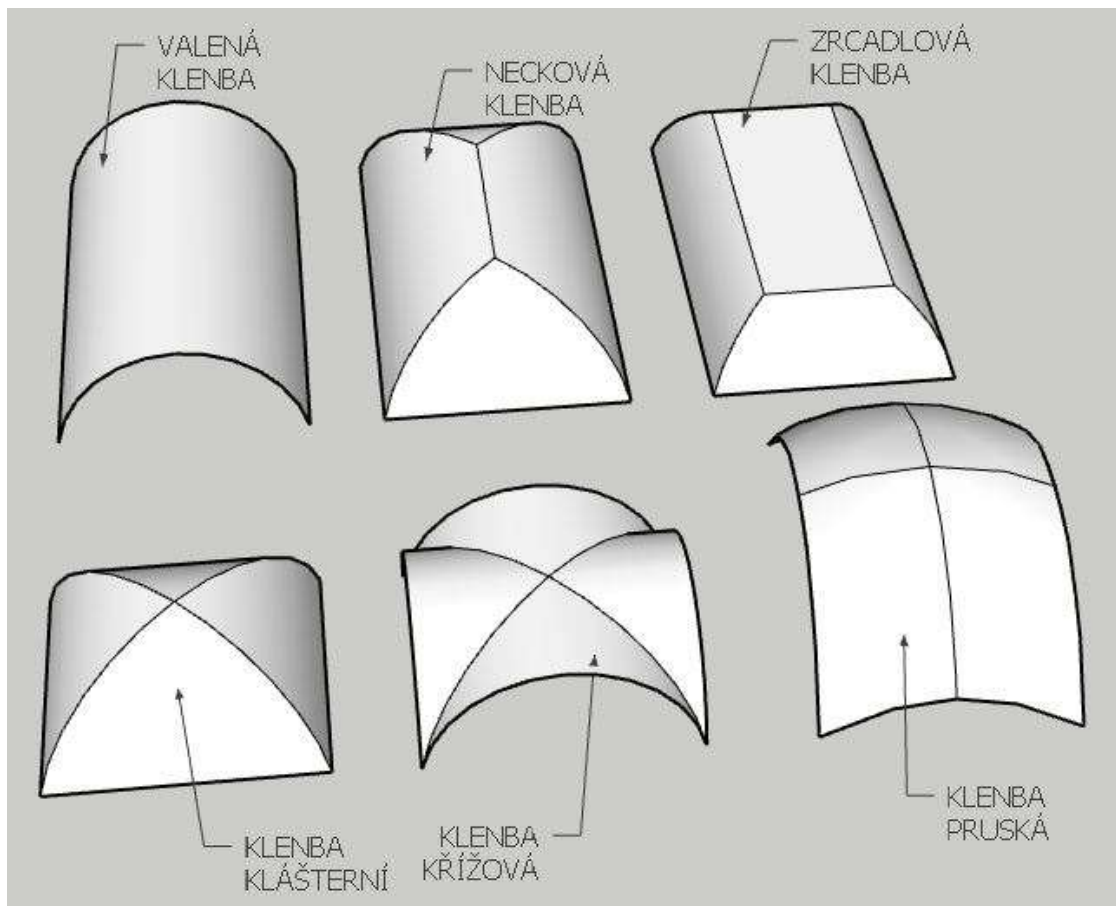
2 Zděné klenbové konstrukce

Zděné oblouky a valené klenby jsou přítomné na celém území Evropy. Po staletí se používaly v různých typech staveb, ať už šlo o monumentální stavby nebo o obytné budovy a mosty. Hlavní výhodou tohoto typu konstrukce je schopnost překlenutí větších rozpětí a přenos značného zatížení. [6]

Nejstaršími typy zděných kleneb jsou klenba valená a rovná (plochá). V historické architektuře a stavitelství od dob předrománských až do počátku 20. století byly valené klenby významným konstrukčním prvkem. Valená klenba získala svůj název od slova „valiti“, což znamená otáčet, přemísťovat a převracet kolem osy. Jeden z nejznámějších příkladů je valená klenba s plným obloukem, která se nachází nad hlavní lodí chrámů sv. Petra v Římě. Tato klenba má rozpon 29,9 m a byla realizována na konci 15. století. Tento typ klenby byl velmi často používán v renesanci a baroku. Valená klenba s plným obloukem se časem dočkala řady odvozených tvarů. Mezi ně patří např.: se stlačeným obloukem, převýšená s lomeným obloukem (gotickým), s parabolickým obloukem, segmentová, s klenebními žebry nebo pásy, segmentová do klenutých pásů, do ocelových nosníků, do pilířů, se stoupajícím obloukem, šroubová, kosoúhlá, kuželová, prstencová, polovalená, s lunetami a mnoho dalších. Na přelomu 19. a 20. století se hojně rozšířilo použití rovných (plochých) kleneb, které jsou odvozeny z valené klenby. Tyto klenby jsou provedeny z keramických zdících prvků a později z prostého nebo vyztuženého betonu. [2]

Tloušťka klenby v příčném řezu může a nemusí být stejná. Často se směrem k podporám (patkám) zvětšuje. Je nutné proto rozlišovat tloušťku klenby v závěrku a v patce. Zesilování klenby může být provedeno stupňovitě nebo po souvislé křivce. Klenba může být opřena o klenební pásy, zděné stěny nebo o ocelové nosníky (traverzy). [2]

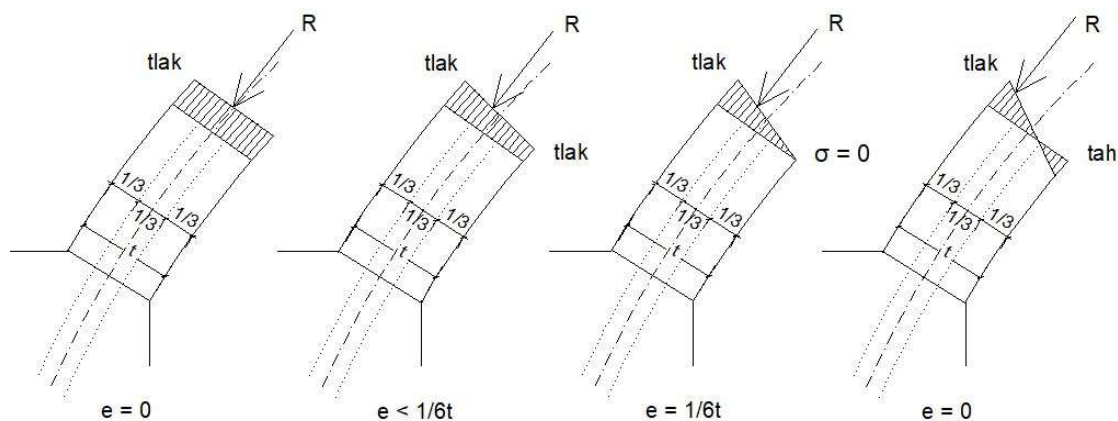
Další typy kleneb vycházejí z různého uložení a kombinací valených kleneb. Do této kategorie patří např. klenba klášterní (Obr. 6). Tento typ vyžaduje podpory (zdi, pásy, traversy) po celém obvodu. Vzniká průnikem dvou kleneb valených, v jejichž místě průniku vznikají tzv. dutá žebra. Klášterní klenby se dají použít nad pravidelným i nepravidelným půdorysem. Nad podlouhlými místnostmi se používala klenba Necková (Obr. 6). Jedná se o valené klenby uzavřené v jejich čelech. Hlavní rozdíl s klenbou klášterní spočívá v tom, že žebra vznikající v místech průniku dvou valených kleneb se sbíhají ve dvou bodech. Dalším typem je klenba zrcadlová (Obr. 6). Její vrchol je vytvořen rovinnou plochou tzv. zrcadlem. Zrcadlo bylo prováděno jako cihelná klenba přímá o vzepětí 1/30 až 1/36 rozpětí. Založení a klenutí z patek bylo prováděno stejným způsobem jako v případě klášterní nebo valené klenby. Vytvoření zrcadla přímou zděnou klenbou vyžadovalo plné zakružení a použití kvalitní cementové, výjimečně vápenocementové malty. Zrcadlové klenby nelze vystavit většímu zatížení. Klenba pruská (Obr. 6) je zvláštním typem českého klenutí. Tento typ klenutí povstává z klenutí báňového odejmutím stran rovnoběžnými ve směru podpěrných zdí, při čemž tyto roviny se stýkají ve společných patkách. Používá se nad obdélníkovým půdorysem. Klene se z rohů a pohybuje se po mírně zakřivené řídicí křivce. Vznikla v období baroka. Jedná se o klenbu otevřenou, poměrně plochou její čelní oblouky jsou segmentové. Zatížení roznáší obousměrně. Původem z Říma je klenba Křížová (Obr. 6), ale i ta se v 10. století rozšířila na českém území. Vzniká průnikem dvou či více valených kleneb. V jejich průniku je vznikají tzv. ostré hrany. Typická ukázka je otevřená klenba s kápěmi, které jsou opřeny o pilíře nebo sloupy sklenuté zděnými pásy. Většinou se provádějí nad čtvercovým půdorysem. Můžeme nalézt další typy kleneb. [2] [7]



Obrázek 6 - typy kleneb dle tvaru [vytvořeno autorem]

2.1 Charakteristické poruchy zděných kleneb

Klenby jsou zakřivené prostorové nosné konstrukce, které přenášejí účinky zatížení v závislosti na svém tvaru a charakteru zatížení převážně tlakem. Tento stav je dán zakřivením střednicové plochy klenby. Klenba je v rovnováze tehdy, pokud v kterémkoliv průřezu klenby panuje rovnováha vnitřních sil (reprezentovaných únosností materiálu) a vnějších sil, způsobených vlastní tíhou klenby a zatížením. Strukturální stabilita kleneb a oblouků je zajištěna tehdy, když tlaková čára, která ukazuje polohu působíště vnitřní tlakové síly R ve všech průřezích klenby, zůstane ve vnitřní třetině výšky průřezu klenby (hodnota výstřednosti $e < t/6$; kde „ t “ je tloušťka klenby) (Obr. 7). Tato tlaková čára je obloukovou výslednicí zatížení působícího na klenby, podporových reakcí klenby a případných změn v uložení klenby. U masivnějších kleneb, které jsou zatíženy rovnoměrně, je možné připustit výstřednost $e < t/4$. [2] [4]



Obrázek 7– rozložení normálového napětí v závislosti na výstřednosti [vytvořeno autorem]

Pokud klenba překročí podmínku výstřednosti, dojde v daných průřezích (resp. v jejich částech) ke vzniku normálových tahových napětí. Ty vedou k rozevírání spár, potažmo ke vzniku tahových trhlin a průřez působí za vyloučeného tahu. Pokud je i takto oslabený průřez schopen bezpečně přenášet tlaková normálová napětí ($\sigma_{tl} < f_d$, kde f_d je pevnost zdiva klenby v dostředném tlaku) poruchy se dále nešíří a celá klenba je stabilizována. Je ale nutné mít na paměti, že míra spolehlivosti dané klenby, je nižší a do budoucna je nutné počítat s tím, že může dojít k dalšímu rozvoji trhlin a vzniku dalších poruch, což by mohlo vést až k úplné ztrátě únosnosti klenby. Proces porušování kleneb probíhá takto: nejprve se v tažené části vytvoří trhlina, která se postupně otevírá a roste až do tlačené části průřezu, který v závislosti na výstřednosti výslednice zatížení R se omezuje velmi často na malou část průřezu o výšce menší než $1/3$ celého průřezu. V tomto okamžiku dochází k drcení materiálu v tlačené části průřezu, dalšímu otevírání tahových trhlin a tvarovým změnám samotné klenby. [4]

Klenby se kterými se běžně setkáváme v pozemních konstrukcích, jsou staticky neurčité konstrukce, a tudíž jsou velmi náchylné na deformace a posuny podpor. Proces porušování klenby je charakterizován stádiem, kdy se klenba stává staticky určitou konstrukcí se dvěma až čtyřmi klouby. Proces porušení klenby je velmi složitý a zahrnuje v sobě dva významné mechanismy. Jedním z nich je vlastní porušování zdiva klenby působením tlakových a tahových normálových napětí. Druhý obsahuje tvarové změny lokální a celkové celého klenbového systému. Oba procesy probíhají současně

a nelze je oddělit. Kolaps klenby (úplné porušení) je tedy většinou výsledkem dvou souvisejících paralelních procesů. Stav napjatosti v průběhu porušování klenby je výstižně popisován průběhem tlakové čáry v jednotlivých stádiích působení klenbového systému. [4]

Poruchy zděných kleneb je možné dělit na poruchy významné a nevýznamné. Nevýznamné, tj. převážně lokální poruchy a poškození. Konkrétně mluvíme o lokálním narušení výplně spár, kusového staviva nebo o jeho místním uvolnění. Poruchy významné, jsou takové, které předcházejí vzniku kloubů. Jedná se o rozevírání ložných spár provázené tahovými trhlinami, lokální drcení zdiva klenby, zploštění klenby či posunutí v průřezu klenby. [2] [4]

2.1.1 Příčiny poruch zděných kleneb

Za příčiny poruch nejčastěji může nedostatečné zachycení vodorovných sil v podporách. Klenba převádí zatížení tlakem, a tudíž je nutné dávat pozor na uložení a přenesení vodorovných sil do podpor. Dalo by se říci, že pokud je zajištěna vodorovná síla, stabilita podpor (masivní zdi, táhla), je klenba prakticky nesmrtelná. Dále se dá mluvit o špatné kvalitě stavebních materiálů. Ať už jde o nevyhovující kvalitu kusového staviva (klenáků, cihel, kamene) nebo spojovací malty. Velkou roli také hraje špatné a neodborné provedení zdiva klenby, můžeme se bavit vazbě zdiva, tloušťce ložných a styčných spár. Na vině také může stát samotný návrh klenby. V tom případě je špatně geometrie klenby, nebo její průřez z hlediska zatížení a uložení klenby. Klenby může být narušena nevhodným zatížením (osamělé břemeno bodové nebo přímkové, nesymetrické či dynamické zatížení). Jak už bylo zmíněno klenba jakožto staticky neurčitá konstrukce je náchylná na změnu tuhosti a stability podpor (pokles podpor, posunutí, pootočení, ohybová deformace podpor, uvolnění klenbových kleští a táhel, narušení podpor v místě uložení klenby). Je třeba ohlídat případné narušení celistvosti zdiva a jeho mechanických vlastností, stejně tak jako spojovací malty, vlhkostí a degradačními procesy. Nevhodné zásahy do zdiva kleneb a podpor jsou také rizikové. Mezi ně počítáme např.: provádění otvorů, podřezávání pilířů, změna zatížení podpor a klenby, narušení stability základů a možné nástavby. [4]

2.2 Metody zesilování a rekonstrukce zděných kleneb

Po určení příčin poruch kleneb je možné přistoupit k samotné rekonstrukci klenby. Návrh rekonstrukce vychází z odborného průzkumu porušených kleneb a klasifikace poruch. Použitá metoda sanace, popř. rekonstrukce klenby závisí na jejím stavu, rozsahu a závažnosti poruch, nynějším narušení a také na jejím dalším předpokládaném využití. Zde se budu věnovat pouze rekonstrukcím, které jsou prováděny na principu zesilování. [2]

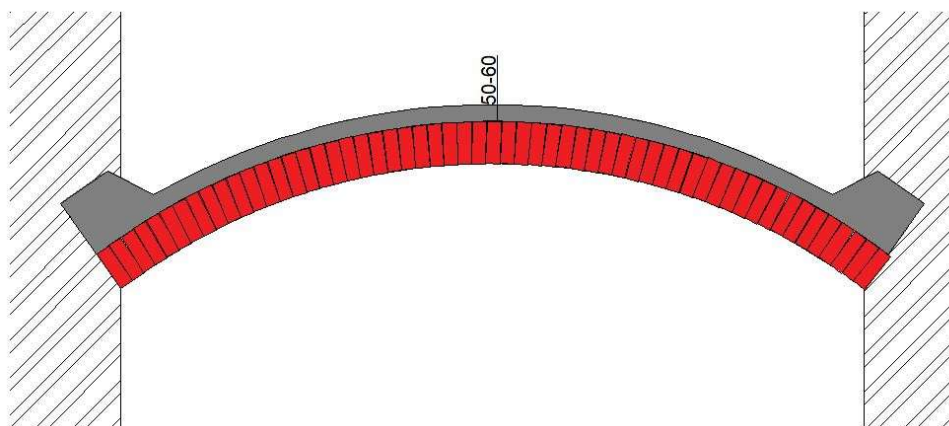
Pokud klenba není porušená, ale trpí nedostatečnou únosností pro působící zatížení, není třeba do klenby zasahovat. Připadá v úvahu provedení železobetonové desky, která bude dimenzována na navrhovaná zatížení. Místo železobetonové desky můžeme použít např. stropní konstrukci z ocelových nosníků a keramických desek nebo lomenicových tenkostěnných profilů. Po takovéto sanaci klenba nadále přenáší pouze vlastní tíhu. Důležité však je napojení vzniklé dutiny mezi klenbou a novou stropní konstrukcí na provětrávací systém. [2]

2.2.1 Provedení klenbových pásů

Zesílení se provede pomocí klenbových pásů ve vzdálenosti 2 až 3 m. Klenbový pás je úzký pruh valené klenby, který poslouží jako podpora. Umístění pásů může být na líci nebo rubu klenby. [4]

2.2.2 Rubová železobetonová skořepina

Rubová železobetonová skořepina nalézá uplatnění tam, kde je nutné zachovat původní lícovou stranu klenby. Často tak hovoříme o památkově chráněných objektech. Rubová skořepina se navrhuje nejčastěji v tloušťce 50-60 mm (Obr. 8). Při provádění je nutné nejdříve klenbu zajistit pomocnou podpůrnou konstrukcí, poté odhalit a očistit její rub. Pokud to je možné očistí se maltový potěr a malta ve spárách klenby do hloubky 10 až 15 mm. Pro zakotvení třmínků, tzv. vlásečnic, se do cihel vyvrtají otvory. Po uložení vlásečnic jsou zaplněny epoxidovou maltou. Pro kotvení obrubníků se ve stěnách osadí trny. Statický výpočet určí dimenze skořepiny, množství výztuže a rozmístění kotev. Výztuž je ve formě betonářských sítí. Před samotnou betonáží je nutné vyklínovat a za injektovat všechny trhliny v klenbě.



Obrázek 8– uložení a tvar rubové ŽB skořepiny

Tento typ zesílení má jeden hlavní problém, dochází totiž ke snížení propustnosti konstrukce. Železobetonová skořepina má vysoký difúzní odpor a neumožňuje procházení vodní páry. V důsledku toho, může docházet k postupnému zvyšování vlhkosti v původní zděné klenbě, což by mohlo vést až k vyplavování pojiva, výkvětům na lícni straně a narušování kusového staviva i malty. Toto je skutečně problém, pokud se na lícni straně vyskytují vzácné malby, grafiky, štukatérské práce apod. Nutné je tedy posuzovat sanační úpravy i z hlediska tepelně vlhkového režimu a difúzní propustnosti. Další riziko spočívá ve smršťování a dotvarování betonu rubové skořepiny. Tyto jevy mohou mít zplošťující vlivy na skořepinu, které kvůli nim může porušit zesílenou zděnou stavbu (jedná přídavné přitížení zděné klenby). [2][4]

2.2.3 Lícová železobetonová skořepina

Lícovou skořepinu neboli také lícni klenbu aplikujeme v případě, že není možné odkrýt podlahovou konstrukci a přenést násyp, který se nachází nad rubem klenby. Lícni klenba se provádí v tloušťce 20–60 mm jako vrstva torkretovaná. Chceme-li aplikovat skořepinu s větší tloušťkou je nutné použít stříkaný beton, popř. ruční nanášení kvalitní cementové malty. Provedení výztuže je obdobné jako při rubové skořepině. Tento způsob sanace používáme tehdy, kdy zdivo stávající konstrukce klenby je málo únosné a vlivem vlhkosti se rozpadá. [2][4]

2.2.4 Další způsoby sanace kleneb

Častou sanací zděných kleneb je zavěšení konstrukce na ocelové nebo železobetonové trámy, popř. rošt umístěný nad rubovou částí klenby. Tento způsob nezvyšuje difúzní odpor konstrukce a díky vytvořené dutině je prostor snadno odvětráván. Další možností je zesílení klenby pomocí výztuží vloženou do drážek provedených na líci (klidně rubu i líci), odstranění narušené malty ve spárách zdiva klenby a provedení nového vyspárování. [4]

3. FRP materiály

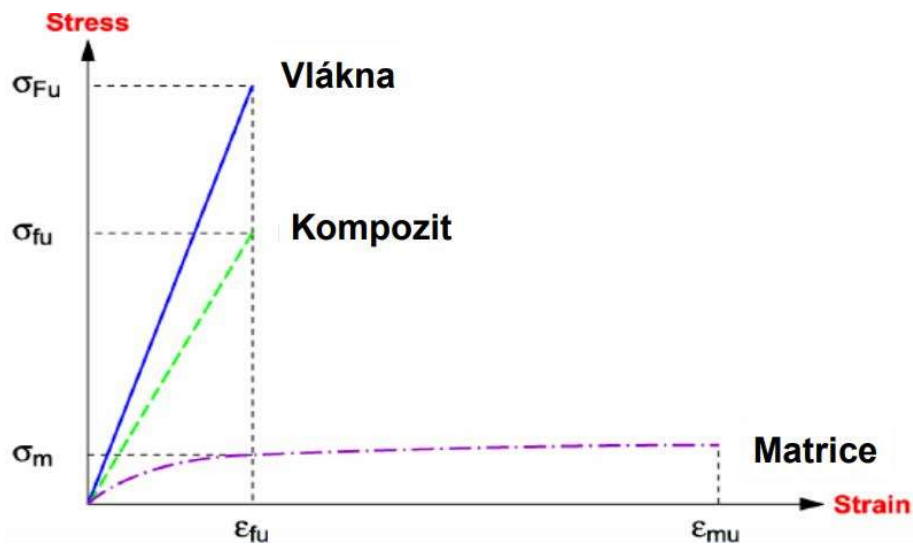
Při zesilování a sanacích konstrukcí provedených z tradičních materiálů se dnes, stále více, používají vlákny vyztužené polymery („fiber reinforced polymer“; dále jen FRP). Jejich použití je vlivnou a uskutečnitelnou alternativou k oceli. Od 80. let, kdy si stavební inženýři začali uvědomovat výhody tohoto materiálu, došlo k jejich širšímu použití po celém světě (zejména v Itálii) v oblasti rekonstrukce objektů. Hlavní výhody jsou: specifická hmotnost a tuhost, odolnost vůči korozi, trvanlivost, přizpůsobitelnost a jednoduché používání. Především zesilování pomocí zvenku nalepeného FRP kompozitu je velmi atraktivní v místech, kde není pohodlný přístup a vyrobit ho by bylo velmi nákladné. Důležitým faktorem je také schopnost FRP materiálů zesílením prodloužit život historickým objektům s minimálním zásahem do života jejich uživatelům. Všechny výše jmenované výhody činí z FRP vhodnou volbu při výběru sanace dané konstrukce. Na druhou stranu mají FRP celou řadu nevýhod. Zde hovoříme o nízké požární odolnosti (takže je nutná dodatečná ochrana) a hlavně cena. Technologie výroby FRP kompozitů se časem vyvíjeli a prošli několika revolucemi, takže dnes jsme schopni vyrábět lamináty velmi dobré kvality s minimálním množstvím mezer a přesným uspořádáním vláken. [1] [9]

Ať už objekty potřebují zesílení z důvodu změny používání konstrukce (např. přenesení jiného zatížení, než bylo původně uvažováno) nebo degradace konstrukce (konstrukce už není schopná přenášet zatížení na které byla navrhována v důsledku jejího staří, napadení škůdci apod...), tak obě tyto příčiny mohou být řešeny použitím FRP materiálů. Pojem „zesílení“ se často používá pro popis rehabilitace konstrukce, i přesto, že ne vždy jde o zvýšení pevnosti. FRP kompozity se dají použít na železobetonové, zděné, dřevěné a ocelové konstrukce. [1] [9]

3.1 Druhy a struktura FRP

Polymer vyztužený vlákny je zvláštní případ pokročilých polymerů (advanced polymer composite, dále APC) a jakožto takový se v zásadě skládá ze dvou komponentů. Prvním z nich je matrice nebo polymer, což je v podstatě nízko pevnostní

a ohybný prvek kompozitu. Druhým prvkem jsou vlákna, která naopak disponují vysokou pevností a tuhostí. Pod napětím, vlákna využívají plastické chování matrice k přenosu zatížení na sebe. Toto chování dá vzniknout vysoko pevnostnímu a tuhému kompozitu (Obr. 9). Důležité je dávat pozor na správné vpletení a rozmístění vláken do matrice. Základními složkami kompozitu jsou tedy vlákna, matrice a rozhraní. Poslední jmenované je anizotropická přechodová oblast s přechodovými vlastnostmi. Od rozhraní je požadována adekvátní chemická a fyzikální vázací stabilita mezi vlákny a maticí tak, aby došlo k maximalizaci jejich spřažení. Díky tom se napětí rozptýlí v matici a dostane se tak k vyztužení. Další funkcí matrice je ochrana vláken před vnějšími vlivy. [9] [8]



Obrázek 9– pracovní diagram kompozitu [9]

2.1.1 Vlastnosti matrice

Existuje mnoho různých polymerních matric mezi APC, ale dominují to jen dva typy. Termosetická a termoplastická pojiva. Termoplastické polymery se ale v případě sanace konstrukcí nepoužívají. Materiál matrice kompozitu pro zesilování konstrukcí je z termosetických polymerů. Ty se vyrábějí z tekutých nebo polo pevných prekurzorů, které nenávratně ztvrdnou. Jak už bylo zmíněno, tak matrice hraje řadu důležitých rolí v utváření vlastností kompozitu. Zatímco vlákna mají vyšší pevnost a tuhost, ale zároveň bývají křehké. Matrice chrání vyztužení proti oděru nebo korozi od okolí. Oboje jmenované může způsobit narušení vláken. Zatížení, které je přenášeno vlákny, je distribuováno skrze matici. Matrice musí být chemicky a teplotně kompatibilní

s vlákny. Nejrozšířenějšími termosetickými pryskyřičnými systémy ve stavebnictví obecně, a konkrétně v případě sanací konstrukcí, jsou epoxidy a vinylester. Různé přísady a plniva mohou být přidány do polymeru za účelem úpravy jejich výkonu. Mezi tyto přísady patří: UV stabilizátory, tlumiče ohně a kouře, modifikátory viskozity a mnoho dalších. [8]

Chemické vlastnosti, které jsou relevantní k FRP opláštění, jsou dvě. Rozpustnost a propustnost. Rozpustnost je schopnost rozpouštědla difundovat do polymeru. Vlhkost je ve většině případů to nejvýznamnější, čemu může být polymer na konstrukci vystaven. Polymery mohou být navrženy tak, aby poskytovali ochranu proti vlhkosti a vodním roztokům, které do nich difundují, ale vlhkost nakonec pronikne do všech organických polymerů, což vede ke změnám v termofyzikálních, mechanických a chemických vlastnostech. Jedním z možných opatření pro snížení difúze skrz polymer je aplikace ochranného opláštění/gelu na systém. Proto je potřeba při výběru polymeru, pro sanaci konstrukce, vzít v potaz veškeré environmentální vlivy, se kterými kompozit může přijít do styku. Nutno podotknout, že polymer se rozpustí jen pokud rozpouštědlo má podobnou molekulární strukturu. Do polymeru je možné přidat změkčovadla abychom zlepšili jeho výrobní zpracovatelnost. Je nutné si uvědomit že takový přídavek může snížit tvrdost, tuhost, tepelnou odolnost a pevnost v tahu polymeru. Jeho houževnatost může narůst. [8]

Propustnost je vlastnost materiálů, která umožňuje pronikání plynů a tekutin. Je důležité, aby kompozit na bázi polymerů (tj. ochranný polymer) měl nízkou propustnost, aby zamezil nebo omezil míru jakéhokoliv škodlivého materiálu skrze něj. U polymerů je nízká propustnost zajištěna nízkou měrou mezer, úplným vytvrzením a vysokou úrovní integrity. Nynější vědecká činnost se snaží pomocí zakomponování nanočástic dosáhnout nižší propustnosti. Tato metoda však ještě nebyla inkorporována do FRP materiálů používaných pro zesilování konstrukcí, neboť další výzkum je potřeba a cena zakomponování nanočástic do polymerů je příliš vysoká. [8]

3.1.1 Vlákna

Kompozity pro sanaci konstrukce obsahují nejčastěji jeden ze tří typů vláken, uhlíková, skleněná a aramidové. Nejvíce používaným typem pro zesilování jsou vlákna uhlíková, ale konečné rozhodnutí o typu vláken závisí na materiálu sanované konstrukce, požadované síle, tuhosti provozních vlastnostech a nákladech. Skleněná vlákna jsou nejlacinější, uhlíková naopak nejdražší. Vlákna se obvykle skládají z řady dlouhých prutů, které mají pevnost a tuhost. Mají průměry řádově 10 μm a poměr stran, délka ku průměru, mezi 1000 a nekonečnem pro nepřetržitá vlákna. Jednotlivá vlákna jsou velmi křehká a mělo by se s nimi zacházet s extrémní opatrností. [8]

Uhlíková vlákna mají průměr typicky mezi 5 a 8 μm a jsou spojována po 5000-12000 vlákních. Tyto uskupení jsou spleteny do příze a vloženy do tkaniny. Krystaly uhlíku jsou nejlépe orientovány po délce prutu. Při teplotách nad 200 °C roste velikost uhlíkových krystalů a jejich orientace se zlepšuje. [8]

Aramidová vlákna (aromatický polyamid) prochází napínacím a tažným procesem za účelem zvýšení jejich síly a tuhosti. Těmito procesy dochází k vyrovnávání molekulárních řetězců, které se pak stávají tuhými pomocí aromatických prstenců spojené vodíkovými mosty. Aramidová vlákna jsou odolná vůči únavě, a to jak statické, tak i dynamické, a mají vysokou tahovou pružnost. Mají tvárnou kompresivní charakteristiku, ale jejich maximální pevnost v tlaku je nízká, navíc trpí nízkou pevností ve smyku. Na rozdíl od uhlíkových vláken jsou nevodivá, a proto se dají použít v blízkosti elektrického vedení. Kompozity s aramidovými vlákny se používají pro obalování betonových sloupů. [8]

Skleněná vlákna mají velmi vysokou specifickou pevnost a jsou jedním z nejsilnějších a běžně používaných konstrukčních materiálů. Díky jejich nízké ceně (v porovnání s výše jmenovanými typy vláken) jsou používány čím dál tím více pro sanaci konstrukcí, zvláště v Kanadě. Komerční výrobní proces pro výrobu skleněných vláken je procesem přímého tavení, ve kterém vznikají jemná vlákna o průměru 3-24 μm nepřetržitým a rychlým čerpáním taveniny. Do jednoho vlákna se sváže 200 vláken. [8]

Kromě výše jmenovaných vláken se také používají vlákna vyrobená z obnovitelných zdrojů, především na bázi celulózy. Mluvíme zde o lnu, konopí, sisalu,

bavlně. nebo jutě. Tyto vlákna nalézají uplatnění jako levnější alternativa skleněných vláken, zejména v zemích tzv. třetího světa. Kompozity s těmito vlákny se při sanacích zděných objektů téměř nevyskytují. K přírodním vláknům lze započítat také vlákna minerální, v této kategorii se nejvíce rozšířila vlákna čedičová (bazaltová). Tyto vlákna se vyznačují vysokými mechanickými a pevnostmi a chemickou a teplotní odolností. [17]

3.2 Mechanické vlastnosti FRP

Jak už bylo řečeno výše, pevnost, tuhost, objemová frakce a orientace vláken rozhodne o mechanických vlastnostech konečného produktu, tj. kompozitu.

3.2.1 Tlakové vlastnosti

Integrita obou fází (matrice a vláken) kompozitu je pod tlakovým namáháním mnohem kritičtější než v napětí tahovém. Vlákna jsou hlavní nosné prvky kompozitu a jsou podporovány matricí. Ta zajišťuje lokální stabilitu a zabraňuje tak místní ztrátě stability. V důsledku toho by lokální poškození pryskyřice a rozhraní vedlo k nestabilitě vláken, což je závažnější než izolace vláken, k čemuž dochází při tahovém namáhání. Možné způsoby selhání pro FRP v podélném stlačování jsou: příčné tahové selhání, lokální porušení vláken, selhání kvůli smyku. [8]

3.2.2 Smykové vlastnosti FRP pod tahovým napětím

Dvě složky kompozitu, vlákna a polymer, mají velmi odlišné smykové vlastnosti. Polymer je viskoelastický materiál, takže poteče pod napětím, ale uhlíková, Aramidová a skleněná vlákna nemají v zásadě žádné smykové vlastnosti. Vlákna ale mají stabilizující vliv na smykové chování polymeru, takže celkové smykové vlastnosti kompozitního materiálu jsou o dost nižší než samotného polymeru. Skutečné smykové vlastnosti FRP kompozitu závisí na objemovém zastoupení vláken, jejich orientaci a typu použitých vláken. [8]

3.2.3 Tahové vlastnosti

Kompozity FRP se vyznačují velkou pevností v tahu. Typické pevnosti v tahu u skleněných vláken dosahují hodnot až 1650 MPa. Zatímco u vláken uhlíkových se můžeme dostat až do rozsahu 2670–1950 MPa. Aramidová vlákna jsou z nich nejslabší, jejich tahová pevnost končí na 1400 MPa.

3.2.4 Koeficient tepelné roztažnosti

Koeficient tepelné roztažnosti FRP kompozitu závisí jak na typu použitých vláken a jejich uložení v matrici. Výrobce by měl dodat hodnoty koeficientu pro každý jeho kompozitní výrobek. Pokud koeficient není dodán, dá se vypočítat, ale získáme pouze přibližnou hodnotu a je doporučeno provést zkoušky k získání přesnější hodnoty. [8]

3.2.5 Odolnost pro únavě FRP materiálů

Únavové chování vláknových kompozitů je na rozdíl od kovů velmi složité, hlavně díky jejich anizotropii. Komplexní mechanismy selhání a nadměrné poškození mohou být způsobeny únavovými cykly a jejich možnou interakcí. Obecně platí, že polymerní kompozity vykazují progresivní degradaci únavy kvůli selhání vláken, sekvenci stohování vláken a typu únavového zatížení. Rozhraní mezi vlákny a matricí hraje důležitou roli v únavovém chování kompozitu FRP. Dobré rozhraní zpomaluje výskyt vyklenutí vláken a podélné trhliny v matrici. Pod únavovým napětím se nachází čtyři základní mechanismy selhání polymerových kompozitů:

- Oddělení vláken od rozhraní
- Selhání rozhraní vlákna matrice
- Delaminace – Hlavní směrové kompozity používané při rekonstrukci konstrukčních systémů obsahují malé procento příčných vláken pro stabilitu laminátů. V podélném směru jsou kompozity pevné a tuhé, ale jsou slabší na ve směru své tloušťky. Tato slabost může zvýšit pravděpodobnost delaminace mezi vrstvami laminátů, zejména v oblastech s vysokým smykem mezi vrstvami.

- Popraskání matrice – Tento mechanismus se obvykle nevztahuje na FRP kompozity používané pro rehabilitaci konstrukčních systémů v důsledku hlavně jednosměrně vyrovnaných kompozitních vláken.

Buď únava nebo statické zatížení může způsobit podobné poškození u FRP kompozitu, s výjimkou toho, že při únavném zatížení, na jakoukoliv danou úroveň napětí je způsobeno další poškození a stupeň poškození je funkcí počtu cyklů. [8]

3.3 Použití při sanaci železobetonu

K nejrozšířenějším a nejprobádanějším použitím FRP materiálů při zpevňování konstrukcí patří sanace železobetonu. Zde jen krátce uvedu pár příkladů. První aplikace FRP zesilování se prováděla na nosníky, za použití mokrých nebo předem vytvrzených desek spojených s tahovou plochou nosníku ve směru vláken vyrovnaným s osou nosníku. Tato nekovová úprava poskytuje veškeré výhody vysokého poměru pevnosti k hmotnosti a dobrá odolnost FRP materiálů proti korozi vůči oceli. [1] [10]

Dalším použitím na železobetonových konstrukcích je v případě desek. Účinnost posílení desek pomocí FRP materiálů byla prokázána řadou experimentálních výzkumů. Významná je aplikace FRP zesílení u desek kolem nově vzniklých otvorů (viz obr. 10). Posilování pomocí pásů FRP jednosměrně a dvousměrně pnutých desek, s otvorem v oblasti pozitivního momentu, lze využít k účinnému zotavení pevnosti desky do stádia před provedením výřezu a ke zvýšení tuhosti. Nicméně je potřeba dodat, že u desek, kde byl dodatečný otvor vytvořen v oblasti negativního momentu, a byly tak vyztuženy na vrchu pomocí uhlíkových laminátů, bylo pozorováno, že smykové selhání se objevilo při nižším zatížení, než jaké by bylo potřeba v případě zesíleného prvku. K tomuto dochází, protože FRP lamináty zvyšují smykovou poptávku na beton. [1] [9]

Sloupy mohou vyžadovat ohybové zpevnění, zejména z důvodu při seismickém zdokonalování konstrukcí, které původně přenášeli pouze gravitační zatížení. V tomto případě se obvykle dosahuje maximálních ohybových momentů na horním a spodním průřezu sloupů, a proto zesilovací systém vyžaduje ukotvení na sousední nosníky. [1]



Obrázek 10– vyztužení desky kolem dodatečného otvoru [9]

Na českém trhu působí firma Betosan, která se přímo nabízí sanaci betonových konstrukcí pomocí FRP materiálů. V její nabídce se nachází zesilovací systém TYFO, jenž se většinou skládá z uhlíkových, či sklených, vláken a epoxidové pryskyřice. Tato firma si taktéž vyvinula vlastní software na posuzování zesílených betonových konstrukcí pomocí FRP materiálů. Tento program se jmenuje FRP designer CZ 1.0.0. Firma Betosan je ukázkový příklad toho, jak je výzkum zesilování touto metodou u betonových konstrukcí mnohem dále než u konstrukcí zděných.

3.4 Zesilování zděných konstrukcí

Na rozdíl od železobetonových konstrukcí zesílení zděných konstrukcí pomocí uhlíkových vláken postrádá dostatečné teoretické a experimentální ověření. Uspořádání a provádění výztužné uhlíkové tkaniny na tlačené zděné konstrukce

(sloupy, klenuté klenby) má rozhodující vliv na konečnou únosnost zesílené konstrukce a typ poruchy. Spolehlivost a účinnost vyztužení zděných sloupů a valených kleneb pomocí uhlíkových tkanin výrazně závisí na pevnosti spojovací vrstvy mezi uhlíkovou tkaninou a zdivem. [11]

Tradiční zesílení zdiva bylo provedeno s využitím konvenčních materiálů a konstrukčních technik, jako jsou vnější ocelové desky, železobetonové překryvy, zpevněné buněčné výztuže a vnější napnutí z mnoha dalších. Nad těmito způsoby představuje nedávno vyvinuté použití kompozitů z polymerů vyztužených vlákny (FRP) řadu výhod. FRP nekorodují. Jejich velikost a hmotnost umožňuje, aby dynamická odezva struktury zůstala prakticky nezměněna. Jejich nízká tloušťka minimalizuje estetický dopad. Nedávno byly vyvinuty průhledné FRP lamináty pro aplikace na historické zděné konstrukce, což má za následek, že zásah je makroskopicky neviditelný. Aplikace FRP laminátů se ukázala jako reverzibilní zvýšením teploty FRP nad teplotu skelného přechodu pryskyřice. Omezené dostupné informace o dlouhodobé životnosti a kompatibilitě FRP s podkladem zdiva v různých vlhkostních a teplotních podmínkách však vyžadují značnou opatrnost. To je hlavní překážka bránící rozšířenému používání FRP, zejména pro posílení historických struktur. Rovněž zde stále chybí zavedené konstrukční postupy specifické pro zděné konstrukce. Zdiva zesílená materiály FRP jsou často považovány za železobetonové prvky kvůli nedostatku specifických znalostí. Je potřeba dalších experimentů a výzkumu v této oblasti. [12]

3.4.1 Svislé konstrukce

Podstatný význam z hlediska vzájemné interakce „kompozit-zdivo“ a dosažené účinnosti zesílení zdiva ovinujícími pásy FRP materiálu má způsob provedení zesílení zdiva pilířů, rozmístění pásů po výšce sloupu, jejich rozměry, kotvení překrývajících se konců, úprava styčné plochy a hran pilíře (obr. 11). Vysoký modul pružnosti kompozitu, se pozitivně uplatňuje z hlediska vzniku a rozvoje tahových trhlin ve zdivu způsobených příčným tahovým napětím od účinku kontrakce a vzájemné interakce zdících prvků a malty v ložných spárách. Uhlíková tkanina s vysokým modulem pružnosti v tahu brání příčnému přetváření zdiva, přebírá značnou část jeho

příčných tahových napětí, a tím umožňuje vyšší využití mezní pevnosti jednotlivých složek zdiva. Experimentální výzkum ukázal významný účinek zesílení zdiva pomocí uhlíkových tkanin na maximální nosnost a tuhost extrudovaných prvků zdiva. Konečná nosnost zdícího pilíře posíleného uhlíkovou tkaninou dosáhla hodnoty přesahující 180 % konečné únosnosti nezpevněného zděného prvku. [11]

Zvláštní pozornost by měla být věnována posílení konstrukcí, v nichž hrozí další kumulace selhání a pokračující degradace (konstrukce působí ve fázi elastoplastické deformace). To se musí brát v úvahu při stanovení únosnosti zesíleného zdiva a před zpevněním musí předcházet rekultivace (např. Injektáž) degradovaného původního zdiva. Pro dosažení potřebné účinnosti zesílení a využití tuhosti a únosnosti uhlíkových a skleněných tkanin, se vyžaduje pečlivá příprava zdiva sloupu v místech navrhovaného použití tkanin. Ta se musí přilepit na vyčištěný a vyrovnaný povrch. [11]

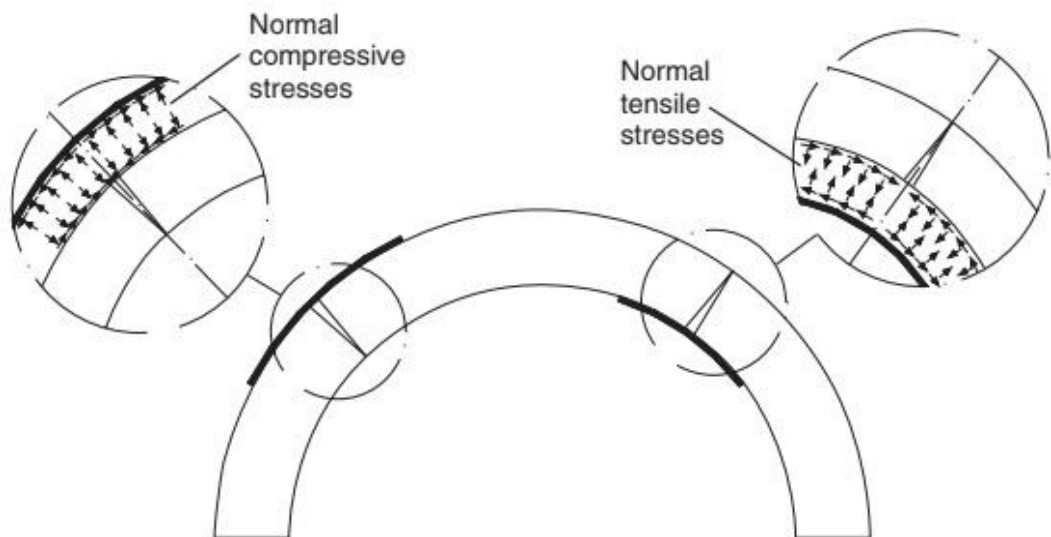


Obrázek 11– zesílený zděný pilíř [11]

3.4.2 Vodorovné konstrukce

Porucha zděných obloukových konstrukcí vznikne vytvořením kloubů, které transformují oblouk do mechanismu. Stabilita konstrukce pod daným zatížením závisí v podstatě na její geometrii. Vzhledem k předpokladu nekonečné pevnosti zdiva v tlaku může být příčný průřez kloubu umístěn na vnitřní nebo vnější straně prvku. lamináty FRP nalepené na vnějším povrchu zpevňují zděné oblouky tím, že brání tvorbě kloubů.

Systém FRP zabraňuje otevření ploch trhlin a tím i relativní otáčení závěsných částí. Tím kloub nemůže být vytvořen na opačném povrchu, na kterém je použit FRP laminát. V závislosti na rozšiřování a umístění vyztužených částí oblouku a na zatěžovacím vzoru může být vytvoření kloubů buď změněno nebo se může objevit na zcela odlišných místech než v nezpevněném oblouku. Pokud je zabráněno vytváření mechanismu, únosnost vyztuženého oblouku je řízena poruchami materiálu. Obloukové úseky jsou vystaveny kombinovanému stlačování a ohýbání a mohou selhat z důvodu drcení zdiva nebo odtržení FRP laminátu. Je vhodné, aby laminát FRP byl nalepen na vnější povrch oblouku než na vnitřní. U vnějšího povrchu jsou rozhraní mezi laminátem a zdivem podporovány tlaky, a tudíž nehrozí odtržení laminátu tak jako na povrchu vnitřním. Použití FRP na vnějším povrchu však vyžaduje odstranění podlahových povrchových úprav, a proto je z praktického hlediska méně praktická. [12]



Obrázek 12– smykové namáhání a normálové napětí mezi FRP tkaninou a zděným prvkem [12]

Aplikace uhlíkových tkanin pouze na tažené oblasti valené klenby vystavené symetrickému vertikálnímu zatížení výrazně ovlivňuje konečnou únosnost klenby, její deformace a typ poruchy klenby po dosažení konečné únosnosti. V případě nesprávného uspořádání vyztužené tkaniny může být proces porušení urychlen. V místě přesahů pásků do tlačných částí konstrukce, může docházet k jejich boulení a odtržení. [11]

Přítomnost výztuže FRP, která zavádí odpor v tahu, neumožňuje, aby tlaková čára spadla mimo tloušťku oblouku. Tato skutečnost má dva důležité důsledky: kapacita oblouku se zvyšuje a hodnota bočního tahu přenášeného na opěry je snížena. Tento druhý efekt je velmi důležitý pro praktické aplikace. U nových konstrukcí to znamená, že FRP zesílené oblouky nemusejí vyžadovat tyče ani mohutné pilíře. Pro zpevnění stávajících konstrukcí to znamená, že lepení tkanin FRP může být účinným opatřením, když nedostatky konstrukce závisí na neschopnosti opěr udržet boční sílu a/nebo odstranění spojovacích tyčí. [12]

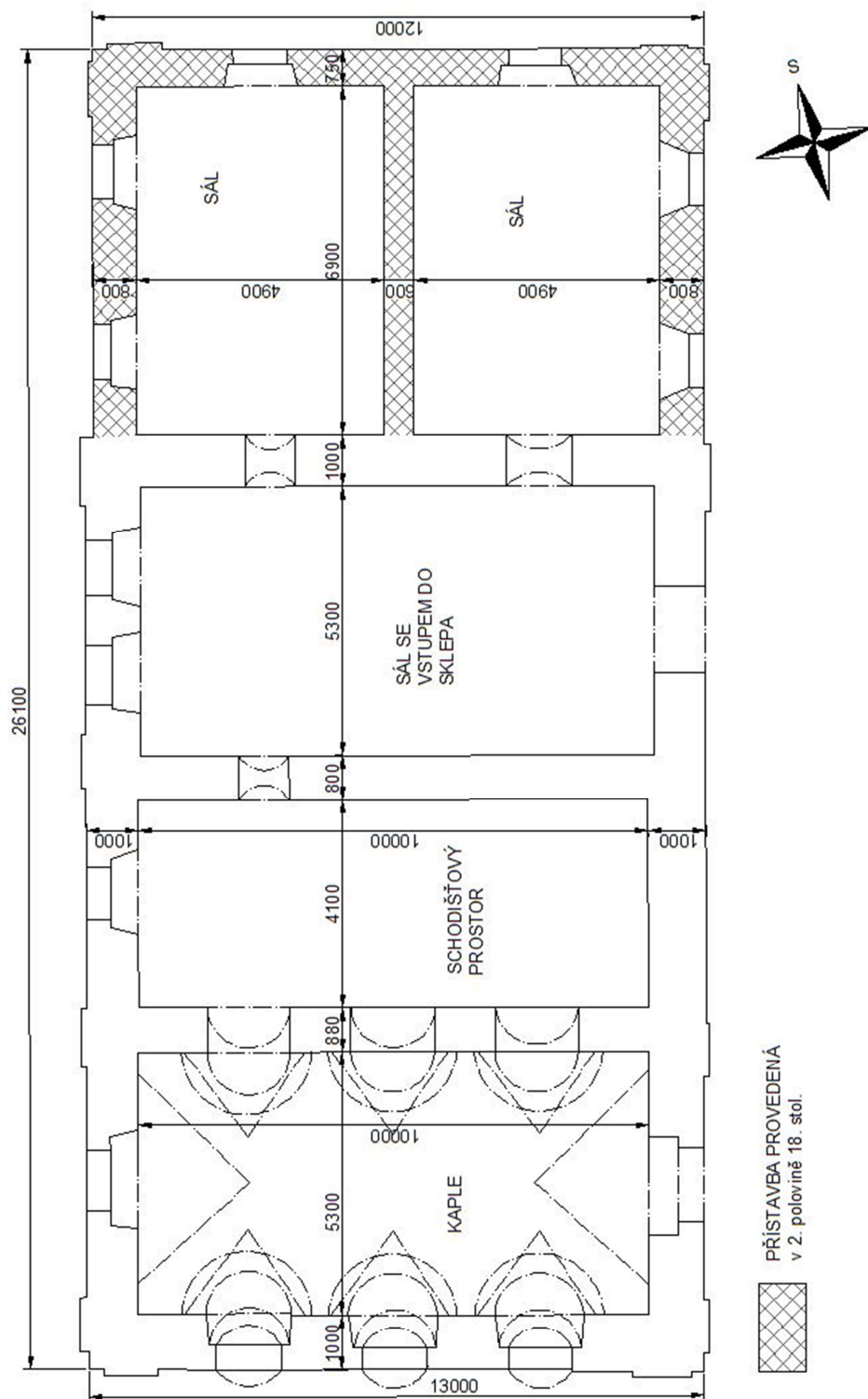
3.5 Shrnutí FRP materiálů

FRP materiály se dnes používají především pro zesilování betonových konstrukcí, při nadměrném tahovém namáhání nebo při vytvoření dodatečných otvorů. U zděných konstrukcí je situace obtížnější neboť, neexistují žádné platné normy na použití této metody a výzkum stále probíhá. FRP materiály svou nízkou hmotností a vysokou pevností v tahu tvoří velmi účinný nástroj pro sanace starých konstrukcí, ale dosud nebyla ověřena jejich funkční životnost, tento fakt je hlavním důvodem nedůvěry k těmto materiálům.

FRP materiály se hojně používají k rekonstrukcím v Itálii a v oblastech se zvýšenou seismickou činností. Z tohoto důvodu, právě tyto regiony mají nejvíce zkušeností s aplikací FRP materiálů. Italové mají vlastní normu CNR DT200-2004 pro návrh zesilování betonových a zděných konstrukcí pomocí systémů FRP. V České republice zatím žádnou platnou legislativu pro tuto metodu zesilování zdiva nemáme.

4. Stavebně technický průzkum objektu

Jako zkoumaný objekt jsem si vybral zámek Brnky, ve stejnojmenné obci na návrší na pravém břehu Vltavy, spadá pod Prahu-Východ. Schéma objektu viz obr. 13



Obrázek 13– půdorysné schéma zkoumaného objektu zámku Brnky

4.1 Historická podoba objektu

Zámeček, jakožto část hospodářského dvora, byl postaven ve 2. pol. 17. století (po roce 1661) na místě původní tvrze. Stalo se tak rozšířením o přízemní obdélníkový přístavek ke kapli, který prošel výraznými úpravami (severní přístavba) ve 2. půlce 18. století. Jedná se o obdélníkový, dvoupatrový objekt se zmiňovanou přístavbou na severní straně, členěný lizénami (svislý plochý pásovitý architektonický dekorativní článek členící fasádu) a obdélníkovými okny. Vstupný portál je obdélný (obr. 14), v rámci s uchy, s profilovaným trojúhelníkovým štítem, který je podepřený dvojicí volutových konzolek. Na východní fasádě sloupový portikus (otevřená sloupová hala) s balkonem (obr. 15) s přistavěným novějším otevřeným schodištěm. Prostory v přízemí opatřeny valenými klenbami s lunetami. V patře jsou stropy s fabionem a štukovou římsou. Kaple Narození Panny Marie v přízemí a v patře v jižní části budovy. Obdélný půdorys, valená klenba s lunetami a bohatou raně štukovou výzdobou. Do ní spadají dvě kartušová pole (dekorativně orámované oválné či jinak tvarované pole, nesoucí znak, nápis nebo letopočet, popřípadě prázdné, sloužící jako dekorativní prvek v architektuře, malbě apod.), andílci v klenebních cípech, festony s ovocem a perlovec. To vše se sbíhá na masívní korintizující hlavice. Na stěnách mělké polokruhové ukončené výklenky, prolomené na jižní straně v přízemí obdélnými okny, v patře okny ukončené polokruhy. [13]



Obrázek 14– pohled na západní fasádu s hlavním vchodem [14]



Obrázek 15– pohled na východní fasádu s balkonem [14]

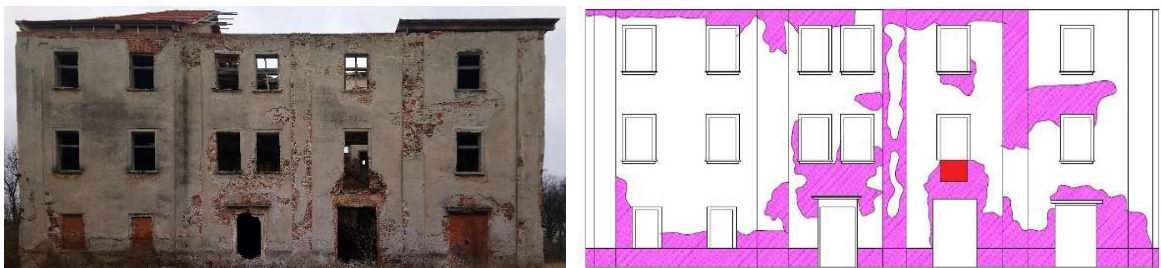
V jižním trojtraktu je střední část schodišťovou halou přes všechna podlaží. Podesta je klenutě valená se styčnými výsečemi, vchody s pískovcovými postáły a ušima s klapkami. V severním se nachází dvojice místností s valenou klenbou. Podlaha

z pískovcových desek. Kaple je mimořádným umělecko-historickým příkladem manýristického raně barokního řešení a lze předpokládat účast italských štukatérů na realizaci výzdoby. Výše zmiňovaná přístavba v severní části přízemí je pozdně barokním dílem. Místnosti zde jsou plochostropé. V patře se nalézají malované stropní trámy. Později byly tyto stropy doplněny omítanými podhledy se štukovými zrcadly. Ve druhém patře byla provedena rokoková výmalba s rokaji a, květinami a ovocem. [15]

Nad objektem se nacházela valbová střecha. Její krov byl proveden Ránkovou konstrukcí s užitím části prvků starších barokních krovů. Pod severním traktem původní budovy (přístup ze sálu) se nalézá valeně klenutý menší sklep. Nejspíše se jedná o jediný důkaz prapůvodní renesanční tvrže jejímž zbytkem sklep je. Budova však disponuje dalšími dvěma sklepy. Nachází se pod přístavbou. Jedná se o dva velké valené sklepní prostory, nejspíše sloužili k pivovarní činnosti. Nad těmito prostory se nachází stejně velký sklep se stlačenou klenbou a pětibokými výsečemi. Tento sklep byl vybudován v ranější barokní etapě a používal se jako konírna. Nad konírnou je umístěna terasa, která později byla zrušena a přebudována na terén. Sklepy byly přístupné po širokém schodišti, které se nachází podél obvodové západní zdi severních sklepů. [15]

4.2 Aktuální stav

V nynější době se zámek nachází v havarijním stavu. Špatný stav zámku se dá posoudit již z pohledu na západní fasádu (obr. 16).



Obrázek 16– pohled na západní fasádu s hlavním vchodem, schéma vyznačení poruch;
fialová – narušená fasáda, červená chybějící zdivo [vytvořeno autorem]

Úplně zde chybí vstupní portál s uchy, s profilovaným trojúhelníkovým štítem, který byl podepřený dvojicí volutových konzolek. Nejlépe na tom je novodobá přístavba v severní části objektu. Obejdeme-li budovu, abychom se podívali na východní stranu, zjistíme, že neorenesanční sloupový portikus (obr. 17) s otevřeným schodištěm do parku, sloužící i jako balkon, byl téměř celý odbourán a část jeho pískovcových dílců se nachází rozházena po okolí. Sklepní prostor na severní části, který se používal jako konírna se propadl, a nyní je z části zasypán (obr. 18). Terasa, která nad ním byla, v dnešní době neexistuje. [15]



Obrázek 17– pohled na východní fasádu bez sloupového portikusu [vytvořeno autorem]



Obrázek 18– zborcená klenba v konírně [vytvořeno autorem]

Původní střecha i celková konstrukce krovu je dávno pryč. Nad jižním traktem (kaplí) se nachází provizorní plochá střecha a nad pozdně barokní přístavbou je zhotovena část nové střechy, z roku 2007 (Obr. 19). Střední schodišťový trakt je kompletně zrušen, jako vzpomínka na schody zůstávají jen záseky ve stěnách (Obr. 20).



Obrázek 19– pohled na část nově provedené střechy [vytvořeno autorem]



Obrázek 20– střední schodišťový trakt [vytvořeno autorem]

Omítané podhledy v patře a štuková zrcadla dnes již neexistují. Na místě se nalézají jen výtvarně zdobené trámy (obr. 21) a na stěnách zbytky rokokové omítky (obr. 22).

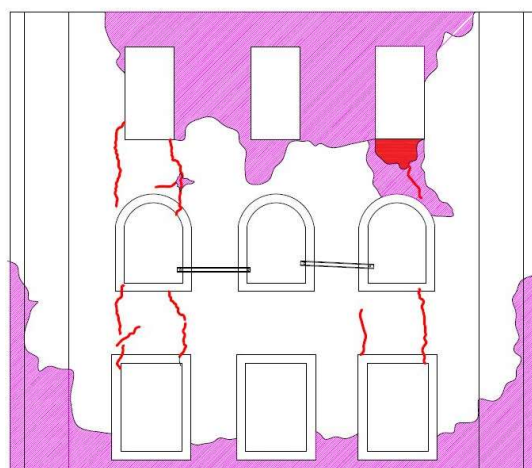


Obrázek 21– výtvarně zdobené trámy
[vytvořeno autorem]



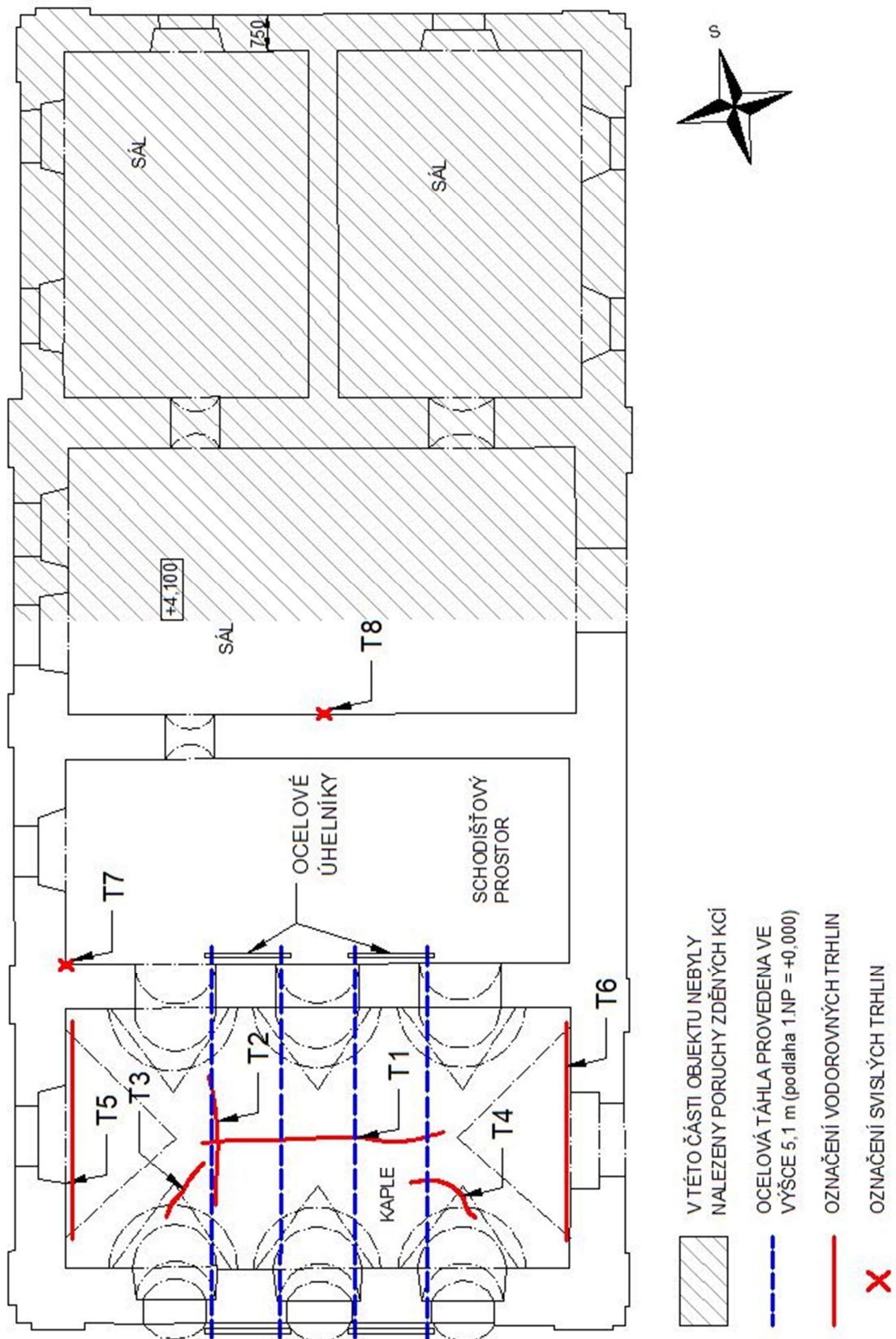
Obrázek 22– zbytky rokokové omítky [vytvořeno autorem]]

Konečně se dostáváme k jižní fasádě a traktu kde se nachází kaple. Na jižní fasádě se rovněž nalézají oblasti porušení omítky, a dokonce i chybějícího zdiva. Nejdůležitějším prvkem jsou zde však hluboké trhliny (Obr. 23), které se nacházejí na obou stranách fasády a prostupují skrze stěnu.

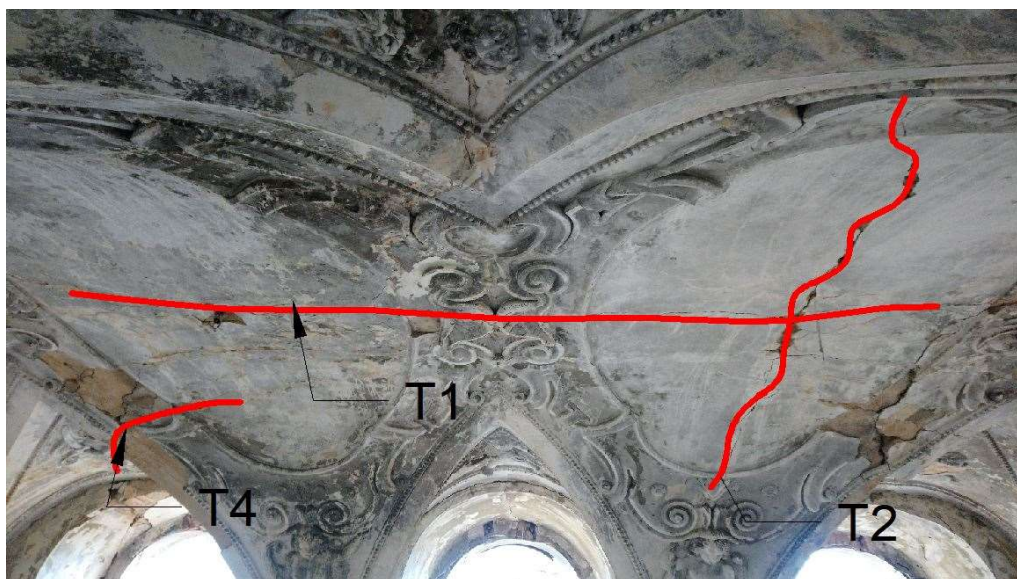
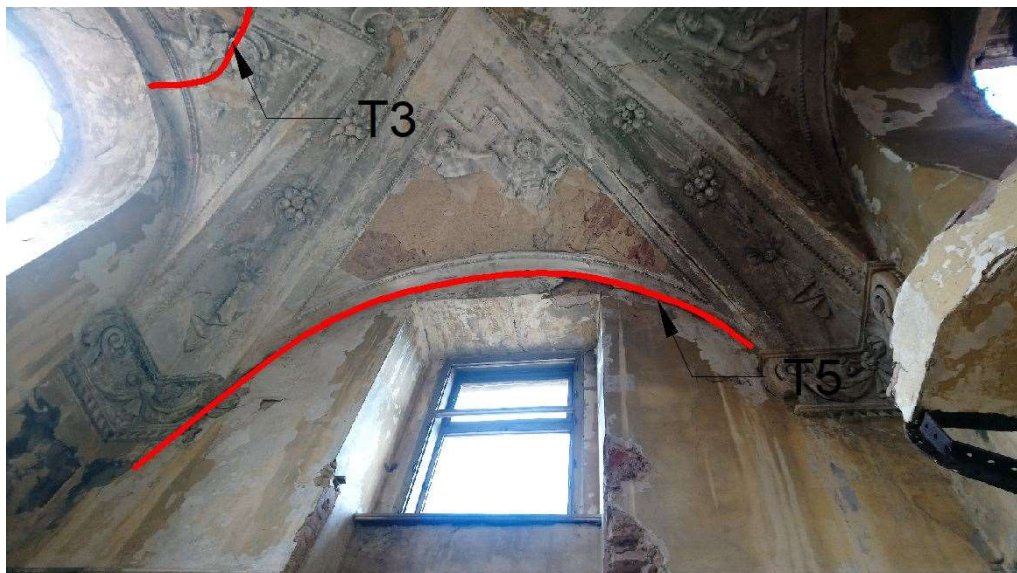
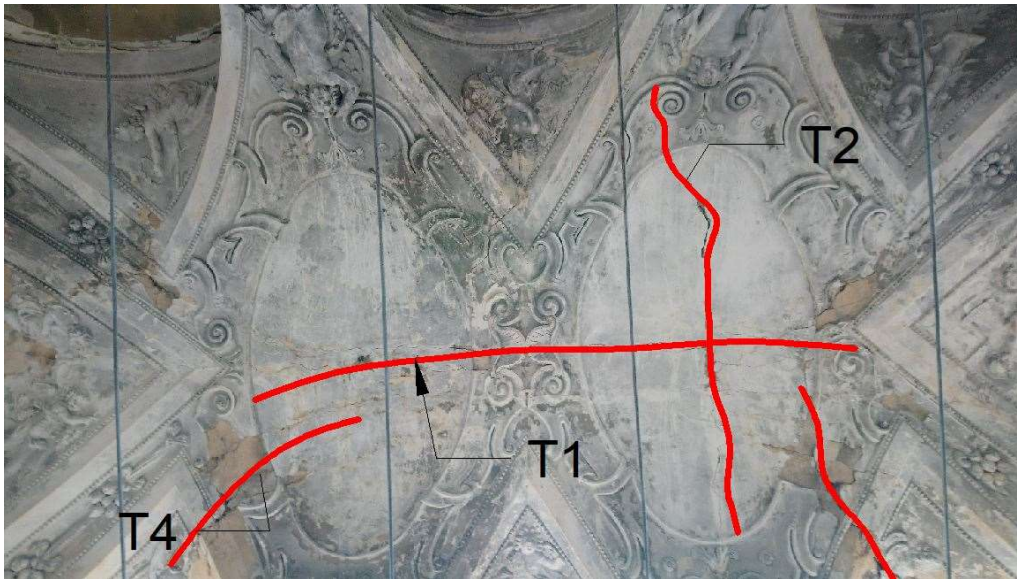


Obrázek 23– pohled na jižní fasádu, schéma vyznačení poruch; fialová – narušená fasáda, červená chybějící zdivo; červená linie – trhliny [vytvořeno autorem]

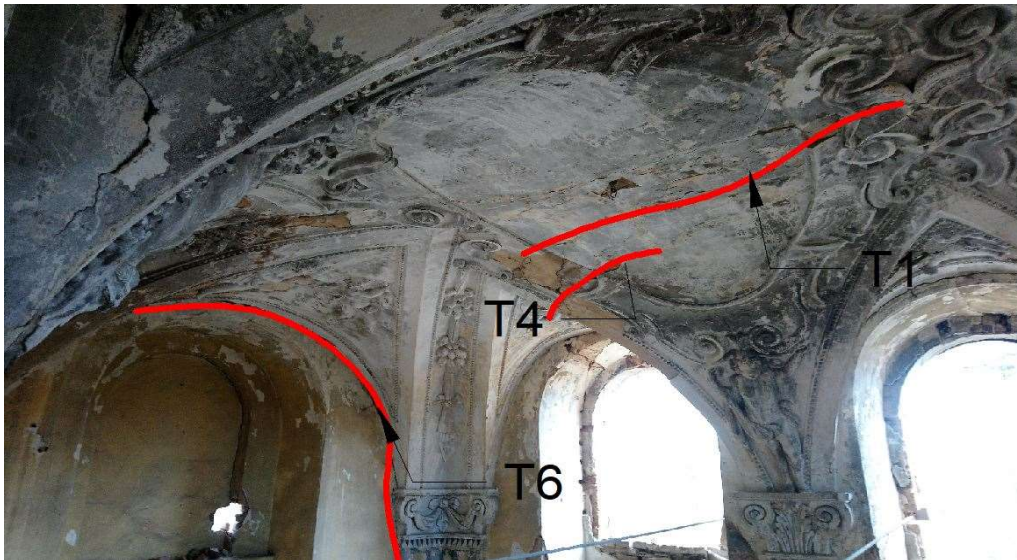
Kaple a celý jižní trakt trpí několika závažnými trhlinami. Rozmístění je patrné ze schématu (obr. 24). Jednotlivé trhliny byly pojmenovány a zhotovil jsem jejich fotodokumentaci (obr. 25 a obr. 26). V další kapitole vysvětlím jejich možné příčiny.



Obrázek 24 – schéma objektu se zakreslením trhlin v 2.NP [vytvořeno autorem]



Obrázek 25– fotodokumentace trhlin T1-T5 [vytvořeno autorem]



Obrázek 26– fotodokumentace trhlin T1, T4 a T6 a svislých trhlin T7 a T8

4.3 Příčiny poruch

V této části průzkumu se budu snažit analyzovat původ a příčiny jednotlivých trhlin. Podélná trhlina T1, která se táhne přes celou délku kaple, vznikla pravděpodobně posunem podpor, což vedlo k vytvoření kloubu ve střední části klenby. Krajní stěna kaple (jižní zeď objektu) vykazuje určité vyboulení. Půdorysný příčný rozměr kaple v 1.NP činí 5,33 m, zatímco ten samý rozměr o patro výše byl naměřen 5,5 m. Zcela jistě zde hraje roli chyba měření, ale o posunu podpor není pochyb. Svědčí o tom i provizorní zajištění klenby táhly vedoucí do okenních otvorů (obr. 27 a obr. 28), kde jsou zakotveny do úhelníků obepínající meziokenní pilíře. Kaple je táhly v příčném směru stažena. Trhlina T2 mohla vzniknout rozdílným sednutí jihozápadním rohem budovy a zbytkem konstrukce. Tato příčina, nejspíše také může za tahové trhliny na jižní straně budovy. Trhliny T1 a T2 jsou obě tahového charakteru. Zvláště T1 působí významně narušuje statickou funkci klenby a ohrožuje její životnost.



Obrázek 27 – fotodokumentace táhel [vytvořeno autorem]



Obrázek 28– uložení táhel na S straně kaple, 2.NP [vytvořeno autorem]

Trhliny T3 a T4 mají taktéž tahový charakter. Vznikly nejspíše špatnou geometrií kombinace lunet a valené klenby. Trhliny se nacházejí v oslabené části průniku a obou konstrukcí. Za jich vznikem také může stát vyboulení stěny, směrem ven od objektu. Lehké vyboulení bylo naměřeno (viz výše)

Naopak trhliny T5 a T6 nemají žádný vliv na statiku valené klenby. Nalézají se na čelech hlavní klenby a zdá se, že při provádění klenba nebyla prozděna do čelních zdí kaple. Spára mezi zdmi a čely klenby byla jen vyplněna maltou a zakryta štukovou omítkou. Výplň a omítka časem opadaly a spára byla odhalená. Nemám k dispozici, žádná měření, ale je dost možné, že spára prochází celou výškou klenby. Žebra vycházející z rohů kaple jsou, zdá se, nosná a klenbový prostor mezi nimi je tvořen pouze vyzdívkou. Existence trhlin nikterak neovlivňuje statické vlastnosti klenby.

Trhliny T7 a T8 se nalézají ve 2.NP a postupují až do 3.NP. Jedná se o trhliny masivní dosahující šířky až 30 mm tahového charakteru. Trhliny vznikly pravděpodobně odklonem boční části objektu. K tomuto odbočení došlo buď kvůli narušenému horizontálnímu ztužení nebo zcela chybějícímu. Odbočení se týká opět týká jihozápadní části objektu.

Části s opadanou omítkou poukazují na nekvalitně provedenou vazbu zdiva (viz obr. 16 a obr. 23). Na jižní fasádě se vyskytují, již dříve zmiňované (obr. 23), tahové trhliny o tloušťce 1-5 mm. Tyto trhliny většinou začínají na parapetu horního okna a pokračují k nadpraží spodního okna. Za jejich vznik může nejspíše pokles části objektu. Vzhledem ke štíhlosti meziokenních pilířů se nedá plně vyloučit fakt, že stabilizační táhla pomohly rozvoji trhlin. Na pár místech s opadanou omítkou byly odhaleny zední kleště (obr. 29), které mohly sloužit jako horizontální ztužení objektu. Dnes není jasné,

jaké hloubky dosahují a jestli stále ještě plní svou funkci. Od pohledu je zřejmé, že kleště jsou napadeny korozi, a tudíž jejich pevnost nemusí být dostatečná.



Obrázek 29– obnažené zední kleště fungující jako princip horizontálního ztužení

5. Výpočtová část

V této kapitole své práce se budu věnovat výpočtům a porovnáváním různých výpočtových modelů. Veškeré výpočty budou buď provedeny v programu Scia Engineer nebo ručně. Většinou

5.1 Scia Engineer

Program Scia Engineer jsem používal pro všechny následující výpočty. Tento program byl vyvinut pro stavební inženýry a projektanty. Jedná se o výkonný, silný a komplexní nástroj.

Tento software pro statickou a dynamickou analýzu konstrukcí a jejich návrh a posouzení podle příslušných norem je založen na metodě konečných prvků. Ale ve skutečnosti Scia nepracuje přímo s konečnými prvky, ale využívá konstrukčních prvků (prutů), na kterých je generována síť konečných prvků. Tato síť musí být vytvořena před vlastním výpočtem. Tento software lze použít na výpočty a posouzení konstrukcí sestávající z prutů (modelovanými lineárními konečnými prvky) a rovinných prvků, mezi něž patří stěny, desky a skořepiny. Tyto prvky jsou modelovány pomocí 2D konečných prvků.

Scia Engineer obsahuje výpočetní moduly pro několik druhů výpočtů. Patří mezi ně lineárně statické výpočty (včetně některých nelineárních vlastností), geometricky nelineární výpočty, dynamické vlastní kmitání konstrukce, výpočet seizmicity a analýza vzpěru. Kromě vlastního výpočtu Scia dokáže také provádět posudky výsledného návrhu konstrukce podle odpovídajících norem. Knihovna norem v tomto systému obsahuje skupinu národních technických norem pro různé typy materiálů, především, ale nejen, pro ocel a beton.

5.1.1 Metoda konečných prvků

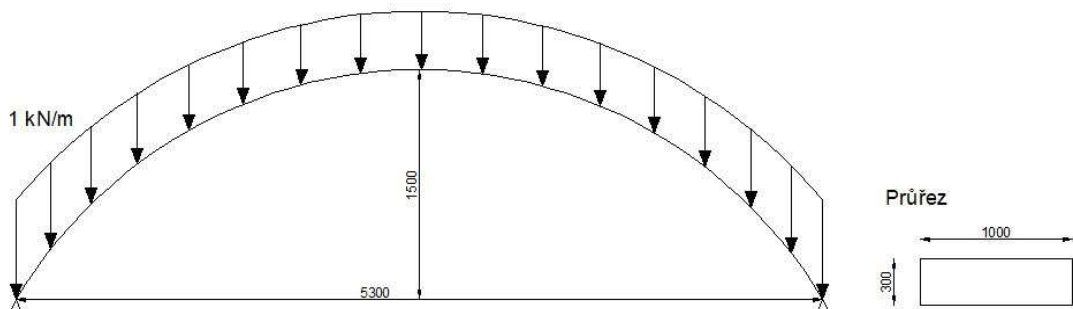
Metoda konečných prvků je obecná numerická metoda, která může být použita k řešení celé řady úloh. Kromě problémů mechaniky (statiky a dynamiky

pevných a poddajných těles) se běžně využívá pro modelování proudění tekutin, vedení tepla nebo analýze elektromagnetického pole a podobně. Velká univerzálnost, snadné algoritmizování a schopnost popsat i značně komplikované a rozsáhlé problémy z ní činí velmi atraktivní výpočetní metodu. Nevýhodou je nutnost použití výpočetní techniky. Její princip spočívá v diskretizaci spojitého kontinua do určitého (konečného) množství prvků. Zjišťované parametry jsou následně zjišťovány na jednotlivých uzlových bodech. [18]

Scia Engineer je založena deformační variantě metody konečných prvků. MKP pak vychází z deformační metody a řeší úlohu v posuvech na jednotlivých prvcích.

5.2 Porovnání výpočtových modelů klenby

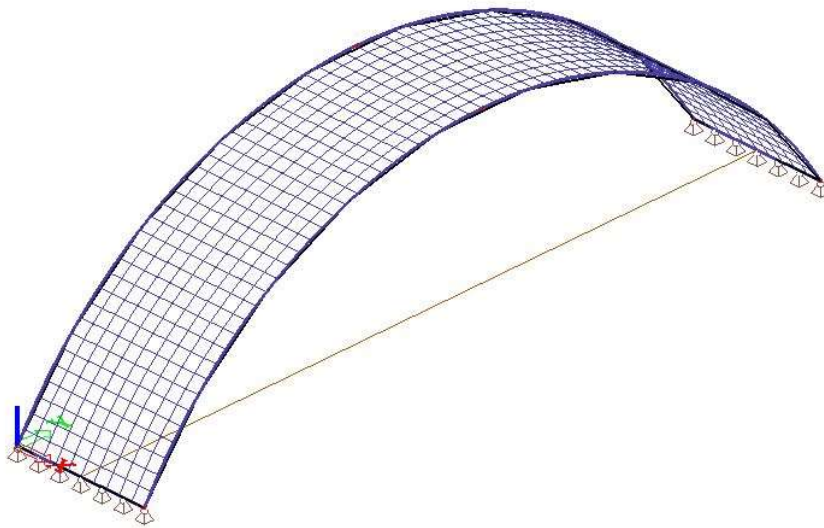
V prvním výpočtu spočívá v porovnávání modelů. Zkoumal jsem klenbu z kaple řešeného objektu a v programu Scia Engineer 16 jsem ji namodeloval z různých prvků. Klenba má rozpětí 5,3 m a vzepětí 1,5 m (viz Obr. 30), její tloušťka je 0,3 m. Nakonec jsem vytvořil čtyři modely. Po jejich vytvoření modelů jsem je všechny zatížil stejným jednotkovým zatížením, vlastní tíhou (objemovou hmotnost jsem zvolil 19 kN/m^3), a zkoumal jsem, jak se změnili výsledné hodnoty. Výsledky jsou zobrazeny v zatěžované kombinaci EN-MSP charakteristická. Zejména jsem se zaměřil na svislé deformace modelu [mm] a napětí na horních (sig^+) a dolních vláknech (sig^-) [kPa].



Obrázek 30– geometrie řešené klenby [vytvořeno autorem]

Jak jsem již zmínil, porovnávám čtyři modely. Nejjednodušší z nich je prutový 1D model. Hodnoty na prutovém modelu jsem vzal jako 100 % a porovnal je s ostatními

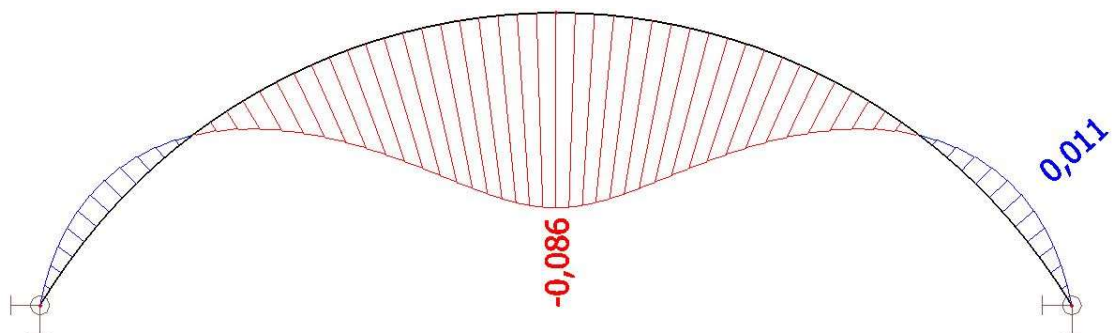
modely. Ostatní prvky jsou 2D. První z nich, označovaný jako model **A**, je prvek vytvořený translační skořepinou. Druhý model, se jménem **B**, vzniknul jakožto prvek stěnový a byl převrácený, aby geometrie odpovídala ostatním modelům: převrácení také bylo potřeba aby vlastní tíha působila ve stejném směru jako jednotkové zatížení. Třetí porovnávaný model **C** je deskový prvek. U tohoto modelu velkou roli hrálo umístění a rozsah podpor, bude rozebráno v závěru. Všechny modely jsou upevněny kloubově.



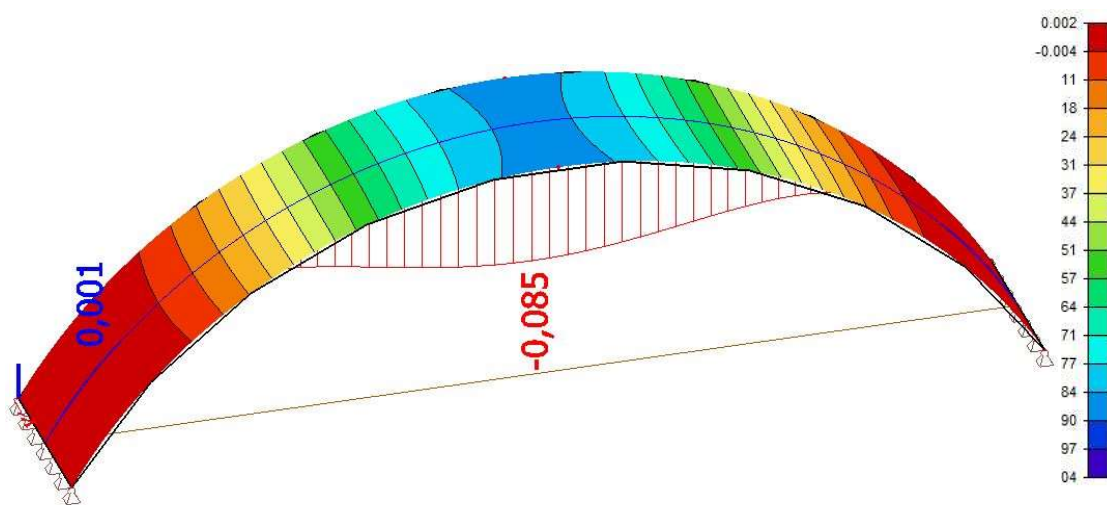
Obrázek 31 - vygenerovaná síť prvků [vytvořeno autorem]

Na jednotlivých modelech byla vygenerována síť prvků pro výpočet (viz. Obr 31). Průměrná velikost plošného/zakřiveného prvku je 0,1 m.

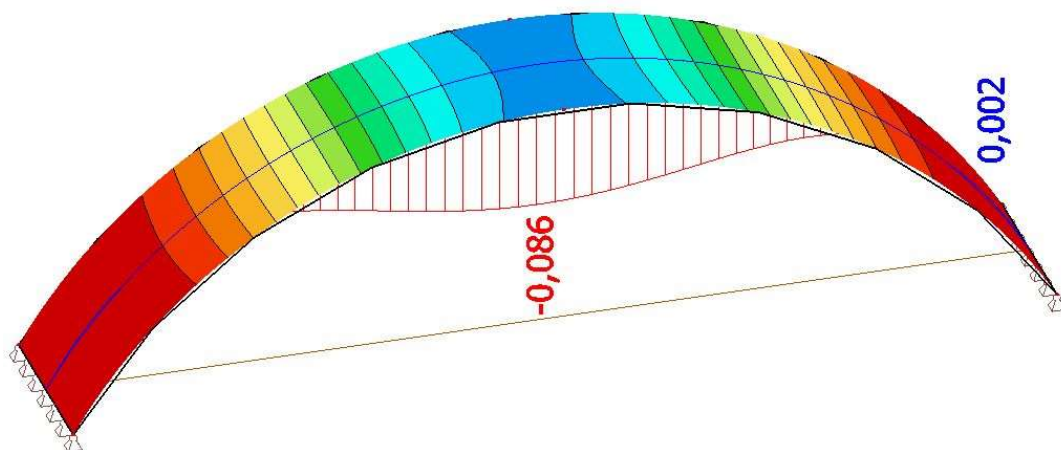
Poznámka: *Obě zatížení (jednotkové a vlastní tíha) působí jako stálé. Kombinaci EN-MSP jsem zvolil kvůli eliminaci obálek ve výsledcích, neboť tato kombinace používá jednotného součinitele. S touto kombinací počítám u všech výpočtů.*



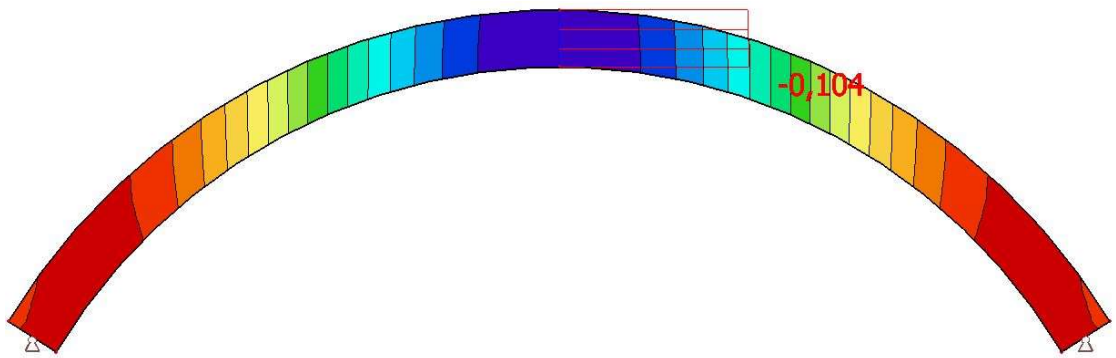
Obrázek 32– svislá deformace U_z prutového modelu; mm [vytvořeno autorem]



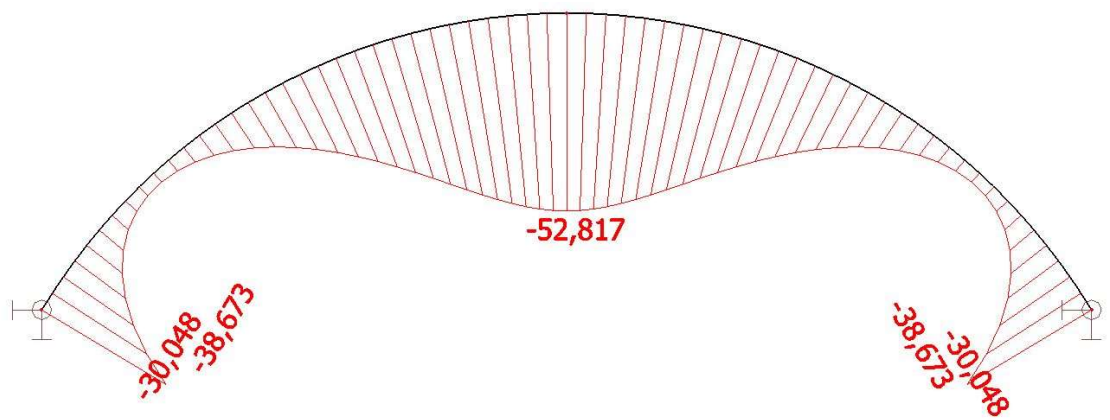
Obrázek 33– svislá deformace skořepinového modelu (A) a stupnice svislého posunu U_z v mm [vytvořeno autorem]



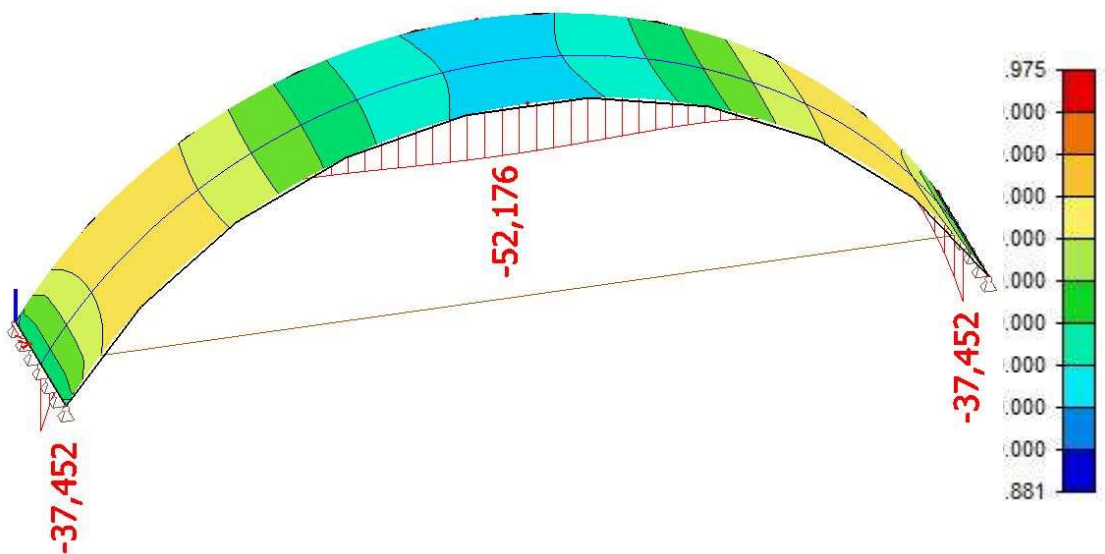
Obrázek 34– svislá deformace U_z stěnového modelu (B) [vytvořeno autorem]



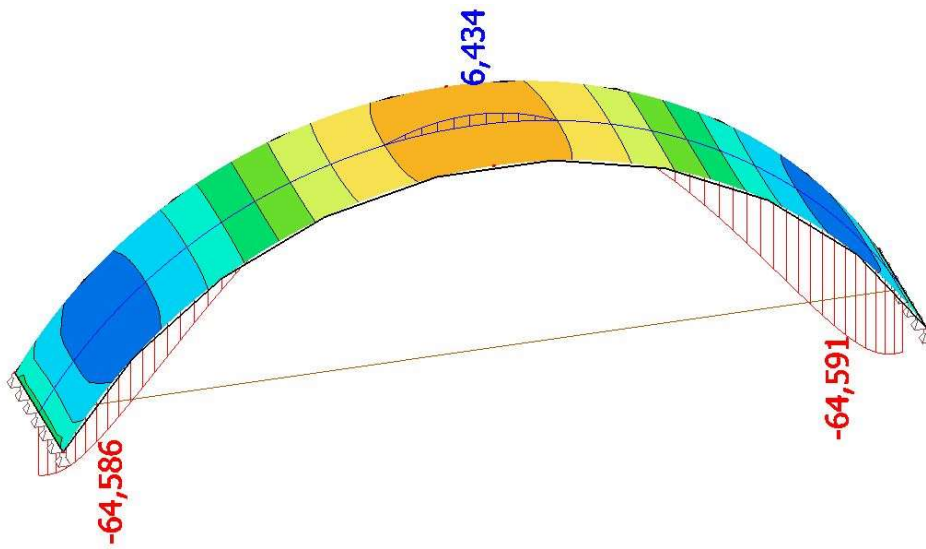
Obrázek 36– svislá deformace Uz deskového modelu (C) [vytvořeno autorem]



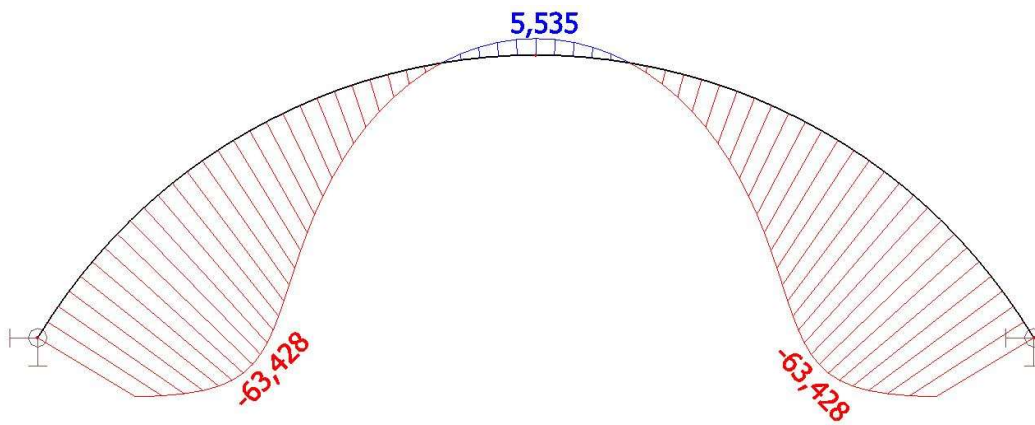
Obrázek 35– napětí na horních sig_x vláknech na prutovém modelu; KPa [vytvořeno autorem]



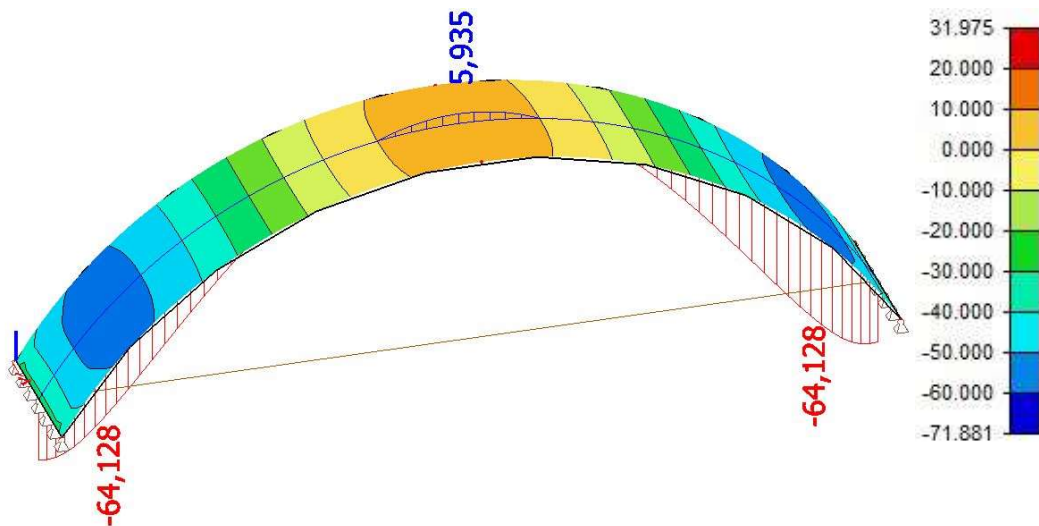
Obrázek 37– napětí na horních vláknech sig_x na skořepinovém modelu (A) a stupnice napětí sig_x v KPa [vytvořeno autorem]



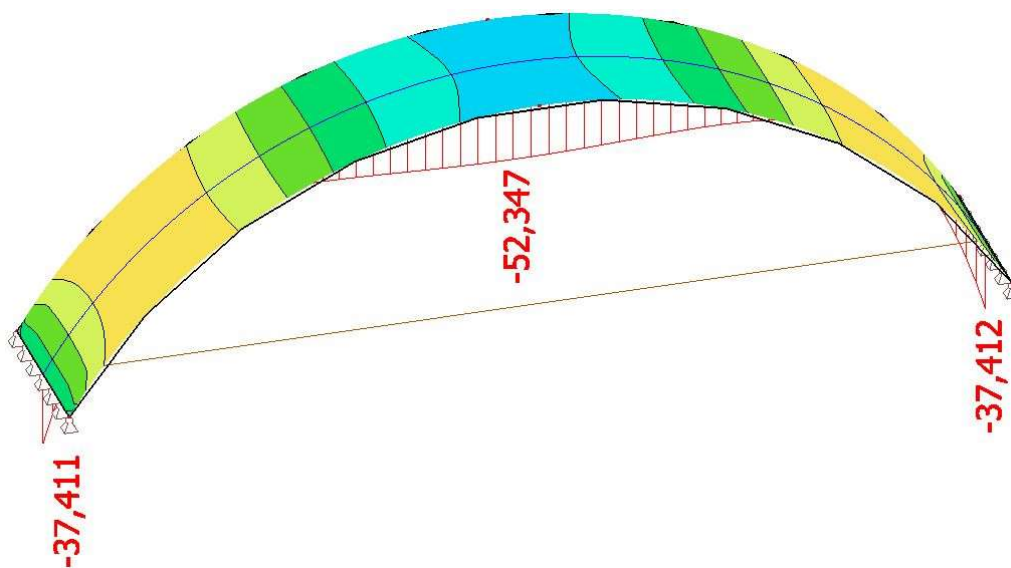
Obrázek 39– napětí na horních vláknech sig_x+ na stěnovém modelu (B)



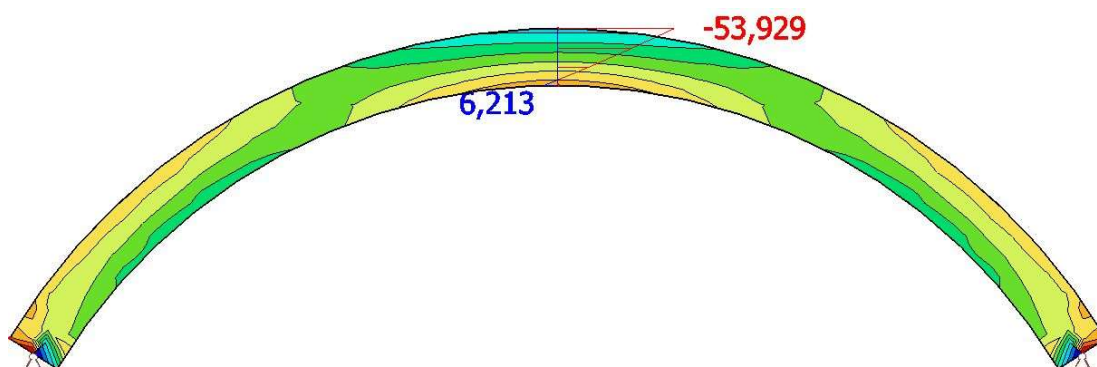
Obrázek 38– napětí na dolních vláknech sig_x- na prutovém modelu; KPa



Obrázek 39– napětí na dolních vláknech sig_x- na skořepinovém modelu (A) a stupnice napětí sig_x+ v KPa [vytvořeno autorem]



Obrázek 40– napětí na dolních vláknech sigx- na stěnovém modelu (B)



Obrázek 41– napětí na vláknech sigx na deskovém modelu (C)

Poznámka: Stěnový model (B) má jinak orientované lokální osy, z tohoto důvodu má také model opačně definované povrchy. sigx- je u horního povrchu. V tab. 1 jsou hodnoty uvedeny správně.

Tabulka 1– tabulkové uspořádání hodnot jednotlivých modelů ve vrcholu a jejich porovnání [vytvořeno autorem]

Model	Uz [mm]	%	Sigx+ [kPa]	%	Sigx- [kPa]	%
Prut	-0,086	100	-52,817	100	5,535	100
Skořepina	-0,085	98,83	-52,176	98,78	5,935	107,22
Stěna	-0,086	100	-52,234	98,89	6,434	116,24
Deska	-0,104	120,9	-53,929	102,12	6,213	112,2

Účelem mého zkoumání bylo zjištění rozdílů hodnot napětí při obou povrchích prvků a celkové deformace prvku. Z předešlé tabulky vychází, že se hodnoty liší v řádech jednotek procent. Při vyhodnocování bylo potřeba dát pozor na stěnový model **(B)**, neboť tento prvek má prohozené lokální osy a hodnoty napětí při povrchích jsou, na rozdíl od ostatních modelů, prohozené. Stejně tak napětí σ_x se výrazně liší a není možnost korigování výsledků (jako u modelu **C**). Tento model není vhodný pro modelování kleneb.

U deskového modelu **(C)** záleželo na umístění a rozsahu podpor. Kromě porovnání výsledků jsem se také snažil o to, aby výsledné hodnoty se co nejvíce blížili prutovému modelu. Nejdříve jsem u deskového modelu měl podpory po celé délce spodní linie, ale napětí ve vrcholu, zejména na dolním povrchu dosahovalo pouze 8 % napětí na prutu. Bylo proto třeba pozměnit podporu, respektive ji redukovat jen na část hrany desky. Postupně jsem délku liniové podpory zmenšoval a přibližoval jsem se tak výsledkům z prutového prvku. Nakonec jsem se dostal na délku 0,006 m v polovině hrany. Ani toto přiblížení není perfektní, ale během experimentování jsem si všiml zajímavého vlivu. Čím více jsem se přibližoval k hodnotám napětím tím více jsem se oddaloval od hodnoty deformace, proto také se mi deformace liší o více jak 20%.

Model vytvořený pomocí translační skořepiny **(A)** obstál při porovnání s prutovým modelem nejlépe.

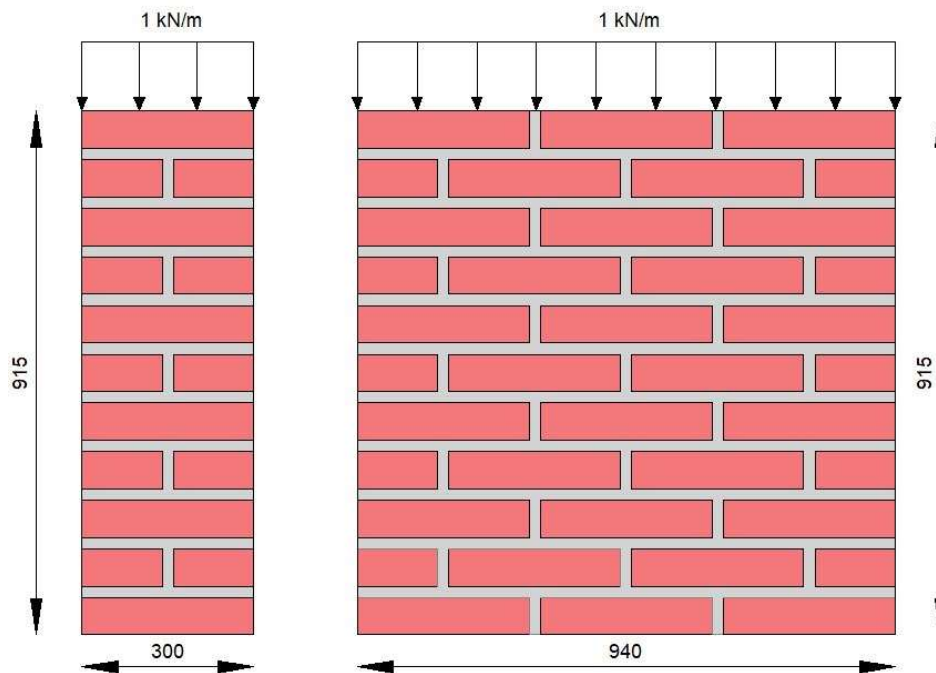
Porovnání prokázalo, že různé výpočtové modely mohou vést ke stejným (velmi podobným výsledkům) a nezáleží na tom, jaký model statik použije, ale zda ho správně zkonstruuje (případ deskového modelu **(C)**) a vyhodnotí (prohozené povrchy u stěnového modelu **(B)**). Samozřejmě je nutné vzít v potaz, že výsledky porovnávám k prutovému 1D modelu a jeho hodnoty beru jako 100 %.

5.3 Rozdíl namáhání zděného pilíře a stěny

V druhém výpočtu porovnávám výpočet zděného pilíře a zděné stěny. Zde hlavně záleží na rozložení tahových a tlakových oblastí na pilíři a stěně. Další porovnání je provedeno na dvou pilířích:

- **Klasický:** zdící prvky ($E_c = 5 \text{ GPa}$; $\nu = 0,2$), malta ($E_m = 0,5 \text{ GPa}$ a $\nu = 0,15$)
 $E_c > E_m$
- **Reverzní:** zdící prvky ($E_c = 0,5 \text{ GPa}$; $\nu = 0,15$), malta ($E_m = 5 \text{ GPa}$ a $\nu = 0,2$)
 $E_c < E_m$

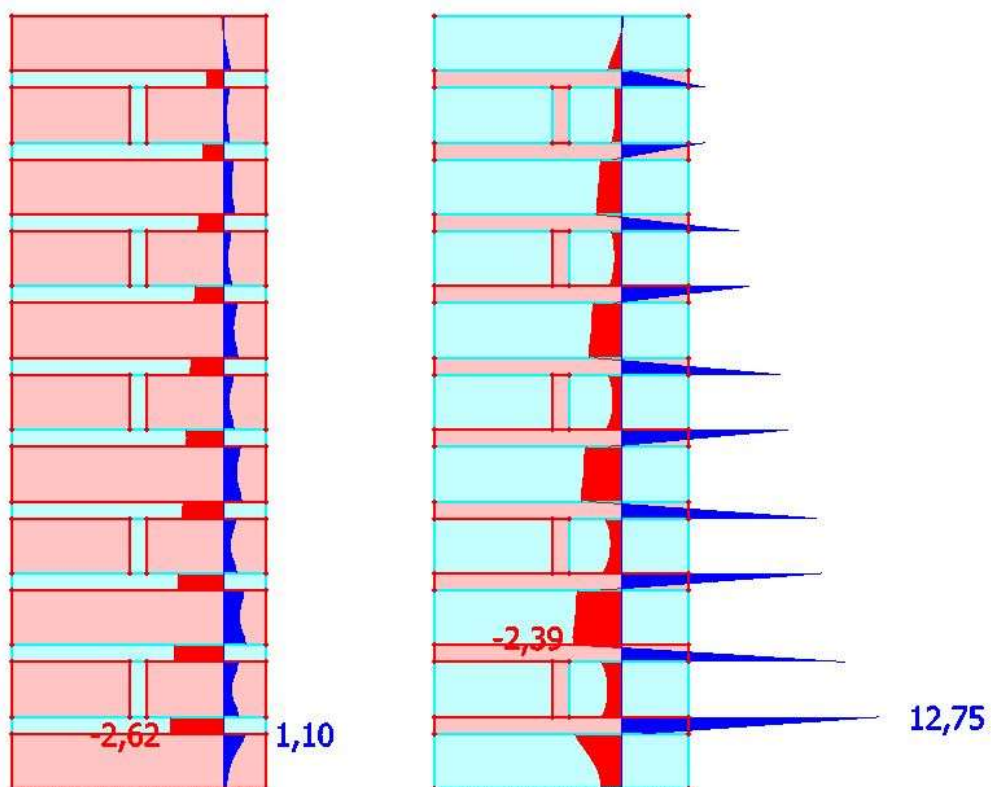
Oba pilíře i stěna je zatížena jednotkovým zatížením a vlastní tíhou. Výsledky jsou zobrazeny v zatěžované kombinaci EN-MSP. charakteristická. Porovnám vodorovné napětí σ_{sigx} a svislé napětí σ_{sigy} .



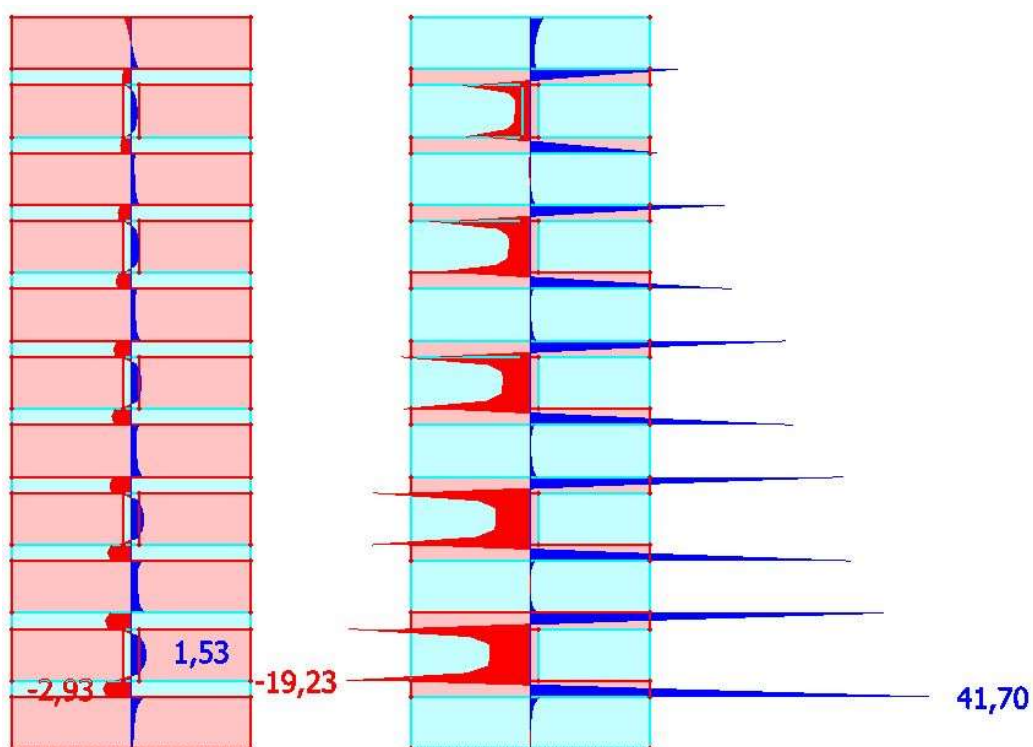
Obrázek 42– geometrie zkoumaného pilíře a stěny [vytvořeno autorem]

Poznámka: Tloušťka pilíře a stěny je 300 mm, v tomto rozměru se však styčná spára neobjevuje. Šířka ložných i styčných spár je 20 mm. Reverzní pilíř je vždy na pravé straně.

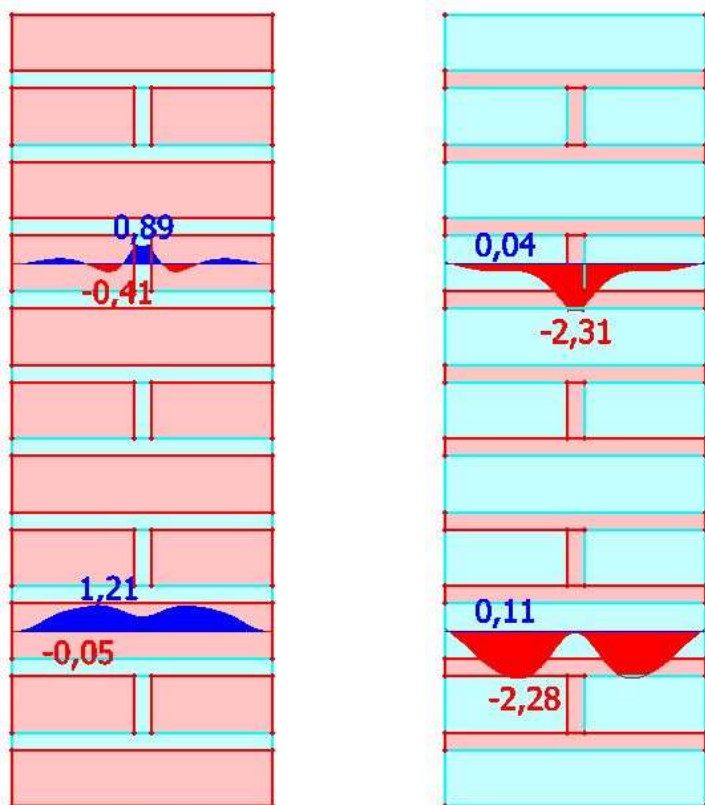
Výsledky jsou vyobrazovány ve čtyřech řezech. Řez 1 je svislý řez vedoucí v 1/4 šířky pilíře. Řez 2 je rovněž svislý vedoucí styčnou spárou na pilíři. Řezy 3 a 4 jsou vodorovné. Řez 3 prochází styčnou spárou v horní třetině pilíře, číslo 4 řeže cihlu ve spodní třetině sloupu.



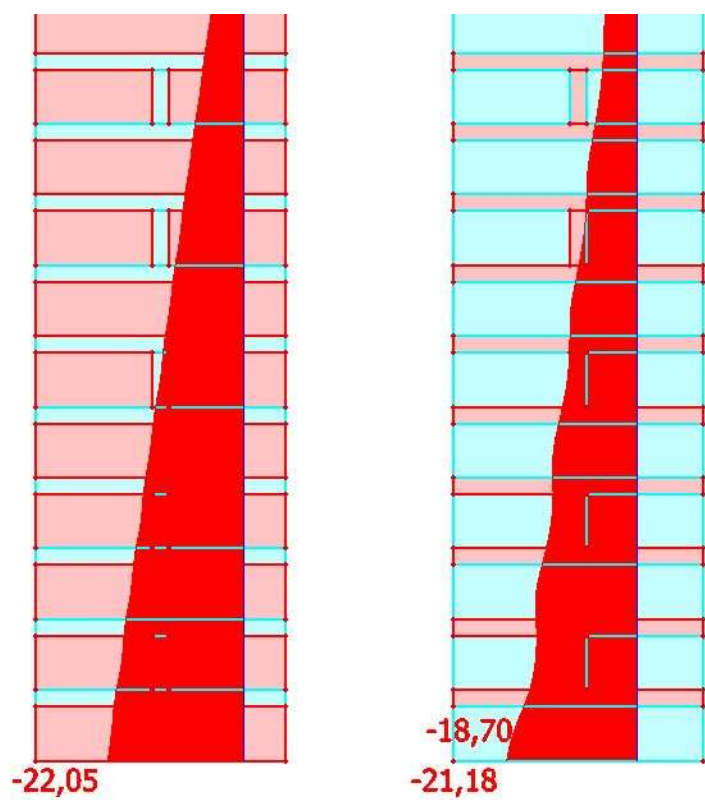
Obrázek 44– vodorovné napětí sigx- v řezu 1; kPa [vytvořeno autorem]



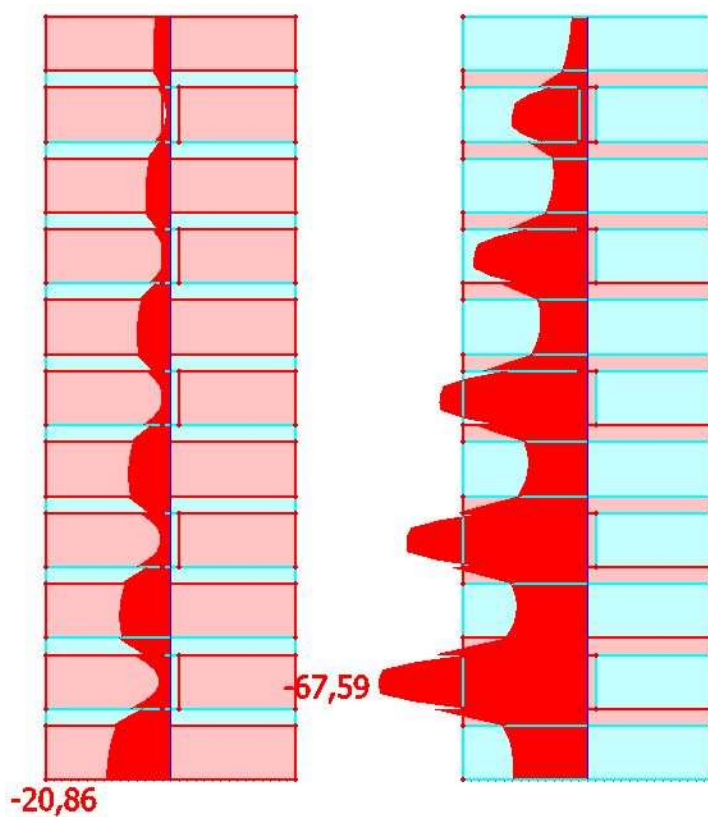
Obrázek 43– vodorovné napětí sigx- v řezu 2; kPa [vytvořeno autorem]



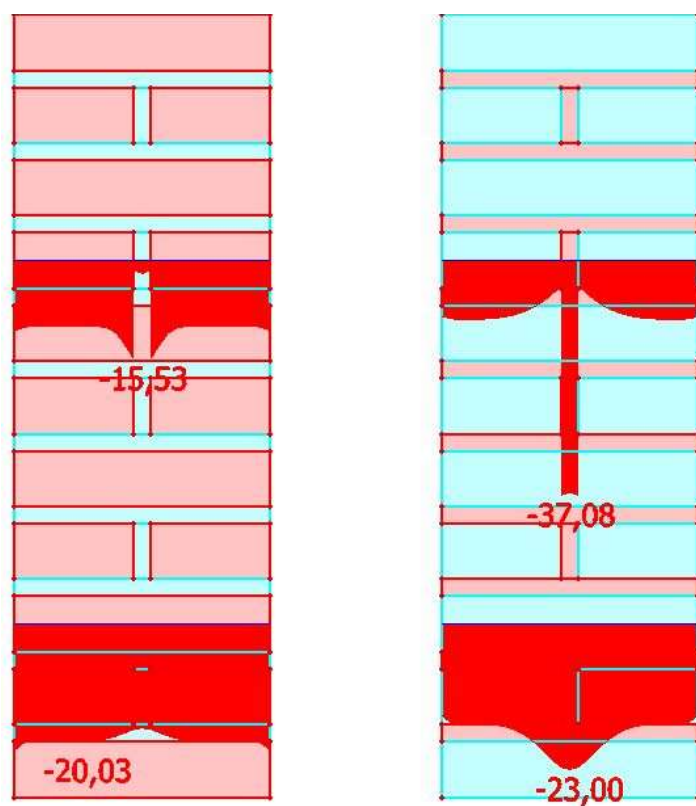
Obrázek 46– vodorovné napětí sigx- ve vod. Řezech 3 a 4 [vytvořeno autorem]



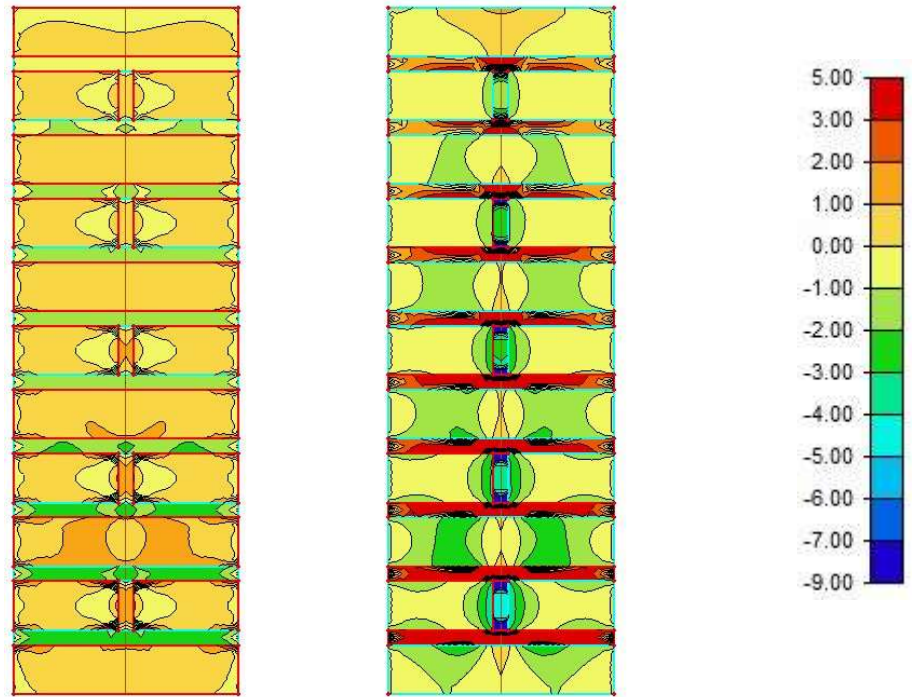
Obrázek 45– svislé napětí sigy- ve řezu 1 [vytvořeno autorem]



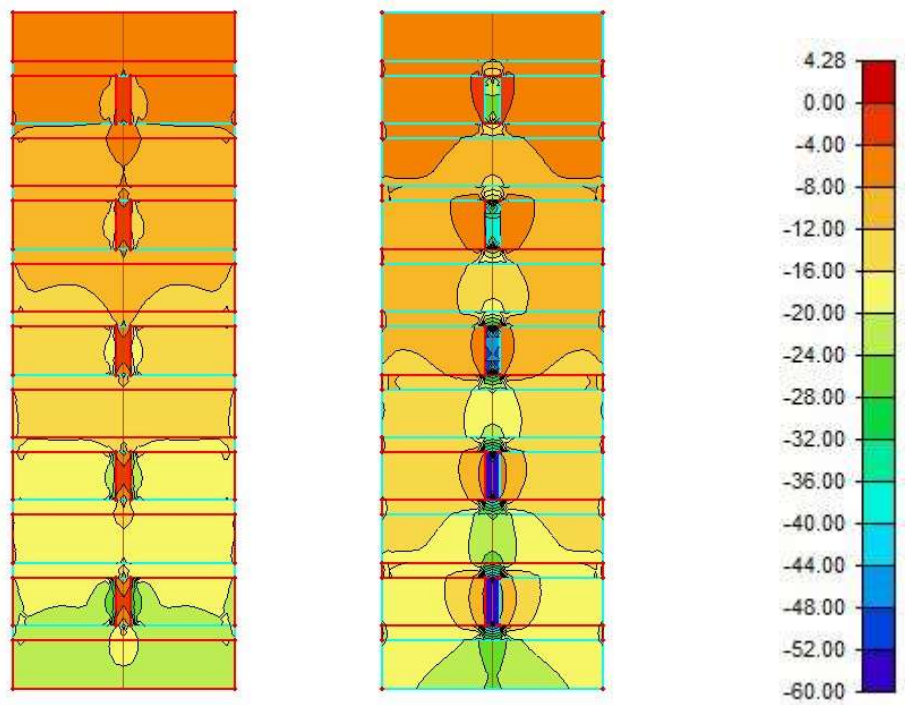
Obrázek 48– svislé napětí σ_y - ve řezu 2 [vytvořeno autorem]



Obrázek 47– svislé napětí σ_y - ve vod. Řezech 3 a 4 [vytvořeno autorem]



Obrázek 49– vodorovné napětí σ_x ; kPa [vytvoreno autorem]



Obrázek 50– svislé napětí σ_y ; kPa [vytvoreno autorem]

Poznámka: Sigx- a sigy- jsou napětí normálová a jejich hodnoty jsou závislé na poloze tělesa vůči osám. Napětí hlavní, neboli sig1,2, zde nevykresluji, neboť v mém porovnání není nikterak zásadní.

Tabulka 2– tabulkové uspořádání hodnot v jednotlivých řezech klasického pilíře [vytvořeno autorem]

	Sigx; tah [kPa]	Sigx; tlak [kPa]	Sigy; tah [kPa]	Sigy; tlak [kPa]
ŘEZ 1	1,10	-2,62	0	-22,05
ŘEZ 2	1,53	-2,93	0	-20,86
ŘEZ 3	0,89	-0,41	0	-15,53
ŘEZ 4	1,21	-0,05	0	-20,03

Tabulka 3– tabulkové uspořádání hodnot v jednotlivých řezech reverzního pilíře [vytvořeno autorem]

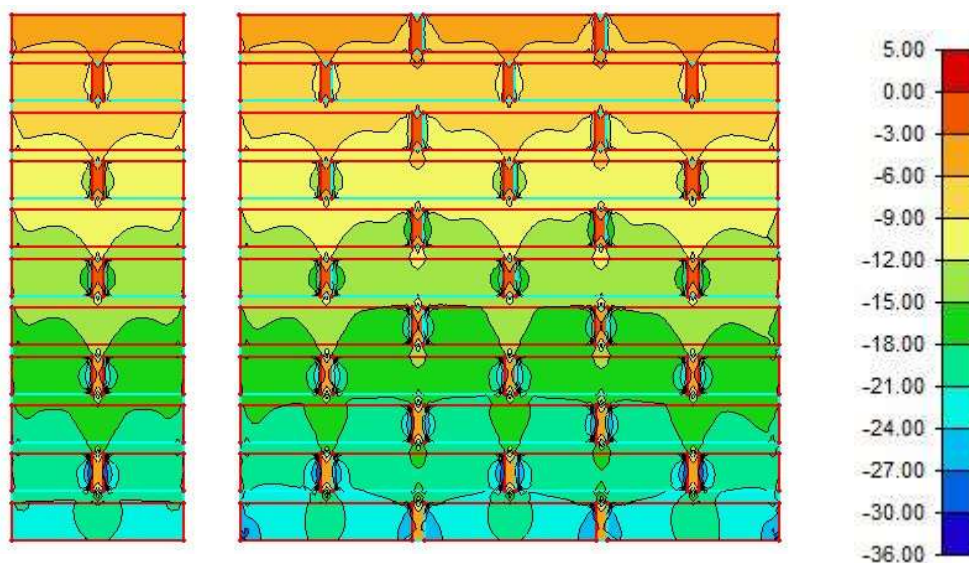
	Sigx; tah [kPa]	Sigx; tlak [kPa]	Sigy; tah [kPa]	Sigy; tlak [kPa]
ŘEZ 1	12,75	-2,39	0	-21,18
ŘEZ 2	41,70	-19,23	0	-67,59
ŘEZ 3	0,04	-2,31	0	-37,08
ŘEZ 4	0,11	-2,28	0	-23,00

Tabulka 4– rozdíly hodnot obou pilířů [vytvořeno autorem]

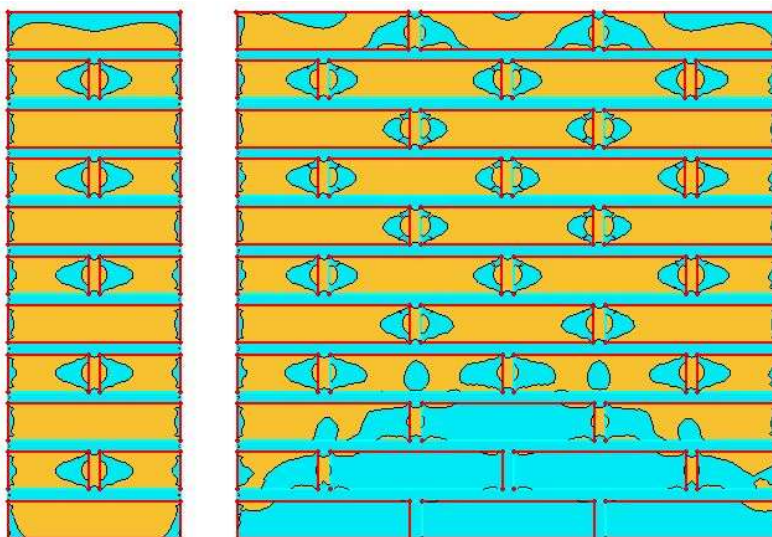
	Sigx; tah [kPa]	Sigx; tlak [kPa]	Sigy; tah [kPa]	Sigy; tlak [kPa]
ŘEZ 1	11,65	0,23	0	0,87
ŘEZ 2	40,17	16,3	0	46,73
ŘEZ 3	0,85	1,9	0	21,55
ŘEZ 4	1,1	1,78	0	2,97

Po vykreslení výsledků je na první pohled zřejmé že průběhy napětí sigx a sigy jsou prohozené v rámci tlakových a tlačných oblastí. V klasickém případě je malta, která má tendenci k většímu příčnému přetvoření, je příčně „tlačena“ zatímco zdící prvky jsou „taženy“. U reverzního pilíře je to přesně naopak. Malta, která má vyšší modul pružnosti E než zdící prvky, přebírá tahové napětí. Trend prohozených průběhů napětí můžeme pozorovat ve všech řezech. S rozdílnými průběhy napětí dochází také

Porovnání stěny a pilíře:



Obrázek 53– svislé napětí σ_y ; kPa [vytvořeno autorem]

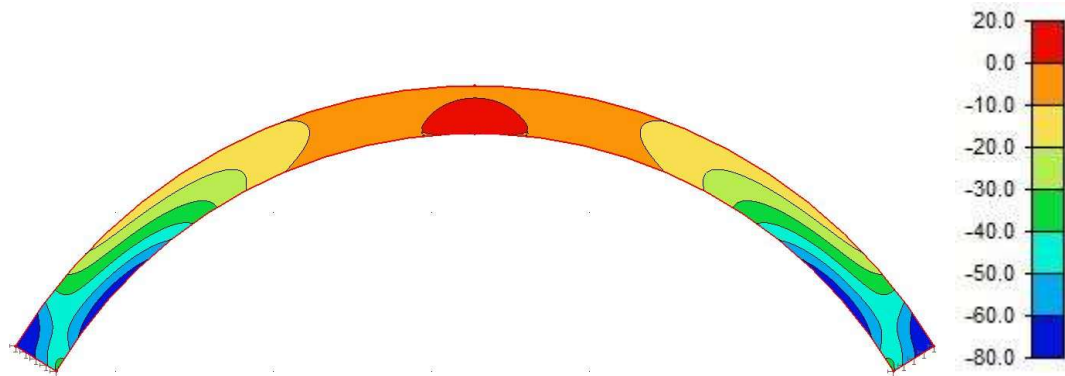


Obrázek 52– svislé napětí σ_x ; žluté plochy jsou tahově namáhány, modré tlakově [vytvořeno autorem]

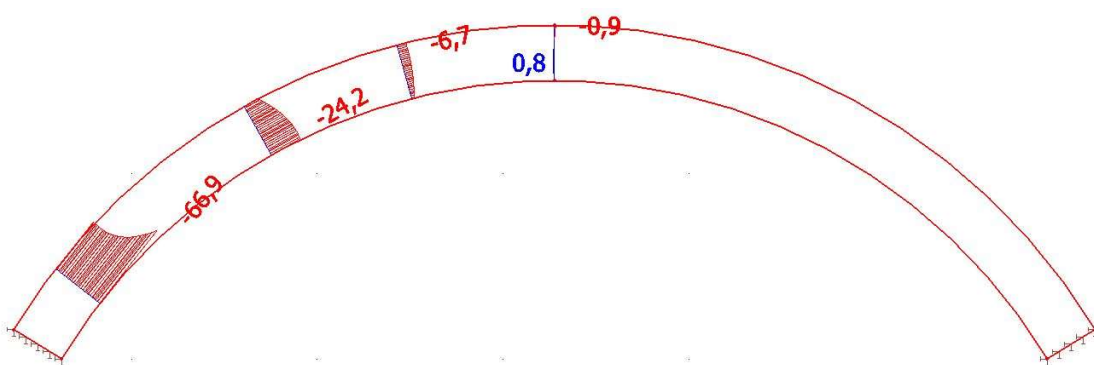
Na normálovém napětí σ_y není nic zajímavého ani nečekaného. Svislé napětí se roznáší na obou konstrukcích stejně a rozdílná geometrie zde nehraje roli. U napětí σ_x se ale začíná projevovat odlišná geometrie zkoumaných konstrukcí. Stěna se vyznačuje velkou tlakovou oblastí ve spodní třetině. Z tohoto vyplývá, že stěna ve své patě, na rozdíl od pilíře, nemůže být narušena tahovými trhlinami, ale pouze drcením materiálu. Proto také můžeme hovořit o stěně jako o stabilnější verzi zděné konstrukce, než jakou je pilíř.

5.4 Homogenní a heterogenní stěnový model klenby

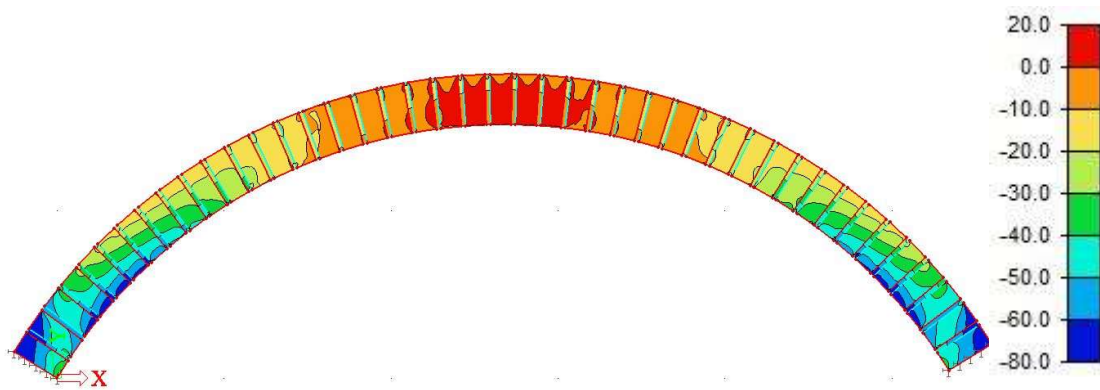
V dalším výpočtu mám dva stěnové modely klenby. Používám stále tu samou geometrii, kterou jsem naměřil v kapli na zámku Brnky (obr. 30). Rozpětí 5,3 m, vzepětí 1,5 m a tloušťka 0,3 m. Jeden model je homogenní stěnový prvek a druhý je heterogenní stěnový model klenby postavený z jednotlivých zdících prvků prvků ($E = 5$ GPa; $\nu = 0,2$) a malty ($E = 0,5$ GPa a $\nu = 0,15$). Obě konstrukce jsou zatíženy vlastní tíhou (objemová tíha malty i zdících prvků je zvolena 19 kN/m^3) a jednotkovým zatížením. Po výpočtu opět porovnávám svislou deformaci modelu a napětí. Konkrétně zde porovnávám svislé napětí σ_y a vodorovné napětí σ_x . Výsledky jsou zobrazeny v zatěžované kombinaci EN-MSP. charakteristická.



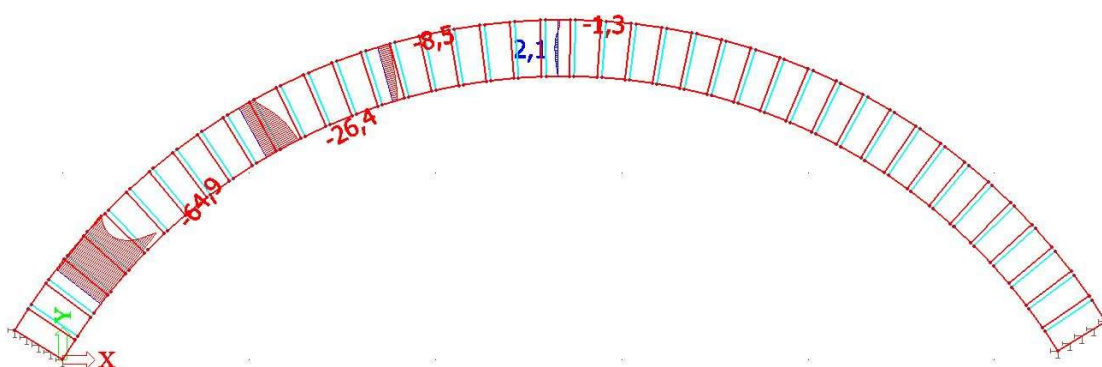
Obrázek 54 - napětí σ_y - na homogenním modelu [vytvořeno autorem]



Obrázek 55– napětí σ_y - na homogenním modelu, hodnoty v řezech; kPa [vytvořeno autorem]



Obrázek 56– napětí sigy- na heterogenním modelu [vytvoreno autorem]



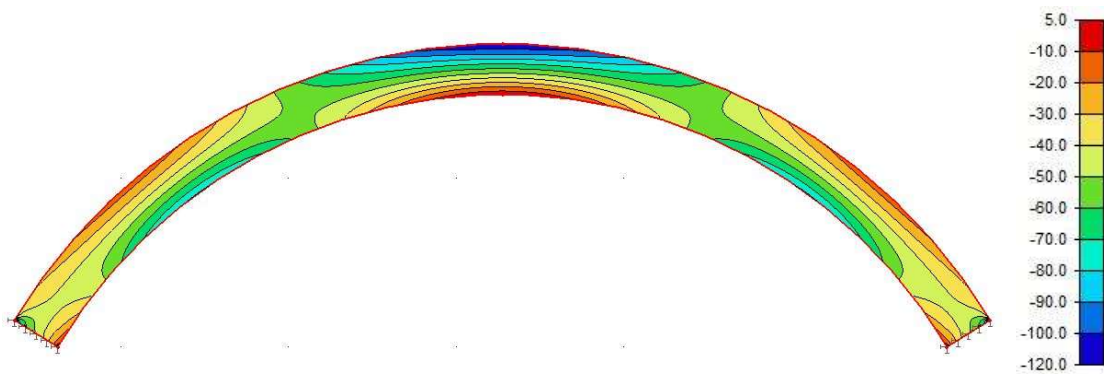
Obrázek 57– napětí sigy- na heterogenním modelu, hodnoty v řezech; kPa [vytvoreno autorem]

Tabulka 2 – max hodnoty sigy- v jednotlivých řezech a porovnání, hodnoty homogenního modelu jsou 100% [vytvoreno autorem]

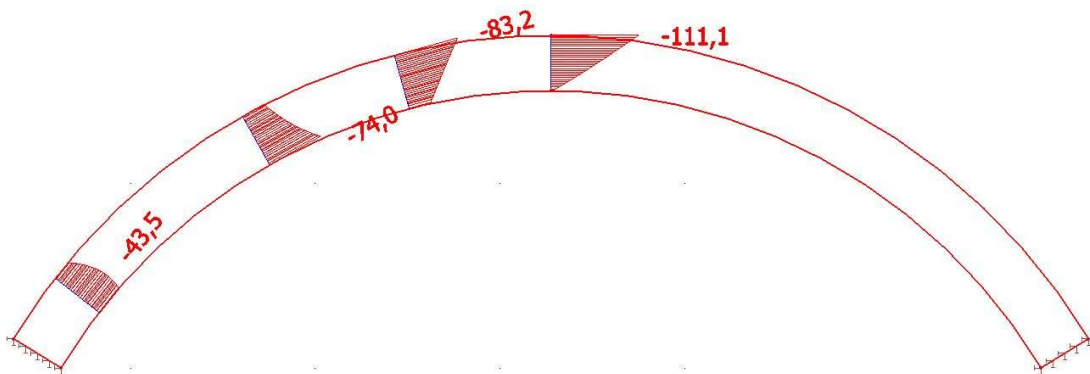
	Řez 1, [kPa] TLAK _{max}	Řez 1 [kPa] TAH _{max}	Řez 2 [kPa]	Řez 3 [kPa]	Řez 4 [kPa]
Homo. model	-0,9	0,8	-6,7	-24,2	-66,9
Hetero. model	-1,3	2,1	-8,5	-26,4	-64,9
Por. hodnot	144,4 %	262,5 %	95,91 %	126,86 %	97,01 %

Tabulka 5 - hodnoty sigy- v řezu 1 na horním a dolním povrch; hodnoty homogenního modelu jsou 100% [vytvoreno autorem]

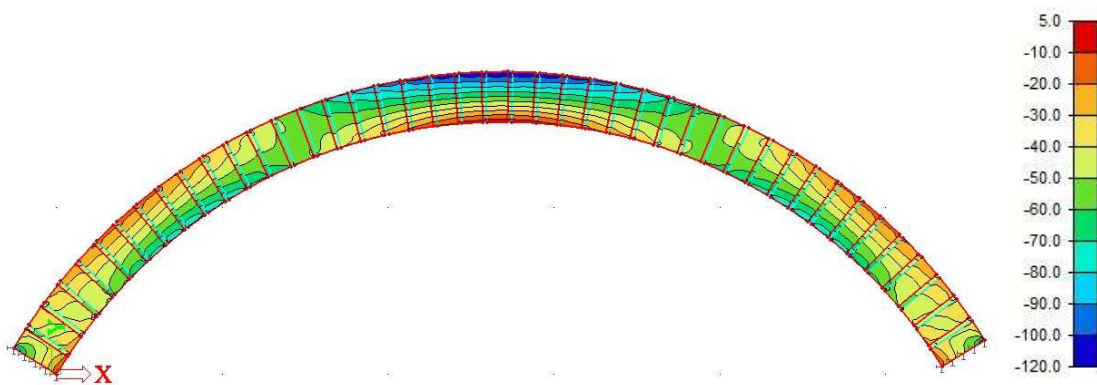
	Řez 1, [kPa] horní povrch	Řez 1 [kPa] Dolní povrch
Homo. model	-0,9	0,1
Hetero. model	-1,0	0,2
Por. hodnot	111,1 %	50 %



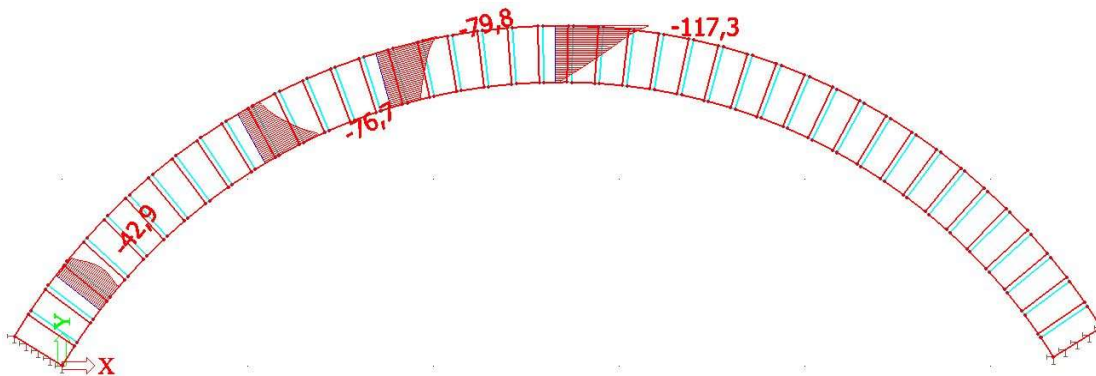
Obrázek 58– napětí σ_{gx} - na homogenním modelu [vytvořeno autorem]



Obrázek 59– napětí σ_{gx} - na homogenním modelu, hodnoty v řezech; kPa [vytvořeno autorem]



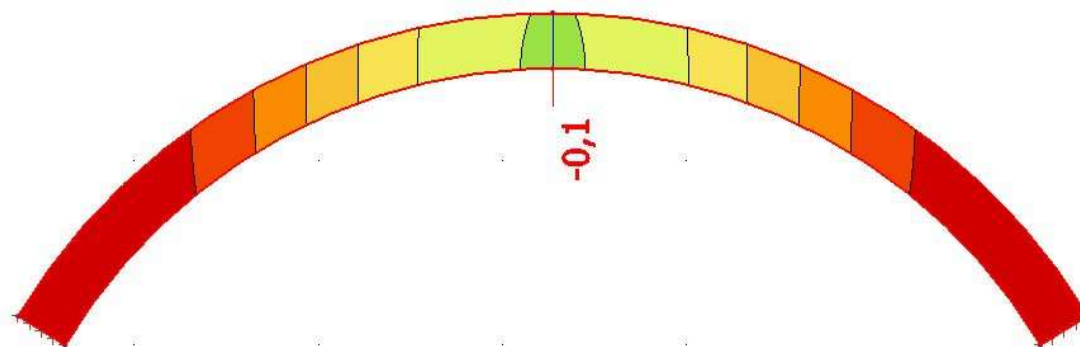
Obrázek 60– napětí σ_{gx} - na heterogenním modelu [vytvořeno autorem]



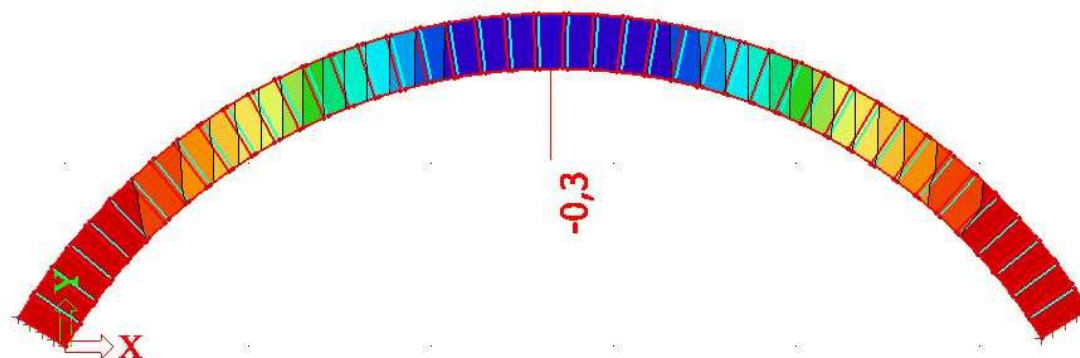
Obrázek 61– napětí sigx- na heterogenním modelu, hodnoty v řezech; kPa [vytvořeno autorem]

Tabulka 6– max hodnoty sigx- v jednotlivých řezech a porovnání, hodnoty homogenního modelu jsou 100% [vytvořeno autorem]

	Řez 1 [kPa]	Řez 2 [kPa]	Řez 3 [kPa]	Řez 4 [kPa]
Homo. model	-111,1	-83,2	-74,0	-43,5
Hetero. model	-117,3	-79,8	-76,7	-42,9
Por. hodnot	105,58 %	95,91 %	103,64 %	98,62 %



Obrázek 63– svislý posun homogenního modelu; mm [vytvořeno autorem]



Obrázek 62– svislý posun heterogenního modelu; mm [vytvořeno autorem]

Z výpočtu je zřejmé, že hodnoty na obou modelech se nejvíce liší ve vrcholu posuzované klenby. Čím se blížíme k podporám, tak jsou si hodnoty napětí, v obou směrech, podobnější. Z porovnání svislého napětí je patrné, že heterogenní segmentový model je výrazně poddajnější než model homogenní. Při praktickém výpočtu, ale je jedno, který z těchto modelů bude použit. Průběhy napětí jsou si podobné a pro běžné použití jsou oba modely použitelné.

Větší deformace heterogenního modelu jsou způsobeny přítomností poddajnějších maltových spár. Tyto spáry se nevyskytují na homogenním modelu, a proto jimi není oslabován.

Vodorovné napětí σ_x se na obou modelech liší pouze v řádech procent. Jak už bylo zmíněno největší rozdíl je na vrcholu klenby a směrem k podporám se rozdíly zmenšují.

U svislého napětí σ_y je situace jiná. Ve vrcholu jsou tahová napětí úplně odlišná, a i místo maximální hodnoty se nachází jinde na výšce průřezu. Z vykreslených napětí na klenbě je zřejmé, přítomnost poddajnějších spár má větší vliv na svislé napětí než na vodorovné. U σ_y stojí za pozornost rozšířená tahová oblast ve vrcholu. Tahové napětí se přenáší maltovými spárami a tlaková oblast ve vrcholu je proto minimální. Kvůli ovlivnění spárami dostaneme tak velké tahové napětí a s tím i velký rozdíl mezi modely.

Porovnávání maximálních tahových a tlakových hodnot ve vrcholu se ukázalo jako nevyhovující (hlavně už kvůli rozdílnému místu maxima). Pokud ovšem porovnáme hodnoty na površích kleneb (viz tab. 3) zjistíme že tlakové napětí na horním povrchu je téměř stejné a tahové na dolním povrchu je u heterogenního modelu dvojnásobné.

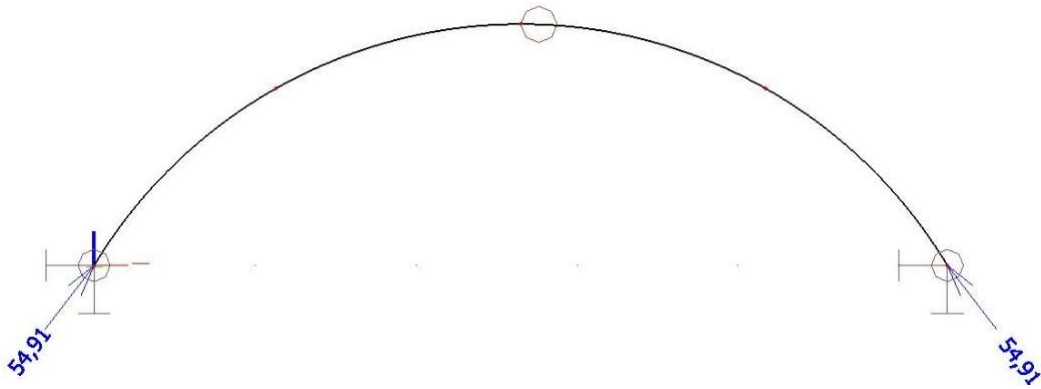
Z těchto výsledků lze usoudit, že heterogenní model je bezpečnější, a tudíž na straně bezpečnosti, ale zase je potřeba být opatrný při jeho vytváření.

5.5 Porovnání grafické metody a lineárního výpočtu

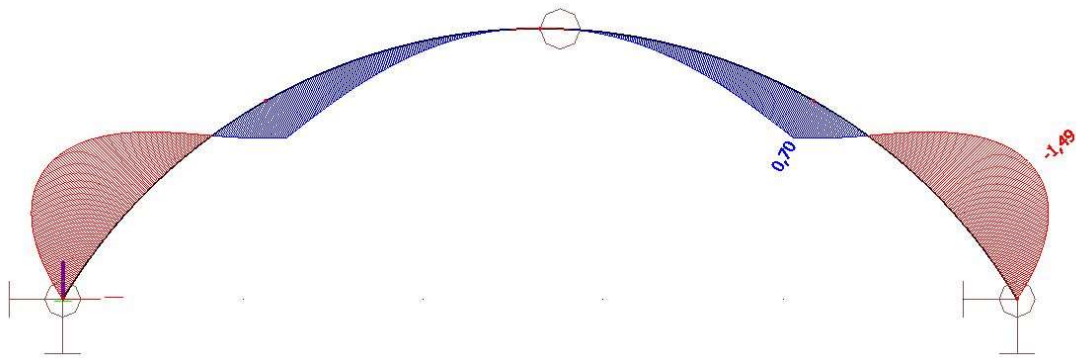
V tomto výpočtu porovnám tradiční grafickou metodu stability klenby s výpočtem ve Scia Engineer 16 na prutovém modelu s kloubem ve vrcholu. Grafická metoda byla provedena za pomoci programu Autocad 16. Pro oba výpočty bylo použito stejné zatížení, které se skládalo z vlastní tíhy klenby a hmotnosti dřevěné podlahy s násypem, která tam dříve byla. Skladba podlahy viz výpočet grafické metody.

Grafická metoda spočívá v určení polohy tlakové čáry v jednotlivých průřezech dané klenby. Díky tomu můžeme jednoduše zjistit, jestli tlaková čára v nějakém průřezu opustí oblast jádra průřezu a vyvolá tak tah na jedné straně průřezu. Protože klenby jsou schopny přenášet zatížení pouze tlakem, tahové oblasti jsou pro ně nebezpečné. Jakožto osově symetrické konstrukce je možné grafickou metodu provádět pouze na jedné polovině např. levé. Vliv druhé odňaté poloviny nahradí se výslednicí D , která působí ve vrcholu. Ze souměrnosti plyne, že ta síla je horizontální neboli se jedná o horizontální talk klenby. Vyšetřovanou polovinu rozdělíme na libovolný počet stejně velkých dílců a v jednotlivých dílcích spočítáme zatížení, které umístíme do těžiště dílku ve formě osamělého břemena. Poté pomocí momentové podmínky vypočteme vodorovnou sílu D působící ve vrcholu klenby. Výslednici postupně skládáme s jednotlivými silami osamělých břemen (F_1, F_2, \dots) a získáváme tak výslednice (R_1, R_2, \dots) v jednotlivých dílcích. Poslední výslednice A udává velikost reakce v patce. Protože spojité zatížení zjednodušíme osamělými břemeny konečná tlaková čára je lomená. Výslednice jednotlivých svislých sil a vodorovné síly rovnoběžkami přemístíme do klenby a zjišťujeme, kde tlaková čára opustí jádro průřezu. Jednotlivé výpočty srovnávám podle normálové síly v podporách a vypočtené excentricity. [19]

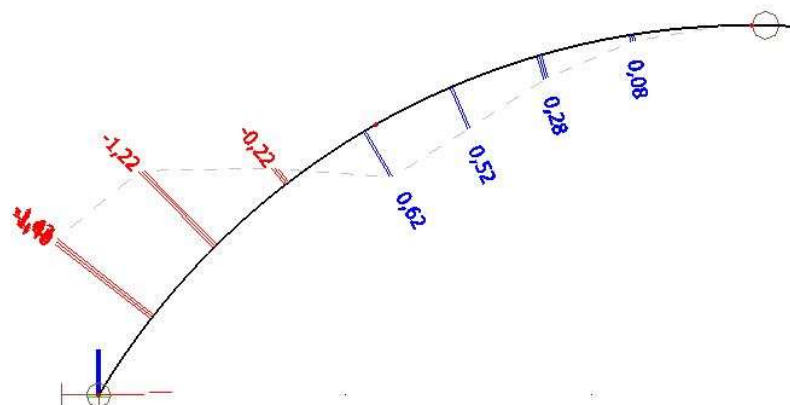
Nejprve provedu výpočet ve Scia Engineer a výslednou reakci v podpoře (obr. 64) porovná s výsledkem grafické metody (obr. 67). Vykreslím si momenty a normálové síly na daných průřezech, vypočítám z nich excentricity a v tabulce (tab. 4) je porovná s odměřenými hodnotami.



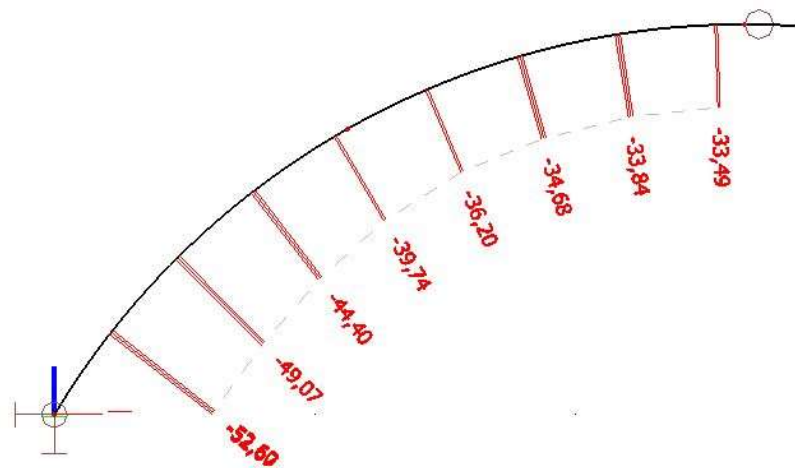
Obrázek 64– výpočet výslednice v podporách kN [vytvořeno autorem]



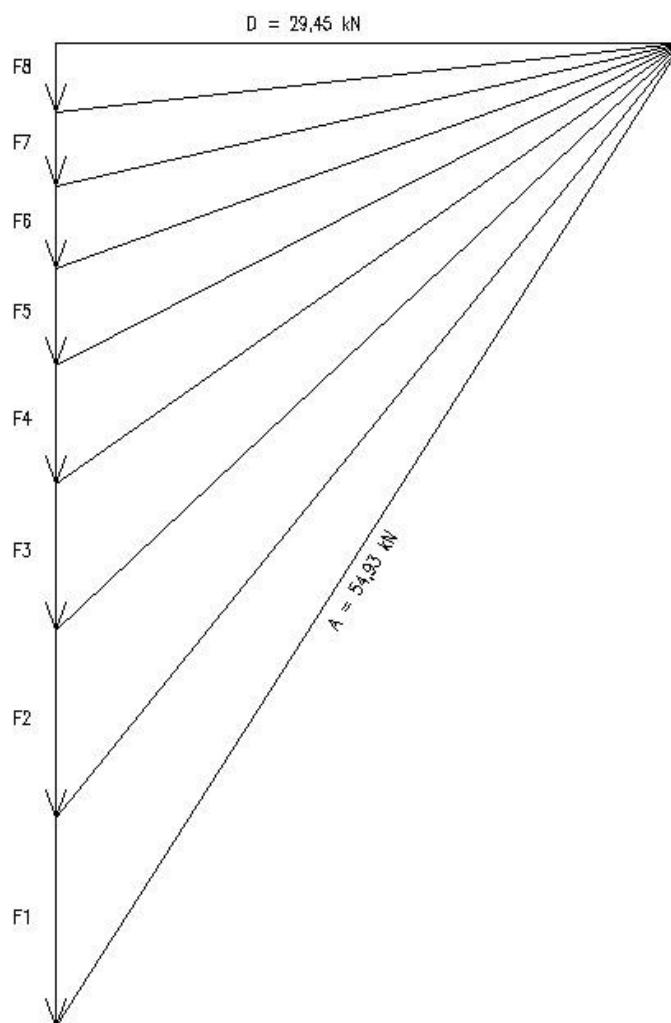
Obrázek 66– průběh momentů na zkoumané klenbě kNm [vytvořeno autorem]



Obrázek 65– hodnoty momentu v průřezech pro výpočet excentricity



Obrázek 68– hodnoty normálové síly v průřezech pro výpočet excentricity [vytvořeno autorem]



Obrázek 67– grafické zjištění podporové reakce a jednotlivých výslednic R_i v patě zkoumané klenby [vytvořeno autorem]

VÝSLEDNICOVÁ ČÁRA

F1= 9,89 kN
 F2= 8,81 kN
 F3= 6,91 kN
 F4= 5,55 kN
 F5= 4,58 kN
 F6= 3,91 kN
 F7= 3,47 kN
 F8= 3,25 kN

SKLADBA

DŘEVĚNÉ FOŠNY + POLŠTÁŘ (30mm)

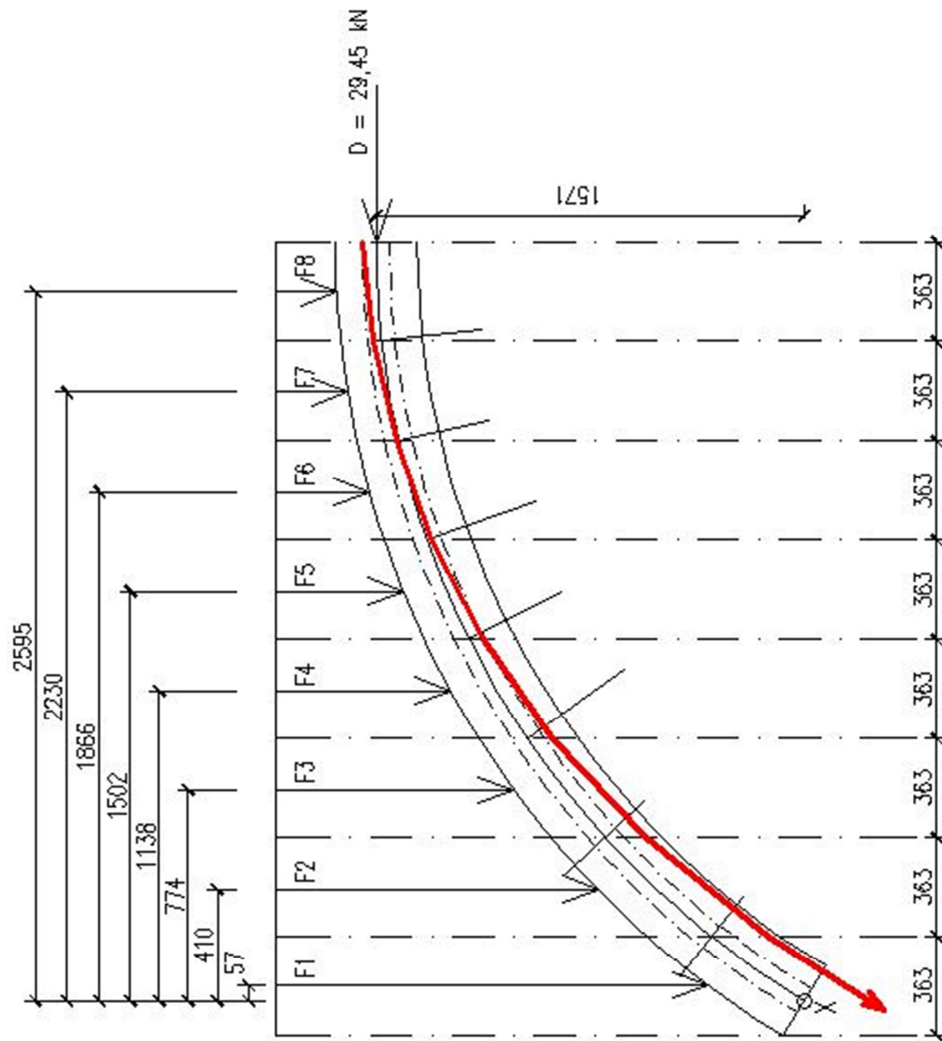
NÁŠYP (220–1860mm)

CIHELNÁ KLENBA (300mm)

OMÍTKA (20mm)

ŠÍŘKA KLENBY 1000 mm

7 kN/m²
 13 kN/m²
 18 kN/m²
 18 kN/m²



PODMÍNKA ROVNOVÁHY KOLEM BODU X:
 $0 = F1 \cdot 0,057 + F2 \cdot 0,410 + F3 \cdot 0,774 + F4 \cdot 1,138 + F5 \cdot 1,502 + F6 \cdot 1,866 + F7 \cdot 2,23 + F8 \cdot 2,595 - D \cdot 1,571$
 $46,265 = D \cdot 1,571$
 $D = 29,45 \text{ kN}$

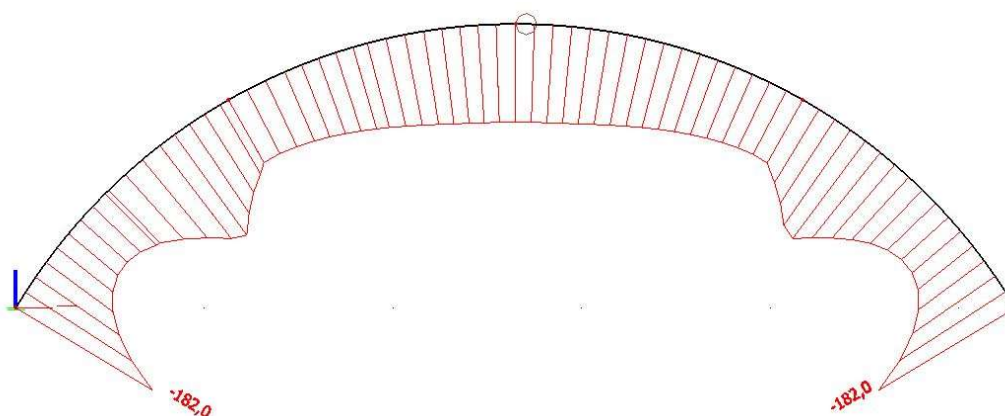
Obrázek 69– výpočet grafickou metodou [vytvořeno autorem]

Tabulka 7– výpočet a porovnání vypočítaných a odměřených excentricit [vytvořeno autorem]

	N [kN]	My [kNm]	$e_{\text{vypočít}}$ [mm]	$e_{\text{odměř}}$ [mm]	Rozdíl [mm]
1	-52,60	-1,43	27,18	130,75	103,57
2	-49,07	-1,22	24,86	107,17	82,31
3	-44,40	-0,22	4,95	74,53	69,58
4	-39,74	0,62	-15,60	42,49	26,89
5	-36,20	0,52	-14,36	14,51	0,15
6	-34,68	0,28	-8,07	-8,99	0,92
7	-33,84	0,08	-2,36	29,76	27,4
8	-33,49	0,00	0,00	50,0	50,0

Z přiložené tabulky jasně vyplývá, že excentricity zjištěné a vypočítané pomocí programu Scia Engineer nelze srovnávat s excentricitami odměřenými po vynesení tlakové čáry grafickou metodou.

I přesto, že statické modely kleneb, jak ve Scie tak v grafické metodě, jsou stejné a výsledná reakce v podpoře je téměř totožná (Scia: $A = 54,91$ kN; grafická metoda: $A = 53,93$ kN), ostatní výsledky jsou jiné. Na první pohled zarážející excentricity, které se sice shodují ve dvou průřezech, ale jinak jsou drasticky jiné v těch zbývajících. Z odlišných excentricit také vyplývá rozdílné napětí po klenbě. U grafické metody vychází tahové napětí už od čtvrtého segmentu (F5), neboť právě zde, tlaková čára opouští jádro průřezu. Pokud ale vykreslím napětí na klenbě ve Scie (obr. 70), zjistím, že se nikde tahové napětí nevyskytuje.



Obrázek 70— normálové napětí na zkoumané klenbě [vytvořeno autorem]

Z mého experimentu dostatečně vyplývá, že tyto dvě metody výpočtu nedochází ke stejným výsledkům. Co se týče výsledků tak je očividné, že ručně počítaná grafická metoda je obezřetnější a opatrnější než výpočet ve Scie. Nabízí nám rizikovější výsledky, a tudíž je na straně bezpečnosti. Je jen na projektantovi, kterou z metod zvolí.

5.6 Posouzení stability meziokenního pilíře

Ze svislých konstrukcí posuzuji meziokenní pilíř na jižní straně kaple. Sloup má rozměry 1,0 x 1,1 m a je proveden z historického smíšeného zdiva, tudíž jsem jeho pevnost, po konzultaci, odhadl na 0,8 MPa. Výpočet je následující:

POSOUZENÍ MEZIOKENÍHO PÍLÍŘE

vstupní hodnoty:	rozměr	b x d =	1000 x 1100	
	výška	h =	4,1 m	
	vazba průměrná			
	trhliny		0,5	
	excentricita	R/10 =	100	
	zatěžovací plocha	Az =	7,6 m ²	
	obj. hmotnost	Q =	19 kN/m ³	
vlastní tíha pilíře		$N = h \cdot b_1 \cdot b_2 \cdot Q =$	85,69 kN	

Zatížení na pilíř:

1.) STÁLÉ :	klenba + podlaha	30 kN/m ²		
	strop	7 kN/m ²		
	střecha	4 kN/m ²		
	CELKEM	41 kN/m ²	=> 25*1,35=	55,35 =fg
2.) UŽITNÉ:	obytná plocha 3.NP	1,5 kN/m ²		
	CELKEM	1,5 kN/m ²	=> 1,5*1,5=	2,25 =fq

zatížení v hlavě spodního pilíře:

$$Ned1 = 2 \cdot N + Az \cdot (fg + fq) = 609,14 \text{ kN}$$

zatížení v patě spodního pilíře:

$$Ned1 = 3 \cdot N + z \cdot (fg + fq) = 694,83 \text{ kN}$$

Únosnost cihelného pilíře:

historická konstrukce předpokládám $f_d = 0,8 \text{ Mpa}$

Posouzení:

vzpěrná výška	hef=	4,1 m	
účinná tloušťka	tef=	1 m	
štíhlost	hef/tef=	4,1 < 27	<u>Vyhovuje</u>
excentricita	$e_i = M_d/N + hef/450 + R/10 = 0 + 4100/450 + 100 = 109,1$	mm	
redukce	$\phi = 1 - 2 \cdot e_i/b = 1 - 2 \cdot 109,1/1000 = 0,78$		
Kritická síla	$N_{rd} = \phi \cdot A \cdot f_d = 0,78 \cdot 1 \cdot 1,1 \cdot 0,8 = 686 \text{ kN}$		

Posouzení v hlavě :

$$N_{rd} = 686 \text{ kN} > 609,14 \text{ kN} = Ned1 \quad \underline{\underline{VYHOVUJE}}$$

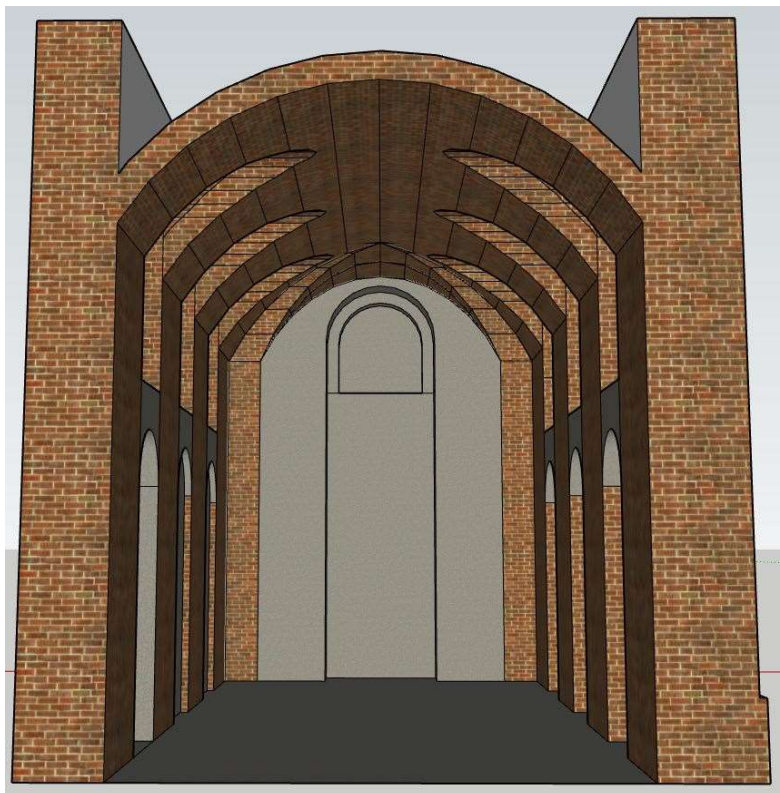
Posouzení v patě :

$$N_{rd} = 686 \text{ kN} < 694,83 \text{ kN} = Ned2 \quad \underline{\underline{NEVYHOVUJE}}$$

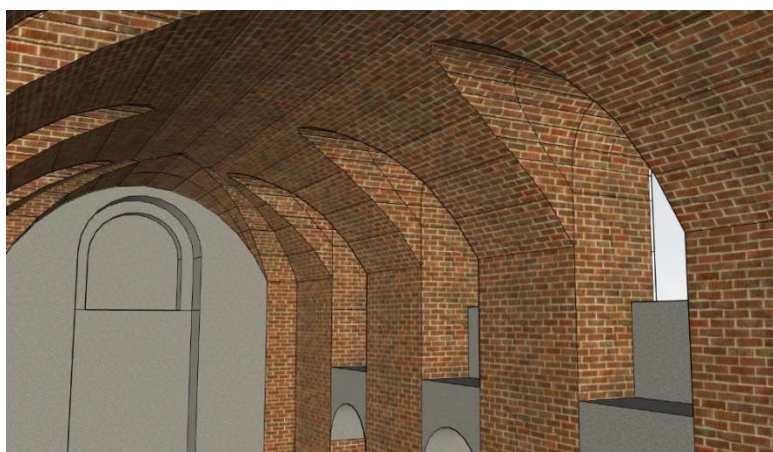
Zkoumaný pilíř nevyhověl na pevnost v patě, a proto bude třeba ho zesílit (viz kapitola 6).

6. Návrh sanace

V této kapitole využiji získaných vědomostí a schematicky navrhnu umístění FRP tkanin ve formě pásů na zkoumané konstrukce v jižním traktu zámečku Brnky. Jedná se o barokní kapli s valenou klenbou a lunetami (viz kapitola 4).



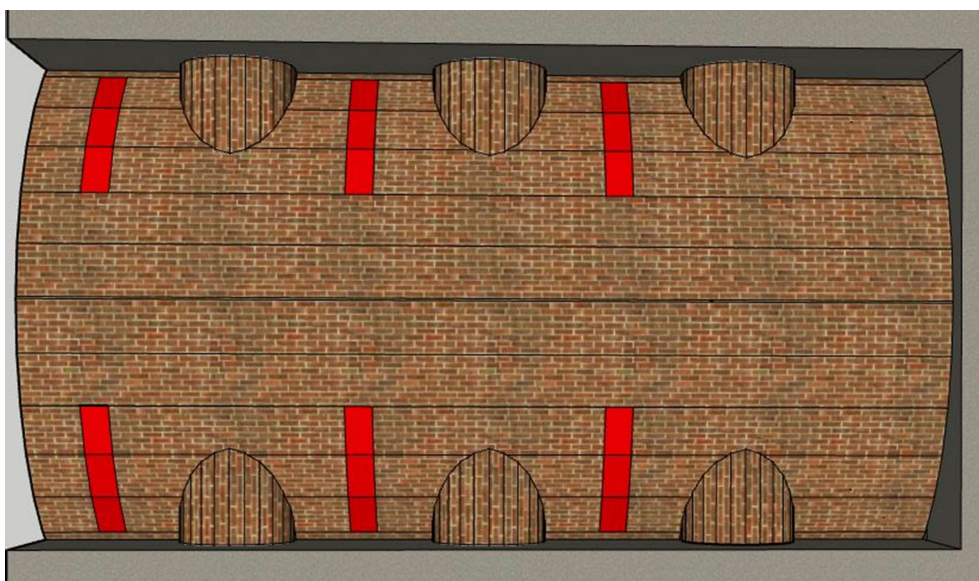
Obrázek 72– 3D model řešené kaple, pohled ze Z [vytvořeno autorem]



Obrázek 71– 3D model řešené kaple, pohled na J stranu [vytvořeno autorem]

Poznámka: Šrafa cihel je použita pouze jako vizualizace; nepopisuje realné rozmístění a orientaci zdících prvků.

6.1 Sanace kleneb



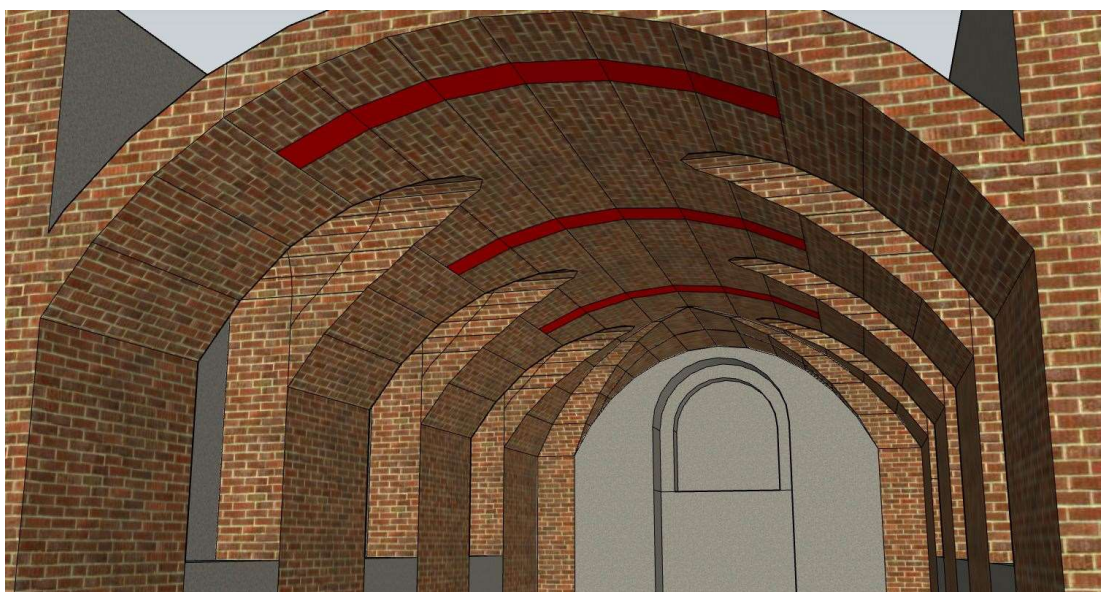
Obrázek 73– umístění pásů FRP na rub klenby [vytvořeno autorem]

U sanací kleneb není problém. Vzhledem k havarijnímu stavu objektu je volně přístupný rub klenby, na který umístíme pásy uhlíkové FRP tkaniny ve spodních třetinách oblouku (obr. 73), neboli tam, kde nám výpočtem vyšel tah. Výztužné pásy FRP umísťujeme na oblasti, kde hrozí tahové napětí a vytvoření plastických kloubů.

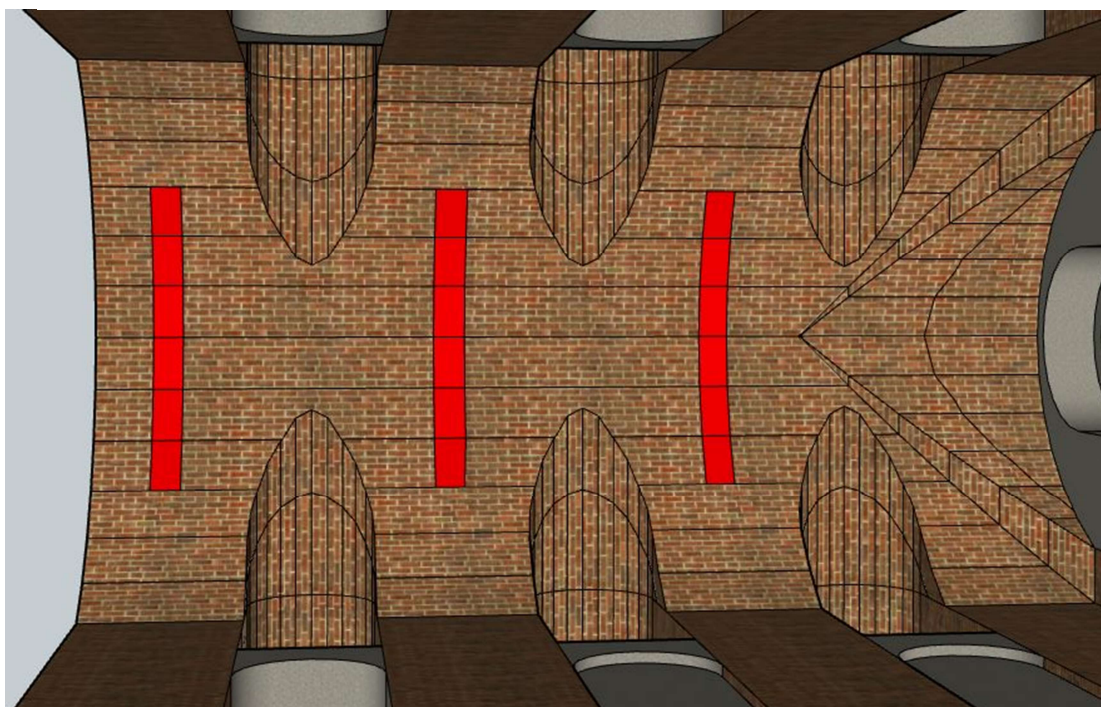
Na líci se zesílení provede na vnitřní třetině klenby (viz obr. 74). Právě zde může dojít k rozevření styčných spár a vytvoření kloubu, což by vedlo k vytvoření mechanismu a následnému kolapsu konstrukce. Při aplikaci na lící stranu musíme dát pozor na vzácnou štukovou výzdobu.



Obrázek 74– umístění pásů FRP na líc klenby [vytvořeno autorem]



Obrázek 75 – pohled na uložení FRP tkaniny [vytvořeno autorem]

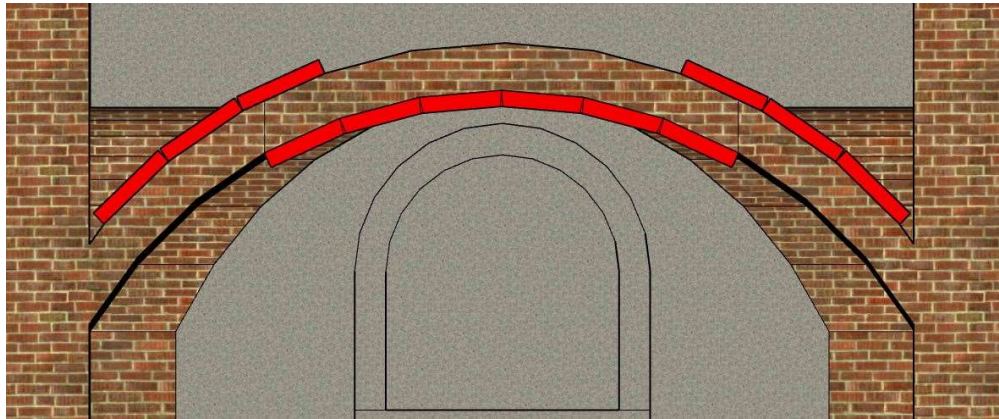


Obrázek 76– umístění pásů FRP na rub klenby [vytvořeno autorem]

Vyztužení je formou pásů CFRP o šířce 200 mm a k očištěné konstrukci jsou připojeny pomocí speciálního lepidla. Rozestupy mezi jednotlivými pásy jsou otázkou podrobnějšího výpočtu. Zde je jen zobrazeno jejich umístění na průřezu klenby. Pásy na rubové straně budou pod násypem, který bude součástí nové podlahy. Na lící

straně se pásy, díky své malé tloušťce schovají pod novou štukovou omítku, která se provede po zesílení klenby.

V tomto případě užití FRP pásků má hlavně tu výhodu, že do štukových omítek vysekáme jen úzký proužek pro uložení pásků a zbytek štukových omítek nenarušíme.



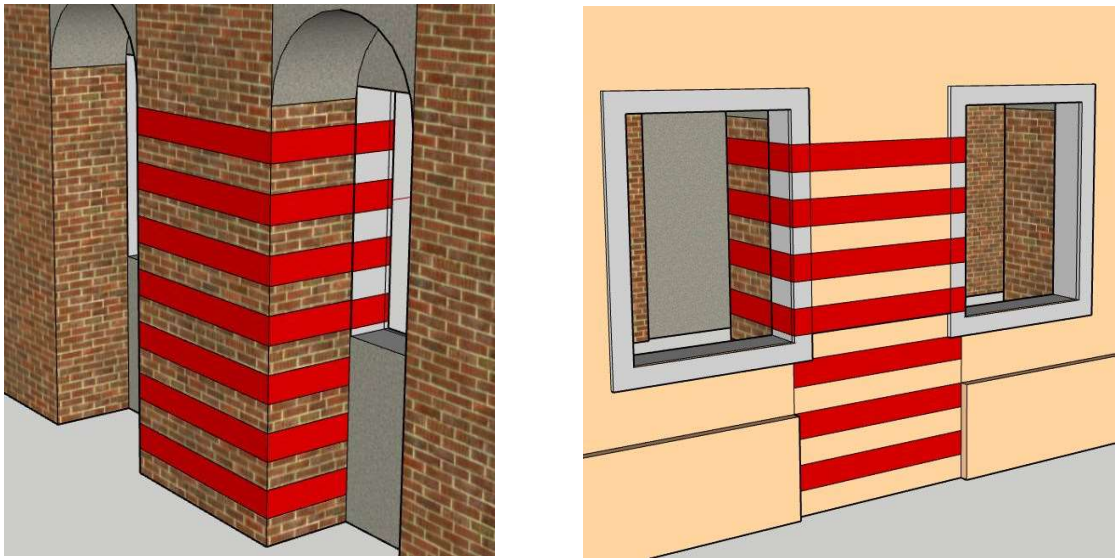
Obrázek 77 - podélný pohled na přesahy FRP pásků; tloušťka pásků je zvětšená kvůli viditelnosti [vytvořeno autorem]

Přesahy jednotlivých pásků (viz obr. 77) vůči sobě by byly součástí podrobnějšího výpočtu. U částí pásků FRP, které přesahují do tlačných oblastí, hrozí boulení a následné odtržení od konstrukce.

6.2 Sanace pilíře

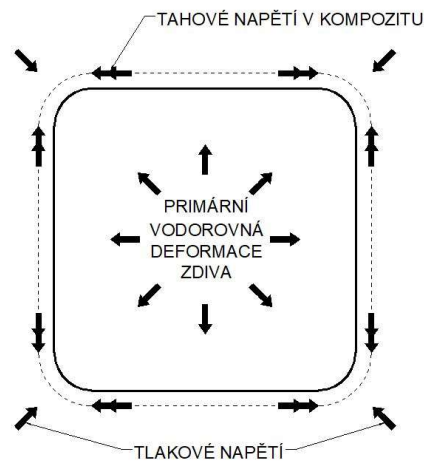
Z předešlého výpočtu je zřejmé že meziokenní pilíř nevyhovuje na pevnost tlaku, a proto je potřeba ho také zesílit. Opět navrhuji zesílení pomocí uhlíkových FRP tkanin, které obmotám zhruba výšky 2/3 řešeného sloupu (viz obr. 78). Není potřeba provádět zesílení na celou výšku, neboť sloup nevyhoví pouze v patě.

Pro připevnění kompozitního materiálu na zdivo použiji lepidlo na bázi epoxidové pryskyřice. Přelep pásků je odhadován na 10 cm, ale opět by to bylo součástí podrobnější analýzy.



Obrázek 78– umístění pásů FRP po výšce sloupu [vytvořeno autorem]

Kvůli provedení, obmotání, je nutné vybourat parapetní výplňovou zídku, přerušit sokl na vnější straně a trochu zaoblit ostré rohy pilíře, které by mohly negativně zapůsobit na tkaniny. Zabolením rohů pilíře (viz obr. 79) zabráníme vytvoření špiček napětí v daných místech. Ostění se rovněž vybourá a po provedení zesílení bude uděláno nové přes zakryté pásy FRP.



Obrázek 79 - soustředění napětí v kompozitu na pilíři [vytvořeno autorem]

Pásy jsou tloušťky 150 – 200 mm a rozestupy mezi nimi jsou také v těchto šířkách. Pro provedení zesílení budou pásy schovány pod omítkami. Důležité je zajistit dýchání konstrukce, FRP pásy proto nesmějí zamezit difuzi vodních par.

ZÁVĚR

V první části jsem vypsal důležité poznatky, které se týkají zděných konstrukcí a jejich případného zesilování. Dotkl jsem se zde principu porušení jak svislých, tak vodorovných konstrukcí. Zmínil jsem, jak dochází k poruchám těchto konstrukcí a jaké jevy mohou hrát největší roli. Po tomto výčtu jsem se zaměřil na FRP materiály. Zde jsem popsal, o co jde, jak fungují a jak jsou v dnešní době využívány. Vzhledem k širšímu použití kompozitů u betonových konstrukcí věnoval jsem jednu kapitolu i této problematice a firmě Betosan, která je odborníkem v této oblasti u nás. Kapitolu jsem shrnul výčtem předností FRP materiálů, mezi které patří: nízká hmotnost a vysoká pevnost v tahu. Největším otazníkem, který nad touto metodou stále visí a brání jejímu plnému rozšíření, je otázka životnosti těchto materiálů.

V druhé části jsem se zaměřil na zámek Brnky na sever od Prahy. Několikrát jsem se tam vypravil, abych si objekt zaměřil a pořídil fotodokumentaci. Po těchto návštěvách jsem si vyhledal dodatečné informace z historicky stavebních průzkumů, které už byly vypracovány. Pozornost jsem věnoval zejména kapli v jižní části objektu, neboť zde se nachází valená klenba s lunetami, která trpí několika prasklinami a je pouze provizorně stažena ocelovými táhly. Cílem mé analýzy bylo zakreslení poruch do schématu a následné určení jejich příčin.

Třetí část je základní kámen mé práce. Provedl jsem řadu výpočtů a porovnání, jen proto abych demonstroval jemné rozdíly mezi výpočtovými modely. Zkoumal jsem vliv šířky podpor, rozdílnou geometrii prvků, vliv materiálových charakteristik na výsledky apod. Porovnával jsem čtyři různě vytvořené modely kleneb a zkoušel jsem je korigovat tak, aby se navzájem co nejvíce podobali. Experimentoval jsem s cihelným pilířem a stěnou, kde jsem prohazoval materiálové vlastnosti. Zkoumal jsem rozdíly mezi homogenním a heterogenním modelem, a nakonec jsem srovnával výpočet provedený v ruce a v programu, a to je jediný výpočet ve kterém jsem selhal. Jinak jsem došel k závěru, že každý model má své pro a proti, a důležité je vědět, jak se daný model bude chovat a kdy a kde ho můžu použít. Uvědomil jsem si kolik různých metod výpočtů existuje a také jak moc jsou výpočty ovlivněny výše zmíněnými faktory.

Nakonec jsem vzal získané vědomosti a schematicky jsem navrhl sanační opatření valené klenby a meziokenního pilíře v kapli na zámečku Brnky. Návrh je pouze prvotní, podrobnější výpočty by byli nutné pro provedení.

Velmi si cením poznatků a vědomostí, které jsem získal v průběhu psaní této práce. Jsou skvělým doplněním a rozšířením znalostí, kterým jsem získal ve škole. Zvláště pak zkušenosti s modelováním a výpočty jsou pro mě cenné, neboť jsem si uvědomil, jak moc mě toto „odvětví“ zajímá. Také jsem rád za práci v terénu, které se mi dostalo, při pořizování fotodokumentace a zaměřování objektu. Celkově mě tato práce posunula směrem, o kterém jsem věděl velmi málo, ale nakonec jsem si ho oblíbil. Poznatky sesbírané v této práci si chci uchovat a později využít ať už při mém budoucím zaměstnání nebo při psaní práce diplomové, ve které bych se chtěl detailněji zaměřit na samotný návrh a výpočet a sanačních opatření zděných konstrukcí.

SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY

Odborná literatura

- [1] DE LORENZIS, L., T.J. STRATFORD a L.C. HOLLAWAY. Structurally deficient civil engineering infrastructure: concrete, metallic, masonry and timber structures. *Strengthening and Rehabilitation of Civil Infrastructures Using Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Composites*[online]. Elsevier, 2008, 2008, s. 1-44 DOI: 10.1533/9781845694890.1. ISBN 9781845694487
- [2] WITZANY, Jiří. Poruchy a rekonstrukce zděných budov. Praha: ŠEL, 1999. ISBN 80-902697-5-3.
- [3] SOLAŘ, Jaroslav. *Poruchy a rekonstrukce zděných staveb*. Praha: Grada, 2008. Stavitel. ISBN 978/80/247/2672/4.
- [4] WITZANY, Jiří. *PDR – poruchy, degradace a rekonstrukce*. V Praze: České vysoké učení technické, 2010. ISBN 978-80-01-04488-9.
- [5] WITZANY, Jiří, Tomáš ČEJKA a Radek ZIGLER. Failure mechanism of compressed short brick masonry columns confined with FRP strips. *Construction and Building Materials* [online]. 2014, **63**, 180-188. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2014.04.041. ISSN 09500618.
- [6] CAROZZI, Francesca Giulia, Carlo POGGI, Elisa BERTOLESI a Gabriele MILANI. Ancient masonry arches and vaults strengthened with TRM, SRG and FRP composites: Experimental evaluation. *Composite Structures* [online]. 2018, **187**, 466-480 [cit. 2018-03-16]. DOI: 10.1016/j.compstruct.2017.12.075. ISSN 02638223
- [7] LIPANSKÁ, Eduarda. *Historické klenby*. Praha: El Conzult, 1998. ISBN 80-902076-1-8.
- [8] HOLLAWAY, L.C. Fibre-reinforced polymer (FRP) composites used in rehabilitation. *Strengthening and Rehabilitation of Civil Infrastructures Using Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Composites*[online]. Elsevier, 2008, 2008, s. 45-82 [cit. 2018-03-21]. DOI: 10.1533/9781845694890.45. ISBN 9781845694487
- [9] Ing. VÁVRA, Zdeněk, Zesilování konstrukcí kompozitními tkaninami a uhlíkovými pásky; http://www.betosan.cz/wpcontent/uploads/prednaska_zesilovani.pdf

- [10] TENG, J.G., S.T. SMITH a J.F. CHEN. Flexural strengthening of reinforced concrete (RC) beams with fibre-reinforced polymer (FRP) composites. *Strengthening and Rehabilitation of Civil Infrastructures Using Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Composites* [online]. Elsevier, 2008, 2008, s. 112-140 [cit. 2018-03-31]. DOI: 10.1533/9781845694890.112. ISBN 9781845694487
- [11] WITZANY, J., T. CEJKA a R. ZIGLER. Problems of Masonry Strengthening with Carbon- and Glass Fibre Fabric. *Procedia Engineering* [online]. 2011, **14**, 2086-2093 [cit. 2018-03-31]. DOI: 10.1016/j.proeng.2011.07.262. ISSN 18777058
- [12] DE LORENZIS, L. Strengthening of masonry structures with fibre-reinforced polymer (FRP) composites. *Strengthening and Rehabilitation of Civil Infrastructures Using Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Composites* [online]. Elsevier, 2008, 2008, s. 235-266 [cit. 2018-03-31]. DOI: 10.1533/9781845694890.235. ISBN 9781845694487.
- [13] *Umělecké památky Čech*. Praha: Academia, 1977.
- [14] *Zámek Brnky WEB* [online]. [cit. 2018-04-01]. Dostupné z: <https://zamek-brnky.webnode.cz/>
- [15] *Památkový katalog Zámeček Brnky* [online]. [cit. 2018-04-01]. Dostupné z: <http://pamatkovykatalog.cz?element=2313109&action=element&presenter=ElementsResults>
- [16] Scia Engineer 16; Manuál
- [17] Havel Composites. [online]. [cit. 2016-05-05]. Dostupné z: <http://havelcomposites.com/clanky/4-Technologie/74-Vseobecny-a-zakladni-popis-materialupouzivanych-pri-vyrobe-kompozitu.html>
- [18] J. Brožovský, A. Materna; *Metoda konečných prvků ve stavební mechanice*; Technická univerzita Ostrava a Západočeská univerzita v Plzni; 2012
- [19] KLÍR, Antonín, František ČERVENÝ, František KLOKNER a Václav Karel ŘEHOŘOVSKÝ. *Technický průvodce pro inženýry a stavitele*. V Praze: Česká matice technická, 1922. Česká matice technická (Česká matice technická).

SEZNAM OBRÁZKŮ

Obrázek 1 – Postupný rozvoj tahových trhlin a porušování zděného pilíře [4].....	9
Obrázek 2- Souvislost hlavního napětí průběhu trhlin ve 4]	11
Obrázek 3– zesílení zděného sloupu pomocí válcovaných profilů „U“ [vytvořeno autorem]	11
Obrázek 4 – schéma obetonování železobetonem [Vytvořeno autorem]	13
Obrázek 5– schéma ocelové bandáže [Vytvořeno autorem]	15
Obrázek 6 - typy kleneb dle tvaru [vytvořeno autorem]	19
Obrázek 7– rozložení normálového napětí v závislosti na výstřednosti [vytvořeno autorem]	20
Obrázek 8– uložení a tvar rubové ŽB skořepiny	23
Obrázek 9– pracovní diagram kompozitu [9]	26
Obrázek 10– vyztužení desky kolem dodatečného otvoru [9]	32
Obrázek 11– zesílený zděný pilíř [11]	34
Obrázek 12– smykové namáhání a normálové napětí mezi FRP tkaninou a zděným prvkem [12].....	35
Obrázek 13– půdorysné schéma zkoumaného objektu zámečku Brnky	37
Obrázek 14– pohled na západní fasádu s hlavním vchodem [14]	38
Obrázek 15– pohled na východní fasádu s balkonem [14].....	38
Obrázek 16– pohled na západní fasádu s hlavním vchodem, schéma vyznačení poruch;	39
Obrázek 17– pohled na východní fasádu bez sloupového portikusu [vytvořeno autorem]	40
Obrázek 18– zborcená klenba v konírně [vytvořeno autorem].....	40
Obrázek 19– pohled na část nově provedené střechy [vytvořeno autorem].....	40
Obrázek 20– střední schodišťový trakt [vytvořeno autorem]	40
Obrázek 21– výtvarně zdobené trámy [vytvořeno autorem].....	41
Obrázek 22– zbytky rokokové omítky [vytvořeno autorem]].....	41
Obrázek 23– pohled na jižní fasádu, schéma vyznačení poruch; fialová – narušená fasáda, červená chybějící zdivo; červená linie – trhliny [vytvořeno autorem].....	41
Obrázek 24 – schéma objektu se zakreslením trhlin v 2.NP [vytvořeno autorem]	42

Obrázek 25– fotodokumentace trhlin T1-T5 [vytvořeno autorem].....	43
Obrázek 26– fotodokumentace trhlin T1, T4 a T6 a svislých trhlin T7 a T8.....	44
Obrázek 27 – fotodokumentace táhel [vytvořeno autorem]	45
Obrázek 28– uložení táhel na S straně kaple, 2.NP [vytvořeno autorem]	46
Obrázek 29– obnažené zední kleště fungující jako princip horizontálního ztužení	47
Obrázek 30– geometrie řešené klenby [vytvořeno autorem]	49
Obrázek 31 - vygerovaná síť prvků [vytvořeno autorem].....	50
Obrázek 32– svislá deformace Uz prutového modelu; mm [vytvořeno autorem].....	51
Obrázek 33– svislá deformace skořepinového modelu (A) a stupnice svislého posunu Uz v mm [vytvořeno autorem].....	51
Obrázek 34– svislá deformace Uz stěnového modelu (B) [vytvořeno autorem]	51
Obrázek 35– napětí na horních σ_{x+} vláknech na prutovém modelu; KPa [vytvořeno autorem]	52
Obrázek 36– svislá deformace Uz deskového modelu (C) [vytvořeno autorem]	52
Obrázek 37– napětí na horních vláknech σ_{x+} na skořepinovém modelu (A) a stupnice napětí σ_{x+} v KPa [vytvořeno autorem]	52
Obrázek 38– napětí na dolních vláknech σ_{x-} na prutovém modelu; KPa	53
Obrázek 39– napětí na horních vláknech σ_{x+} na stěnovém modelu (B).....	53
Obrázek 40– napětí na dolních vláknech σ_{x-} na stěnovém modelu (B).....	54
Obrázek 41– napětí na vláknech σ_x na deskovém modelu (C)	54
Obrázek 42– geometrie zkoumaného pilíře a stěny [vytvořeno autorem]	56
Obrázek 43– vodorovné napětí σ_{x-} v řezu 2; kPa [vytvořeno autorem]	57
Obrázek 44– vodorovné napětí σ_{x-} v řezu 1; kPa [vytvořeno autorem]	57
Obrázek 45– svislé napětí σ_{y-} ve řezu 1 [vytvořeno autorem].....	58
Obrázek 46– vodorovné napětí σ_{x-} ve vod. Řezech 3 a 4 [vytvořeno autorem].....	58
Obrázek 47– svislé napětí σ_{y-} ve vod. Řezech 3 a 4 [vytvořeno autorem]	59
Obrázek 48– svislé napětí σ_{y-} ve řezu 2 [vytvořeno autorem].....	59
Obrázek 49– vodorovné napětí σ_{x-} ; kPa [vytvořeno autorem].....	60
Obrázek 50– svislé napětí σ_{y-} ; kPa [vytvořeno autorem]	60
Obrázek 51– spolupůsobení zdících prvků a malty; různé poměry E [vytvořeno autorem]	62

Obrázek 52– svislé napětí σ_{yx} -; žluté plochy jsou tahově namáhány, modré tlakově [vytvořeno autorem].....	63
Obrázek 53– svislé napětí σ_{yx} -; kPa [vytvořeno autorem]	63
Obrázek 54 - napětí σ_{yx} - na homogenním modelu [vytvořeno autorem].....	64
Obrázek 55– napětí σ_{yx} - na homogenním modelu, hodnoty v řezech; kPa [vytvořeno autorem]	64
Obrázek 56– napětí σ_{yx} - na heterogenním modelu [vytvořeno autorem].....	65
Obrázek 57– napětí σ_{yx} - na heterogenním modelu, hodnoty v řezech; kPa [vytvořeno autorem]	65
Obrázek 58– napětí σ_{yx} - na homogenním modelu [vytvořeno autorem]	66
Obrázek 59– napětí σ_{yx} - na homogenním modelu, hodnoty v řezech; kPa [vytvořeno autorem]	66
Obrázek 60– napětí σ_{yx} - na heterogenním modelu [vytvořeno autorem].....	66
Obrázek 61– napětí σ_{yx} - na heterogenním modelu, hodnoty v řezech; kPa [vytvořeno autorem]	67
Obrázek 62– svislý posun heterogenního modelu; mm [vytvořeno autorem]	67
Obrázek 63– svislý posun homogenního modelu; mm [vytvořeno autorem].....	67
Obrázek 64– výpočet výslednice v podporách kN [vytvořeno autorem]	70
Obrázek 65– hodnoty momentu v průřezech pro výpočet excentricity.....	70
Obrázek 66– průběh momentů na zkoumané klenbě kNm [vytvořeno autorem].....	70
Obrázek 67– grafické zjištění podporové reakce a jednotlivých výslednic R_i v patě zkoumané klenby [vytvořeno autorem]	71
Obrázek 68– hodnoty normálové síly v průřezech pro výpočet excentricity [vytvořeno autorem]	71
Obrázek 69– výpočet grafickou metodou [vytvořeno autorem].....	72
Obrázek 70– normálové napětí na zkoumané klenbě [vytvořeno autorem]	73
Obrázek 71– 3D model řešené kaple, pohled na J stranu [vytvořeno autorem].....	76
Obrázek 72– 3D model řešené kaple, pohled ze Z [vytvořeno autorem].....	76
Obrázek 73– umístění pásů FRP na rub klenby [vytvořeno autorem].....	77
Obrázek 74– umístění pásů FRP na líc klenby [vytvořeno autorem].....	77
Obrázek 75 – pohled na uložení FRP tkaniny [vytvořeno autorem].....	78
Obrázek 76– umístění pásů FRP na rub klenby [vytvořeno autorem].....	78

Obrázek 77 - podélný pohled na přesahy FRP pásků; tloušťka pásků je zvětšená kvůli viditelnosti [vytvořeno autorem].....	79
Obrázek 78– umístění pásů FRP po výšce sloupu [vytvořeno autorem]	80
Obrázek 79 - soustředění napětí v kompozitu na pilíři [vytvořeno autorem]	80

SEZNAM TABULEK

Tabulka 1– tabulkové uspořádání hodnot jednotlivých modelů ve vrcholu a jejich porovnání [vytvořeno autorem]	54
Tabulka 2– tabulkové uspořádání hodnot v jednotlivých řezech klasického pilíře [vytvořeno autorem].....	61
Tabulka 3– tabulkové uspořádání hodnot v jednotlivých řezech reverzního pilíře [vytvořeno autorem].....	61
Tabulka 4– rozdíly hodnot obou pilířů [vytvořeno autorem]	61
Tabulka 5 - hodnoty sigy- v řezu 1 na horním a dolním povrch; hodnoty homogenního modelu jsou 100% [vytvořeno autorem]	65
Tabulka 6– max hodnoty sigx- v jednotlivých řezech a porovnání, hodnoty homogenního modelu jsou 100% [vytvořeno autorem]	67
Tabulka 7– výpočet a porovnání vypočítaných a odměřených excentricit [vytvořeno autorem]	73