



Fakulta stavební  
Katedra konstrukcí pozemních staveb

## **Neinvazivní stabilizace a zesilování tlačných zděných konstrukcí kompozity na bázi FRP**

### **Non-invasive methods of stabilization and strengthening of compressed masonry structures by FRP-based composites**

Disertační práce k získání akademického titulu Ph. D.

Doktorský studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Pozemní stavby

Školitel: *prof. Ing. Jiří Witzany, DrSc. dr.h.c.*

Školitel specialista: *doc. Ing. Klára Kroftová, Ph.D.*

**Ing. Bc. Jan Kubát**

---

Praha, 2019



České vysoké učení technické v Praze

---



Fakulta stavební  
Katedra konstrukcí pozemních staveb

*Poděkování:*

*Rád bych na prvním místě poděkoval vedoucímu mé disertační práce, panu profesoru Jiřímu Witzanymu, Dr.Sc., dr.h.c., za cenné rady, věcné připomínky a vstřícnost při zpracování této práce.*

*Poděkování náleží i Hlávkově nadaci za podporu během mé zahraniční stáže.*

*Dále bych chtěl poděkovat všem členům pracovního kolektivu za jejich spolupráci.*

*V neposlední řadě náleží dík všem, kteří mě v doktorském studiu podporovali.*

**Prohlašuji, že jsem doktorskou disertační práci vypracoval samostatně, pouze s použitím pramenů a literatury uvedených v seznamu citované literatury.**

V Praze 30. 11. 2019

.....  
**Ing. Bc. Jan Kubát**



## Obsah

Anotace .....	5
Annotation.....	5
1. Úvod.....	6
2. Cíle a metody disertační práce .....	7
3. Charakteristika zděných konstrukcí .....	8
3.1. Způsoby provádění zděných konstrukcí.....	8
3.1.1. Kamenné zdivo.....	8
3.1.2. Cihelné zdivo .....	13
3.1.3. Pojivo .....	17
3.2. Vady a poruchy zděných konstrukcí .....	18
3.3. Zdivo jako kompozitní materiál .....	20
3.4. Mechanismus porušování zdiva .....	22
4. Analýza současného stavu řešení a poznání sanace, stabilizace a zesilování zděných konstrukcí	27
4.1. Kritický rozbor .....	27
4.2. Tradiční metody .....	28
4.3. Nové metody založené na FRP .....	29
4.4. Památkové hledisko .....	30
5. Zesilování zdiva kompozity na bázi vláken .....	32
5.1. Výhody metod založených na FRP v porovnání s tradičními metodami .....	32
5.2. Materiály .....	34
5.2.1. Vlákná .....	35
5.2.2. Adheziva – matrice .....	36
5.3. Způsoby aplikace FRP .....	37
5.4. Soudržnost kompozitu se zdivem.....	40
5.5. Stanovení únosnosti zesílených pilířů .....	41
5.6. Aplikace kompozitního ovinutí na porušené zdivo .....	42
5.7. Aplikace kompozitního ovinutí – zaoblené nárožní hrany.....	43



5.8.	Požární odolnost kompozitních materiálů.....	43
5.9.	Seismicita .....	44
6.	Experimentální výzkum .....	48
6.1.	Popis těles experimentálního výzkumu .....	48
6.2.	Popis provádění experimentálního výzkumu NAKI .....	54
6.3.	Doprovodné mechanické zkoušky (pevnosti zdicích prvků, použité malty a kompozitních materiálů).....	57
6.4.	Zhodnocení výsledků experimentálního výzkumu NAKI.....	61
6.4.1.	Stabilizace porušených cihelných a kamenných pilířů.....	61
6.4.2.	Vliv zaoblení nárožních hran .....	93
6.4.3.	Vliv geometrie.....	114
7.	Formulace konstrukčních zásad .....	120
7.1.	Konstrukční zásady pro aplikaci kompozitního vyztužení.....	120
7.2.	Technologická doporučení při aplikaci .....	123
7.3.	Výpočet únosnosti dostředně tlačných ovinutých pilířů.....	124
8.	Dosažené výsledky .....	132
8.1.	Stabilizace zdiva porušeného trhlinami.....	132
8.2.	Vliv úpravy nárožní hrany .....	132
8.3.	Vliv geometrie vyztužení .....	133
9.	Shrnutí a doporučení dalšího výzkumu .....	134
9.1.	Shrnutí.....	134
9.2.	Doporučení dalšího výzkumu .....	136
10.	Použité prameny.....	137
10.1.	Výzkumné projekty.....	137
10.2.	Literatura .....	137
11.	Seznam tabulek a obrázků, použitého software a norem .....	143
12.	Přílohy .....	148



## Anotace

Tato disertační práce je zaměřena na stabilizaci, sanaci a zpevňování tlčených zděných konstrukcí s využitím materiálů na bázi vysoko-pevnostních a vysoko-modulárních vláken se zvláštním zaměřením na jejich aplikaci na historické konstrukce. Obsahem práce je rozsáhlý popis současného stavu poznání v dané problematice a analýza a shrnutí experimentálně dosažených výsledků z výzkumných projektů NAKI.

**Klíčová slova:** zdivo, historické konstrukce, pilíře, sloupy, FRP, kompozitní zesilování, ovinutí, porušené zdivo, poloměr zaoblení nárožních hran, památková péče

## Annotation

This doctoral thesis deals with stabilization and strengthening of compressed masonry structures with composite materials based on hi-strength and hi-moduli fibers with the focus on its application on the historical buildings. Together with wide state of the art the thesis contains the analysis and summary of experimentally obtained results from NAKI research project.

**Key words:** masonry, historical structures, columns, FRP, composite strengthening, confinement, damaged masonry, corner curvature radius, monument care



## 1. Úvod

Zdivo je tradiční stavební materiál používaný pro svoji jednoduchost a vysokou efektivitu od počátků stavitelství až do současnosti. Jedná se o základní spojení zdicích prvků (opracovaných a neopracovaných kamenů, kvádrů, cihel, tvárnic či tvarovek) a pojivové složky (malty, popř. jílovité hlíny). Zdicí prvky a malta se při zdění ukládají v konstrukci dle předem zvoleného schématu – vazby zdiva. Použitá vazba zdiva pak spolu s materiálovými charakteristikami zdicích prvků a malty určuje výsledné mechanické vlastnosti zdiva.

Zdivo je charakterizováno jako kvazi-křehký, izotropní a nehomogenní materiál s relativně vysokou pevností v tlaku a nízkou pevností v tahu, která dosahuje přibližně asi 1/10 – 1/15 tlakové pevnosti. Rozdíl mezi tlakovou a tahovou pevností předurčuje nevyztužené zdivo k využívání u zejména tlacených konstrukcí. Nízká pevnost v tahu zdicích prvků, malty i zdiva jako celku společně s vysokou nehomogenitou zdiva významným způsobem ovlivňuje proces porušování zděných konstrukcí. Ačkoli jsou nevyztužené svíslé nosné zděné konstrukce (pilíře a stěny) určeny primárně ke zhotovování tlacených konstrukcí, porušují se zpravidla vlivem příčných tahových napětí. Pokud tato příčná napětí vznikající za působení kontrakce a vzájemné interakce složek zdiva překročí nízkou pevnost zdiva v tahu, vznikají trhliny, které snižují statickou bezpečnost konstrukce. V takových případech se přistupuje k sanačnímu opatření, které zamezuje dalšímu vzniku, popřípadě rozvoji trhlin, a tím přispívá ke zvýšení statické bezpečnosti.

Dříve užívané tradiční metody sanace zdiva jsou v dnešní době doplněny o sanace využívající kompozitních materiálů na bázi vysokopevnostních a vysokomodulárních vláken. Použití kompozitních materiálů na bázi vláken poskytuje v porovnání s užitím tradičních metod sanace řadu výhod.

Tato disertační práce je zaměřena na stabilizaci, sanaci a zpevňování tlacených zděných konstrukcí s využitím kompozitních materiálů na bázi vysoko-pevnostních a vysoko-modulárních vláken se zvláštním zaměřením na historické konstrukce. Obsahem práce je rozsáhlý popis současného stavu řešení a poznání v dané problematice, experimentální a teoretická analýza výsledků dosažených z výzkumných projektů NAKI DF12P01OVV037 a NAKI DG16P02M055.

*NAKI DF12P01OVV037 – Progresivní neinvazivní metody stabilizace, konzervace a zpevňování historických konstrukcí a jejich částí kompozitními materiály na bázi vláken a nanovláken. Řešitel projektu: prof. Ing. Jiří Witzany, DrSc., dr.h.c.*

*NAKI DG16P02M055 – Vývoj a výzkum materiálů, postupů a technologií pro restaurování, konzervaci a zpevňování historických zděných konstrukcí a povrchů a systémů preventivní ochrany historických a památkově chráněných objektů ohrožených antropogenními a přírodními riziky. Řešitel projektu: prof. Ing. Jiří Witzany, DrSc., dr.h.c.*



## 2. Cíle a metody disertační práce

Problematika stabilizace, popřípadě zesilování stávajících tlačených zděných konstrukcí, zvláště pak těch, které jsou cenné z historického hlediska, je aktuálním tématem. Podle ústředního seznamu kulturních památek (ÚSKP) je na území ČR poměrně rozsáhlý stavební fond historických budov a budov se zvláštní péčí. Tyto objekty je nezbytné udržovat, opravovat a zachovávat pro další generace s co nejvyšší mírou autenticity.

Cílem této disertační práce je na základě zhodnocení experimentálně a teoreticky získaných výsledků z výzkumných projektů NAKI stanovit okrajové podmínky pro použití kompozitních materiálů na bázi vysokopevnostních vláken jako stabilizujících a zesilujících systémů tlačených zděných konstrukcí.

V rámci práce byla zpracována rešerše tohoto poměrně širokého tématu. Na základě provedené rešerše bylo vytipováno přesnější zaměření práce na problematiku aplikace kompozitních materiálů na zdivo porušené trhlinami a dále na problematiku ověření vlivu geometrie zesilovaného zdiva (zaoblení nárožních hran) a kompozitních systémů (rozmístění a množství výztuže) na celkovou účinnost sanovaných pilířů. V rámci práce byla rovněž ověřena platnost dostupných výpočetních postupů pro určení únosnosti pilířů z plných pálených cihel opatřených kompozitním vyztužením.

V disertační práci je použito zejména experimentální metody. Práce je založena na rozsáhlém experimentálním měření chování fyzických modelů zhotovených z reálných materiálů v měřítku 1:2 – 1:1. Práce dále využívá kvalitativní komparace experimentálně dosažených a teoreticky stanovených hodnot únosnosti zděných prvků.



### 3. Charakteristika zděných konstrukcí

Nevyztužené, zvláště pak historické zdivo je relativně křehký stavební materiál charakteristický mimo jiné velkou nehomogenitou ve fyzikálně mechanických vlastnostech. Tato nesourodost je dána složením zdiva ze zdících prvků a pojiva, kde samotné zdící prvky i jednotlivé várky malt mohou mít značně odlišné vlastnosti. Výsledná kvalita zdiva může být rovněž značně ovlivněna úrovní technologické kázně pracovníků a stupněm degradace jednotlivých částí zděné konstrukce.

Jak již bylo zmíněno v úvodu: zděné konstrukce jsou charakteristické relativně vysokou pevností v tlaku a poměrně malou pevností v tahu. A právě nízká tahová pevnost hraje zcela zásadní roli při mechanismu porušení zděných konstrukcí.

#### 3.1. Způsoby provádění zděných konstrukcí

Provádění zděných konstrukcí má velmi dlouhou tradici a podoba zdiva svým způsobem reflektuje možnosti a potřeby doby, ve které byly konstrukce zhotoveny. V zásadě lze historické zdivo rozdělit na tři základní typy: zdivo kamenné, zdivo smíšené a zdivo cihelné.

##### 3.1.1. Kamenné zdivo

Kámen patří k jednomu z prvních stavebních materiálů vůbec. Kamenné zdivo používané v historických i současných zděných konstrukcích má celou řadu podob. V zásadě se liší druhem použitého kamene a vazbou zdiva čili způsobem, kterým je zdivo sestavováno.

##### *Druhy kamene*

Pro stavitelské účely byly používány všechny typy hornin: vyvřelé, usazené i přeměněné. Mezi u nás nejčastěji používané druhy kamene pro provádění zděných konstrukcí patří ze sedimentů opuka, pískovec a vápenec, z vyvřelých pak trachyt, některé žuly (granity), gabra a čediče. Materiál z přeměněných hornin se povětšinou v českém stavebnictví neuzíval ke stavbě zdí, ale spíše jako dekorativní obkladový materiál (mramor, hadec). Výjimku mohou tvořit mírně metamorfované sedimentární horniny ukládané ve zdech „vodorovně“ pro zamezení vzlínání vody z podzákladí. Vkládání vrstvy břidličných desek v soklové oblasti lze označit za ranou formu hydroizolace. (Hošek 1996) Mezi nejvíce používané horniny patří opuky, pískovce, vápence, trachyty a žuly. (Kotlík 1999)

**Opuka** je usazená hornina vzniklá převážně slínovci a spongility, obsahující oxid uhličitý, zpevněný jílem a kalcitem. Opuka je anizotropní hornina charakteristická pórovým systémem a značnou heterogenitou. Ke





### 3. Charakteristika zděných konstrukcí

stavebním účelům byla hojně využívána zejména v době románské, následně byla nahrazována horninami s vyšší odolností vůči degradaci.

**Pískovce** jsou klastické sedimentární horniny, které se podle velikosti zrn dělí na jemnozrné, střednězrné a hrubozrné. Jednotlivá zrna pískovce jsou spojena pojivem, na jehož kvalitě závisí i kvalita a odolnost horniny. Z obecného hlediska se jedná o vhodnou stavební, popř. sochařskou horninu. Pro své mechanické vlastnosti a odolnost nahradily pískovce ve vývoji stavitelství opuku.

**Vápence** jsou celistvé až jemnozrné sedimentární horniny tvořené převážně uhličitánem vápenatým ve formě kalcitu  $\text{CaCO}_3$ . Mechanické vlastnosti vápenců jsou do značné míry závislé na způsobu a místě vzniku horniny a na jejich pórovém systému. Jemnozrné vápence jsou charakteristické poměrně vysokou pevností a velmi malou pórovitostí.

**Trachyt** je výlevná hornina pórovité až sklovité struktury tvořená nejvíce živcem. Je charakteristický světlou až bělavou barvou a nižším obsahem  $\text{SiO}_2$ . Na našem území jsou ojedinělé lokality výskytu. Trachyt je možné použít i jako dekorativní architektonický prvek.

**Žuly** jsou hlubinné vyvřelé horniny tvořené živcem, křemenem a příměsí. Příměsí mohou být například biotit či amfibol. Nejčastěji jsou zbarveny do šeda a mají různé velikosti zrnitosti. Žuly jsou ve stavitelství používány jak pro hrubé práce (základy, zdivo, dlažby), tak pro jemné kamenické zpracování.

Obvykle bylo při stavění kamenného zdiva užíváno zdicích prvků z blízkých lomů a výsledné zdivo bylo převážně zhotoveno z jednoho druhu kamene. V některých případech, zvláště pak u hodnotnějších staveb, bylo například z estetických důvodů užito více druhů kamene. V takovém případě může někdy docházet k nežádoucí chemické korozi kamene. Známým případem je například koroze hořického pískovce chrámu svaté Barbory v Kutné Hoře způsobená nevhodným spolupůsobením s některými typy vápence. Při smáčení vápence se uvolňují ionty vápníku, které se usazují ve struktuře zdicích prvků v nižších vrstvách zdiva. V reakci s kyslíkem siřičitým z ovzduší se pak volně přeměňují na sádrovec. Krystalizační tlaky sádrovce pak rozrušují strukturu pískovce. (Fajman 2003) Ke korozi a pozvolnému rozrušování struktury kamene může docházet i místech osazení korodujících kovových částí (oka, klíny, zednické kramle atp.).

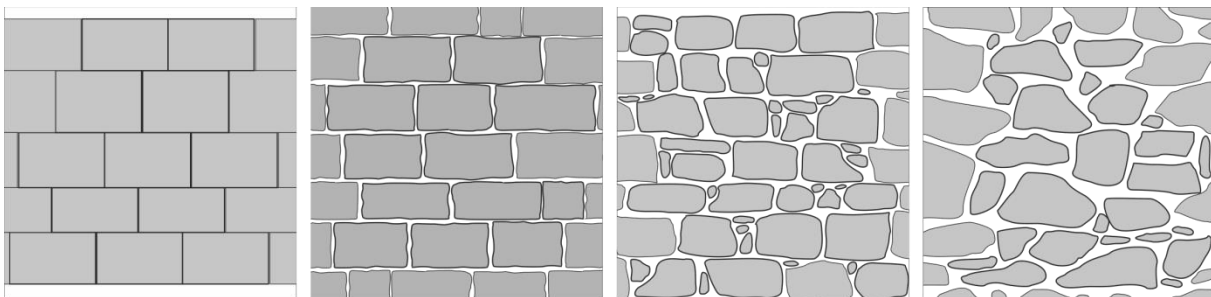
#### *Vazba zdiva a opracování zdicích prvků*

Jak již bylo uvedeno, kamenné zdivo na sebe může brát řadu podob a zároveň může mít velmi rozdílné mechanické vlastnosti. Nezáleží pouze na použitých dílcích materiálech, tj. druhu a kvalitě horniny a pojiva. Velmi důležitou roli hraje také vazba zdiva a opracování zdicích prvků. V závislosti na úrovni opracování jednotlivých zdicích prvků a jejich uložení ve zděné konstrukci lze rozlišovat čtyři základní druhy zdiva dle starší české normy ČSN 73 1101 takto: kvádrové zdivo, čisté řádkové zdivo, hrubé



### 3. Charakteristika zděných konstrukcí

řádkové zdivo a zdivo z lomového kamene. Aktuální norma týkající se zdicích prvků z přírodního kamene je ČSN EN 771-6 +A1 (722634).



Obrázek 1: Příklady kamenného zdiva: kvádrové zdivo, čisté řádkové zdivo, hrubé řádkové zdivo, lomové zdivo (dle ČSN 73 1101)

Kvádrové zdivo je složeno z přesně opracovaných kvádrů na relativně tenkou ložnou spáru. Zdicí prvky jsou často mohutné s výškou i přes 600 mm. Kvádry mohou být z průčelní strany zdobeny rýhováním, pikováním či bosáží. Jedná se o reprezentativní a velmi únosné zdivo vhodné rovněž do soklových oblastí, popř. do nároží objektů.

Čisté a hrubé řádkové zdivo má v porovnání s kvádrovým menší pevnost, modul pružnosti a větší dotvarování, které je dáno vyšším podílem malty a širšími ložnými spárami. Řádkové zdivo, zejména pak hrubé řádkové zdivo, bývalo často opatřeno omítkou, která vyrovnává případné nerovnosti a nedostatky při zdění.



Obrázek 2: Způsoby provádění kamenného zdiva: kvádrové zdivo zdobené bosáží na lícových plochách a řádkové zdivo ze žuly (Hlavní nádraží v Plzni)

Lomové zdivo má z uvedených nejnižší pevnost a nejhorší mechanické vlastnosti. Bylo často použito na hospodářské či podřadné stavby. Další oblastí použití lomového zdiva byly základové konstrukce. Charakteristickým rysem je absence průběžné vodorovné ložné spáry. V některých případech byla ložná spára prováněna pouze po úsecích (například 1bm). Lomové zdivo, coby nejméně náročný typ zdiva,



### 3. Charakteristika zděných konstrukcí

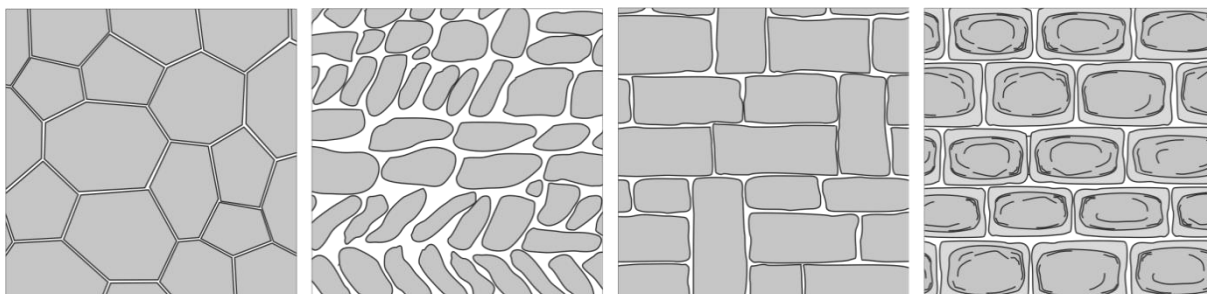
bylo často užíváno ke stavbě hradů, tvrzí, hradeb, opevnění, hraničních plotů apod. V nárožích a ostěních bylo často doplňováno opracovanými kamennými prvky nebo cihlami. Vzhledem k vyššímu podílu malty v objemu zdiva (a k její dobové kvalitě) je lomové zdivo více náchylné k přirozené degradaci než zdivo s menším podílem malty. (Witzany, Wasserbauer, a další 2010)



Obrázek 3: Zřícenina hradu Trosky, Český Ráj: a) lomové zdivo z čedičových zdicích prvků, b) osazení velkých ztužujících nárožních kvádrů, c) vrstvy lomového zdiva mohou někdy začínat většími bloky a do další průběžné ložné spáry jsou doplněny menšími úlomky kamene

Všechny typy zdiva jsou zejména v soklové oblasti často řešeny také jako zdivo režné - tj. pohledové bez provedení povrchových úprav. Zdivo bylo po dokončení a vytvrdnutí malty ve spárách v hloubce cca 20 mm vyškrabáno a finálně vyspárováno vhodnou maltovinou.

Mezi méně časté způsoby provádění zdiva patří kyklopské zdivo, klasové zdivo a haklíkové zdivo. Charakteristickým rysem kyklopského zdiva je použití nepravidelných vícebokých kamenných bloků, které jsou stykovány styčnými spárami tloušťky přibližně 20 mm. V jednom bodě se vždy spojují tři styčné spáry. Zdicí prvky klasového zdiva byly ukládány ve vrstvách orientovaných na šikmo. Klasové vrstvy mohly být prostřídány s běžným řádkovým zdivem. Prvky haklíkového zdiva splňují požadavky na převazbu i ve vodorovném směru. Haklíkové zdivo tak lépe roznáší zatížení působící v rovině stěny. (Witzany, Wasserbauer, a další 2010)



Obrázek 4: Dekorativní a méně časté způsoby provádění kamenného zdiva: kyklopské, klasové, haklíkové (svisle provazované), řádkové bosované



### 3. Charakteristika zděných konstrukcí

Zvláštním druhem zdiva je také tzv. zdivo vrstvené či vícevrstvé. Tohoto zdiva bylo využíváno u stěn s velkou tloušťkou. Hlavní charakteristikou vícevrstvého zdiva je rozdílná technologie provádění lícových a středních částí zdiva. Zatímco lícní plochy jsou pečlivě vyzděné, střední část stěn je provedena z menších nepravidelných zdicích prvků a jejich úlomků tzv. litím, tedy ukládáním zdicích prvků do řídké malty. (Witzany, Wasserbauer, a další 2010)

#### ***Mechanické vlastnosti zdiva z přírodního kamene a stanovení pevnosti zdiva v tlaku***

Spíše než kvalita zdicích prvků a malty ovlivňuje celkovou pevnost, deformační chování a mechanismus porušení zdiva způsob jeho vyzdění. Pravidelnost zdicích prvků a jejich řádná převazba spolu s rovnoměrnými nepřilíš širokými ložnými spárami hrají zásadní úlohu. (J. Witzany, a další 2016) (Tabbakhha a Modaressi-Farahmand-Razavi 2016), (Witzany, Čejka a Zigler 2013)

V případě diagnostiky a stanovení tlakové pevnosti zdiva zhotoveného z kamenných zdicích prvků různé kvality (různé typy horniny, různý stupeň degradace) lze využít dva přístupy:

- ❖ o pevnosti zdiva rozhoduje zdicí prvek s nižší pevností v tlaku
- ❖ pevnost zdiva je stanovena na základě váženého průměru všech typů zdicích prvků

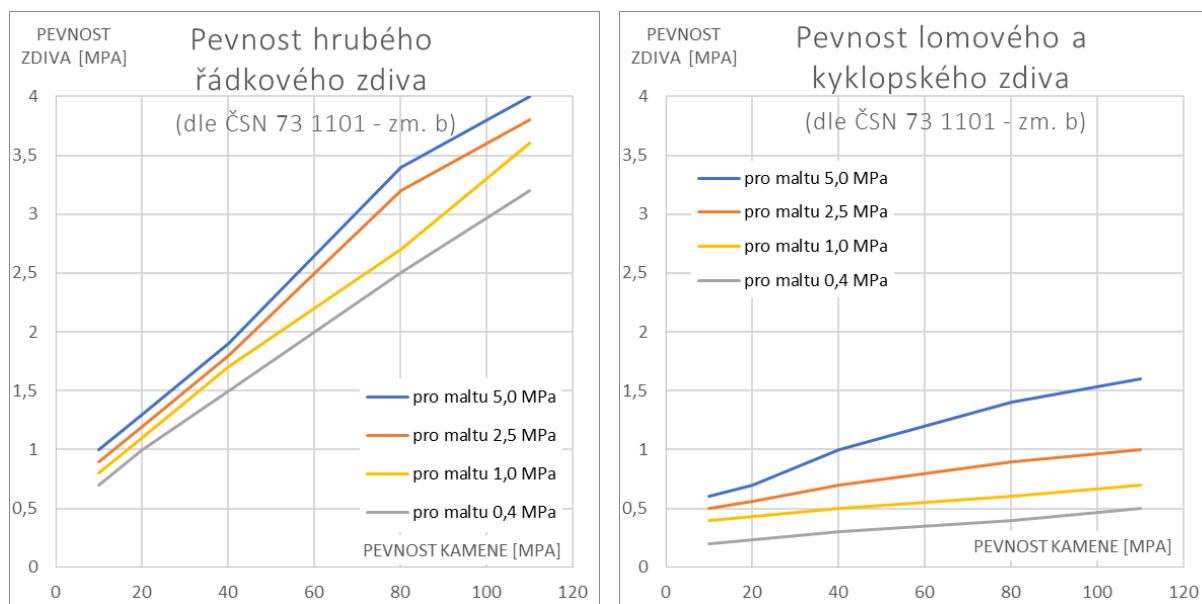
K druhé metodě lze přistoupit jen v okamžiku, že různé druhy zdicích prvků jsou ve zdivu přibližně rovnoměrně promíchané. (Witzany, Čejka a Zigler 2008), (Witzany, Zigler a Čejka, a další 2017)

Stávající platná norma pro návrh zděných konstrukcí tzv. Eurokód 6: ČSN EN 1996-1-1 stanovuje pevnost kamenného zdiva v tlaku pouze pro pravidelné zdicí prvky z kamene dle ČSN EN 771-6 Ed.2. Pomocí Eurokódu lze tedy stanovit pouze pevnost kvádrového zdiva.

Zdivo z hrubých zdicích prvků a nepravidelné zdivo (lomové a kyklopské zdivo, svisle provazované zdivo) není v Eurokódu 6 řešeno. Pro stanovení pevností v tlaku je možné využít starší českou normu ČSN 73 1101 – změna B (1987). Výpočtové pevnosti kamenného zdiva stanovené na základě pevnosti dílčích složek jsou níže uvedeny v grafu. Mezilehlé hodnoty je dovoleno lineárně interpolovat.



### 3. Charakteristika zděných konstrukcí



Obrázek 5: Pevnost zdiva v tlaku stanovená dle ČSN 73 1101, zm. B v závislosti na typu zdiva a pevnosti v tlaku dílčích složek

Při hodnocení kamenného a smíšeného zdiva je vždy nezbytné uvažovat s relativně vysokou variabilitou materiálových vlastností a také s nedokonalým určením materiálových charakteristik (u souboru měření je nezbytné vyloučit odlehlá pozorování, která mohou zkreslit výsledné průměrné hodnoty).

S rostoucí neurčitostí ve stanovení stávajícího stavu zděné konstrukce a mechanických vlastností dílčích složek zdiva musí být navýšen i součinitel materiálu  $\gamma_M$ . (Witzany, Čejka a Zigler 2008)

#### 3.1.2. Cihelné zdivo

V období vrcholné gotiky se na našem území začaly vedle kamenných zdicích prvků uplatňovat také pálené cihly. K postupnému nahrazování kamenných zdicích prvků cihlami pak docházelo v renesanci a zejména v baroku. K velkému rozmachu přispěly dvě skutečnosti: ke konci 18. století byla stavebním řádem stanovena nová protipožární opatření, která nařizovala provádět nad přízemím nespalné stropní konstrukce (cihelné klenby), a zároveň byly císařem Josefem II. zavedeny jednotné rozměry plných cihel. (Pume 1988)

K největšímu rozmachu stavitelství na území českých zemí dochází na sklonku 19. století. Do nezanedbatelné míry bylo stavitelství ovlivněno vynálezem parního stroje, který se uplatňoval při výrobě cihlářských výrobků. V této době byl charakteristický městský i maloměstský dům zhotovován jako objekt s podélným stěnovým konstrukčním systémem. Stěny byly zhotovovány nejčastěji z plných cihel, někdy na kamenném soklu. Velká část veřejných a činžovních objektů centra Prahy a větších měst vznikla za působení stavebních řádů z konce 19. století. (J. Witzany 1999) Venkovská stavení byla ještě v první polovině 20. století často kamenná, smíšená či zděná z nepálených cihel.



#### *Nepálené cihly*

Nepálené cihly patří mezi nejstarší vyráběné stavební materiály. Nejčastěji byly užity při stavbě obyčejných obytných či hospodářských budov. Jílovité, popřípadě jílovito-písčité hlíny se po smísení s vláknitým materiálem (nejčastěji sláma, řezanka či štětiny) a důkladném prohnětení udusaly do forem a ponechaly vyschnout. Mechanické vlastnosti nepálených cihel předurčuje nejvíce složení hlíny (typy jílových minerálů, množství prachové a písčité frakce), které má vliv na plasticitu hlíny. Hlíny s vysokým obsahem jílu se při sušení smršťují a dochází k nežádoucímu praskání výrobků. Nepálené cihly mají nízkou pevnost v tahu a ohybu, bylo nutno je ukládat ve zdivu tak, aby docházelo pouze k tlakovému namáhání konstrukce. Distribuce výrobků byla vzhledem k možnostem doby značně omezená, a proto se kvalita surovin, a tedy i kvalita vyráběných sušených cihel místně značně různila.

Velkou nevýhodou nepálených cihel je, že z nich budované hliněné domy mají problém s vlhkostí a vodou. V zásadě není tak problematická vzlínající vlhkost vlivem chybějící hydroizolace (v cihlách obsažený jíl je hydroizolací sám o sobě) jako voda ve formě smáčení deštěm, omývání či povodně (viz například povodně na Moravě v roce 1997). (Kotlík 1999)

#### *Pálené cihly*

Pálené cihly jsou vyráběny z obdobných surovin – jílových hlín – jako cihly sušené. Cihly byly po správném navlhčení a prohnětení uleželé hliněné směsi tvarovány, sušeny a posléze vypalovány při teplotách od 800-900 °C až do 1200 °C podle možností pece. Více vypálené cihly měly pak hutnější střep, vyšší pevnost a odolnost a byly v konstrukci ukládány na exponovanější místa. Pórovitost plných cihel je charakteristická zastoupením pórů všech velikostních skupin (mikropóry, přechodové póry, makropóry a hrubé póry). Na zastoupení jednotlivých skupin pórů má vliv zejména rozdílná technologie výroby cihel (teplota výpalu, formování a lisování cihel) a také složení cihlářské hlíny. (Čejka 2009)

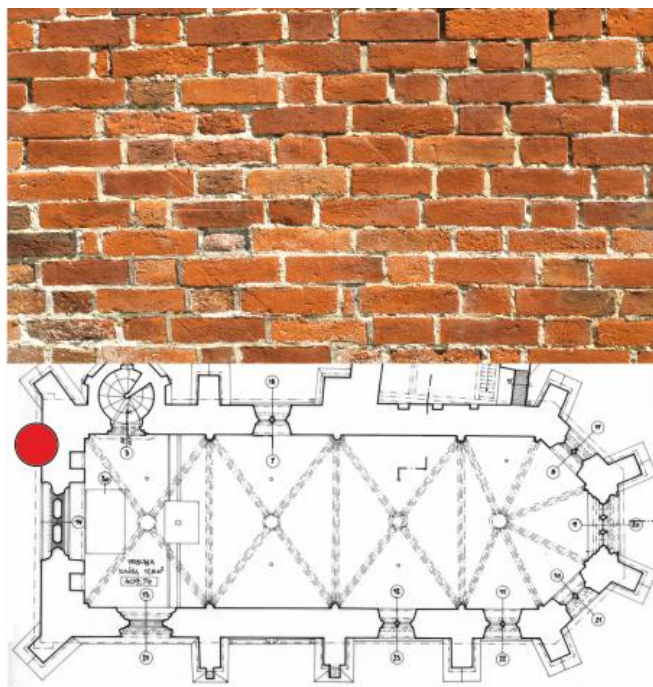
Oproti novodobým cihlám, které mají podstatně hutnější střep, mají historické cihly z období gotiky, renesance a baroka více porézní strukturu. Díky odlišné struktuře pórů mají pak větší náchylnost k degradaci vlivem klimatických cyklů (mrazuvzdornost, trvanlivost, odolnost proti rekrystalizaci rozpuštěných solí). (Bárta 1998)

Tvar a velikost klasických plných cihel byl po staletí vyvíjen a ve dvacátém století se ustálil na třech základních formátech: velký formát (290×140×65 mm), malý formát (250×120×65 mm) a metrický formát (240×115×72 mm). (Pume 1988) Historické cihly měly často různé a zcela originální rozměry a obvykle bývaly menší. (Witzany, Wasserbauer, a další 2010)



#### ***Vazby cihelného zdiva***

Cihelné zdivo v porovnání s kamenným zdivem, kde byl typ vazby výrazně ovlivněn tvarem a opracováním zdicích prvků, obsahuje zdicí prvky stejné velikosti a tvaru. Užitou vazbu tedy ovlivňuje pouze tloušťka konstrukce. Pro stěny s tloušťkou shodnou s šířkou cihelného prvku lze užít běhounové vazby. Pro stěny o tloušťce odpovídající délce zdicího prvku a větší lze užít vazbu vazákovou, popř. kombinaci běhounové a vazákové vazby (vazba křížová, polokřížová).



*Obrázek 6: Historický kostel sv. Mikuláše v Čečovicích z pol. 14. stol., (západní Plzeňsko). V roce 1999 prohlášeno za národní kulturní památku. Zhotoveno z plných pálených cihel na křížovou vazbu.*

#### ***Mechanické vlastnosti cihelného zdiva a stanovení pevnosti zdiva v tlaku***

Charakteristickou pevnost zdiva v tlaku stanovuje Eurokód 6 na základě pevnosti dílčích složek zdiva, typu zdiva a typu maltových spár. Do výpočtu se dále promítá materiál a typ zdicích prvků ve formě zatřídění do skupiny, ze které je možné získat koeficient  $K$ . Výpočet v neposlední řadě zohledňuje velikost a vlhkost zdicích prvků. Pro bližší specifikaci cihlářských výrobků lze využít normu ČSN EN 771-1, která stanovuje charakteristické vlastnosti a funkční požadavky na pálené zdicí prvky.

Výpočet charakteristické pevnosti se pro zdivo na obyčejnou maltu, pro zdivo na tenkovrstvou maltu a pro zdivo lepené na pěnu odlišuje. V případě stanovení pevnosti historického zdiva v tlaku u stávající zděné konstrukce je možno dle ČSN ISO 13822 – Hodnocení existujících zděných konstrukcí (viz národní příloha NF) postupovat mírně modifikovaným postupem (např. pozmeněnými konstantami



### 3. Charakteristika zděných konstrukcí

$\alpha$  a  $\beta$  či odlišným stanovením součinitele materiálu  $\gamma_M$ ). Norma ČSN ISO 13822 nahradila v roce 2005 dřívější normu ČSN 73 0038. Charakteristická pevnost cihelného zdiva na obyčejnou maltu (např. plně pálené cihly klasického formátu) se vypočte dle vztahu:

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta$$

kde

$K$  ... konstanta (pro cihelné zdivo CPP s běhounovou vazbou je  $K$  stanoveno na 0,55, pro cihelné zdivo CPP s průběžnou styčnou spárkou je stanoveno na  $0,8 \times 0,55 = 0,44$ )

$f_b$  ... průměrná pevnost zdicího prvku v tlaku

$f_m$  ... průměrná pevnost malty v tlaku

$\alpha, \beta$ ...konstanty (pro nově zhotovované nevyztužené zdivo  $\alpha = 0,70$  a  $\beta=0,30$ ; pro existující nevyztužené zdivo  $\alpha = 0,65$  a  $\beta=0,25$ )

Průměrná pevnost zdicích prvků se stanoví dle:

$$f_b = f_u \cdot \delta \cdot \mu$$

kde

$f_b$  ... průměrná pevnost zdicího prvku v tlaku

$\delta$ ... součinitel vlivu šířky a výšky zdicího prvku (nabývá hodnot 0,8 – 1,15)

$\mu$ ... součinitel vlivu vlhkosti (pro suché zdivo  $\mu=1,0$ )

Návrhová pevnost zdiva je podílem charakteristické pevnosti a součinitele materiálu  $\gamma_M$ , který pro nově zhotovované zdivo dosahuje hodnot 1,5 – 3,0 a pro existující zdivo je určen na základě pravidelnosti vazby, úrovně vyplnění spár maltou, vlhkosti zdiva a výskytu trhlin. (dle ČSN EN 1996-1 a ČSN ISO 13822 - NF.4) (Vejvara 2016)

V případě posuzování zdiva s velmi malou až nulovou pevností malty v tlaku lze přistoupit k výpočtu pevnosti zdiva v tlaku podle starší normy ČSN 73 1101, zm. B a do výpočtu uvést maltu s nulovou pevností. Pro zdivo s nulovou pevností malty v tlaku Eurokód nestanovuje pevnost.

#### **Cihelné zdivo dnes**

Dnešní podoba keramických výrobků zohledňuje soudobé požadavky na tepelnou techniku, jednoduchost a rychlost výstavby a minimální tloušťku konstrukce při zachování statické bezpečnosti. Patří k nim zejména dutinové tvarovky pevnostních tříd nejčastěji P8 – P15, které mohou být případně vyplněny tepelně izolačními materiály. Zdění se provádí obyčejnou maltou, v případě broušených cihel





maltou pro tenké spáry nebo lepící pěnou. (dostupné například z webu: <https://wienerberger.cz>; <https://www.heluz.cz>)

#### 3.1.3. Pojivo

Jednou ze dvou základních složek zdiva je malta, kterou byly zpravidla zdící prvky spojovány v ložných a styčných spárách (kromě tzv. suchého zdění). Malta, v minulosti též označována jako maltovina, je plastická směs vody, plniva (nejčastěji jemného kameniva) a pojiva. Během svého historického vývoje zaznamenala malta značné změny. Historicky se využívala hlína, sádra nebo slabě hydraulické vápno. Sádra a slabě hydraulické vápno jsou pojiva označovaná jako vzdušná a jsou nestálá při působení vody a vlhkosti. Malty z nehašeného hydraulického vápna byly někdy „dohašovány“ až vlivem vlhkosti obsažené v konstrukci. Později byla používána hydraulická pojiva, jako jsou hydraulické vápno nebo cement. Nutno podotknout, že již staří Římané nahrazovali hydraulické vlastnosti vápna či cementu některými přírodními látkami jako je tuf, tras či pucolán.

#### *Materiálové vlastnosti a pevnosti*

V souvislosti s mechanickými vlastnostmi malty je předností zejména pevnost v tlaku. U nás zhotovované historické malty ze vzdušných pojiv dosahovaly pevnosti řádově do 1 MPa. V zahraničí, zejména v oblasti středozemního moře, se do malt mohly přimíchávat přísady (např. pucolán), které pevnost příznivě ovlivňují. Malty, kde je pojivem hydraulické vápno a cement, dosahují pevností výrazně vyšších.

Pevnost vytvrdnuté malty v tahu je výrazně nižší, často se uvádí hodnota 1/10 tlakové pevnosti. Výsledné pevnosti malty ovlivňuje kromě použitého pojiva (a jeho kvality) také typ a složení kameniva a množství záměsové vody.

Pojivová složka historické malty bývá často v důsledku degradace vlivem atmosférické vlhkosti vyplavována a malta zejména v přípořchových částech postupně ztrácí pevnost.



#### 3.2. Vady a poruchy zděných konstrukcí

Mezi hlavní požadavky uplatňované při návrhu zděných staveb patří spolehlivost a životnost konstrukcí. Spolehlivost je definována jako vlastnost konstrukce plnit za určitých podmínek předpokládané funkce během stanovené doby životnosti. Životností konstrukce je běžně myšlena doba, po kterou by konstrukce měla vyhovovat požadavkům provozu a prostředí v níž je vystavena. (Holický 1998)

Při poměrně velkém množství zděných objektů u nás i za hranicemi dochází při nedodržení zásad a požadavků na zděné stavby ke značným ekonomickým ztrátám. Objem poruch a vad, které snižují spolehlivost a životnost zděných konstrukcí, i přes vývoj techniky neustále roste. Příčin tohoto neuspokojivého stavu je několik. V první řadě se jedná o přirozené stárnutí a degradaci složek zdiva v čase, které jsou důsledkem fyzikálních, chemických a biologických procesů. Dále se zde promítá zvýšený dopad okolních vlivů na stavby (kyselé prostředí, zvýšená doprava, ...) v neposlední řadě se na zvyšování objemu vad a poruch podílí trojice nepříznivých lidských faktorů: nedostatek fundovaných stavebních inženýrů – statiků a z toho vyplývající časový tlak na zhotovení správných návrhů, nedostatečná znalost zbývajících částí projektantů a snaha stavebních firem o minimalizaci nákladů při provádění zděných konstrukcí. (J. Witzany 1999)

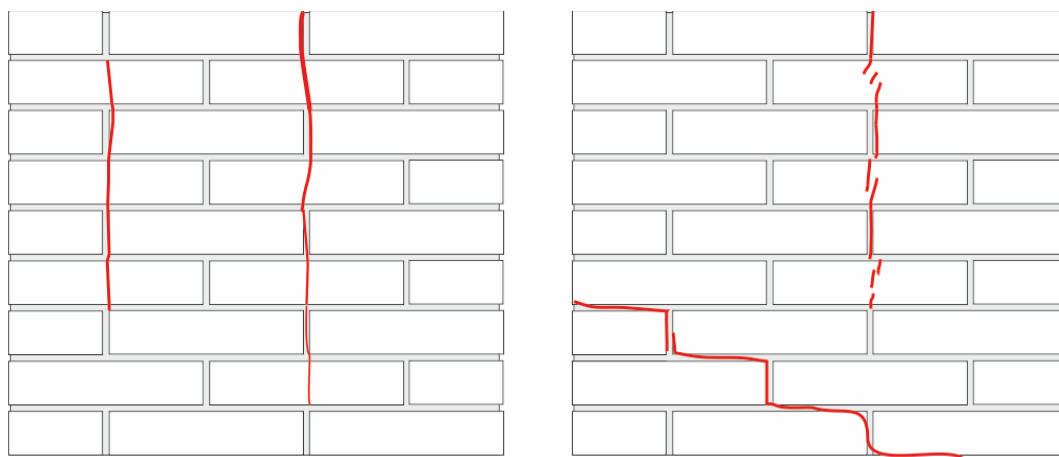
V případě, kdy namáhání překročí odolnost konstrukce, vzniká porucha. Poruchy se dle závažnosti dělí na staticky nevýznamné, závažné a velmi závažné (často též označovány jako havarijní). Mezi nejčastější poruchy zděných staveb patří poruchy statického rázu, které se projevují tahovými a smykovými trhlinami, popřípadě drcením jednotlivých složek zdiva, a dále poruchy související se zvýšenou vlhkostí například rozpad zdicích prvků, vlhkostní mapy a solné výkvěty či biodegradace (výskyt řas, mechů). Velmi často bývají tyto poruchy ve vzájemné interakci. Před návrhem sanace, respektive stabilizace konstrukce je nezbytné znát příčinu, případně kombinaci příčin, které způsobily poruchu zdiva. Je tedy důležité provést důkladný stavebně technický průzkum a pečlivě analyzovat porušení konstrukce. V rámci analýzy je sledován průběh a charakter porušení zdiva (trhlin), stav souvisejících konstrukcí (základy, stropní konstrukce, konstrukce zastřešení atd.) a také je ověřena úroveň degradace jednotlivých materiálů.

Bezpečně a správně diagnostikovat příčinu poruchy konstrukce bývá obvykle náročnou inženýrskou disciplínou. Správně provedenou analýzou, která se zabývá jednak samotnou konstrukcí a jejím materiálovým složením, ale i její interakcí s ostatními konstrukcemi a s okolním prostředím, lze však ve většině případů určit příčinu poruch. Následně je možné zpracovat správný sanační návrh, který zároveň odstraní poruchy v konstrukci a zároveň eliminuje účinek příčiny. Při provádění analýzy konstrukcí může situaci často komplikovat fakt, že příčin je několik a celkové porušení vychází jejich z kombinace. (Vaněk 1989)

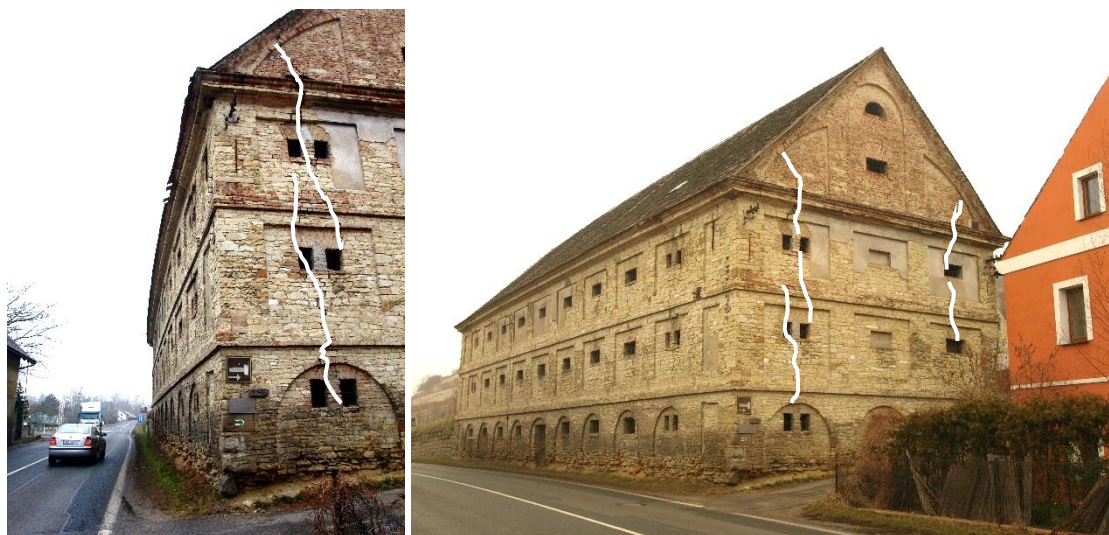


### 3. Charakteristika zděných konstrukcí

Zděné konstrukce jsou vzhledem k jejich omezeným možnostem přebírání tahových napětí využívány zejména pro zhotovování dostatečně masivních tlačných konstrukcí (pilíře, stěny). K porušení takových konstrukcí dochází především vlivem tahových a smykových trhlin. Tyto trhliny mají rozdílný charakter. K drcení složek zdiva dochází v omezené míře a je charakterizováno celkovým rozpadem cihel a malty.



Obrázek 7: Rozdílný charakter porušení zděné konstrukce: a) tahové trhliny mají čisté okraje, někdy se mohou postupně rozšiřovat b) smykové trhliny dle přenášení sil ve zdivu mohou stupňovitě stoupat přes ložné a styčné spáry nebo mohou probíhat zdivem svisle, nejčastěji ve styčných spárách.



Obrázek 8: Příklad diagnostiky poruch historické zděné budovy: zámecká sýpka v Liběchově (objekt je umístěn na seznamu kulturních památek ČR). S přihlédnutím k tvaru, charakteru a průběhu trhlin lze usoudit, že primární příčinou porušení štítových stěn zděných z rádkového pískovcového a cihelného zdiva je vnesení vodorovných sil v oblasti uložení konstrukce krovu a omezená funkce zedních kleštín. Část objektu přiléhající k silnici první třídy, která je navíc zatížena dynamickým zatížením z dopravy, má trhliny výraznější.

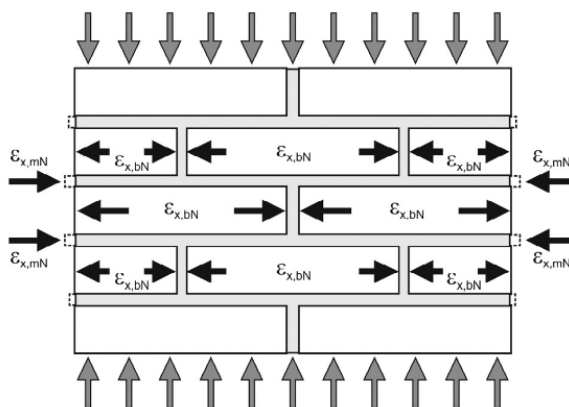


K nejčastějším příčinám staticky závažných poruch zděných konstrukcí patří:

- ❖ vnesení vodorovných sil od účinnů krovu nebo kleneb
- ❖ změna tvaru základové spáry (podmáčení, nerovnoměrné sedání)
- ❖ degradace částí zdiva (např. vydrolením maltových spár)
- ❖ působení otřesů (zemětřesení, technická seizmicita)
- ❖ přetížení konstrukcí
- ❖ dotvarování konstrukcí

### 3.3. Zdivo jako kompozitní materiál

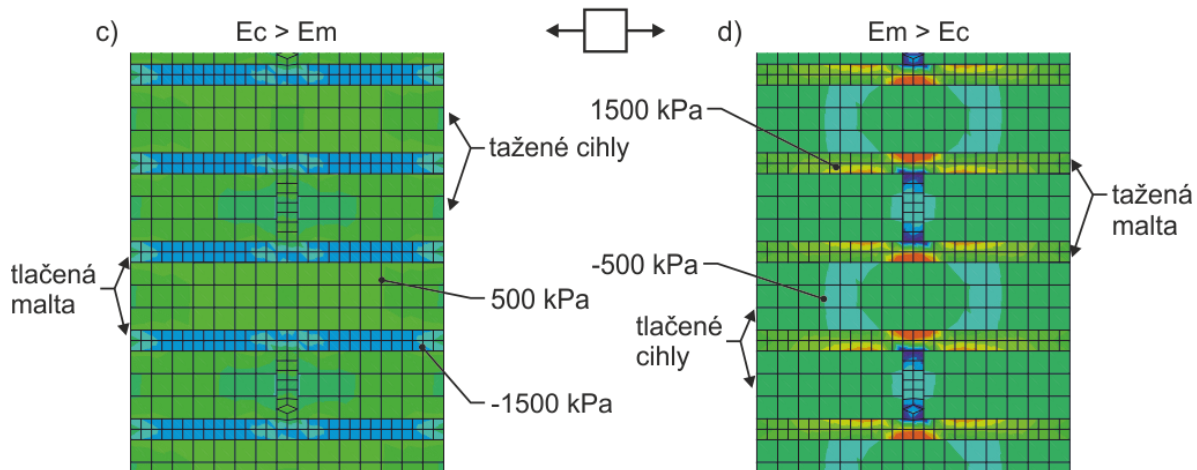
Zdění je jedinečnou technologií výstavby, kdy se v konstrukci vzájemně skládají prefabrikované a monolitické komponenty. Materiálové charakteristiky zdicích prvků a malty bývají zejména u historických konstrukcí s maltou nízké pevnosti často velice odlišné. Zdicí prvky obvykle mívají vyšší pevnost a modul pružnosti než použitá malta. Z toho plyne, že svislé poměrné stlačení a vodorovné poměrné protažení je u zdicích prvků menší než u „měkčí“ malty. Při zachování celistvosti zděné konstrukce vznikají při normálovém zatížení vnitřní síly, které mají původ ve vzájemné interakci složek zdiva. Zdicí prvky jsou příčně taženy a tím svírají styčné spáry, kde je malta příčně tlačena. V případě ložných spár dochází ke složitému stavu napjatosti, kde se v závislosti na poloze ve zdivu střídá intenzita tlakového napětí  $\sigma_x$  a  $\sigma_y$ . (J. Witzany 1999)



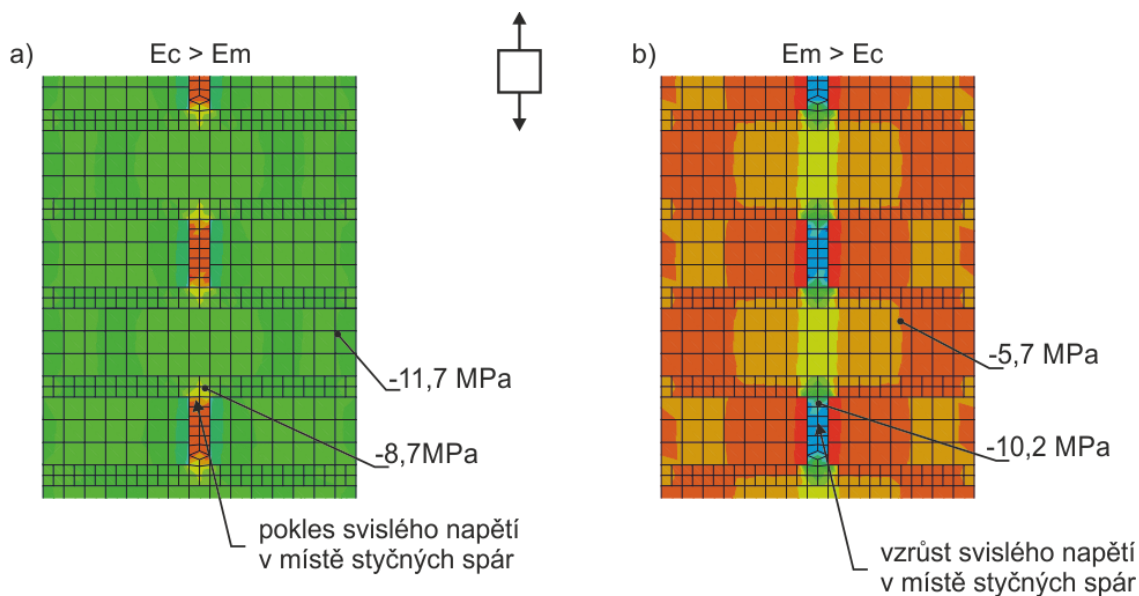
Obrázek 9: Výsledné poměrné přetvoření  $\varepsilon_{x,c(m)N}$  jednotlivých složek zdiva: zdicích prvků a malty (k volnému přetvoření je přičten, popř. odečten účinek vynuceného přetvoření.)



### 3. Charakteristika zděných konstrukcí



Obrázek 10: Numerická 2D analýza pro cihelné zdivo – vodorovná napětí  $\sigma_x$  při zatížení svislou deformací 10 mm: c) modul pružnosti cihel je 5x vyšší než modul pružnosti malty d) modul pružnosti malty je 5x vyšší než modul pružnosti cihel (např. malty s příměsí cementu).



Obrázek 11: Numerická 2D analýza pro cihelné zdivo – svislá normálová napětí  $\sigma_y$  při zatížení svislou deformací 10 mm: a) modul pružnosti cihel je 5x vyšší než modul pružnosti malty b) modul pružnosti cihel a malty v poměru 1:5. (zpracovala Ing. Aneta Libecajtová)

#### Podmínky celistvosti zděných konstrukcí

Vzájemná interakce mezi složkami zdiva je dána působením smykových sil. Příčinek vodorovných napětí způsobený interakcí lze vyjádřit jako:

$$\Delta\sigma_{x,\tau} = \int_0^{x/2} \tau \cdot dx$$

kde



$\int_0^{x/2} \tau \cdot dx$  ... je normálová síla na jednotku délky spáry způsobená smykovým tokem  $\tau$  vznikajícím v kontaktní spáře v důsledku interakce složek zdiva

Podmínku celistvosti vyplývající ze zachování shodné příčné deformace zdiva v blízkosti styčných spár lze uvést ve tvaru:

$$\varepsilon_{x,c} + \varepsilon_{x,cN} = \varepsilon_{x,m} - \varepsilon_{x,mN}$$

kde

$\varepsilon_{x,c(m)}$  ... je volné poměrné prodloužení cihel (malty) ve vodorovné směru

$\varepsilon_{x,c(m)N}$  ... je vynucené poměrné prodloužení cihel (malty) ve vodorovné směru

Při dosazení za poměrná přetvoření lze uvést:

$$\frac{|\sigma_y| \mu_c + \Delta\sigma_{x,\tau}}{E_c} = \frac{|\sigma_y| \mu_m - \Delta\sigma_{x,\tau}}{E_m}$$

kde

$\sigma_y$  ... je svislé normálové napětí

$\mu_{c(m)}$  ... je Poissonův součinitel pro cihlu (maltu)

$E_{c(m)}$  ... je modul pružnosti cihel (malty)

V případě malty s velmi nízkou pevností v tlaku může v některých případech dojít k porušení adheze v kontaktní spáře „malta – zdicí prvek“. V takové situaci je porušena celistvost zdiva a malta je pak v krajních částech průřezu vytlačována z ložných spár. (J. Witzany, T. Čejka a R. Zigler, a další 2014)

### 3.4. Mechanismus porušování zdiva

Mechanismus porušení dostředně tlačných zděných konstrukcí může mít vzhledem k rozmanitosti zdiva (zdicí prvky, vazba, tloušťka atd.), ke specifickým jednotlivých konstrukčních prvků (stěna, pilíř, klenba) a k různým typům jejich zatížení (celoplošné, koncentrované, bodové) řadu podob. Hlavním rysem mechanismu porušování zděných konstrukcí je porušení adheze v kontaktní spáře „zdivo – malta“ a vyčerpání tahové pevnosti zdicích prvků a soudržnosti malty. V ojedinělých případech bývá tento rys doplněn o lokální drcení složek zdiva.

V případě tlačných zděných konstrukcí s excentricitou výstřednice tlakových sil (mimostředně tlačené svislé konstrukce, lokálně, popř. nesymetricky zatížené klenby, stěny zatížené mj. větrem atd.) dochází ke kombinaci ohybového a tlakového namáhání, kde se projeví nízká pevnost zdiva v tahu. (Solar 2008)

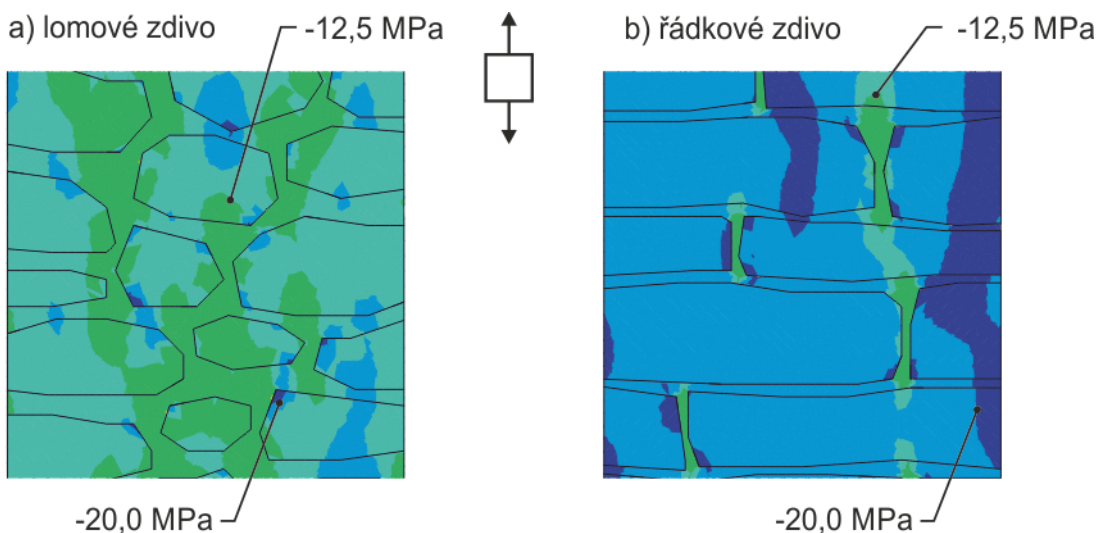


### 3. Charakteristika zděných konstrukcí

Dostředně zatížené zděné konstrukce se zpravidla porušují tahovými a smykovými trhlinami, které kopírují směr tlakových trajektorií. Vznik trhliny nastává v místech s nejvyšší intenzitou tahových napětí, případně v místech, kde je lokálně snížena pevnost zdiva vlivem nekvalitního provedení vazby či zdicího prvku s nižší pevností. (J. Witzany 1999)

Zdivo není homogenní materiál a svoje namáhání přenáší v průřezu nerovnoměrně v závislosti na lokální tuhosti průřezu. Soustředění namáhání do míst s vyšší tuhostí je přirozený děj, který se nazývá redistribuce svislého namáhání. V souvislosti s redistribucí svislého namáhání vznikají v místech nejvyšší koncentrace tlakových trajektorií také extrémní hodnoty příčných tahových napětí.

Velikost redistribuce svislého namáhání je ovlivněna několika faktory: a) rozdílná pevnost a modul pružnosti jednotlivých složek zdiva, b) nerovnoměrná tloušťka maltových spár, c) specifická technologie provádění zdiva (například zhotovení tužších lícových vrstev), d) nedokonalý kontakt zdicích prvků a malty v oblasti ložných spár. U kamenného zdiva, zvláště pak u zdiva nepravidelného, je redistribuce svislého zatížení často příčinou prvotních poruch.

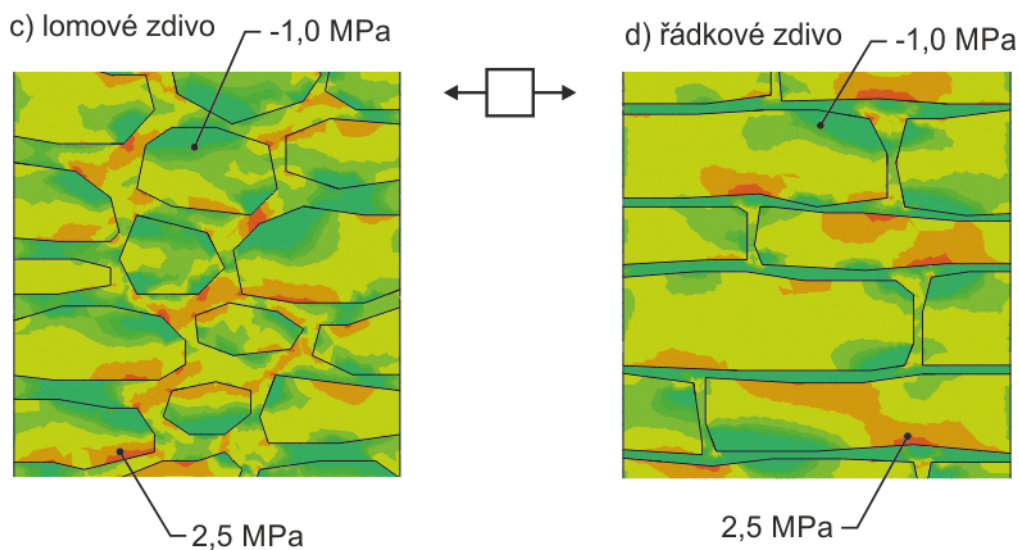


Obrázek 12: Lineární numerická 2D analýza pro kamenné zdivo – svislá napětí  $\sigma_y$  při zatížení svislou deformací 10 mm: a) lomové zdivo vyzdění z neopracovaných zdicích prvků, b) řádkové zdivo vyzdění z částečně opracovaných zdicích prvků.

Pozn. Svislá normálová síla způsobující stlačení o 10 mm je pro pilíř vyzdění z lomového zdiva přibližně 3x menší než u pilíře vyzdění z řádkového zdiva.



### 3. Charakteristika zděných konstrukcí



Obrázek 13: Lineární numerická 2D analýza pro kamenné zdivo – vodorovná napětí  $\sigma_x$  při zatížení svislou deformací 10 mm: c) lomové zdivo vyzděné z neopracovaných zdicích prvků, d) řádkové zdivo vyzděné z částečně opracovaných zdicích prvků. (zpracovala Ing. Aneta Libecajtová)

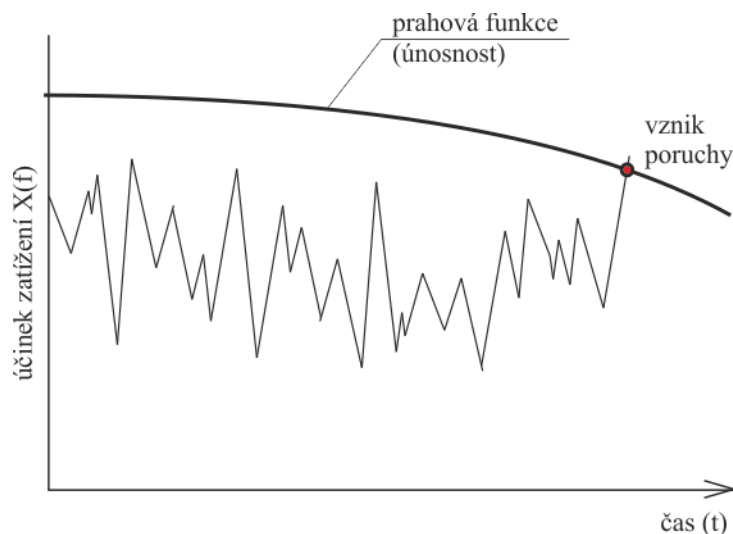
Je zřejmé, že zdivo z vybraných plných pálených cihel na pravidelnou vazbu, popř. pravidelné kvádrové zdivo má menší rozptyl mechanických vlastností než zdivo lomové či smíšené. Při statické analýze historické zděné konstrukce je nezbytné k této nehomogenitě mechanických vlastností, a tedy i k nerovnoměrnému přenášení svislého zatížení přihlížet. Rozdílné vlastnosti zdiva po průřezu vedou k redistribuci normálových napětí do míst s nejvyšší lokální tuhostí a současně ke vzniku smykových napětí. V extrémních případech je zdivo vlivem nehomogenity porušeno smykovými a tahovými trhlinami. V případně rozčlenění celkového průřezu vlivem průběžných trhlin může následně docházet k porušení jednotlivých dílčích částí průřezu ztrátou stability (vybočení).

Skutečnou únosnost zdiva je třeba vnímat jako hodnotu, která se mění v závislosti na poloze v průřezu, ačkoli bývá pro inženýrské potřeby zjednodušena rovnoměrným rozdělením. Skutečná únosnost zdiva rovněž podléhá reologickým změnám. Hodnota se s časem mění a vlivem degradace nejčastěji klesá.





### 3. Charakteristika zděných konstrukcí



Obrázek 14: Grafické znázornění časového průběhu účinku zatížení na konstrukci se zakreslením časové závislosti únosnosti konstrukce, tzv. threshold (ČSN ISO 13822).

Celková pevnost zdiva v tlaku  $f_{\text{mdc}}$  je dána pevnostmi dílčích složek zdiva. Výsledná pevnost v tlaku  $f_{\text{mdc}}$  je nižší než pevnější ze složek a zároveň vyšší než méně pevná složka zdiva (zpravidla malta). U historického zdiva jsou pevnější složkou zdicí prvky a méně pevnou složkou malta. V případě použití malty na bázi cementových pojiv může mít malta vyšší pevnost a modul pružnosti než samotné zdicí prvky.

V některých ojedinělých případech může u zděných konstrukcí docházet k lokálnímu drcení složek zdiva. Zejména v případě, kdy je zabráněno volným vodorovným přetvořením při sevření zdiva (např. některé druhy sanačního opatření).

U běžných plných cihel je uvažováno s tahovou pevností rovnající se zlomku tlakové pevnosti. Obvykle je v literatuře uváděno, že podíl tahové a tlakové pevnosti  $f_{\text{uct}} / f_{\text{uc}}$  se pohybuje okolo  $1/10 - 1/15$ .

Podíl tahových a tlakových pevností se pro experimentální sadu 6-ti cihel pohyboval v intervalu od  $0,037 - 0,072$ . Průměrně dosáhla tahová pevnost cihly v jednoosém tahu  $5,5 \%$  tlakové pevnosti. (Maroušková a Kubát 2017)

Typickým zástupcem zděných konstrukcí je stěna. Pro stěnu platí, že její tloušťka  $t$  je násobně menší než výška  $h$  a délka  $l$ . Zvláštním případem zděné stěny je pilíř. Pro pilíř půdorysných rozměrů  $b, d$  a výšky  $h$  platí, že  $h \gg b, d$ . Na rozhraní mezi stěnou a pilířem stojí stěnový pilíř jehož obdélníkové průřezové rozměry jsou zhruba v poměru  $1:3$ . Mechanismus porušení stěn je odlišný od mechanismu porušení, který se uplatňuje u pilířů. Porušení stěn při zatížení dostředným tlakem v závislosti na provedené vazbě nastává obvykle ve střednicové rovině. V případě, že se ve střednicové rovině nachází styčné spáry zdiva, probíhají trhliny zejména tam. V případě pilířů se čtvercovým průřezem probíhají trhliny v obou svislých rovinách zejména v místech styčné spáry.



### 3. Charakteristika zděných konstrukcí

V dostředně zatížených pilířích vznikají první vlasové trhliny ve střední třetině výšky. Odtud se postupně prodlužují do krajních třetin. Stávající trhliny se rozšiřují a vznikají trhliny nové. Tento stav se nazývá rozvojem trhlín.

Při jednoosém namáhání (stlačování, natahování) ideálně pružného tělesa vzniká rovněž deformace rozměrů kolmých na směr namáhání tělesa. Těleso se příčně přetváří ve snaze zachovat si původní objem. Tento jev se nazývá příčnou kontrakcí a obvykle je vyjádřen tzv. Poissonovým součinitelem  $\mu$  (někdy též  $\nu$ ):

$$\mu = -\frac{d\varepsilon_x}{d\varepsilon_y}$$

kde

$\varepsilon_x$  ... je příčné poměrné přetvoření (-)

$\varepsilon_y$  ... je podélné poměrné přetvoření (-)

Příčná kontrakce přibližně platí pro zděné konstrukce pouze v počáteční fázi, kdy je charakter deformačního chování zdiva bližší k lineárně pružnému materiálu. Hodnota poměru  $\varepsilon_x / \varepsilon_y$  je pro neporušené zdivo přibližně rovna 0,15 - 0,20.



## 4. Analýza současného stavu řešení a poznání sanace, stabilizace a zesilování zděných konstrukcí

Ke stavitelství vždy neodmyslitelně patří i opravy stavebních konstrukcí. K opravám je obecně přistupováno v okamžiku, kdy stávající konstrukce nevyhovuje technickým stavem nebo nevyhovuje plánovaným změnám. V případě významného porušení nosných zděných konstrukcí je třeba neprodleně přistoupit ke stabilizaci a konstrukci musí být sanačním zásahem navrácena statická bezpečnost. Při přestavbě stávajících konstrukcí je nezbytné staticky ověřit nosné prvky a posoudit je na nové zatížení. V některých případech je třeba u nosných prvků provést konstrukční opatření, které navýší únosnost zděného prvku.

Pozn.: Ve stavitelství, konkrétně v případě oprav a úprav starších objektů a památek, se běžně v praxi i na akademické půdě využívá řada termínů jako jsou obnova, rekonstrukce, restaurace, konzervace, stabilizace, sanace apod. (Kroftová 2018) Někdy je skutečný význam těchto poměrně hojně užívaných a ustálených pojmů jiný, než v jakém kontextu se obvykle užívá. Například správně používaný termín „rekonstrukce“ platí jen a pouze pro opětovné postavení konstrukce a obnovení jejího původního (např. nedochovaného) stavu. Vzhledem k situaci, že je pojem rekonstrukce užíván (odbornou i laickou veřejností) v kontextu téměř všech zásahů do objektů, bude v této práci pro snadnou čitelnost rovněž užíván. Stručné vyjasnění terminologie je zde uvedeno pro doplnění.

### 4.1. Kritický rozbor

V současné době je i přes progresivní vývoj nových materiálů a technologií ve stavební praxi v souvislosti s opravami zděných konstrukcí ve většině případů využíváno sanačních metod a opatření, které se používaly zejména v minulém století.

Tyto „tradiční“ metody sanace zděných konstrukcí jsou technologicky poměrně jednoduché na provedení. Jejich velkou předností je, že se jedná o léty prověřená a bezpečná řešení. Další výhodou je fakt, že jsou dostatečně dobře uloženy v povědomí zedníků, stavitelů, projektantů a statiků. Mají ale několik zásadních nevýhod. V závislosti na typu tradiční sanace jsou to:

- ❖ Výrazné navyšování vlastní tíhy konstrukce
- ❖ Invazivní a ireverzibilní zásah do konstrukce
- ❖ Koroze / nutnost protikoroze ochrany u ocelových součástí
- ❖ Zvětšování příčného průřezu konstrukce
- ❖ Dotvarování a smršťování nových monolitických vrstev
- ❖ V některých případech nežádoucí změna statického schématu



## 4.2. Tradiční metody

Využívání zdiva k provádění stavebních konstrukcí je poměrně jednoduché a efektivní. Díky tomu existuje rozsáhlý fond zděných budov, mnohdy budov s historickou hodnotou. K udržování funkčnosti těchto staveb po dobu jejich životnosti i přes občasný výskyt poruch bylo zapotřebí oprav, dnes často označovaných za sanační metody.

Nejprve byly využívány sanační metody založené na zvětšení příčného průřezu zdiva. Později se mezi metody sanace zdiva zařadily metody s využitím aktivního / pasivního sevření zdiva pomocí materiálů na bázi oceli. Tyto metody sanace jsou souhrnně označovány za tzv. tradiční. Před uplatněním sanační metody je vhodné zvážit, zda nelze uspokojivého stavu zděné konstrukce dosáhnout jednodušším způsobem: odlehčení konstrukce či výhodnou změnou statického schématu.

K tradičním metodám sanace založených na rozšíření příčného průřezu patří například přizdění (někdy též obezdění) nebo obetonování stávajícího zděného průřezu. Obě tyto metody jsou z hlediska přenesení sil velice bezpečné. Mezi jejich zásadní nevýhody patří zvětšení průřezu a tím snížení užitého prostoru, provádění mokrých procesů v objektu a výrazné navýšení vlastní tíhy nosné konstrukce. Dále je třeba brát zřetel k tuhosti provedeného přizdění – modul pružnosti nového zdiva by měl co nejvíce odpovídat modulu pružnosti zdiva původního. U obetonování je třeba zvážit účinky smršťování, které je nezbytné co nejvíce redukovat vhodným ošetřováním čerstvého betonu.

Dále byly používány metody, pomocí kterých se do konstrukce vnášely přídavné příznivě působící svěrné síly. Již po řadu let je sevření zdiva uznáváno jako velice efektivní metoda pro zvýšení únosnosti a přetvořitelnosti (duktility) zděných pilířů. V zásadě existují dva typy metod, jakými je zdivo sevřeno: jedná se o pasivní a aktivní sevření. Pasivní metody vyžadují příčnou deformaci zděné konstrukce k aktivaci svěrného tlaku. U aktivní metody působí svěrné síly příznivě na zděnou konstrukci již v počáteční fázi, kdy se konstrukce ještě nezačala vlivem působící osově síly příčně přetvářet. V minulosti bylo k pasivnímu sevření využíváno metody ovinutí patentovým drátem, sepnutí nepředehřátou páskovou ocelí či použití příčně vyztužené cementové omítky. K aktivnímu sevření bylo používáno ocelových úhelníků a předehřáté páskové oceli, kde pásková ocel byla navařena na úhelníky pevně osazené na nárožních hranách pilíře. Postupným chladnutím ocelových pásků se ocelové opláštění smršťovalo a vznikalo tak příznivé příčné sevření.

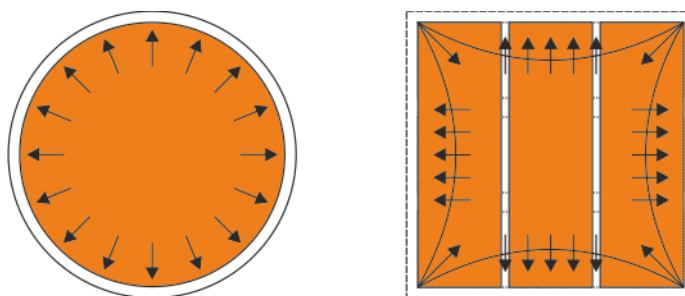


Obrázek 15: Sevření zdiva pilíře páskovou ocelí. Měšťanský dům Plzeň, Tylova ulice.

### 4.3. Nové metody založené na FRP

Díky progresivnímu vývoji materiálů byly tradiční metody sanace zdiva v uplynulých letech doplněny o metodu založenou na využívání vysoké tahové pevnosti a vysokého modulu pružnosti kompozitních materiálů na bázi vláken. V případě aplikace na pilíře se jedná o sanační metodu, která využívá pasivního sevření zděné konstrukce. Svěrný tlak zajišťuje po aktivaci kompozitní vrstva z nosných vláken a matrice. K aktivaci vláken dochází příčným přetvořením zdiva. (J. Witzany, T. Čejka a R. Zigler, a další 2014) (Witzany, Čejka a Zigler 2011) V případě obecné aplikace na zděné konstrukce dochází k doplnění účinného průřezu o tahové síly v kompozitu, které nahrazují minimální pevnost zdiva v tahu. Velikost tahových sil závisí na typu použité kompozitní výztuže, orientaci vláken, a hlavně na způsobu namáhání konstrukce.

V případě aplikace kompozitní výztuže na zdivo ve formě ovinutí pilířů dochází při zatížení k vynuceným příčným deformacím zdiva pilíře, které postupně aktivují nepředepnuté ovinutí. Ovinuté zdivo je pak vystaveno stavu tzv. sevření, kdy je možné uvažovat (i podle ČSN EN 1996) v důsledku víceosé tlakové napjatosti zdiva modifikovanou pevnost zdiva v tlaku.



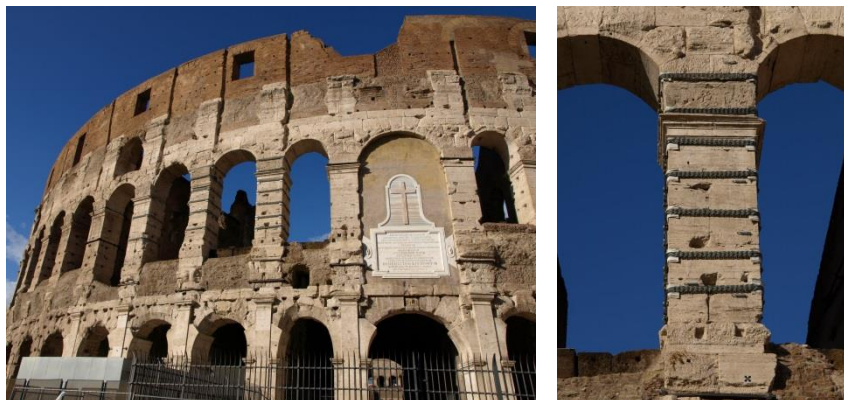
Obrázek 16: Nepředepnuté kompozitní ovinutí zděných pilířů působí po aktivaci příznivým laterálním svěrným tlakem. V případě kruhových sloupů a pilířů působí svěrný tlak po celém průřezu. V případě pravoúhlých, popř. vícebokých sloupů a pilířů působí svěrný tlak pouze na části průřezu. Podíl části průřezu s působícím svěrným tlakem a bez působícího svěrného tlaku vyjadřovaný jako součinitel příčného průřezu  $k_H$  je závislý na tvaru průřezu a typu provedené úpravy.

I přes drobné nevýhody (například, že výpočetní postupy dosud nejsou zakotveny do současných normativních předpisů) mají tyto inovativní přístupy doplňující spektrum používaných sanačních opatření v porovnání s tradičními metodami nezanedbatelné výhody.

#### 4.4. Památkové hledisko

Zdivo bylo a stále je velmi hojně využíváno k provádění svislých nosných konstrukcí v podobě stěn a pilířů. Nosné stěny a pilíře ze zdiva se vyznačují dostatečnou únosností a tuhostí, požární odolností a dle potřeby také estetickým hlediskem. Zdivo také sloužilo k provádění zakřivených stropních konstrukcí – klenbových konstrukcí. Zdivo bylo také využíváno pro tvorbu základových pásů a patek či zděné základové plochy – základové rovnaniny.

V současné době je při obnově památkově chráněných objektů kladen zvýšený důraz na takové metody konzervace a restaurace, které nevyžadují hrubé a nevratné zásahy do historických konstrukcí, nenarušují původní koncept stavebního díla a nemění materiálovou podstatu konstrukcí. Využití kompozitních materiálů na bázi vysoko-pevnostních vláken do jisté míry splňují výše uvedené požadavky. Vlákna jsou umísťována na povrchu konstrukcí případně v drážkách těsně při povrchu zdiva. Ve specifických případech, např. při ovinutí kruhových sloupů, lze provést aplikaci kompozitních materiálů s velmi vysokou až dokonalou reverzibilitou. (Cascardi, a další 2019)



*Obrázek 17: Koloseum v Římě: sanace nosného kamenného pilíře z travertinu v druhém podlaží pomocí neinvazivního ovinutí ocelovým lanem.*

Metody sanace a zpevnění založené na aplikaci kompozitních materiálů na povrch případně pod povrch zdíva nejsou ze své podstaty příliš vhodné u konstrukcí opatřených freskami nebo jinou cennou historickou úpravou.

Stavby zařazené na seznam kulturních památek a národních kulturních památek (NKP) společně se stavbami kategorie A – H (dle metodiky klasifikace objektů s památkovou hodnotou) podléhají zvláštním předpisům ochrany (viz vyhláška 499/2006 Sb. ve znění pozdějších předpisů: 405/2017 Sb.). Jakékoli práce prováděné na těchto objektech nesmí v žádném případě narušit dosavadní památkovou hodnotu jak v interiéru, tak v exteriéru. Stavby by neměly být zásadněji přestavovány. Přípustná je pouze nezbytná údržba, oprava či doplnění zaniklých prvků. Památková hodnota historických staveb spočívá v míře dochování tzv. autenticitě objektu (konstrukce, dispozice, fasáda, detaily, funkční využití) a v celistvosti jejich charakteristických prvků. (Kuča a Kučová 2015)



## 5. Zesilování zdiva kompozity na bázi vláken

Všeobecně byla přijata skutečnost, že kompozitní materiály mají své místo na poli sanace zděných budov. Zjednodušeně lze říci, že základním principem kompozitního zesilování zděných konstrukcí je umístit vlákna orientovaná ve správném směru dostatečně pevně a v dostatečné dimenzi tam, kde ve zdivu vznikají tahová napětí. (Witzany, Čejka a Zigler 2011), (Saadatmanesh 1997), (Štěpánek 2001), (J. Witzany, T. Čejka a R. Zigler, a další 2014),

### 5.1. Výhody metod založených na FRP v porovnání s tradičními metodami

#### *Přetížení konstrukce*

Jednou z největších výhod metod příčného sepnutí zděných pilířů s využitím kompozitních materiálů je minimální přetížení konstrukce. Markantní zvýšení zatížení konstrukce není výhodné z hlediska statického působení na další podpurné konstrukce a dále je nežádoucí z hlediska působení dynamického zatížení (např. účinky zemětřesení či technické seismicity). Zvýšením vlastní hmotnosti konstrukce se navyšují reakční síly. Vnější příčné ovinutí kompozity v tloušťce několika milimetrů je velice lehkým řešením (v řádu kilogramů) v porovnání s tradičním obetonováním či přizděním konstrukce. U zděných konstrukcí, kde vznikly trhliny vlivem kombinace dynamického působení a účinků svislého namáhání, je sanace pomocí vysoko-pevnostních vláken výhodná i díky vysoké únavové odolnosti vláken.

#### *Minimální koroze*

Kompozitní výztuže mají v porovnání s ocelovými výztužemi výrazně nižší korozivní chování, ale v omezené míře také korodují (zejména při působení silně alkalických roztoků). Ačkoli matrice plní funkci ochrany vláken před negativními účinky prostředí, není vyloučeno její poškození, popř. degradace. V případě poškození může difundující vlhkost pronikat skrze poškozenou matrici a působit přímo na nosná vlákna. Riziko poškození systému je ale nízké. Dobře provedené sanační opatření na bázi FRP nevyžaduje zvláštní protikorozní ochranu.

#### *Rychlost a jednodušost aplikace*

Aplikace sanačního opatření na bázi kompozitních systémů podléhá celé řadě nutných technologických pokynů. Tato technologická opatření se týkají například úpravy povrchu zdiva, úpravy ostrých nárožních hran, správné saturace vláken v matrici, minimální teploty během aplikace atp. I přesto se jedná o relativně jednoduchou a rychle provedenou sanační metodu. Výhodou je rovněž krátká technologická pauza po aplikaci. Polymerní matrice začnou tvrdnout během tří hodin a běžně lze konstrukci zatížit již pár dní po aplikaci.





### ***Reverzibilita / odstranitelnost***

Sanační opatření na bázi vláken a adheziva z epoxidové pryskyřice je možné z konstrukce relativně jednoduše odstranit. Tixotropní epoxidové lepidlo proniká po nanesení na povrch konstrukce do pórů zdiva do hloubky v řádu desetin milimetrů až jednotek milimetrů. Při násilném odtržení kompozitu od zdiva je porušeno rozhraní mezi saturovanou částí zdiva a zdiva bez pryskyřice – tedy velice tenká vrstva zdiva (kontaktní oblast známá též jako „very first layer of masonry“). (Vaculík, a další 2018) (J. Witzany, T. Čejka, a další 2015)

Při odstraňování sanačního opatření z povrchu historicky cenných zděných konstrukcí je pro komplexnější zachování povrchu zdiva vhodnější použít metodu založenou na předeřevu konstrukce. Epoxidové pryskyřice mají relativně nízký bod skelného přechodu  $T_g$  (glass transmitting treshold) a po dosažení této teploty klesá pevnost lepidla. Následně lze kompozit z povrchu zdiva čistě, jednoduše a bez porušení povrchu odstranit. Snadná odstranitelnost této metody umožňuje použití vláken také jako provizorního řešení.

### ***Minimální tloušťka***

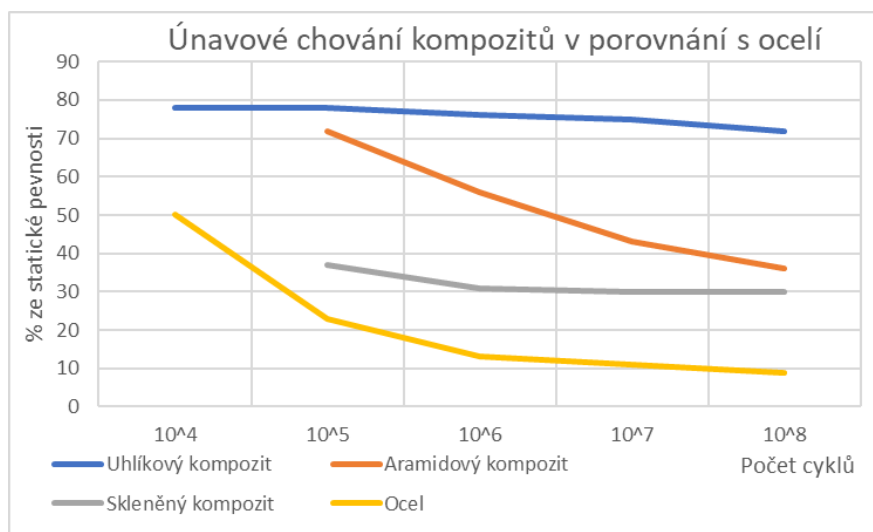
Další nesporná výhoda sanace a zpevnění pilířů ovinutím kompozity na bázi vláken spočívá ve velice malém zvýšení průřezových rozměrů. Tloušťka kompozitního systému na bázi epoxidových pryskyřic se v závislosti na počtu vrstev tkaniny pohybuje mezi 1 – 3 mm. Včetně nezbytného vyrovnání povrchu se jedná o přírůstek šířky do 10 mm na každé straně. Při využití systémů využívajících adhesiv z vysokopevnostních polymerních směsí na bázi cementu (TRM's systémy) se tloušťka sanačního systému pohybuje okolo 15 mm.

### ***Nepříznivé objemové změny***

Při kompozitním zesilování odpadají nepříznivé účinky reologických objemových změn na konstrukci jako jsou smršťování, vysychání a dotvarování. Při použití technologie EBR na bázi epoxidové pryskyřice není do konstrukce zanášena vlhkost vůbec.

### ***Odolnost proti cyklickému zatěžování***

Únavové zkoušky vláken a oceli prokázaly velice malý pokles pevnosti kompozitních materiálů na bázi uhlíkových vláken v porovnání s kompozity ze skelných vláken či ocelí. Při experimentálních zkouškách byla po cca  $10^5$  zatěžovacích cyklech pro uhlíková vlákna, resp. pro ocel dosažena pevnost přibližně 0,80 resp. 0,25 statické pevnosti.



Obrázek 18: Při působení stálé relativní vlhkosti a stálé teploty je únavové chování kompozitních materiálů redukováno v závislosti na typu nosných vláken v řádu jednotek až desítek procent. (Rosický 1999)

Po provedení cca  $10^7$  zatěžovacích cyklů prokázaly uhlíková vlákna přibližně 75 % statické pevnosti v porovnání s 10 % u oceli. Aramidová vlákna mají velice vysokou únavovou pevnost, která po dosažení  $10^5$  cyklů klesá pod 60 % statické pevnosti. Skelná výztuž má únavové charakteristiky blízké ocelové výztuži. Mez únavy neboli trvalá pevnost je chápána jako nejvyšší hodnota napětí, které je materiál schopný přenést po nekonečném počtu cyklů, aniž by došlo k poškození. (Agarwal a Broutman 1987) Pro aplikace kompozitních vláken v prostředí namáhaném opakovaným cyklickým zatížením (například účinky technické seizmicity od strojů nebo od těžké dopravy) je výhodné použít vlákna uhlíková. (Zigler, Witzany, a další 2016)

### ***Odolnost proti vlhkosti a agresivnímu prostředí***

Vysokopevnostní uhlíková vlákna a rovněž většina matric používaných ke spojení vláken mají velmi dobrou odolnost proti působení agresivního prostředí.

## **5.2. Materiály**

Kompozitní materiál vzniká spojením dvou či více materiálů s různými vlastnostmi: v případě této práce jde o vysokohodnotná vlákna a vhodnou matici. V současné době existuje řada typů nosných vláken používaných k výrobě kompozitních materiálů: zylonová vlákna (PBO), uhlíková vlákna, skelná vlákna, aramidová vlákna, basaltová vlákna, polyesterová vlákna, kovová vlákna, keramická vlákna a další. Ve stavební praxi se nejčastěji využívají uhlíková vlákna, aramidová vlákna (známá také pod obchodním názvem kevlarová vlákna), basaltová vlákna a levnější skelná vlákna. Zjednodušeně lze říci, že hlavní



## 5. Zesilování zdiva kompozity na bázi vláken

funkcí vláken je přenášet tahová napětí, zatímco hlavní funkcí matrice je udržovat vlákna ve správné poloze.

### 5.2.1. Vlákná

Kompozitní výztuže využívané pro strukturální zesilování stavebních konstrukcí jsou zhotovovány nejčastěji z vysokopevnostních vláken na bázi uhlíku, skla, aramidu nebo basaltu. Tato vlákna jsou při tahovém zatížení ve směru vláken charakteristická lineárně pružným chováním a křehkým porušením. Objemová hmotnost vláken se v závislosti na typu pohybuje od 1500 do 2500 kg/m<sup>3</sup>.

Kompozitní materiály jsou komerčně k dostání ve formě polotovarů, které vznikají úpravou základního monovlákná („nekonečné“ vlákno). Mezi základní polotovary patří:

- ❖ prameny (sdružené monovlákná)
- ❖ mletá vlákna
- ❖ rovingy a rovingové tkaniny
- ❖ příze a tkaniny z příze
- ❖ rohože

V této práci jsou ke strukturálnímu zesilování zdiva využívána pouze uhlíková a skelná vlákna ve formě rovingových tkanin, případně rohoží.

#### *Uhlíková vlákna*

Uhlíková vlákna jsou v dnešní době nejčastěji vyráběna stabilizací, karbonizací a grafitizací polyakrylonitrilových vláken (PAN). Uhlíková vlákna jsou semi-krystalický organický materiál na bázi krystalické mřížky grafitu. Povrch vláken se mírně zoxидуje pro zajištění dostatečné přilnavosti k matrici. K dostání jsou v několika typech dle potřebných vlastností. Pevnost vláken je v závislosti na typu 2400 – 4800 MPa. Modul pružnosti vláken pak dosahuje hodnot od 250 – 800 GPa. Uhlíková vlákna jsou odolná vůči působení vlhkosti a chemického prostředí. Mají velmi dobrou únavovou pevnost a odolnost proti dlouhotrvajícímu zatížení. (Štěpánek 2014)

#### *Skelná vlákna*

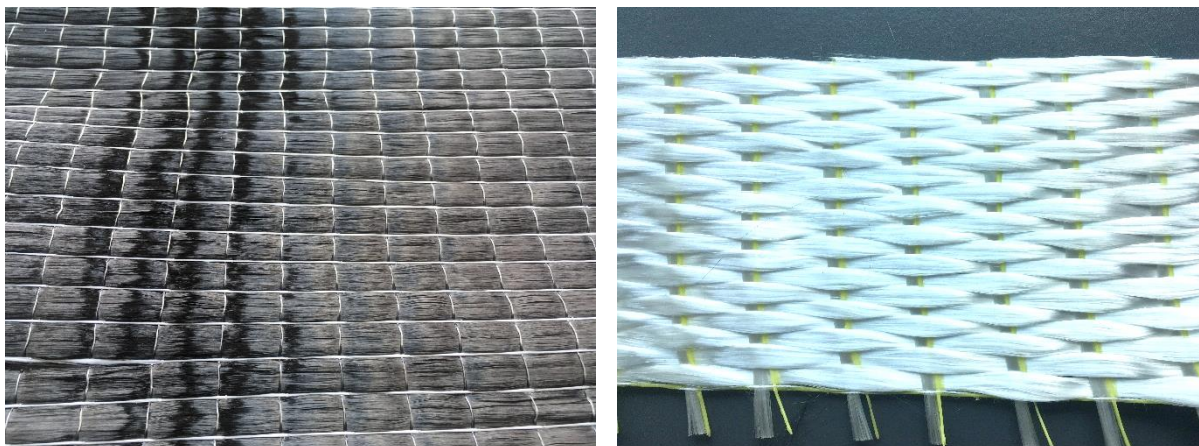
Skelná vlákna jsou vyráběna z taveniny oxidu křemíku s příměsí oxidu hliníku, vápníku, manganu a bromu za minimálního podílu oxidů alkalických kovů. Hotová vlákna potřebného průměru se získávají dloužením paprsku skla ze zvláknovací hlavy. Následně se vlákna sdružují do pramenců a jsou navíjena na cívku.

Hlavní výhodou využití skelných vláken oproti jiným typům (standardní uhlíkové vlákno, kevlarové vlákno) je asi 6 – 8x nižší pořizovací cena. Skelná vlákna mají dostatečnou pevnost pohybující se



## 5. Zesilování zdiva kompozity na bázi vláken

v závislosti na typu vláken od 2300 – 4600 MPa. Modul pružnosti vláken je výrazně nižší než u uhlíkových vláken a pohybuje se v intervalu 72 – 88 GPa. Mezní protažení vláken je okolo 2,5 %. Jistou nevýhodou skelných vláken je citlivost na vlhké a alkalické prostředí, kde při delším působení vlákna měknou a ztrácí pevnost. (Štěpánek 2014)



Obrázek 19: Běžně používané tkaniny na bázi vysokopevnostních vláken k aplikaci ve stavebnictví a) jednosměrná tkanina z uhlíkových vláken Tyfo SCH 41 b) jednosměrná tkanina ze skelných vláken Tyfo SEH-51A.

### 5.2.2. Adheziva – matrice

Celistvost kompozitního materiálu je zajištěna pomocí matrice, která zároveň kompozit tvaruje do finálního tvaru. Jednotlivá vlákna jsou mezi sebou díky matrici vzájemně upevněna prostřednictvím smykových tzv. interlaminárních sil.

Ve stavebnictví jsou pro kompozitní systémy v současné době používány dvě velké skupiny maticí. Matrice na bázi termosetových pryskyřic a matrice na bázi jemnozrnné vysokopevnostní polymerní cementové směsi. Oba druhy matic mají svá pozitiva a negativa. Epoxidové pryskyřice velmi dobře vážou vlákna (dobrá adheze), při vytvrzení prokazují malé smrštění, mají vysokou chemickou odolnost a únavovou pevnost. Nevýhodou jsou relativně nízké provozní teploty (podle typu pryskyřice 50 – 200 °C) a s tím související potřeba chránit kompozitní systém proti účinkům požáru. Další nevýhodou je difúzní neprostupnost kompozitního systému. Matrice na bázi polymer-cementových směsí vyžaduje specifickou aplikaci systému a podobu nosných vláken. Mezi výhody se řadí zejména vyšší požární odolnost.

Dříve a častěji využívané jsou kompozitní systémy založené na maticích z epoxidových, polyesterových a vynilesterových pryskyřic. Tyto pryskyřice vytváří po vytvrzení kontinuální síť trojdimenzionálních kovalentních vazeb. Při tvrdnutí epoxidových pryskyřic dochází pouze k zanedbatelnému smrštění. Objemová hmotnost termosetových maticí se pohybuje od 1200 –



## 5. Zesilování zdiva kompozity na bázi vláken

1400 kg/m<sup>3</sup>. Mají oproti vláknům řádově nižší pevnost v tahu (např. epoxidová pryskyřice 55 – 130 MPa) a modul pružnosti (epoxidová pryskyřice 3 – 4 GPa). (Štěpánek 2014)

Specifický přístup pro aplikaci kompozitního systému vyžaduje použití vysokohodnotného tmelu na bázi polymerních cementů, který je alternativou materiálu používaného pro matrice.

Matrice mají za úkol udržet vlákna ve správných pozicích, provázat jednotlivá vlákna mezi sebou (interlaminární pevnost), pomáhat distribuovat napětí, chránit vlákna před mechanickým opotřebením (abrazí). Po matrici je v tekutém stavu požadována její dobrá zpracovatelnost (snadno se míchá, je tixotropní) a přilnavost k podkladu. Ve vytvrzeném stavu je nezbytná její adhezivní pevnost, odolnost proti působení teploty a únavy, odolnost proti vlhkosti, odolnost proti působení chemických vlivů.

### 5.3. Způsoby aplikace FRP

Aplikace vysokopevnostních vláken ve stavebnictví se od svých počátků koncem devadesátých let minulého století vyvinula a mírně proměnila. Tématu byla věnována řada vědeckých prací, byly vyvinuty nové materiály a nové přístupy. Některé metody aplikace byly opakovaně ověřeny i v praxi.

V zásadě je v posledních letech používáno třech základních aplikačních přístupů:

- ❖ lepení výztuží ve formě lamel a tkanin na povrch zdiva pomocí výkonných adheziv
- ❖ umístění výztuží do drážek zdiva a fixování pomocí pryskyřic, popř. polymerních směsí
- ❖ užití vysokopevnostních vláken ve formě mřížky jako výztuže pro vnější omítku

Všechny způsoby aplikace kompozitních materiálů mají svá specifika, výhody a nevýhody, které je nutné před aplikací zvážit. Mezi specifika se řadí například odlišný mechanismus porušení.

#### ***Povrchová aplikace FRP lepením: EBR (Externally Bonded Reinforcement)***

Lepení externí výztuže na povrch zesilované konstrukce je dosud v praxi nejběžnější způsob aplikace FRP vláken ve stavebnictví. Vysokopevnostní vlákna jsou nejčastěji ve formě rovingové tkaniny pomocí výkonných adheziv přilepeny na vyrovnaný a suchý povrch zdiva. K lepení se nejčastěji využívá dvousložkových tixotropních epoxidových pryskyřic.

Účinnost těchto technik zejména při aplikaci na stěny a klenby do značné míry závisí na soudržnosti kompozitní výztuže a zdiva. Vybroušení a upravení ploch před aplikací systému příznivě ovlivňuje soudržnost FRP v kontaktní spáře „kompozit – zdivo“. Při aplikaci lepeného kompozitního systému na neupravený povrch se snižuje odolnost a zvyšuje riziko delaminace. (Aiello a Sciolti 2006) Pro zvýšení soudržnosti pásu k podkladu je možno systém doplnit kotvami. (Grande, a další 2019), (Carozzi, a další 2018) Externí aplikace má několik nevýhod: potřeba ochránit zesilující systém před účinky požáru, negativní dopad na vzhled neomítnuté konstrukce, plošný zásah do omítkových vrstev. Řada těchto



## 5. Zesilování zdiva kompozity na bázi vláken

nevýhod lze redukovat či zcela odstranit vhodným konstrukčním opatřením (například protipožární obklad, omítka či nástřik). Mezi hlavní výhody systému patří malý zásah do konstrukce, rychlost aplikace, staticky výhodná poloha výztuže vzhledem k vnitřnímu ramenu sil.

Nejčastějším způsobem porušení externě lepeného systému je ztráta soudržnosti kompozitního materiálu a zdiva. V koncových oblastech zesilujících prvků, kde se nacházejí extrémní smykových napětí, dochází k efektu odtržení výztuže od podkladu, tzv. „debonding phenomena“. (Foraboschi 2016), (Sassonia, a další 2018)

K odtržení kompozitu dochází v přípovrchové vrstvě zdiva (tzv. very first layer of masonry), kde při aplikaci pryskyřice na zdivo dochází k modifikaci povrchu zdiva (saturace pórů matricí), a tím ke zlepšení vlastností cihelného střepu na povrchu. Pro ověření únosnosti v soudržnosti (tzv. bond resistance) s podkladem slouží jednoduché pull-out testy (Vaculík, a další 2018) nebo lze pro ověření využít tzv. beam – testy (J. Witzany, T. Čejka a K. Kroftová, a další 2015).

V případě aplikace kompozitního vyztužení ve formě ovinujícího pásu u pilíře je možné se setkat s přetržením kompozitu v nároží pilíře, tedy v místě extrémního namáhání. Nárožní hrany předepisují dodavatelé kompozitních systémů upravit (zakulatit) v minimálním poloměru  $r = 20$  mm. Další varianta porušení systému může nastat při nedostatečně dlouhém nebo nevhodně provedeném lepeném přesahu kompozitního pásu. Tento případ má charakter smykového porušení. (Corradi, Grazini a Borri 2007)

### ***Vkládání FRP do spár: NSM (Near Surface Mounted)***

Metoda NSM je do značné míry obdobou stehování zdiva ocelovou výztuží. Technologie aplikace spočívá v uložení a fixaci kompozitní výztuže v drážce při povrchu zdiva. Tyto drážky bývají vedeny svisle skrze ložné spáry nebo v ložných spárách zdiva. Výjimku tvoří ani výztuž uložená v šikmé drážce. Lamely z vysokopevnostních vláken se v drážce fixují pomocí dvousložkových epoxidových pryskyřic nebo pomocí polymerních hmot na bázi cementu, které však mají v porovnání s pryskyřicemi nižší tahové pevnosti. (Taljsten, Carolin a Nordi 2003) Hloubka drážky by měla umožnit bezpečné osazení výztuže, ale neměla by být příliš hluboká a tím oslabovat zdivo a snižovat účinnost výztuže. Délka drážky by měla umožňovat dostatečné zakotvení výztuže. Minimální délka kotvení pro matrici z epoxidové pryskyřice se uvádí 100x násobek tloušťky kompozitu. (Willis, a další 2009) Výslednou soudržnost (velikost napětí v soudržnosti) ovlivňují v zásadě tyto parametry: velikost drážky, dimenze výztuže, tlaková a smyková pevnost zdiva a adheziva (výplně drážky), umístění výztuže ve zdivu a kvalita provedení úpravy. (Dizhur, Griffith a Ingham 2014) Kvalita malty v ložných spárách má při vertikálním vyztužení na výslednou soudržnost zanedbatelný vliv. (Willis, a další 2009) Pro zvýšení soudržnosti je vhodné povrch lamely zdrsnit (například křemičitý písek vsypaný do nevytvrzené epoxidové pryskyřice). (Witzany, Karas a Zigler 2014)



## 5. Zesilování zdiva kompozity na bázi vláken

Výhodou vyztužení v drážkách je vyšší požární odolnost, lepší soudržnost, menší dopad na estetický vzhled v případě aplikace na neomítnuté zdivo a menší riziko poškození okolními vlivy (degradace, mechanické poškození atp.). Mezi nevýhody se řadí zásah do zdiva, vznik redistribuce normálových sil.

Při provádění technologie NSM je nezbytné postupovat v souladu s technologickými pokyny dodavatele sanačního systému. Drážky jsou obvykle provedeny pomocí úhlové rozbrušovačky s vhodným kotoučem. Zvláštní pozornost je třeba věnovat úpravě drážky (vyčištění stlačeným vzduchem, důkladné navlhčení). Následně je drážka zcela nebo částečně vyplněna matricí, do které je následně kompozit vtlačen. Je třeba se vyvarovat dutinám a kavernám, které negativně ovlivní soudržnost systému.

U vyztužování zdiva touto technologií je mechanismus porušení soudržnosti obdobný jako při technologicky stejném vyztužování u betonových prvků. Nejčastějším způsobem porušení u správně provedené technologie NSM je tzv. IC debonding failure (IC = intermedial crack). (Seracino, a další 2007) (Oehlers a Seracino 2004)

Mechanismus porušení může nastat ve zdivu formou kuželového neboli trapézového vytrhnutí (tzv. trapezoidal failure) nebo méně časté obdélníkové vytrhnutí matrice ze zdiva (tzv. rectangular failure). Dalším možným způsobem porušení je vytržení kompozitu z matrice. Vytržení může nastat při umístění subtilní výztuže do široké drážky vlivem porušení okolní matrice případně vlivem nevhodné fixace výztuže v drážce (málo adheziva, špatně provedený adhezivní můstek, aj.) Tento mechanismus porušení nastává náhle bez předchozího varování a je nezbytné mu předcházet mimo jiné užitím úzkých drážek a důkladným upevněním výztuže. Porušení přetržením kompozitní výztuže nepatří mezi nejobvyklejší způsoby porušení systému NSM. Umístěním výztuží do drážky a jejich fixováním lze dosáhnout vyššího využití tahové pevnosti kompozitu a není vyloučeno ani překročení mezních tahových napětí, po kterém následuje křehké porušení. Při optimalizaci návrhu je třeba brát na vědomí, že se zvyšující pevností zdiva roste v kompozitu tahová síla. Maximální přenesená tahová síla v kompozitu pak roste se zvětšující se plochou výztuže až do okamžiku, kdy vlivem větší potřebné drážky sehraje roli oslabení průřezu. Drážka by neměla přesahovat cca 10-20 % tloušťky zesilovaného prvku (tj. u zdiva tloušťky 300 mm z plných pálených cihel bude optimální drážka pro umístění výztuže mít okolo 30-50 mm).

### ***Vyztužená omítka: TRM's (Textile Reinforced Mortars)***

Metoda TRM's je stejně jako standardní vyztužená torkretovaná omítka založena na pasivním sevření. Při aktivaci vlivem příčných deformací vznikají v kompozitních materiálech tahové síly, které příznivě ovlivňují napjatost v pilíři. (Ramaglin , a další 2017) Technologie TRM's je obdobně jako NSM výhodnější v souvislosti s požární ochranou. Oproti kompozitním materiálům s adhezivy na bázi epoxidových lepidel má systém vyšší prodyšnost a je tedy vhodnější v případě celoplošné sanace vlhkého zdiva. (Valluzzi, a další 2014) Vysokopevnostní vlákna jsou uspořádány do rohože (mříže),



## 5. Zesilování zdiva kompozity na bázi vláken

která má obvykle nižší gramáž a je tedy pro dostatečné množství výztuže obvykle nezbytné provést dvě a více vrstev. (D'Ambrisi, a další 2014)

Při nedostatečném vyztužení nedosahovaly zesílené zděné pilíře experimentální sady vyšší únosnosti, pouze se jim navýšilo mezní přetvoření. (Krevaikas 2019)

V případě užití technologie TRMs' je možné porušení systému způsobeno a) porušení v přípovrchové vrstvě zdiva, b) porušení na kontaktu matrice a zdiva, c) vytržením vláken z matrice, d) přetržením vláken. (Kouris a Triantafillou 2018) Aplikace vláken na pilíře je specifická extrémním namáháním kompozitu v oblasti nárožních hran, kde dochází nejčastěji k porušení. Mechanismus porušení dostředně tlačného pilíře zesíleného vyztuženou omítkou tedy do značné míry odpovídá mechanismu porušení lepené výztuže.

### 5.4. Soudržnost kompozitu se zdivem

Ačkoli se výzkumné práce častěji věnují soudržnosti kompozitu s betonem, soudržnost kompozitní výztuže a cihel, popř. kamene je v našem i zahraničním výzkumu rovněž poměrně často řešenou problematikou. Vzájemná interakce mezi kompozitem a zdivem se děje za působení převážně smykových napětí. Nejčastějším typem selhání správně provedené sanace kompozitním systémem u zděných stěn je porušení kontaktní vrstvy kompozit – zdivo. V případě aplikace kompozitního ovinutí na pilíře rovněž dochází k porušení kontaktní vrstvy kompozit – zdivo, ale vzhledem k principu ovinutí není porušení kontaktní vrstvy spjato s porušením celého zesíleného prvku a k porušení dochází až při přetržení kompozitního ovinutí. K porušení soudržnosti často dochází při působení výrazně nižších hodnot zatížení v porovnání s tahovou únosností kompozitu. (Yao, Teng a Chen 2005)

Jednou z možností, jak navýšit únosnost kontaktní plochy kompozit – zdivo, respektive snížit délku potřebnou k zakotvení kompozitní výztuže je použití kotev. V případě správného návrhu se mohou kotvy podílet na přenosu sil do zdiva. Díky tomu mění styk charakter porušení, který byl původně velmi náhlý. Do zhotovených otvorů se vlepují kotvy, které se vějířovým přesahem připevní k podkladu. U zjednodušeného smykem namáhaného přípoje cihly a lepené kompozitní výztuže pojištěného FRP kotvou, popř. kotvami bylo experimentálně dosaženo 1,25 – 1,85x násobku přenesené síly v porovnání se zkušebním tělesem bez kotvení. Kromě maximální přenesené síly se kotvení projevilo příznivě také v souvislosti s duktilitou. Porušení v soudržnosti bez užití kotev se projevilo křehkým typem porušení. (Caggegi, a další 2014) Obdobných výsledků bylo dosaženo u aplikace na povrch betonové konstrukce. (Zhang, Smith a Kim 2012)

Dalším ze způsobů porušení systému kompozitního ovinutí, který je charakteristický oddělením vzájemně propojených vrstev kompozitu, je delaminace lepeného spoje volných konců. Experimentální





## 5. Zesilování zdiva kompozity na bázi vláken

výzkum zabývající se stanovením nezbytné délky přelepu kompozitního ovinutí  $L_{LAP,min}$  upozornil na nutnost precizního provedení a dostatečné doby zrání epoxidové pryskyřice. Za klíčové je považováno dostatečné množství epoxidového adheziva ve spoji. Dostatečná délka zrání (tvrdnutí) epoxidové pryskyřice je v běžných laboratorních podmínkách 7 dní. (Moretti a Arvanitopoulo 2018)

### ***Vliv teploty na soudržnost***

Celkovou odolnost kompozitního systému může negativně ovlivnit střídavé vystavování externě lepené kompozitní výztuže vysokým teplotám, byť nižším, než je teplota  $T_g$  ( $T_g$  teplota skelného přechodu). Vlivem tzv. thermal fatigue (únavové namáhání teplotou) dochází ke snížení pevnosti. Díky rozdílnému součiniteli teplotní roztažnosti vznikají v kompozitu mechanická napětí. Ta pak vedou ke změně materiálových vlastností kompozitu, které mají za následek narušení celistvosti a snížení soudržnosti. (Vaddadi, Nakamura a Singh 2003)

### ***Vliv vlhkosti na soudržnost***

Je známo a experimentálně bylo doloženo, že působení zvýšené vlhkosti má negativní vliv na mechanické vlastnosti zdiva. (Čejka 2009) Dále byl experimentálně prokázán negativní vliv zvýšené vlhkosti na kompozitní systém. Úbytek tahové pevnosti kompozitu po 12 – 24 týdenním exponování vzorků pod vodou byl stanoven na 25 % v případě uhlíkového kompozitu a 40 % v případě kompozitu na bázi skelných vláken. Úbytek tlakové pevnosti cihel byl přibližně 25 %. (Ghiassi, a další 2013)

### ***Vliv zakřivení / nerovnosti povrchu na soudržnost***

Aplikace kompozitního zesílení na nerovný povrch vyžaduje zhotovení tzv. adhezivního můstku nebo zhotovení vhodného podkladu (vyrovnaná omítka, sádrové lože). V případě aplikace na zakřivený povrch ve tvaru konkávní křivky je nezbytné k připevnění kompozitu dostatečné množství epoxidového adheziva. (Basilio, a další 2014) Lepší variantou je užití kotev k přichycení kompozitu. Kotvy předcházejí počátečnímu porušení a výrazným způsobem tím navyšují únosnost celého systému. (Grande, Fagone, a další 2019)

## 5.5. Stanovení únosnosti zesílených pilířů

Stanovením únosnosti zdiva vyztuženého FRP ovinutím se aktuální česká norma pro zděné konstrukce nezabývá. Norma ČSN EN 1996-1 definuje sevřené zdivo pouze pro případ sevření železobetonem, popř. vyztuženým zdivem. V kapitole 6.9 - Sevřené zdivo zmíněné normy je uvedeno, že ověření únosnosti sevřeného zdiva vychází ze stejných předpokladů jako ověřování únosnosti vyztuženého zdiva, tj. při ověřování únosnosti se má uvažovat zvýšení únosnosti vlivem svírající výztuže. Není však stanoveno, jakým způsobem zvýšení únosnosti uvažovat.



## 5. Zesilování zdiva kompozity na bázi vláken

Některé postupy pro výpočet charakteristické únosnosti ovinutých pilířů jsou uvedeny v italské směrnici CNR-DT 200/2004 dnes k dispozici v revizi z roku 2013: CNR-DT 200/2013 - R1: Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures. Směrnice se zabývá povrchovou aplikací kompozitních materiálů na bázi vláken na betonové a zděné konstrukce. Jedna z kapitol směrnice se věnuje možnostem stanovení únosnosti ovinutých zděných pilířů.

Dále je možno pro stanovení charakteristické únosnosti ovinutých pilířů užít modifikované součtové vzorce uvedené v literatuře pro stanovení únosnosti zděných pilířů opláštěných ocelovými úhelníky a pásovinou, popř. vyztuženou omítkou.

Pozn.: Dále v textu označeny jako „součtové vzorce“.

### *Italská směrnice CNR-DT 200 2013/R1*

Aplikace kompozitních materiálů na zdivo je dosud užívána zejména v souvislosti se stabilizací, zpevněním a vyztužením zdiva proti účinkům přírodní a technické seizmicity. Existují však rovněž aplikace, kdy byl kompozitní systém využit pro navýšení únosnosti, např. svislých prvků pomocí ovinutí.

V případě aplikace FRP pro zesílení a navýšení únosnosti zděných prvků je třeba upozornit na fakt, že podle 5.6.3. (1; 2) CNR-DT 200 2013/R1 nelze uvažovat s markantním nárůstem mezního zatížení (vyjma mimořádná zatížení). Maximálně lze uvažovat nárůst únosnosti o 50 % v porovnání s nezesíleným prvkem.

Další omezení z hlediska navýšení návrhové únosnosti se týká velikosti a tvaru průřezu. U prismatických průřezů nelze příznivý účinek ovinutí uvažovat v situaci, kdy jsou průřezové strany pilíře ve dvojnásobném vzájemném poměru, tj.  $b/h > 2$ . Dále není možné uvažovat příznivé sevření zdiva pro příliš masivní pilíře, kde je delší strana průřezu pilíře větší než 900 mm, tj.  $\max(b,h) > 900\text{mm}$ .

### 5.6. Aplikace kompozitního ovinutí na porušené zdivo

Většina zahraničního výzkumu zabývajícího se různými typy aplikací kompozitních materiálů na porušené zděné prvky se věnuje zpevněním porušených stěnových konstrukcí v namáhání smykem, popř. ohybem ve dvou rovinách (in-plane nebo out-of-plane namáhání).

Kompozitním vyztužením smykem porušených cihelných stěn bylo dosaženo navýšení mezních deformací, zvýšení duktilního chování a větší disipace energie. Navýšení mezního zatížení nebylo prokazatelně dosaženo. (Konthesingha, a další 2013)



## 5. Zesilování zdiva kompozity na bázi vláken

V případě aplikace kompozitního vyztužení porušených cihelných stěn bylo dosaženo obdobných hodnot deformací jako v případě shodné aplikace kompozitu stěn neporušených. Průběh a charakter trhlin byly obdobné. (Santa-Maria a Alcaino 2011)

Stanovením různé míry porušení se v případě tlačených zděných konstrukcí zabývá řada zahraničních autorů. (Wu, a další 2019) Paradoxně dostupná literatura je v případě sanace narušeného zdiva tlačených pilířů citelně chudší. (Witzany, Zigler a Kubát 2014), (Kubát, Post-stabilization of Damaged Stone Full Scale Column Using External CFRP 2015), (Kubát 2016)

### 5.7. Aplikace kompozitního ovinutí – zaoblené nárožní hrany

Experimentálním výzkumem vlivu zakřivení nárožní hrany u zděných pilířů pravoúhlého průřezu opatřeného kompozitním ovinutím se zabývá jen omezené množství výzkumných prací. Z prací vyplývá, že zaoblení nárožních hran má podstatný vliv na dosaženou únosnost pilířů. (J. Witzany, T. Čejka, a další 2014), (Kubát a Karas 2015) Častěji bývá výzkum zaměřen na teoretickou analýzu účinku ovinutí na průběh vodorovných napětí, který zaoblení nárožních hran přímo ovlivňuje.

Experimentální výzkum vlivu zaoblení nároží u dostředně tlačených pilířů je rovněž dostupný v případě aplikace kompozitního systému na betonové konstrukce. Únosnost ovinutých betonových pilířů se zvyšuje se zvětšujícím se poloměrem zaoblení nárožních hran. Poloměr zaoblení nárožních hran má vliv na sestupnou část pracovního diagramu  $N \times \delta_y$ . (Wang a Wu 2008) Vliv zaoblení nárožní hrany na únosnost a množství přetvárné energie je u ovinutých pilířů obdélníkového průřezu vyšší v porovnání se čtvercovým průřezem. (Colajanni, Fossetti a Macaluso 2014)

### 5.8. Požární odolnost kompozitních materiálů

Je obecně známo, že samotná FRP vlákna mají řádově větší odolnost vůči působení vysokých teplot než epoxidová matrice, ve které jsou vlákna uložena. Mechanické vlastnosti vláken jsou relativně stabilní až do teplot kolem 1000 °C, ale polymerní termoplastové matrice mění své vlastnosti už při relativně nízkých teplotách (od 60 ° - 150 °C). Při dosažení těchto teplot ztrácí matrice svoje výhodné mechanické vlastnosti a měkne. V souvislosti s tím klesá tření mezi jednotlivými vlákny a systém přestává být funkční. V teplotním pásmu 150 - 200 °C nastává stav prudkého snížení tuhosti kompozitního materiálu – tzv. stav skelného přechodu  $T_g$  (angl. glass transmitting treshold). Při teplotách okolo 400 °C mohou kompozity vystavené přímému ohni vzplanout.

Teplota skelného přechodu  $T_g$  může být negativně ovlivněna účinkem zvýšené vlhkosti. Zvýšená vlhkost v kontaktní ploše kompozit – zdivo snižuje u vrstvy epoxidového primeru (mezivrstvy) mimo



## 5. Zesilování zdiva kompozity na bázi vláken

jiné teplotu skelného přechodu  $T_g$ . Ke snížení teploty  $T_g$  dochází vlivem mírné plastizace, degradace a částečné ztráty celistvosti způsobené hydrolytickým rozpadem.

V rámci výzkumného úkolu NAKI DF12P01OVV037 byla ověřena únosnost a deformační chování cihelného pilíře s vnějším systémem kompozitního zesílení na bázi uhlíkových vláken a epoxidové pryskyřice při účincích zatížení požárem dle normové teplotní křivky. Ovinutý pilíř vzdoroval při ustálené hladině tlakového napětí (o hodnotě cca 6 MPa) ohni pouze 4 minuty. Následně došlo k náhlé ztrátě únosnosti. Teploty na povrchu pilíře se pohybovaly v rozmezí 180 - 360 °C, tedy v teplotním pásmu, kde obvykle polymerní směsi ztrácí svoje mechanické vlastnosti. V prvních okamžicích požární zkoušky bylo pozorováno vzplanutí epoxidové matrice, které významným způsobem přispělo k dosažení vyšších teplot na povrchu pilíře. Z experimentálního výzkumu je možné vyvodit, že kompozitní výztuž ovinutou kolem zděného pilíře bez dalších úprav (omítka, obklad, nátěr apod.) nelze započítat do celkové únosnosti pilíře. Nutno však dodat, že nezanedbatelným aspektem povrchové aplikace kompozitních materiálů na historické rezné zdivo je jejich nevzhledná vizuální stránka. K povrchové aplikaci kompozitního zesílení tedy u rezného zdiva často nedochází. V rámci stejné požární zkoušky byla ověřována účinnost omítnutí ovinutých pilířů standardní vápennou omítkou, popř. vápennou omítkou s provedením intumescentního nátěru. Kritických povrchových teplot bylo dosaženo po 25 minutách pro omítnutý pilíř a po 35 minutách pro omítnutý pilíř s intumescentním nátěrem. (Zigler a Pokorný 2015)

Zděné konstrukce vyztužené, resp. zesílené na vnější straně systémem lepené kompozitní výztuže v epoxidové matrici je nezbytné chránit proti účinkům vysokých teplot.

Ve světle nedávného požáru katedrály Notre-Dame v Paříži vyvstává otázka, jak zabezpečit historicky významné zděné konstrukce v případě, že není možné konstrukci opatřit protipožárním obkladem, popřípadě vhodnou omítkou. V zásadě se jeví následující možnosti: a) užití jiné aplikace vláken: například NSM (Near-Surface-Mounted), b) další možností je použití nehořlavé matrice na bázi polymerních cementových směsí: TRM's (Textile reinforced mortars).

V současné době jsou v zahraničí intenzivně vyvíjeny epoxidové matrice, které nemají tendenci při dosažení vyšších teplot měknout, ale naopak se jejich struktury povrchově vytvrzují. Pokud se prokáže účinnost těchto adhesiv v praxi, bude možné opatřovat zděné konstrukce povrchovou aplikací bez nutnosti požární ochrany.

### 5.9. Seismicita

V seizmicky činných oblastech (v České republice s nižší intenzitou na Ašsku, v Evropě například v oblastech Středozemního moře) je problematika stabilizace a dodatečného zajištění zděných



## 5. Zesilování zdiva kompozity na bázi vláken

konstrukcí proti účinkům přírodní seismicity (i podle publikační aktivity) velmi aktuální téma. Nevzdušené zdivo (zejm. historické zdivo s maltou nízkých pevností) pro jeho omezené možnosti přebírat tahové namáhání špatně vzdoruje účinkům horizontálních sil, které jsou vyvolané vodorovnými posuny hmoty budov.

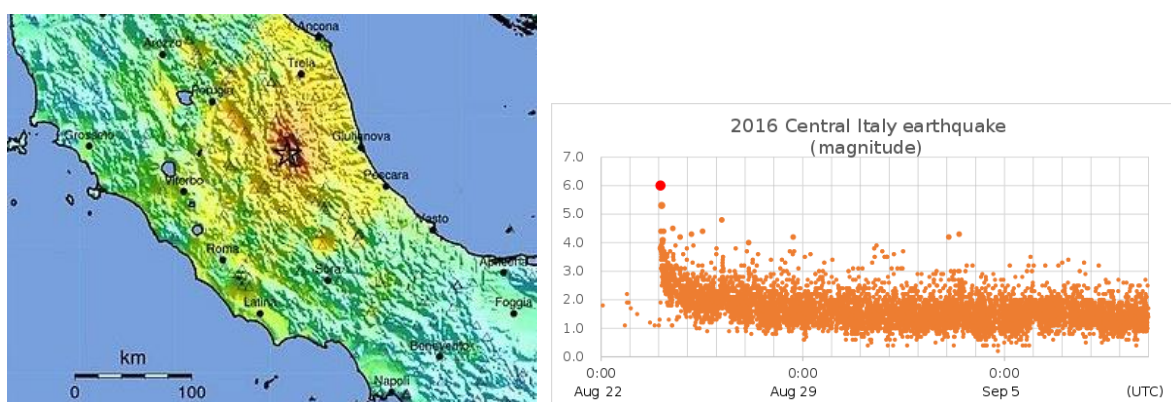
Zvláště náchylné na účinky vodorovných sil od zemětřesení jsou vysoké štíhlé konstrukce (věže, zvonice atp.) a subtilní klenbové konstrukce. K charakteristickému porušení smykovými trhlinami vedoucímu případně až ke kolapsu však dochází i u relativně masivních konstrukcí nevzdušených zděných stěn.

Kompozitní materiály jsou často prezentovány jako materiály s vynikající odolností proti únavovému porušení. V závislosti na okolních podmínkách může být únavová odolnost redukována. Za účinku zvýšené vlhkosti a střídání vyšších teplot se s rostoucím počtem opakování snižuje tuhost a pevnost epoxidových pryskyřic, což negativně ovlivňuje únosnost v soudržnosti. (Maljaee, a další 2016) Konstrukční návrh seismické ochrany (zejména pak u povrchových aplikací) musí zohledňovat ochranu před působením vlhkosti a vysokých teplot. (Shrive 2006)

Sanační a zpevňující metody založené na využití vysoko-pevnostních vláken mají ve vztahu k seismicitě zásadní výhodu v minimálním navýšení vlastní hmotnosti konstrukce, která při účincích zemětřesení způsobuje horizontální síly.

### *Přírodní seismicita – Itálie 2016*

Při nedávných zemětřeseních ve střední Itálii, které dosahovaly místy síly až přes 6 stupňů dle Magnituda (8/2016, 9/2016 a 10/2016) přišlo o život na tři stovky lidí a o střechu nad hlavou přišlo na 100 000 lidí. Hlavní příčina ztráty lidských životů: náhlé a velmi silné zemětřesení. Těmto škodám bohužel nebylo možné nikterak předejít. První otřesy přišly v nočních hodinách. Po prvotních otřesech často následuje několikadenní roj menších otřesů.



Obrázek 20: Epicentrum zemětřesení a snímání roje otřesů a dotřesů. Dostupné na: [en.wikipedia.org](http://en.wikipedia.org)

Velké materiální škody byly způsobeny zejména tím, že nebylo možné včas opravit, popř. stabilizovat narušené objekty ze srpnového zemětřesení. Tyto objekty při opětovném zemětřesení zkolabovaly.



## 5. Zesilování zdiva kompozity na bázi vláken

Stávající způsob zajištění stability objektu je pomocí dřevěných vzpěr, pomocí dřevěných prahů a táhel, pomocí ocelových prahů z masivních válcovaných nosníků, popř. torkretovaná omítka či zpevňující injektáž. Všechny tyto způsoby dočasného zajištění objektu mohou být provedeny v řádu týdnů.

Při zemětřesení působí na zdivo vodorovné síly generované vodorovným zrychlením základové půdy. Účinek těchto sil na nezesílené zdivo je destruktivní, neboť při něm vznikají oblasti s velkými tahovými a smykovými napětími. Pro účinky přírodního zemětřesení je charakteristické smykové narušení stěn trhlinami, které vychází ze styku nadpraží a ostění otvorů a diagonálně směřují k základům. (Lourenco 1996)



Obrázek 21: Historické jádro města Norcia: poničené historicky významné sakrální stavby



Obrázek 22: Historické jádro města Norcia: standardní metody provizorní stabilizace zděných konstrukcí poničených zemětřesením jsou založeny na dřevěném / ocelovém pažení.

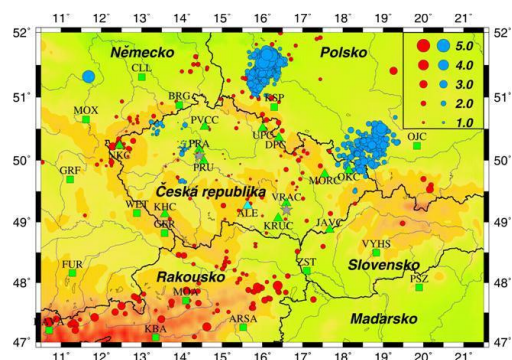
### **Technická seizmicita**

V blízkosti komunikací s provozem těžké dopravy, resp. v blízkosti železnice, tramvajových linek a metra může pohybem dopravních prostředků docházet ke svislým a zejména vodorovným otřesům a silovým účinkům, které jsou podložím přenášeny až do spodní stavby sousedících objektů. V důsledku těchto vodorovných sil v závislosti na tuhosti podloží a tuhosti spodní stavby je vrchní stavba vystavena



## 5. Zesilování zdiva kompozity na bázi vláken

nežádoucím vodorovnému kmitání. K dalším případům technické seismicity může docházet v případě blízkosti nedostatečně založených rotačních strojů a turbín, kde se vodorovné síly přenášejí skrze základ stroje do podzákladových vrstev a odtud do vrchní stavby. V poddolovaných územích může docházet k lokálním poklesům případně k větším propadům vlivem porušení pažení štol, propady ražby, poklesem vody v zatopených štolách a následném sedání. V poddolovaných oblastech je třeba se vyvarovat i stavění na navážkách (propustnost vod, výskyt silně mineralizovaných vod,) a u stávajících objektů tyto rizika zvážit při posuzování stability či navrhování úprav objektu.



Obrázek 23: a) Mapa seismických oblastí ČR dle EC8, b/ Zemětřesení ve střední Evropě v letech 1995 - 1999 (citace: Zedník J., Plešinger A., Pazdírková J. (2004): Zemětřesení a seismologické observatoře. Pozn.: tektonická zemětřesení – červeně; důlní otřesy – modře; velikost symbolu odpovídá síle otřesu.



## 6. Experimentální výzkum

Rozsáhlý experimentální výzkum uskutečněný v rámci výzkumného projektu NAKI lze z hlediska zkoušených konstrukčních prvků rozdělit na následující tři základní skupiny: pilíře, segmenty stěn a klenby. Tato disertační práce se věnuje dílčí, níže specifikované problematice zděných pilířů. Mimo tyto základní skupiny byly realizovány doprovodné experimenty: cihelné nosníky vyztužené FRP, zjišťování soudržnosti FRP a podkladu, smyková pevnost cihelného zdiva s různou drsností povrchu, injektáže cihelného a kamenného zdiva a další.

Z hlediska materiálu zdících prvků použitých ke zdění experimentálních těles je možné rozlišovat tyto experimentální tělesa na:

- ❖ cihelné pilíře (plné pálené cihly)
- ❖ kamenné pilíře (zdivo kvádrové, řádkové, lomové, smíšené)

Experimentální část této disertační práce je věnována problematice stabilizace a zpevnování tlačných zděných pilířů a stěn se zvláštním zaměřením na následující oblasti:

- ❖ stabilizace a zpevnění dostředně tlačných cihelných a kamenných pilířů porušených svíslými trhlinami pomocí kompozitních materiálů na bázi vláken
- ❖ vliv zaoblení nárožních hran u ovinutých dostředně tlačných cihelných pilířů
- ❖ geometrie a stupeň vyztužení ovinutých dostředně tlačných cihelných pilířů

Práce zde bude využívat výsledky experimentálního výzkumného projektu NAKI DF12P01OVV037 a NAKI DG16P02M055. Hlavním řešitelem obou projektů je prof. Ing. Jiří Witzany, DrSc., dr.h.c.

### 6.1. Popis těles experimentálního výzkumu NAKI

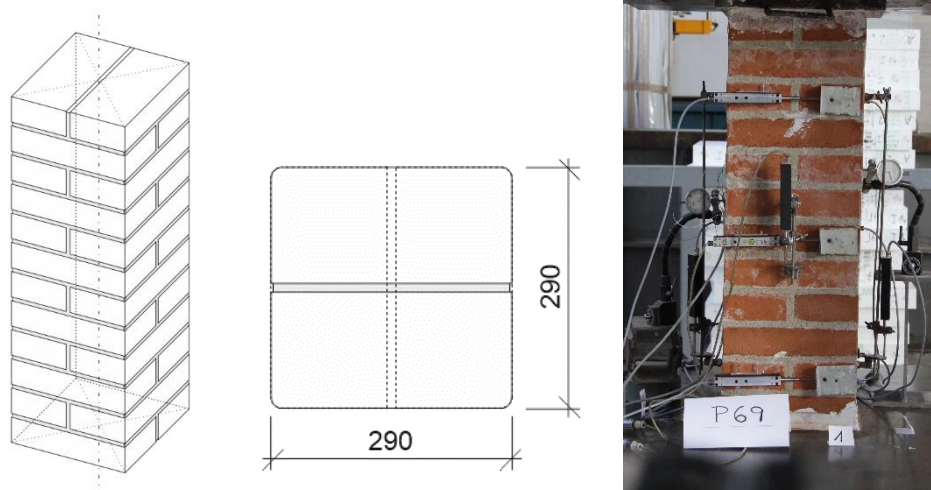
Experimentální výzkum, který byl prováděn v rámci projektu NAKI a který se zaměřoval na vyšetření účinku zesílení a stabilizace pilířů, byl realizován na sadě 75-ti cihelných a 18-ti kamenných zděných pilířů. Vzhledem k nákladům spojených s přípravou a prováděním experimentálního měření zděných konstrukcí v měřítku blízkém reálným prvkům byly jednotlivé varianty pilířů, popř. navržené kompozitní úpravy, prováděny vždy v jednom případně dvěma exempláři. I přes to, že rozsah takto provedených zkoušek neumožňuje odpovídající statistické vyhodnocení mezní únosnosti a deformací, poskytují experimenty možnost komparace a provedení kvalitativního vyhodnocení. Zpracování analýzy a následné vyvozování závěrů vyžaduje nezbytnou opatrnost s ohledem na statisticky nedostatečný počet zkušebních vzorků.





### *Cihelné pilíře*

Cihelné pilíře měly průřez přibližně 286 x 286 až 300 x 300 mm a výšku v závislosti na tloušťce ložných spár a typu použitých cihel pohybující se v intervalu od 870 do 1100 mm. Půdorysné rozměry odpovídají vazbě dvou vedle sebe uložených cihel navzájem kolmých k další vrstvě. Pilíře měly celkem 12 vrstev (šárů) cihel. Tloušťka ložných spár byla zpravidla volena na 15 mm. V některých případech byla tloušťka záměrně zmenšena na 5 mm, popř. zvětšena na 30 mm. Cihelné pilíře byly zhotoveny z plných pálených cihel klasického formátu (výrobní rozměry 290 x 140 x 65 mm). Pevnostní značka cihel odpovídala P10 a P15. Zdění cihelných pilířů bylo prováděno zkušeným pracovníkem za dodržení všech běžných postupů. Po vyzdění byla zkušební tělesa opatřena označením a datem vyzdění, přeměřena a byl vizuálně překontrolován jejich stav. Případné drobné trhlinky (např. z výroby cihel) byly označeny. Následně byla zhotovena fotodokumentace. Tělesa byla po vyzdění kondicionována v běžných podmínkách laboratorní haly s teplotou nad 15 °C.



*Obrázek 24: Schéma vyzdění cihelných pilířů a ilustrační fotografie pilíře P69 NZ*

Pilíře byly rozčleněny do dílčích skupin (experimentálních sad).

První skupina P25-P43 se zabývá geometrií zesílení (šířkou zesilujících kompozitních pásů), vlivem tloušťky ložných spár zdiva na účinnost FRP ovinutí, typem vláken v kompozitní výztuži (skelná, uhlíková) a porovnáním diskrétního a celoplošného kompozitního zesílení pilířů.

V druhé skupině jsou nezesílené a zesílené (pásky kompozitní uhlíkové výztuže) pilíře degradované letitou expozicí ve venkovním prostředí.



Ve třetí, malé skupině pilířů jsou pilíře zesílené kompozitní uhlíkovou tkaninou vystavené účinkům vysokofrekvenčního vodorovného kmitání na vibračním stole, které může simulovat stav technické seismicity.

Poslední skupina P51 – P73 je nejrozsáhlejší a řeší: aplikaci kompozitu na pilíře narušené počátečními trhlinami, vyztužení pilířů kompozitními lamelami uloženými ve spárách, zaoblení nárožních hran, separaci kompozitních pásů a šířkou a umístěním zesilujícího kompozitního pásů.

Pozn. V porovnání mohou být dále použity výsledky předchozích dvou sad experimentálního měření uskutečněného do roku 2010. První sada se zabývala variantním tradičním zesílením zděných pilířů (obetonování, přízdění, použití vyztužené omítky, sepnutí do ocelových profilů) a u druhé sady byl sledován vliv zvýšené vlhkosti na mechanické vlastnosti zdiva.

### ***Kamenné pilíře***

Kamenné pilíře měly průřez přibližně 550 x 550 mm a výšku 1700 – 1800 mm. Vazba zdiva a stupeň úpravy zdicích prvků byly u kamenných pilířů provedeny variantně tak, aby byly postihnuty všechny nejčastější způsoby zdění z kamene: nepravidelné lomové zdivo, hrubé a čisté řádkové zdivo a kvádrové zdivo z přesně opracovaných (řezaných) bloků. Kamenné pilíře byly zhotovovány nejčastěji z jednoho až dvou druhů kamene (pískovec, opuka). V sadě P\_K 14-18 byly použity zdicí prvky ze čtyř různých druhů kamene: pískovec, opuka, trachyt a vápenec. Pískovec byl použit ve dvou variantách: jemnozrnný pískovec nařezaný na přesné bloky pro tvorbu kvádrového zdiva a lomový hrubozrnný pískovec pro řádkové a lomové zdivo. Po vyzdění byla zkušební tělesa opatřena označením a datem vyzdění, přeměřena a byl vizuálně překontrolován jejich stav. Případné drobné trhlinky byly označeny. U zkušební sady z více druhů zdicích prvků byly zdicí prvky rozlišeny. Následně byla zhotovena fotodokumentace.

Kamenné pilíře byly vyzdívané na ocelovou podložku tl. 20 mm s oky pro manipulaci s hotovým pilířem. Hmotnost pilíře vč. podložky se pohybovala podle typu zdiva od 900 kg do 1100 kg.



*Obrázek 25: Kamenná zkušební tělesa: vyzdívání na podložku, vazba řádkového zdiva*



Obrázek 26: Kamenná zkušební tělesa: lomové zdivo z drobných zdicích prvků, řádkové zdivo, kvádrové zdivo z přesně řezaných bloků pískovce

### ***Použité kompozitní materiály***

V rámci experimentálního výzkumu NAKI bylo užito zejména kompozitních materiálů na bázi uhlíkových vláken. V menším měřítku bylo užito také kompozitů na bázi skelných vláken.

Použité tkaniny: Tyfo SCH 41, Tyfo SEH-25A, SEH-51A, Stado Ruredil X mesh

Použitá adheziva: Epoxidová pryskyřice Tyfo S, polymerní směs SuperFix f

Výrobce: Fyfe company, distributor: Betosan

Výrobce deklarované technické parametry jednotlivých komponentů jsou uvedeny v příloze.

### ***Popis provádění kompozitního zesílení***

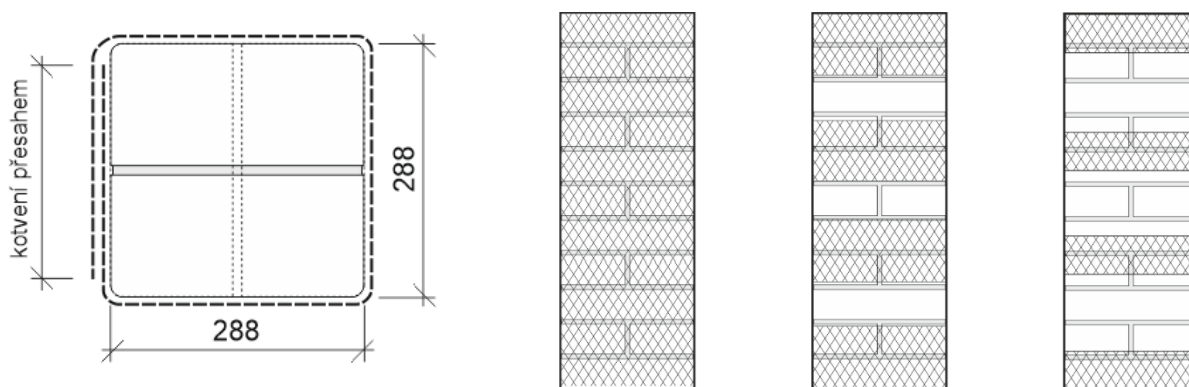
V rámci experimentálního výzkumu NAKI byla uplatněna v zásadě většina dnes dostupných a teoreticky i funkčně osvědčených technologií aplikace vláken na zdivo. Vedle standardní technologie EBR (epoxy bounded reinforcement), která je v řešeném experimentálním výzkumu nejčastěji



## 6. Experimentální výzkum

zastoupena, byly odzkoušeny i technologie NSM (near surface mounted) a v jednom případě také systém TRM's (textile reinforced mortars).

V případě technologie EBR byla uhlíková, případně skelná jednosměrně uspořádaná vlákna ve formě tenké rovingové tkaniny aplikována na povrch zdiva metodou „wet to wet“. Jedná se o metodu, kdy je kompozit s dosud nezaschlou pryskyřicí spojující jednotlivá vlákna k sobě nalepen na povrch zdiva pomocí další vrstvy pryskyřice a následně je přítlačným válcem formován do finální polohy. Nespornou výhodou této metody aplikace EBR technologie je dobrá přilnavost i v nekvalitních podmínkách „nerovného“ zdiva a rychlá aplikace. Mírnou nevýhodou může být nezbytná zručnost pracovníků při aplikaci „mokrého“ pásu. Řešení EBR je možné aplikovat v celoplošném provedení, kdy je kompozit ovinut kolem pilíře v celé výšce, nebo diskretním provedení, kdy pilíř ovinují pásy kompozitu v potřebných šířkách.



Obrázek 27: celoplošné a diskretní (různý stupeň vyztužení) provedení EBR

Technologie NSM vyžaduje invazivní zásah do zdiva ve formě zhotovení drážek. Do vyčištěné a navlhčené drážky se ukládá lamela z kompozitního materiálu (v rámci výzkumu byly lamely vyrobeny z uhlíkové rovingové tkaniny Tyfo SCH 41), která je fixována polymerní směsí na bázi cementu. Lamela je vytvořena více ústřížky tkaniny (3-5) o stejných šířkách, které jsou vzájemně spojeny epoxidovou pryskyřicí. Pro zvýšení adheze hotové lamely byla finální vrstva epoxidové pryskyřice opatřena jemným křemičitým pískem.



Obrázek 28: Provedení NSM v případě kamenného pilíře P\_K 13.

Metoda vyztužené omítky je založena na ovinutí a sepnutí pilíře vysokopevnostními vlákny ve formě rohože, která tvoří tahovou výztuhu tenké vrstvy omítky. Na vyrovnaný a navlhčený podklad byla nanášena penetrace a následně byla rovnoměrně natažena první vrstva polymerní směsi v tloušťce přibližně 3 mm. Do nezaschnuté směsi byla jemně vtačena rohož z uhlíkových vláken. Povrch byl vyrovnán ocelovým hladítkem. Následně byla nanášena druhá vrstva směsi a rohože. Kotvení bylo řešeno přesahem na celé straně pilíře a bylo provedeno na protilehlých stranách. Po aplikaci druhé vrstvy vláken byla nanášena poslední vrstva směsi a povrch byl finálně upraven hladítkem.



Obrázek 29: provedení technologie TRM v případě kamenného pilíře P\_K 18.

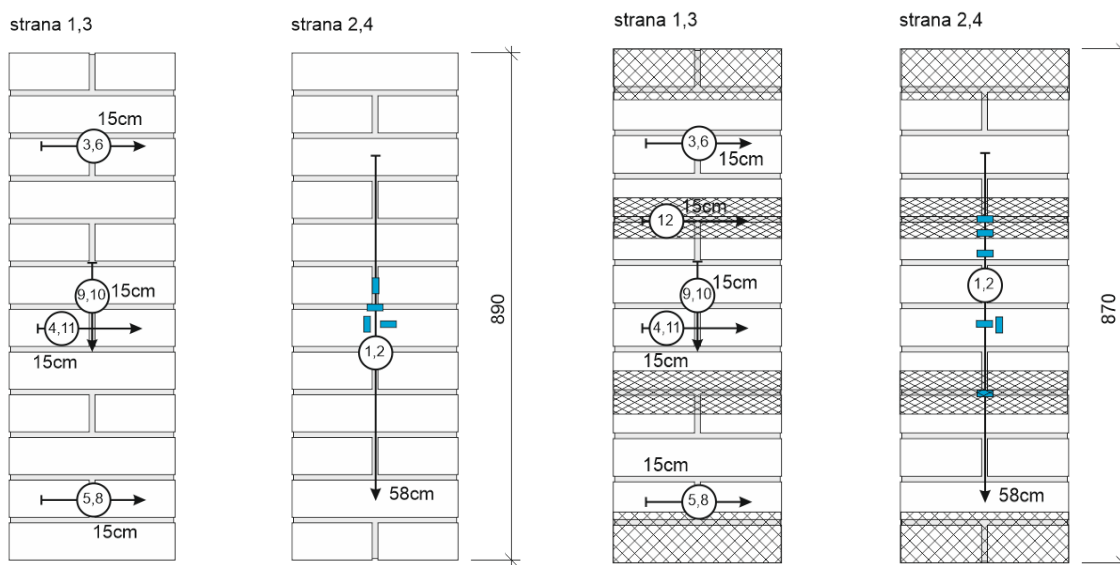


## 6.2. Popis provádění experimentálního výzkumu NAKI

Zkoušení experimentálních těles probíhalo výhradně ve zkušební hale TZÚS Praha, s.p. na Proseku (Prosecká 811/76A, 190 00 Praha 9 – Prosek). Ve zkušební hale byly zajištěny všechny potřebné podmínky (technické, klimatické, prostorové aj.). Samotné zkoušení pilíře bylo provedeno odborným a zkušeným personálem.

### Standardní postup zkoušky

Na zkoušeném pilíři byla zakreslena poloha snímačů a následně byly do cihel, resp. kamenů vyvrtány otvory průměru 4 mm pro umístění ocelových trnů, které určovaly polohu a měrnou délku jednotlivých snímačů deformací. Vyvrtané otvory byly relativně mělké, byly umístěny v různých úrovních a měly tedy zanedbatelný účinek na efektivní plochu, a tedy i na celkovou únosnost pilířů. Na povrch pilíře byly svisle i vodorovně umístěny snímače poměrného přetvoření v podobě odporových tenzometrů s měrnou délkou 20, 50 a 100 mm. Tenzometry byly nalepeny na zbrúšený povrch zdicích prvků, popř. malty nebo na kompozitní pás pomocí denta-akrylového lepidla. Tenzometry byly označeny podle jednotlivých kanálů měřící ústředny.

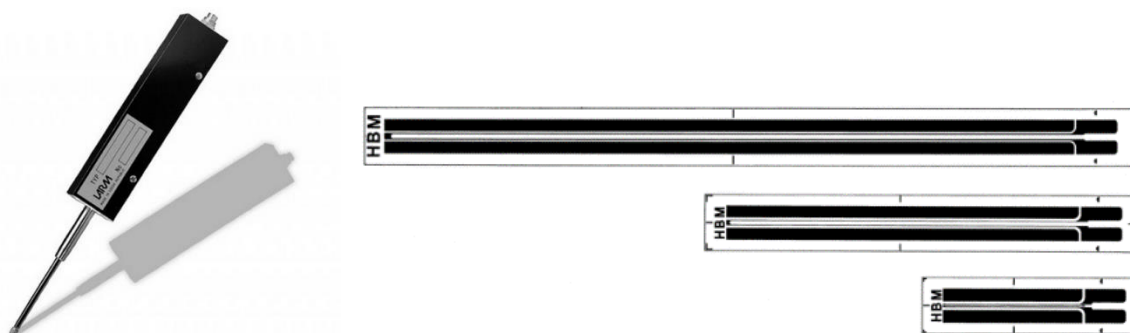


Obrázek 30: Ilustrativní schéma osazení zkušebních těles P69 NZ a P70 Z (schémata osazení všech pilířů jsou včetně fotodokumentace uvedena v příloze)

K přemístění pilíře do zkušebního zařízení byl použit halový jeřáb s regulovatelným pozvolným pojezdem. Pilíř byl uchopen lany jeřábu za ocelovou podložku s navařenými oky a následně osazen do lisu (kamenné pilíře vč. včetně ocelové podložky). U pilíře byla překontrolována jeho vzpřímená poloha. Po osazení pilíře do lisu byly do připravených trnů umístěny indukční snímače deformací (LVDT typ



LARM MSL 50). Jednotlivé indukční snímače byly označeny číslicí dle kanálu a zapojeny do řídicí jednotky. Měření byla v některých případech doplněna číselníkovými úchylkoměry.



Obrázek 31: Měřicí technika (dostupné z [www.larm.cz](http://www.larm.cz) a [www.hbm.cz](http://www.hbm.cz), 24.7.2019)

Podrobnosti lisu, který byl používán k tlakovým zkouškám pilířů a segmentů stěn:

výrobce: MFL PRÜFSYSTEME GmbH (Draisstrase 14, D6720 Speyer)

typ (rok výroby): UPS 1000 (1987), výrobní číslo: 706418

rozsah tlakové síly: 0 – 10000 kN



Obrázek 32: Zkušební lis v laboratorní hale TZÚS Praha

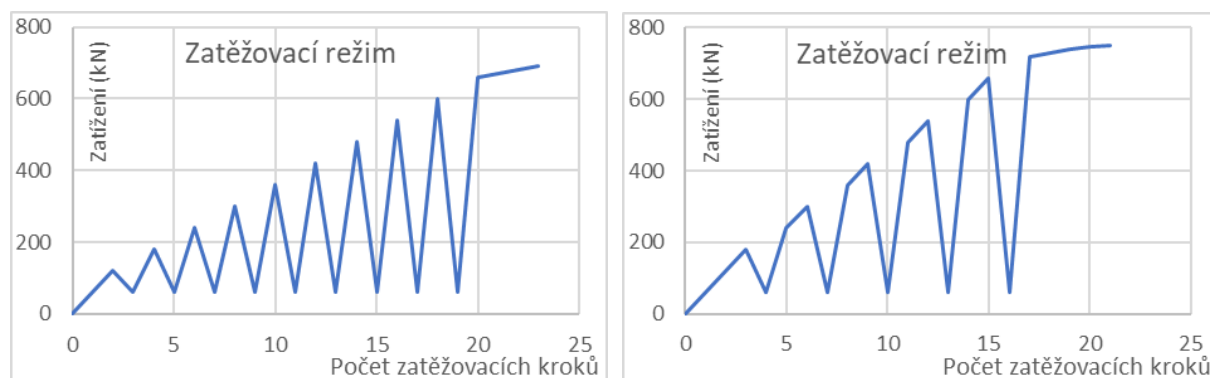
Před zatěžováním byl vyplněn protokol o pilíři. Jednotlivé strany pilířů byly označeny a byla provedena průčelní fotodokumentace. Vyrovnání horní plochy pilířů v lisu bylo provedeno pomocí sádrového lože, které vytvářeno rovnoměrný přenos síly z pohyblivé hlavy lisu.

Zatěžování cihelných pilířů probíhalo v režimu stupňovitě narůstajícího zatížení s odlehčením na základní zatěžovací krok při dosažení každého, resp. každého druhého vyššího stupně (pro cihelné i kamenné pilíře byl základní zatěžovací krok roven 60 kN). Po dosažení požadovaného zatěžovacího stupně byla podržena hladina působícího zatížení do ustálení deformací. Rychlost narůstání zatížení byla



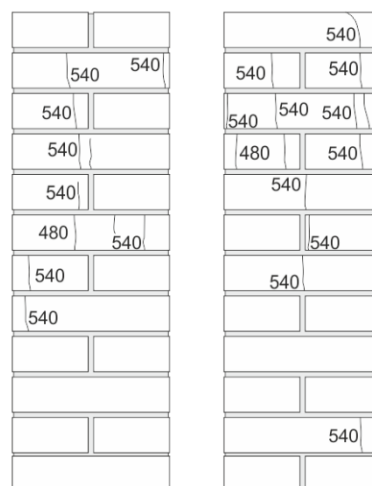
## 6. Experimentální výzkum

nastavena na maximálně 4 kN/s. Při dosažení kritického stupně zatížení (odhadováno na 90 % mezního zatížení  $N_{u,m}$ ) byl zatěžovací režim modifikován a zatížení monotónně stoupalo po menších stupních o velikosti 5 – 20 kN až do porušení. Před samotným kolapsem pilíře byly z úsporných důvodů demontovány některé indukční snímače deformací.



Obrázek 33: Schéma zatěžovacího režimu cihelných pilířů

V průběhu experimentálního měření byl v každých zatěžovacích stupních vizuálně sledován vznik a rozvoj trhlin. Trhlina byla po celé délce vyznačena (zvýrazněna), byla zaznamenána tloušťka a hodnota zatížení při jejím vzniku.



Obrázek 34: Dokumentace trhlin: měření šířky trhlin příložným pravítkem, zakreslení směru a orientace trhlin v protokole ke zkoušce.

Pro ověření hodnoty příčného přetvoření, která byla indukčními snímači měřena rovnoběžně se stranami pilíře byly u pilíře P57 a P\_A02 osazeny kontrolní snímače (číselníkové úchytkoměry typu MDI-11) ve směru kolmém na protilehlé stěny. Součet naměřených deformací, tj. celková příčná deformace pilíře  $\delta_x$ , byla přepočtena na poměrné prodloužení  $\varepsilon_x$ . Dále bylo stanoveno přetvoření na stěnách pilíře a bylo provedeno porovnání. Vodorovné deformace získané z indukčních snímačů se shodují s deformacemi





získanými z číselníkových úchylkoměrů s rozdílem do 5 %. (P\_A 02, N = 1020 kN:  $\delta_{X,LVDT} = 0,85$  mm,  $\delta_{X,kolmé} = 0,87$  mm; P 57 NZ N = 420 kN:  $\delta_{X,LVDT} = 0,81$  mm,  $\delta_{X,kolmé} = 0,86$  mm)

Tyto výsledky odpovídají teorii, že na vodorovném přetváření zdiva mají rozhodující vliv styčné spáry a trhliny v jejím bezprostředním okolí. V krajních částech nezesílených zděných pilířů jsou příčné deformace obvykle velmi malé až nulové.

Celkové vodorovné přetvoření je tedy pro výpočet poměru vodorovných a svislých přetvoření  $\epsilon_X / \epsilon_Y$  u cihelných pilířů uvažováno z deformace kolmých snímačů a přepočteno přes šířku pilíře.

### 6.3. Doprovodné mechanické zkoušky (pevnosti zdicích prvků, použité malty a kompozitních materiálů)

Při kvalitativním ověřování vlivů jednotlivých sanačních úprav bylo nezbytné získat všechny dostupné údaje o materiálech experimentálních těles. K tomu sloužily doprovodné zkoušky pevnosti v tlaku a tahu u zdicích prvků, malty a kompozitních materiálů. Tlakové zkoušky zdicích prvků byly provedeny na jádrových vývrtech cihel a kamenů, popř. na vyřezaných zkušebních trácích 40 x 40 x 160 mm. Tlakové zkoušky malty byly provedeny pro každou várku malty na zlomcích zkušebních tráců z malty. Pevnost v tahu za ohybu byla u zdicích prvků ověřena zkouškou v tříbodovém ohybu. Dále byla provedena sada jednoosých tahových zkoušek kompozitních materiálů.

#### *Cihelné zdicí prvky (plné cihly)*

Z každé várky cihel byla normových výběrem vybrána náhodná sada šesti až osmi kusů, které sloužily pro ověření materiálových vlastností. Z cihel byly vyřezány zkušební trácce o velikosti 40 x 40 x 160 mm a byly testovány v tříbodovém ohybu pro určení pevnosti v tahu za ohybu. Na zlomcích zkušebních tráců byla testována pevnost v tlaku. Variantně byla stanovena pevnost v tlaku na jádrových vývrtech průměru 50 mm a délky cca 50 mm. Rozdíly ve velikosti zkušebních vzorků byly normalizovány podle Eurokódu. Ke stanovení pevnosti v tlaku byl použit lis v laboratoři katedry konstrukcí pozemních staveb s označením LabTEST 4.100SP1. U některých várek byla pevnost překontrolována nedestruktivní metodou zjišťování pevnosti v tlaku – pomocí Kučerovy vrtačky, tj. příklepová vrtačka s identorem.



Obrázek 35: Jádrové vývrty u plných pálených cihel, zkušební lis LabTEST 4.100SP1

normalizované pevnosti v tlaku na zlomcích, vzorek várky pilířů P60 - P73								průměrná norm. pevnost	
10,83	12,67	13,18	12,77	10,52	10,46	11,27	11,12	<b>11,60</b>	<b>MPa</b>

pevnost v tlaku zjištěná Kučerovou vrtačkou, pilíř P61								průměrná norm. pevnost	
cihla 1	12,31	14,64	14,62	12,07	12,15	-		<b>13,16</b>	<b>MPa</b>
cihla 2	10,99	11,56	12,23	12,15	12,31	12,15		<b>11,90</b>	<b>MPa</b>

Tabulka 1: Pevnosti v tlaku cihelných vzorků pro šest zlomků vyřezaných zkušebními trámců v porovnání s pevnostmi stanovenými na základě hloubky vývrtů dvou zkušebními cihel pomocí příklepové vrtačky s identorem (Kučerova vrtačka).

Ověřování pevnosti v tlaku pomocí vrtačky s identorem slouží pouze pro orientační srovnání. V některých případech se takto získané hodnoty pevnosti v tlaku značně lišily od hodnot pevnosti v tlaku stanovených normovou zkouškou v lisu. (J. Witzany, a další 2016)

Na základě tlakových zkoušek v lisu byl stanoven modul pružnosti cihel. Modul pružnosti cihel byl stanoven dle CSA jako sečnový mezi 5 % a 33 % mezního napětí v tlaku.

U vybraných materiálů byl ultrazvukovou metodou stanoven dynamický modul pružnosti. Ultrazvukové metody, které jsou založeny na odečítání rychlosti pronikání UZ impulzů materiálem, jsou popsány například v ČSN 73 1371, ČSN EN 12504-4 a ČSN 73 1372. Při použití ultrazvukových metod k určení statického modulu pružnosti je nezbytné nalézt správný zmenšující koeficient, kterým naměřený dynamický modul redukovat.

Vlhkost obsažená ve zdivu má nezanedbatelný vliv na mechanické vlastnosti. Dílčí zkoušky byly prováděny u vysušených zdicích prvků.



### ***Kamenné zdicí prvky***

Normovým výběrem byly vybrány z každé várky zdicích prvků z kamene vzorky, na kterých se následně provádělo měření pevnosti v tlaku a v některých případech i v tahu za ohybu.

Použitý pískovec dosahoval pevnosti v tahu za ohybu v rozmezí 3,2 – 5,2 MPa a normalizované pevnosti v tlaku 17,5 – 18,7 MPa v závislosti na typu pískovce. Opuka dosahovala normalizované pevnosti v tlaku 20,8 - 22,1 MPa. Vápenec dosahoval normalizované pevnosti v tlaku 26,1 MPa. Trachyt dosahoval normalizované pevnosti v tlaku 28,5 MPa. Všechny pevnosti zdicích prvků v tlaku jsou přehledně uvedeny v následující tabulce. U zdicích prvků ze sedimentárních hornin, jako jsou často užívané opuky nebo pískovce, jsou mechanické vlastnosti do značné míry odvislé na pórovém systému horniny. (Čejka 2009)

Normalizované pevnosti v tlaku kamenů na vývrtech				průměrná norm. pevnost	
Trachyt	26,75	24,31	34,36	28,47	MPa
Vápenec	17,38	30,41	30,49	26,09	MPa

*Tabulka 2: Normalizované pevnosti kamenných vývrťů v tlaku*

### ***Malta***

Pevnost malty v tahu za ohybu byla stanovena s využitím normových trámců o rozměrech 40 x 40 x 160 mm. Tyto trámce byly po třech kusech zhotovovány ze stejné várky čerstvé malty. Zkoušení trámců probíhalo v den zkoušky zděného tělesa. Na zlomcích zkušebních trámců byla stanovena pevnost malty v prostém tlaku a modul pružnosti malty. Zkoušení probíhalo na zkušebním lisu LabTEST 4.100SP1 v laboratoři katedry konstrukcí pozemních staveb, FSV ČVUT v Praze.



*Obrázek 36: zkušební trámce z malty 40 x 40 x 160 mm*



### Kompozitní materiály

Ke stabilizaci skupiny narušených pilířů, pilířů se zaoblenými rohy a pilířů s rozdílnou geometrií vyztužení byla použita jednosměrná uhlíková tkanina Tyfo® SCH-41, dvousložková epoxidová pryskyřice Tyfo S, případně jemná polymerní směs na bázi cementu SuperFix TH.

Vybrané vlastnosti uhlíkové tkaniny TYFO® SCH-41	
Pevnost v tahu	3790 MPa
Modul pružnosti v tahu	230 GPa
Max. tahové přetvoření	1,7%
Gramáž	644 g/m <sup>2</sup>
Tloušťka tkaniny	0,28 mm

Vybrané vlastnosti vytvrzeného kompozitu	
Pevnost v tahu *	986 MPa
Modul pružnosti v tahu *	95,8 GPa
Max. tahové přetvoření	1,0%
Tloušťka kompozitu	1,0 mm

\* ve směru vláken

Vybrané vlastnosti vytvrzené epoxidové pryskyřice TYFO® S	
Pevnost v tahu	72,4 MPa
Modul pružnosti v tahu	3,18 GPa
Max. tahové přetvoření	5,0%
Limitní provozní teplota	82 °C

Vybrané vlastnosti malty SuperFix TH	
Pevnost v tahu za ohybu	> 10 MPa
Pevnost v tlaku	> 55 MPa
Zrnitost (SuperFix TH f)	0 - 1 mm
Doporučená tloušťka vrstvy	5 - 35 mm

Tabulka 3: Vlastnosti dílčích komponentů a celkového kompozitního systému (dle výrobce).

Podle doporučení metodiky ASTM D-3039 je pro návrh nezbytné uvažovat pouze 85% hodnoty tahové pevnosti a modulu pružnosti v tahu vytvrzeného kompozitu. Italská směrnice CNR-DT 200 2019/R1 uvádí redukci v závislosti na prostředí, typu vláken v kompozitním materiálu a na způsobu užití kompozitního materiálu. Pro ovinutí tlačných pilířů uhlíkovým kompozitem v trvalé expozici vnitřního prostředí lze uvažovat 86,4% hodnoty pevnostních charakteristik (tahová pevnost, modul pružnosti).



## 6.4. Zhodnocení výsledků experimentálního výzkumu NAKI

V této části práce jsou souhrnně uvedeny výsledky experimentálního výzkumu NAKI se zaměřením na následující problematiku:

- ❖ aplikace kompozitních materiálů na bázi vláken ve formě ovinutí jako dodatečná stabilizační metoda porušených cihelných a kamenných pilířů
- ❖ vliv úpravy nárožní hrany na celkovou efektivitu kompozitního ovinutí u cihelných pilířů
- ❖ geometrie a stupeň vyztužení cihelných pilířů

V rámci disertační práce budou data pečlivě vyhodnocena, budou provedeny analýzy a formulovány závěry. Jednotlivé problematiky budou v práci prezentovány formou dílčích podkapitol: úvod do problematiky, experiment, dosažené výsledky a diskuze výsledků.

### 6.4.1. Stabilizace porušených cihelných a kamenných pilířů

K sanaci zděné konstrukce se v praxi často přistupuje až v okamžiku, kdy konstrukce vykazuje statické poruchy vzniklé mj. z přetížení konstrukce. Statické narušení vzniklé přetížením konstrukce (tj. vlivem navýšení zatížení nebo snížení mechanických vlastností zdiva, popř. kombinací těchto faktorů) se projevuje na pilířích vznikem svislých tahových a smykových trhlin, popř. výjimečně drcením dílčích složek zdiva. Svislé trhliny vznikají ve střední třetině výšky a zhruba uprostřed šířky pilíře (v závislosti na poloze styčných spár zdiva). Při zvýšení zatížení se odtud stávající trhliny prodlužují do krajních třetin. Trhliny se rovněž rozšiřují, popř. vznikají paralelně nové. Tento stav je dále nazýván jako rozvoj trhlin. Nezanedbatelný vliv na vznik trhlin má i rozdílná tuhost zdiva v rámci průřezu pilíře, díky které dochází k redistribuci svislých sil a ke vzniku lokálních extrémů normálového a smykového namáhání.

Tato část disertační práce se věnuje:

- ❖ deformačnímu chování neporušených a porušených pilířů z cihelného a kamenného zdiva po aplikaci nepředpjatého kompozitního systému
- ❖ vzniku a rozvoji trhlin, deformačnímu chování zdicích prvků a zdiva, přetváření kompozitů
- ❖ efektivitě kompozitního vyztužení v případě aplikace na zdivo s počátečním porušením

#### *Úvod do problematiky*

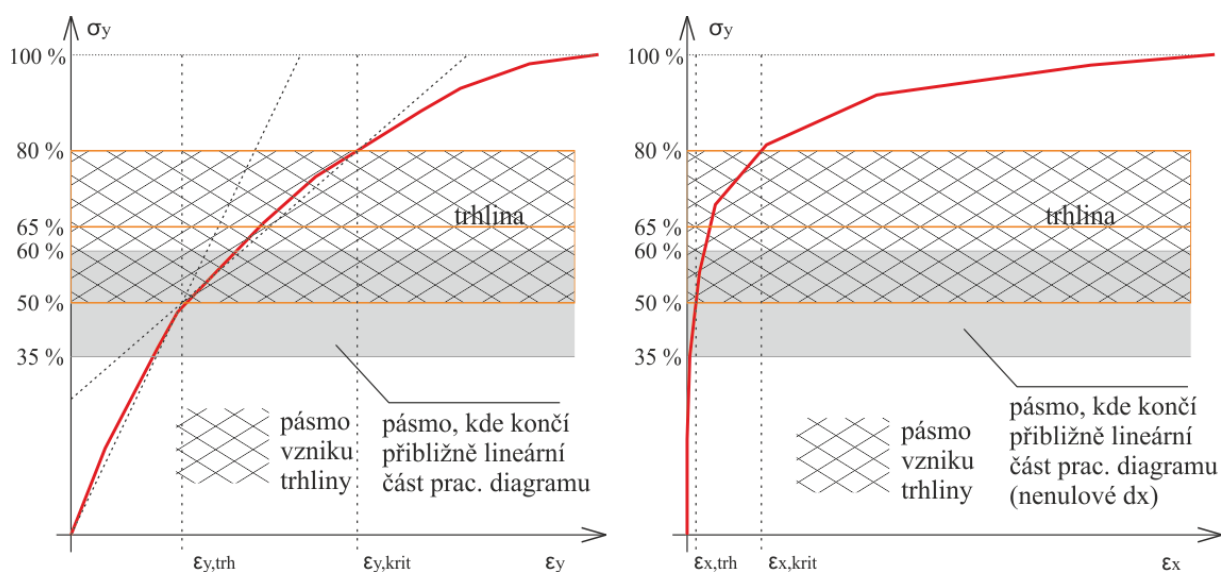
Zděné pilíře jsou při počátečních fázích dostředného zatěžování charakteristické velmi malými až nulovými hodnotami příčného přetvoření, zatímco svislé deformace jsou charakteristické počátečním téměř „lineárním“ působením, které postupně přechází v pružno-plastické působení. (Witzany, Čejka a Zigler 2011) Pokles křivky pracovního diagramu  $N \times \delta_Y$  (tedy snížení normálové tuhosti pilířů)



vyjádřené modulem přetvárnosti zdiva (GPa) je zpravidla indikací vzniku mikrotrhlin ve zdících prvcích a navazujících poruch ve zdivu.

V rámci disertační práce bylo provedeno zhodnocení zatížení při vzniku trhlin a při poklesu tuhosti u všech experimentálních měření. Ke zvýšenému rozsahu pružně-plastických deformací dochází u cihelných pilířů celé experimentální sady P25 – P73 průměrně při 49 %  $N_{u,m}$  (statisticky 38 – 60 % mezního zatížení). U kamenných pilířů P\_K01 – P\_K18 dochází ke zvýšenému rozsahu pružně-plastických deformací při průměrně 45 %  $N_{u,m}$  (statisticky 36 – 54 % mezního zatížení). V obrázku uvedená pásma, ve kterých začne výrazněji klesat normálová tuhost pilířů, a rovněž pásma vzniku první trhliny je nezbytné uvažovat s rezervou, neboť nebylo vždy možné jednoznačně označit úroveň zatížení, kdy k razantnímu poklesu tuhosti začalo docházet (pokles nebyl vždy razantní) a rovněž nebylo vždy možné jednoznačně určit úroveň zatížení při vzniku první trhliny.

V případě cihelných i kamenných pilířů dochází k razantnímu snížení tuhosti obvykle ještě před dosažením úrovně zatížení při vzniku první makroskopické trhliny ve zdícím prvku.



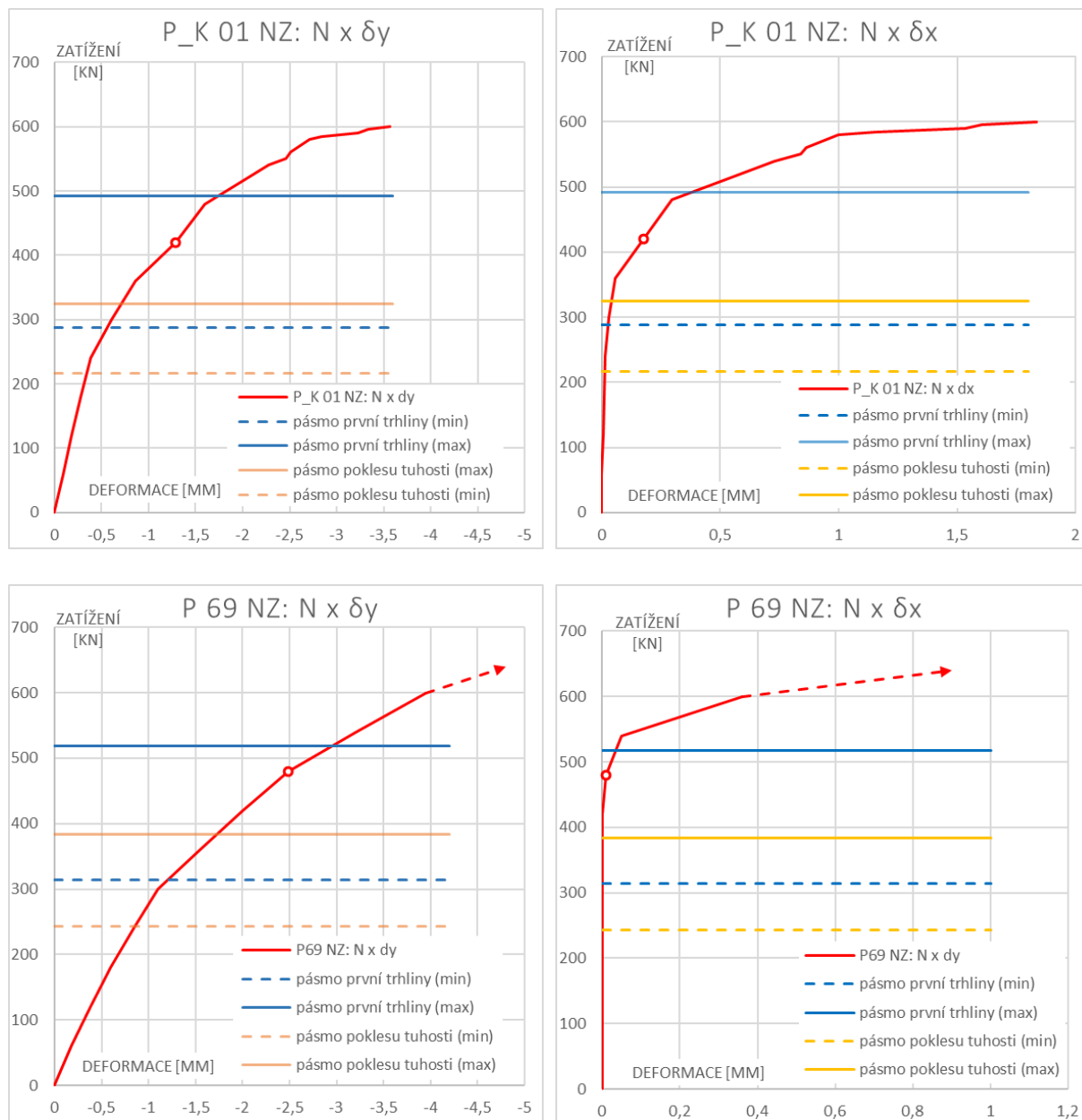
Obrázek 37: Teoretický průběh svislého namáhání  $\sigma_y$  a poměrného přetvoření zděného pilíře  $\varepsilon_y$  a  $\varepsilon_x$  s vyznačením statisticky určených významných pásem.

U všech experimentálně zkoušených cihelných pilířů v programu NAKI byla první vizuálně pozorovatelná trhlina objevena průměrně při 65 %  $N_{u,m}$  (statisticky při 49 – 81 % mezního zatížení) a to nejčastěji v polovině šířky pilíře pod styčnou spárou. U kamenných pilířů byly první trhliny pozorovány převážně v přechodové oblasti zdící prvek – malta. Vizuálně pozorovatelné trhliny ve zdících prvcích se u experimentálních kamenných těles objevily při průměrné hodnotě 65 %  $N_{u,m}$  (statisticky v intervalu 48 – 82 % mezního zatížení).



## 6. Experimentální výzkum

Vznik svislých tahových trhlin ve zdivu bývá obvykle spojen se vznikem a rozvojem příčných deformací. K prudkému rozvoji příčných deformací dochází při zatěžování zpravidla krátce po objevení první vizuálně pozorovatelné trhlině ve zdicím prvku. Tloušťka trhlin se postupně rozšiřuje od tzv. vlasových trhlin po trhliny v řádu desetin milimetru až jednotek milimetrů.



Obrázek 38: Příklady experimentálních průběhů pracovního diagramu  $N \times \delta_y$ ,  $N \times \delta_x$  nezesíleného kamenného pilíře P\_K 01 NZ a cihelného pilíře P 69 NZ s vyznačením vzniku poruchy (svislou tahovou trhlinou) a výše uvedenými statistickými pásmy. Čárkované čáry jsou provedeny lineární extrapolací.

Při experimentálním měření vykazovaly zděné pilíře nenulové vodorovné deformace ještě před vznikem vizuálně pozorovatelné trhliny na povrchu zdiva. Tyto nenulové deformace mohly být způsobeny



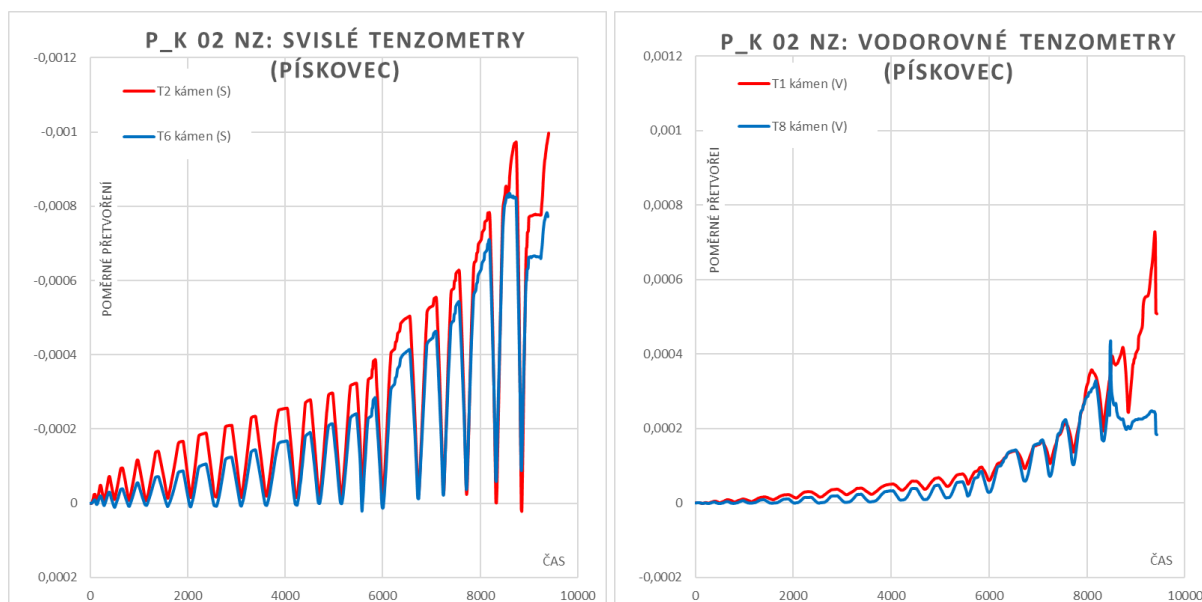
## 6. Experimentální výzkum

nezjištěnými trhlinami, poruchami uvnitř průřezu, vodorovným přetvořením zdicích prvků nebo poruchou kontaktní vrstvy malta – zdicí prvek.

Kompozitní ovinutí je na povrch zdiva aplikováno za účelem zamezení, resp. snížení progresivního rozvoje příčných deformací, který vede ke kolapsu pilíře jako celku.

Charakter deformačního chování ve svislém a vodorovném směru je pro samotné zdicí prvky do jisté míry obdobný jako charakter deformačního chování zdiva jako celku. Svislé deformace zdicích prvků mají po odtížení na základní zatěžovací stupeň trvalou (nepružnou) a pružnou složku deformace.

Dle experimentální analýzy zpracované v rámci disertační práce lze konstatovat, že svislé deformace zdicích prvků jsou z velké části (60-95 %) vratné. V případě svislých deformací zdiva jako celku jsou deformace vlivem nepružného stlačení ložných spár z větší části nevratné, mají ale nezanedbatelnou složku pružné deformace (10-40 %). Deformace ve směru kolmém na zatížení jsou u zdicích prvků rovněž zastoupeny ve dvou složkách: pružná a trvalá deformace. V porovnání se svislými deformacemi je nevratná složka vodorovné deformace zejména při působení vyšších hodnot normálového napětí výrazně vyšší. V případě příčné deformace zdiva jako celku má zdivo pouze omezenou možnost vratné deformace při působení vyšších hodnot normálového napětí. Počáteční a z velké části i pokročilé příčné deformace zdiva jsou zcela nevratné.



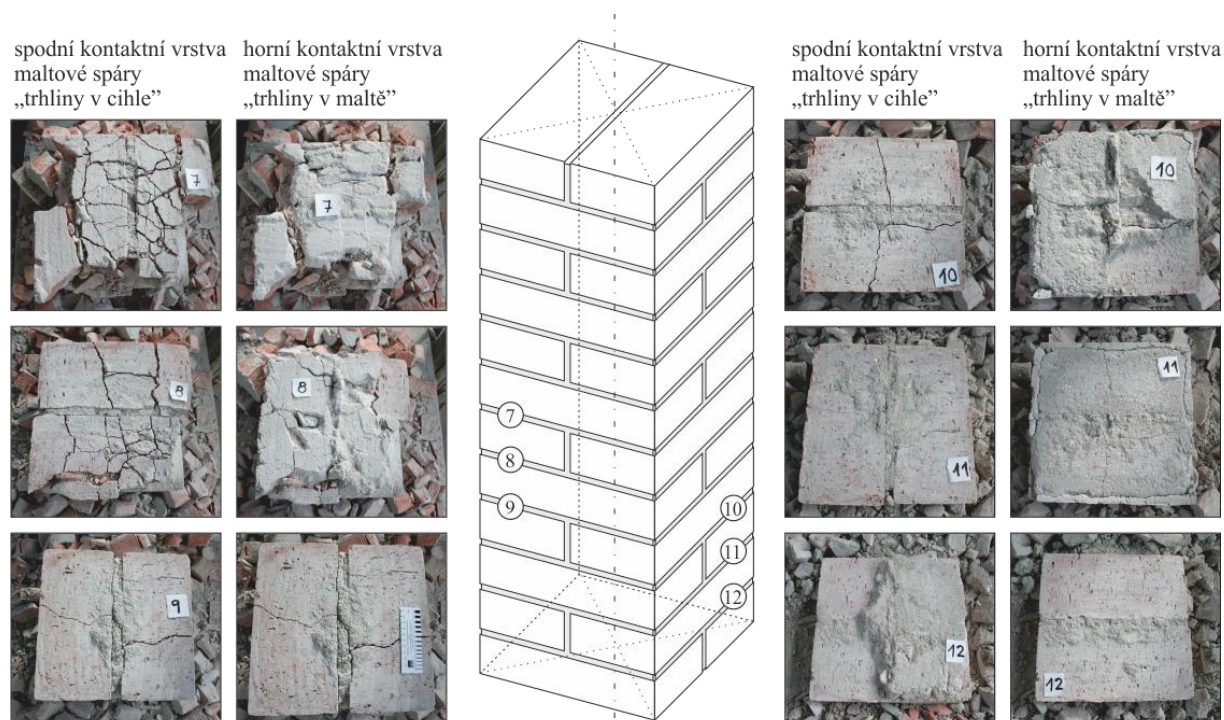
Obrázek 39: Příklad tenzometrického měření svislého a vodorovného poměrného přetvoření na zdicím prvku (pískovec) u pilíře P\_K 02 NZ.

Nejčastěji se prvé trhliny u nezesílených pilířů objevují ve střední třetině výšky pilíře v závislosti na poloze styčných spár, zatímco průřezy blízké hlavě a patě pilíře bývají při zatížení na mezi trhlin obvykle neporušené. Avšak vzhledem k charakteru zdiva (zvláště pak kamenného nepravidelného zdiva)





a rozptylu jeho mechanických vlastností není vyloučené, že se trhliny mohou objevit i v jiných částech pilíře.



Obrázek 40: Ložné spáry cihelného pilíře: trhliny v horní a spodní kontaktní vrstvě „zdivo-malta.“  
Rozšiřování trhlín směrem ke střední třetině.

Zahraniční i experimentální výzkum prováděný v rámci NAKI poukázal na výhody a vysokou efektivitu vyztužení ve formě nepředepjatého kompozitního ovinutí u zděných pilířů zatěžovaných až po aplikaci kompozitního systému. I přesto, že se metody založené na dodatečné aplikaci materiálů na základě vláken jako preventivních opatření u zděných pilířů narušených trhlínami již využívají v praxi, nejsou dosud jednoznačně zodpovězeny otázky související s chováním porušených zděných pilířů po aplikaci kompozitního ovinutí.

### *Experiment*

Experimentální výzkum NAKI zaměřený na sanaci porušených pilířů byl realizován na sadě cihelných a rovněž na sadě kamenných pilířů. Obě skupiny pilířů byly zatěžovány dostředným stupňovitě narůstajícím zatížením s odlehčováním po každém, případně každém druhém kroku až do vzniku a rozvoje svislých tahových trhlin. Následně byly pilíře zcela odlehčeny a opatřeny kompozitním vyztužením na bázi uhlíkových vláken (rovingové tkaniny, lamely). Po době nezbytné k vytvrzení užitých epoxidů či polymerních směsí byly pilíře opětovně zatíženy dostředným stupňovitě narůstajícím zatížením s odlehčováním po každém, případně každém druhém kroku až po dosažení mezního zatížení.



Aplikace kompozitního ovinutí probíhala při experimentu na pilířích, které nebyly pod zatížením. Při praktické aplikaci je třeba vzít v úvahu, že pilíře budou zesilovány, resp. stabilizovány jako zatížené, byť se sníženým zatížením (redukována vlastní tíha a užité zatížení, příp. provizorní podepření).

Popis experimentu, dosažené výsledky a diskuze výsledků budou pro větší přehlednost prezentovány pro sadu cihelných a kamenných pilířů samostatně.

### Cihelné zdivo

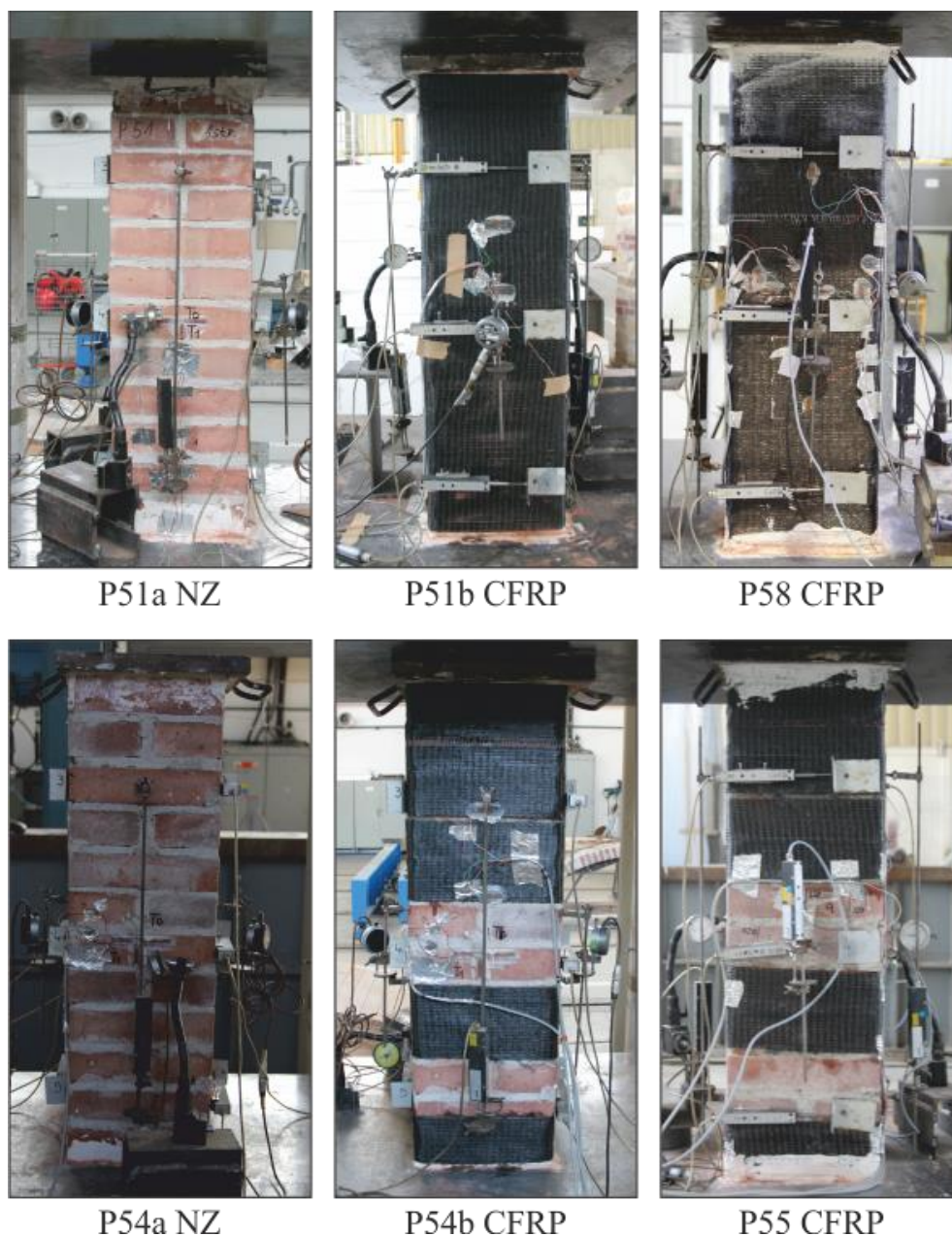
V případě cihelných pilířů se jednalo o sadu čtyř pilířů P51a+b, P54a+b, P55 a P58 s doplněním o jeden pilíř referenční P02 NZ. Kromě pilíře P02 byla všechna zkušební tělesa vyzděna ze stejné várky cihel s pevnostní značkou P15 a stejného typu předem připravené malty ze suché maltové směsi s deklarovanou pevností v tlaku 2 MPa.

Označení	Speciální poznámky	Rozměry [mm]			Zesílení
		strany		výška	
		a	b	h	
P51a	pouze do trhlin	290	290	940	Nezesílený
P51b	s trhlinou, do kolapsu	290	290	940	CFRP celoplošně
P58	do kolapsu	290	290	940	CFRP celoplošně
P54a	pouze do trhlin	290	290	920	Nezesílený
P54b	s trhlinou, do kolapsu	290	290	920	CFRP pásy 150 mm
P55	do kolapsu	290	290	920	CFRP pásy 150 mm
P02	do kolapsu	290	290	890	Nezesílený, referenční

Tabulka 4: Sada experimentálních těles z cihelného zdiva – pilíře s počátečními trhlinami. Index „a“ v názvu pilíře značí pilíř zatěžovaný pouze do vzniku a rozvoje trhlin, index „b“ značí zesílený pilíř s trhlinami zatěžovaný do porušení.

V první fázi experimentu byly dva zkušební pilíře P51a a P54a vystaveny postupnému zatížení až do úrovně vzniku a rozvoje trhlin, následně byly pilíře zcela odlehčeny. Zatížení při přerušení experimentu NPZ bylo pro jednotlivé pilíře různé. Po odlehčení byly pilíře stabilizovány pásy kompozitního ovinutí v celoplošném (P51b) a diskretním provedení (P54b). Pilíř P54b byl diskretně ovinut v hlavě, patě a ve třetinách. Vzhledem k rozsahu narušení vrchní třetiny pilíře bylo provedeno kompozitní ovinutí ještě uprostřed horní třetiny. Následovala týdenní prodleva nezbytná k dostatečnému vytvrdnutí epoxidové pryskyřice. Následně byly pilíře v rámci druhé fáze experimentu zatěžovány až do porušení.

Pilíře P58 (celoplošně) a P55 (diskretně) byly po aplikaci shodného kompozitního ovinutí zatěžovány ve stejném zatěžovacím schématu od začátku až do porušení.



Obrázek 41: Cihelné pilíře experimentální sady s počátečními trhlinami.

### Kamenné zdivo

V případě kamenných pilířů obsahovala experimentální sada tři porušené pilíře opatřené kompozitním vyztužením. P\_K06 – P\_K08 s doplněním o jeden pilíř referenční P\_K07 X, který byl zesílený již od začátku zatěžování.

Kamenné pilíře experimentální sady s počátečními trhlinami byly vyzděny z mírně opracovaných kamenných bloků z pískovce a z opuky. Zdivo pilířů P\_K 06 a P\_K 08 bylo zhotoveno jako řádkové s průběžnou ložnou spárou. Zdivo pilířů P\_K 07 a P\_K 07 X bylo vyzděno jako hrubé řádkové, kde mezi jednotlivými hlavními ložnými spárami byly umístěny jeden až dva kamenné bloky (vznik



mezilehlé a neprůběžné vodorovné spáry). Kamenné zdicí prvky byly ve všech případech ukládány do zdiva s dostatečnou převazbou.

Označení	Materiál	Rozměry [mm]			Zesílení a zatížení
		strany		výška	
		a	b	h	
P_K 06a	pískovec, řádkové zdivo	540	540	1720	nezesílený, pouze do trhlin
P_K 06b		540	540	1720	s trhlinou, CFRP lamely
P_K 07a	pískovec, řádkové hrubé zdivo	530	540	1710	nezesílený, pouze do trhlin
P_K 07b		530	540	1710	s trhlinou, CFRP pásy
P_K 07 x	pískovec, řádkové hrubé zdivo	550	560	1740	CFRP pásy
P_K 08a	pískovec + opuka, řádkové zdivo	550	540	1700	nezesílený, pouze do trhlin
P_K 08b		550	540	1700	s trhlinou, CFRP pásy

Tabulka 5: Sada experimentálních těles z kamenného zdiva – porušené pilíře. Index „a“ v názvu pilíře značí pilíř zatěžovaný pouze do vzniku a rozvoje trhlin, index „b“ značí zesílený pilíř s trhlinami zatěžovaný do porušení.

Použitý pískovec dosahoval průměrné normalizované pevnosti v tlaku 18,67 MPa, použité bloky opuky dosahovaly pevnosti v tlaku 22,10 MPa. Pevnost zdiva z bloků pískovce a opuky byla stanovena s ohledem na procentuální zastoupení jednotlivých typů kamene na 19,53 MPa. Pro zdění byla použita jemná vápenocementová malta pevnostní značky M2. Doprovodnými zkouškami stanovená pevnost malty v tlaku se pohybovala v rozmezí 2,72 – 3,03 MPa.

Pevnost zdiva v tlaku (dle ČSN 73 1101, změna B) je uvedena v závislosti na pevnosti zdicích prvků v tlaku, pevnosti malty v tlaku a typu zdiva. Norma rozlišuje zdivo kvádrové, řádkové a lomové. Ačkoli pilíře P\_K 06 a P\_K 08 jsou provedeny precizněji (zdicí prvky v jedné vrstvě mají přibližně stejnou výšku), jsou zařazeny do shodné kategorie „řádkové zdivo“ a mají srovnatelné pevnosti zdiva v tlaku. Hodnoty tlakových pevností jsou výpočtové (redukováné součinitelem spolehlivosti materiálu) pro získání charakteristických hodnot je třeba přenásobit pevnosti součinitelem materiálu.

Označení	průměrná pevnost zdicích bloků v tlaku	průměrná pevnost malty v tlaku	pevnost zdiva v tlaku stanovená dle ČSN 73 1101 zm. b
P_K 06	18,67 MPa	2,73 MPa	1,17 MPa
P_K 07	18,67 MPa	2,72 MPa	1,17 MPa
P_K 07 x	18,67 MPa	3,03 MPa	1,18 MPa
P_K 08	19,53 MPa	2,73 MPa	1,19 MPa

Tabulka 6: Pevnosti zdicích prvků, malty a zdiva v tlaku. Pevnosti zdiva v tlaku jsou uvedeny ve výpočtových hodnotách a byly lineárně interpolovány mezi tabulkovými hodnotami.



## 6. Experimentální výzkum

V první fázi byly zkušební pilíře P\_K 06a – 08a vystaveny postupnému zatížení až do úrovně vzniku a rozvoje trhlin a následně byly zcela odlehčeny. Zatížení při přerušení experimentu  $N_{PZ}$  bylo pro jednotlivé pilíře různé. Po odlehčení byly pilíře stabilizovány kompozitním systémem (uhlíkové lamely, pásy uhlíkové tkaniny). Následovala týdenní prodleva nezbytná k dostatečnému vytvrzení epoxidové pryskyřice, příp. polymerních směsí. Následně byly pilíře v rámci druhé fáze experimentu zatěžovány až do porušení.



Obrázek 42: Kamenné pilíře experimentální sady s trhlinou po zesílení

### ***Dosažené výsledky***

Graficky (diagramy, schémata, fotografie), popřípadě ve formě tabulek budou prezentovány výsledky dosažených mezních zatížení  $N_{u,m}$ , svislých a vodorovných pracovních diagramů  $\sigma_y \times \epsilon_y$  a  $\sigma_x \times \epsilon_x$ ,



poměru  $\varepsilon_x \times \varepsilon_y$ , svislých a vodorovných trvalých deformací  $\delta_{y,TRV}$  a  $\delta_{x,TRV}$ , modulů přetvárnosti a charakteru porušení.

### Cihelné zdivo

Dosažené mezní zatížení u sady cihelných pilířů se pohybovalo v rozmezí od 660 kN pro nezesílený pilíř P02 NZ do 1230 kN pro neporušený celoplošně ovinutý pilíř P58 CFRP.

Označení	Vznik 1. vizuálně pozorovatelné trhliny		Přerušení zatěžování		Mezní zatížení (kN)
	(kN)	(%)	(kN)	(%)	
P51	480	52%	540	59%	921
P58	- *	- *	-	-	1230
P54	480	49%	780	80%	970
P55	720	91%	-	-	790
P02 NZ	480	73%	-	-	660

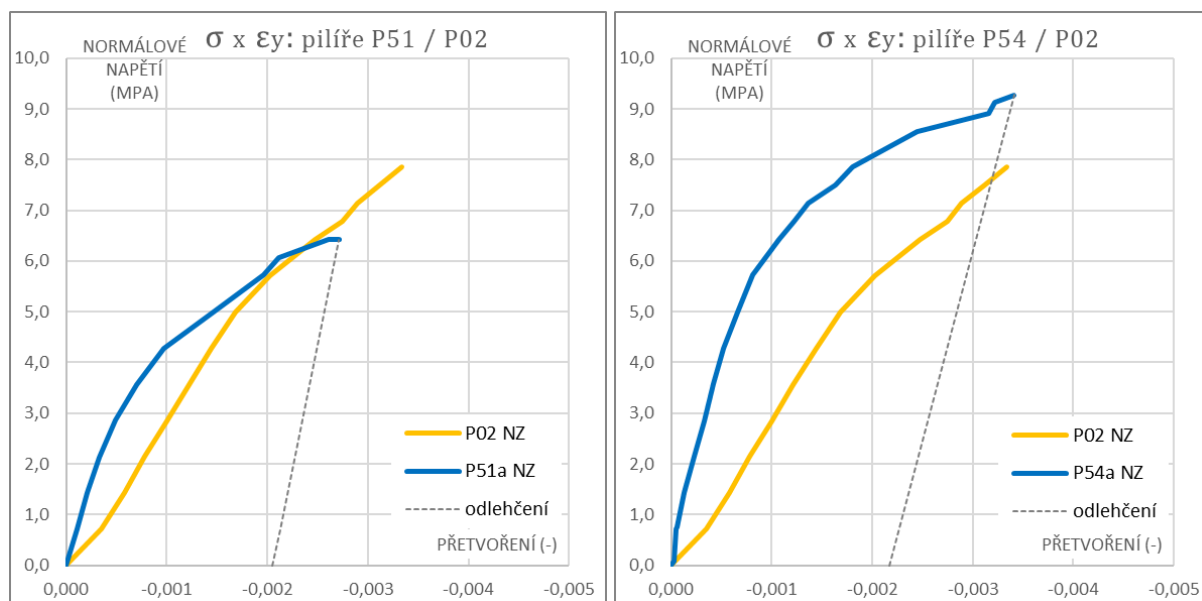
Tabulka 7: Mezní zatížení  $N_{u,m}$  a zatížení na mezi vizuálně pozorovatelných trhlin  $N_{TRH}$ . Pozn. \* trhliny není možné přes celoplošně provedený kompozit pozorovat

### *Deformační chování – pracovní diagramy*

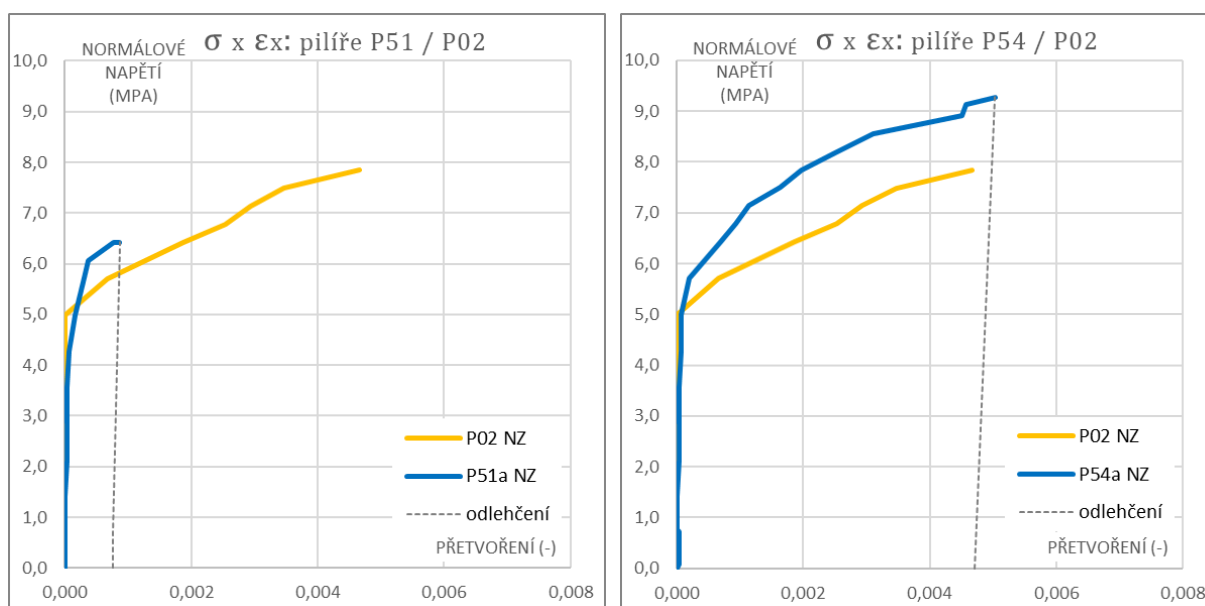
Pracovní diagramy jsou pro eliminaci vstupních rozdílů při měření (odměrné délky snímačů, rozdílná průřezová plocha pilířů) uvedeny v závislostech svislého normálového napětí  $\sigma_y$  a svislého poměrného přetvoření  $\varepsilon_y$ .

Závislosti jednotlivých pilířů jsou doplněny o extrapolovanou hodnotu svislého přetvoření při působení mezního zatížení (indukční snímače byly po dosažení kritické hodnoty zatížení z bezpečnostních důvodů odmontovány). Tento krok je v pracovních diagramech  $\sigma_y \times \varepsilon_y$  vyneseno čárkovaně. Extrapolace byla provedena lineární úměrou pomocí jiného grafu (ze svislých deformací naměřených poklesem hlavice zkušebního lisu). Pracovní diagramy jsou pro větší přehlednost vyobrazeny pouze obalovou křivkou.

Deformační chování nezesíleného pilíře P 02 NZ a pilířů P51a a P54a jsou charakteristické téměř lineárním působením svislého přetvoření do dosažení tlakového napětí cca 4 – 5 MPa. Vodorovná přetvoření jsou v této fázi velmi malá až nulová.



Obrázek 43: Závislost normálových napětí a svislého přetvoření  $\sigma_y \times \epsilon_y$ . Svislá průměrná deformace  $\delta_y$  naměřená indukčními snímači (S1, S2) byla přepočtena na svislé přetvoření  $\epsilon_y$  (odměrné vzdálenosti snímačů v délce 620 – 680 mm). Intenzita tlakových napětí byla stanovena podílem normálové síly a průřezové plochy pilíře. Slabou čárkovanou čarou je vyneseno odtížení pilíře.



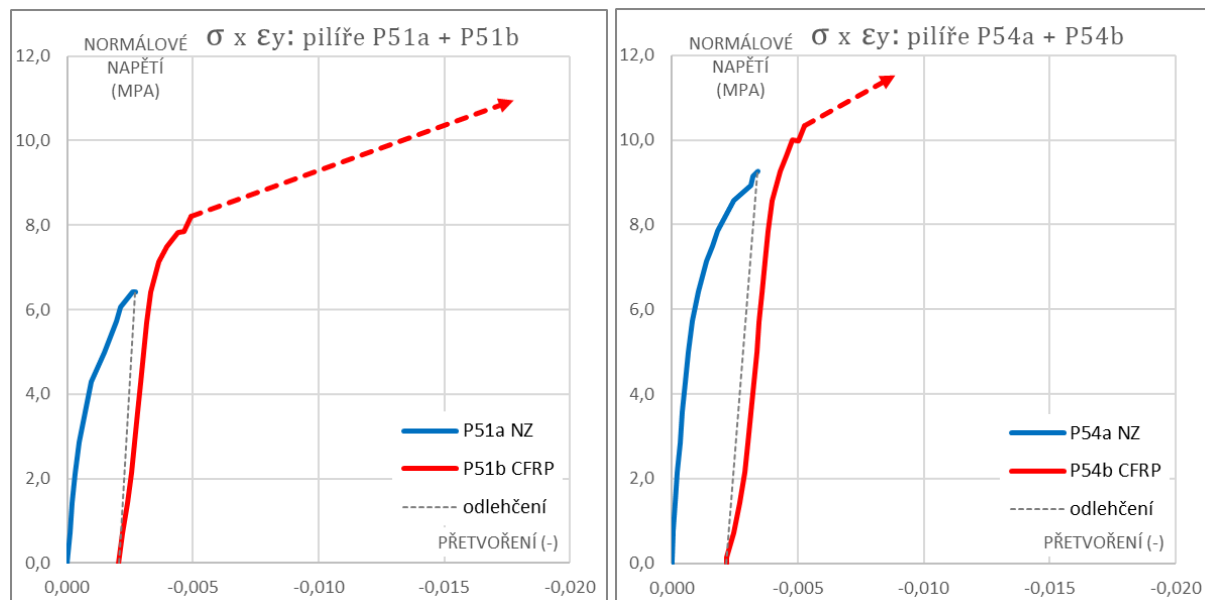
Obrázek 44: Průměrné hodnoty naměřených vodorovných deformací  $\delta_x$  podělené odměrnými vzdálenostmi snímačů (dl. 150 mm) ve střední výšce pilíře v závislosti na působícím tlakovém napětí  $\sigma_y$ . Slabou čárkovanou čarou je vyneseno odtížení.

Odtížení pilíře po dosažení zatížení  $N_{PZ}$  bylo provedeno v jednom kroku se zaměřením ustálené trvalé deformace při působení základního zatížení. Průběh je schematicky vyznačen jako lineární – skutečné působení má charakter hysterezní křivky.

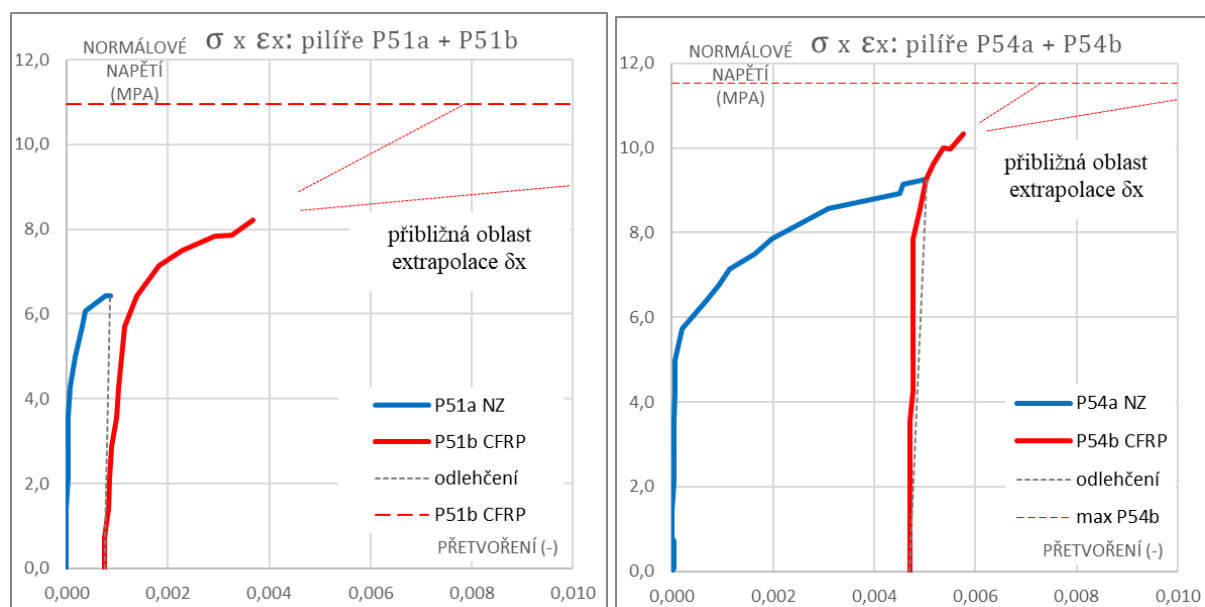


## 6. Experimentální výzkum

Po odtižení a provedení sanačních úprav byly pilíře P51 a P54 opětovně zatíženy. Pracovní diagramy zesílených pilířů při druhé fázi experimentu byly posunuty do hodnoty ustálené trvalé deformace v předchozí části experimentálního měření.

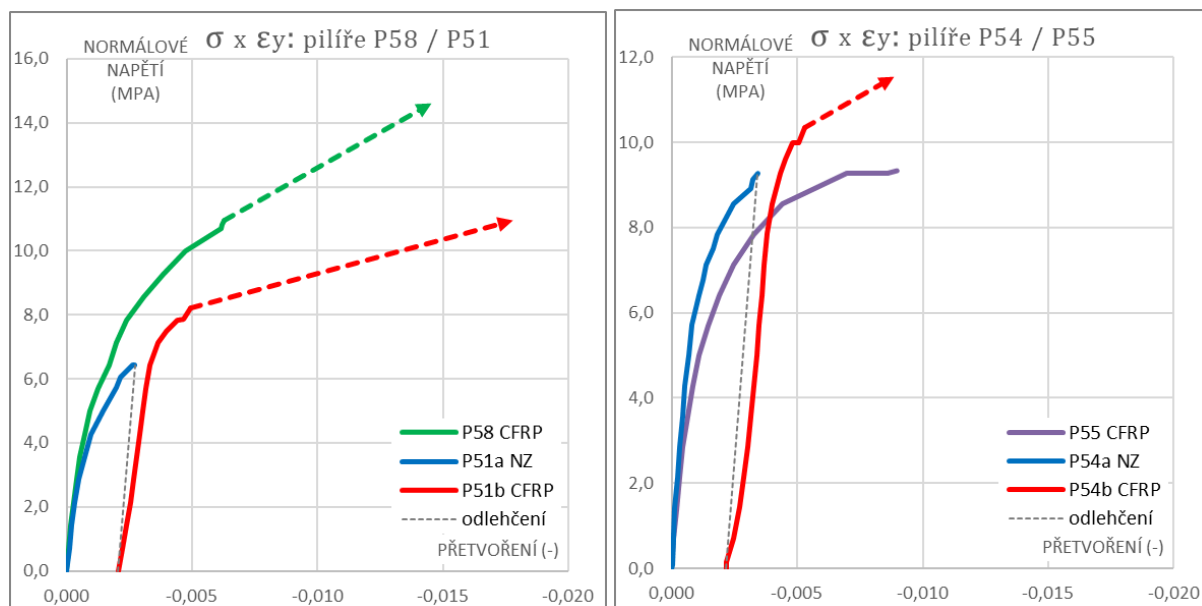


Obrázek 45: Závislost normálových napětí a svislého přetvoření  $\sigma_y \times \varepsilon_y$ . Přetvoření pilířů po ovinutí uvedena červeně. Čárkovane jsou uvedeny extrapolované hodnoty. Slabou čárkovanou čarou je vyneseno odtižení.

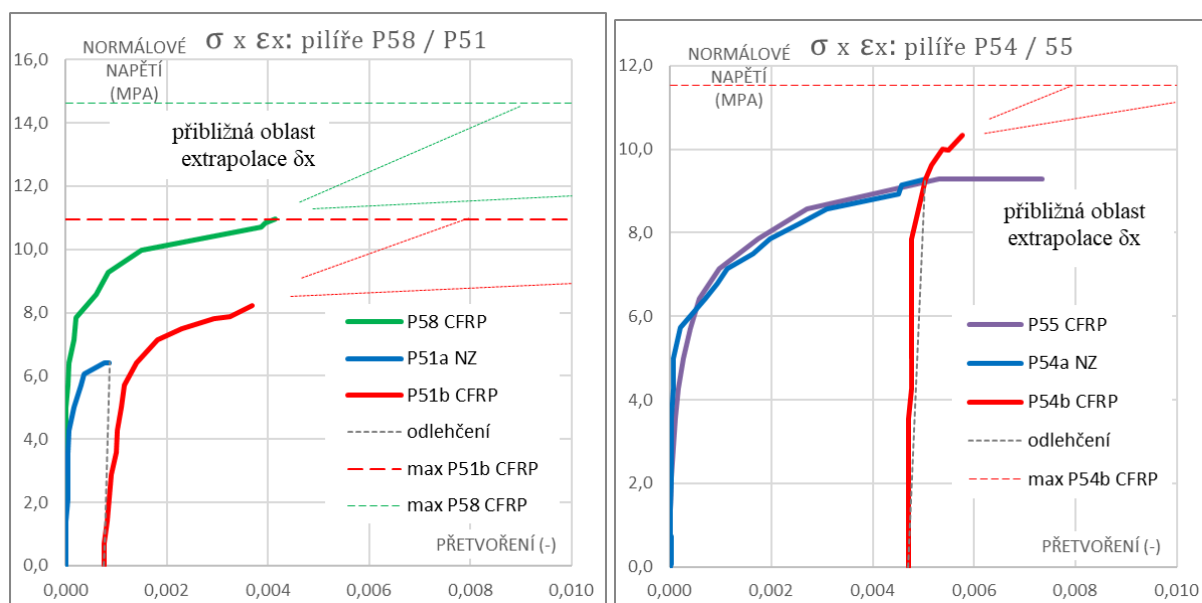


Obrázek 46: Průměrné hodnoty vodorovných přetvoření  $\varepsilon_x$  v závislosti na působícím tlakovém napětí  $\sigma_y$ . Slabou čárkovanou čarou je vyneseno odtižení. Pozn. Větvě pracovních diagramů nejsou doplněny o poslední krok (indukční snímače byly před dosažením mezního zatížení odmontovány). Mezní vodorovné přetvoření  $\varepsilon_{x,max}$  je uvedeno pouze odhadovanou extrapolovanou oblastí.





Obrázek 47: Závislost normálových napětí a svislého přetvoření  $\sigma_Y \times \epsilon_Y$  doplněná o pilíře zesílené od počátku shodným kompozitním ovinutím. Přetvoření porušených pilířů po ovinutí uvedena červeně. Čárkovaně jsou uvedeny extrapolované hodnoty. Slabou čárkovanou čarou je vyneseno odtížení. (Witzany, Zigler a Kubát 2014)



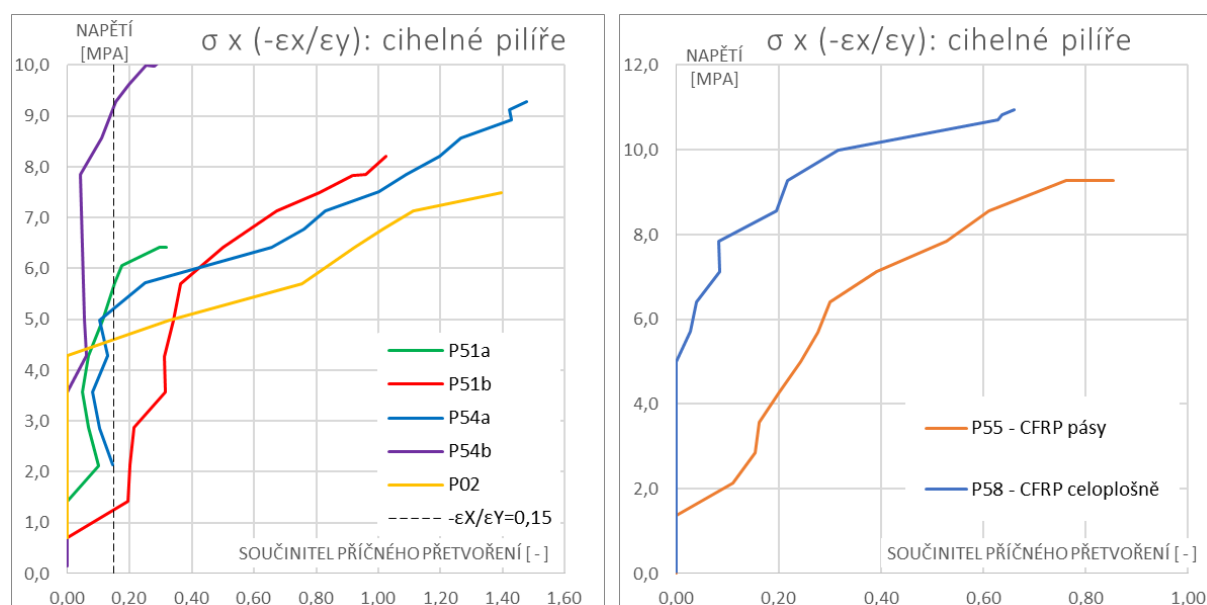
Obrázek 48: Závislost normálových napětí a vodorovného přetvoření  $\sigma_Y \times \epsilon_X$ . Přetvoření pilířů po ovinutí uvedena červeně. Slabou čárkovanou čarou je vyneseno odtížení. Pozn. Větve pracovních diagramů nejsou doplněny o poslední krok (indukční snímače byly před dosažením mezního zatížení odmontovány). Mezní vodorovné přetvoření  $\epsilon_{X,max}$  je uvedeno pouze odhadovanou extrapolovanou oblastí. (Witzany, Zigler a Kubát 2014)



Následující kapitoly byly zpracovány v rámci disertační práce.

*Poměr  $(-\varepsilon_x / \varepsilon_y)$*

Hodnota poměru vodorovných a svislých přetvoření pro zdivo neporušené trhlinami je běžně uvažována přibližně 0,15 – 0,20. Hodnoty poměru  $(-\varepsilon_x / \varepsilon_y)$  v lineární části pracovního diagramu mají mít přibližně konstantní průběh.



Obrázek 49: Poměr vodorovného a svislého přetvoření v závislosti na působícím normálovém napětí.

*Modul přetvárnosti*

Modul přetvárnosti byl stanoven jako sečnový mezi 5 a 33 % mezního zatížení  $N_{u,m}$ .

Označení	Napětí (max)	* maximální svislá deformace $\delta_y$ a $\varepsilon_y$		Modul dle CSA ** (5-33 %)	
	$\sigma_y$ (MPa)	$\delta_y$ (mm)	$\varepsilon_y$ (-)	E (GPa)	(%)
P51a	-	-	-	6,47	133%
P51b	10,95	-10,69	-0,0157	4,88	
P58	14,63	-9,88	-0,0145	5,00	-
P54a	-	-	-	8,16	206%
P54b	11,53	-4,16	-0,0067	3,96	
P55	9,39	-6,35	-0,0093	6,30	-
P02 NZ	7,85	-2,00	-0,0033	3,29	-

*kurzíva: extrapolované hodnoty*

\* při prvním dosažení mezního zatížení  $N_{u,m}$

\*\* CSA: Canadian Standards Association, 1994 b

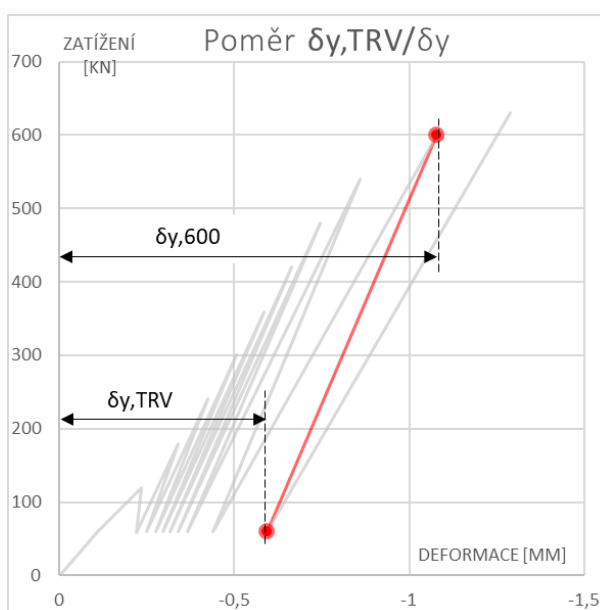
Tabulka 8: Maximální normálové napětí a odpovídající svislá deformace a modul přetvárnosti.



### Trvalé deformace

Při snižování zatížení na základní stupeň ( $N = 60 \text{ kN}$ ) mezi jednotlivými zatěžovacími kroky byly zaznamenány a sledovány svislé a vodorovné trvalé deformace. Ke snižování zatížení docházelo pozvolně a po dosažení základního zatěžovacího stupně bylo zatížení konstantní po dobu nezbytnou pro ustálení deformací. Následně bylo zatížení opět pozvolna zvyšováno k dalšímu kroku.

Vzájemný poměr mezi trvalou (nevratnou) deformací a nejvyšší dosaženou deformací při předchozím zatěžovacím kroku, tak jak to naznačuje níže uvedený graf, je pro jednotlivé hladiny zatížení a pro svislé i vodorovné deformace uveden v tabulkách.



Obrázek 50: Schématické vyznačení trvalé a dosažené deformace pro znázornění poměru  $\delta_{y,TRV}/\delta_y$



**Svislé trvalé deformace**

$\delta_{Y,TRV}/\delta_Y$	zatížení	120	180	240	300	360	420	480	540	600	660	720	780	840	870	průměr
P51a NZ		96%	73%	67%	64%	67%	70%	72%	78%	-	-	-	-	-	-	74%
P51b CFRP		94%	74%	65%	58%	54%	51%	49%	51%	55%	67%	-	-	-	-	62%
P58 CFRP		86%	67%	60%	54%	55%	58%	60%	65%	71%	74%	78%	80%	83%	-	69%
P54a NZ		87%	77%	70%	70%	69%	67%	72%	60%	55%	-	-	-	-	-	70%
P54b CFRP		89%	76%	68%	61%	59%	56%	54%	51%	51%	50%	51%	55%	60%	69%	61%
P55 CFRP		81%	68%	59%	57%	58%	59%	63%	66%	70%	75%	-	-	-	-	66%
P02 NZ		91%	80%	75%	69%	70%	68%	67%	69%	70%	74%	-	-	-	-	73%
průměr		89,3%	73,6%	66,1%	62,0%	61,7%	61,5%	62,5%	62,9%	62,0%	67,9%	64,8%	67,1%	71,4%	68,6%	67,6%
směrodat. odch.		4,8%	4,4%	5,1%	5,5%	6,4%	6,7%	8,1%	9,1%	8,5%	9,5%	13,7%	12,6%	11,4%	0,0%	4,8%

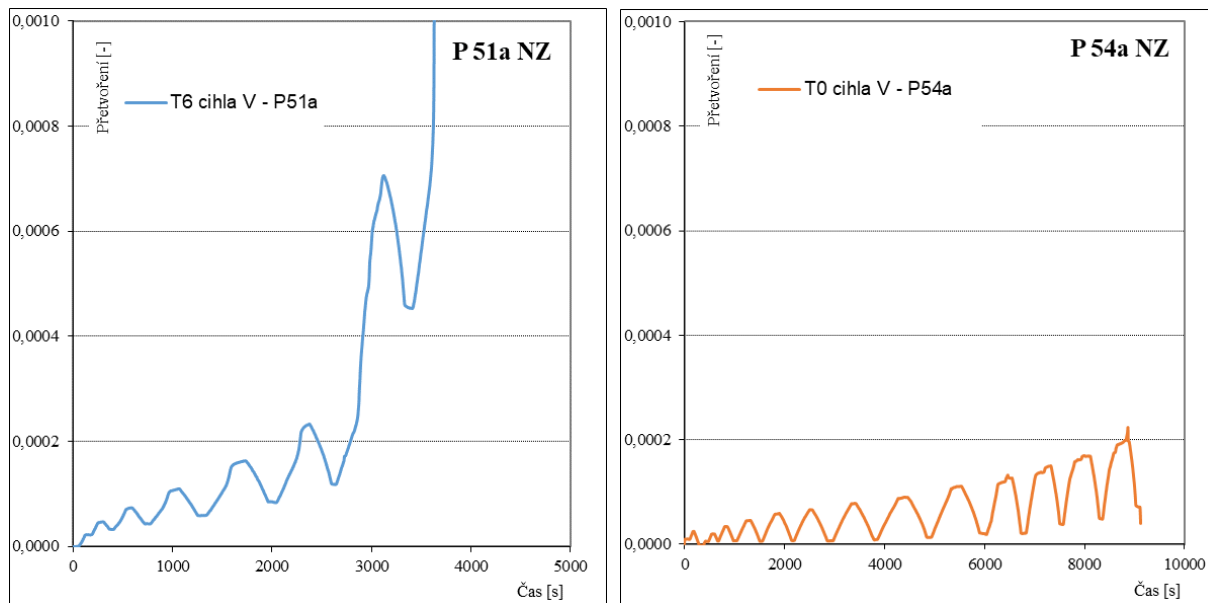
**Vodorovné trvalé deformace**

$\delta_{X,TRV}/\delta_X$	zatížení	120	180	240	300	360	420	480	540	600	660	720	780	840	870	průměr
P51a NZ		-	100%	100%	100%	100%	100%	89%	88%	-	-	-	-	-	-	96,8%
P51b CFRP		100%	100%	100%	100%	88%	80%	83%	74%	78%	86%	-	-	-	-	88,9%
P58 CFRP		-	-	-	-	-	-	100%	100%	100%	100%	89%	96%	98%	-	97,5%
P54a NZ		-	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	91%	-	-	-	-	-	98,9%
P54b CFRP		-	-	-	-	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	94%	99,4%
P55 CFRP		-	100%	100%	100%	80%	88%	83%	82%	83%	73%	-	-	-	-	87,7%
P02 NZ		-	-	-	-	-	100%	100%	100%	95%	94%	-	-	-	-	97,9%

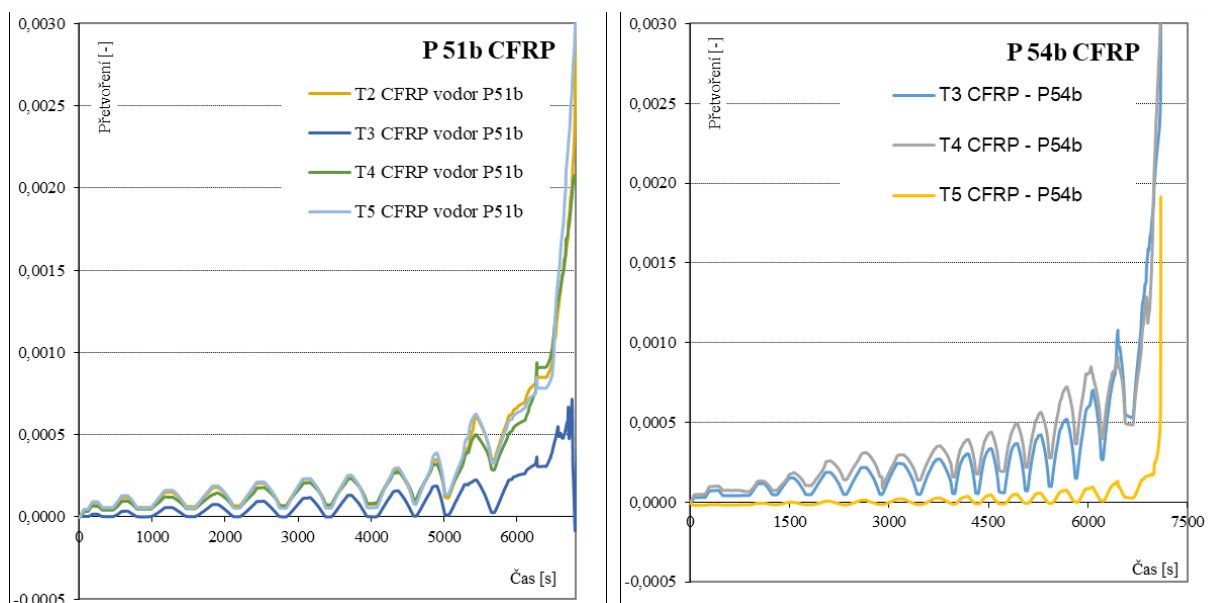
Tabulka 9: Trvalé svislé a vodorovné deformace cihelných pilířů v porovnání s dosaženou svislou a vodorovnou deformací při různých zatěžovacích krocích ( $\delta_{Y,TRV}/\delta_Y$  a  $\delta_{X,TRV}/\delta_X$  v procentech).

*Přetvoření zdiva a kompozitu*

V případě nezesílených pilířů P51a a P54a byla pomocí odporových tenzometrů měřena vodorovná přetvoření cihel. Tenzometry byly umístěny přibližně v polovině výšky pilíře na podélné straně cihly.



Obrázek 51: Vodorovná přetvoření cihly  $\epsilon_x$  měřena tenzometricky při zatížení nezesílených pilířů P51a a P54a do vzniku a rozvoje trhlin. V případě pilíře P51a vznikla při zatížení 480 kN trhlinka.



Obrázek 52: Vodorovná přetvoření kompozitu  $\epsilon_{x,CFRP}$  měřena tenzometricky při zatížení zesílených pilířů P51b a P54b. V případě celoplošně ovinutého pilíře P51b vycházejí vyšší hodnoty přetvoření kompozitu u snímačů umístěných ve střední třetině. V případě P54b jsou vyšší hodnoty přetvoření kompozitu v pásech v horní polovině pilíře, která byla od počátku porušena trhlinami více než spodní polovina.



### *Mechanismus porušení*

NZ: Nezesílený pilíř P02 NZ se porušil vlivem svislých tahových trhlin, které rozčlenily pilíř na dílčí průřezy, kde se při vyšší hodnotě tlakového namáhání uplatnilo stabilitní porušení.

Celoplošně zesílené: Pilíř P51b CFRP a P58 CFRP se shodně porušily bezprostředně po přetržení celoplošného kompozitního ovinutí ve střední třetině pilíře. K přetržení pilíře primárně došlo v blízkosti nárožní hrany. Výška oblasti s porušeným kompozitním ovinutím se pohybovala okolo 100 mm v případě P51b CFRP, příp. okolo 180 mm v případě P58 CFRP. Sekundárně došlo během kolapsu i k přetržení kompozitu na dalších místech pilíře P51b CFRP především (ale nikoli pouze) ve střední třetině. Ovinutí pilíře P58 CFRP bylo poškozeno pouze v jedné části.

Diskrétně zesílené: v případě pilíře P54b a pilíře P55 došlo k primárnímu porušení ve střední části pilíře. Krajiní oblasti průřezu v neovinuté části pilíře ztratily stabilitu a došlo k jejich vybočení a následnému kolapsu. V případě pilíře P54b byl v důsledku poruchy neovinuté střední části pilíře porušen i kompozitní pás. Kompozitní ovinutí pilíře P55 zůstalo neporušeno.



*Obrázek 53: Fotodokumentace porušení pilířů s počáteční trhlinou v porovnání s pilíři P58 a P55.*

Při dosažení vyššího stupně zatížení byla na kompozitu v místě ložných spár jasně patrné boulení kompozitu v důsledku vyššího přetvoření maltových spár.



Obrázek 54: Porušování kontaktní spáry na rozhraní "kompozit – zdivo" boulením kompozitu v oblasti ložných spár překrytých kompozitním ovinutím. Svislé přetvoření malty přesahuje mezní přetvoření epoxidového adheziva:  $\varepsilon_{Y,malta} > \varepsilon_{Y,EPOX,max}$



Obrázek 55: Průřez ve střední třetině výšky pilíře P54b a P55 (8. ložná spára shora). Charakteristický průběh trhlin po průřezu.

### Kamenné zdivo

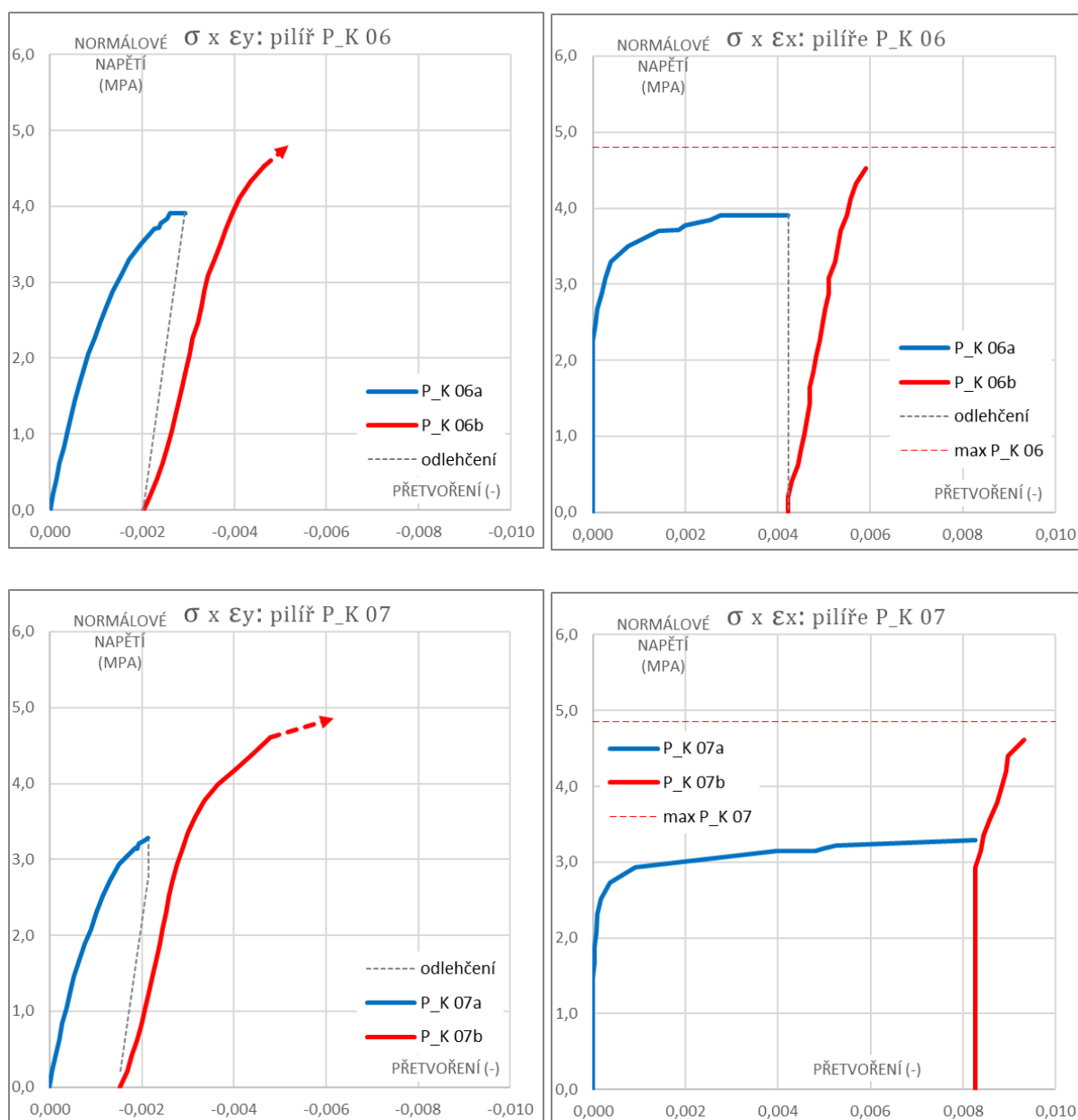
Dosažené mezní zatížení u sady kamenných pilířů se pohybovalo v rozmezí od 1110 kN pro ovinutý pilíř P\_K 06 x z hrubého řádkového zdiva do 1480 kN pro ovinutý pilíř P\_K 08 z pravidelného řádkového zdiva.

Označení	Vznik 1. vizuálně pozorovatelné trhliny		Přerušeni zatěžování		Mezní zatížení
	(kN)	% k $N_{u,m}$	(kN)	(%)	$N_{u,m}$ (kN)
P_K 06	460	32%	1140	78%	1455
P_K 07	360	26%	941	68%	1390
P_K 07 x	780	70%	-	-	1110
P_K 08	660	45%	1011	68%	1480

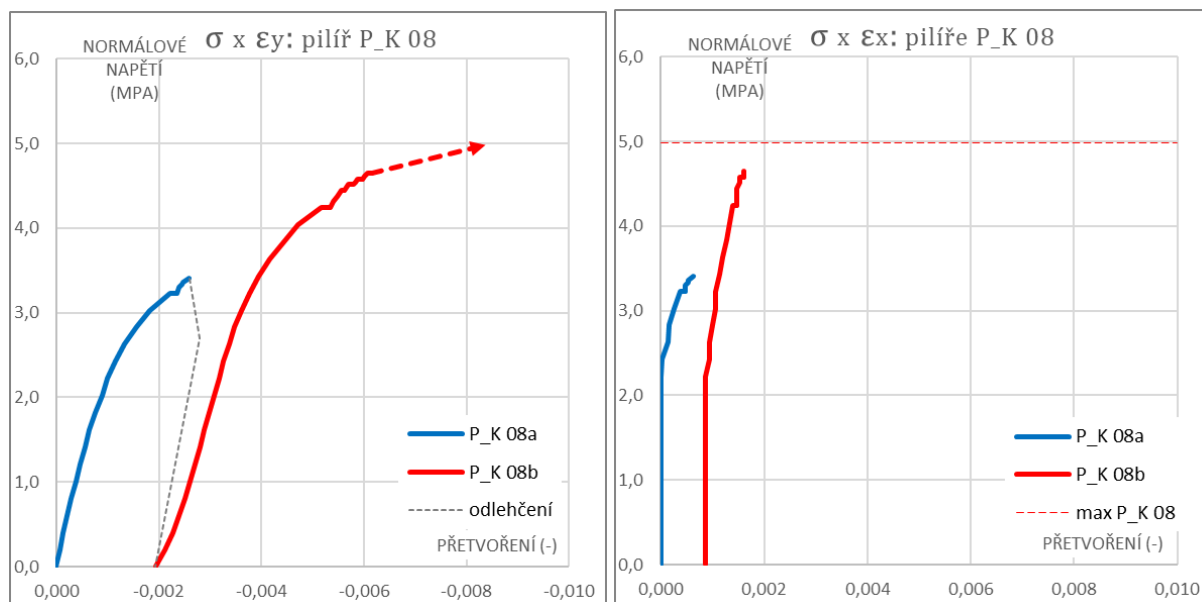
Tabulka 10: Mezní zatížení  $N_{u,m}$ , zatížení na mezi vizuálně pozorovatelných trhlin  $N_{TRH}$  a zatížení při odlehčení u kamenných pilířů experimentální sady s počátečními trhlinami.

*Deformační chování – pracovní diagramy*

Deformační chování pilířů P\_K 06 – P\_K 08 je obdobně jako v případě cihelných pilířů charakteristické téměř lineárním působením svislého přetvoření do dosažení tlakového napětí cca 2 MPa. Vodorovná přetvoření jsou v této fázi velmi malá až nulová. Svislá přetvoření jsou vypočtena podílem průměrných deformací svislých dlouhých snímačů S1 a S2 a odměrné délky těchto snímačů (970-1080 mm). Snímače byly umístěny na protilehlých stranách pilíře. Vodorovné deformace byly měřeny ve střední třetině výšky pilířů.





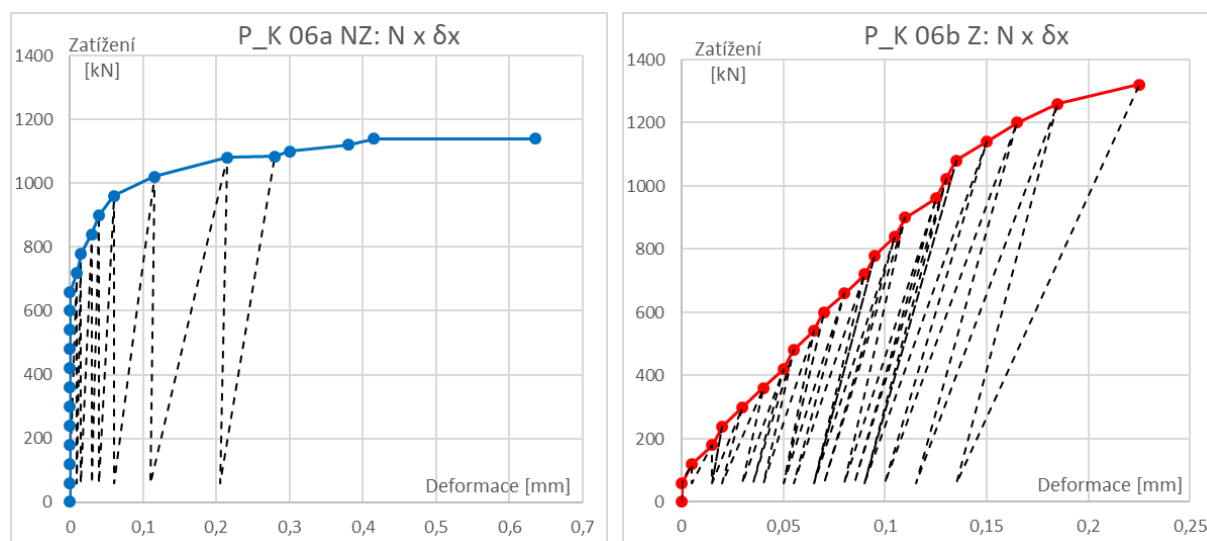


Obrázek 56: Závislost normálových napětí a svislého přetvoření  $\sigma_y \times \epsilon_y$ . Přetvoření kamenných pilířů v druhé fázi experimentu, tj. po provedení kompozitní úpravy uvedena červeně. Čárkovaně jsou uvedeny extrapolované hodnoty. Slabou čárkovanou čarou je schematicky vyneseno odtižení. Slabou červenou čarou je uvedeno mezní dosažené napětí.

Následující kapitoly byly zpracovány v rámci disertační práce.

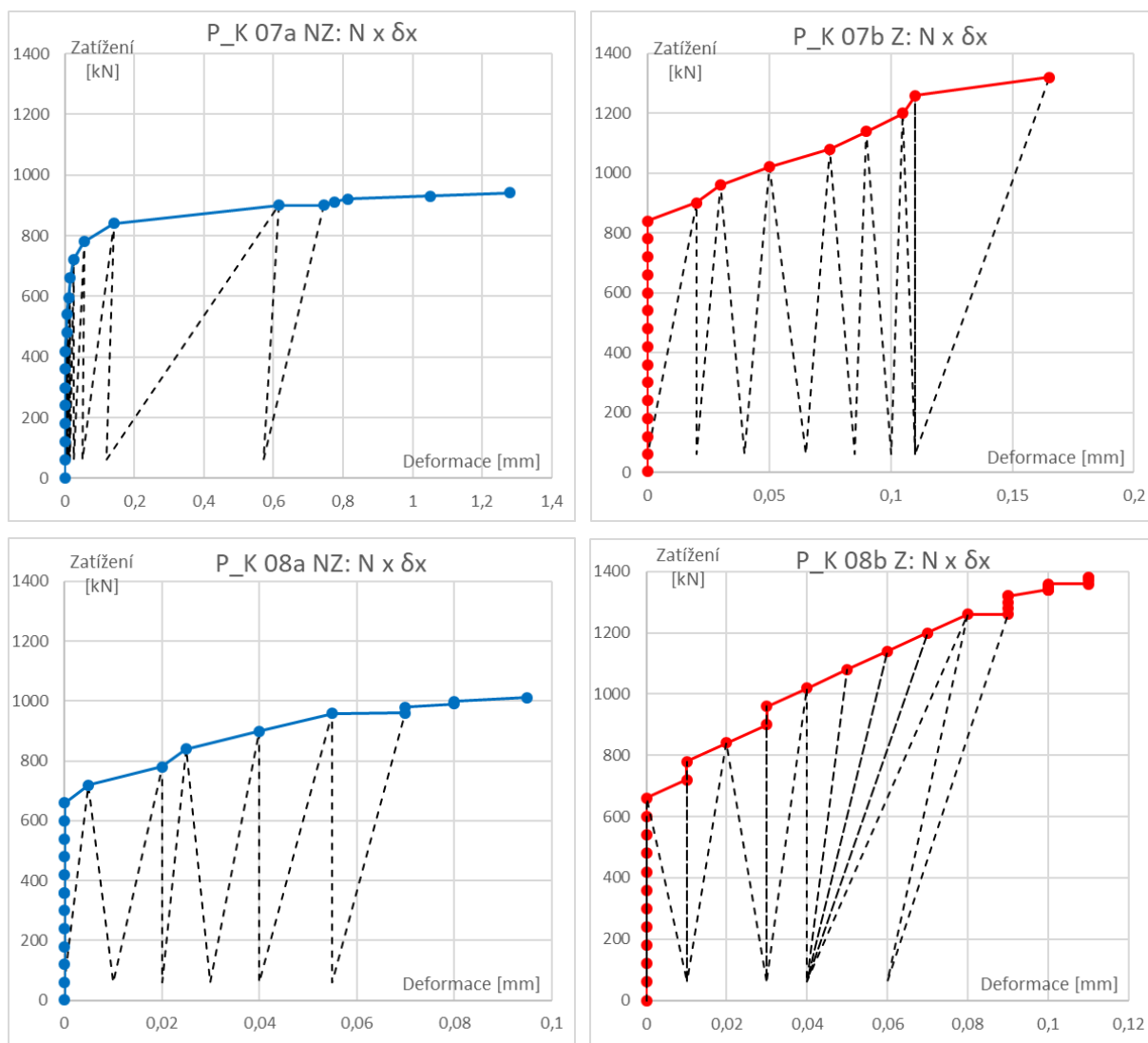
### Trvalé deformace

Obdobně jako u cihelných pilířů byl poměr trvalé (nevratné) deformace a deformace dosažené v předchozím zatěžovacím kroku stanoven u kamenných pilířů. Tyto poměry jsou uvedeny v tabulce. Dále jsou zde vykresleny grafy s obalovými křivkami  $N \times \delta_x$  v první fázi experimentu, tj. před zesílením (modře) v druhé fázi experimentu, tj. po zesílení (červeně) včetně zakreslení postupného snižování zatížení na základní zatěžovací krok (čárkovaně).





## 6. Experimentální výzkum



Obrázek 57: Vynesení grafů  $N \times \delta_x$  se znázorněním odlehčení. Pilíř P\_K 06b stabilizovaný vložením uhlíkových lamel do ložných spár vykazuje při zatížení odlišný průběh vodorovné deformace.


**Svislé trvalé deformace**

$\delta_{Y,TRV}/\delta_Y$	zatížení	120	180	240	300	360	420	480	540	600	660
P_K 06a		83%	73%	63%	60%	58%	57%	55%	57%	57%	57%
P_K 06b		88%	73%	67%	62%	59%	57%	55%	54%	54%	53%
P_K 07a		85%	70%	67%	61%	59%	58%	58%	59%	59%	59%
P_K 07b		88%	74%	66%	63%	58%	56%	55%	53%	52%	51%
P_K 07 x		82%	65%	60%	59%	57%	58%	58%	60%	60%	62%
P_K 08a		89%	71%	64%	60%	-	59%	57%	56%	57%	60%
P_K 08b		82%	69%	62%	57%	53%	52%	51%	50%	49%	49%
průměr		85%	71%	64%	60%	57%	57%	56%	56%	55%	56%
směrodat. odch.		3%	3%	2%	2%	2%	2%	2%	3%	4%	4%

pokračování tab.	720	780	840	900	960	1020	1080	1140	1200	1260	průměr
	57%	58%	60%	60%	61%	64%	66%	-	-	-	61%
	53%	52%	52%	53%	54%	55%	55%	56%	58%	60%	58%
	60%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	63%
	51%	53%	52%	53%	54%	54%	57%	60%	62%	64%	59%
	64%	67%	71%	74%	76%	79%	-	-	-	-	66%
	59%	60%	62%	64%	67%	-	-	-	-	-	63%
	49%	49%	49%	50%	51%	53%	54%	56%	58%	61%	55%
56%	56%	58%	59%	60%	61%	58%	57%	59%	62%	61%	
5%	6%	7%	8%	9%	10%	5%	2%	2%	2%	3%	

Tabulka 11: Trvalé svislé deformace kamenných pilířů v porovnání s dosaženou svislou deformací při různých zatěžovacích krocích. Tabulka je pro přehlednost rozdělena po prvních deseti zatěžovacích krocích.

**Vodorovné trvalé deformace**

$\delta_{X,TRV}/\delta_X$	zatížení	120	180	240	300	360	420	480	540	600	660
P_K 06a		100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
P_K 06b		100%	100%	75%	60%	67%	57%	57%	63%	56%	50%
P_K 07a		100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
P_K 07b		100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
P_K 07 x		100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
P_K 08a		100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
P_K 08b		100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%

pokračování tab.	720	780	840	900	960	1020	1080	1140	1200	1260	průměr
	100%	100%	100%	100%	100%	96%	95%	-	-	-	99%
	55%	50%	46%	54%	47%	50%	47%	47%	50%	50%	59%
	100%	91%	86%	93%	-	-	-	-	-	-	98%
	100%	100%	100%	100%	133%	130%	113%	111%	105%	100%	105%
	100%	100%	100%	100%	100%	102%	-	-	-	-	100%
	200%	100%	120%	100%	100%	-	-	-	-	-	108%
100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	67%	57%	75%	95%

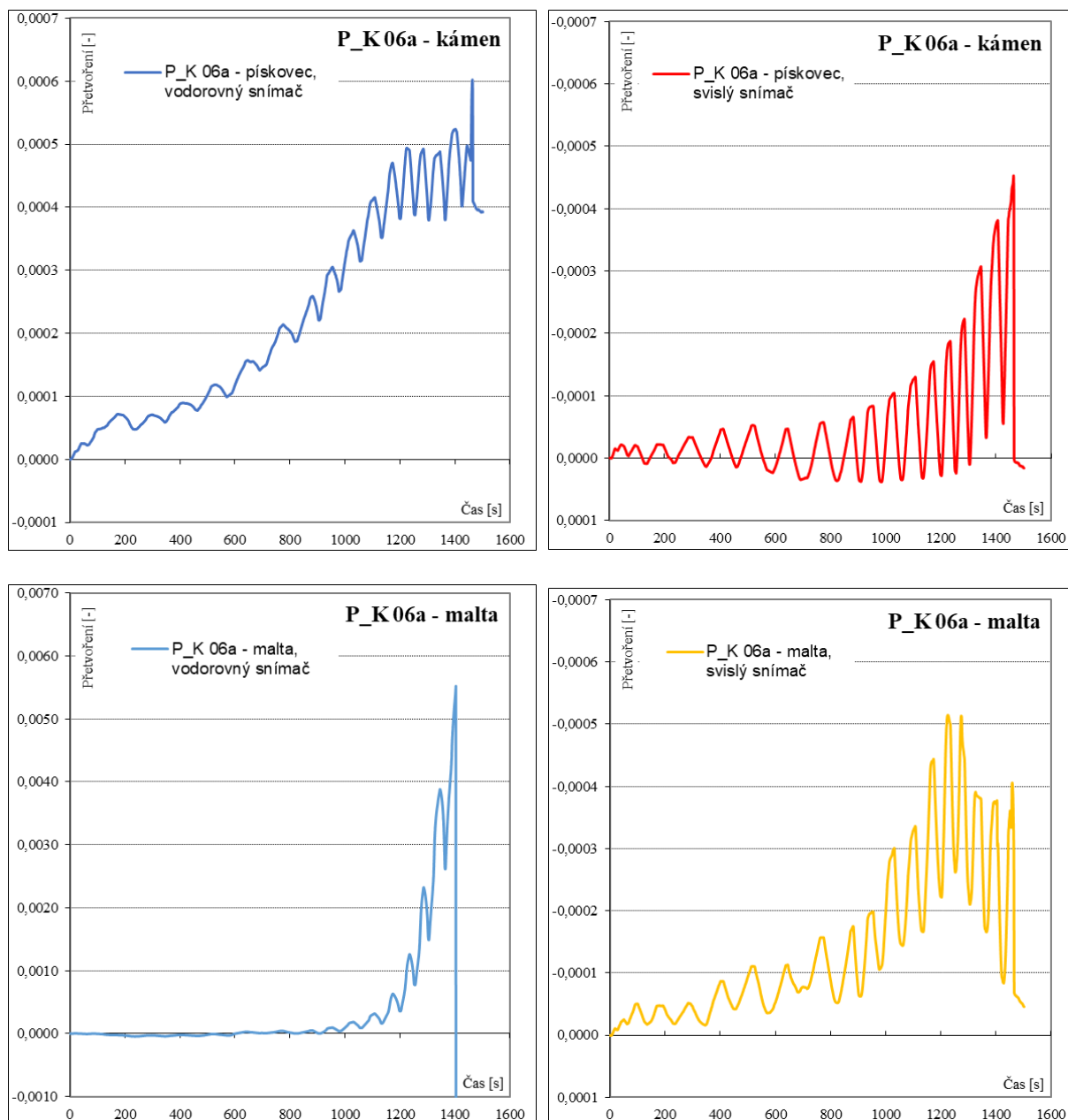
Tabulka 12: Trvalé vodorovné deformace kamenných pilířů v porovnání s dosaženou vodorovnou deformací při různých zatěžovacích krocích. Tabulka je pro přehlednost rozdělena po prvních deseti zatěžovacích krocích.



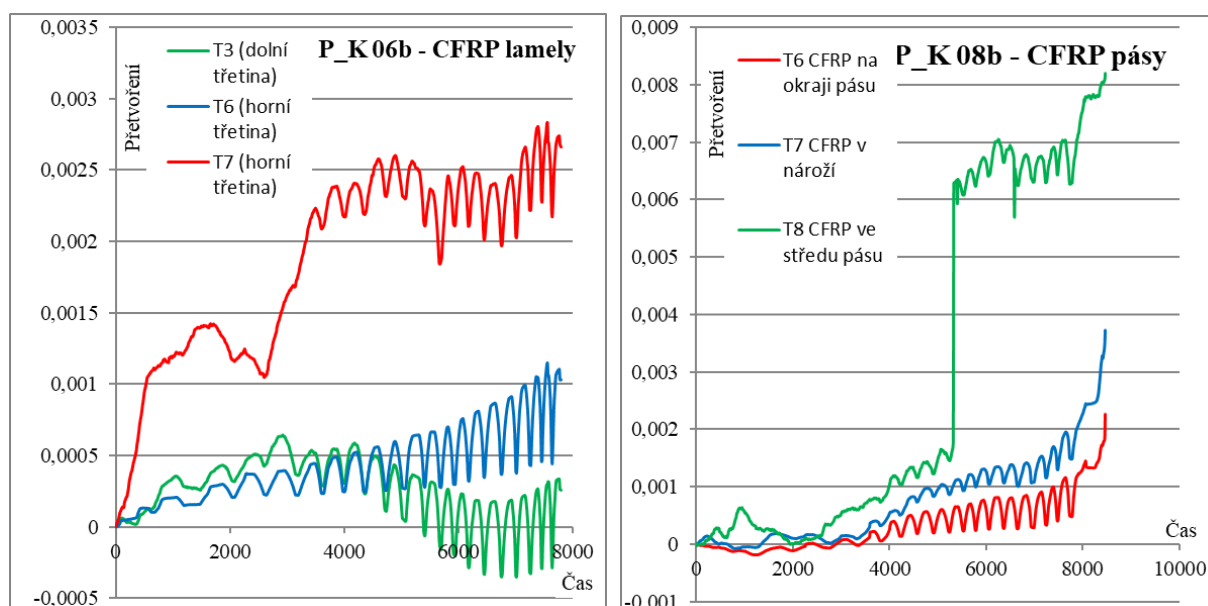
### Přetvoření zdiva a kompozitu

V případě kamenných pilířů s počáteční trhlinou byla vodorovná přetvoření kamenů, malty a kompozitních materiálů měřena pomocí odporových tenzometrů. Závislosti přetvoření na průběhu zatěžování je ve svislém a vodorovném směru charakteristická velikostí nevratných přetvoření.

Po aplikaci stabilizujícího systému bylo tenzometrické měření provedeno rovněž na kompozitu: v případě pilíře P\_K 06 na lamelách vkládaných do spár a v případě P\_K 07 - 08 na ovinujících pásech.



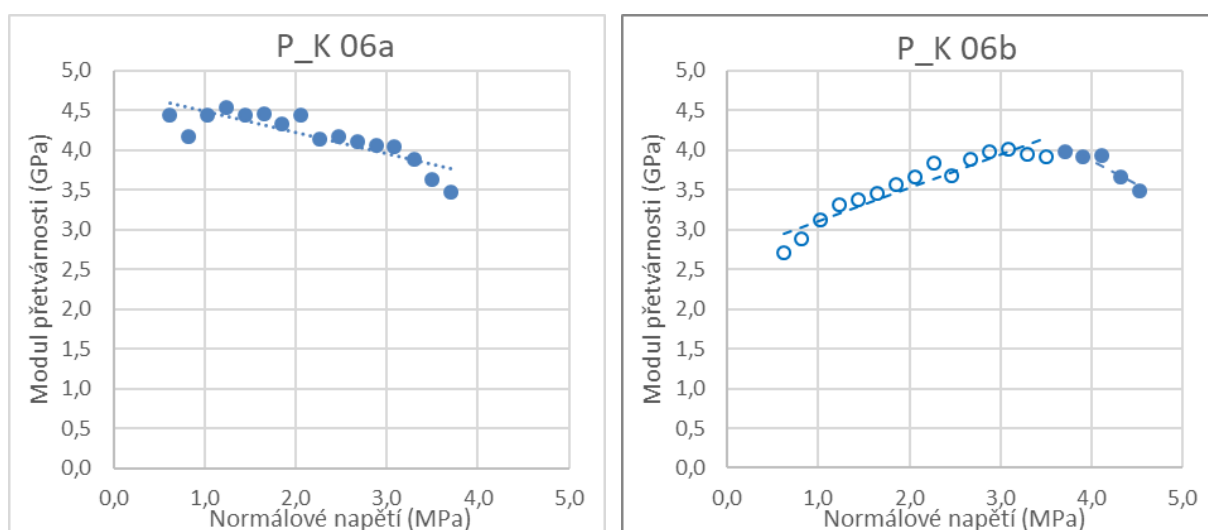
Obrázek 58: Poměrná přetvoření pilíře P\_K 06a. V případě malty je vodorovný snímač umístěn na povrchu ložné spáry a svislý snímač umístěn na povrchu styčné spáry.

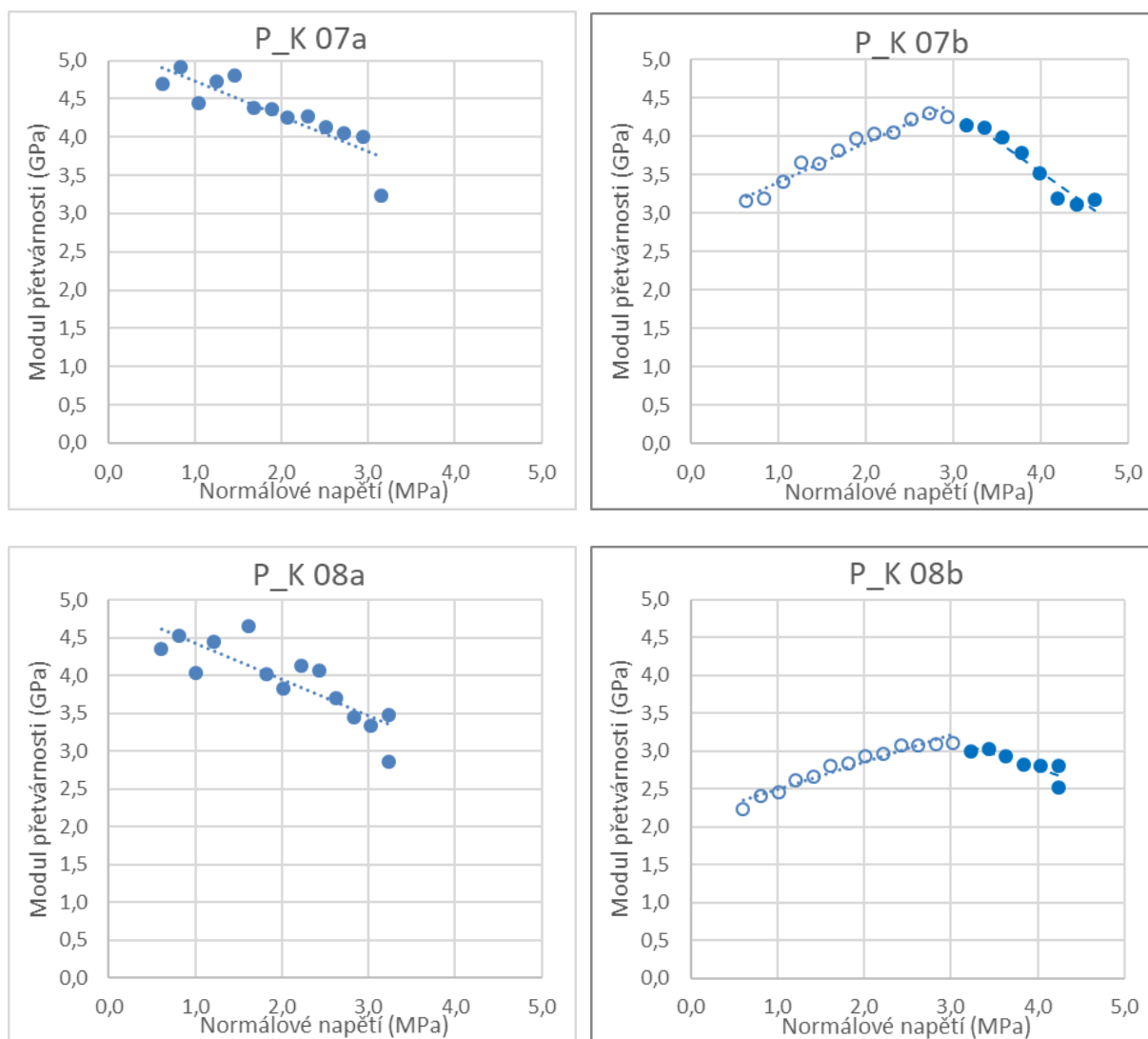


Obrázek 59: Přetvoření kompozitního systému

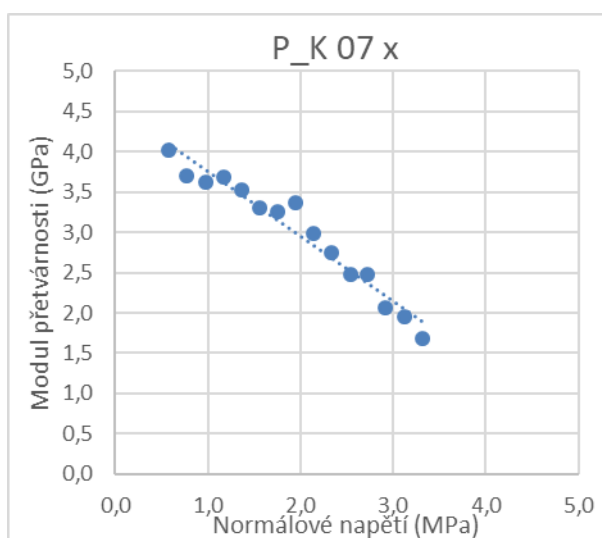
### Modul přetvárnosti

Sečnový modul přetvárnosti kamenných pilířů byl pro kamenné pilíře stanovený mezi každými zatěžovacími kroky jako tangenta sklonu stoupající větve pracovního diagramu  $\sigma_Y \times \varepsilon_Y$  mezi základním stupněm 60 kN a právě dosaženým zatížením. Získanými jednotlivými moduly byla dle metody nejmenších čtverců proložena lineární křivka. Lineární křivky mají v případě první fáze experimentu vždy sestupný trend. V případě druhé fáze experimentu ukazovaly získané moduly nejprve rostoucí závislost tlakového napětí a modulu přetvárnosti a po dosažení úrovně zatížení při přerušení první fáze experimentu se trend změnil z rostoucí na klesající závislost. Získanými moduly byla proložena lineární křivka zvlášť do úrovně zatížení při první fázi a zvlášť pro moduly ve zbytku druhé fáze experimentu.





Obrázek 60: Postupný pokles modulu přetvárnosti u nezesílených kamenných pilířů zatěžovaných do vzniku a rozvoje trhlin. Bi-lineární závislost zesílených pilířů po opětovném zatížení. Zesílené porušené pilíře vykazují nárůst modulu přetvárnosti zhruba do stejné intenzity namáhání, kdy byly odtíženy.



Obrázek 61: Klesající modul přetvárnosti referenčního pilíře P\_K 07 X zesíleného od počátku zatěžování.

Modul přetvárnosti stanovený pro zatížení před prorušením zkoušky a pro mezní zatížení je spolu se souvisejícím svislým tlakovým napětím a odpovídajícími svislými deformacemi uveden v tabulce.

Označení	Napětí (max)	svislá deformace $\delta_y$ a přetvoření $\varepsilon_y$ při dosažení uvedeného napětí			Modul přetvárnosti 5-33%	
	$\sigma_y$ (MPa)	$\delta_y$ (mm)	** $\varepsilon_y$ (-)	( % )	(GPa)	( % )
P_K 06a	3,91	-2,815	-0,00261	50%	2,69	125%
P_K 06b	4,80	-3,4	-0,0052		2,15	
P_K 07a	3,29	-2,175	-0,00214	35%	2,75	118%
P_K 07b	4,86	-4,71	-0,0062		2,33	
P_K 07 x	3,61	-6,085	-0,00621	-	2,19	-
P_K 08a	3,40	-2,52	-0,0026	31%	2,59	139%
P_K 08b	4,98	-6,24	-0,0084		1,87	

kurzíva: extrapolované hodnoty

\*\* se započtením trvalé deformace

Tabulka 13: Modul přetvárnosti pro vybrané hladiny napětí: před prorušením měření a při dosažení mezního zatížení.

### Mechanismus porušení

Porušení nezesílených pilířů po dosažení zatížení na mezi trhlin odpovídalo předpokládanému porušení: pilíře byly ze všech stran porušeny svislými trhlínami, které se vyskytovaly především ve střední třetině výšky. Trhliny se nejčastěji vyskytovaly v oblasti zdicí prvek – malta a v prodloužení styčných spár.

Mechanismus porušení kamenných pilířů s trhlínami zesílených kompozitní výztuží je do značné míry obdobný mechanismu porušení neporušených kamenných pilířů se stejnou kompozitní úpravou. V rámci experimentální sady porušených kamenných pilířů nastal v případě pilíře P\_K 06 zesíleného



## 6. Experimentální výzkum

vložením kompozitních lamel na bázi uhlíkových vláken odlišný mechanismus porušení, který byl charakteristický menším stupněm porušení průčelních stran pilíře a masivním porušením v oblasti nároží. Hlavním rysem porušení „standardně“ ovinutých pilířů P\_K 07 a 08 bylo selhání kompozitního ovinutí ve střední třetině výšky pilíře porušením jednoho, popř. obou ovinujících pásů, po kterém bezprostředně následoval kolaps pilíře jako celku. K porušení kompozitního ovinutí došlo v oblasti nárožní hrany. V případě porušení pilíře P\_K 07 X došlo k porušení neovinuté části zdiva mezi kompozitními pásy.



P\_K06a NZ + T



P\_K07a NZ + T



P\_K08a NZ + T



P\_K 06b Z



P\_K 07b Z



P\_K 08b Z

Obrázek 62: fotografie stupně porušení kamenných pilířů před provedením kompozitního vyztužení a fotografie kolapsu pilíře po dosažení mezního zatížení zesílených pilířů.





## *Diskuze výsledků*

### Cihelné zdivo:

#### *Dosažení mezního zatížení $N_{u,m}$*

- Cihelné pilíře P51-58 dosáhly o 1,20 – 1,86 x násobek vyššího mezního zatížení v porovnání s nezesíleným pilířem P02 NZ (660 kN).
- Nezesílené pilíře P51 a P54 byly zatěžovány pouze do vzniku (shodně při 480 kN) a rozvoje trhlin. V případě pilíře P51a bylo zatěžování přerušeno po dosažení 540 kN. V případě pilíře P54 bylo zatěžování přerušeno až po dosažení 780kN, tj. ve stádiu rozvoje trhlin na pilíř P54 působilo zatížení o 44 % vyšší v porovnání s pilířem P51.
- V případě referenčních pilířů zesílených kompozitním ovinutím před zahájením zatěžování (tj. zesílených od počátku) dosáhl diskrétně ovinutý pilíř P55 mezního zatížení 790 kN, tj. 0,64 x násobek v porovnání s pilířem P58 (1230 kN) s celoplošným zesílením provedeným před začátkem zatěžování.
- Tento předpokládaný poměr dosaženého mezního zatížení diskrétně a celoplošně zesíleného pilíře se v případě aplikace kompozitního ovinutí na porušené pilíře nepotvrdil. Diskrétně ovinutý pilíř P54 dosáhl mezního zatížení 970 kN, tj. 1,05x násobek v porovnání s celoplošně zesíleným pilířem. Pilíř P54 s nižším procentem vyztužení dosáhl vyššího mezního zatížení i přes fakt, že byl před kompozitní úpravou zatěžován a porušen vyšší tlakovou silou. Jediným možným vysvětlením je značná variabilita mechanických vlastností složek zdiva a zdiva jako celku.
- I přesto, že pilíře P51 a P54 byly při přerušení zatěžování do značné míry narušeny trhlinami, dosáhly po provedení kompozitního ovinutí o 1,24 – 1,70 x násobku vyššího zatížení v porovnání se zatížením při přerušení experimentu.

#### *Deformační chování*

- Pracovní diagramy  $\sigma_Y \times \varepsilon_Y$  pilířů P51a a P54a vykazují odlišný průběh svislých přetvoření v porovnání s referenčním pilířem P02 NZ. Odlišný průběh závislosti zatížení a svislého přetvoření referenčního pilíře byl patrně způsoben zhotovením pilířů z jiné várky cihel a malty.
- V počátečním stádiu zatěžování vykazují pracovní diagramy  $\sigma_Y \times \varepsilon_Y$  pilířů P51a a P54a obdobný průběh svislých přetvoření. Při dalším zatěžování rychleji klesá tuhost u pilíře P51a, což by nasvědčovalo rychlejšímu rozvoji poruch vlivem nižších mechanických vlastností zdiva.
- Charakter pracovních diagramů  $\sigma_Y \times \varepsilon_X$  u pilířů P51a a P54a korespondoval s referenčním pilířem P02 NZ. Při zatížení na mezi první vizuálně pozorované trhliny (všechny tři pilíře shodně  $N_{TRH} = 480$  kN) se vodorovná přetvoření všech pilířů pohybovala od 0,0002 do 0,0007.



U pilíře P54a byl po vzniku první trhliny umožněn větší rozvoj trhlin a tím bylo dosaženo při přerušení zatěžování 5,56 x vyšších vodorovných přetvoření v porovnání s pilířem P51a.

- V druhé fázi experimentu, tj. po zesílení, vykazovaly pilíře P51b a P54b tuhost obdobnou počáteční tuhosti pilířů v první fázi, tj. před zesílením. Pracovní diagramy  $\sigma_Y \times \varepsilon_Y$  byly přibližně do úrovně zatížení  $N_{PZ}$  při přerušení experimentu v první fázi téměř lineární. Po dosažení úrovně zatížení  $N_{PZ}$  postupně klesala osová tuhost pilířů a křivka pracovního diagramu zaznamenala vlivem zvýšeného podílu pružno-plastických deformací postupný pokles nárůstu.
- Referenční shodně vyztužené pilíře P55 a P58 dosáhly předpokládaný průběh závislosti zatížení a svislého / vodorovného přetvoření. Oba pilíře vykazovaly obdobnou počáteční tuhost vyjádřenou sklonem křivky pracovního diagramu.

### *Poměr ( $-\varepsilon_X / \varepsilon_Y$ )*

- V grafu závislosti působícího napětí a poměru vodorovného a svislého přetvoření vykazoval nezesílený pilíř P02 NZ nejstrmější nárůst. Z působení pilířů P51 a P54 nelze prokazatelně tvořit závěry.
- Pilíře P55 a P58 ovinuté od začátku zatěžování nevybočovaly ze spektra výsledků pilířů P51 a P54. Diskrétně ovinutý pilíř P55 dosahoval vyšších hodnot poměru vodorovného a svislého přetvoření než celoplošně ovinutý pilíř P58.

### *Trvalé deformace*

- V počátečních stádiích zatížení je podíl trvalé svislé deformace k celkové svislé deformaci velmi vysoký v porovnání s pozdějšími stádii zatížení. Vysoký poměr je způsoben zřejmě počátečním nepružným stlačením ložných maltových spár a dotlačením nedostatečně uložených zdících prvků. Trvalá deformace při odlehčení na základní stupeň po  $N = 120$  kN se pohybuje od 81 do 96 %. V dalším zatěžovacím kroku je podíl snížen o 10 – 23 %.
- Trvalé svislé deformace se po odlehčení obvykle snižují na 0,50 – 0,70 x násobek dosažené deformace vyjma deformací v počátečních stádiích.
- Vodorovné deformace jsou obvykle v počátečních i pokročilých stádiích trvalé, tzn. trhliny se při odlehčení neuzavírají a deformace se nemění. Pouze v případě vodorovných deformací v několika posledních zatěžovacích krocích mohou mít vratnou složku o velikosti do 20 %.

### *Přetvoření zdiva a kompozitu*

- Vodorovná přetvoření cihel se pohybují v řádu velmi malých hodnot vyjma případu, kdy v místě osazení tenzometru vznikne svislá trhlina.
- Protážení kompozitu bylo u pilíře P51b nejvyšší ve střední třetině výšky pilíře, kde později došlo k porušení ovinutí. U pilíře P54b docházelo k vyšším přetvořením v pásech v horní třetině než v pásu v dolní třetině. Horní třetina pilíře byla před ovinutím více porušená trhlinami.



### *Mechanismus porušení*

- Nezesílený referenční pilíř P02 NZ se podle očekávání porušil svislými tahovými trhlinami.
- Celoplošně zesílené pilíře P51b a P58 se porušily bezprostředně po přetržení kompozitního ovinutí ve střední části. Porušení ovinutí předcházelo boulení kompozitu v oblasti ložných spár zdiva. K porušení kompozitu došlo v blízkosti nárožních hran pilíře.
- Diskrétně zesílené pilíře se porušily primárně v neovinuté části pilířů ve střední třetině výšky.

### Kamenné zdivo:

#### *Dosažení mezního zatížení $N_{u,m}$*

- Dosažené mezní zatížení  $N_{u,m}$  experimentální sady kamenných pilířů s počáteční trhlinou se po provedení kompozitního vyztužení pohybovalo v rozmezí 1110 – 1480 kN, tj. v přepočtu na průměrné napětí v tlaku 3,61 – 4,98 MPa.
- Pilíře P\_K06 a P\_K08 dosáhly, jak bylo předpokládáno, vyšších hodnot mezního zatížení  $N_{u,m}$  vlivem lepší vazby zdiva. Zdivo bylo v obou případech řádkové, v případě pilířů P\_K06 a P\_K08 byly jednotlivé vrstvy zdiva zhotoveny vždy ze zdících prvků přibližně stejné výšky. V případě pilířů P\_K07 a P\_K07x byly ve středních částech pilířů uloženy na výšku jedné vrstvy místy i dva zdící prvky (vznik mezilehlé ložné spáry).
- Pilíř P\_K08 s kompozitním ovinutím CFRP pásy dosáhl 1,06 x násobku vyšší hodnoty mezního zatížení v porovnání se stejně vyztuženým pilířem P\_K07.
- Pilíř P\_K08b s kompozitním ovinutím CFRP pásy dosáhl o 1,02 x násobku vyšší hodnoty mezního zatížení v porovnání s pilířem P\_K06 vyztuženým CFRP lamelami ve spárách.
- Pilíře byly odtíženy ve srovnatelných úrovních únosnosti, tj. 68 – 78 % mezního zatížení  $N_{u,m}$ .
- Poměr zatížení při první vizuálně pozorované trhlině  $N_{TRH}$  a mezního zatížení  $N_{u,m}$  se pohyboval u pilířů s počáteční trhlinou od 26 - 45 %. U pilíře P\_K07x, který byl zatěžovaný jako zesílený, dosáhl poměr 70 %. S výjimkou pilíře P\_K07x vykazovaly pilíře porušení při velmi nízkých hodnotách zatížení, které neodpovídaly statistickému intervalu uvedenému pro všechny kamenné pilíře experimentálního programu NAKI, tj. 48 – 82 %  $N_{u,m}$ . Výsledky jsou pravděpodobně zkresleny vlivem provedení dodatečného kompozitního zesílení, které zapříčinilo navýšení únosnosti a tím pokles zmiňovaného poměru.

#### *Deformační chování*

- Pilíře v první fázi experimentu (tj. před zesílením) vykazovaly obvyklý průběh pracovních diagramů charakteristický pro nezesílené kamenné zdivo. Průběh svislé deformace byl přibližně lineární do cca 2 MPa.



### *Trvalé deformace*

- Počáteční svislé deformace kamenných pilířů naměřené při prvním zatěžovacím kroku (120 kN) mají po odlehčení na základní krok značnou nevratnou složku (82 – 89 %) v porovnání se svislými deformacemi naměřenými ve vyšších stádiích zatížení, tj. od 240 kN až do porušení, kde se poměr trvalé deformace k celkové deformaci pohybuje s poměrně malými rozdíly od 55 – 64 %. Zvýšený podíl nevratných deformací v počáteční fázi zatěžování je zřejmě způsoben nepružným dotlačením malty v ložných spárách a dotlačením nedostatečně uložených kamenů.
- Vodorovné deformace nezesílených pilířů po odlehčení jsou charakteristické nepružným chováním, tzn. trhliny se při odlehčení nezavírají.

### *Přetvoření zdiva a kompozitu*

- Vodorovné tenzometry umístěné na zdicích prvcích vykazovaly obdobně jako v případě cihelného zdiva relativně malé hodnoty přetvoření. Vodorovné přetvoření zdicích prvků bylo z podstatné části trvalého charakteru. Svislé přetvoření rovněž dosahovalo malých hodnot, ale pružná složka přetvoření byla podstatně vyšší. V případě přetvoření malty byl zaznamenán progresivní a řádový nárůst vodorovného přetvoření až po dosažení vyššího stupně zatížení. Nárůst byl pravděpodobně způsoben vznikem a rozvojem trhlin v okolí měření.
- Dostatečné přetvoření lamel pilíře P\_K 06 poukázvalo na vhodné zafixování, které sloužilo s určitou mírou bezpečnosti k zachycení vodorovných tahových napětí. Rozdílná přetvoření na kompozitních pásích, kde nejvyšších hodnot tahových napětí nabývá pás ve střední části, jsou plně v souladu se závěry uvedenými v kap. 6.4.2.

### *Mechanismus porušení*

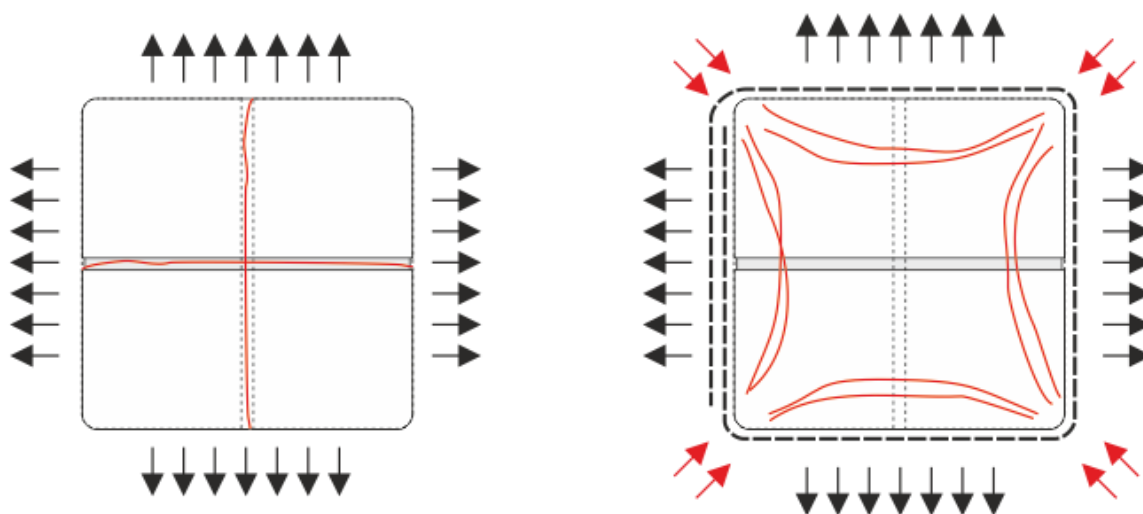
- Odlišný způsob porušení zděného pilíře nastal v případě experimentální zkoušky pilíře P\_K 06b, který byl stabilizován pomocí kompozitní lamely vložené do proříznutých ložných spár. Vysoký modul pružnosti uhlíkového kompozitu spolu s jeho vysokou pevností v tahu zajistily v druhé fázi experimentu minimální přírůstek porušení průčelních stran pilíře. K hlavnímu porušení došlo ve spojení konců lamel v oblasti nároží pilíře, kde vznikla tzv. magistrální trhlina, která měla za následek diagonální „rozštěpení“ průřezu pilíře. Další trhliny jsou v průřezu patrné podélně s kompozitní lamelou.
- Ke kolapsu ovinutých pilířů P\_K 07b a P\_K 08b došlo bezprostředně po porušení ovinutí ve střední třetině výšky pilířů. K porušení ovinutí došlo v případě pilíře P\_K 07b u druhého pásu shora ztrátou soudržnosti konců pásu a to i přes dostatečnou délku lepeného přesahu (cca 250 mm). Příčinou porušení soudržnosti byl zřejmě nedostatek pryskyřice při provádění lepeného přesahu. K porušení ovinutí pilíře P\_K 08b došlo u obou středních kompozitních pásů, vždy v oblasti nároží.



### 6.4.2. Vliv zaoblení nárožních hran

Jedním z častých mechanismů porušení zděných pilířů ovinutých kompozitní výztuží je náhlé porušení sanačního systému. Velmi často dochází po porušení ovinutí k okamžitému a bezprostřednímu kolapsu zděného pilíře jako celku. Porušení kompozitní výztuže bývá obvykle lokalizováno v blízkosti nárožních hran, kde jsou předpokládány extrémní hodnoty napjatosti. K porušení v oblasti nárožních hran dochází i za předpokladu dodržení konstrukčních požadavků výrobce / dodavatele kompozitních systémů (mírné zaoblení rohů:  $r_{\min} = 20$  mm, zabroušení ostrých částí, vyrovnání nerovností). Tato část disertační práce se zabývá efektem úpravy nárožní hrany na chování cihelných pilířů zesílených ovinutím z kompozitní výztuže na bázi uhlíkových vláken.

Aplikací příčného kompozitního ovinutí se po dosažení jeho aktivace při dostatečné hodnotě normálového tlakového napětí výrazně mění napjatost v průřezu. V případě nezesíleného pilíře je průřez namáhán tahovými napětími ve všech směrech roviny průřezu. V případě ovinutého pilíře je střední část průřezu namáhána tahovými napětími ve směru kolmém na stěny pilíře a tlakovými napětími ve směru diagonál. Tlaková napětí jsou způsobena reakcí kompozitního ovinutí na vynucená příčná přetvoření pilíře. Tato napětí působí v místech zakřivení průřezu.

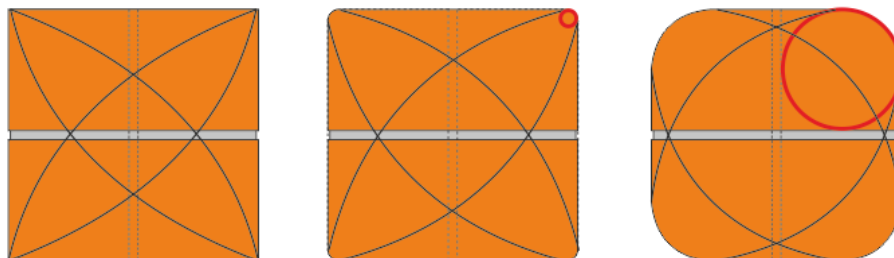


Obrázek 63: Rozdíl v průběhu vodorovných napětí  $\sigma_x$  a průběhu trhlin v průřezu. Svěrný tlak generovaný kompozitním ovinutím za působení příčného přetvoření zdiva je vnášen do průřezu v místech zakřivení ovinutého zdiva – v případě čtvercového nebo obdélného průřezu jsou to oblasti nárožních hran pilíře. Svěrný tlak pak výrazným způsobem ovlivňuje průběh trhlin.

Velikost tlakových napětí v nárožní části zdiva je úměrně ovlivněna velikostí zakřivené plochy, na kterou kompozit v nárožních hranách působí. Zaoblení nárožních hran má rovněž pozitivní účinek na velikost plochy průřezu, kde se uplatní příznivé trojosé tlakové namáhání. Pro snížení vlivu nežádoucích



lokálních extrémů u pilířů se zaoblenými nárožními hranami je nezbytné zajistit na upravených nárožních hranách vyrovnaný a hladký povrch.



Obrázek 64: V případě čistě čtvercového průřezu dochází v místě nároží ovinutých pilířů k extrémům napětí a pouze malá část zděného prvku je tlačena v příznivém trojosém tlakovém namáhání. V případě zaoblení nárožních hran dochází jednak ke zmírnění extrémů napětí a také ke zvětšení plochy průřezu, kde působí příznivé trojosé tlakové namáhání. Pro případ  $r=0$ ,  $r=20\text{mm}$  a  $r=85\text{mm}$  stanovuje italská směrnice CNR-DT 200 2013/R1 procentuální poměr mezi účinně sevřenou částí průřezu a celkovou průřezovou plochou na 33 %, 50 % a 88 %.

Experimentální výzkum NAKI, který se zabýval různým zakřivením nárožních hran dostředně tlačенých pilířů, se zaměřoval na stanovení efektivity kompozitního ovinutí v závislosti na různé úpravě nárožních hran a určení mechanismu porušení různě upravených pilířů.

V rámci disertační práce bylo dále zpracováno:

- ❖ prověřit chování celoplošného a diskretního ovinutí po provedení zaoblení nárožních hran a dále posoudit výhody a nevýhody celoplošného a diskretního ovinutí pilířů
- ❖ provést experimentální analýzu napjatosti v pásu kompozitu v závislosti na poloměru zaoblení nárožních hran a na základě analýzy formulovat technologická opatření pro návrh kompozitního ovinutí
- ❖ ověřit dostupné metody stanovení únosnosti pro zdivo z plných cihel

### **Experiment**

K ověření vlivu úpravy nárožních hran pilířů posloužil experiment realizovaný na celkem osmi cihelných zkušebních tělesech. Jeden nevyztužený pilíř byl uvažován pro porovnání coby referenční. Dalších 7 těles bylo ovinuto nepředpjatými pásy jednosměrné uhlíkové tkaniny a připevněno na povrch zdiva epoxidovým adhesivem. Poloměr zaoblení nárožních hran byl variantně proveden v intervalu 20 – 85 mm. V první etapě bylo provedeno pět zesílených pilířů P61 – P65 s rozdílnými poloměry zaoblení nárožních hran ( $r_{20}$  –  $r_{85}$  mm) a referenční pilíř P57. V další etapě byly dodatečně provedeny ještě pilíře P\_A 2 ( $r$  65 mm) a P\_A 3 ( $r$  85 mm). Zdivo referenčního pilíře P57 NZ bylo provedeno z cihel vyšší pevnosti v tlaku (odlišná várka cihel).

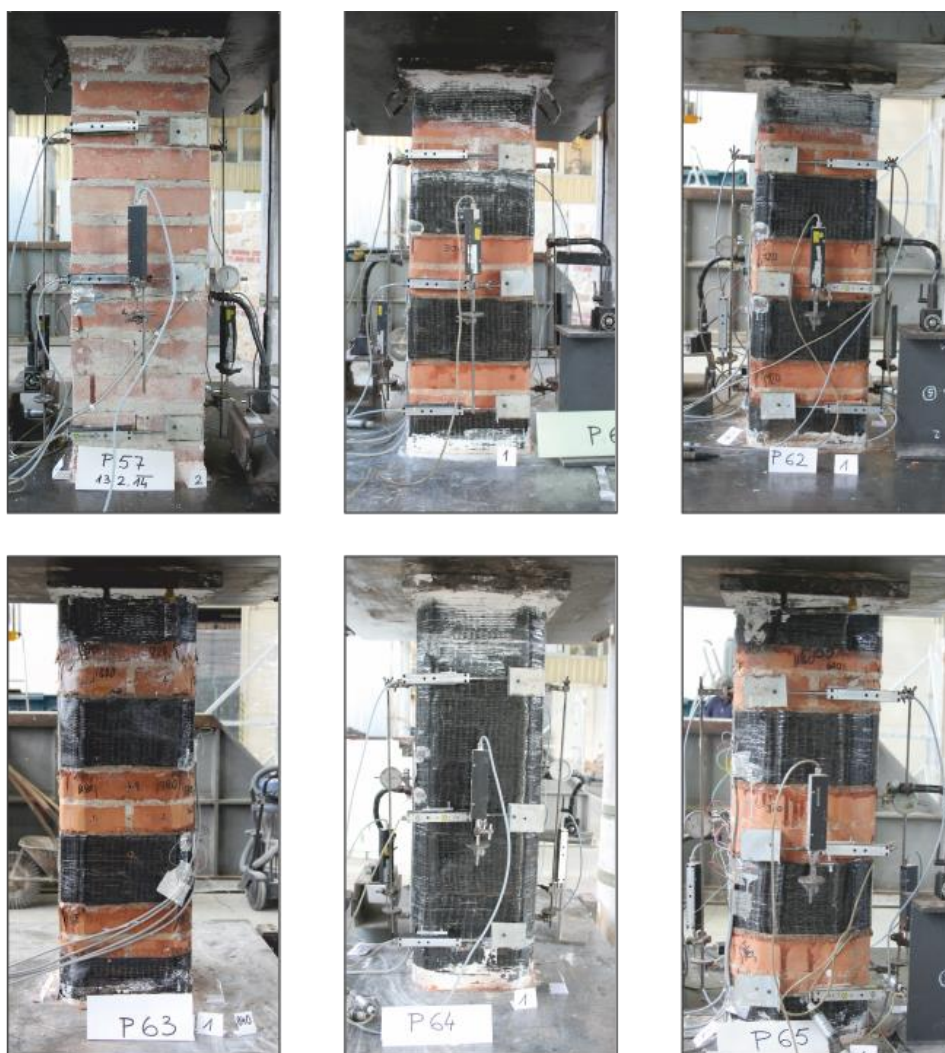


Označení	Speciální poznámky	Rozměry [mm]			Zesílení
		strany		výška	
		a	b	h	
P57	poloměr 0 mm	286	286	870	Nezesílený
P61	poloměr 20 mm	286	286	870	CFRP pásy 150 mm
P62	poloměr 35 mm	286	286	870	CFRP pásy 150 mm
P63	poloměr 50 mm	286	286	870	CFRP pásy 150 mm
P64	poloměr 50 mm	286	286	870	CFRP celoplošně
P65	poloměr 85 mm	286	286	870	CFRP pásy 150 mm
P_A 02	poloměr 65 mm	286	286	890	CFRP pásy 150 mm
P_A 03	poloměr 85 mm	286	286	890	CFRP pásy 150 mm

Tabulka 14: Experimentální sada pilířů se zaoblenými rohy: rozměry, poloměry zaoblení, typ zesílení.

Cihelné pilíře experimentální sady se zaoblenými rohy byly vyžděny z plných cihel klasického formátu (přesné rozměry 140 x 286 x 63 mm) s pevnostní značkou P10 na jemnou vápenocementovou maltu s pevností 1,5 – 2 MPa. Průměrná normalizovaná pevnost cihel ověřená doprovodnými zkouškami byla stanovena na 11,60 MPa. Pevnosti malty v tlaku byly určeny tlakovou zkouškou na zlomcích zkušebních trámů 40 x 40 x 160 mm pro každý pilíř zvlášť. Pevnosti malty se pohybovaly v rozmezí 1,6 – 2,1 MPa. Pilíře byly v době zkoušení kondicionované v prostředí haly po dobu minimálně 28 dní.

Úprava nárožních hran byla provedena úhlovou rozbrušovačkou. Po provedení úpravy byl povrch nároží zbroušen a vyčištěn tlakovým vzduchem. Jednotlivé pilíře byly následně ovinuty pomocí technologie EBR uhlíkovým kompozitem ve formě pásu šíře 150 mm nebo celoplošně ve formě pásů šíře cca 600 mm (šířka role). Po aplikaci kompozitního ovinutí byla zařazena technologická pauza nezbytná pro vyschnutí a vytvrzení epoxidové pryskyřice (min. 7 dní). Minimální délka přesahu lepeného spoje byla stanovena na 100 mm.



Obrázek 65: Experimentální sada pilířů se zaoblenými nárožními hranami P61 r20 – P 65 r85 (první etapa experimentu). Fotodokumentace pilířů připravených před zatěžováním.

Úpravou nárožní hrany bylo dosaženo redukce plochy pilíře v intervalu od 3,1 % – 10,1 % v porovnání s referenčním pilířem P57 NZ. Výsledné dosažené hodnoty mezního zatížení bylo pro porovnávání nezbytné normalizovat korelačním součinitelem. Korelační součinitele jsou stanoveny také s ohledem na rozdílnou pevnost zdiva v tlaku stanovenou dle EC6 na základě pevnosti dílčích složek. Výsledná pevnost v tlaku se pro experimentální sadu zaoblených pilířů pohybuje v intervalu 2,80 – 3,04 MPa. Pevnost zdiva u referenčního pilíře P57 NZ je v důsledku cihel z odlišné várky vyšší. Úpravou dosažených mezních zatížení korelačními součiniteli lze docílit lepšího srovnání jednotlivých měření (minimalizace vlivu počátečních parametrů).





Označení	Poloměr zaoblení	Průřezová plocha pilíře		Pevnost malty	Pevnost cihel	Pevnost zdiva dle ČSN EN 1996		Korelační součinitel
	(mm)	(m <sup>2</sup> )	(%)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(%)	
P57	-	0,084	100,0%	1,81	17,47	3,89	100,0%	1,000
P61	20	0,081	96,9%	1,88	11,55	2,95	75,7%	1,364
P62	35	0,081	96,0%	1,79	11,55	2,90	74,6%	1,396
P63	50	0,080	94,7%	1,84	11,55	2,93	75,2%	1,404
P64	50	0,080	94,7%	1,84	11,55	2,93	75,2%	1,404
P65	85	0,076	89,9%	1,59	11,55	2,80	72,0%	1,545
P_A 02	65	0,078	92,9%	2,09	11,55	3,04	78,2%	1,377
P_A 03	85	0,076	89,9%	2,09	11,55	3,04	78,2%	1,424

Tabulka 15: Stanovení korelačních součinitelů na základě rozdílné průřezové plochy a pevnosti zdiva v tlaku jednotlivých experimentálních těles.

### Dosažené výsledky

Dosažené mezní zatížení se pro experimentální sadu pohybovalo v rozmezí od 481 kN pro nezesílený pilíř P57 NZ do 1200 kN pro celoplošně ovinutý pilíř P64 r50. Experimentem bylo dosaženo navýšení mezního zatížení  $N_{u,m}$  o 2,49 x násobek (po korelaci 3,50 x násobek) celoplošně ovinutého pilíře P64 r50 v porovnání s nezesíleným pilířem P57 NZ. V případě diskretního zesílení pásy bylo dosaženo v závislosti na úpravě nárožních hran 1,50 - 2,21 x násobku (po korelaci 2,04 - 3,03 x násobku) mezního zatížení ovinutých pilířů ve srovnání s nezesíleným pilířem P57 NZ.

Označení	Poloměr zaoblení	Zesílení	Dosažené mezní zatížení		Dosažené mezní zatížení - korelace	
	(mm)		(kN)	(%)	(kN)	(%)
P57	-	Nezesílený	481	100,0%	481	100,0%
P61	20	CFRP pásy 150 mm	721	149,9%	983	204,4%
P62	35	CFRP pásy 150 mm	870	180,9%	1215	252,5%
P63	50	CFRP pásy 150 mm	950	197,5%	1333	277,2%
P64	50	CFRP celoplošně	1200	249,5%	1684	350,2%
P65	85	CFRP pásy 150 mm	820	170,5%	1267	263,4%
P_A 02	65	CFRP pásy 150 mm	1061	220,6%	1461	303,7%
P_A 03	85	CFRP pásy 150 mm	950	197,5%	1352	281,2%

Tabulka 16: Dosažené hodnoty mezního zatížení  $N_{u,m}$  experimentální sady se zaoblenými nárožními hranami v porovnání s nezesíleným referenčním pilířem P57 NZ před korelací a po korelaci.

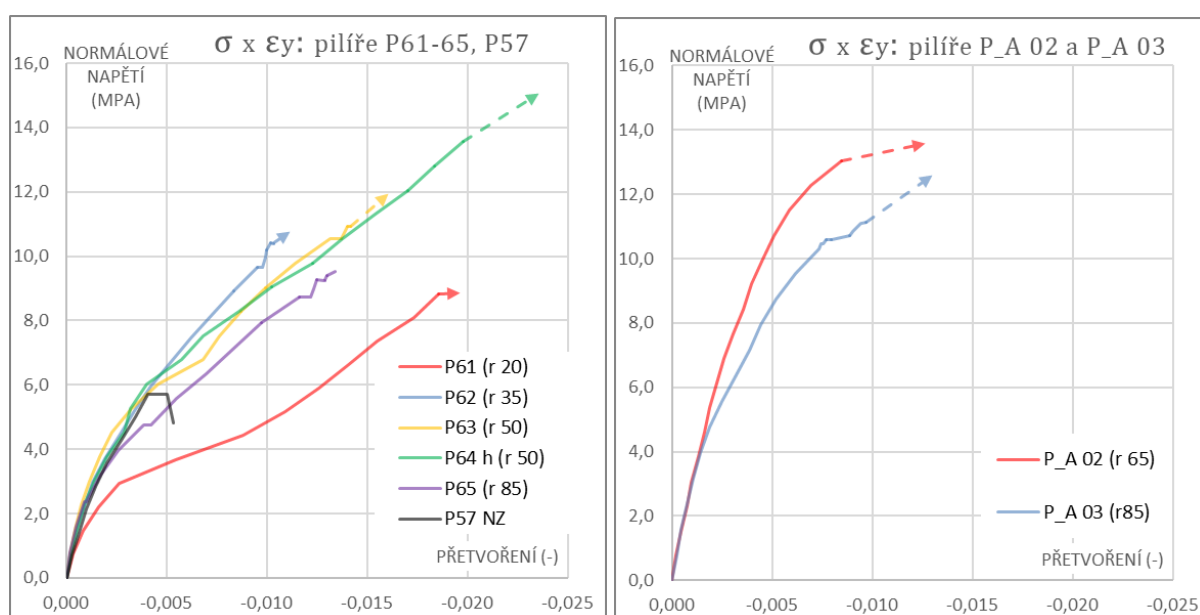
Deformační chování nezesíleného pilíře P 57 NZ a ovinutých pilířů P61-65 a P\_A 02 – 03 jsou charakteristické malými až nulovými plastickými svislými deformacemi po dosažení mezního zatížení. Tato charakteristika vyplývá z normového postupu zatěžování zdiva, kdy je zatěžování těles řízeno přírůstkem zatížení. Pracovní diagramy jsou pro eliminaci vstupních rozdílů při měření (odměrné délky



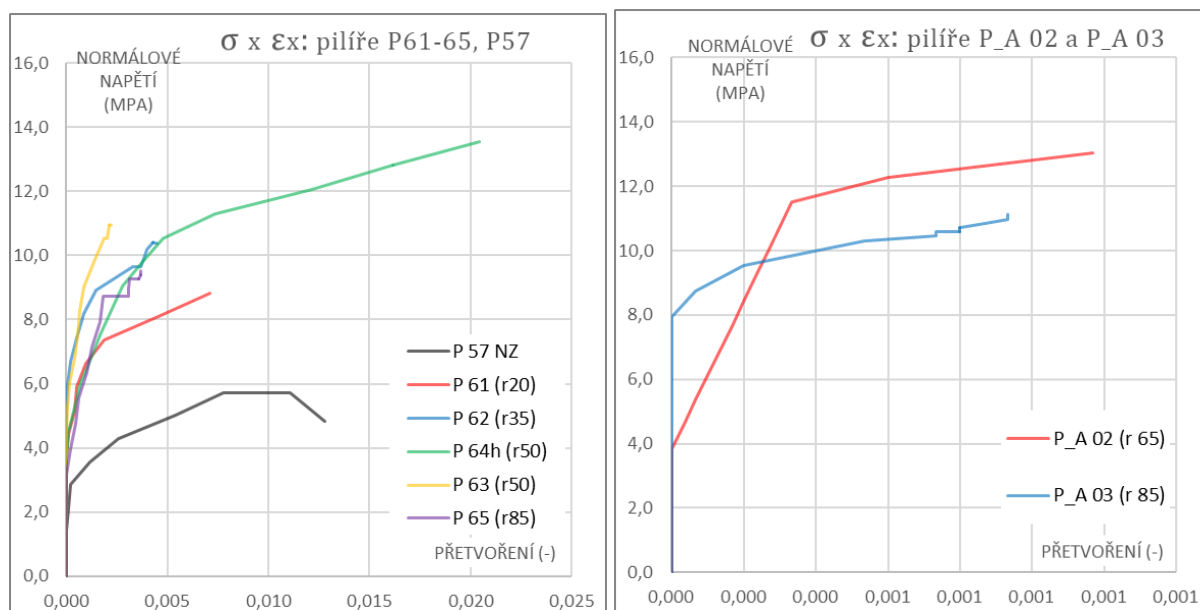
## 6. Experimentální výzkum

snímačů, rozdílná průřezová plocha pilířů) uvedeny v závislostech svislého normálového napětí  $\sigma_Y$  a svislého poměrného přetvoření  $\varepsilon_Y$ . Pracovní diagramy pilířů z druhé etapy zkoušení (P\_A 02, P\_A 03) jsou uvedeny zvlášť s ohledem na rozdílné mechanické vlastnosti zdiva.

Závislosti jednotlivých pilířů jsou doplněny o extrapolovanou hodnotu svislého přetvoření při působení mezního zatížení (pozn. indukční snímače byly po dosažení kritické hodnoty zatížení z bezpečnostních důvodů odmontovány). Tento krok je v pracovních diagramech  $\sigma_Y \times \varepsilon_Y$  vyneseno čárkovaně. Extrapolace byla provedena lineární úměrou pomocí svislých deformací naměřených poklesem hlavice zkušební lisu. Pracovní diagramy jsou pro větší přehlednost vyobrazeny pouze obalovou křivkou.



Obrázek 66: Závislost svislého přetvoření a intenzity působících normálových napětí. Svislá průměrná deformace  $\delta_Y$  naměřená indukčními snímači (S1, S2) byla přepočtena na svislé přetvoření  $\varepsilon_Y$  (odměrné vzdálenosti snímačů v délce 570 – 680 mm). Intenzita tlakových napětí byla stanovena podílem normálové síly a průřezové plochy pilíře. Vlevo pro pilíře P57, P61-65 a vpravo pro P\_A 02-03. Čárkované jsou uvedeny extrapolované hodnoty. (J. Witzany, T. Čejka, a další 2014)



Obrázek 67: Průměrné hodnoty naměřených vodorovných deformací podělené odměrnými vzdálenostmi snímačů (dl. 150 mm) ve střední výšce pilíře v závislosti na působícím napětí. Vlevo pro pilíře P57, P61-65 a vpravo pro P\_A 02-03. Pozn. Větve pracovních diagramů  $\sigma_y$  x  $\delta_x$  nejsou doplněny o poslední krok (indukční snímače byly při kritickém zatížení odstraněny). (J. Witzany, T. Čejka, a další 2014)

#### Deformace ve vybraných úrovních zatížení

V níže uvedené tabulce jsou zobrazeny hodnoty svislých a vodorovných deformací na pilířích experimentální sady se zaoblenými nárožními hranami ve vybraných zatěžovacích stupních.

Označení	Poloměr zaoblení (mm)	Svislá deformace $\delta_y$ v mm při působení vybraného zatížení:			Vodorovná deformace $\delta_x$ v mm při působení vybraného zatížení:		
		480 kN	660 kN	840 kN	480 kN	660 kN	840 kN
P57	-	-3,39	-	-	1,66	-	-
P61	20	-7,28	-10,04	-	0,08	0,68	-
P62	35	-2,42	-4,19	-5,97	0,01	0,13	0,68
P63	50	-2,65	-5,02	-7,95	0,03	0,10	0,29
P64	50	-2,32	-4,96	-7,95	0,11	0,34	0,72
P65	85	-4,04	-6,71	-	0,16	0,28	-
P_A 02	65	-1,26	-2,04	-2,89	0,04	0,09	0,30
P_A 03	85	-1,84	-3,02	-5,61	0,00	0,03	0,15

Tabulka 17: Vybrané hladiny zatížení a odpovídající svislé deformace  $\delta_y$  a vodorovné deformace  $\delta_x$  naměřené lineárními indukčními snímači LVDT v odměrných délkách cca 580 mm, resp. 150 mm.

Účinek jednotlivých variant úpravy nárožní hrany lze na svislých a vodorovných deformacích lépe posoudit v případě znázornění svislých a vodorovných deformací ve vybraných fázích zatížení (vztaženo procentuálně k  $N_{u,m}$ ).



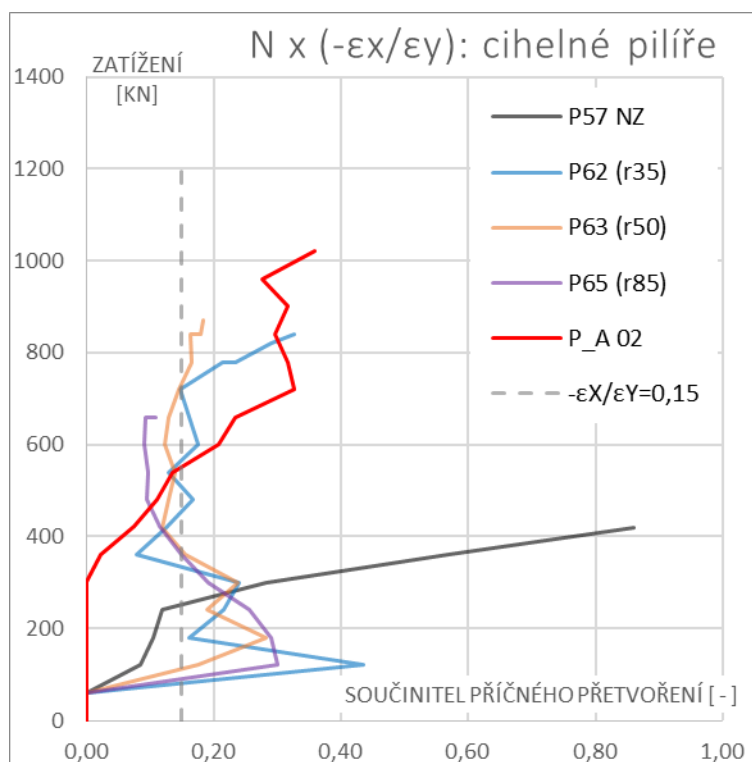
Označení	Poloměr zaoblení (mm)	Svislá deformace $\delta_y$ v mm při působení zatížení % $N_{u,m}$			Vodorovná deformace $\delta_x$ v mm při působení zatížení % $N_{u,m}$		
		5-10 %	30-40 %	60-70 %	5-10 %	30-40 %	60-70 %
P57	-	-0,19	-0,67	-1,37	0	0,02	0,18
P61	20	-0,20	-1,50	-7,28	0	0	0,08
P62	35	-0,11	-1,10	-3,58	0	0	0,08
P63	50	-0,08	-0,94	-5,02	0	0	0,10
P64	50	-0,13	-1,66	-7,11	0	0,02	0,56
P65	85	-0,09	-1,48	-4,83	0	0,03	0,19
P_A 02	65	-0,10	-0,76	-2,27	0	0,03	0,13
P_A 03	85	-0,15	-0,80	-3,02	0	0	0,03

Tabulka 18: Vybraná stádia zatížení a odpovídající hodnoty svislé deformace  $\delta_y$  a vodorovné deformace  $\delta_x$  naměřené lineárními indukčními snímači LVDT v odměrných délkách cca 580 mm, resp. 150 mm.

Následující kapitoly byly zpracovány v rámci disertační práce.

#### Poměr $(-\epsilon_x / \epsilon_y)$

Hodnota poměru vodorovných a svislých přetvoření pro zdivo neporušené trhlinami je běžně uvažována přibližně 0,15 – 0,20. Hodnoty poměru  $(-\epsilon_x / \epsilon_y)$  v lineární části pracovního diagramu mají mít přibližně konstantní průběh. Poměr  $\epsilon_x / \epsilon_y$  byl stanoven jako podíl součtu vodorovných přetvoření  $\epsilon_x$  měřených proti sobě číselníkovými úchylkoměry (kolmo na stěny) a svislého přetvoření  $\epsilon_y$  měřeného indukčními snímači s dlouhými odměrnými vzdálenostmi.



Obrázek 68: Závislost zatížení a poměru  $-\epsilon_x / \epsilon_y$  (součinitel příčného přetvoření).



### Modul přetvárnosti

Zdivo je materiál, který již při relativně nízkých hodnotách svislého zatížení vykazuje v pracovním diagramu  $N \times \delta_y$  zejména při odlehčování nedokonale pružné chování. V rámci experimentálního měření byly pilíře vystaveny hodnotám zatížení vyšším než zatížení při vzniku trhlin. U zdiva s trhlínami pak nelze hovořit o modulu pružnosti, který zmiňuje stávající norma. V disertační práci se bude užívat termínu: modul přetvárnosti.

Modul přetvárnosti cihelných pilířů byl stanoven s využitím směrnice CSA 1994 b jako sečnový v první třetině pracovního diagramu, tj. mezi 5 a 33 % mezního zatížení. Dále byl pro porovnání stanoven modul přetvárnosti pilířů ve vyšším stádiu namáhání (mezi 33 – 66 %  $N_{u,m}$ ). Potřebná přetvoření byla přepočtena z průměrných deformací, které byly naměřeny indukčními snímači S1,S2 s odměrnou délkou 570-680 mm ( tj. 7 – 9 maltových spár).

Označení	Poloměr zaoblení	Nomál. napětí	* maximální svislá deformace / přetvoření			a) Modul přetvár. dle CSA ** (5-33)		b) Sečnový modul přetvárnosti (33-67 %)		
	(mm)	$\sigma_y$ (MPa)	$\delta_y$ (mm)	$\epsilon_y$ (-)	(%)	E (GPa)	(%)	E (GPa)	(%)	b / a
P57	-	5,72	-5,09	-0,0088	100,0%	2,12	100%	1,20	100%	57%
P61	20	8,85	-10,76	-0,0185	211,3%	1,05	50%	0,29	24%	28%
P62	35	10,77	-5,97	-0,0103	117,3%	1,80	85%	0,91	75%	50%
P63	50	11,93	-8,21	-0,0141	161,2%	2,12	100%	0,64	54%	30%
P64	50	15,07	-11,46	-0,0198	225,0%	1,45	68%	0,49	41%	34%
P65	85	10,85	-7,77	-0,0134	152,6%	1,39	65%	0,57	47%	41%
P_A 02	65	13,57	-4,82	-0,0083	94,7%	2,71	128%	1,89	158%	70%
P_A 03	85	12,57	-5,61	-0,0097	110,1%	2,85	134%	1,22	102%	43%

\* při prvním dosažení mezního zatížení  $N_{u,m}$

\*\* CSA: Canadian Standards Association, 1994 b

Tabulka 19: Mezní napětí v tlaku, mezní svislé průměrované deformace, moduly přetvárnosti.

### Přetvoření zdiva a kompozitního ovinutí

Na pilířích byla během statického zatěžování tenzometricky snímána poměrná přetvoření. Lineární tenzometry byly umístěny nejčastěji vodorovně na povrch kompozitního ovinutí. Některé tenzometry byly umístěny rovněž na povrch zdiva (cihly). V průběhu experimentu se v hale neměnila teplota – naměřená přetvoření byla způsobena pouze vlivem vynucených deformací zděné konstrukce.

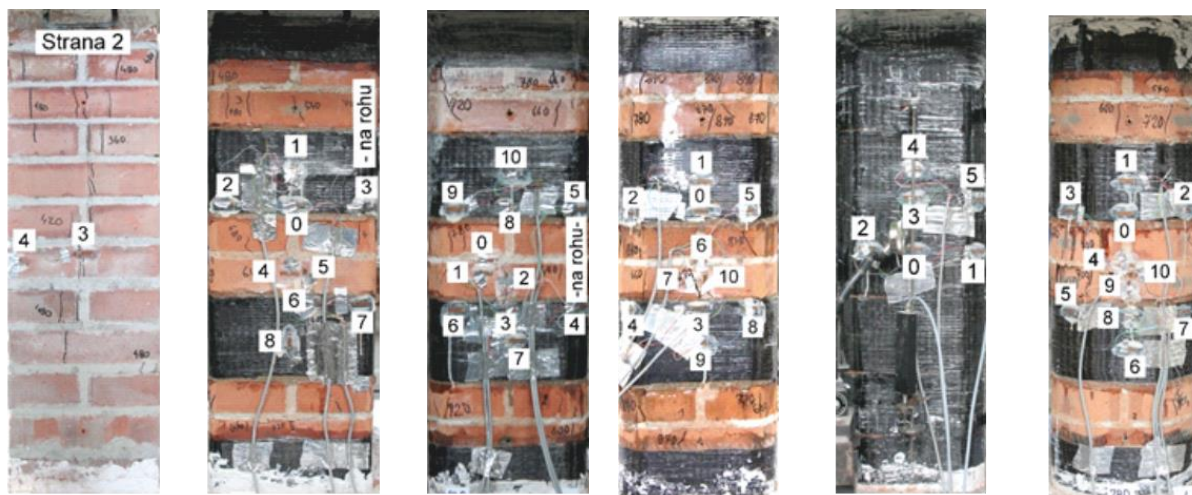
Označení	Poloměr zaoblení	Přetvoření v CFRP při 20-30 % $N_{um}$		Přetvoření v CFRP při 50-60 % $N_{um}$		Přetvoření v CFRP při 80-90 % $N_{um}$	
	(mm)	(-) x 1000		(-) x 1000		(-) x 1000	
		min	max	min	max	min	max
P61	20	0,02	0,20	0,15	0,35	0,39	1,37
P62	35	0,03	0,17	0,08	0,98	0,42	2,44
P63	50	0,05	0,18	0,53	1,72	1,03	2,78
P64	50	0,11	0,46	0,51	2,06	1,82	4,03
P65	85	0,12	0,91	0,35	1,05	0,89	4,56



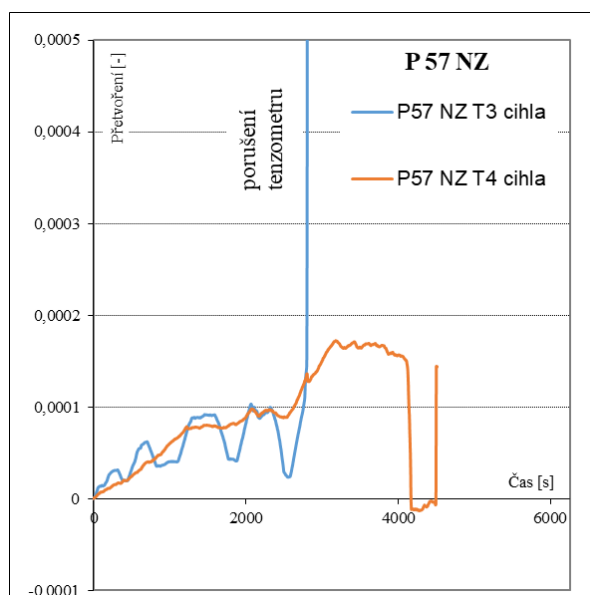
## 6. Experimentální výzkum

Tabulka 20: Minimální a maximální naměřená poměrná přetvoření  $\epsilon_{X,CFRP}$  při různých hladinách tlakového namáhání pilířů P61 – P65.

Tenzometry byly rozmístěny do různých oblastí středních kompozitních pásů (po délce a po výšce pásu). Dále byly umístěny ve střední části pilíře i na povrch cihel.



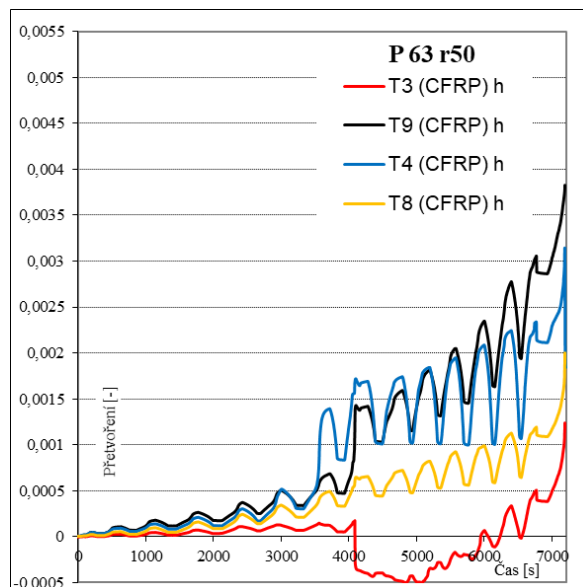
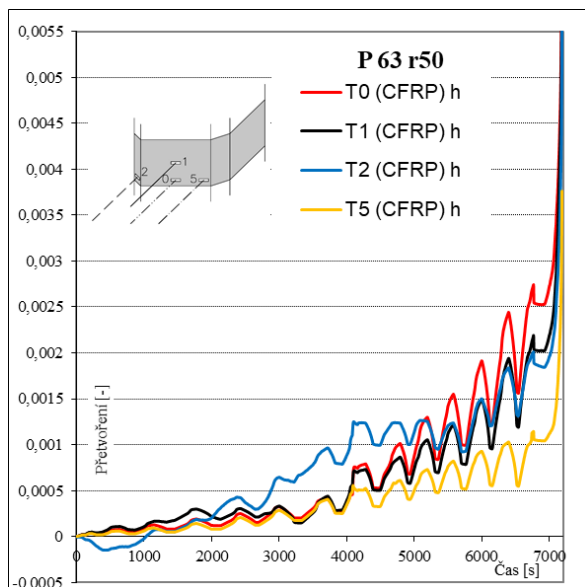
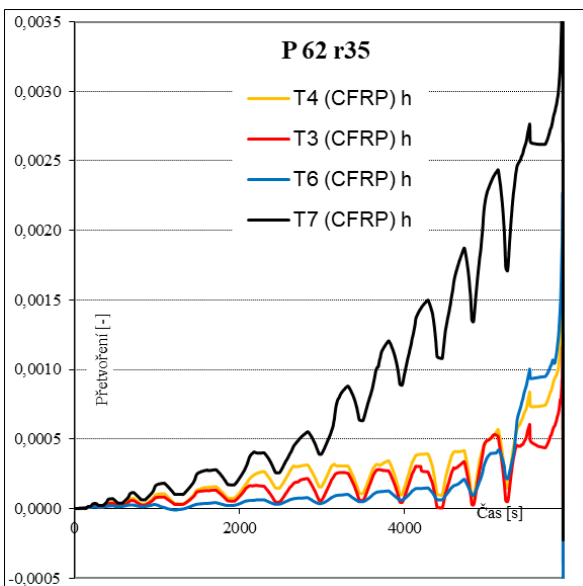
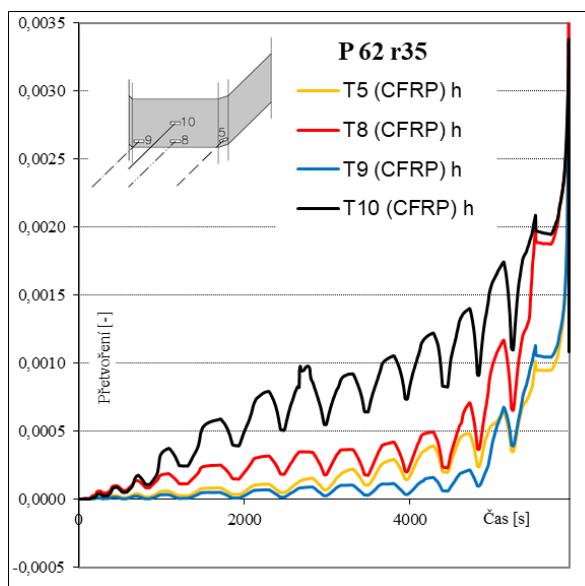
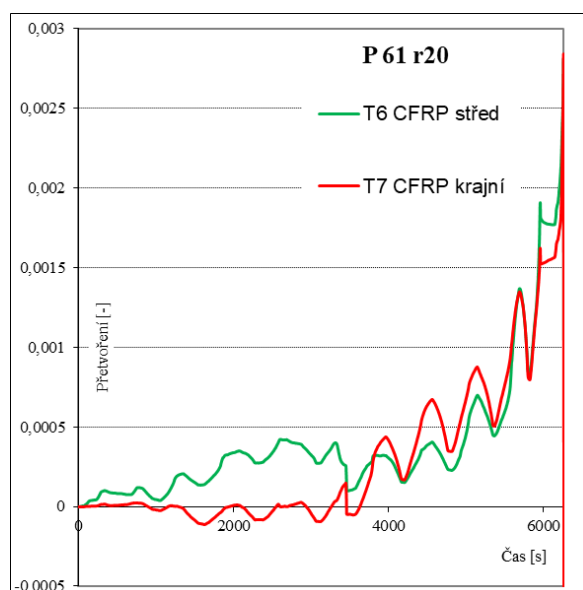
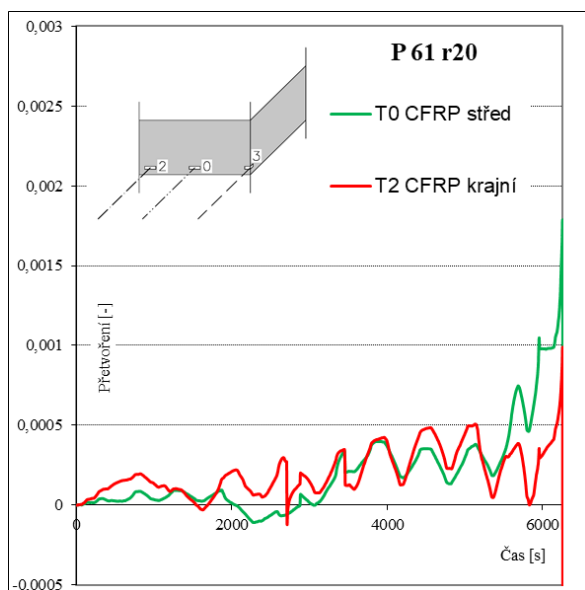
Obrázek 69: Přehled umístění tenzometrických snímačů na stranách a nárožích pilířů P57 a P61-P65.

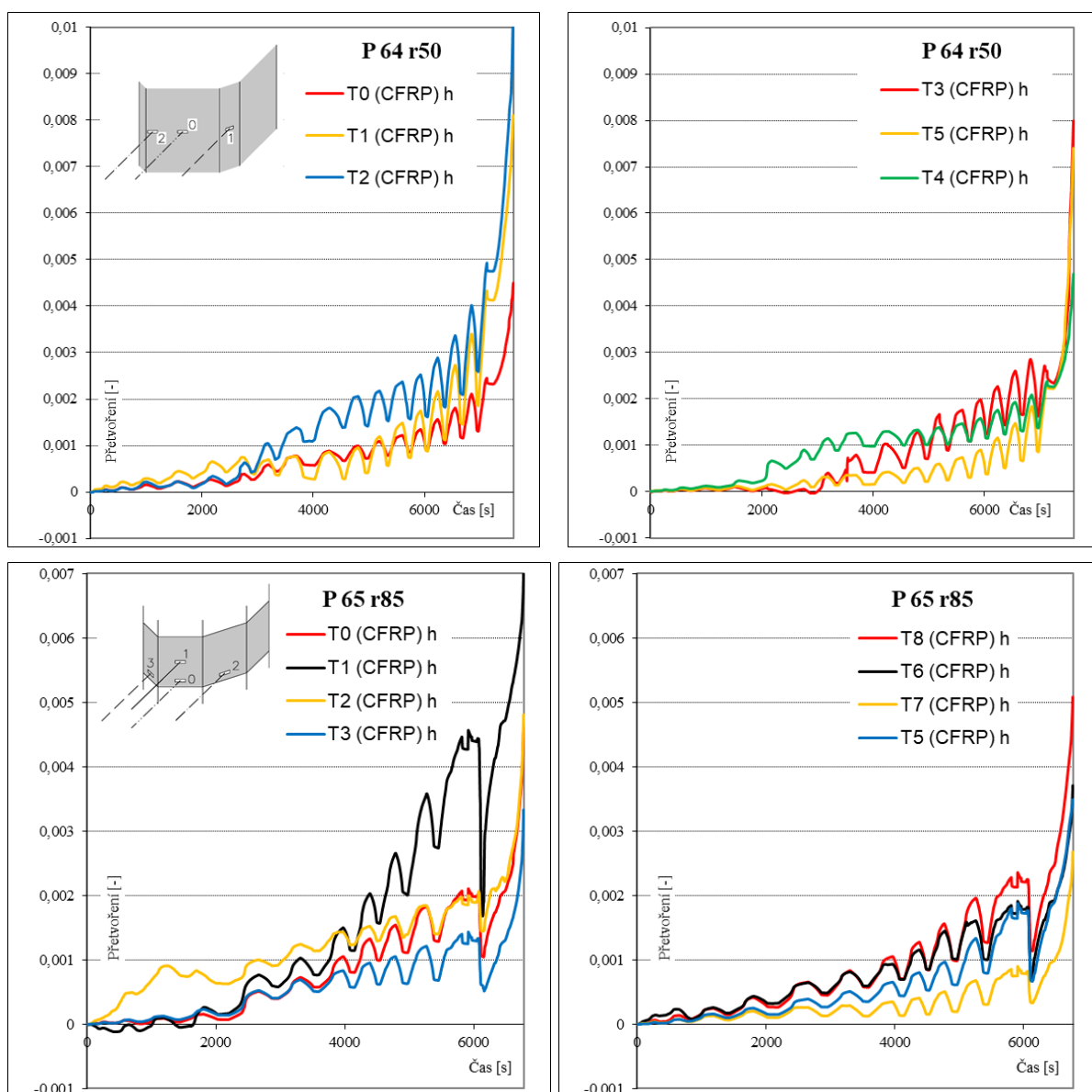


Obrázek 70: Vodorovná poměrná přetvoření  $\epsilon_{X,CIHLA}$  získaná tenzometrickým měřením na povrchu cihel pilíře P57 NZ. Snímač T3 umístěn ve střední části zdiva přibližně pod oblast styčné spáry cihel v další vrstvě, kde při zatížení  $N = 360$  kN vznikla trhлина.



## 6. Experimentální výzkum





Obrázek 71: Vodorovná poměrná přetvoření  $\varepsilon_{X,CFRP}$  získaná tenzometrickým měřením na povrchu kompozitního ovinutí pilířů P61 - P65.

### Mechanismus porušení

Proces porušování ovinutých cihelných pilířů byl charakteristický primárním porušením kompozitního ovinutí ve střední části pilíře. Bezprostředně po porušení ovinutí došlo k sekundárnímu porušení zdiva a ke kolapsu pilíře jako celku.





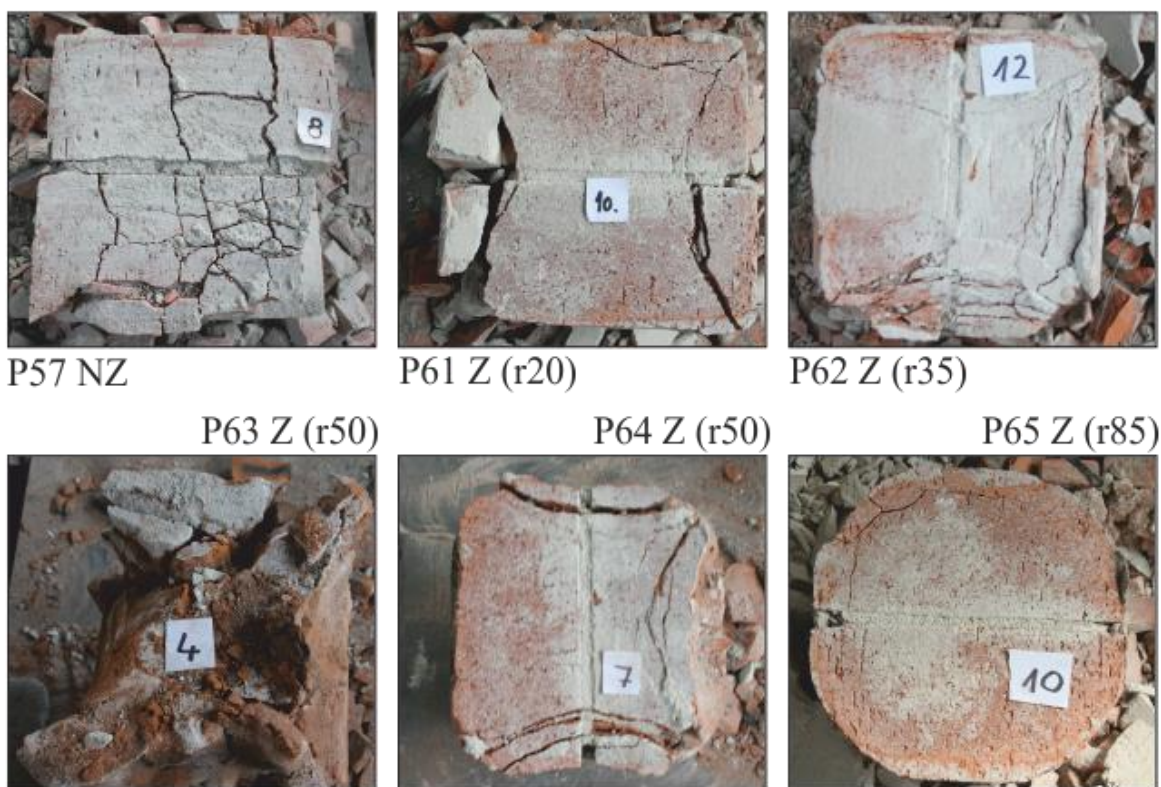
Označení	Poloměr zaoblení	Mezní zatížení (kN)	Vznik 1. vizuálně pozorovatelné trhliny	
	(mm)		(kN)	(%)
P57	-	481	240	49,9%
P61	20	721	300	41,6%
P62	35	870	360	41,4%
P63	50	950	540	56,8%
P64	50	1200	-	-
P65	85	820	540	65,9%
P_A 02	65	1061	840	79,2%
P_A 03	85	950	480	50,5%

Tabulka 21: Tabulka mezních zatížení a zatíženích na mezi trhlin. Procentuální podíl  $N_{TRH}/N_{u,m}$  značí v jaké fázi zatížení vznikly vizuálně pozorovatelné trhliny.

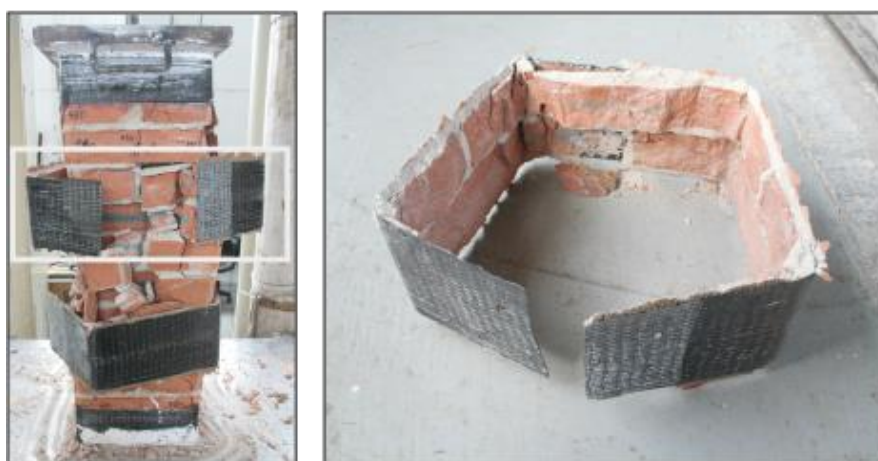
Proces odtrhávání kompozitu od podkladu, tzv. debonding byl u skupiny pílířů s úpravou nárožních hran patrný od cca 50 % mezního zatížení  $N_{u,m}$ . Proces doprovázejí výrazné zvukové efekty a porušování tenké vrstvy cihel v blízkosti kompozitního pásu. Tento jev je patrný i na nárůstu tahového napětí v kompozitu v blízkosti nárožních hran.



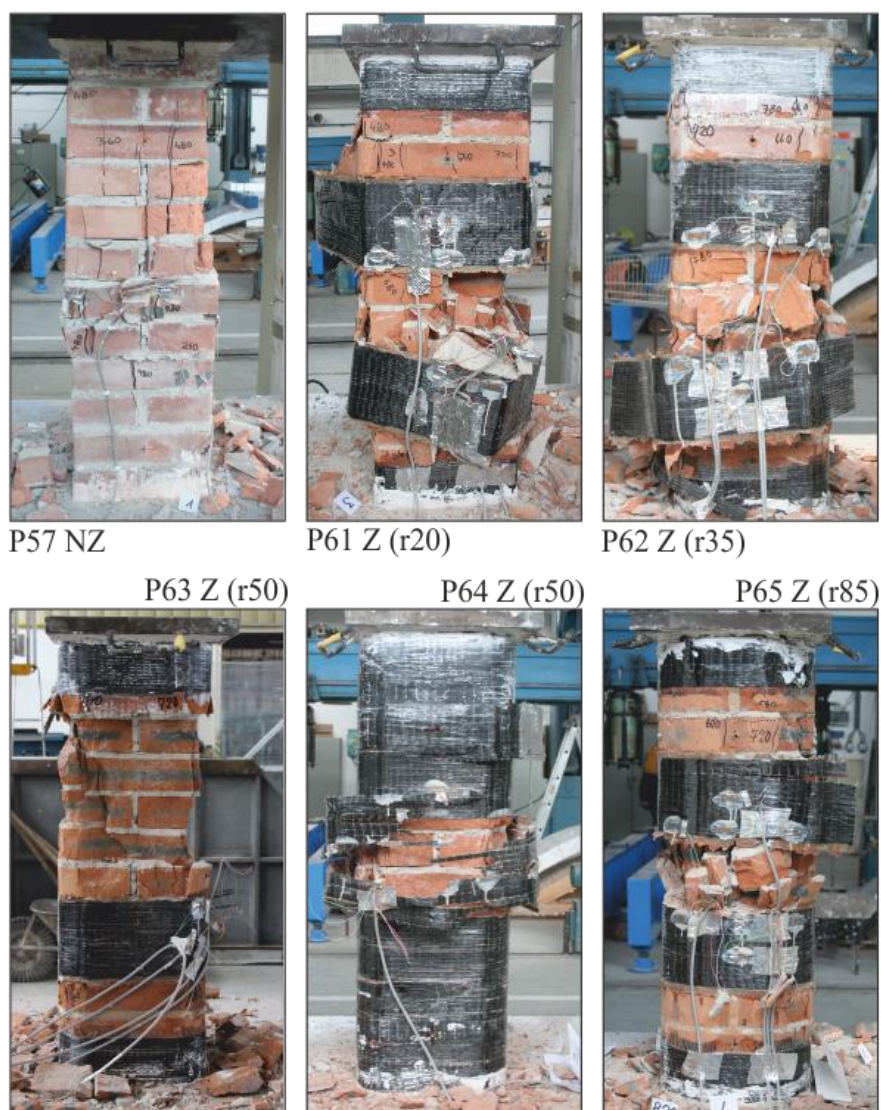
Obrázek 72: Porušování kontaktní spáry na rozhraní "kompozit - zdivo" v blízkosti CFRP pásu.



Obrázek 73: Průřezy jednotlivých cihelných pilířů po porušení. Markantní rozdíl v charakteru (směru, četnosti) mezi nezesíleným pilířem P57 NZ, pilířem P61 r20 a P65 r85.



Obrázek 74: Porušení spoje jednotlivých konců kompozitního ovinutí u pilíře P61 r20.



Obrázek 75: Experimentální sada pilířů P57NZ + P61 - P65 se zaoblenými nárožními hranami: fotodokumentace porušení po dosažení  $N_{u,m}$ .

### ***Diskuze výsledků***

#### *Dosažené mezní zatížení $N_{u,m}$*

- Experimentální výzkum uskutečněný na sadě ovinutých pilířů s různou úpravou nárožních hran poukázal na skutečnost, že poloměr zaoblení nárožní hrany má významný vliv na celkovou únosnost pilířů.
- Experimentálně dosažené mezní zatížení  $N_{u,m}$  se pro sadu diskrétně ovinutých pilířů pohybovalo v závislosti na velikosti poloměru zaoblení v rozmezí 721 – 1061 kN, tj. vzájemný rozdíl 47,2 %. Vzhledem ke skutečnosti, že zaoblením nároží došlo ke změně průřezové plochy a že pilíře měly mírně odlišnou pevnost malty, dosažené mezní zatížení bylo pro porovnání nutné normalizovat rozdílnou plochou a pevností zdiva v tlaku. Po úpravě experimentálně dosažených



mezních únosností dosahovaly pilíře s rozdílným poloměrem zaoblení nárožních hran P61 – P65 a P\_A 02 – P\_A 03 až o 53,3 % vyšší  $N_{u,m}$  (v intervalu 721 – 1106 kN).

### *Deformace ve vybraných úrovních zatíženích*

- Pro provedení komparace jednotlivých pilířů je nezbytné posuzovat svislé a vodorovné deformace při srovnatelných stádiích (vztaženo percentilem k  $N_{u,m}$ ). V případě porovnávání deformací ve vybraných zatěžovacích krocích může docházet ke zkreslení výsledků, ze kterých nelze jednoznačně vyvodit žádné závěry pro určení vlivu rozdílného zaoblení nárožních hran pilířů s kompozitním ovinutím.
- Svislé deformace experimentální sady pilířů se zaoblenými rohy dosahovaly v počátečních stádiích zatížení, tj. 5 – 10 %  $N_{u,m}$ , relativně malých deformací (průměrně 0,13 mm, směr. odchylka 0,04 mm). V dalším stádiu zatěžování (30 – 40 %  $N_{u,m}$ ) dosahovaly svislé deformace diskrétně ovinutých zaoblených pilířů 1,13 - 2,24 x násobek vzhledem k nezesílenému pilíři P57 NZ. Celoplošně ovinutý pilíř P64 r50 dosáhl největší svislé deformace (tj. 2,47 x násobek v porovnání P57 NZ). Při zatížení 60 – 70 %  $N_{u,m}$  dosahovaly svislé deformace všech diskrétně ovinutých pilířů 1,65 – 5,31 x násobek svislé deformace nezesíleného pilíře P57 NZ. Celoplošně ovinutý pilíř P64 r50 dosáhl druhé největší svislé deformace (tj. 5,19 x násobek v porovnání P57 NZ).
- Vliv poloměru zaoblení roků na svislé deformace: zaoblením ve větším poloměru (tj. r35 - r85) bylo ve všech případech dosaženo menší svislé deformace  $\delta_Y$  než v případě pilíře P61 r20 ve všech stádiích zatížení. Jasně patrné závislosti vlivu poloměru zaoblení na svislé deformace nebylo možné z experimentu jednoznačně vyvodit.
- Celoplošně ovinutý pilíř P64 r50 dosáhl ve všech stádiích zatěžování vyšší svislé deformace (tj. 1,42 – 1,77 x násobek) v porovnání s diskrétně ovinutým pilířem P63 r50. Při porovnání deformací k jednotlivým zatížením (660 kN, 840 kN) jsou svislé deformace pilířů P63 r50 a P64 r50 shodné.
- Vodorovné deformace byly u všech pilířů zkušební sady v počátečních stádiích zatěžování nulové až neměřitelně malé. Při zatížení 30 – 40 %  $N_{u,m}$  vykazovaly pilíře experimentální sady vodorovné deformace nulové nebo velmi malé – na hranici měřicího rozsahu indukčních snímačů (průměrně 0,01 mm, směr. odchylka 0,01 mm).
- V další fázi zatěžování (60 – 70 %  $N_{u,m}$ ) dosahovaly vodorovné deformace pilířů zkušební sady diskrétně ovinutých pilířů průměrné hodnoty 0,10 mm se směrodatnou odchylkou 0,05 mm, tj. méně než referenční pilíř P57 NZ ( $\delta_{X,P57} = 0,18$  mm).
- V případě porovnání celoplošně a diskrétně ovinutých pilířů P64 r50 a P63 r50 dosahovaly vodorovné deformace při srovnatelných zatíženích (660 kN a 840 kN) 2,5 – 3,4 x násobku.



- Maximální svislá přetvoření ovinutých pilířů byla téměř ve všech případech vyšší než maximální svislá přetvoření nezesíleného pilíře P57 NZ.

*Pracovní diagramy  $\sigma_Y \times \varepsilon_Y$  a  $\sigma_Y \times \varepsilon_X$*

Pozn.  $\varepsilon_Y$  získáno jako  $\delta_Y / 570\text{-}680$  mm ( $l_{LVDT}$ );  $\varepsilon_X$  získáno jako  $\delta_X / 150$  mm ( $l_{LVDT}$ )

- Experimentálním výzkumem bylo potvrzeno, že kompozitní výztuž ve formě ovinutí dostředně tlačných zděných pilířů nemá zásadní vliv na normálovou tuhost pilíře. Obalová křivka pracovního diagramu  $\sigma_Y \times \varepsilon_Y$  pro P57 NZ odpovídá křivkám ostatních zesílených pilířů první etapy P61 r20 - P65 r85.
- Celoplošně ovinutý pilíř P64 r50 dosáhl nejvyšší únosnosti z celé sady pilířů. V porovnání s diskrétně vyztuženým pilířem P63 r50 se stejnou nárožní úpravou dosáhl o 26,3 % vyššího mezního zatížení  $N_{u,m}$ . Pevnost cihel i malty a průřezová plocha byla v případě porovnání pilířů P63 r50 a P64 r50 shodná.
- Ovinutí pilíře nepředepnutou FRP výztuží ve formě pásů nebo celoplošně má výrazný vliv na rozvoj příčných deformací. Bezprostředně po dosažení mezního zatížení u pilíře P 57 NZ (480 kN  $\approx$  5,70 MPa) byla jeho příčná přetvoření  $\varepsilon_X = 0,0111$ . Při obdobné hladině intenzity tlakového napětí dosahovala příčná přetvoření skupiny pilířů P61 r20 - P65 r85 hodnot o jeden až dva řády nižší (v intervalu  $\varepsilon_X = 0,0001 - 0,0007$ ).
- Vliv velikosti poloměru zaoblení nárožní hrany na  $\varepsilon_X$  se projeví až ve vyšších hodnotách svislého zatížení. V počátečních fázích zatěžování dochází k postupné aktivaci kompozitních pásů a transformaci napjatosti uvnitř pilíře. Příčná přetvoření jsou nulová až velmi malá ( $\varepsilon_X \leq 0,0001$ ). Po dosažení vyšších hodnot tlakového namáhání měly pilíře s větším poloměrem zaoblených nárožních hran až na výjimky nižší příčná přetvoření. Při zatížení odpovídající tlakovému napětí od 8,0 do 8,3 MPa bylo  $\varepsilon_X$  pilíře P61 r20 = 0,0045;  $\varepsilon_X$  pilíře P65 r85 = 0,0017;  $\varepsilon_X$  pilíře P62 r35 = 0,0009 a  $\varepsilon_X$  pilíře P63 r50 = 0,0007.
- Zaoblení rohů v poloměru 85 mm nepřineslo v případě pilíře P65 r85 předpokládané navýšení únosnosti. V případě druhé etapy pilířů dosáhl pilíř P\_A 03 r85 i po úpravě korelačním součinitelem rovněž menšího nárůstu únosnosti než P\_A 02 r65. U experimentální sady P61 – P65 byla očekávána postupně vzrůstající únosnost vlivem ovinutí. U pilíře P65 r85 byl zaznamenán pokles únosnosti o 5 % v porovnání s P63 r50.
- Zaoblení rohů by mělo co nejvíce přibližovat průřez k ideálně kruhovému průřezu. Pokud by zaoblení bylo zjednodušeno na prosté zkosení hrany, bylo by neúčinnější, pokud by délka (tj. přepona) zkosené hrany a délka mezilehlé části pilíře byly shodné (osmiúhelník opsaný kružnicí o poloměru  $b/2$ ). Což lze jednoduše dopočítat:



$$\sqrt{2} \cdot r = b - 2 \cdot r \rightarrow r = \frac{286}{3,414} = 83,8 \text{ mm}$$

Po dosazení lze získat, že maximální zkosení může být pro pilíře o straně 286 mm 83,8 mm, a nemá smysl usilovat o větší zkosení. Trochu jiné je to v případě, že úprava nárožní hrany je provedena formou zaoblení. Délka zaoblení je shodná s délkou mezilehlé strany v případě, že:

$$\frac{\pi r}{2} = b - 2 \cdot r \rightarrow r = \frac{286}{3,571} = 80,1 \text{ mm}$$

Další možností je samozřejmě zaoblit nárožní hrany pilíře v poloměru 1/2 šířky pilíře. Tím by bylo dosaženo kruhového průřezu, a tedy maximálního možného účinku příčného sevření. Nevýhodou bude velký zásah do konstrukce nevylučující nezanedbatelné porušení zdiva a rovněž nezanedbatelný úbytek průřezové plochy o 22 %.

Označení	Poloměr zaoblení	dl. "zkosené"	dl. "zaobl."	dl. rovné strany	Poměr "zaobl."
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	( - )
P61	20	28,3	31,4	250	7,96
P62	35	49,5	55,0	220	4,00
P63	50	70,7	78,5	190	2,42
P64	50	70,7	78,5	190	2,42
P65	85	120,2	133,5	120	0,90
P_A 02	65	91,9	102,1	160	1,57
P_A 03	85	120,2	133,5	120	0,90

Tabulka 22: Analýza tvaru průřezu: délky seříznutých a zaoblených částí průřezu po úpravě nárožní hrany v porovnání s mezilehlou částí strany pilíře. Teoreticky je optimální poměr zaoblené / mezilehlé délky roven 1,0 (pravidelný osmiúhelník). Pilíře P65 r85 a P\_A 03 r85 mají poměr menší než 1,0 a ačkoli jsou optimálnímu poměru nejbližší, experiment prokázal nižší účinnost než v případě poloměru r50, resp. r65.

#### Modul přetvárnosti

- Modul přetvárnosti v počáteční, přibližně „lineární“ fázi zatěžování (5 – 33 %) dosahoval hodnot 1,05 – 2,85 GPa, přičemž průměrná hodnota modulu přetvárnosti pro skupinu pilířů P57 NZ a P61 - P65 byla stanovena na 1,66 GPa (směr. odchylka 0,40 GPa) a pro pilíře z druhé etapy P\_A 02 a 03 byla stanovena na 2,78 GPa (směr. odchylka 0,07 GPa). Pilíře druhé etapy byly vyzděny ze stejné várky cihel, měly však o 11-31 % vyšší pevnost malty. Tuhost pilíře ovlivňují zejména maltové ložné spáry (kvalita použité malty, popř. tloušťka spár), kde probíhají největší stlačení. V případě modulu přetvárnosti ovinutých pilířů v počáteční fázi zatížení nemělo zaoblení nárožních hran prokazatelný vliv.



- Modul přetvárnosti v pružno-plastické části pracovního diagramu stanovený jako sečnový (mezi 33 – 67 % mezního zatížení) dosahoval hodnot 0,29 – 1,89 GPa, tj. 28 – 70 % v porovnání s modulem v počáteční fázi zatěžování. Poloměr zaoblení nárožních hran v případě poklesu modulu přetvárnosti neměl prokazatelný vliv.

#### *Mezní přetvoření LVDT*

- Mezní svislé přetvoření  $\varepsilon_{Y,max}$  diskrétně ovinutých pilířů P61 – P65 dosahovalo o 17 – 111 % vyšších hodnot než mezní svislé přetvoření nezesíleného pilíře P57 NZ. V případě celoplošně ovinutého pilíře P64 bylo mezní svislé přetvoření  $\varepsilon_{Y,max}$  vyšší o 125 % v porovnání s P57 NZ.
- Vliv velikosti poloměru zaoblení nárožních hran na mezní svislé přetvoření cihelných pilířů nebyl experimentem prokazatelně zjištěn.

#### *Poměr vodorovných a svislých přetvoření $\varepsilon_X / \varepsilon_Y$*

- Z uvedené závislosti zatížení a poměru vodorovného a svislého poměrného přetvoření je patrný velký nárůst vodorovné deformace nezesíleného pilíře P57 NZ po dosažení přibližně 50 % mezního zatížení. Nárůst vodorovných deformací souvisí se vznikem a rozvojem svislých tahových trhlin (u pilíře P57 NZ vznikaly trhliny od  $N = 240$  kN, tj. 50%  $N_{u,m}$ ).
- Ovinutí pilířů účinně zamezuje progresivnímu nárůstu příčných deformací, a tak vhodně brání předčasnému kolapsu pilíře. Vliv zaoblení nárožní hrany pilíře na poměr  $\varepsilon_X / \varepsilon_Y$  nebyl experimentem prokazatelně zjištěn.

#### *Přetvoření zdiva a kompozitního ovinutí*

- Vodorovná přetvoření cihly se do dosažení přibližně 50 %  $N_{u,m}$  pohybují v intervalu nulových až velmi malých hodnot (0 – 0,0005). Následně jsou vyšší intenzitou tlakového zatížení hodnoty zvýšeny do cca 0,0015 vyjma případu, kdy v místě nalepeného tenzometru vznikne trhlinka (např. P57 NZ). Pokud nedojde k trhlince je celkové prodloužení cihly na její délce menší nebo rovno 0,5 mm.
- Hodnoty poměrných přetvoření v kompozitu nejsou ve všech místech rovnoměrné, liší se po délce i šířce pásku. Rozdíly jsou v některých případech řádové.
- Velikost přetvoření závisí také na poloze styčných spár pod kompozitem. Přetvoření měřené na kompozitu nad styčnou spárou dosahovalo zpravidla nejvyšších hodnot tahového přetvoření  $\varepsilon_{X,CFRP}$  v porovnání s ostatními částmi kompozitu po celou dobu trvání experimentu. Například u pilíře P62 r35 byly snímače T10 a T7 osazeny nad styčnou spárou. Poměrná prodloužení pásu CFRP při 50%  $N_{u,m}$  dosahovala 2,4 - 2,5 x násobku v porovnání s tenzometry umístěnými v obdobné poloze pásu mimo styčnou spáru.



- Velikost tahového napětí v pásku není vždy úměrná postupně narůstajícímu tlakovému zatížení. Velkou roli hraje lokální porušení soudržnosti mezi kompozitem a zdivem, které se projevuje razantními nárůsty (jako například P63 r50, snímač T4).
- Vlivem rostoucího zaoblení nárožních hran dochází v kompozitním ovinutí k výskytu vyšších hodnot tahového přetvoření a tím k vyššímu svěrnému tlaku. Maximální přetvoření  $\epsilon_{X,CFRP}$  u pilíře P65 r85 bylo při 80 – 90 %  $N_{u,m}$  dosaženo  $4,56 \cdot 10^{-3}$ , tj. 5,0 x násobek max. přetvoření  $\epsilon_{X,CFRP}$  pilíře P61 r20.
- Rozdílný poloměr zaoblení nárožních hran má prokazatelný vliv na velikost přetvoření  $\epsilon_{X,CFRP}$  v různých fázích zatížení. V počáteční fázi zatěžování (tj. 20 – 30 %  $N_{u,m}$ ) bylo dosaženo 4,6 – 5,0 x násobně vyššího přetvoření  $\epsilon_{X,CFRP}$  u pilíře s nejvíce zaoblenými rohy P65 r85 v porovnání s P61 r20. Při vyšší úrovni zatížení bylo dosaženo pouze 2,3 – 3,3 x násobku téhož poměru.
- S rostoucím poloměrem zaoblení nárožních hran pilířů je kompozitní ovinutí více využité.
- Při ustálení svislého zatížení pilíře probíhají spolu s dotvarováním zdiva také změny v napjatosti pásků. U pilíře P61 r20 vykazoval při ustálení zatížení uprostřed umístěný snímač T6 pokles o 2 % poměrného přetvoření  $\epsilon_{X,CFRP}$  a snímač T7 umístěný nedaleko nárožní oblasti nárůst o 2,6 % poměrného přetvoření  $\epsilon_{X,CFRP}$ .

#### *Mechanismus porušení pilířů se zaoblenými rohy*

- Pro ovinuté zděné pilíře experimentální sady P61 – P\_A03 bylo při mezním zatížení nejčastější porušení celkovým rozpadem zdiva bezprostředně po porušení kompozitního ovinutí. K porušení ovinutí docházelo ve střední třetině výšky, tj. u druhého nebo třetího pásu kompozitní výztuže, případně došlo k porušení obou pásků. Kompozitní ovinutí hlavy a paty pilíře nebylo ve všech případech porušeno.
- K porušení kompozitního ovinutí došlo u experimentální sady P61-65 a P\_A 02, 03 nejčastěji roztržením v oblasti nároží pilířů. Pouze v jednom případě (P61 r20) došlo k porušení spoje jednotlivých konců kompozitního ovinutí. Důvodem porušení lepeného spoje byla pravděpodobně nedostatečná saturace rovingové tkaniny epoxidem.
- Porušení kompozitního ovinutí předcházelo rozvoj příčných deformací, který je ve spojení se vznikem svislých tahových trhlin. Narůstající poloměr zaoblení nárožních hran pilíře má v případě poměru zatížení na mezi trhlin a mezního zatížení  $N_{TRH} / N_{u,m}$  u ovinutých pilířů příznivý vliv. Zatížení na mezi vizuálně pozorovatelných trhlin  $N_{TRH}$  u pilíře P65 r85 dosahovalo 65,9 % v porovnání s mezním zatížením. U pilíře P61 r20 dosahoval stejný poměr pouze 41,6 %.
- Jednotlivé vodorovné průřezy jsou porušeny tahovými trhlinami, které kopírují směr tlakových trajektorií. Nejvíce poškozené průřezy byly ve střední polovině výšky pilíře, zatímco průřezy blízké patě a hlavě pilíře trhliny ve většině případů neobsahovaly.





## 6. Experimentální výzkum

- Trhliny vymezují ve středu pilíře plochu, kde se nejvíce uplatní příznivé trojosé tlakové namáhání zdiva.
- Pilíř P65 r85 se porušil rozdrčením neovinuté části zdiva mezi kompozitními pásy. K porušení kompozitního pásu (na fotografii) došlo až v průběhu kolapsu.



### 6.4.3. Vliv geometrie

V případě diskrétního řešení kompozitního ovinutí je třeba rozhodnout v jakých vzdálenostech od sebe a v jakých šířkách se budou jednotlivé kompozitní pásy provádět. Na základě teoretického výpočtového modelu uvedeného v italské směrnici CNR-DT se svěrný tlak s rostoucí vzdáleností od okraje kompozitního pásu snižuje a v polovině vzdálenosti dosahuje nejnižších hodnot.

Úkolem experimentálního výzkumu NAKI a disertační práce je:

- ❖ ověřit vliv množství výztuže a variantního vertikálního rozmístění kompozitní výztuže na únosnost a deformační chování zděných pilířů
- ❖ ověřit vliv množství výztuže a variantního vertikálního rozmístění kompozitní výztuže na mechanismus porušení zděných pilířů

#### Experiment

K ověření vlivu těchto faktorů posloužily experimentální zkoušky provedené v rámci výzkumného projektu NAKI u třech cihelných pilířů P70 – P72 ovinuté různě širokými uhlíkovými kompozitními pásy v hlavě a v patě pilíře a ve třetinách, resp. v polovině výšky. Výška neovinuté části zdiva se pak pohybovala od 148 mm pro pilíř P70 po 298 mm pro pilíř P72. Pilíře měly rozměr 286 x 286 x 890 mm a byly vyzděné z plných cihel klasického formátu (pevnostní značka P10) a jemné vápenocementové malty s pevností v tlaku 1,5 – 2 MPa.

Označení	Speciální poznámky	Rozměry [mm]			Zesílení
		strany		výška	
		a	b	h	
P70	zesílení v 1/3	286	286	890	CFRP pásek 75mm
P71	zesílení v 1/2	286	286	890	CFRP pásek 150mm
P72	zesílení v 1/2	286	286	890	CFRP pásek 75mm

Tabulka 23: přehled experimentální sady s rozdílnou geometrií vyztužení.

Označení	Výška neovinuté oblasti		osová vzdálenost pásků		stupeň vyztužení (bez pásů ve zhlaví)	
	mm	%	mm	%	μ	%
P70	148	100%	223	100%	0,309	100%
P71	260	176%	385	173%	0,309	100%
P72	298	201%	385	173%	0,154	50%

Tabulka 24: porovnání výšky neovinuté oblasti, osové vzdálenosti kompozitního ovinutí a stupně vyztužení u experimentální sady pilířů s různou geometrií vyztužení



Po aplikaci kompozitních pásů a době nezbytné k vytvrzení epoxidových adhesiv byly pilíře zatěžovány dostředným stupňovitě narůstajícím zatížením s odlehčováním po každém, případně každém druhém kroku až do celkového porušení.



Obrázek 76: Pilíře P70 – P72 experimentální sady s rozdílnou geometrií a stupněm vyztužení. Fotodokumentace pilířů připravených před zatěžováním.

Pro stanovení mechanických vlastností cihel a malty byly obdobně jako u předchozích experimentálních sad provedeny doprovodné zkoušky. Rozdíly v pevnosti malty, resp. v charakteristické pevnosti zdiva stanovené dle ČSN byly relativně malé (nejvýše 4,1 %). I přes to byly dosažené mezní hodnoty zatížení upraveny korelačním součinitelem.

Označení	Pevnost malty	Pevnost cihel	Pevnost zdiva dle ČSN EN 1996		Korelační součinitel
	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(%)	
P70	1,75	11,60	2,89	100%	1,000
P71	1,68	11,60	2,86	99%	1,012
P72	1,53	11,60	2,78	96%	1,041

Tabulka 25: Pevnosti cihel, malty a zdiva pro sadu pilířů s rozdílnou geometrií vyztužení. Stanovení korelačního součinitele.

### **Dosažené výsledky**

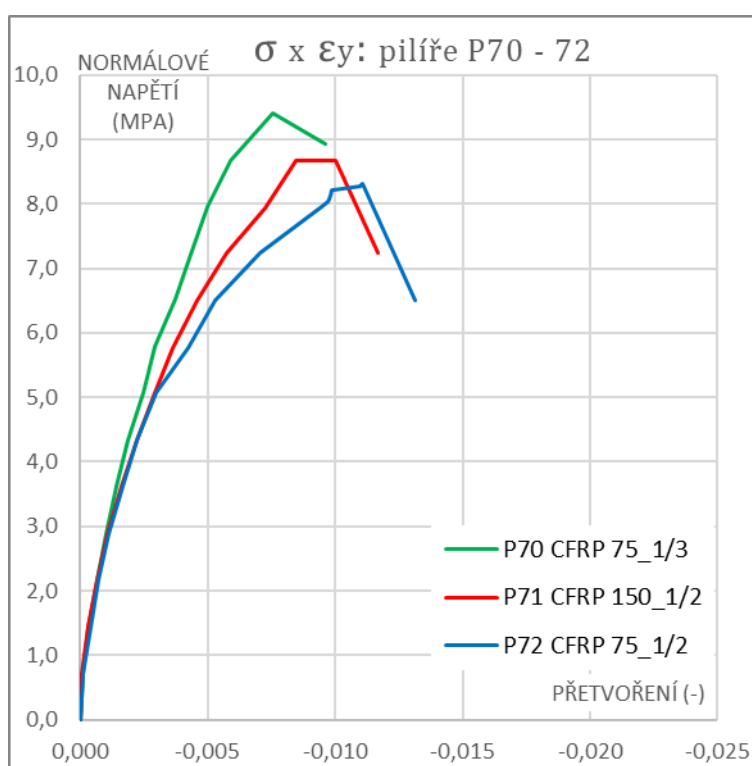
V následující tabulce jsou uvedeny hodnoty mezních zatížení. Dosažená mezní zatížení se pohybovala od 840 kN (pro pilíř vyztužený ve třetinách) po 690 kN pro pilíř vyztužený pouze v polovině. V hlavě a patě byly pilíře vyztuženy ve všech případech a vyztužení bylo shodné.



Označení	Dosažené mezní zatížení		Dosažené mezní zatížení - korelace	
	(kN)	(%)	(kN)	(%)
P70	840	100%	840	100%
P71	720	86%	729	87%
P72	690	82%	718	86%

Tabulka 26: dosažené mezní zatížení  $N_{u,m}$  a korelovaná mezní zatížení.

Deformační chování pilířů diskretně ovinutých kompozitní výztuží je v první části zatěžování ve všech třech případech téměř identické. Po dosažení zatížení o hodnotě přibližně 50 % z  $N_{u,m}$  se začínají na uvedených závislostech napětí na svislém přetvoření projevovat plastické deformace.



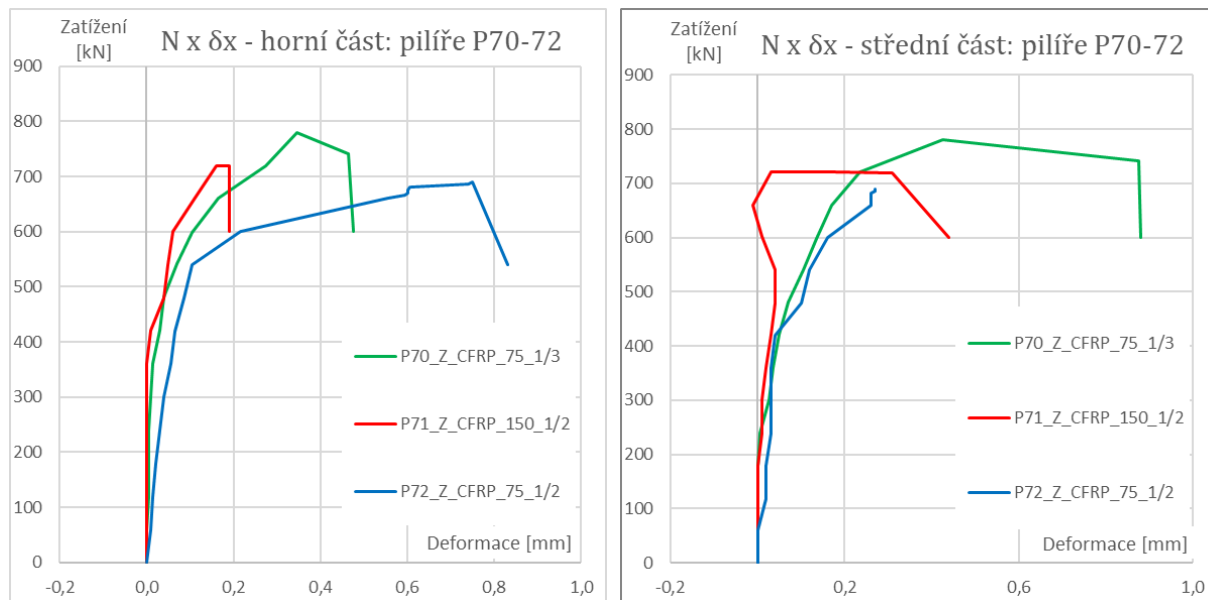
Obrázek 77: Závislost svislého přetvoření a intenzity působících normálových napětí. Svislá průměrná deformace  $\delta_y$  naměřená indukčními snímači (S1, S2) byla přepočtena na svislé přetvoření  $\epsilon_y$  (odměrné vzdálenosti snímačů v délce 570 – 580 mm). Intenzita tlakových napětí byla stanovena podílem normálové síly a průřezové plochy pilíře.

Příčné deformace pilířů byly patrně ovlivněny rozmístěním vodorovných snímačů nad neovinutou, resp. nad ovinutou část pilíře (viz schéma osazení snímačů obr. 30). Vodorovné snímače umístěné v horní třetině výšky pilíře vykazovaly průměrné hodnoty příčné deformace u všech pilířů relativně obdobně. Nejvyšší příčné deformace dosáhl nejméně ovinutý pilíř P72. V případě vodorovného snímače umístěného v polovině výšky pilíře byly příčné deformace pilířů P71 a P72 ovlivněny CFRP pásem, který aktivně příčnému přetváření bránil, a proto dosahují deformace nižších hodnot než u pilíře P70.



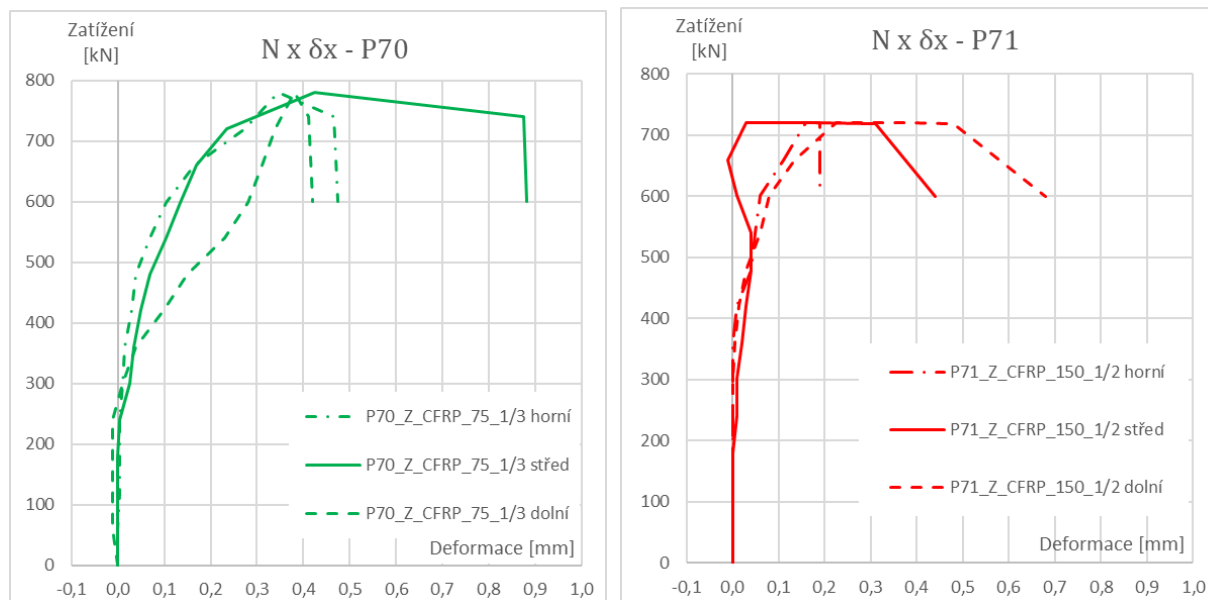
## 6. Experimentální výzkum

Vodorovné deformace pilířů byly hodnoceny také v závislosti na umístění snímače po výšce zkušebního tělesa. Diagramy  $N \times \delta_x$  lépe zobrazují větší příčnou deformaci střední třetiny pilíře v místě, kde není kompozitní ovinutí (P70) v porovnání s pilířem vyztuženým uprostřed výšky (P71).



Obrázek 78: Závislost vodorovné deformace a zatížení u snímačů umístěných v horní třetině (uvedeny vlevo) a ve střední třetině (uvedeny vpravo).

Pro porovnání jsou zde uvedeny i příčné deformace měřené po výšce v rámci jednoho pilíře.



Obrázek 79: Závislost vodorovné deformace a zatížení u snímačů umístěných ve třech výškových úrovních. Vodorovná deformace pilíře P71 byla patrně ovlivněna umístěním snímače do ovinuté oblasti.



Deformační chování pilířů vyjádřené svislou deformací a modulem přetvárnosti v první fázi zatěžování (do cca 35 %  $N_{u,m}$ ) a v pokročilé fázi zatěžování (do cca 67 %  $N_{u,m}$ ) je souhrnně uvedeno v tabulce.

Označení	svislá deformace při 90 - 95 % $N_{u,m}$		Modul přetvárnosti				Pokles modulu %
			8 - 35 %		35 - 67 %		
	mm	%	GPa	%	GPa	%	
P70	-4,40	100%	2,28	100%	1,19	100%	52%
P71	-4,22	96%	2,39	105%	1,12	94%	47%
P72	-5,40	123%	2,36	103%	0,98	82%	42%

Tabulka 27: svislá deformace  $\delta_V$  a moduly přetvárnosti pilířů

K porušení pilíře došlo u experimentální sady P70 – P72 ve všech případech v neovinutých částech zdiva a příčné kompozitní ovinutí nebylo porušeno. Prvotní porušení bylo charakteristické vznikem svislých trhlin v oblasti nároží a ve střední části pilíře pod styčnými spárami.



Obrázek 80: Fotodokumentace porušených pilířů experimentální sady P70 – P72.

### Diskuse výsledků

Dosažené mezní zatížení  $N_{u,m}$  pilířů s rozdílnou geometrií vyztužení

- Experimentální výzkum uskutečněný na sadě pilířů s různou geometrií vyztužení poukázal na možnost, že vhodným rozmístěním a dimenzováním kompozitního ovinutí lze zvýšit efektivitu zesilujícího systému a dosáhnout vyššího mezního zatížení dostředně tlačných pilířů.
- Pilíř P70 s nejmenší výškou neovinuté oblasti (148 mm) dosáhl nejvyššího mezního zatížení 840 kN, tj. o 14 – 18 % více než v případě pilířů P71 a P72. Po započtení mírně odlišné pevnosti zdiva se dosáhl pilíř P70 o 13 – 14 % vyššího mezního zatížení v porovnání s P71 a P72.



- Pilíře P70 a P71 byly ovinuty kompozitní výztuží ve stejném množství ale odlišném rozmístění, dosažené mezní zatížení  $N_{u,m}$  se pak lišilo po korelaci o 14 %. V případě pilířů P71 a P72 bylo shodné rozmístění (pouze v polovině výšky pilíře), ale byla zdvojnásobena šířka pásu uprostřed pilíře. Rozdíl v mezním zatížení byl po korelaci 1,5 %. Z uvedeného je patrné, že rozmístění výztuže hrálo v případě experimentální sady pilířů P70 – 72 důležitější roli než samotné množství kompozitní výztuže.

### *Pracovní diagramy*

- Vliv různého stupně vyztužení a odlišného rozmístění kompozitního ovinutí po výšce zesilovaného prvku nebyl z experimentálně získaných závislostí svislé deformace na zatížení jednoznačně prokázán, což je v souladu se všeobecně uznávaným faktem, že kompozitní ovinutí nemění počáteční průběh závislosti  $N \times \delta_Y$ .
- Svislé deformace naměřené při 90-95 % mezního zatížení dosahovaly hodnot v intervalu od 4,22 do 5,40 mm.
- Ze získaných závislostí vodorovných přetvoření na zatížení lze potvrdit, že kompozitní ovinutí příznivěji ovlivňuje příčné deformace v místě výztuže a v mezilehlých částech vliv ovinutí významně klesá.

### *Modul přetvárnosti*

- Analýza experimentálně získaných hodnot modulů přetvárnosti je zcela v souladu se všeobecně uznávaným faktem, že kompozitní ovinutí pilíře nemá výrazný vliv na tuhost pilíře zejména při počátečních fázích jeho zatěžování.
- Při dalším zatěžování se postupně snižuje vlivem vnitřních i povrchových poruch modul přetvárnosti pilíře. K progresivnějšímu snížení modulu dochází u pilířů s větší výškou neovinuté oblasti. V případě pilíře P70 se snížil modul pružnosti při zatížení cca 65 - 70 %  $N_{u,m}$  na 52% v porovnání s modulem při zatížení okolo 35 %  $N_{u,m}$ . V případě pilíře P72 je výše uvedený poměr modulů přetvárnosti pouze 42 %.

### *Mechanismus porušení*

- Ani v jediném případě nedošlo při dosažení mezního zatížení k porušení systému kompozitního ovinutí. Ke kolapsu vždy došlo ztrátou stability porušených částí průřezu v neovinutých částech pilíře. To může poukazovat na nedostatečné využití kompozitního ovinutí nebo na příliš velké výšky neovinutých oblastí.
- Celkovému porušení předcházela vznik svislých tahových trhlin, které se soustředily do oblasti styčné spáry zdiva a rovněž do oblasti nárožních hran pilíře, kde je předpokládána koncentrace diagonálních tlakových napětí.



## 7. Formulace konstrukčních zásad

V následující kapitole jsou shrnuty poznatky z provedeného experimentálního výzkumu doplněné o poznatky z provedené rešerše. Tyto informace mohou sloužit jako vhodný podklad pro zpracování „konstrukčních zásad“ pro navrhování zděných pilířů zesílených kompozity na bázi vysokopevnostních vláken.

### 7.1. Konstrukční zásady pro aplikaci kompozitního vyztužení

#### ***Zaoblení nárožních hran:***

Zaoblení případně zkosení nárožních hran je nezbytnou úpravou při aplikaci kompozitního ovinutí zděných pilířů. Výrobce / dodavatelem stanovené minimální poloměry zaoblení jsou obvykle  $r_{\min} = 20$  mm. Se zvětšujícím se poloměrem zaoblení roste příčinek únosnosti vlivem sevření. Maximální zaoblení výrobci / dodavatelé neuvádějí.

Pokud se bude úprava nárožní hrany provádět formou zkosení: maximální zkosení u pilířů o straně 290 x 290 mm odpovídá v průmětu  $\approx 85$  mm, pro pilíře 440 x 440 mm je to  $\approx 130$  mm, pro pilíře 590 x 590 je to  $\approx 170$  mm. Pokud se bude úprava nárožní hrany provádět čtvrtkruhovým zaoblením: maximální poloměr zaoblení u pilířů o straně 290 x 290 mm je  $r \approx 80$  mm, pro pilíře 440 x 440 mm je to  $\approx 125$  mm, pro pilíře 590 x 590 je to  $\approx 165$  mm.

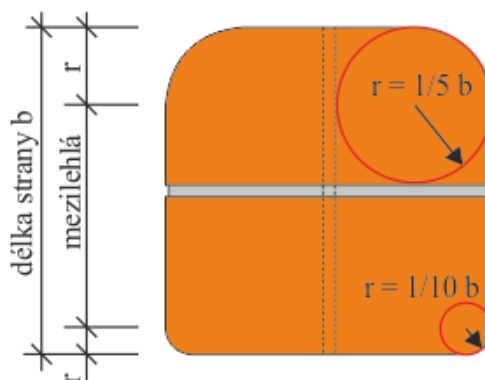
S ohledem na provádění zkosení in-situ je vhodné provést zkosení, příp. zaoblení nárožních hran pilířů o cca 20-30 % menší než maximální. Menší zkosení / zaoblení bude výhodné z hlediska menší ztráty průřezové plochy a menšího zásahu do konstrukce.

Jakékoli nepřesnosti při provedené nárožní úpravě negativně ovlivňují chování pilíře a napjatost v kompozitním ovinutí. Menší zkosení / zaoblení bude lépe realizovatelné a bude provedeno s vyšší kvalitou úpravy.

Pro pilíře masivnějších rozměrů je úprava ovinutím nepředepjatou kompozitní výztuží méně vhodná. Pro aplikaci na masivní průřezy chybí experimentální data. Experimentem byly ověřeny pouze pilíře o rozměrech cca 290 x 290 mm.

Doporučení pro provádění úpravy nárožních hran s ohledem na provádění in-situ: podle požadovaného nárůstu zatížení a možnostem zásahu do konstrukce je doporučeno provést zaoblení nárožních hran pilíře v poloměru  $b/5 - b/10$  mm.





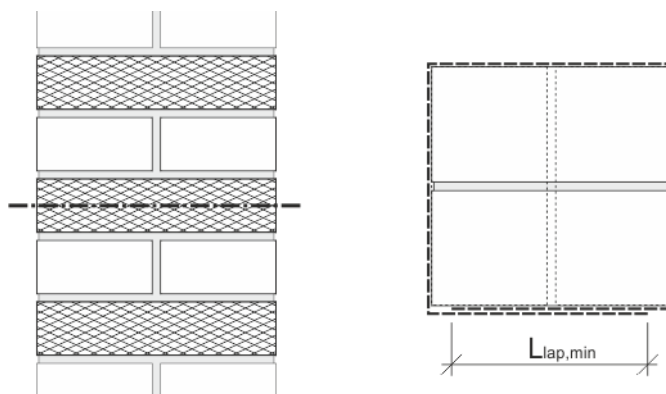
Obrázek 81: Doporučený rozsah zaoblení nárožních hran

### ***Umístění a délka přelepu kompozitního pásu:***

Jedním ze způsobů porušení kompozitního ovinutí, které předchází kolapsu pilíře je, ztráta soudržnosti ve spojení kompozitu. Předepsanou minimální délku  $L_{LAP,min}$  výrobce / dodavatel neuvádí.

Kompozitní materiál patří z hlediska pořizovací ceny mezi nákladnější materiály. Přesto není vhodné omezovat délku přesahu ovinujících pásů ve snaze snížit cenu úpravy. Pro pilíře z plných cihel o straně 290 mm je doporučeno provést spoj v délce celé strany bez zaoblených částí, minimálně však v délce  $L_{LAP,min} = 120$  mm. Umístění spoje kompozitního ovinutí v oblasti nárožní hrany není vhodné. V nezbytném případě by v oblasti nárožní hrany pilíře neměla být zakotven vnější část ovinutí.

Z hlediska bezpečné funkce lepeného přesahu je velmi důležité jeho dokonalé provedení, které vyžaduje velmi rovný podklad, důkladnou saturaci rovingového pásu epoxidem, finální utažení přítlačným válcem a dostatečná doba zrání. Za dostatečnou dobu zrání lze při standardních podmínkách (20 °C) považovat 7 dní.



Obrázek 82: Doporučené umístění spoje kompozitního ovinutí.

Při aplikaci pásu šířky jedné vrstvy zdiva z plných cihel, tj. cca 60-80 mm, je vhodné spoj umístit na běhounovou stranu cihly. Umístěním spoje nad styčnou spáru dochází ke zvýšení tahového namáhání lepeného přesahu kompozitu.



### ***Diskrétní vs. celoplošné zesílení:***

Celoplošným ovinutím dostředně tlačených zděných pilířů lze dosáhnout vyšších únosností pilířů v porovnání s diskrétním ovinutím ve formě pásů.

Dle italské směrnice CNR-DT 200 2013/R1 se doporučuje při stanovení únosnosti pilířů zesílených kompozitním ovinutím uvažovat s příčinkem sevření pouze do cca 1,5 x násobku únosnosti nezesíleného prvku. Diskrétní ovinutí na bázi uhlíkových vláken generují příčinky ve většině případů vyšší než 50 % a proto se z tohoto úhlu pohledu jeví jako dostatečné.

Celoplošné ovinutí má v porovnání s diskrétním některé podstatné nevýhody:

- Porušení kompozitního ovinutí je poměrně náhlé. Před dosažením mezní únosnosti ovinutých pilířů je zdivo pilíře porušeno svislými tahovými trhlinami. Při diskrétním provedení ovinutí jsou trhliny na zdivu patrné a pilíř tedy svým vzhledem varuje před kolapsem. U celoplošného provedení nejsou vidět a pilíř před kolapsem nevaruje.
- Matrice z epoxidové pryskyřice je z hlediska prostupnosti vodních par difuzně uzavřená vrstva. Při aplikaci na zdivo s vyšší vlhkostí může docházet ke stoupání vlhkosti konstrukcí vlivem vztlínání.

### ***Aplikace na pilíře s trhlinami:***

Porušené zdivo nesmí být před aplikací kompozitního ovinutí nesoudržné. V případě zdiva ve vysokém stádiu rozpadu je třeba zvážit možnosti injektáže nezbytné k dosažení celistvosti zdiva.

Před aplikací kompozitního ovinutí bude sníženo zatížení pilíře na co nejnižší míru. Případně lze provést provizorní podepření nesených konstrukcí. Opětovný nárůstem zatížení na běžné provozní zatížení dochází postupně k aktivaci kompozitního ovinutí.

Kompozitní ovinutí je třeba aplikovat pouze na zarovnaný povrch s absencí konkávních ploch. Pokud nelze konkávní plochy vyloučit je vhodné provést dostatečně únosnou povrchovou úpravu (např. vyrovnávací omítka / stěrka). V opačném případě vznikají při aktivaci kompozitního systému lokální „prokluzu“ v napjatosti pásu.

Spojení kompozitního ovinutí není vhodné provádět na nejvíce poškozené straně pilíře.



### ***Množství a rozmístění kompozitní výztuže:***

Pro zachycení, popř. redukci vodorovných deformací způsobených nerovnoměrným přenosem svislých sil u navazujících konstrukcí je vhodné umístit pás kompozitního ovinutí ve zhlaví a v patě pilíře.

Z provedeného experimentu vyplývá, že při navrhování diskrétního ovinutí pilířů je efektivnější užít více pásů v menších šířkách a tím účinně zmenšit délku neovinutých částí zdiva. V rámci experimentu byly ověřeny pásy šířky 75 mm – tato šířka byla dostatečná.

Z provedeného experimentu dále vyplývá, že pro výšky neovinuté oblasti větší než cca 150 mm docházelo k porušení neovinutého zdiva vlivem ztráty stability. V případě diskrétního ovinutí pilířů ze série P61-65 s výškou neovinuté oblasti cca 120 mm tento stav s výjimkou nejméně zakulaceného pilíře nenastal. Z uvedeného plyne, že je vhodné omezit výšku neovinuté oblasti. Doporučená výška neovinuté oblasti v případě diskrétního ovinutí cihelných pilířů je 120 mm.

### ***Aplikace na pilíře z nepravidelného zdiva:***

Při ověřování účinnosti systému kompozitního ovinutí u kamenného zdiva, je třeba rozlišovat typ vazby a druh zdiva. Kvádrové zdivo z velkými a přesně řezanými zdíciemi prvky na tenkou ložnou spáru má výrazně menší tendenci k příčným deformacím a kompozitní ovinutí pak není zcela využito. V případě zdiva z nepravidelných zdíciích prvků s ložnými spárami větší tloušťky (například lomové zdivo) dosahuje kompozitní ovinutí vyššího využití a systém tak má vyšší efektivitu.

Pozn. v italské směrnici CNR – DT 200 není vazba a typ zdiva do výpočtu zahrnuta.

## **7.2. Technologická doporučení při aplikaci**

Jak již bylo uvedeno v první části této disertační práce, aplikace kompozitních materiálů na zdivo je relativně rychlou a jednoduchou metodou, která je však svázána řadou striktních technologických pokynů. Tyto pokyny jsou odvislé od typu aplikace a stavu zděné konstrukce. Dále mohou být doplněna opatření například ze strany památkového úřadu.

Mezi základní opatření, která lze uvést pro široké spektrum aplikací, patří:

- Důkladná prohlídka zdiva před aplikací, kontrola dostřednosti zatížení
- Zaoblení nárožních hran
- Dostatečná délka spoje kompozitního ovinutí, vhodné umístění spoje
- Konkávní / konvexní plochy
- Teplota při aplikaci a při vytvrzování epoxidu



### 7.3. Výpočet únosnosti dostředně tlačných ovinutých pilířů

V rámci disertační práce byly porovnány teoreticky stanovené únosnosti pilířů a experimentálně dosažené mezní zatížení. Únosnosti pilířů po provedení kompozitní úpravy byly stanoveny podle italské směrnice CNR – DT 200 R1 z roku 2013.

Návrhová normálová síla v pilíři je posouzena podle vztahu:

$$N_{Rmc,d} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot A_m \cdot f_{mck}$$

kde

$N_{Rmc,d}$  ... je návrhová normálová síla na pilíři ovinutém kompozitní výztuží (N, kN)

$\gamma_{Rd}$  ... je dílčí součinitel materiálu. Nabývá hodnot od (1,10 – 1,25)

$A_m$  ... je průřezová plocha zdiva pilíře ( $m^2$ )

$f_{mck}$  ... je charakteristická pevnost zdiva v tlaku se započtením vlivu sevření pilíře (Pa, MPa)

Návrhová pevnost sevřeného zdiva v tlaku podle vztahu:

$$f_{mck} = f_{mk} \cdot \left[ 1 + k' \cdot \left( \frac{f_{1,eff}}{f_{mk}} \right)^{\alpha_1} \right]$$

kde

$f_{mk}$  ... je charakteristická pevnost zdiva v tlaku dle EC6 (Pa, MPa)

$f_{1,eff}$  ... je efektivní svěrný tlak (Pa, MPa)

$\alpha_1$  ... je bezrozměrný dílčí součinitel ( $\approx 0,5$ )

$k'$  ... je bezrozměrný koeficient vlivu objemové hmotnosti zdiva stanoven dle:

$$k' = \alpha_2 \cdot \left( \frac{g_m}{1000} \right)^{\alpha_3}$$

kde

$g_m$  ... je objemová hmotnost zdiva ( $kg/m^3$ )

$\alpha_2, \alpha_3$  ... je bezrozměrný dílčí součinitel ( $\approx 1,0$  pokud nejsou k dispozici další data)

Efektivní svěrný tlak je možné získat dle:

$$f_{1,eff} = k_{eff} \cdot f_1 = k_H \cdot k_V \cdot f_1$$



kde

$f_1$ ... je svěrný tlak (Pa, MPa)

$k_{eff}$ ... je celkový součinitel efektivity (-)

$k_H$ ... je bezrozměrný vodorovný součinitel efektivity ovinutí

$k_V$ ... je bezrozměrný svislý součinitel efektivity ovinutí

V případě ovinutí kruhových průřezů bude  $k_H = 1,0$ . V případě celoplošného ovinutí bude  $k_V = 1,0$ . V ostatních případech je nezbytné součinitele  $k_H$  a  $k_V$  stanovit. Pro obdélníkové průřezy se stanoví  $k_H$  podle:

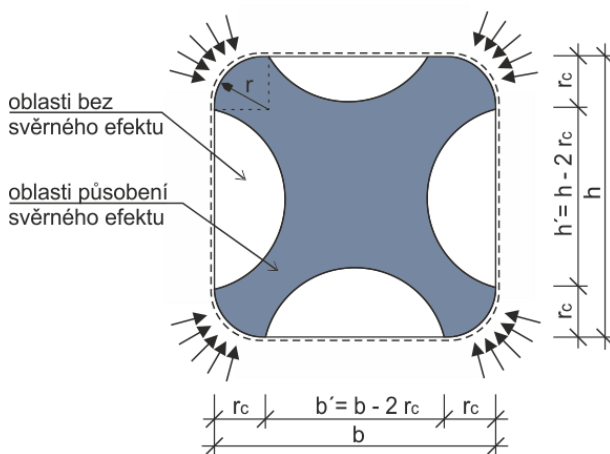
$$k_H = 1 - \frac{b'^2 + h'^2}{3 A_m}$$

kde

$b'$ ... je šířka pilíře po odečtení poloměrů zaoblení nárožních hran

$h'$ ... je délka pilíře po odečtení poloměrů zaoblení nárožních hran

$A_m$ ... je průřezová plocha zdiva pilíře ( $m^2$ )



Obrázek 83: Obdélníkový / čtvercový příčný průřez ovinutým pilířem se zaoblenými nárožními hranami. Vymezení plochy působení svěrného efektu.

Pro diskrétní ovinutí kruhových pilířů pásy se stanoví  $k_V$  podle:

$$k_V = \left(1 - \frac{p'_f}{2D}\right)^2$$

kde



$p'_f...$  je mezilehlá vzdálenost mezi pásy kompozitního ovinutí (m)

$D...$  je průměr pilíře (m)

V případě obdélníkových průřezů se  $k_v$  stanoví podle:

$$k_v = \left( 1 - \frac{p'_f}{2 \cdot \min \{b, h\}} \right)^2$$

kde

$p'_f...$  je mezilehlá vzdálenost mezi pásy kompozitního ovinutí (m)

$b, h...$  jsou průřezové rozměry pilíře

Velikost svěrného tlaku je závislá na vlastnostech kompozitní výztuže a na geometrii vnějšího vyztužení. Oblast působení svěrného tlaku lze v případě pravoúhlých průřezů ještě rozšířit použitím vlepovaných FRP tyčí. V takovém případě je modifikovat vzorec pro výpočet svěrného tlaku. V případě ovinutí pilířů je svěrný tlak stanoven dle:

$$f_1 = \frac{1}{2} \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{f,rid}$$

kde

$\rho_f...$  je součinitel geometrie vyztužení (-)

$E_f...$  je Youngův modul pružnosti kompozitu (Pa, GPa)

$\varepsilon_{f,rid}...$  je redukovaná hodnota mezního přetvoření kompozitu, která je stanovena dle:

$$\varepsilon_{f,rid} = \min \left\{ \mu \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}; 0,004 \right\}$$

kde

$\varepsilon_{fk}...$  je mezní přetvoření kompozitu (-)

$\mu...$  je faktor prostředí (v závislosti na typu kompozitu a prostředí dosahuje hodnot 0,50 - 0,95)



Prostředí	typ kompozitu	součinitel
vnitřní prostředí	sklo / epoxid	0,75
	aramid / epoxid	0,85
	uhlík / epoxid	0,95
vnější prostředí	sklo / epoxid	0,65
	aramid / epoxid	0,75
	uhlík / epoxid	0,85
agresivní prostředí	sklo / epoxid	0,50
	aramid / epoxid	0,70
	uhlík / epoxid	0,85

Tabulka 28: bezrozměrný environmentální faktor prostředí

Součinitel geometrie vyztužení se pro kruhové průřezy pilíře stanoví dle:

$$\rho_f = \frac{4 \cdot t_f \cdot b_f}{D \cdot p_f}$$

Součinitel geometrie se pro obdélníkové / čtvercové průřezy pilíře stanoví dle:

$$\rho_{f,x} = \frac{4 \cdot t_f \cdot b_f}{h \cdot p_f}$$

kde

$t_f$ ... je tloušťka kompozitu (mm)

$b_f$ ... šířka pásu kompozitu (mm)

$D$ ... průměr pilíře (mm)

$h$ ... větší ze stran pilíře (mm)

$p_f$ ... osová vzdálenost pásů kompozitního ovinutí (mm)

### **Výpočetní vztahy pro opláštění zděných pilířů: součtové vzorce**

Vztah pro výpočet ovinutí pilíře kompozitní výztuží byl v porovnání s původními součtovými vzorci mírně modifikován s ohledem na použití jiných materiálů a norem:

$$N_{R,k} = \Phi_{i,m} \cdot \left[ \left( \gamma_Z \cdot f_{mk} + \delta \frac{2,5 \cdot \mu}{1 + 2,5 \cdot \mu} \frac{f_{FRP}}{100} \right) \cdot A_Z \right]$$

kde



$N_{R,k}$ ... je charakteristická normálová síla se započtením vlivu sevření zdiva ( $N$ ,  $kN$ )

$\Phi_{i,m}$ ... je bezrozměrný součinitel štíhlosti a výstřednosti zatížení. Index  $i$  = v hlavě a v patě, index  $m$  = v polovině výšky pilíře.

$\gamma_z$ ... je vliv procenta narušení zdiva (dosahuje dle rozsahu narušení hodnot 0,3 - 1,0)

$f_{mk}$ ... je charakteristická pevnost zdiva v tlaku dle EC6 ( $Pa$ ,  $MPa$ )

$\delta$ ... je vliv soustřednosti zatížení na ovinutí  $\delta = 1 - 4.e/h$

$\mu$ ... je stupeň vyztužení kompozitním ovinutím

$f_{FRP}$ ... je redukovaná pevnost kompozitního ovinutí ( $Pa$ ,  $MPa$ )

$A_z$ ... je plocha průřezu ( $m^2$ )

Procento vyztužení diskretním ovinutím čtvercového pilíře lze určit ze vztahu:

$$\mu = \frac{4 \cdot A_{FRP} \cdot b}{b^2 \cdot s} 100$$

kde

$A_{FRP}$ ... je průřezová plocha kompozitu

$b$ ... je délka strany průřezu

$s$ ... je osová vzdálenost kompozitních pásů

V případě celoplošného ovinutí se vztah upraví na:

$$\mu = \frac{4 \cdot t_{FRP}}{b} 100$$

kde

$t_{FRP}$ ... je tloušťka kompozitu

### Teoretické stanovení únosnosti u experimentálně zkoušených pilířů se zaoblenými rohy

Na základě italské směrnice CNR-DT 200 2013/R1 byly pro experimentální sadu pilířů se zaoblenými rohy stanoveny charakteristické normálové síly na mezi únosnosti, dále „únosnosti“. Hodnoty jsou přepočteny přes plochu, korelace dle pevnosti nebyla provedena. Pevnostní charakteristiky použitého kompozitu byly ve výpočtu uvažovány s redukovanými hodnotami mezního přetvoření a modulu pružnosti.





## 7. Formulace konstrukčních zásad

Označení	Poloměr zaoblení	součinitel kH	součinitel kV	součinitel kEff	součinitel g'	neovinutá oblast	šířka pásu	tloušťka pásu
	(mm)	(-)	(-)	(-)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)
P61	20	0,505	0,616	0,311	1,850	123	150	1,0
P62	35	0,615	0,616	0,379	1,850	123	150	1,0
P63	50	0,710	0,616	0,438	1,850	123	150	1,0
P64	50	0,710	1,000	0,710	1,850	-	-	1,0
P65	85	0,881	0,616	0,543	1,850	123	150	1,0
P_A 02	65	0,792	0,616	0,488	1,850	123	150	1,0
P_A 03	85	0,881	0,616	0,543	1,850	123	150	1,0

Označení	stupeň vyztužení	mezní protažení	svěrný tlak	ef. svěrný tlak	pevnost zdiva EC	pevnost sevř. zd.	Charakt. $N_{CNR}^{Teor}$	$N_{CNR}^{Teor} / N_{20}^{Teor}$
	(-)	(-)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(kN)	(%)
P61	0,0077	0,004	1,272	0,395	2,948	4,945	402,8	100%
P62	0,0077	0,004	1,272	0,482	2,905	5,093	411,2	103%
P63	0,0077	0,004	1,272	0,557	2,929	5,291	421,4	107%
P64	0,0140	0,004	2,314	1,644	2,929	6,989	556,6	141%
P65	0,0077	0,004	1,272	0,691	2,803	5,377	406,5	109%
P_A 02	0,0077	0,004	1,272	0,621	3,043	5,586	436,6	113%
P_A 03	0,0077	0,004	1,272	0,691	3,043	5,725	432,8	116%

Tabulka 29: Výpočet charakteristických únosností ( $N_{CNR,Rk}$ ) podle CNR-DT 200 2013/RI pro pilíře zesílené kompozitním ovinutím s vyznačením procentuálního nárůstu únosnosti pilířů s větším poloměrem zaoblení vzhledem k referenčnímu (po přepočtení rozdílné plochy).

Experimentálně dosažená mezní zatížení byla pro porovnání rovněž vyjádřena v percentilu vzhledem k pilíři P61 r20. Hodnoty byly shodně jako v případě teoretického výpočtu korelovány pouze rozdílnou průřezovou plochou.

Označení	Poloměr zaoblení	Exp. mez. zatížení	Kor. mez. zatížení	$N_{RK}^{Ex} / N_{RK,20}^{Ex}$
	(mm)	(kN)	(kN)	(%)
P61	20	721	721	100%
P62	35	870	878	122%
P63	50	950	972	135%
P64	50	1200	1227	170%
P65	85	820	884	123%
P_A 02	65	1061	1106	153%
P_A 03	85	950	1024	142%

Tabulka 30: Experimentálně dosažené hodnoty mezního zatížení vztahované k P61 r20 po korelaci průřezovou plochou.

Součtové vzorce pro výpočet pilířů opláštěných ocelovými úhelníky a pásovinou

Pozn. dále v textu označeny jako „součtové vzorce“. Pro výpočet experimentální sady pilířů se zaoblenými nárožními hranami byly bezrozměrné součinitele voleny rovné 1,0.

Označení	Poloměr zaoblení	Plocha	Pevnost	tloušťka pásu	šířka pásu	osová vzd.	proceto vyztužení	$N_{SV}^{Teor}$
	(mm)	(m <sup>2</sup> )	(MPa)	( mm )	( mm )	(mm)	( - )	(kN)
P61	20	0,081	2,95	1,0	150	273	0,7685	696,3
P62	35	0,081	2,90	1,0	150	273	0,7685	686,7
P63	50	0,080	2,93	1,0	150	273	0,7685	679,4
P64	50	0,080	2,93	1,0	-	-	1,3986	760,7
P65	85	0,076	2,80	1,0	150	273	0,7685	635,3
P_A 02	65	0,078	3,04	1,0	150	273	0,7685	675,6
P_A 03	85	0,076	3,04	1,0	150	273	0,7685	653,4

Tabulka 31: Výpočet charakteristických únosností ( $N_{RK}$ ) pilířů zesílených kompozitním ovinutím. Výpočet  $N_{SV}^{Teor}$  podle „součtových vzorců“.

*Diskuze k výpočtům:*

- Pevnost zdiva v tlaku, která se zavádí do výpočtu únosnosti dle italských směrnic, nemá na výslednou teoreticky stanovenou únosnost lineární vliv. Z tohoto důvodu nelze provést porovnání teoreticky stanovených a experimentálně získaných únosností po lineární korelaci pevnosti. Oproti tomu velikost plochy má ve vzorci lineární vliv, a proto byla lineární korelace provedena pouze plochou.
- Nárůst celkové únosnosti pilířů s diskrétně řešenými pásy kompozitního ovinutí byl teoreticky stanoven dle italské směrnice CNR-DT 200 2013/R1 v závislosti na různém poloměru zaoblení rohů (r35 – r85) v intervalu od 3 % do 16 % v porovnání s pilířem P61 r20 s nejmenším poloměrem zaoblení. Experimentálně bylo dosaženo nárůstu mezního zatížení (po normalizování plochou) od 22 % do 53 %.
- Z uvedených teoreticky a experimentálně získaných výsledků je patrné, že italská směrnice CNR-DT 200 2013/R1 uvažuje pro rozdílnou úpravu nárožních hran pilíře zatíženého dostředným zatížením a zesíleného diskrétním kompozitním ovinutím menší vliv, než byl experimentálně stanoven na sadě zkušebních těles P61 – P65 a P\_A 02 – P\_A 03.
- V případě celoplošného ovinutí byla teoreticky (CNR-DT 200 2013/R1) stanovená hodnota únosnosti o 41 % vyšší v porovnání s pilířem P61 r20. Experimentálně bylo dosaženo nárůstu mezního zatížení (po normalizování plochou) o 70 %.
- Poměr teoreticky stanovených únosností celoplošně a diskrétně ovinutých pilířů se shodnou úpravou nárožní hrany P64 r50 a P63 r50 (dle CNR-DT 200 2013/R1) byl stanoven na



1,32. Experimentálně bylo dosaženo poměru mezních zatížení 1,26 (viz diskuze výsledků – pracovní diagramy).

- Součtové vzorce nezohledňují příznivý vliv úpravy nárožní hrany pilíře. Rozdíly mezi teoreticky stanovenými únosnostmi jsou pouze odvislé od rozdílné pevnosti zdiva a v případě celoplošně ovinutého pilíře P64 r50 od procenta vyztužení.
- Platnost součtových vzorců bez řádné úpravy součinitelů na základě důkladné teoretické a experimentální analýzy vlivu a působení svěrného tlaku by měla být omezena na zděné pilíře opláštěné prvky na bázi oceli (opláštění ocelovými úhelníky, vyztužená omítka) a neměla by být extrapolována na pilíře ovinuté kompozitní výztuží.



## 8. Dosažené výsledky

V této kapitole jsou uvedeny nejpodstatnější závěry z experimentálního výzkumu NAKI a z analýz zpracovaných v rámci této disertační práce.

### 8.1. stabilizace zdiva porušeného trhlinami

Aplikace kompozitních materiálů na bázi vysokopevnostních vláken se jeví jako vhodné konstrukční opatření v případě dodatečné stabilizace dostředně tlačných zděných pilířů porušených svislými tahovými trhlinami.

- Ve všech případech bylo po aplikaci systému kompozitního ovinutí dosaženo vyššího mezního zatížení v porovnání se zatížením, kdy byl pilíř během intenzivního rozvoje trhlin odlehčen.
- Progresivní nárůst vodorovných přetvoření, který zpravidla vede k porušení pilíře, byl po aplikaci kompozitního ovinutí při stejné úrovni tlakového napětí výrazně menší.
- Závislost osové tuhosti pilíře na zatížení měla po provedení ovinutí mírný nárůst přibližně až do zatížení při odlehčení v první fázi experimentu, kdy tuhost vyjádřená modulem přetvárnosti dosáhla shodných nebo vyšších hodnot v porovnání s modulem před odtížením.

### 8.2. Vliv úpravy nárožní hrany

Zaoblení nárožní hrany se jeví jako vhodná úprava před provedením kompozitního ovinutí zděných dostředně tlačných pilířů. Zde jsou uvedeny nejpodstatnější závěry v souvislosti s experimentálním výzkumem:

- S rostoucím poloměrem zakřivení nárožní hrany pilíře v intervalu ( $r = \text{cca } 1/15 - 1/5$  délky strany) bylo dosaženo nárůstu mezního zatížení. Pilíře zaoblené ve větším poloměru prokazovaly navzdory přepočtu na sjednocenou plochu menší nárůst mezního zatížení.
- Experimentálně bylo dosaženo vyššího nárůstu mezního zatížení v porovnání s teoreticky získanými hodnotami stanovenými dle italské směrnice CNR DT 200.
- Celoplošně ovinutý pilíř dosáhl v porovnání s diskrétně ovinutým pilířem při stejném poloměru zaoblení  $r = 50 \text{ mm}$  1,26x násobně vyššího mezního zatížení a dosáhl i vyšších hodnot mezního přetvoření ve vodorovném i ve svislém směru.
- Kompozitní ovinutí u pilířů s větším poloměrem zaoblení nárožních hran dosahovalo vyššího využití (vznik vyššího stupně svěrného tlaku). K aktivaci ovinutí docházelo při nižších stupních zatížení a tím bylo dříve dosaženo ochrany pilíře před vznikem a rozvojem trhlin.



- Vliv rozdílné úpravy nárožních hran pilíře na deformační chování pilíře (změna normálové tuhosti pilíře) nebyl prokázán.

### 8.3. Vliv geometrie vyztužení

Svislé rozmístění pásů kompozitního ovinutí při zachování shodného stupně vyztužení má nezanedbatelný vliv na únosnost a deformační chování dostředně tlačných pilířů. Zde jsou uvedeny nejpodstatnější závěry v souvislosti s experimentálním výzkumem:

- Mezní zatížení ovinutých pilířů  $N_{u,m}$  dosahovalo s rostoucí výškou neovinuté oblasti nižších hodnot i v případě stejného stupně vyztužení kompozitním ovinutím. Rozdílné množství výztuže charakterizované stupněm vyztužení má na únosnost pilíře v porovnání s rozdílnou geometrií vyztužení menší vliv.
- Kompozitní pás významně a příznivě ovlivňuje velikost příčné deformace v místě aplikace.



## 9. Shrnutí a doporučení dalšího výzkumu

### 9.1. Shrnutí

V rámci disertační práce byly zpracovány analýzy experimentálně a teoreticky získaných výsledků z výzkumného projektu NAKI. Disertační práce byla zaměřena na dostředné zatěžování zděných pilířů z cihelného a kamenného zdiva s kompozitním vyztužením na bázi vysokopevnostních vláken se zvláštním důrazem na problematiku:

- ***stabilizace zdiva porušeného trhlinami***
  - ✓ Bylo ověřeno deformační chování cihelných a kamenných pilířů bez počátečních trhlin a s počátečními trhlinami opatřené kompozitním vyztužením
  - ✓ Byl popsán mechanismus porušení cihelného a kamenného zdiva před a po aplikaci kompozitních materiálů na bázi vysokopevnostních vláken
  - ✓ Byla potvrzena dostatečná efektivita kompozitního vyztužení v případě aplikace systému na zdivo poškozené svislými trhlinami

Problematika stabilizace zděných konstrukcí porušených tahovými trhlinami byla publikována řešitelským týmem v rámci příspěvku: JIŘÍ WITZANY, RADEK ZIGLER A JAN KUBÁT. „Stress state analysis and identification of load-bearing capacity of brick masonry columns without and with initial cracks reinforced with composites based on high-strength fabrics loaded by concentric compression.“ *Structural Faults and Repair 2014*. Edinburgh: Engineering Technics Press Edinburgh, 2014.

V rámci této disertační práce byly dále zpracovány následující poznatky: analýza vodorovných a svislých přetvoření zdicích prvků, malty a kompozitních materiálů provedená na základě vyhodnocení tenzometrického měření, statistické vyhodnocení zatížení na mezi vzniku trhlin a zatížení při poklesu tuhosti pilíře, analýza postupné změny modulu přetvárnosti u kamenných pilířů a analýza pružných a trvalých deformací zdicích prvků, malty a zdiva jako celku při působení zatížení.

- ***vlivu úpravy nárožní hrany***
  - ✓ Byla stanovena efektivita kompozitního ovnutí v závislosti na různé úpravě nárožních hran
  - ✓ Bylo ověřeno deformační chování celoplošně a diskrétně ovnutého pilíře po provedení různé úpravy (zaoblení) nárožních hran
  - ✓ Bylo provedeno porovnání výhod celoplošného a diskrétního ovnutí pilířů



## 9. Shrnutí a doporučení dalšího výzkumu

- ✓ Byla provedena experimentální analýza napjatosti pásu kompozitu v závislosti na poloměru zaoblení nárožních hran
- ✓ Byla stanovena technologická opatření pro návrh kompozitního ovinutí
- ✓ Byly ověřeny a zhodnoceny metody stanovení únosnosti pro zdivo z plných cihel

Problematicke účinnosti kompozitního ovinutí v případě aplikace na pilíře se zaoblenými nárožními hranami se věnuje řešitelský tým například v publikaci: JIŘÍ WITZANY, TOMÁŠ ČEJKA, RADEK ZIGLER A JAN KUBÁT. „Zesilování zděných pilířů ovinutím nepředpjatými pásy CFRP kompozitu – vliv kontaktní spáry „kompozit – zdivo“.“ *Stavební obzor*, 9-10 2014: 141-145.

Dále byly v disertační práci zpracovány následující poznatky: analýza maximálního a optimálního poloměru zaoblení nárožních hran tlačných zděných pilířů, stanovení doporučené minimální délky spojení konců ovinujících pásů, doporučené umístění spoje s ohledem na vazbu zdiva a polohu v šířce stěny pilíře a analýza napjatosti kompozitního ovinutí na základě tenzometrického vyhodnocení.

### ○ *vliv geometrie vyztužení*

- ✓ Byl posouzen vliv různého stupně vyztužení a rozdílné geometrie umístění kompozitního ovinutí na deformační chování dostředně tlačných zděných pilířů
- ✓ Byl posouzen vliv různého stupně vyztužení a rozdílné geometrie umístění kompozitního ovinutí na mechanismus porušení dostředně tlačných zděných pilířů

Některé části problematiky vlivu různé geometrie a různého stupně vyztužení kompozitním ovinutím dostředně tlačného zděného pilíře jsou řešitelským týmem uvedeny v publikaci: WITZANY, J., T. ČEJKA a R. ZIGLER. Failure mechanism of compressed short brick masonry columns confined with FRP strips. *Construction and Building Materials*. 2014, 63 180-188. ISSN 0950-0618.

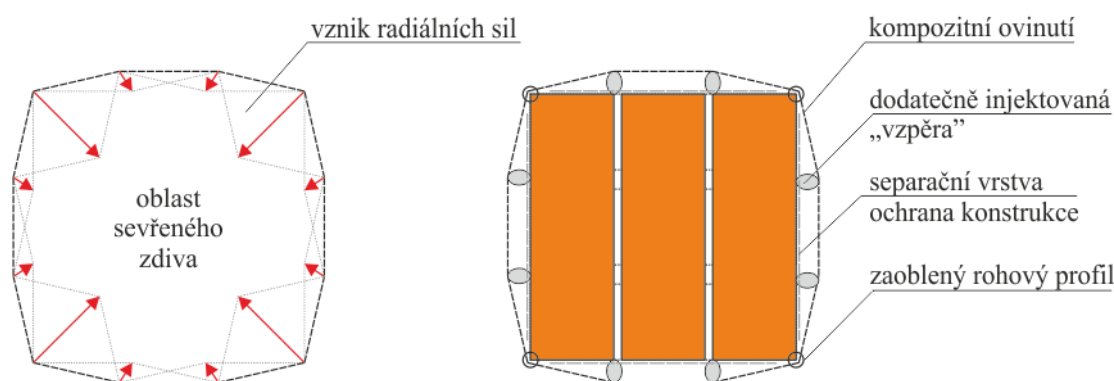
V disertační práci byly zpracovány následující poznatky: vlivy výškového uspořádání vyztuže na deformační chování prvku, vliv rozmístění vyztuže na modul přetvárnosti a vliv rozmístění vyztuže na mechanismus porušení.



## 9.2. Doporučení dalšího výzkumu

### *Zcela neinvazivní metody aplikace kompozitního ovinutí pro prismatické pilíře*

Dosud provedené experimenty se zabývaly pouze nepředpjatou kompozitní výztuží ve formě tkaniny či lamely, která byla aktivována až příčným přetvořením zdiva při dosažení vyššího stupně normálových napětí. Další vhodnou oblastí výzkumu kompozitního zesilování je zpracování návrhu na předpětí kompozitního ovinutí. K aktivaci ztužujícího pásu by pak docházelo okamžitě, tedy dříve než při porušení vnitřní struktury průřezu trhlinami.



Obrázek 84: *Námět na další výzkum: dodatečně předepnuté kompozitní ovinutí na bázi FRP materiálů a polymerních směsí jako neinvazivní stabilizační opatření historických zděných konstrukcí.*

Možná aplikace se jeví za použití konstrukce vzpínadla, kdy tlačnou vzpěrou bude injektovaný váleček předem daného tvaru a objemu z materiálu, který je po vytvrzení velmi pevný a stálý. Tato metoda (technologie) by mohla být vhodná zejména u masivních pilířů s rozměry většími než 600 x 600 mm (vyšší oblast příznivého trojosého tlakového napětí).

Vznik příznivých radiálních sil bude asi malý, přesto může mít technologie řadu výhod:

1. velmi dobrá reverzibilita při aplikaci na historické konstrukce (téměř 100 %)
2. odpadá problém s delaminací a separací (porušení kontaktní zóny kompozit – zdivo)

Mezi nevýhody patří mírně zvýšená průřezová plocha (dle velikosti vzpěry).

### *Mimostředně zatížené zděné pilíře*

V praxi jsou pilíře často vystaveny kombinaci osového namáhání a ohybového momentu, který může mít původ v zatížení větrem, zatížení bočním tlakem zeminy nebo mimostředněm svislém zatížení.

Jakým způsobem se bude lišit aplikace ovinutí, typ výztuže a stanovení teoretické únosnosti není dosud teoreticky ani experimentálně řešenou problematikou.





## 10. Použité prameny

### 10.1. Výzkumné projekty

NAKI DF12P01OVV037 – Progresivní neinvazivní metody stabilizace, konzervace a zpevňování historických konstrukcí a jejich částí kompozitními materiály na bázi vláken a nanovláken.

Řešitel projektu: prof. Ing. Jiří Witzany, DrSc., dr.h.c.

NAKI DG16P02M055 – Vývoj a výzkum materiálů, postupů a technologií pro restaurování, konzervaci a zpevňování historických zděných konstrukcí a povrchů a systémů preventivní ochrany historických a památkově chráněných objektů ohrožených antropogenními a přírodními riziky.

Řešitel projektu: prof. Ing. Jiří Witzany, DrSc., dr.h.c.

### 10.2. Literatura

Literatura je řazena abecedně.

Agarwal, Bhagwan D., a Lawrence J. Broutman. *Vláknové kompozity*. Praha: SNTL, 1987.

Aiello, M. A., a S. M. Sciolti. „Bond analysis of masonry structures strengthened with CFRP sheets.“ *Construction and Building Materials*, 1-2 2006: 90-100.

Bárta, Jan. „Konzervace režného zdiva památkových objektů konzervanty POROSIL.“ *Režné zdivo historických objektů*. Praha: odborný seminář STOP, 1998. 18-24.

Basilio, I., R. Fedele, P.B. Lourenço, a G. Milani. „Assessment of curved FRP-reinforced masonry prisms: Experiments and modeling.“ *Construction and Building Materials*, 1 2014: 492-505.

Caggegi, Carmelo, Vincent Pensée, Mario Fagone, Massimo Cuomo, a Luc Chevalier. „Experimental global analysis of the efficiency of carbon fiber anchors applied over CFRP strengthened bricks.“ *Construction and Building Materials*, 2 2014: 203-212.

Carozzi, Francesca Giulia, Pierluigi Colombi, Giulia Fava, a Carlo Poggi. „Mechanical and bond properties of FRP anchor spikes in concrete and masonry blocks.“ *Composite Structures*, 2018: 185-198.

Cascardi, Alessio, Riccardo Dell'Anna, Francesco Micelli, Francesca Lionetto, Maria Antonietta Aiello, a Alfonso Maffezzoli. „Reversible techniques for FRP-confinement of masonry columns.“ *Construction and Building Materials*, 2019: 415-428.



- Colajanni, Piero, Marinella Fossetti, a Giuseppe Macaluso. „Effects of confinement level, cross-section shape and corner radius on the cyclic behavior of CFRCM confined concrete columns.“ *Construction and Building Materials*, 3 2014: 379-389.
- Corradi, M., A. Grazini, a A. Borri. „Confinement of brick masonry columns with CFRP materials.“ *Composites Science and Technology*, 2007: 1772-1783.
- Čejka, Tomáš. *Habilitační práce: Experimentální výzkum vlivu vlhkosti na mechanické vlastnosti historických zděných konstrukcí*. Praha: ČVUT v Praze, 2009.
- D'Ambrisi, A, M Mezzi, K Feo, a VP Berardi. „Analysis of masonry structures strengthened with polymeric net reinforced cementitious matrix materials.“ *Materials and Structures*, 1 2014: 264-271.
- Dizhur, D., M.C. Griffith, a J.M. Ingham. „Pull out strength of NSM CFRP strips bonded to vintage clay brick. Engstruct 2014;69:25-36.“ *Engineering Structures*, 2014: 25-36.
- Fajman, Petr. „Jaký je stav chrámu sv. Barbory v Kutné Hoře.“ *Stavitel*, 4 2003: 30-32.
- Foraboschi, Paolo. „Effectiveness of novel methods to increase the FRP-masonry bond capacity.“ *Composites Part B: Engineering Volume 107*, 15. 12 2016: 214-232.
- Ghiassi, Bahman, Giancarlo Marcari, Daniel V. Oliveira, a Paulo B. Lourenço. „Water degrading effects on the bond behavior in FRP-strengthened masonry.“ *Composites Part B: Engineering*, 11 2013: 11-19.
- Grande, Ernesto, Mario Fagone, Tommaso Rotunno, Elisa Bertolesi, a Gabriele Milani. „Modelling of the bond behaviour of curved masonry specimens strengthened by CFRP with anchor spikes.“ *Composites Part B*, 2019: 235-245.
- Grande, Ernesto, Mario Fagone, Tommaso Rotunno, Elisa Bertolesi, a Gabriele Milani. „Modelling of the bond behaviour of curved masonry specimens strengthened by CFRP with anchor spikes.“ *Composites Part B: Engineering*, 8 2019: 235-245.
- Holický, Milan. *Zásady ověřování spolehlivosti a životnosti staveb*. Praha: ČVUT v Praze, 1998.
- Hošek, J. *Stavební materiály pro rekonstrukce*. ČVUT Praha, 1996.
- Konthesingha, K.M.C, M.J. Masia, R.B. Petersen, N. Mojsilovic, G. Simundic, a A.W. Page. „Static cyclic in-plane shear response of damaged masonry walls retrofitted with NSM FRP strips – An experimental evaluation.“ *Engineering Structures*, 2013: 126-136.



- Kotlík, Petr. *Stavební materiály historických objektů - materiály, korozie, sanace*. Praha: Vydavatelství VŠCHT, 1999.
- Kouris, Leonidas Alexandros S., a Thanasis C. Triantafillou. „State-of-the-art on strengthening of masonry structures with textile reinforced mortar (TRM).“ *Construction and Building Materials*, 11 2018: 1221-1233.
- Krevaikas, D.Theofanis. „Experimental study on carbon fiber textile reinforced mortar system as a means for confinement of masonry columns.“ *Construction and Building Materials*, 5 2019: 723-733.
- Kroftová, Klára. „Obnova rekonstrukce staveb. Poruchy, degradace, sanace.“ V *Obnova rekonstrukce staveb. Poruchy, degradace, sanace*, autor: Jiří Witzany, Richard Wasserbauer, Tomáš Čejka, Klára Kroftová a Radek Zigler. Praha: CTU Publishing House, 2018.
- Kubát, Jan. „CFRP Strengthening of Damaged Stone Masonry Column.“ *Applied Mechanics and Materials*. Praha, 2016. 235-238.
- . „Post-stabilization of Damaged Stone Full Scale Column Using External CFRP.“ *Experimental Stress Analysis 2015*. Praha: Czech Technical University in Prague., 2015. 85-86.
- Kubát, Jan, a Jiří Karas. „The Corner Radius Influence on the Deformation Behavior of Brick Pillars Strengthened by CFRP Confinement.“ *Conference on the Rehabilitation and Reconstruction of Buildings (CRRB)*. Praha: Trans Tech Publications, 2015. 273-277.
- Kuča, Karel, a Věra Kučová. *Metoda klasifikace dle památkové hodnoty. Certifikovaná metodika NPÚ, svazek 55*. Praha: NPÚ, 2015.
- Lourenco, P. B. *Doctoral thesis: Computational strategies for masonry structures*. Delft: Technische Universiteit Delft, 1996.
- Maljaee, Hamid, Bahman Ghiassi, Paulo B. Lourenco, a Daniel V. Oliveira. „Durability of FRP-strengthening masonry bricks under hygrothermal conditions.“ *16th International Brick and Block Masonry Conference*. Padova, 2016. 419-424.
- Maroušková, Aneta, a Jan Kubát. „Solid Burnt Bricks' Tensile Strength.“ *Nano & Macro Mechanics 2017*. Praha: Acta Polytechnica CTU Proceedings, 2017. 75-79.
- Moretti, L. Marina, a Eftichios Arvanitopoulo. „Overlap length for confinement of carbon and glass FRP-jacketed concrete columns.“ *Composite Structures journal*, 4 2018: 14-25.
- Oehlers, D.J., a R. Seracino. „Design of FRP and steel plated RC structures.“ *Oxford: Elsevier Science*, 2004: 24-45.



- Pume, Dimitrij. „Výpočtové a konstrukční charakteristiky v období 1870 – 1975.“ *Zpráva k úkolu P09-326 – 801, KÚ ČVUT, Praha*, 1988.
- Ramaglin , G., G.P. Lignola , A. Balsano, A Prota, a G. Manfredi. „Seismic strengthening of masonry vaults using textile reinforced mortar.“ *Jurnal of Composites for Construction*, 2 2017.
- Rosický, Jiří. „Kompozitní materiály a jejich vlastnosti.“ *FOPTO*. Deštné, 1999.
- Saadatmanesh, H. „Extending service life of concrete and masonry structures with fiber composites.“ *Construction and Building Materials*, 5-6 1997: 327-335.
- Santa-Maria, Hernan, a Pablo Alcaino. „Repair of in-plane shear damaged masonry walls with external FRP.“ *Construction and Building Materials*, 9 2011: 1172-1180.
- Sassonia, Enrico, Valentina Sarti, Alessandro Bellini, Claudio Mazzo, a Elisa Franzoni. „Role of mortar joints in FRP debonding from masonry Enrico Sassonia,\*, Valentina Sarti, Alessandro Bellini, Claudio Mazzotti, Elisa Franzoni.“ *Composites Part B: Engineering (Volume 135)*, 15. 2 2018: 166-174.
- Seracino, R., N.M. Jones, M.S.M. Ali, M.W. Page, a D.J. Oehlers. „Bond strength of near surface mounted FRP strip-to-concrete joints. JComposConstr 2007;11:401-9).“ *Journal of Composites for Construction*, 11 2007: 401-409.
- Shrive, N. G. „The use of fibre reinforced polymers to improve seismic resistance of masonry.“ *Construction and Building Materials*, 2006: 269-277.
- Solař, Jaroslav. *Poruchy a rekonstrukce zděných staveb*. Praha: Grada, 2008.
- Štěpánek, Petr. „Additional Reinforcement in Historical Masonry structures – Determination of Anchorage Length and the State of Stress in Anchorage Area.“ *Conference Historical Monuments and Restoration*. Istanbul, 2001.
- . „Sborník ze semináře FRP výztuže.“ *Seminář FRP výztuže*. Brno: VUT v Brně, 2014.
- Tabbakhha, M, a A Modaressi-Farahmand-Razavi. „Analyzing the effect of workmanship quality on performance of unreinforced masonry walls through numerical methods.“ *Computers and Structures*, 2016: 1-14.
- Taljsten, B., A. Carolin, a H. Nordi. „Concrete structures strengthened with near surface mounted reinforcement of CFRP.“ *Advanced Structural Engineering*, 6 2003: 201-213.



- Vaculík, J., P. Visintin, N. G. Burton, a M. C. Griffith. „State of the art review and future research directions for FRP-to-masonry bond research: Test methods and techniques for extraction of bond-slip behaviour.“ *Construction and Building Materials* , 2018: 325-345.
- Vaddadi, P., T. Nakamura, a R. P. Singh. „Transient hygrothermal stresses in fiber reinforced composites: a heterogeneous characterization approach.“ *Composites: Part A*, 8 2003: 719-730.
- Valluzzi, M.R., F. Da Porto, E. Garbin, a M. Panizza. „Out of plane behavior to in fill masonry panels.“ *Materials and Structures*, 12 2014: 2131-2145.
- Vaněk, Tomáš. *Rekonstrukce staveb*. Praha: SNTL, 1989.
- Vejvara, Luděk. *Zděné konstrukce*. Plzeň: Vydavatelství ZČU, 2016.
- Wang, Lei-Ming, a Yu-Fei Wu. „Effect of corner radius on the performance of CFRP-confined square concrete columns: Test.“ *Engineering Structures*, 2 2008: 493-505.
- Willis, C.R., Q. Yang, R. Seracino, a M.C. Griffith. „Bond behavior of FRP-to-clay brick masonry joints.“ *Engineering Structures*, 2009: 2580-2587.
- Witzany, J., T. Čejka, M. Sýkora, a M. Holický. „Strength Assessment of Historic Brick Masonry.“ *Journal of Civil Engineering and Management*, 2 2016: 224-233.
- Witzany, Jiří. *Poruchy a rekonstrukce zděných budov*. Praha: ČKAIT Praha, 1999.
- Witzany, Jiří, a další. „Physical and Mechanical Characteristics of Building Materials of Historic Buildings.“ *The Civil Engineering Journal*, 4 2017: 343-360.
- Witzany, Jiří, Jiří Karas, a Radek Zigler. „Zpevnování dostředně tlačných zděných pilířů uhlíkovými lamelami vkládanými do ložných spár.“ *Stavební obzor*, (9-10) 2014: 136-140.
- Witzany, Jiří, Radek Zigler, a Jan Kubát. „Stress state analysis and identification of load-bearing capacity of brick masonry columns without and with initial cracks reinforced with composites based on high-strength fabrics loaded by concentric compression.“ *Structural Faults and Repair 2014*. Edinburgh: Engineering Technics Press Edinburgh, 2014.
- Witzany, Jiří, Radek Zigler, a Tomáš Čejka. „Problems.“ nedatováno.
- Witzany, Jiří, Richard Wasserbauer, Tomáš Čejka, a Radek Zigler. *PDR - poruchy, degradace, rekonstrukce*. Praha: ČVUT v Praze, 2010.
- Witzany, Jiří, Tomáš Čejka, a Radek Zigler. „Determination of residual load-bearing capacity of existing masonry structures.“ *Structures and Architecture: Concepts, Applications and Challenges*. Leiden: CRC Press/Balkema, 2013. 881-887.



- . „Problems of Masonry Strengthening with Carbon- and Glass Fibre Fabric .“ *Procedia Engineering* 14, 2011: 2086-2093.
- . „Stanovení zbytkové únosnosti existujících zděných konstrukcí.“ *Stavební obzor*, 9 2008: 257-265.
- Witzany, Jiří, Tomáš Čejka, Klára Kroftová, a Radek Zigler. „Strengthening of damaged historic vault structures in the Premonstrate Monastery at Teplá with composites based on high-strength fibres and epoxy resin.“ *REHAB 2015 - Proceedings of the 2nd International Conference on Preservation, Maintenance and Rehabilitation of Historic Buildings and Structures*. Barcelos: Green Lines Institute for Sustainable Development, 2015. 311-320.
- Witzany, Jiří, Tomáš Čejka, Klára Kroftová, Václav Maršík, a Radek Zigler. „Sanace vybraných klenbových konstrukcí konventu kláštera premonstrátů v Teplé.“ *Zprávy památkové péče*, 75(5), 5 2015: 450-456.
- Witzany, Jiří, Tomáš Čejka, Radek Zigler, a Jan Kubát. „Zesilování zděných pilířů ovinutím nepředpjatými pásy CFRP kompozitu – vliv kontaktní spáry „kompozit – zdivo“.“ *Stavební obzor*, 9-10 2014: 141-145.
- Wu, Yanqi, Shengli Li , Dongwei Wang , a Guanghui Zhao. „Damage monitoring of masonry structure under in-situ uniaxial compression test using acoustic emission parameters.“ *Construction and Building Materials* , 8 2019: 812-822.
- Yao, J., J.G. Teng, a J.F. Chen. „Experimental study on FRP-to-concrete bonded joints.“ *Composites: Part B*, 2005: 99-113.
- Zhang, H.W., S.T. Smith, a S.J. Kim . „Optimization of carbon and glass FRP anchor design. ConstrBuild Mater 2012;32:1–12.“ *Construction and Building Materials*, 2012: 1-12.
- Zigler, Radek, a Marek Pokorný. „Požární zkouška chování zděných cihelných pilířů zesílených pásky na bázi vysokopevnostních uhlíkových tkanin (CFRP).“ *Spektrum*, 1 2015: 18-21.
- Zigler, Radek, Jiří Witzany, Daniel Makovička, Shota Urushadze, Stanislav Pospíšil, a Klára Kroftová. „Experimental research into dynamic properties of masonry barrel vaults non-reinforced and reinforced with carbon composite strips.“ *Civil Engineering Journal*, 3 2016.



## 11. Seznam tabulek a obrázků, použitého software a norem

### *Seznam tabulek*

Tabulka 1: Pevnosti v tlaku cihelných vzorků .....	58
Tabulka 2: Normalizované pevnosti kamenných vývrtů v tlaku.....	59
Tabulka 3: Vlastnosti dílčích komponentů a celkového kompozitního systému (dle výrobce).....	60
Tabulka 4: Sada experimentálních těles z cihelného zdiva – pilíře s počátečními trhlinami .....	66
Tabulka 5: Sada experimentálních těles z kamenného zdiva – porušené pilíře .....	68
Tabulka 6: Pevnosti zdicích prvků, malty a zdiva v tlaku. ....	68
Tabulka 7: Mezní zatížení $N_{u,m}$ a zatížení na mezi vizuálně pozorovatelných trhlin $N_{TRH}$ .....	70
Tabulka 8: Maximální normálové napětí a odpovídající svislá deformace a modul přetvárnosti.....	74
Tabulka 9: Trvalé svislé a vodorovné deformace cihelných pilířů .....	76
Tabulka 10: Mezní zatížení $N_{u,m}$ , zatížení $N_{TRH}$ a zatížení při odlehčení.....	79
Tabulka 11: Trvalé svislé deformace kamenných pilířů .....	83
Tabulka 12: Trvalé vodorovné deformace kamenných pilířů .....	83
Tabulka 13: Modul přetvárnosti pro vybrané hladiny napětí .....	87
Tabulka 14: Experimentální sada pilířů se zaoblenými rohy .....	95
Tabulka 15: Stanovení korelačních součinitelů. ....	97
Tabulka 16: Dosažené hodnoty mezního zatížení $N_{u,m}$ .....	97
Tabulka 17: Vybrané hladiny zatížení a odpovídající deformace $\delta_Y$ a $\delta_X$ .....	99
Tabulka 18: Vybraná stádia zatížení a odpovídající hodnoty deformace $\delta_Y$ a $\delta_X$ .....	100
Tabulka 19: Mezní napětí v tlaku, mezní svislé průměrované deformace, moduly přetvárnosti.....	101
Tabulka 20: Minimální a maximální naměřená poměrná přetvoření $\varepsilon_{X,CFRP}$ .....	102
Tabulka 21: Tabulka mezních zatížení a zatíženích na mezi trhlin .....	105
Tabulka 22: Analýza tvaru průřezu.....	110
Tabulka 23: přehled experimentální sady s rozdílnou geometrií vyztužení.....	114
Tabulka 24: porovnání výšky neovinuté oblasti, vzdálenosti ovinutí a stupně vyztužení .....	114
Tabulka 25: Pevnosti cihel, malty a zdiva pro sadu pilířů s rozdílnou geometrií vyztužení.....	115
Tabulka 26: dosažené mezní zatížení $N_{u,m}$ a korelovaná mezní zatížení. ....	116
Tabulka 27: svislá deformace $\delta_Y$ a moduly přetvárnosti pilířů .....	118
Tabulka 28: bezrozměrný environmentální faktor prostředí.....	127
Tabulka 29: Výpočet charakteristických únosností ( $N_{CNR,RK}$ ) podle CNR-DT 200 2013/R1.....	129
Tabulka 30: Experimentálně dosažené hodnoty mezního zatížení .....	129
Tabulka 31: Výpočet charakteristických únosností ( $N_{RK}$ ).....	130

**Seznam obrázků**

Obrázek 1: Příklady kamenného zdiva .....	10
Obrázek 2: Způsoby provádění kamenného zdiva .....	10
Obrázek 3: Zřícenina hradu Trosky, Český Ráj .....	11
Obrázek 4: Dekorativní a méně časté způsoby provádění kamenného zdiva .....	11
Obrázek 5: Pevnost zdiva v tlaku stanovená dle ČSN 73 1101, zm. B.....	13
Obrázek 6: Historický kostel sv. Mikuláše v Čechovicích z pol. 14. stol., (západní Plzeňsko). .....	15
Obrázek 7: Rozdílný charakter porušení zděné konstrukce .....	19
Obrázek 8: Příklad diagnostiky poruch historické zděné budovy .....	19
Obrázek 9: Výsledné poměrné přetvoření $\varepsilon_{x,c(m)N}$ jednotlivých složek zdiva.....	20
Obrázek 10: Numerická 2D analýza pro cihelné zdivo.....	21
Obrázek 11: Numerická 2D analýza pro cihelné zdivo.....	21
Obrázek 12: Lineární numerická 2D analýza pro kamenné zdivo .....	23
Obrázek 13: Lineární numerická 2D analýza pro kamenné zdivo .....	24
Obrázek 14: Grafické znázornění časového průběhu účinku zatížení na konstrukci .....	25
Obrázek 15: Sevření zdiva pilíře páskovou ocelí. Měšťanský dům Plzeň, Tylova ulice. ....	29
Obrázek 16: Nepředepnuté kompozitní ovinutí zděných pilířů .....	30
Obrázek 17: Koloseum v Římě: sanace nosného kamenného pilíře z travertinu .....	31
Obrázek 18: Únavové chování kompozitních materiálů .....	34
Obrázek 19: Běžně používané tkaniny na bázi vysokopevnostních vláken.....	36
Obrázek 20: Epicentrum zemětřesení a snímání roje otřesů a dotřesů.....	45
Obrázek 21: Historické jádro města Norcia: poničené historicky významné sakrální stavby .....	46
Obrázek 22: Historické jádro města Norcia: standardní metody provizorní stabilizace .....	46
Obrázek 23:a) Mapa seizmických oblastí ČR dle EC8, b/ Zemětřesení ve střední Evropě .....	47
Obrázek 24: Schéma vyzdění cihelných pilířů a ilustrační fotografie pilíře P69 NZ .....	49
Obrázek 25: Kamenná zkušební tělesa: vyzdívání na podložku, vazba řádkového zdiva .....	50
Obrázek 26: Kamenná zkušební tělesa .....	51
Obrázek 27: Celoplošné a diskretní (různý stupeň vyztužení) provedení EBR .....	52
Obrázek 28: Provedení NSM v případě kamenného pilíře P_K 13. ....	53
Obrázek 29: Provedení technologie TRMs' v případě kamenného pilíře P_K 18.....	53
Obrázek 30: Ilustrativní schéma osazení zkušebních těles P69 NZ a P70 Z .....	54
Obrázek 31: Měřicí technika (dostupné z <a href="http://www.larm.cz">www.larm.cz</a> a <a href="http://www.hbm.cz">www.hbm.cz</a> , 24.7.2019).....	55
Obrázek 32: Zkušební lis v laboratorní hale TZÚS Praha .....	55
Obrázek 33: Schéma zatěžovacího režimu cihelných pilířů .....	56
Obrázek 34: Dokumentace trhlin: měření šířky trhlin .....	56





## 11. Seznamy a použité normy

Obrázek 35: Jádrové vývrty u plných pálených cihel, zkušební lis LabTEST 4.100SP1 .....	58
Obrázek 36: zkušební trámce z malty 40 x 40 x 160 mm .....	59
Obrázek 37: Teoretický průběh svislého namáhání $\sigma_Y$ a poměrného přetvoření zděného pilíře .....	62
Obrázek 38: Příklady experimentálních průběhů pracovního diagramu $N \times \delta_Y$ , $N \times \delta_X$ .....	63
Obrázek 39: Příklad tenzometrického měření svislého a vodorovného poměrného přetvoření.....	64
Obrázek 40: Ložné spáry cihelného pilíře .....	65
Obrázek 41: Cihelné pilíře experimentální sady s počátečními trhlinami .....	67
Obrázek 42: Kamenné pilíře experimentální sady s trhlinou po zesílení.....	69
Obrázek 43: Závislost normálových napětí a svislého přetvoření $\sigma_Y \times \varepsilon_Y$ .....	71
Obrázek 44: Průměrné hodnoty naměřených vodorovných deformací.....	71
Obrázek 45: Závislost normálových napětí a svislého přetvoření $\sigma_Y \times \varepsilon_Y$ .....	72
Obrázek 46: Průměrné hodnoty vodorovných přetvoření $\varepsilon_X$ .....	72
Obrázek 47: Závislost normálových napětí a svislého přetvoření $\sigma_Y \times \varepsilon_Y$ .....	73
Obrázek 48: Závislost normálových napětí a vodorovného přetvoření $\sigma_Y \times \varepsilon_X$ .....	73
Obrázek 49: Poměr vodorovného a svislého přetvoření. ....	74
Obrázek 50: Schématické vyznačení trvalé a dosažené deformace pro znázornění poměru $\delta_{Y,TRV}/\delta_Y$ ..	75
Obrázek 51: Vodorovná přetvoření cihly $\varepsilon_X$ měřená tenzometricky.....	77
Obrázek 52: Vodorovná přetvoření kompozitu $\varepsilon_{X,CFRP}$ měřená tenzometricky.....	77
Obrázek 53: Fotodokumentace porušení pilířů s počáteční trhlinou v porovnání s pilíři P58 a P55. ....	78
Obrázek 54: Porušování kontaktní spáry na rozhraní "kompozit – zdivo" .....	79
Obrázek 55: Průřez ve střední třetině výšky pilíře P54b a P55 (8. ložná spára odshora). ....	79
Obrázek 56: Závislost normálových napětí a svislého přetvoření $\sigma_Y \times \varepsilon_Y$ .....	81
Obrázek 57: Vynesení grafů $N \times \delta_X$ se znázorněním odlehčení .....	82
Obrázek 58: Poměrná přetvoření pilíře P_K 06a .....	84
Obrázek 59: Přetvoření kompozitního systému .....	85
Obrázek 60: Postupný pokles modulu přetvárnosti u nezesílených kamenných pilířů .....	86
Obrázek 61: Klesající modul přetvárnosti referenčního pilíře P_K 07 X .....	87
Obrázek 62: fotografie stupně porušení kamenných pilířů před provedením vyztužení.....	88
Obrázek 63: Rozdíl v průběhu vodorovných napětí $\sigma_X$ a průběhu trhlin v průřezu .....	93
Obrázek 64: Extrémní napětí v průřezu .....	94
Obrázek 65: Experimentální sada pilířů se zaoblenými nárožními hranami P61 r20 – P 65 r85.....	96
Obrázek 66: Závislost svislého přetvoření a intenzity působících normálových napětí .....	98
Obrázek 67: Průměrné hodnoty naměřených vodorovných deformací.....	99
Obrázek 68: Závislost zatížení a poměru $-\varepsilon_X / \varepsilon_Y$ (součinitel příčného přetvoření). ....	100
Obrázek 69: Přehled umístění tenzometrických snímačů na stranách a nárožích pilířů .....	102
Obrázek 70: Vodorovná poměrná přetvoření $\varepsilon_{X,CHLA}$ získaná tenzometrickým měřením.....	102



## 11. Seznamy a použité normy

Obrázek 71: Vodorovná poměrná přetvoření $\epsilon_{X,CFRP}$ získaná tenzometrickým měřením .....	104
Obrázek 72: Porušování kontaktní spáry na rozhraní "kompozit - zdivo" v blízkosti CFRP pásu. ....	105
Obrázek 73: Průřezy jednotlivých cihelných pilířů po porušení.....	106
Obrázek 74: Porušení spoje jednotlivých konců kompozitního ovinutí u pilíře P61 r20.....	106
Obrázek 75: Experimentální sada pilířů P57NZ + P61 - P65 (fotodokumentace).....	107
Obrázek 76: Pilíře P70 – P72 experimentální sady s rozdílnou geometrií.....	115
Obrázek 77: Závislost svislého přetvoření a intenzity působících normálových napětí .....	116
Obrázek 78: Závislost vodorovné deformace a zatížení u snímačů umístěných v horní třetině .....	117
Obrázek 79: Závislost vodorovné deformace a zatížení .....	117
Obrázek 80: Fotodokumentace porušených pilířů experimentální sady P70 – P72.....	118
Obrázek 81: Doporučený rozsah zaoblení nárožních hran.....	121
Obrázek 82: Doporučené umístění spoje kompozitního ovinutí. ....	121
Obrázek 83: Obdélníkový / čtvercový příčný průřez ovinutým pilířem .....	125
Obrázek 84: Námět na další výzkum .....	136



### *Seznam použitého software*

Microsoft Word 2013

Microsoft Excel 2013

Corel DRAW Graphics Suite X6

### *Použité normy*

ČSN EN 1996 – Navrhování zděných konstrukcí

ČSN ISO 13822 – Hodnocení existujících zděných konstrukcí

ČSN 73 0038- Navrhování a posuzování stavebních konstrukcí při přestavbách

ČSN EN 771-6 ED.2 Specifikace zdicích prvků – Část 6: Zdicí prvky z přírodního kamene

EN 772-1, Zkušební metody pro zdicí prvky – část 1: Stanovení pevnosti v tlaku

EN 1052-1, Metody zkoušení zdiva – část 1: Stanovení pevnosti v tlaku

ČSN 73 1101 – Navrhování zděných konstrukcí

ČSN P 73 0610 – Hydroizolace staveb, v platnosti od 1. 12. 2000

ČSN EN 1991-1-2

ČSN EN 1998-3

CNR DT 200/2004

CNR DT 200/2013 R1

ACI 440 (Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures)

CSA 1994b (Canadian Standards Association)

ASTM D-3039 (Standard Test Method for Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials)

Vyhláška 499/2006 Sb. (ve znění pozdějších předpisů: 405/2017 Sb.)

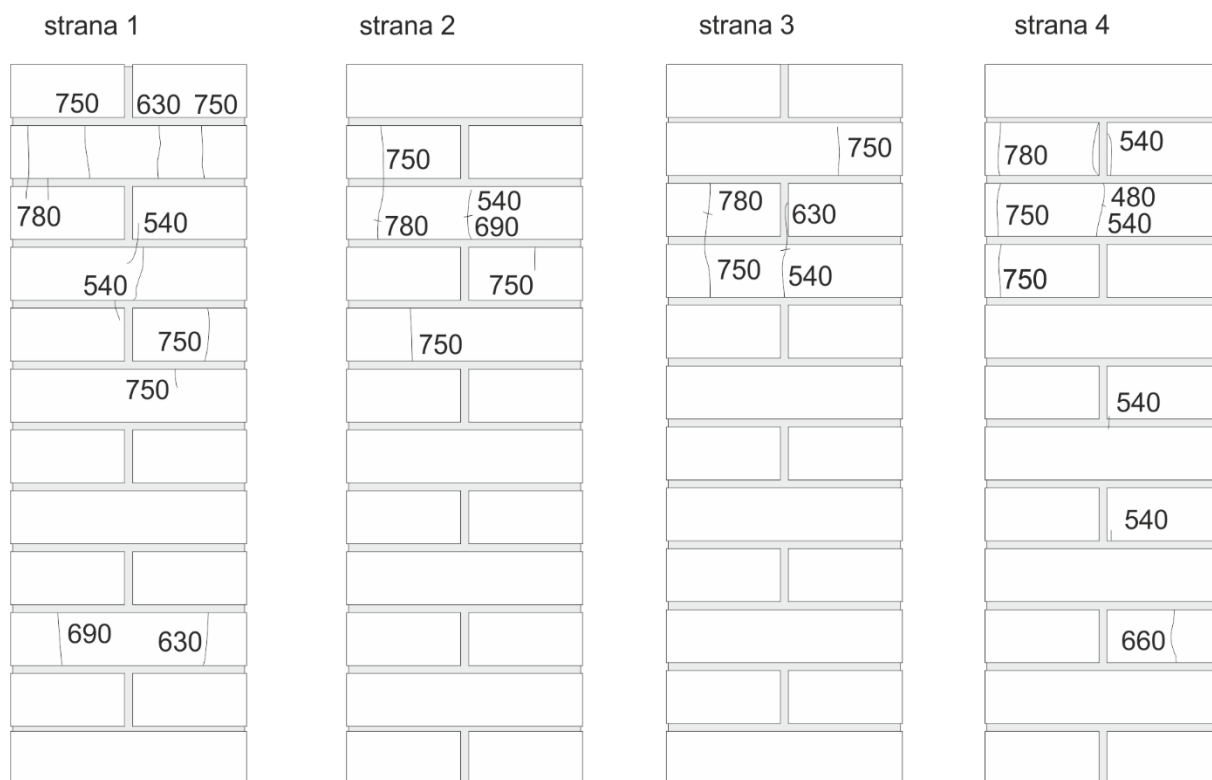
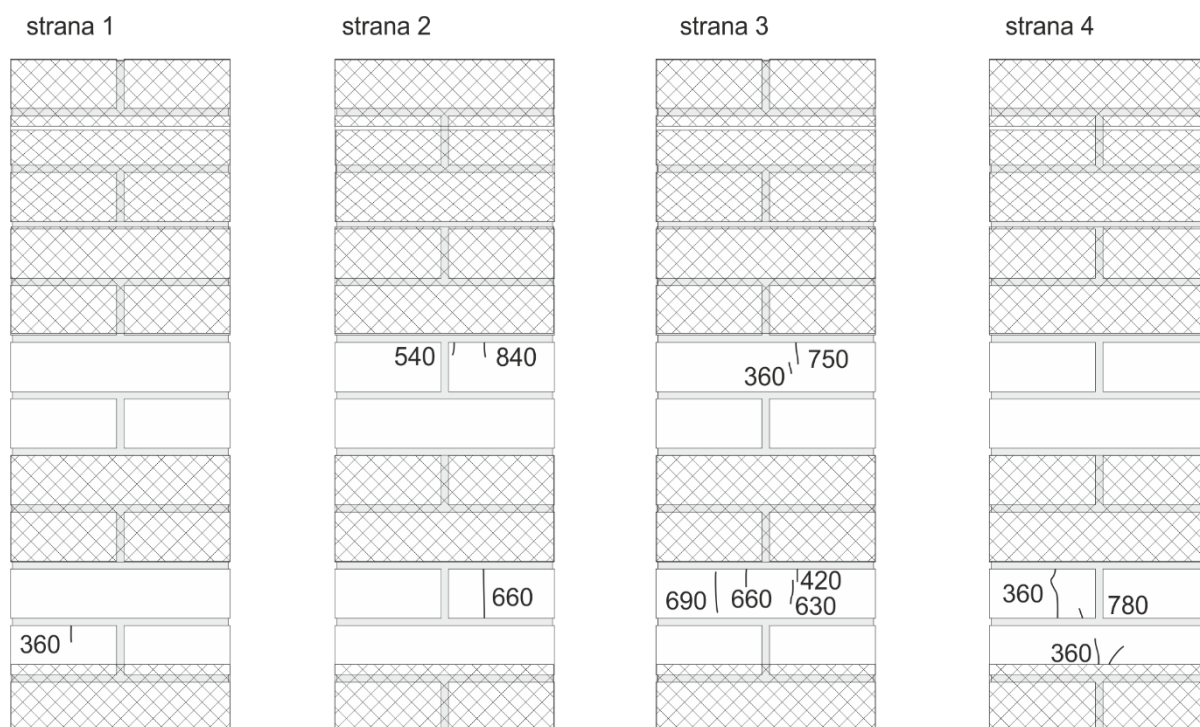
ČSN ISO 7144 (01 0161). Formální úprava disertací a podobných dokumentů. Praha: ČNI, 1997

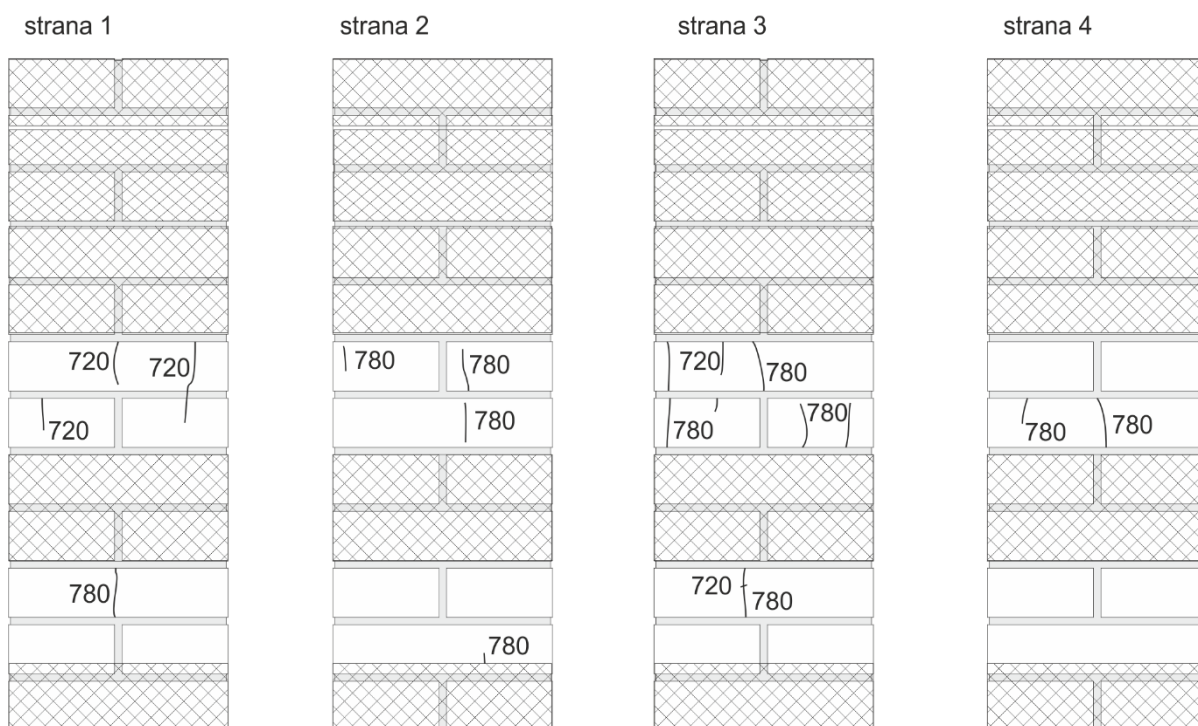


## 12. Přílohy

V příloze jsou uvedeny:

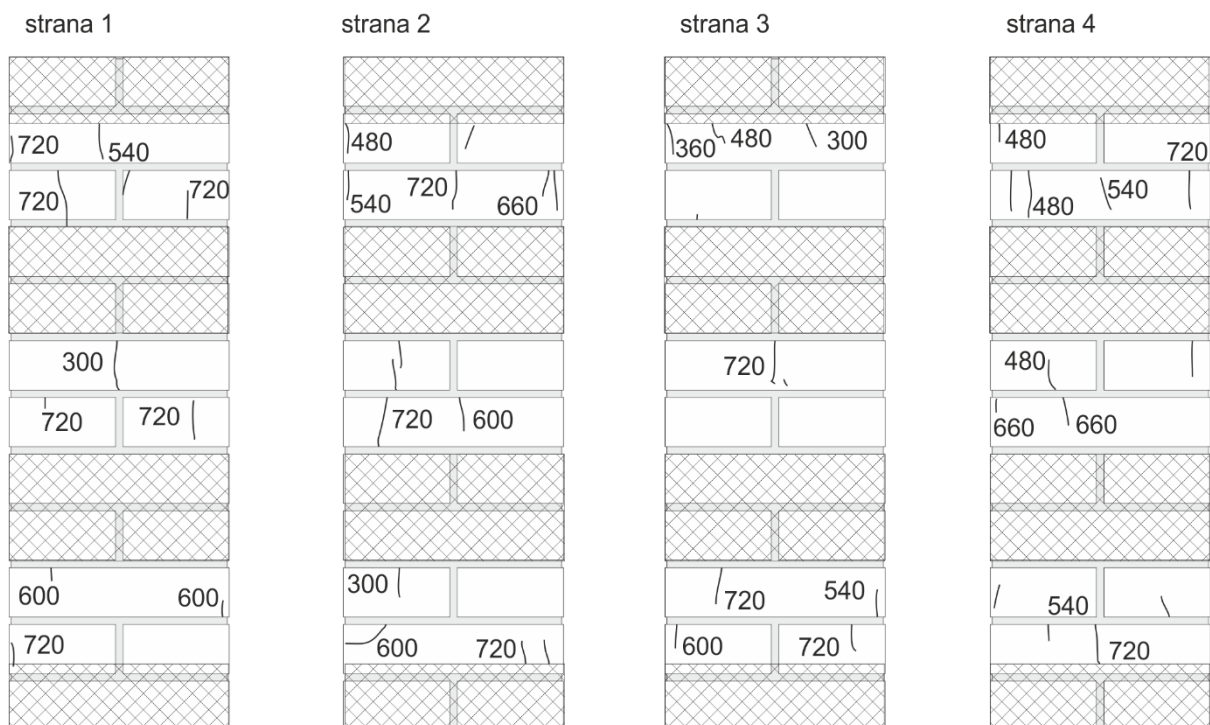
- ❖ Schéma porušení pilířů experimentálního měření
- ❖ Technické listy užitých materiálů

**Schéma porušení pilířů s počáteční trhlinou***P54a NZ – schéma porušení**P54b CFRP – schéma porušení*

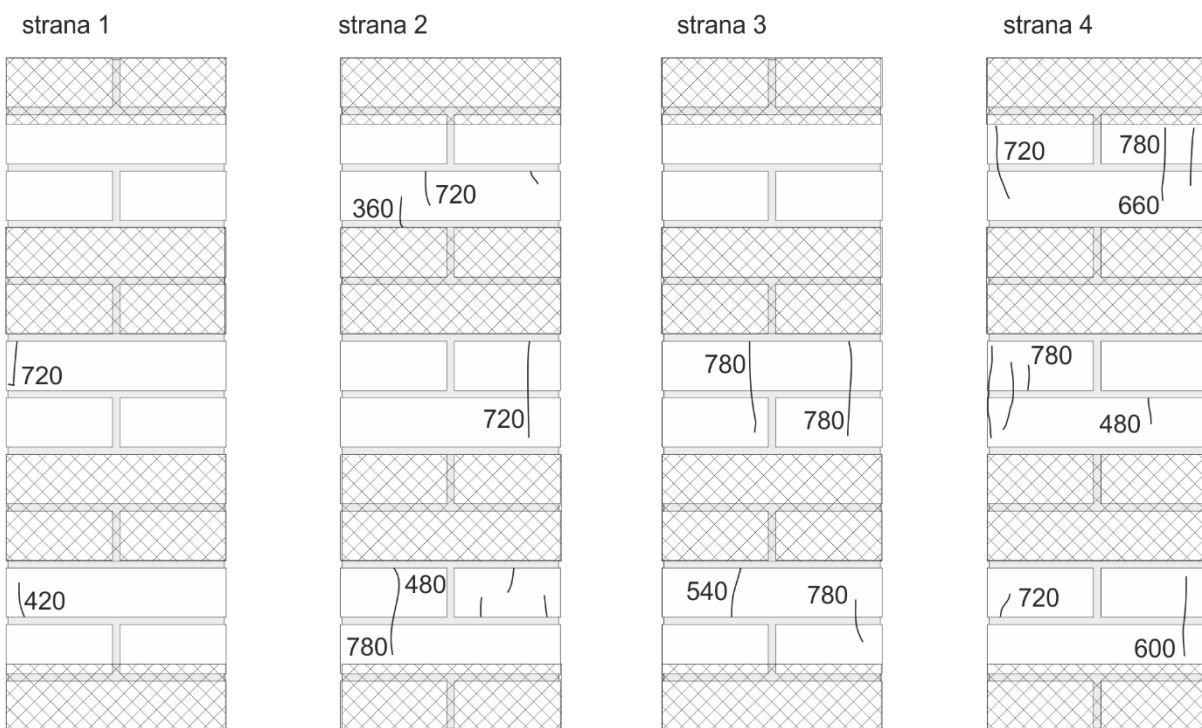


P55 CFRP – schéma porušení

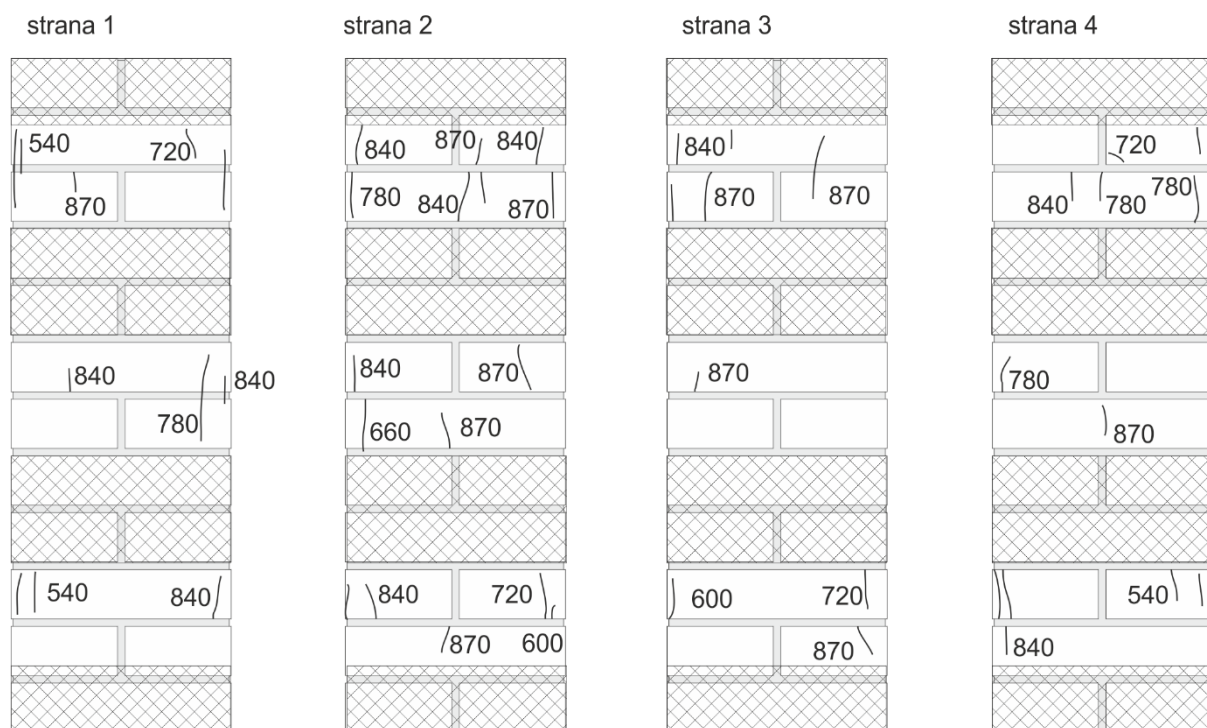
**Schéma porušení pilířů se zaoblenými rohy**



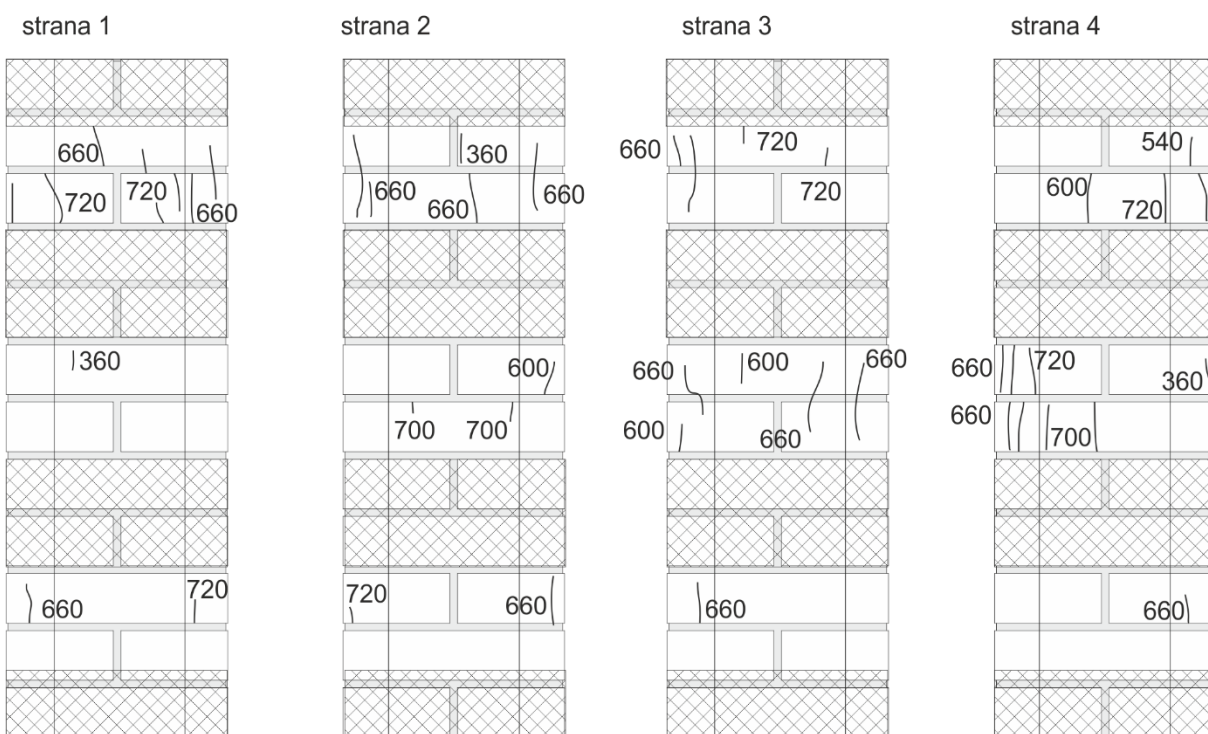
P61 r20 CFRP – schéma porušení



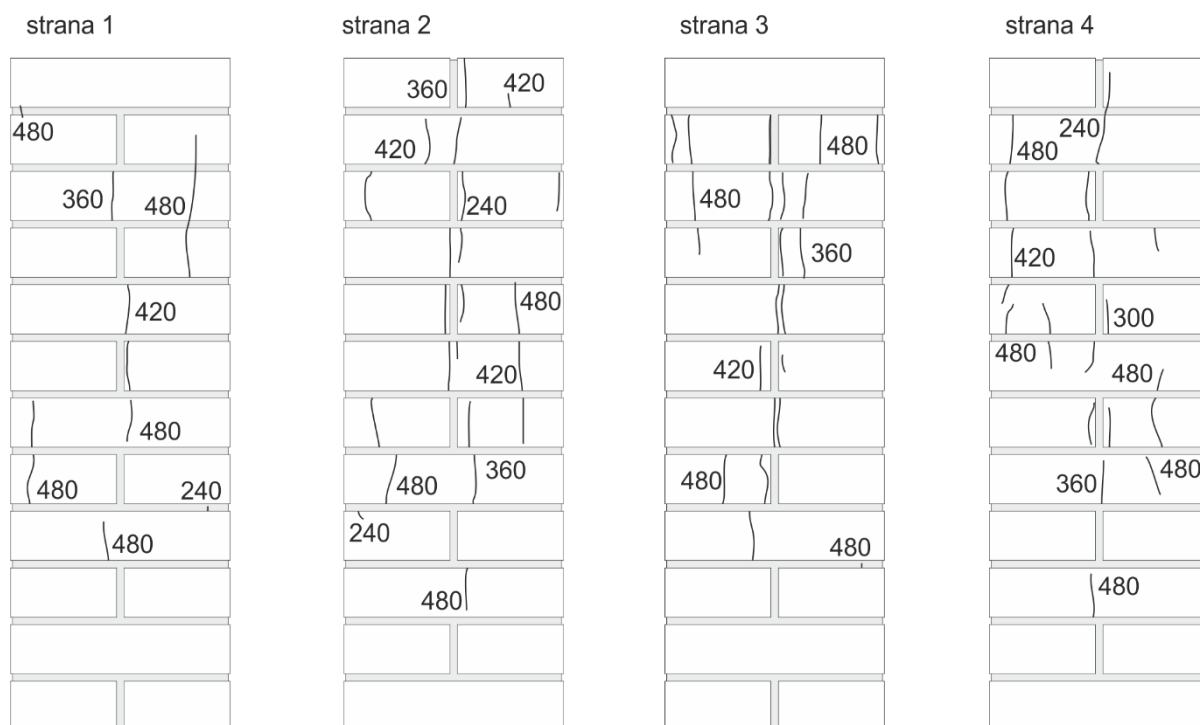
*P62 r35 CFRP – schéma porušení*



*P63 r50 CFRP – schéma porušení*



*P65 r85 CFRP – schéma porušení*

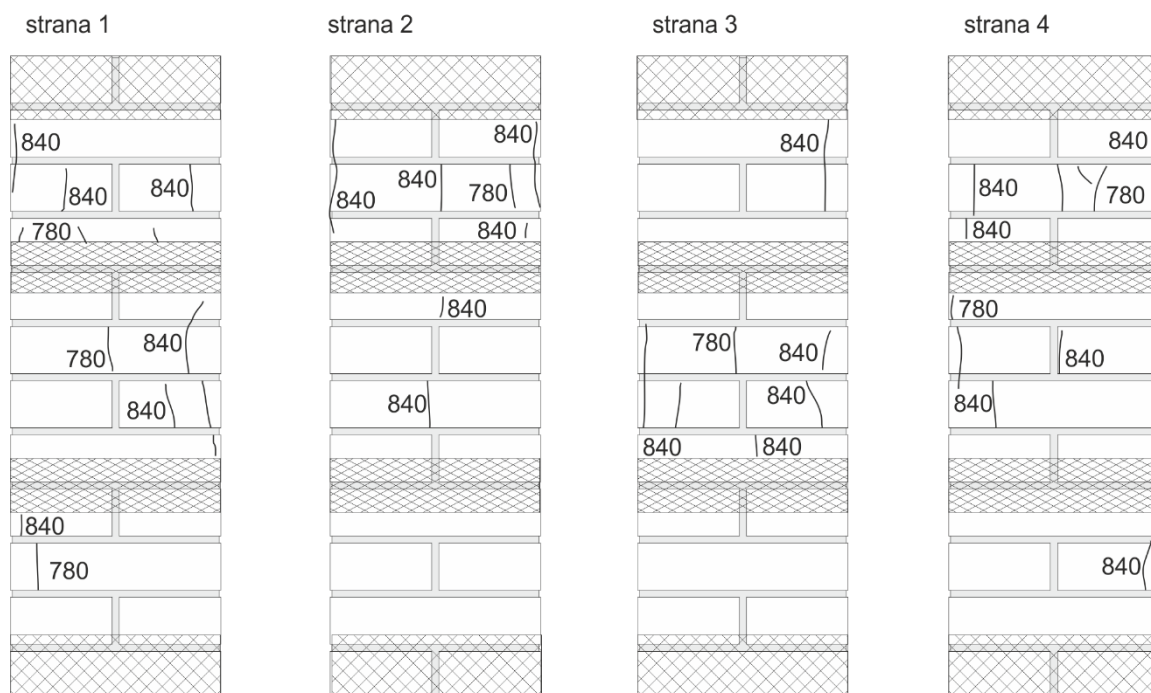


*P57 NZ – schéma porušení*

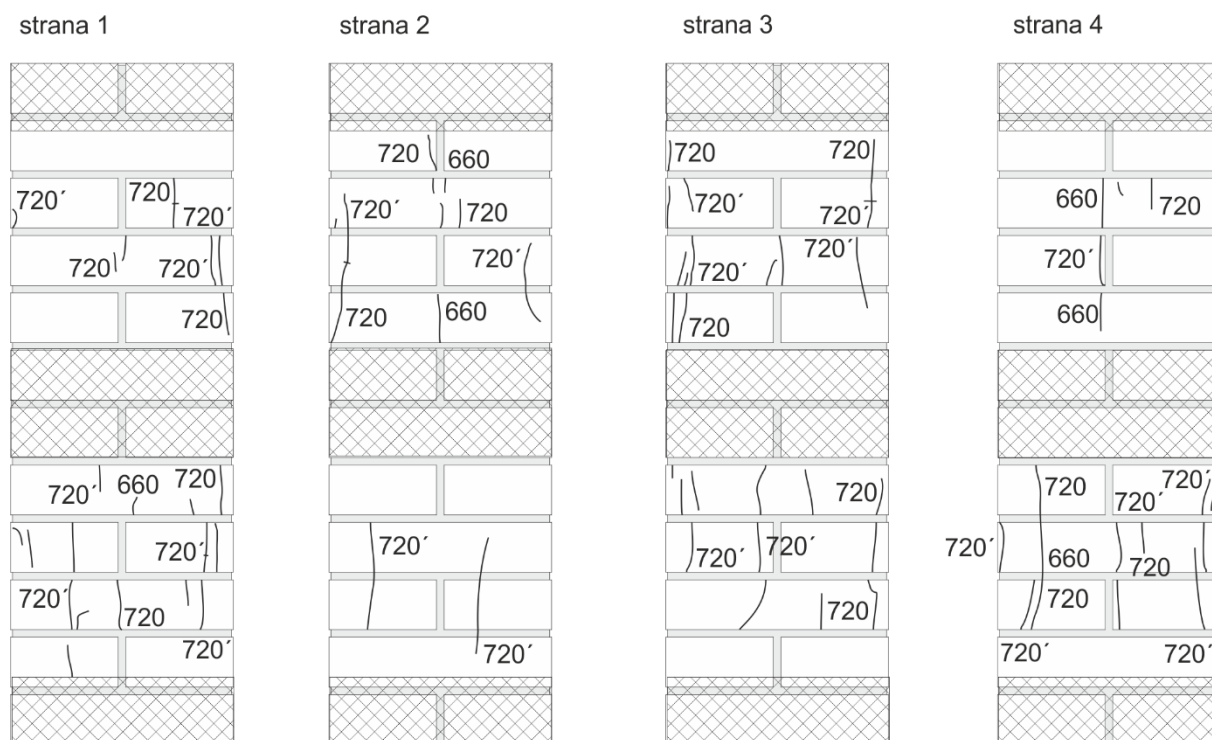




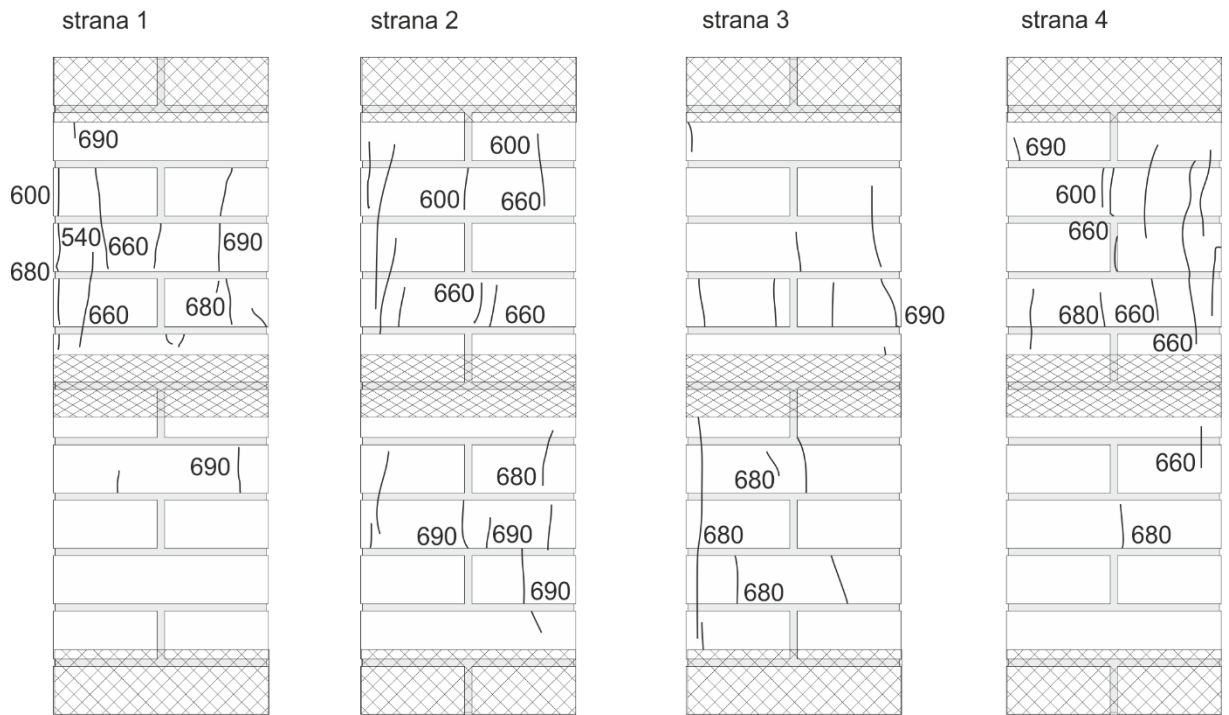
**Schéma porušení pilířů s různou geometrií vyztužení**



*P70 CFRP 75 – schéma porušení*



*P71 CFRP 150 1/2 – schéma porušení*



*P72 CFRP 75 1/2 – schéma porušení*



*Technické listy použitých materiálů*