
**Sborník recenzovaných přednášek
XXV. mezinárodního sympozia**



Sdružení pro sanace
betonových konstrukcí



Vysoké učení technické v Brně,
Fakulta stavební

ISBN 978-80-214-5193-3

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverí 95, Brno



SDRUŽENÍ PRO SANACE
2015
SANACE
BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

Partneři:



Mediální partneři:



13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverí 95, Brno

VĚDECKÝ VÝBOR SYMPOZIA:

prof. Ing. Juraj Bilčík, PhD.
Ing. Miroslav Dobrovolný, MBA
doc. Ing. Jiří Dohnálek, CSc.
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA
prof. Ing. Leonard Hobst, CSc.
Ing. Aleš Jakubík
Ing. Zdeněk Jeřábek, CSc., MBA
doc. Ing. Jiří Kolísko, Ph.D.
Milan Smeták
JUDr. Vladimír Špička
prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.
doc. Ing. Jan Tomek, CSc.
Ing. Vítězslav Vacek, CSc.

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverí 95, Brno

OBSAH

PŘEDMLUVA	11
PORUCHY DILATAČÍ KONSTRUKCÍ POZEMNÍCH STAVEB Zdeněk Bažant, Miloš Zich	13
OVLIVNĚNÍ STABILITY SVAHU REKONSTRUKCÍ OBJEKTŮ V JEHO PATĚ Zdeněk Bažant, Antonín Paseka, František Hubatka.....	25
VÝBUCHY V OBJEKTECH POZEMNÍCH STAVEB Zdeněk Bažant.....	35
ZOSILŇOVANIE BEZPRIEVLAKOVÝCH STROPOV PROTI PRETLAČENIU Juraj Bilčík, Ondrej Keseli	43
TERAHERTZOVÉ ZÁŘENÍ A JEHO VYUŽITÍ V NEDESTRUKTIVNÍ DIAGNOSTICE Ivana Bilíková	53
SANACE ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ ČOV KLOPINA Zdeněk Bíza, Vladimír Burget	69
SANACE ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ ČOV VELKÉ LOSINY Zdeněk Bíza, Vladimír Burget	77
PRŮZKUM CHLADÍCÍ VĚŽE 20 LET PO JEJÍ SANACI Jiří Bydžovský, Ámos Dufka, Tomáš Jarolím, Jaroslav Válek	89
VÝVOJ NEDESTRUKTIVNÍCH METOD PRO ZKOUŠENÍ BETONU ZA POSLEDNÍCH 25 LET Petr Cikrle, Ondřej Anton.....	97
DIAGNOSTIKA TRHLIN V BETONOVÝCH A ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍCH Jiří Dohnálek.....	113
MOŽNOSTI VYUŽITÍ INOVATIVNÍCH FYZIKÁLNĚ CHEMICKÝCH METOD PŘI HODNOCENÍ STAVU ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ Amos Dufka, Jiří Bydžovský, Tomáš Melichar	125
HYDROFOBIZACE CEMENTOBETONOVÝCH KRYTŮ VOZOVEK A JEJÍ VLIV NA POJÍZDNÉ VLASTNOSTI Michaela Fiedlerová, Jindřich Melichar, Rostislav Drochytka	133

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

POVRCHOVÉ ÚPRAVY KONSTRUKCÍ V OBLASTI SANACÍ A IZOLACÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ MATERIÁLY PCI, KOMPLEXNÍ SYSTÉMY A TECHNOLOGIE PCI PRO NOVOSTAVBY A REKONSTRUKCE DLE ČSN EN 1504-2.

Libor Hliseníkovský143

SMĚRY VÝVOJE RADIOGRAFIE VE STAVEBNICTVÍ ZA POSLEDNÍCH 25 LET

Leonard Hobst153

ZESILOVÁNÍ A STABILIZACE MOSTŮ A KONSTRUKCÍ POZEMNÍCH STAVEB - PŘES DVACET LET VÝVOJE DODATEČNÉHO PŘEDPÍNÁNÍ

Klusáček Ladislav159

OBNOVA SECESNÍ PAMÁTKY VILA LÖW-BEER

Martin Luňáček167

PŘÍPRAVA SANACE HOTELU LABSKÁ BOUDA

Martin Luňáček, Zdeněk Jeřábek, Libor Židek.....173

REKONSTRUKCE MVE KOMÍN, BRNO

Ivo Macháň, Tomáš Kalábek181

MÍRA PENETRACE HYDROIZOLAČNÍCH INFUZNÍCH GELŮ V ZÁVISLOSTI NA VLHKOSTI STAVEBNÍCH MATERIÁLŮ

Jindřich Melichar, Michaela Fiedlerová, Rostislav Drochytka193

SANACE PRŮMYSLOVÉ BETONOVÉ PODLAHY PO POŽÁRU HALY

Karel Mikulica, Rudolf Hela201

VÝVOJ SYSTÉMU MATERIÁLŮ PRO SANACI ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ S INHIBITORY KOROZE

Václav Pumpr, Pavel Dohnálek, Zdeněk Vávra, Rostislav Drochytka209

OPRAVY HISTORICKÝCH MOSTŮ

Květoslav Rušar, Jaromír Rušar, Jan Matějčík, Jaroslav Babáček.....221

PÔSOBENIE A ZOSILNENIE MONTOVANÝCH STROPNÝCH KONŠTRUKCIÍ SYSTÉMU MONTOVANÝ SKELET - REVIDOVANÝ PRIEMSTAV "MS-RP" NA ÚČINKY HORIZONTÁLNYCH ZAŤAŽENÍ

Július Šoltész – Miroslav Ignačák235

SANACE 3 MOSTŮ PŘI PŘESTAVBĚ ŽEL. VLEČKY NA CYKLOSTEZKU V OBCI TUCHLOVICE

Jakub Štěrbá, Jiří Vlček, Miroslav Běhavý.....243

SAMONIVELAČNÍ LEHČENÝ POTĚR PRO PODLAHY

Eva Tůmová, Rostislav Drochytka.....251

ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKY JAKO ÚČINNÝ NÁSTROJ PŘI NÁVRHU, REALIZACI A
OVĚŘENÍ FUNKČNOSTI SANACE ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

Petr Žítt, Petr Daněk, Pavel Schmid, Jaromír Láník261

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverí 95, Brno

PŘEDMLUVA

Vážené dámy, vážení pánové – milí účastníci sympozia SANACE 2015

Scházíme se již na tradičním květnovém setkání - sympoziu, které nese jméno „SANACE“ a k tomu příslušný letopočet. A je to právě tento rok, rok 2015, kdy oslavujeme 25. výročí od našeho prvního setkání. Je to dlouhé období, období prakticky jedné lidské generace. Kdo byl tehdy mladík po škole, blíží se ke „střednímu věku“ a mnozí „otcové - zakladatelé“ tohoto sympozia dosahují (nebo i překračují) důchodový věk. Věk však nerozhoduje, rozhoduje mysl a pevně věřím, že všichni, kteří se zde setkáváme se budeme cítit mladě.

Každá opakující se akce po jisté době se projevuje jistými rituály a to především v místě konání. Tyto rituály jsou sice na jedné straně příjemné – člověk se po roce vrací do stejného „známého“ prostředí. Na druhé straně je však pravdou, že po jisté době tyto opakující se akce splývají a účastník si neuvědomuje, zda se se svým přítelem setkal v „Moravské chalupě“ před 3 lety, 5 lety, anebo to bylo již před 7 lety....?

Proto jsme letos zvolili zcela nové netradiční prostředí Fakulty stavební VUT v Brně. Vyšli jsme vstříc dotazům některých účastníků, kteří na FAST VUT v Brně dříve studovali (ještě v blahé paměti na ulici Barvičově a Veslařské) a zajímali se, jaká je výuka na Fakultě stavební v současné době. Dodrželi jsme (sice loni porušený) rituál předvečera v aule FAST a jako výrazné zpestření jsme připravili hlavní společenský večer v prostorách Centra AdMaS, které by mělo patřit k nejprestižnějším ústavům v oblasti stavebnictví a v naší zemi.

Závěrem mi prosím dovolu, abych Vám popřál mnoho nových poznatků, získaných během odborných přednášek a též mnohá přátelská setkání s lidmi, se kterými se vlastně setkáváme jen právě zde, během sympozia SANACE.

Prof. Ing. Leonard Hobst, CSc.
prezident SSBK

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverří 95, Brno

PORUCHY DILATAČÍ KONSTRUKCÍ POZEMNÍCH STAVEB

FAILURES OF EXPANSION JOINTS OF BUILDING STRUCTURES

Zdeněk Bažant, Miloš Zich

Ústav betonových a zděných konstrukcí, VUT FAST v Brně

Anotace:

Stavby, které jsou vydány přirozeným změnám teploty ovzduší, je třeba rozčlenit na části, které se mohou chovat samostatně. Pokud se tak nestane, konstrukce se sama rozdělí podle obecných fyzikálních zákonů a vnitřních a vnějších tvarových a materiálových vlastností stavby. Článek pojednává o poruchách dilatací objektů pozemních staveb.

Annotation:

Buildings which are issued to natural changes of atmospheric temperature, should be divided to parts that can act independently. If not, the structure itself will be split up according to the general laws of physics and the internal and external form and material properties of the structure. The article describes failures of expansion joints of constructions.

Klíčová slova: Dilatace, beton, zdivo, teplotní roztažnost, smršťování, dotvarování

Keywords: Expansion joints, concrete, masonry, temperature expansion, shrinkage, creep

1. Účinky objemových změn

Poruchy vyvolané účinky objemových změn lze zařadit do skupiny nepřímých účinků namáhání. Jsou v betonových konstrukcích způsobeny:

- teplotními účinky,
- smršťováním,
- dotvarováním.

Teplotní účinky vyvolávají u stavebních konstrukcí délkové změny. Nejsou nebezpečné tehdy, může-li se stavební konstrukce nebo prvek neomezeně roztahovat či stahovat. Např. jsou-li konstrukce uloženy na pohyblivých podporách (ložiskách) nebo na kyvných stojkách, nebo jsou-li rozděleny na části v takových vzdálenostech, že výsledek napětí z délkových změn nezpůsobí žádná nadměrná namáhání ve vlastních nebo přilehlých nosných prvcích. Ve všech ostatních případech, kdy je zamezeno tepelné dilataci konstrukcí, nastává v nich při zvyšování nebo snižování teploty neustálý pohyb, což má může při vyčerpání únosnosti betonu v tahu mít za následek vznik trhlin.

Smršťování nastává při úbytku vlhkosti (vysychání) betonu a jeho účinek je pak dán zmenšením objemu. Vysychání začíná vždy na povrchu a při jeho rychlém průběhu na povrchových oblastech konstrukci brání vlhké jádro volnému stahování povrchu. Účinek je udáván hodnotou cca 0,25 mm/m, často ale i výrazně vyšší v závislosti na typu betonu. Tím vznikají tahová napětí, která u betonových konstrukcí, u nichž se účinkům smršťování zabraňuje nevhodnou konstrukční úpravou, vyvolávají vznik trhlin. Proto se smršťováním trhají tenké stropní desky spojené monoliticky s masivními betonovými prvky – s trámy nebo průvlaky, případně se ztužujícími věnci atd. Trhají se i dlouhé zdi, které se nemohou v dosedacích plochách vlivem tření zkracovat. Smršťováním lze vysvětlit vznik trhlin, jež nemohou mít původ od účinků zatížení. Porušují se jím i trámy a průvlaky a hlavně zdivo, na kterém jsou železobetonové konstrukce uloženy. Průběh smršťování je ovlivněn teplotou a vlhkostí prostředí. Tvrdne-li beton v suchém a teplém prostředí, je smršťování větší a probíhá rychleji. Zvláště nepříznivě se projevují účinky smršťování při betonování nádrží, vodojemů kanálů apod., neboť smršťováním vznikají trhlinky, porušující vodotěsnost. Účinek smršťování se zvyšuje u betonu s velkým obsahem cementu, používáním cementů objemově nestálých, vysokým vodním součinitelem, používáním jemnějších frakcí kameniva a některých přísad, zejména urychlovačů/zpomalovačů tuhnutí betonové směsi. Smršťování probíhá nejintenzivněji v prvním období po zabetonování (ve 3 až 6 týdnech) a během prvního roku. Čelí se mu vhodným konstrukčním opatřením a pracovními postupy při betonování (např. betonováním konstrukce po částech).

Dotvarování je vlastnost betonu charakterizovaná růstem trvalých deformací konstrukce za účinku trvalého nebo dlouhodobě působícího zatížení. Je velmi důležité pro železobetonové, ale zejména pro předpjaté konstrukce. Zvětšuje

zkracování podpůrných konstrukcí (sloupů, stěn atd.), zvyšuje průhyby betonových nosníků, ovlivňuje vnitřní napětí betonu, zvyšuje změnu staticky neurčitých veličin, přesouvá napětí z betonu na výztužné pruty a úbytek předpětí v předpjatých konstrukcích atd. Účinky dotvarování jsou tím větší, čím dříve po vybetonování je konstrukce zatěžována a čím její průřezy jsou subtilnější. Tyto účinky, není-li s nimi počítáno, mohou vyvolat i vážné poruchy betonových staveb.

2. Dilatační spáry – rozdělení konstrukce na části

Úmyslně vytvořené spáry mezi jednotlivými částmi konstrukce se nazývají dilatační nebo rozdělovací. Poměrně dokonale popisuje doporučené vzdálenosti dilatačních spár ČSN 73 1201/2010 „Navrhování betonových konstrukcí“ kapitole 4 v Tab. 4.1. V konstrukcích, ve kterých by šíře trhlin měla být výrazně omezena (vodojemy, nádrže, podlahy apod.) se navrhuje dilatační spáry i v menších vzdálenostech od sebe (viz ČSN 73 1208 kapitola 8), u konstrukcí montovaných lze vzdálenost dilatačních spár i zvětšit.

Někdy je ovšem třeba volit polohy dilatačních spár ve větších vzdálenostech, než je běžné. Např. u spojitě konstrukce nelze dilatační spáry upravit tak, že se stavba jednoduše rozdělí na jednotlivé menší části – to by bylo nevhodné, nekonstruktivní a drahé. Spáry se mohou v podobných případech provést i ve větších vzdálenostech, je však nutné u konstrukce početně vyšetřit vliv změn teploty a smršťování betonu a nepříznivým účinkům bránit vhodnými konstrukčními opatřeními, která vyplynou ze statického výpočtu, např. zesílením výztuže, vložením kloubů či dilatačních polí apod.

Dilatační spáry by měly být, pokud je to možné, přímé a měly by procházet bez přerušení všemi částmi budovy zdola nahoru, tedy od základů až po střeš. Ovšem, teplotními dilatačními spárami není vždy třeba dělit základy, neboť ty leží na podloží v oblasti téměř konstantní teploty, takže u nich nedochází k rozměrovým změnám teplem a také smršťování je výrazně menší než u horní stavby. Musí se ovšem zvážit i teplotní poměry při stavbě základů (např. v létě), kdy je nezbytné konstrukci chránit proti účinkům slunečního záření překrytím, nebo kropením.

Dilatačními spárami oddělujeme od sebe také ty části budov, které jsou založeny na různých základových půdách a kde lze očekávat nestejněměrné sedání. Pokud by se taková konstrukce provedla spojitě, vyvolalo by to u ní nerovný pokles základů a tedy přídatná namáhání a poruchy horních konstrukcí. Totéž platí i pro stavby, jejichž části mají různý nosný systém (zděná stavba – železobetonová stavba, pásové základy – základy podepřené pilotami apod.).

Při vzájemném překrývání objemových či teplotních změn a při větších délkách stavby může také dojít k tak velkým roztažením nebo stlačení a tedy k silovému namáhání konstrukce tak, že dojde k překročení pevnosti stavebních materiálů a nezbytné protažení se projeví trhlinami. Bohužel jsou tyto trhliny „divoké“, tj. nachází se na nevhodných místech, konstrukce netěsní a pohledově nevyhovuje a stavební dílo může být ohroženo.

Uvedené poruchy jsou složité a nesnadno odstranitelný problém, zasluhující podrobné šetření. Otázka umístění spár (dilatačních/rozdělovacích, pracovních tlakových, jalových) ve stavbě, jejich vzdálenosti, šířky, konstruktivní uspořádání, těsnění, přemostování a vyplňování, se stala vědeckým problémem a může být pojednávána jen s odkazy na příslušnou literaturu [1 až 12].

Dále je třeba připomenout, že bourá-li se stavba vedle staré budovy s chatrnými sousedními zdmi, oddělenými vzájemně dilatací, musí se štitová zeď neodstraňovaného objektu řádně vzepřít – zvláště to platí, je-li tato zeď zatížena klenbami. Zajišťovací konstrukce jsou někdy složité a nákladné a vždy zdržují postup bourání i výstavbu nového objektu v proluce. Také základy a celá stavba nového objektu se musí přizpůsobit místu stavby (tj. včetně dilatačních spár k původním stavbám).

2.1 Umístění spár

V nosných konstrukcích z běžně vyztuženého betonu či betonu předpjatého se dilatační spáry umísťují:

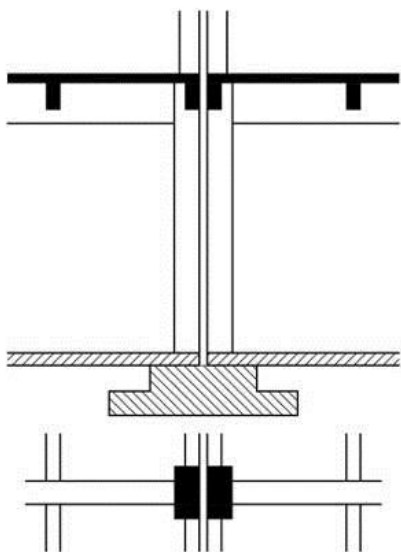
- a) Svisle, kdy jednotlivé nosné konstrukce oddělených částí měly nosné systémy navzájem zcela nezávislé, Obr. 1, 2. Po obou stranách dilatační spáry jsou sloupy, stropní trámy či desky v každé části samostatné. Základy sloupů jsou společné (nebyla-li dilatace provedena z důvodů nestejnomyšerného sedání jednotlivých částí stavby (tehdy je nezbytné dělit i základy). Tento způsob umístění spáry bezpečný a z konstruktivního hlediska vhodný. Je ovšem všeobecně dražší.
- b) Zalomeně, kdy dilatační spára přerušuje průvlaky, buď těsně při sloupu, nebo při stropním žeburu. Leží-li průvlaky příčně, může se obdobně přerušit i stropní konstrukce, Obr. 3. Stropy jsou zde provedeny jako konzoly.
- c) Vložením celého dilatačního pole. Stropy jsou zde provedeny opět jako konzoly, jejichž konce pak vložený prostý nosník (míněno staticky) nesou, Obr. 4.

Ozuby v případech b) a c) je třeba pečlivě propočítat a zachytit napětí v hlavním tahu, vznikající nad uložením a pod ním, kde mají nejvíce namáhané části konstrukce jen poloviční výšku. Je nezbytné také přihlídnout k účinkům tření v ložné ploše ve vodorovné části spáry. Při vodorovných posuvech dilatované konstrukce vznikají v ní vlivem tohoto tření vodorovné tahové síly. Kdyby nebyly zachyceny výztuží, mohly by se ozuby odtrhnout od zbylé části stavby, případně by se konstrukce mohla v některém slabém průřezu porušit tahem. Výztuž by měla být počítána na všechny zmíněné účinky. Na Obr. 4 je zakreslena úprava spáry ve stropním žeburu.

Lze konstatovat, že v praxi v případech b) a c) zkušenosti naznačují, že výrazně výhodnější co se týká funkčnosti a spolehlivosti je svislé přerušování stavby dle a).

Zvláště nepříznivě se teplotní účinky projevují na nedostatečně tepelně izolovaných plochých železobetonových střeších. Tepelnou dilatací se porušuje jednak vlastní krytina, jednak se trhá římsa i nosné zdivo a nejvyšších podlažích. Podobně

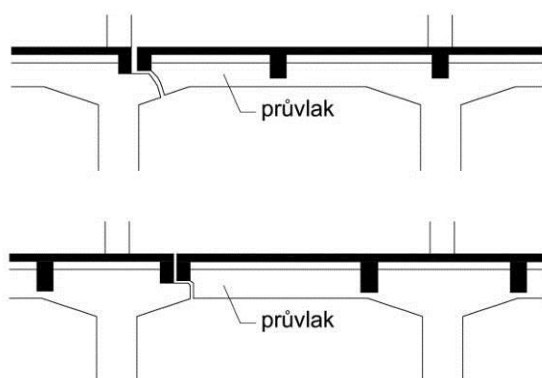
poruchy se také projevují jak na vnějších, tak i na vnitřních panelech montovaných staveb. Slunečním zářením a teplotními změnami uvnitř stavby jsou panelové stěny ve stálém pohybu. Panely se deformují, porušuje se jejich spojení v ložných i styčných spárách, vznikají v nich zvýšená namáhání a jsou-li spoje panelů dosti pevné, trhají se panely i mimo tyto spáry.



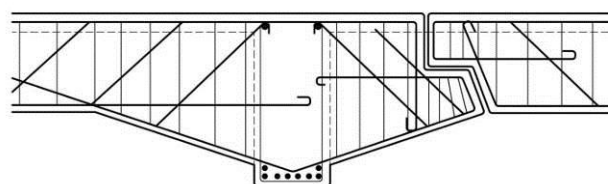
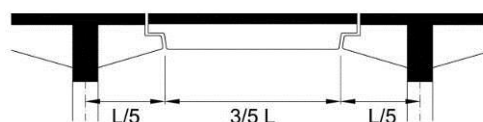
Obr. 1: Dilatační spára ve zdvojeném sloupu.



Obr. 2: Kruhový sloup na polovinu dělený dilatační spárou (tzv. „Bat'ův skelet“).



Obr. 3: Jedná spára mimo sloup.

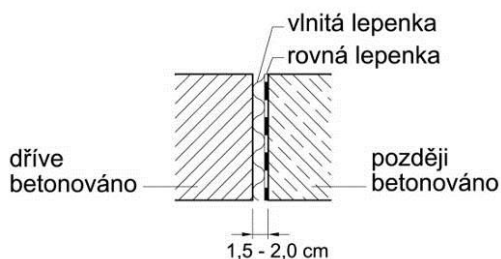


Obr. 4: Dilatační spáry ve stropě – vložené pole.

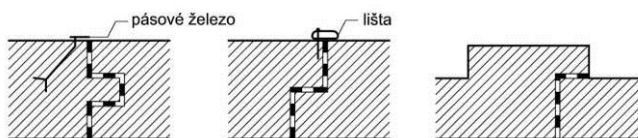
2.2 Šířka a výplň spár

Pokud se staví v zimě, železobetonová konstrukce zkrátí a naopak je tomu v létě. Během let se konstrukce navíc smrští a dotvaruje. Obvykle se navrhuje šířka dilatačních spár 15 až 25 mm. Realizace se pak zajistí vložením vhodné vrstvy

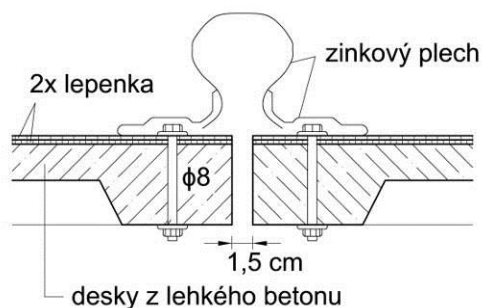
stlačitelného materiálu. Do spár se též vkládají různé trny či továrně vyrobené prvky, Obr. 5 až 8.



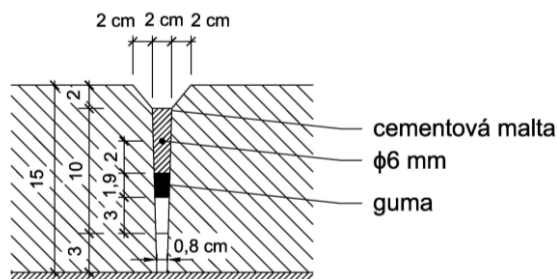
Obr. 5: Úprava spáry.



Obr. 6: Zalomení spáry.



Obr. 7: Zakrytí spáry ve střeše.



Obr. 8: Úprava spáry žlabu.

Dilatační spáry se v hotové stavbě skutečně svírají a rozevírají, nebo se v nich při různém zatížení a sedání základů posunuje jeden díl stavby svise podle části druhé. Musí být upraveny tak, aby se přilehlé stavební součásti těmito pohyby neporušovaly. Nesmí se tedy přes spáru provést např. omítka. Dilatační spára se přizná a obvykle se překryje lištou, nebo se ponechá volná. Lišta se pochopitelně upevní jen na jedné straně spáry.

Dilatační spáry, kterými by mohla pronikat voda či jiná tekutina (ve vodních žlabech, vodojemech, nádržích, garážích apod.), vyžadují zvláště pečlivé utěsnění.



Obr. 9: Fotbalový stadion, dilatace tribuny (vložené pole).



Obr. 10.: Spojení průvlaku - porušení trhlinami.

3. Příklady poruch oddilatování objektů

3.1. Novostavba v proluce

Objekt byl postaven v proluce. Z hlediska spodní stavby má tři části, Obr. 10:

- **Přední část půdorysně cca 11,7 x 21,6 m.** Jednalo se o čtyřpodlažní objekt, bez podsklepení, umístěný nad stávajícími historickými klenutými sklepy. Objekt byl dle původní projektové dokumentace založen na vrtaných pilotách průměru 900 mm, přes ně byl vytvořen železobetonový rošt vytvářející podporu pro uložení sloupů horní stavby. Z důvodu respektování konstrukce sklepů byl železobetonový rošt proměnné výšky, část je tvořena ocelovými nosníky.
- **Střední část (půdorysně cca 13,7 x 21,6 m)** je devítipodlažní, z toho jsou dvě podlaží podzemní. Ta byla provedena železobetonová, skládající se ze stropních desek, stěn a základové desky. Byla tedy založena plošně a je oddilatována od části přední. Úroveň základové spáry je cca -8 m pod úrovní ±0,000.
- **Zadní část (půdorysně cca 9 x 14,0 m)** je jednopodlažní, železobetonová. Konstrukci tvoří stěny, základová deska a stropní deska s trámy. Úroveň základové spáry je cca -4,4 m pod úrovní ±0,000. Není zde dilatace od střední části, spojení s ní je tuhé. spojen.

Nadzemní část budovy není v horní stavbě vůbec dilatována. Staveniště se nachází v proluce a v lokalitě, která již v dávných dobách byla osídlena, leží poblíž historických hradeb, na celkově problematickém podloží, kde byly během staletí ukládány různé antropogenní navážky, nekvalitní co se týká únosnosti i deformovatelnosti. Mimo to se pod částí půdorysu nacházejí památkově chráněné zděné klenuté sklepy, které bylo třeba zachovat.

IGP doporučil celkově hlubinné založení. To ovšem nebylo v projektu realizováno. Lze tedy konstatovat:

Předložený způsob založení objektu je nevhodný a měl by zásadní dopad na chování horní stavby. Systém přenášení zatížení budovy je nejasný. Po výstavbě objektu lze očekávat trhliny ve stěnách a deskách, poruchy obkladů, obvodových pláštěů, izolací, podlah, rozvodů apod. Nelze vyloučit ani fatální poruchy únosnosti konstrukce.

I předložená dokumentace obsahovala řadu nejasností a pochybení ve statickém výpočtu.

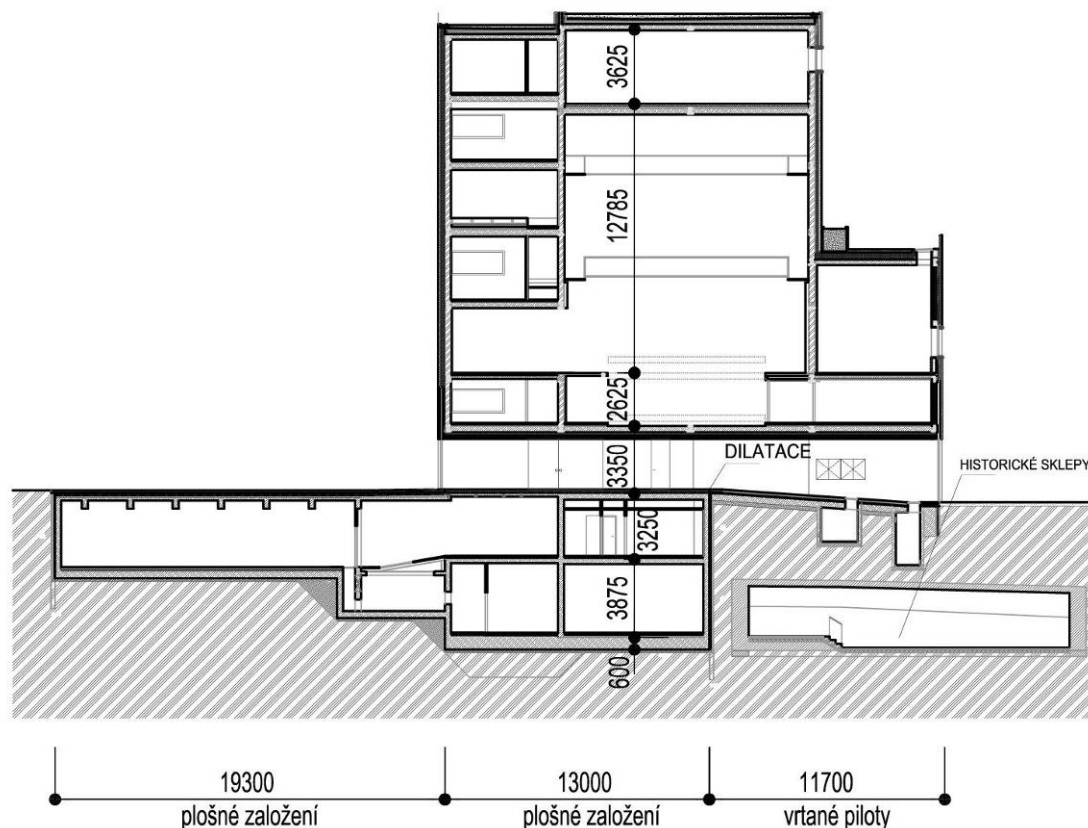
Bylo doporučeno:

1. Zrušit dilataci mezi přední a střední částí. Základové rošty protáhnout až nad suterénní stěnu střední části, o kterou se opřou. Doplnit mikropiloty pod rošt v rohu stavby.
2. Střední část podepřít také na mikropilotách. Celý výškový objekt by tak měl jednotné založení.

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverí 95, Brno

3. Současně ve střední části zmenšit výšku části základové desky na cca polovinu. Došlo by tak ke zrušení řady obtížně proveditelných detailů v místě průniků konstrukcí.
4. Novou dilataci vytvořit mezi střední a zadní částí; zadní část založit plošně.



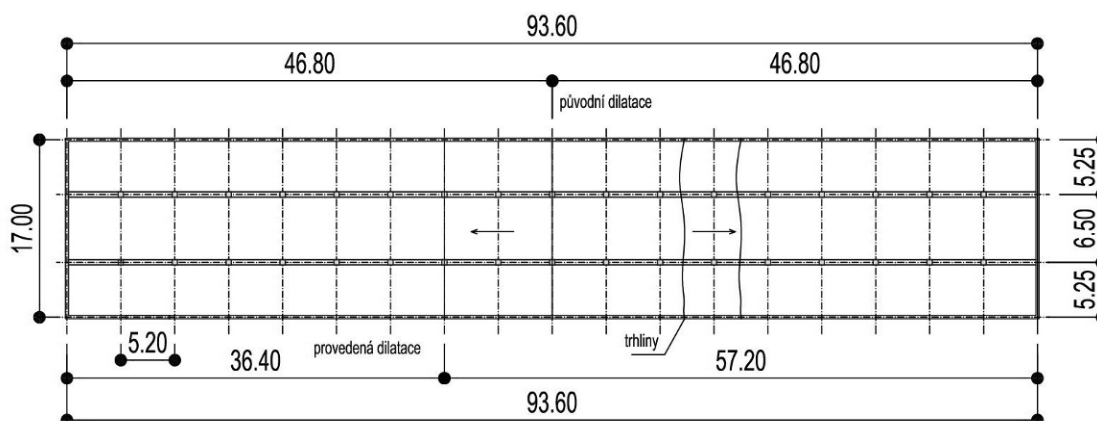
Obr. 10: Příčný řez objektem.

3.2 Novostavba garáží

Objekt má podélný půdorysný tvar, je jednopodlažní, třítaktový, monolitický – železobetonový. Původní rozměry byly 94,25 m (18 polí po 5,20) x 17,30 m (5,25 + 6,50 + 5,25) → (délka x šířka); objekt byl vzhledem ke značné délce dilatován na dva stejné celky po 9 polích (po 46,80 m), Obr. 11. Dilatace mezi oběma částmi stavby byla navržena vložení dilatačního pryžového profilu do spáry. Konstruktivní výška objektu je 3,15 m.

Terén, na kterém byly garáže vystavěny, je svažité (sklon 10° směrem k západu), podélně je objekt situován rovnoběžně s vrstevnicemi zhruba ve směru sever - jih. Konstrukce byla z velké části zapuštěna do terénu (výškový rozdíl původního terénu na šířku objektu je cca 3,20 m, na západní – dolní – straně leží cca 0,80 m nad terénem, na východní – zadní – straně pak cca 2,40 m pod úroveň původního terénu). Na stropní konstrukci (střeše) garáží byla umístěna otevřená stání (parkoviště) pro další osobní vozidla.

Základy, navržené podle výsledků inženýrsko-geologického průzkumu, jsou tvořeny základovými pásy pod obvodovými opěrnými stěnami a patkami pod vnitřními sloupy.



Obrázek 11: Půdorys garáží.

Na stěnách a na dvou řadách sloupů spočívají stropní desky. Stěny jsou opěrné (navržené na aktivní zemní tlak a svislé zatížení); stropy jsou nosné v příčném směru – přenášejí užité zatížení z parkovací plochy (s uvažováním možnosti pojezdu cisternové automobilové stříkačky) a na vlastní hmotnost.

Původní projekt počítal s jednou příčnou dilatací, tj. rozdělil stavbu na dva celky dlouhé 46,80 m. Podle ČSN 73 1201/2010, tab. 4.1 je maximální délka monolitického dilatačního chráněného celku s dilatací uprostřed je 54 m. Vzhledem k tomu, že se jedná vlastně o střešní konstrukci, bez vhodné tepelné izolace a značná část opěrných stěn leží nad terénem, bylo by na místě užít spíše hodnotu pro konstrukci nechráněnou, tj. 34 m.

Poznamenává se, že u dalších obdobných garáží ve stejné lokalitě byly použity dilatační spáry dvě – to znamená, že projektant zvažil problematičnost jedné dilatace a navrhl již dilatace dvě - tato stavba by se již trhlinami neporušila.

Železobetonové stěny a stropní desky byly sice dostatečně vyztuženy v příčném směru (tj. ve směru přenosu zatížení), jejich vyztuž ve směru podélném – i když vyhovuje pravidlům vyztužování podobných desek – byla však poměrně malá a nemohla zamezit vzniku příčných trhlin od účinků objemových změn (změny teploty a smršťování betonu).

Původní projekt byl změněn. Úpravou garáží byla zmenšena jejich délku o jedno pole a také byla posunuta dilatace o dvě pole tak, že jeden dilatační celek nyní obnáší 6 polí (31,20 m) a druhý 11 polí (57,20 m). Změněna byla také skladba pojízdné střechy (tj. parkoviště), kde místo lithoplastu perfor byla použita nopová fólie. Dále byly vypuštěny 1x hydroizolační fólie penefol 950 (vhodná jako hydroizolace, izolace proti radonu či vlhkosti) a 2 x geotextilie.

Místo běžného betonu byl použit *beton „vodostavebný“* (ovšem bez bližší specifikace). Se změnami původního projektu projektant souhlasil.

V upravené verzi stavby doporučené hodnoty vzdálenosti dilatací dodrženy nebyly. Přitom ovšem lze konstatovat, že dle původního projektu s běžným betonem měly být garáže dilatovány příznivěji, než tomu tak bylo v nové variantě dokumentace. Pokud by délkově upravovaný objekt byl dilatací rozdělen na dvě stejné části po 8 polích byla by délka dilatační části jen 41,2 m. Obecně lze tedy konstatovat, že původní projekt byl co se týká dilatace opatrnější.

V následující Tab. 1 je uveden výpočet pohybu dilatačního celku délky 57,2 m od teplotních změn za předpokladu, že roztažnosti není bráněno. Je zřejmé, že hodnoty pohybů mohou být při extrémních teplotních rozdílech poměrně značné. Tepelná roztažnost však ve skutečnosti neprobíhá volně, je jí bráněno vazbou stěn, průvlaky, nerovnoměrným oteplením apod. Z toho důvodu vznikají tahová namáhání, která beton nemůže přenést. Přirozeně se tak vytvoří řada trhlin.

Tabulka 1.:

souč. tep. roztaž.	$\alpha =$	0.000012						[K ⁻¹]
celková délka	L =	57.2						[m]
$\Delta T = [^{\circ}\text{C}]$		0	5	10	15	20	25	30
$\Delta L = [\text{m}]$		0.000	0.003	0.007	0.010	0.014	0.017	0.021

Vypustit izolaci proti vodě nebylo užitečné – svědčí o tom průniky vlhkosti stropní deskou. Domněnka se, že když se konstrukce provede z vodostavebního betonu, tak bude i současně vodotěsná a bez trhlin (tzn. nemusela by se provádět izolace) je velice mylná.

Betonová konstrukce je vodotěsná tehdy, když kromě správného složení (třídy) betonu, je konstrukce též staticky nadimenzována na vznik trhlin, případně má omezenou šířku (tj. většinou s většími dimenzemi průřezů a s výrazně větším množstvím výztuže) a jsou též odpovídajícím způsobem provedeny všechny detaily (těsnění pracovních spáry apod. – dle pokynů pro tzn. bílé vany). Pouhá záměna typů betonů tedy zdaleka nestačí.

Prvé trhliny se objevily v pravé – delší - dilatační sekci (o 11 polích) mezi řadami N – O. Trhliny se ukázaly jak na stropě, tak i na stěnách. Trhliny byly následně vyspraveny injektáží, nicméně po určitém čase se druhé, o něco posunutě trhliny ukázaly ve stejném poli. Posléze vznikly v pořadí třetí trhliny v poli P – Q. Svědčí to o skutečnosti, že konstrukce si sama vytváří přirozenou dilataci zhruba po 25 – 28 m, tj. zhruba po pěti polích. V kratší dilatační sekci o pěti polích trhliny zjištěny nebyly.

Poruchy stavby nastaly jako následek smršťování betonu a tepelnou dilatací celé konstrukce.

Z výše řečeného plyne, že u garáží by problémy s trhlinami s velkou pravděpodobností vznikly i bez změny rozměrů, a posuvu dilatační spáry. Úpravy projektu možnost vzniku trhlin ovšem zvýšily. Při projektu a jeho změnách měly být vzaty v úvahu velké teplotní rozdíly, které mohou nastat v průběhu roku. Zejména stropní deska je vystavena slunečnímu záření, které může konstrukci oteplít o několik desítek stupňů. Přitom v zimě stropní deska může promrzat (není

nad ní dostatečná tloušťka vrstev, aby nepromrzala). Dochází tak k rozdílnému teplotnímu namáhání stěn a desek. Dále též i k rozdílnému smršťování stropní desky a stěn.

Závadou bylo i vypuštění izolace proti vodě, poněvadž „vodostavebný“ beton ji nemůže nahradit.

Proinjektování trhlin, které provedla odborná firma, přeneslo problém pouze o několik metrů dále, kde vznikly trhliny nové. Je-li injektáž provedena spolehlivě – což se zřejmě v tomto případě stalo – má injektážní hmota vyšší pevnost v tahu než beton. Porucha tak se pouze posune.

Doporučeno bylo položit novou izolaci proti vodě na strop garáží. Vhodné by bylo i stropní desku tepelně zaizolovat, aby nedocházelo k jejímu teplotnímu ovlivňování.

Dále byly doporučeny dvě varianty opravy:

- Trhliny ve stropech a zdech ponechat a neopravovat. Jednalo by se pouze o závadu vzhledu, staticky by nemělo dojít k rozvoji poruchy. Trhliny by se rozevíraly v závislosti na teplotě a smršťování betonu.
- Stropní konstrukci a stěny proříznout v poli N – O a vytvořit novou, jasně definovanou dilatační spáru ve stropě i stěnách. Spáru provést v místě nulového momentu v průvlacích (cca $\frac{1}{4}$ rozpětí). Tato varianta, ale obnáší nutnost statického zajištění podélného průvlatku například vložením ocelových nosníků (rámů). Dále by se dosud vzniklé trhliny zainjektovaly.
- Na variantu ad 2) by bylo třeba vypracovat statický projekt; nejlépe se obrátit na statika, počítajícího předchozí konstrukci.
-

3. Závěr

Uvedený článek upozorňuje na problematiku navrhování a provádění dilatačních spár. Ukazuje se, že poruchy dilatací jsou často velmi obtížně opravitelné.

Poděkování

Příspěvek byl zpracován za podpory výzkumného záměru MSM 0021630519 „Progresivní spolehlivé a trvanlivé nosné stavební konstrukce“ a specifického výzkumu FAST-J-14-2386 Průhyby železobetonových desek.

Literatura

- [1] HRUBAN, K.: Betonové konstrukce. Nakladatelství ČSAV Praha, 1959.
- [2] ZICH, M., BAŽANT, Z.: Statické problémy štítových stěn. Stavební listy, 3-4/2007, 4 strany, ISSN 1211 – 4790.
- [3] ZICH, M., BAŽANT, Z.: Plošné konstrukce, nádrže a zásobníky, 2010.

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

- [4] BAŽANT, Z., KLUSÁČEK, L.: Statika při rekonstrukcích 5. vydání, CERM Brno 2010.
- [5] RYBICKI, R.: Schäden und Mängel an Baukonstruktionen. Werner-Verlag, Düsseldorf, 1972.
- [6] KOLEKTIV: Problémy kvality staveb a příčiny poruch na betonových a zděných konstrukcích. ČSVTS Brno 11/1966.
- [7] BAŽANT, Z., ERBEN, A.: Udržování a adaptace budov. SNTL Praha 1959.
- [8] VANĚK, T.: Rekonstrukce staveb. SNTL, Praha 1989.
- [9] WITZANY, J.: Poruchy a rekonstrukce staveb. ČVUT Praha 1994.
- [10] CIGÁNEK, M.: Poruchy a preventivní opatření. ES VUT Brno. 11/1974.
- [11] ZICH, M., BAŽANT, Z.: Dobré statické schéma konstrukce – základ spolehlivosti stavby. „14. mezinárodní konference WTA CZ“, Brno 11/2012. Sborník odborných příspěvků a abstraktů, ISBN 978-82-02-02414-9.
- [12] ZICH, M., BAŽANT, Z.: Statický systém budov: Návrh, hodnocení, skutečné chování, zkoušení a měření. Sborník z konference „Zkoušení a jakost ve stavebnictví 2014, VUT v Brně, FAST, 10/2014, ISBN ISBN 978-80/214-5032-5.

Kontakt

Doc. Ing. Zdeněk BAŽANT, CSc., tel: 00420 541 147 862, e-mail: bazant.z@fce.vutbr.cz, Ústav betonových a zděných konstrukcí VUT FAST v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno

Doc. Ing. Miloš ZICH, Ph.D., tel: 00420 541 147 860, e-mail: zich.m@fce.vutbr.cz, Ústav betonových a zděných konstrukcí VUT FAST v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno

OVlivNĚNÍ STABILITY SVAHU REKONSTRUKCÍ OBJEKTŮ V JEHO PATĚ

INFLUENCING OF THE SLOPE STABILITY DURING RECONSTRUCTION OF THE OBJECT IN ITS BASE

Zdeněk Bažant, Antonín Paseka, František Hubatka

VUT v Brně, Fakulta stavební,
Ústav betonových a zděných konstrukcí,
VUT v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky
KOLEJKONZULT & servis, spol. s r.o.

Anotace:

Bývalá cihelna po vytěžení zeminy byla zavezena různorodým odpadem. Vzniklý 20 m vysoký svah byl v koruně a patě zastavěn bez přihlednutí k možnosti jeho sesouvání. Jsou popsány příčiny a důsledky havárie i sanační opatření

Annotation:

A former brickyard after extraction of soil was filled up with diverse waste. The resulting 20 m high slope was in the crown and in a toe build up without taking into account the possibility of its landsliding. The causes and consequences of the accident and remediation measures are described

Klíčová slova: *Sesuv, stabilita svahu, geotechnický průzkum, geofyzikální měření*
Keywords: *Landslide, slope stability, geotechnical investigation, geophysical measurement*

1. Úvod

Spolehlivost předpovědi o budoucím chování stavby na základě průzkumu staveniště může být ohrožena mnoha faktory. Různé základové půdy se chovají podle svých vlastností; protože ty jsou dány geologickou povahou horniny, je účelné srovnávat je s podobnými geologickými podmínkami jiného staveniště. Příslušnost hornin na staveništi k určité geologické jednotce by měla již předem u inženýrského geologa a u projektanta - statika vyvolat představu, jak se bude stavba na příslušném podloží chovat, jaké mohou být potíže při stavbě a jak by tedy měl být zaměřen i průzkum – citát z [4].



Obr. 1: Stav hlinišť zhruba v roce 1956 (archiv ÚMČ) [16].



Obr. 2: Situace hlinišť po ukončení těžby cca v 1960 (archiv ÚMČ) [16].



Obr. 3: Stav svahu po úpravě geotextíliemi (jaro 2003) [16].

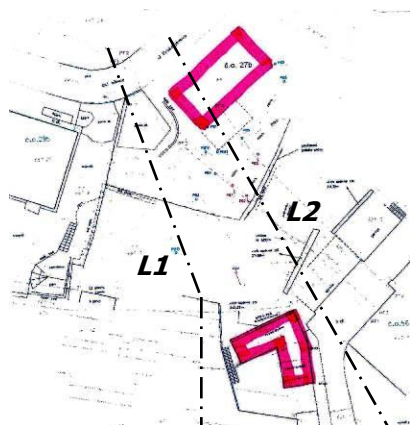


Obr. 4: Problematická stavební činnost v patě svahu (03-04/2010).

V současné době jsou čas od času zastavována území, která jsou z hlediska zakládání málo příznivá. Jedním z takových míst jsou staveniště na svazích, často náchylná k sesouvání. O stabilitě svahů se všeobecně méně hovoří, přitom však jde obvykle o hlavní příčinu poruch na nich stojících objektů a inženýrských sítí. Rozsáhlé škody, vyvolané svahovými pohyby v terénu, se však v poslední době, kdy dochází k pozvolným změnám v klimatu, objevují velmi často [1 až 16].

2. Přirozená rovnováha v terénu

Je třeba si uvědomit, že v přírodě obvykle panuje v terénu klidová rovnováha, daná v průběhu času přirozeným zvlněním terénu. Stabilitu území však nelze pokládat za neměnnou – může být ovlivněna přirozenou cestou, jako je např. nadměrná dotace vody – déšť, povodně, nebo cestou umělou – výkopy, násypy. V těchto případech může docházet k sesuvům, mnohdy velmi rozsáhlým. Také, jestliže se ve svahu zasáhne do přirozeného vyvážení terénu výkopem nebo násypem (především ale v patě či koruně svahu), dochází k narušení přirozené stability terénu a je-li eventuálně přítomná i voda (povrchová nebo podzemní), může dojít k pohybům po smykové ploše, která se vytvoří v podloží ve vrstvách, náchylných k posuvům jedna po druhé. Jestliže se nepodaří zajistit svah přirozeným sklonem tak, aby nedošlo k sesouvání, je nezbytné vybudovat opěrné zdi nebo svah vhodně zpevnit – kotvami, hřebíky, pilotami atd.



Obr. 5: Situace svahu (nahore koruna, dole pata) orientační směry řezů L1, L2 (Obr. 7, 8).

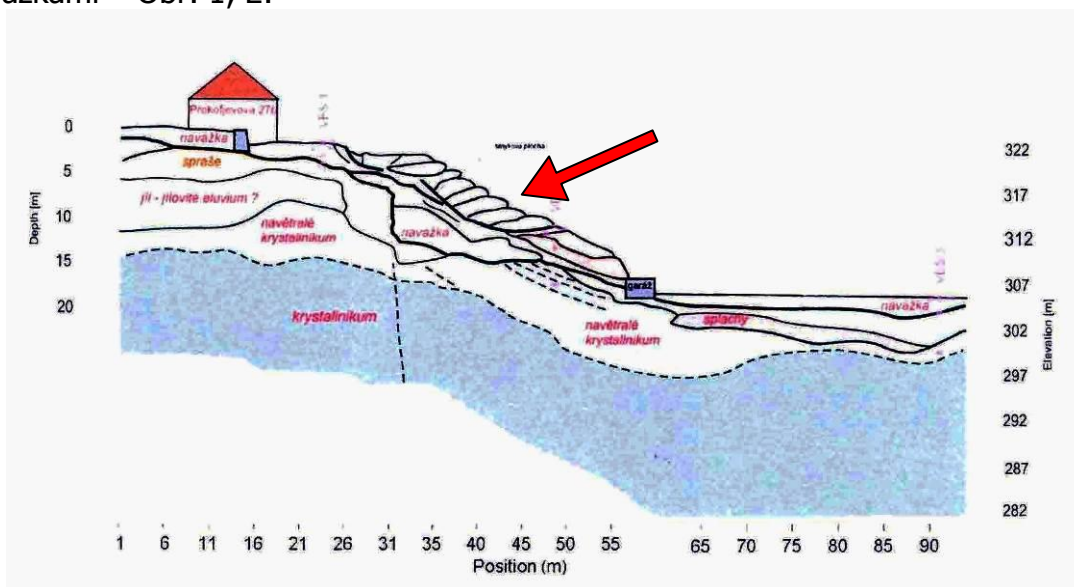


Obr. 6: Mohutný výškový odtrh (pokles max. až 4 m) a posuv v koruně svahu. Vlevo ve spádu jsou uloženy geotextílie

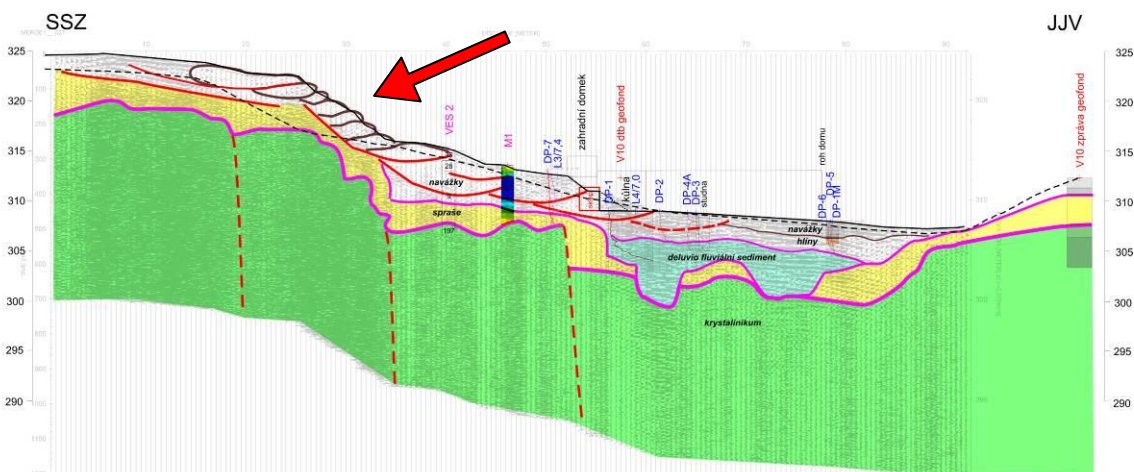
Je tedy zřejmé, že nelze v žádném případě zanedbat spolupráci inženýrského geologa a statika, kteří společně rozhodnou, jak se svahem a jeho úpravou vhodně zacházet. Pokud tomu tak není, může dojít k havárii svahu se závažnými následky pro objekty, ležící v oblasti náchylné k sesouvání.

3. Aktivní sesuv

Příkladem, potvrzující problémy, vyvolané nedodržením pravidel stavebních prací na svazích, je sesuv v předměstské části Brna. V patě svahu byla již před mnoha léty postavena celá řada objektů, obytných i provozních. Nad nimi se nacházel velmi strmý svah, jehož tvar byl výsledkem lidské činnosti – kdysi se zde těžila hlína pro potřebu místní cihelny. Hliniště bylo později zavezeno různorodými navážkami – Obr. 1, 2.



Obr. 7: Geologicko - geofyzikální řez posuny přetvořeným svahem přes dům v koruně svahu a přes garáže v patě (profil L2 - Obr. 5). Zemní těleso z geotextilií (šipka).



Obr. 8: Geologicko - geofyzikální řez L1 posunem přetvořeným svahem v proluce vlevo od domů, označených na Obr. 5 (geotextilie – viz šipka) [16].

Nahoře v koruně svahu, v místě s krásným rozhledem, bylo zhruba před 15 léty vybudováno několik nových rodinných domů. Pro lepší využití pozemku byla stavební parcela rozšířena přísypem výšky přes 8 m, který byl zajištěn geotextíliemi (viz Obr. 3, 7, 8).

Došlo tak k významnému zhodnocení lokality, ovšem za cenu výrazného snížení stability původního svahu, změněného touto úpravou. Jakýkoliv další nevhodný impuls do stability svahu tedy mohl vyvolat nežádoucí svahový pohyb.

4. Domy na horní úrovni svahu

U dvou domů bylo při stavbě použito plošné založení na roštích, vyztužených armokoši; základy byly spuštěny až na úroveň „rostlého“ terénu - do sprašových hlín – Obr. 3, 10. Další objekt byl již založen na pilotách. Terén před dvěma prvými domy byl upraven jako zahrada; pro vyrovnání výškových úrovní bylo u jednoho z nich použito svahování, u dalšího pak vystavěna mohutná gabionová nekotvená opěrná stěna – Obr. 16.

5. Vznik svahového pohybu

Pokud by nedošlo k dalšímu zásahu do svahu, byla by, i přes zjištěné nedostatky zpevnění svahu, havárie téměř vyloučena. To se však nestalo. V patě svahu byl odstraněn menší objekt ve velmi špatném stavu, který měl být nahrazen novou stavbou. Původní objekt byl kdysi založen v patě svahu po odebrání části zeminy tak, že jeho zadní stěna a zdi kolmé k ní mohly být považovány za opěrnou zeď vysokou cca 2,5 m. Při novostavbě se sice postupovalo podle statického projektu, nicméně stabilitou za ním ležícího 20 m vysokého svahu při odtěžení jeho paty projekt neřešil – Obr. 4.



*Obr. 9: Zdeformovaný a pokleslý svah.
 Pohled shora - viz i Obr. 4.*



Obr. 10: Geodetické měření v místě poklesu a posunu svahu; viz Obr. 4, 9.

13. – 15. 5. 2015

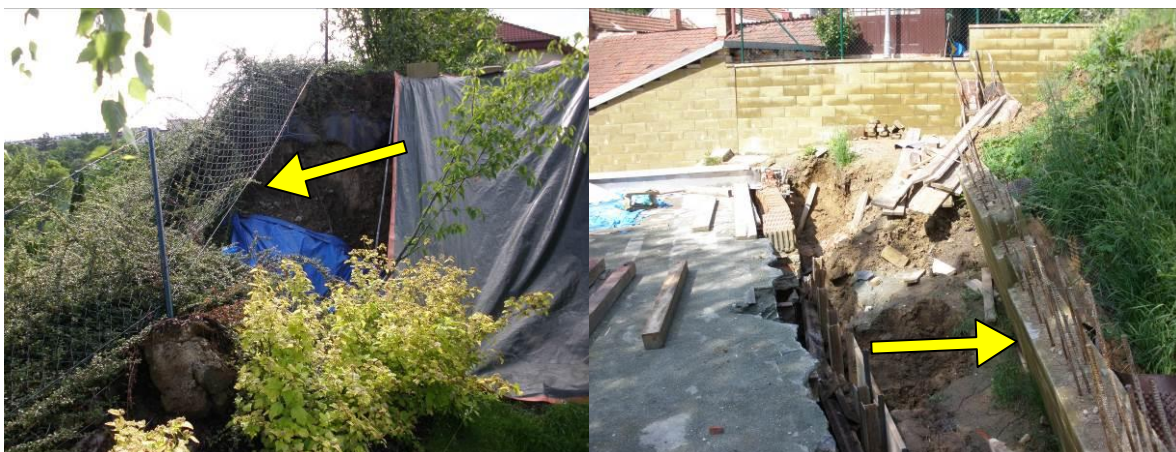
Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

Odstranění stavby nebylo prováděno po etapách a také se neuvažovalo se zabezpečením paty svahu. Obnažení paty svahu na výšku 3,5 m a její nedostatečné zajištění pak v přímé souvislosti následně vyvolalo mohutný sesuv svahu – Obr. 6, 9 až 14.

Nelze ovšem pominout, že lokalizace starého objektu, nepromyšleně postaveného v patě svahu, nebyla z geotechnického hlediska rozumná – Obr. 4, 9.

6. Výsledky havárie svahu

Následky zásahu do svahu byly velmi vážné. Po odbourání stavby byla pata svahu odlehčena, změnil se napjatostní poměr svahu a svah se stal nestabilní – Obr. 5, 6. I když byla postavena na místě odstraněného objektu nová stavba, záhy následovalo při neustále probíhajícím sesouvání masy zeminy nejprve porušení zdiva této stavby trhlinami a posléze tlak zeminy stavbu zcela zničil – Obr. 13, 14. Došlo též k vyvrácení opěrných zídek na svahu – Obr. 12.



Obr. 11: Devastované oplocení (šipka), rozsáhlý pokles terénu.

Obr. 12: Zničená opěrná zídka (šipka) – vlevo střecha garáže – viz i Obr. 16.

Současně se dala do pohybu i zemina v horní části svahu, včetně přisypaného a geotextíliemi zajištěného svahu násypu, jehož odlučná oblast – ohraničená mohutnými trhlinami v terénu -se nacházela ve vzdálenosti 5 – 6 m od obvodové zdi jednoho z domů – viz Obr. 6, 9, 10.



Obr. 13: Zemním tlakem poškozená čelní stěna stavby v patě svahu.



Obr. 14: Porušení vnitřních zdí mohutnými trhlinami u stavby z Obr. 4, 9, 13.

Také gabionová zeď u dalšího domu se zdeformovala a za ní se též vytvořily v terénu odtrhy – Obr. 15, 16. Posléze se započal sesouvat celý svah i s přísypem, přičemž spodní (akumulační) část sesuvu byla již na vedlejším pozemku, kde její čelo tlačilo na místní železobetonové zídky a nasouvalo se i na střechy tamějších garáží a přitížilo je - Obr. 12, 18.

Pokud by garáže nebyly provizorně podepřeny, pak by došlo k prolomení jejich stropů. Po neuváženém pokusu a vyplnění vzniklých výškových nerovností v koruně svahu se po deštích sesuv dále rozšířil, vytvořila se rozsáhlá trhlina a vznikl výškový skok s největšími hodnotami svisle cca 4 m a vodorovně cca 2 m.



Obr. 15: Propad terénu za gabionovou zdí (šipka).



Obr. 16: Svahovým pohybem narušená gabionová zeď (šipka).

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

7. Přehled geomorfologických a hydrogeologických poměrů

Podle [15] náleží lokalita ke geomorfologickému celku I2D-2 Bobravská vrchovina s následující hierarchií:

Předkvartérní podklad tvoří v zájmovém území horniny brněnského masívu, zde zastoupené granodiority až diority.

Kvartérním pokryvem jsou pleistocénní eolické sedimenty – spraše a sprašové hlíny, místy značných mocností.

Antropogenní sedimenty – navážky a zásypy. V minulosti probíhala v tomto území stavební i těžební činnost (cihlářské suroviny). Vytěžený zeminík pak byl zavezen stavebním rumem a přemístěnými zeminami, případně ještě i jiným odpadem.

Z hydrogeologického hlediska se v okolí lokality vyskytují typy hornin s propustností podle puklin i horniny s propustností průlinovou.

U průlinově propustných spraší je v důsledku jejich makrostavby vyvinuta anizotropie propustnosti.

Dobře propustné jsou navážky.

Předkvartérní podklad má propustnost puklinovou.

Geologická stavba území byla ověřena geofyzikálními měřeními (georadarem Pulse EKKO PRO, VES). Hlavním výstupem geofyzikálního měření byly geologicko-geofyzikální řezy, viz Obr. 7, 8. Geofyzikální měření provedla firma KOLEJKONSULT & servis, spol. s r.o., Brno [16].



Obr. 17: Čelo posunující se zeminy za objektem v patě svahu (Obr. 4, 13, 14).



Obr. 18: Úprava (zajištění) svahu, realizované v září – říjnu 2010 [16].

8. Stabilizace svahových pohybů

Na geologicko-geofyzikálním řezu na profilu (Obr. 7) zpětným výpočtem stability podle Petterssona při stupni bezpečnosti $F = 0,95$ byla ověřena pevnost na zjištěné smykové ploše hodnotou $\phi_{res} = 18^\circ$. Vzhledem k různorodým podmínkám

(navážkám) byla doporučena do statických výpočtů hodnota $\phi_{res} = 15^\circ$.

V případě odebrání vrstvy přísypu při koruně svahu o mocnosti 2,0 m se zvýší stupeň bezpečnosti na $F = 1,10$, při odebrání vrstvy 4,0 m mocné je $F = 1,22$. Požadovaný stupeň bezpečnosti je $F = 1,1$ až $1,3$ [4]. Odtěžování horniny svahu s cílem zvýšení jeho stability nemohlo být realizováno, protože bylo velké riziko, že mechanismus odebírající zeminu by ještě více svah přitížil a zřítíl se po svahu.

Firmy SVIPP Brno, s.r.o. a TOPGEO Brno, s.r.o. zabezpečily patu porušeného svahu kotvenou pilotovou stěnou - Obr. 17, 18. Jak piloty, tak i kořeny kotev dosáhly skalní podklad tvořený horninami brněnského masívu.

9. Závěr

Neuvážené a neprofesionálně prováděné stavební práce v patě svahu podle nedokonalého projektu byly v příčinné souvislosti s vyvoláním svahových pohybů na horních parcelách v koruně svahu.

Všech zásahů do svahů, nejsou-li předem zjištěny jejich vlastnosti, je třeba se vyvarovat. Následky nerozumných úprav svahů mohou být závažné, škody mohou dosáhnout nevídané výše [1 až 3, 5 až 15].

Literatura

- [1] EDEN, W. J.: Evidence of Creep in step natural Slopes of Champlain sea Clay. Canadian Geotechnical Journal, 14, 620-627, 1977.
- [2] SCHIEDEGGER, A., E.: Physical Aspects of Natural Catastrophes. Elsevier, Amsterdam, 1975.
- [3] PASEKA, A.: Poruchy staveb způsobené vlivy založení a kvalitativními změnami v základové půdě v sídlišti Brno-Lesná. Celostátní seminář „Zakládání staveb na objemově nestálých zeminách se zohledněním vlivu vegetace, Brno, 1986.
- [4] ZÁRUBA, Q., MENCL, V.: Inženýrská geologie. NČAV. 512 str. Praha, 1974.
- [5] ZÁRUBA, Q., MENCL, V.: Sesuvy a zabezpečování svahů. NČAV Praha, 1987.
- [6] ZAKLÁDÁNÍ NA SVAZÍCH: Sborník, Dům techniky ČSVTS. Ústí nad Labem, 04/1986.
- [7] STABIL, s.r.o. Brno: ZŠ Brno. Pavilony „B“ a „C“ – statické zajištění objektu, 2009.
- [8] GEOTEST Brno, a.s. Brno – ZŠ: Závěrečná zpráva II. etapy statického a geotechnického posudku areálu ZŠ v Brně, 2009.
- [9] VUT V BRNĚ, FAST: Brno – Sychrov - znalecký posudek ÚGT, 2004.
- [10] MENCL, V.: Konstruktivní úpravy při budování sídlišť na svazích. Sborník Zakládání na svazích, Ústí nad Labem, 1986.
- [11] BAŽANT, Z., KLUSÁČEK, L.: Statika při rekonstrukcích objektů. 5. vydání, CERM Brno, 08/2010, ISBN 978-80-7204-692-8.

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

[12] PUME, D., ČERMÁK, F.: Průzkumy a opravy stavebních konstrukcí. Praha, Arch, 1998.

[13] PASEKA, A., BAŽANT, Z.: Nezbytnost spolupráce statika a inženýrského geologa při výstavbě na problematickém podloží. „Zakládání staveb“, 11/2004 Brno, ISBN 80-7204-356-0.

[14] PASEKA, A., BAŽANT, Z., HUBATKA, F.: Příčiny a důsledky nestability svahu z pohledu statika a geotechnika. Konference „Svahové deformace a pseudokras“, Brno 05/2011.

[15] BOHÁČ, P., KOLÁŘ, J.: Geomorfologického členění ČR. 1996.

[16] KOLEJKONZULT & servis, spol. s r.o., Brno – Potocká 54 (Hubatka, F., Frolka, J., Kuda, F.): Geologicko-geofyzikální profil od ul. Prokofjevova po ul. Potocká. Brno 10-12/2014.

Kontakty

Doc. Ing. Zdeněk BAŽANT, CSc., tel: 00420 541 147 862, e-mail: bazant.zo@fce.vutbr.cz, Ústav betonových a zděných konstrukcí, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Doc. Ing. Antonín PASEKA, CSc., tel: 00420 541 147 235, e-mail: paseka.a@fce.vutbr.cz, Ústav geotechniky, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Mgr. František HUBATKA, KOLEJKONZULT & servis, spol. s r.o., Křenová 131/35, 602 00 Brno.

VÝBUCHY V OBJEKTECH POZEMNÍCH STAVEB

EXPLOSIONS IN BUILDING CONSTRUCTIONS

Zdeněk Bažant

VUT v Brně, Fakulta stavební,
Ústav betonových a zděných konstrukcí

Anotace:

V poslední době je možné se čas od času setkat s výbuchy v průmyslových a obytných objektech. Jsou popsány příčiny a následky těchto havárií

Annotation:

In recent years it is possible to meet the explosions in industrial and residential buildings. The causes and consequences of these accidents are described

Klíčová slova: *Industrial and residential buildings, explosion, fire, consequences, repair*

Keywords: *Průmyslové a obytné budovy, výbuch, plyn, požár, následky, sanace*

1. Úvod

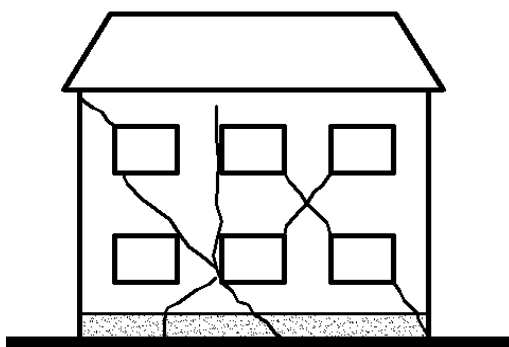
V průběhu času se statik také setkává s výbuchy v průmyslových a obytných objektech, vyvolaných nedbalostí či zdravotní nebo sociální, případně kriminální činností. Jde o výbuchy zařízení nebo plynu, mnohdy vyvolané záměrně. Následky bývají závažné, dochází k úmrtím a vážným zraněním osob, nacházejících se poblíže výbuchu. Přitom bývají zničeny a poškozeny celé stavby nebo jejich části. V rámci prováděné znalecké činnosti byla staticky prověřována řada případů podobných neštěstí. Příspěvek by chtěl popsat některá obecná konstatování k explozím a naznačit možná řešení jejich následků [1 až 18].

2. Všeobecné konstatování

Výbuchy obvykle vyvolávají u staveb devastující poškození, která se projevují na celé řadě jejich částí, Obr. 1, 2. Obvykle tlaková vlna a vymrštěné trosky vyvolávají další škody mimo místo výbuchu (narušení fasád a zničení výplní otvorů dalších staveb, požáry, poškození vozidel apod.). Bývají poničeny i instalace vody (s vnikem vody do konstrukcí i podloží), elektřiny, hrozí další únik plynu a také stav stavby zhoršují povětrnostní vlivy, byl-li narušen střešní plášť.

Vždy záleží na tom, jaká je tuhost stavby. Železobetonové nebo ocelové konstrukce, panelové stavby zděné konstrukce (s věnci či bez nich, s betonovými stropy apod.) se chovají různě, úměrně k tuhosti jednotlivých jejich součástí.

Po výbuchu často stavba na prvý pohled nevykazuje závažné poškození, při podrobnějším ověření však lze zjistit vyboulení stěn, potrhání zdí v rozích a fabionech, povalení příček, přizvednutí a znovudosednutí stropů a kleneb, rozvolnění cihel a vypadávání malty a poničení či zdeformování instalačních předmětů a zařízení.



Obr. 1: Trhliny při výbuchu (křížící se diagonální trhliny, spojené se svislými trhlinami po celé ploše stěny).



Obr. 2: Vnitřní zeď poničená výbuchem. Mohutné trhliny přes celou zeď, posuvy zdíva přes sebe (směr tlaku – šipka).

Tlaková vlna výbuchu se často chová nepředvídatelně, podle tuhosti a uspořádání konstrukcí mění v prostoru zásadně směr, odráží se a zpětně poškozují stavbu/stavby z jiného úhlu. Příznivě (jako stabilizující prvek) se chovají v objektech schodiště a výtahové šachty.

3. Doporučená opatření

Důležité je rychlé zajištění poškozené stavby podepřením, rozepřením či jiným zajištěním tak, aby nedošlo k dalšímu narušení/zřícení stavby. Je třeba bedlivě dbát na spolupráci s PČR a HZS ČR.

Stavba se musí trvale sledovat odborníkem, o prohlídkách je třeba vést zápisy. V mezidobí je nezbytné vhodně omezit pohyb a pobyt osob v objektu, označit by se měly prostory nezpůsobilé k přechodnému či trvalému užívání.

Instalované statické zajištění (vydřevení, podstojkování, nosné popruhy) lze upravovat pouze se souhlasem statika. Zničené okenní a dveřní výplně je také nutno vhodným způsobem zajistit proti vniku dešťových a sněhových srážek do objektu a zamezit i vstupu nepovolaných osob. V případě zjištění jakýchkoliv dalších škod (nárůst průhybů, deformací) by měl být na místo povolán statik.

Oprava objektu se musí provést bez zbytečného odkladu. Pro provedení opravy je nutno vypracovat řádnou projektovou dokumentaci (včetně postupu stavebních prací a statického posouzení) v souladu se stavebním zákonem a příslušnými prováděcími vyhláškami.

4. Výbuch plynu v restauraci

V listopadu 2010 se do rekonstruované restaurace v rekreační oblasti vloupal neznámý pachatel, který při odchodu pustil plyn z propanbutanových lahví, uložených v kuchyňské části objektu. Při explozi nahromaděného plynu (samotné lahve nevybuchly) byl objekt zcela zdemolován.

Při výbuchu byly části obvodových zdí v 1.NP tlakovou vlnou vytrženy a vymrštěny ze stavby a jejich zbytky zůstaly ležet na přilehlé louce.

I ostatní zdi (vnitřní a vnější) byly roztrhány na velké kusy, které se posunuly a vyklonily směrem od výbuchu. Vytrhané a posunuté zdi způsobily, že strop pozbyl podpory, visel ve volném prostoru, přilehlé železobetonové věnce se odtrhly – Obr. 3, 4.

Střecha, krovová konstrukce a předsunutá veranda byly tlakem vzduchu přizvednuty, posunuty a zdeformovány.

Vnější a vnitřní omítky byly povětšinou zničeny, příčky, okenní a dveřní otvory byly povaleny a těžce poškozeny, skleněné výplně pak vesměs rozbity a obklady popraskány.

Základy stavby nebyly narušeny a lze je nadále v budoucnosti využít; také podlahy 1.NP jsou poškozeny jen zčásti a je možné je opravit.

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverí 95, Brno

Vnitřní zařízení restaurace v 1.NP (instalační předměty, vzduchotechnika, vytápění a výbava restaurace) a bytové jednotky ve 2.NP byly povětšinou zničeny nebo vážně poškozeny.

Zášleh po explozi vyvolal i lokální požár, který byl uhašen přivolaným HZS; následkem ohně strop a krov zčásti ohořely. Vzhledem k hašení a trvalému dešti byly konstrukce stavby na mnoha místech promočeny.

Stavbu nebylo možné dále používat. Doporučeno bylo ji urychleně zbourat a nahradit novou stavbou.



Obr. 3: Výbuch vytrhl a vyhodil kusy zdiva mimo stavbu.



Obr. 4: Detail zničené čelní zdi. Věvec se odtrhl a visí v prostoru (šipka).



Obr. 5: Stav krajního domu po explozi. Levá část objektu je již odstraněna, konstrukce se zřítily. Provádějí se záchranné práce.



Obr. 6: Odstranění poškozeného domu. Zbývající dva domy byly staticky zajištěny pomocí předpjatých lan. Stažení provedla odborná firma.

5. Výbuch plynu a požár v panelovém objektu

Krajní dům řadového bloku (tři vzájemně stupňovitě navazující obdobné objekty z roku 1973) měl čtyři podlaží a plochou střechou. Stěny byly postaveny ze struskopemzobetonových stěnových panelů výšky celého podlaží, okenní parapety byly zděné z plynosilikátových tvárnic.

Stropy byly provedeny z předpjatých dutinových panelů. Nosné byly příčné stěny, mezi jednotlivými domy byly stěny společné. Jednotlivé domy nebyly vzájemně dilatovány.

Při úmyslné explozi plynu a následném mohutném požáru v krajní stavbě v únoru 2013 došlo k celkovému narušení statiky domu, rozsáhlému zřícení stavby a k otřesu a poškození dalších navazujících domů přenesením impulzu exploze prostřednictvím stropů a obvodových stěn. Při výbuchu a požáru zemřelo a bylo zraněno několik osob.

Po podrobné prohlídce bylo rozhodnuto krajní objekt odstranit a zbývající dva domy staticky zajistit - stáhnout předpínacími lany a celkově je opravit – Obr.5, 6. Opravu provedla podle statického projektu renomovaná firma. V současné době jsou již zbylé dva domy znovu obývány.

6. Výbuch plynu v bytovém domě

Jednalo se o koncový byt v nejvyšším podlaží čtyřpodlažního podsklepeného zděného (cihly CDm) čtyřdomu. Nosný systém stavby je podélný z obvodových stěn a vnitřních pilířů, pro stropy byly použity železobetonové nosníky a škvárobetonové dutinové vložky. Schodiště je montované.

Exploze plynu se udála v září 2013, nikdo neutrpěl zranění. V bytu, kde došlo k úmyslnému výbuchu, nebyl v době exploze nikdo přítomný.



Obr. 7: Exploze zničila obvodové stěny bytu. Provizorní zajištění plachtou.



Obr. 8: Provizorní vydřevení ve vedlejším bytu.

Poškozeny byly sousedící byty (dolní i vedlejší), části zvalbované sedlové střechy a obvodové zdi v oblasti exploze, které se zřítily - Obr. 5.

Dům nebylo třeba bourat, konstrukce pod a vedle výbuchu byly staticky zajištěny vydřevením (Obr. 6), poškozené části stavby byly šetrně odbourány.

Po komplexní revizi stavby bylo znovu podle projektu dozděno zřícené zdivo, položeny nové stropy a osazena nová střecha.

Dům se nyní dům znovu používá.

7. Výbuch plynu ve velkém obytném domě

Jedná se o rozsáhlý čtyřpodlažní zděný objekt, pocházející odhadem z období před první světovou válkou. V poslední době byl využíván pro bydlení a v prostorném suterénu byla umístěna dílna.

V 1.PP. jsou nosné konstrukce zděné, masivní. Stropy jsou vesměs tvořeny cihelnými plochými klenbami do ocelových I-nosníků. Ve 2. a 3.NP. jsou svislé konstrukce opět zděné, méně masivní, stropy jsou dřevěné, trámové. 3.NP. bylo dodatečně vestaveno do krovu.

Krov je vaznicový, zkombinovaný ze sedlových střech, fasády jsou kryty vápennou omítkou.

Nedávná exploze uniklého plynu v 1.PP. stavby v zahradním rohu objektu vyvolala řadu devastující poškození. Tlaková vlna roztrhala a posunula (vyboulila) vnější nosné stěny, které se roztrhly v rozích a ve fabionech – Obr. 9. Příčky byly povaleny, stropy nad výbuchem se zřítily – Obr. 10, další stropy byly explozí přizvednuty a znovu dosedly. Tlaková vlna se prohnala se celým suterénem a přes stropy ničila i výše položené konstrukce (několikrát změnila směr).

Také instalační předměty byly zdeformovány a poničeny, výbuchem vymrštěnými troskami a sklem byla poškozena vozidla na parkovišti.



Obr. 9: Výbuchem vyboulené a roztrhané obvodové zdi.



Obr. 10: Zřícený strop nad místem výbuchu.

Při opravě bude nutno odstranit všechny poškozené (zřícené, popraskané, posunuté) části svislých nosných konstrukcí, také poškozené stropy se vymění. Na opravy je nutno vypracovat řádnou projektovou dokumentaci v souladu se stavebním zákonem, příslušnými prováděcími vyhláškami a normami. Součástí projektové dokumentace musí být i postup stavebních prací.

8. Závěr

Výbuchy všeho druhu jsou ve většině případů zdrojem závažných statických poruch. Mimo to bývají často doprovázeny dalšími negativními následky, jako je požár – ten pak konstrukci dále znehodnotí.

Posouzení a náprava takto poškozených staveb je pak nesnadná a mnohdy i dvojnásobná – jde o to, zda stavbu rekonstruovat či odstranit.

Prohlídku a posouzení stavby, případně její opravu by měl řešit inženýr – statik, který má zkušenosti z podobných rekonstrukcí. Bývá vhodné, když se práci zúčastní více odborníků, rozhodnutí o postupu sanace je pak objektivní.

Literatura

- [1] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí; duben 2007.
- [2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb; březen 2004.
- [3] ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem; říjen 2006.
- [4] ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení; - Zatížení větrem; duben 2007.
- [5] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby; březen 2010.
- [6] ČSN EN 1993-1-1 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby; prosinec 2006.
- [7] ČSN EN 1995-1-1 Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla - Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby; květen 2009.
- [8] ČSN EN 1996-1-1 Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce; květen 2007.
- [9] ČSN EN 1997-1- Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla; září 2009.
- [10] ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí - Hodnocení existujících konstrukcí; srpen 2005.
- [11] Zákon č. 183/2006 Sb. (tzv. Stavební zákon) o územním plánování a stavebním řádu včetně všech souvisejících prováděcích vyhlášek.
- [12] BAŽANT Z., KLUSÁČEK L.: Statika při rekonstrukcích. 5. vydání. CVERM s.r.o. Brno, 08/2010.
- [13] BAŽANT, Z., ERBEN, A.: Udržování a adaptace budov. SNTL Praha 1959.

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

[14] VANĚK, T.: Rekonstrukce staveb. SNTL, Praha 1989.

[15] WITZANY, J.: Poruchy a rekonstrukce staveb. ČVUT Praha 1994.

[16] RYBICKY, R.: Schäden und Mängel an Baukonstruktionen. Werner-Verlag, Düsseldorf 1972.

[17] CIGÁNEK, M.: Poruchy a preventivní opatření. ES VUT Brno. 11/1974.

[18] CIGÁNEK, M.: Sborník: Obnova památek. Šumperk 1970.

Kontakt

Doc. Ing. Zdeněk BAŽANT, CSc., tel: 00420 541 147 862, e-mail: bazant.zo@fce.vutbr.cz, Ústav betonových a zděných konstrukcí, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

ZOSILŇOVANIE BEZPRIEVLAKOVÝCH STROPOV PROTI PRETLAČENIU

STRENGTHENING OF FLAT SLABS AGAINST PUNCHING SHEAR

Juraj Bilčík, Ondrej Keseli

Katedra betónových konštrukcií a mostov,
Stavebná fakulta STU v Bratislave

Anotácia:

V príspevku sa analyzujú metódy na zvýšenie lokálnej odolnosti bezprievlakových dosiek proti pretlačeniu. Podrobnejšie sa hodnotia metódy založené na pridaní šmykovej výstuže. Tie majú výhodu jednoduchej aktivácie vlozenej šmykovej výstuže a významne zvyšujú nielen odolnosť dosiek proti pretlačeniu, ale aj ich deformačnú kapacitu. Rozdiely sú najmä z hľadiska potreby obnaženia horného povrchu dosky, respektíve poklesu odolnosti pri požiari.

Annotation:

Methods of local resistance-enhancing flat slabs against punching shear are analysed in the paper. In detail, methods based on post-installed shear reinforcement are evaluated. These have the advantage of simple activation of the post-installed shear reinforcement and significantly enhance not only punching shear resistance, but also the deformation capacity. Differences are mainly due to requirement of access of the upper face of the slab and resistance-decrease in case of fire.

Kľúčové slová: bezprievlakové dosky, zosilňovanie, pretlačenie, šmyková výstuž

Keywords: flat slabs, strengthening, punching shear, shear reinforcement

1. Úvod

V súčasnosti sú bezprievlakové (lokálne podopreté) dosky veľmi rozšíreným typom stropných konštrukcií budov. Medzi ich výhody patrí rovný podhľad, ktorý ponúka variabilitu pri plánovaní pôdorysu a jednoduchú realizáciu. Kritickou oblasťou je styk stĺpa a dosky, kde dochádza ku koncentrácii veľkých nadpodperových ohybových momentov a šmykových síl. Pri nesprávnom návrhu, zhotovení alebo preťažení konštrukcie môže konštrukcia zlyhať, pričom porušenie má krehký charakter. V nedávnej minulosti došlo k viacerým náhlym zrúteniam bezprievlakových stropných dosiek u nás aj v zahraničí. Požiadavka na zosilňovanie týchto konštrukcií nie je len dôsledok havárií v minulosti, ale aj dôsledok morálneho a fyzického starnutia existujúcich konštrukcií. V súčasnosti sa v Európe približne jedna tretina stavebných nákladov investuje do zosilňovania a obnovovania jestvujúcich konštrukcií [1]. Tieto zahŕňajú najmä náklady spojené s obnovením, resp. zmenou využitia konštrukcie po určitom čase životnosti, s ktorým väčšinou súvisí aj zvýšenie úžitkového zaťaženia jednotlivých stropov. Problematika dodatočného zvyšovania šmykovej odolnosti bezprievlakových dosiek je aktuálna aj u dosiek, ktoré boli nesprávne navrhnuté (podobne ako dosky, ktoré zlyhali), alebo sa u nich prejavujú problémy so životnosťou (napr. korózia výstuže).

2. Spôsoby zosilňovania dosiek proti pretlačeniu

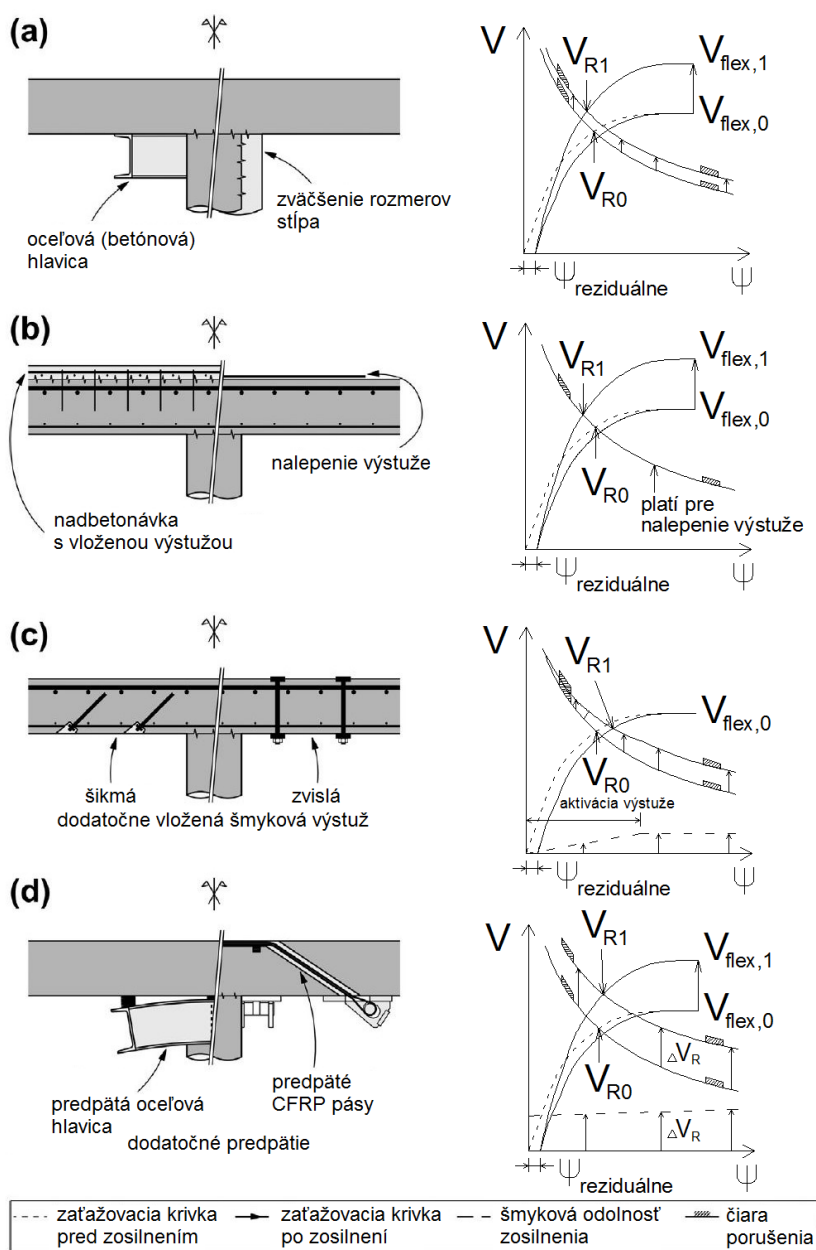
Vo všeobecnosti sa spôsoby zosilňovania dosiek proti pretlačeniu rozdeľujú na [2]:

- **pasívne** - sily v systéme sa mobilizujú deformáciami konštrukcie po jej zosilnení (neodľahčujú jestvujúce nosné prvky). Patrí sem najmä zväčšenie rozmerov stĺpa, vytvorenie betónovej, resp. ocelevej hlavice, dodatočné pridanie ohybovej výstuže (ocelovej alebo CFRP), nadbetónávka či dodatočné pridanie šmykovej výstuže.
- **aktívne** - sily sú do systému vnesené pomocou predpätia. Tým sa v oblasti zosilnenia redukuje napätia v betóne a výstuži spôsobené ohybovým a šmykovým namáhaním a tiež deformácie a šírka trhlin v doske. Medzi aktívne spôsoby patrí zosilnenie pomocou predpätých oceľových lán alebo CFRP pásov kotvených buď kotvami umiestnenými pod stropnou doskou, alebo súdržnosťou s doskou použitím epoxidového lepidla.

Spôsoby zosilňovania možno rozdeliť na tieto štyri základné metódy [1]:

- **Zväčšenie plochy podpory** - Do tejto skupiny metód zosilnenia patrí zväčšenie rozmerov stĺpa a/alebo vytvorenie ocelevej alebo betónovej hlavice (obr. 1a). Pri tomto type zosilnenia sa zväčšuje plocha porušenia, čo podľa Teórie kritickej šmykovej trhliny (CSCT) zodpovedá zvislému posunu krivky porušenia smerom nahor. Navyše, zmena geometrie zväčšuje ohybovú odolnosť dosky a aj jej tuhosť. Výsledkom je, že porušenie dosky je krehkejšie (vykazuje menšie

deformácie pri rovnakom zaťažení) ako pred zosilnením. Pri tomto type zosilnenia treba kontrolovať dĺžku hornej výstuže, ktorá má byť účinne zakotvená za posunutou plochou porušenia. Nevýhodou metódy je pomerne komplikovaná realizácia a zabratie vnútorného priestoru (betónová hlavica; väčšie rozmery stĺpa), čo môže byť v určitých prípadoch problematické.



Obrázok 1.: Porovnanie metód zosilňovania a vyhodnotenie ich vplyvu na šmykovú odolnosť a deformačnú kapacitu podľa CSCT (vpravo sú uvedené závislosti prierečnej sily V od pootočenia dosky ψ ; V_{R0} a V_{R1} je šmyková odolnosť dosky pred, resp. po zosilnení; $V_{flex,0}$ a $V_{flex,1}$ je šmyková sila, pri ktorej sa dosiahne porušenie dosky ohybom pred, resp. po zosilnení; ΔV_R je príspevok šmykovej výstuže k šmykovej odolnosti) [1].

▪ **Zvýšení ohybovej odolnosti dosky** - Ohybovú odolnosť dosky možno zvýšiť nalepením ocelevej alebo CFRP výstuže na horný povrch dosky alebo zhotovením nadbetónávky s novou ohybovou výstužou na existujúcu dosku (obr. 1b). Podobne ako pri prvej metóde zosilnenia sa zvýši ohybová tuhosť aj odolnosť dosky, pričom čiara porušenia zostáva nezmenená (pri externe lepenej výstuži). Charakter porušenia je opäť krehkejší ako pri pôvodnej doske. Platí to najmä pre dosky s pôvodne malým stupňom vystuženia pozdĺžnou výstužou, kedy o ich odolnosti rozhodovala ich ohybová odolnosť - skôr nastalo duktilne porušenie ohybom, ako krehké porušenie šmykom.

▪ **Dodatočné vloženie šmykovej výstuže** - Dodatočne vložená šmyková výstuž môže byť zvislá alebo šikmá, pričom kotvenie výstuže sa dosiahne chemicky (lepidlo) alebo mechanicky (svorníky) (obr. 1c). Pri dodatočnom vložení šmykovej výstuže sa podľa CSCT čiara porušenia posúva smerom nahor. Posun zodpovedá príspevku šmykovej výstuže do celkovej šmykovej odolnosti dosky. Vo všeobecnosti, vložená šmyková výstuž prispieva nielen k zvýšeniu odolnosti, ale aj k zvýšeniu deformačnej kapacity. Šmyková výstuž sa môže aktivovať dotiahnutím matíc na jej koncoch.

▪ **Vnesenie predpätia** - Existujú viaceré metódy vnesenia predpätia do nadpodperových oblastí dosiek. Môže to byť predpäťím tuhých oceľových hlavic, pomocou CFRP pásov alebo oceľových lán kotvených súdržnosťou alebo kotvami pri dolnom povrchu dosky (obr. 1d). Pri tejto metóde zosilnenia nie je fáza aktivácie výstuže dodatočnou deformáciou dosky potrebná a účinok zosilnenia sa prejaví okamžite po vyvedení predpätia. Ako je zrejmé z obr. 1d, krivka porušenia, ako aj zaťažovacia krivka sa v grafe posúvajú smerom nahor, a teda zvyšuje sa nielen šmyková odolnosť, ale aj deformačná kapacita dosky.

V ďalšej časti príspevku sa podrobnejšie analyzujú metódy, ktorými sa dosahuje zvýšenie šmykovej odolnosti i deformačnej kapacity.

3. Vybrané systémy zosilňovania dosiek proti pretlačeniu

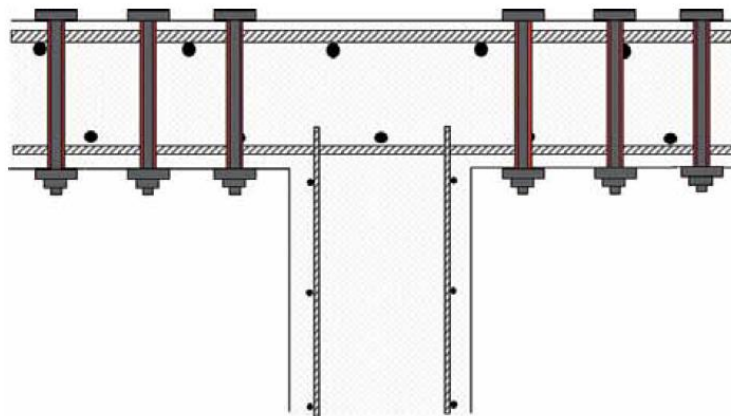
3.1. Dodatočné vloženie šmykovej výstuže

Použitie CFRP ako dodatočne vlozenej šmykovej výstuže je výhodné najmä z dôvodu vysokého modulu pružnosti tohto materiálu, čo zabezpečuje aktiváciu výstuže už pri malých deformáciách. Uvedený systém zosilnenia však vyžaduje obnaženie oboch povrchov dosky a prevrtanie celej hrúbky, čo môže byť v istých situáciách problém. Otázna je tiež požiarne odolnosť systému, keďže na kotvenie výstuže sa používa epoxidové lepidlo. Ďalšia časť príspevku je venovaná pridanej ocelevej šmykovej výstuži.

Svorníky

Najstarším a najjednoduchším systémom dodatočne vlozenej šmykovej výstuže sú oceľové svorníky. Svorníky sa osadzujú do vopred vyvrtaných otvorov cez celú dosku, pričom matice sa následne utiahnu na predpísanú silu. Výhodou svorníkov

je jednoduchá montáž, dobré zakotvenie, ktoré je zabezpečené maticami s podložkami, ako aj ich jednoduchá aktivácia. Nevýhodou je podobne ako pri zosilnení CFRP výstužou nutnosť obnaženia oboch povrchov dosky a následné prevrtanie celej hrúbky dosky.



Obrázok 2.: Umiestnenie svorníkov v bezprievlakovej doske [3]

Šikmé vlepané kotvy

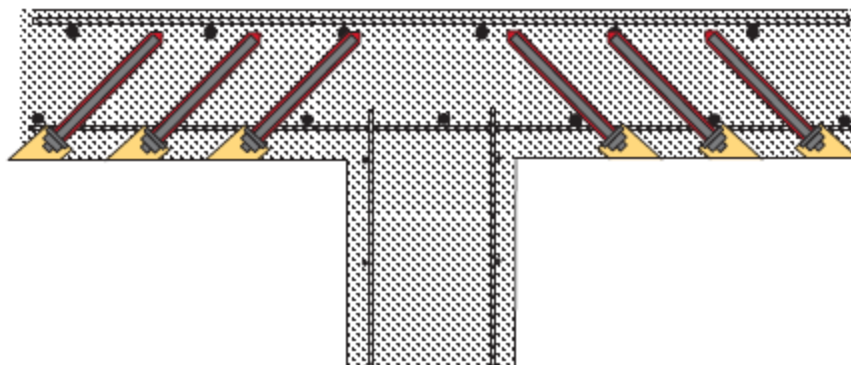
Novší systém zosilňovania dosiek proti pretlačeniu tvoria šikmé kotvy vlepané pomocou epoxidového lepidla do vopred vyvrtaných dier (obr. 3) .

Otvory na osadenie výstuže sa vrtajú natočené pod uhlom 45° smerom k stĺpu. Otvor má siahať aspoň k spodnému povrchu hornej výstuže, optimálne do stredu vrstiev hornej výstuže. Do vyvrtaných otvorov sa injektuje epoxidové lepidlo a následne sa vložia šmykové kotvy. Šmykové kotvy sa vyrábajú v priemeroch 16mm a 20mm. Kotva pozostáva z betonárskej výstuže, na ktorú je na konci privarený driek so závitom M16, resp. M20 z vysokopevnostnej ocele.

Po vytvrdnutí lepidla sa na kotvu osadia podložky a na predpísanú silu sa utiahnu matice. Na záver sa zvyšný priestor pod kotvami injektuje maltou cez otvor v podložke. Pre dosiahnutie rovného podhľadu je možné kotvy zapustiť do dosky a otvory vyplniť protipožiarnou maltou.

Výhodou systému je skutočnosť, že šmyková výstuž sa osadzuje zo spodného povrchu dosky a nie je potrebné obnažiť horný povrch dosky. Systém je výhodný najmä pri doskách, nad ktorými je zhotovená zelená strecha. Navyše, inštaláciou uvedeného systému sa nenaruša vodotesnosť systému, čo je výhodou v parkovacích domoch.

Nedostatkom uvedeného spôsobu zosilnenia je pomerne veľké riziko kolízie šmykovej kotvy s pozdĺžnou výstužou. Je náročné osadiť šmykovú kotvu tak, aby pod sklonom 45° neprišlo k styku s minimálne jednou z troch vrstiev výstuže (otvory zasahujú optimálne do stredu vrstiev hornej výstuže). Ďalšou nevýhodou systému je skutočnosť, že súdržnosť zabezpečuje lepidlo na báze epoxidovej živice, ktoré je citlivé na zvýšenú teplotu. Už pri teplotách nad 60°C je výrazne nižšia súdržnosť, a teda v prípade požiaru výrazne klesá účinnosť systému [5].

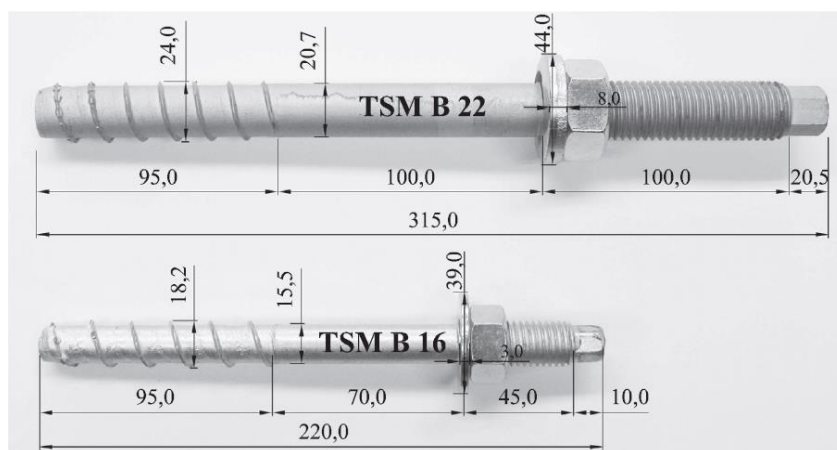


Obrázok 3.: Schematický rez stropnou doskou zosilnenou šikmými lepenými kotvami [4]

Skrutkovacie kotvy

Skrutkovacie kotvy do betónu použité ako dodatočne inštalovaná šmyková výstuž bezprievlakových dosiek boli prvý raz odskúšané Feixom [6] na univerzite v Innsbrucku.

Ako šmyková výstuž boli použité dva typy kotiev: TSM B 16 a TSM B 22 (obr. 4). Kotvy sa skrutkovali zo spodného povrchu dosiek kolmo nahor do vopred vyvrtaných a vyčistených otvorov priemeru 16 mm pre TSM B 16, resp. priemeru 22 mm pre TSM B 22.



Obrázok 4.: Rozmery použitých skrutkovacích kotiev [5]

Pri experimentálnom overovaní metódy sa zo štyroch vyhotovených dosiek jedna doska nezosilňovala - referenčná (P01). Zvyšné tri dosky boli zosilňované 32 radiálne usporiadanými kotvami. Dosky P02 a P03 boli zosilnené kotvami TSM B 16, doska P04 kotvami TSM B 22. Kotvy v doskách P02 a P04 boli navyše pred naskrutkovaním injektované epoxidovým lepidlom. Po zatvrdnutí lepidla boli na kotvy osadené podložky a matice utiahnuté.

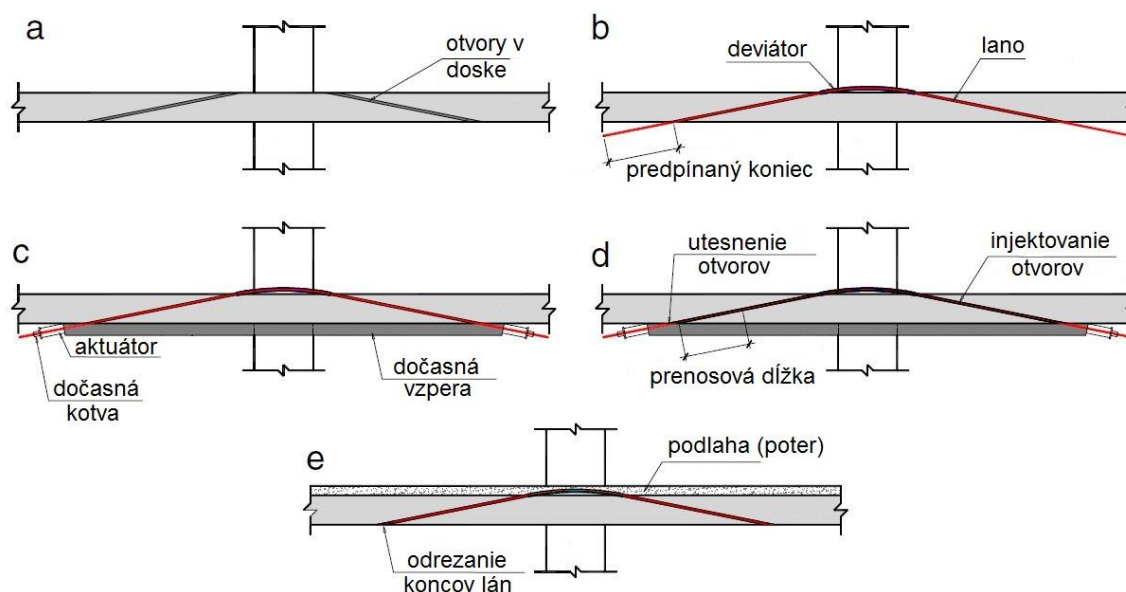
Výsledky výskumu preukázali, že systém zosilnenia bezprievlakových dosiek skrutkovacími kotvami zvyšuje odolnosť o 30% pri inštalácii bez epoxidového lepidla, resp. o 48 až 53% pri použití epoxidového lepidla.

Z literatúry [7] je známe, že šmyková odolnosť bezprievlakovej dosky so šmykovou výstužou je do značnej miery závislá na kvalite zakotvenia šmykovej výstuže. Obmedzenie poklzu v kotvení znižuje šírku a rozvoj šmykových trhlin a má za následok zvýšenie šmykovej odolnosti dosky. Lepšie podmienky kotvenia sú dôvodom, prečo bola pri doskách zosilnených skrutkovacími kotvami v kombinácii s epoxidovým lepidlom dosiahnutá vyššia odolnosť ako pri kotvách bez lepidla.

Výhodou systému popri zvýšení odolnosti a deformačnej kapacity dosky je tiež požiarne odolnosť, keďže skrutky sú kotvené nielen chemicky ale aj mechanicky. Jednoduchšia je aj montáž systému, ktorá prebieha zo spodného povrchu dosky zvislo nahor, čím sa výrazne redukuje riziko kolízie kotvy s ohybovou výstužou.

3.2. Dodatočné predpínanie lanami kotvenými súdržnosťou

Podstatou dodatočného predpínania dosiek lanami kotvenými súdržnosťou je vnesenie predpätia do dosky pomocou oceľových lán. Laná sú vedené od spodného povrchu dosky k hornému povrchu dosky, pričom v blízkosti stĺpa laná vystupujú nad horný povrch dosky a symetricky klesajú k spodnému povrchu dosky na opačnej strane (obr. 5.). Krivosť lán (polomer krivosti bol 2,5 m) nad horným povrchom dosky je zabezpečená oceľovými deviátormi. Laná sú kotvené do dosky súdržnosťou s betónom, ktorú zabezpečuje epoxidové lepidlo. Z dôvodu zväčšenia kotevnej dĺžky lana v betóne bol zvolený pomerne malý sklon lán, len cca 11°. Predpínacie laná sa vedú 50 mm od líca stĺpa v jednom, resp. v dvoch na seba kolmých smeroch.



Obrázok 5.: Fázy zosilňovania dosky proti pretlačeniu predpínacími lanami [2]

Výhody spomenutého systému zosilnenia sú rovný podhlád bez kotiev a hlavíc, zníženie priehybu dosky až o 70% oproti nezosilnenej doske a s tým súvisiace zmenšenie šírky trhlín. Zvýšenie odolnosti dosky sa pohybovalo v rozmedzí 36% až 54%. Ako nevýhodu uvedeného systému predpínania možno označiť skutočnosť, že zosilňovanie prebieha z horného povrchu dosky a je teda nutné odstrániť existujúce vrstvy podlahy. Následne po zosilnení treba zhotoviť na nosnej konštrukcii betónový poter, v ktorom sa skryjú deviátory prečnievajúce nad horný povrch dosky. Ďalším problémom je pomerne malý sklon dier, ktoré treba vyvrtať pre oceľové predpínacie laná. Pri takto malom sklone je náročné vyhnúť sa výstuži v doske a navyše sa pri oboch povrchoch odlupujú kúsky betónu, čo má za následok zníženie kotevnej dĺžky oceľových lán. Alternatívou je kotvenie lán kotvami, čím by sa odstránili niektoré z uvedených nevýhod metódy.

4. Záver

V príspevku sú analyzované metódy zosilňovania bezprievlakových dosiek proti pretlačeniu, pričom podrobnejšie sa hodnotia systémy zosilňovania dosiek založené na dodatočnom vložení šmykovej výstuže. V prípade, ak je možné obnažiť oba povrchy dosky sa ako najjednoduchší a najefektívnejší systém zosilnenia javí použitie svorníkov. Pri požiadavke obnaženia len spodného povrchu dosky je možné použiť systémy vlepovaných, skrutkovaných, resp. kombinovaných kotiev, pričom ich účinnosť závisí v rozhodujúcej miere od kvality zakotvenia.

Podakovanie

Príspevok vznikol za podpory výskumného projektu VEGA 1/0583/15 „Analýza spoľahlivostných rizík navrhovania a zhotovovania betónových konštrukcií“.

Literatúra

- [1] KOPPITZ, R.; KENEL, A.; KELLER, T.: Punching shear of RC flat slabs – Review of analytical models for new and strengthening of existing slabs. In Engineering Structures 2013. Elsevier. 2013. p. 123 - 130.
- [2] FARIA, D., M., V.; LÚCIO, V., J., G.; RAMOS, P., A.: Strengthening of flat slabs with post-tensioning using anchorages by bonding. In Engineering Structures 2011. Elsevier. 2011. p. 2025 - 2043.
- [3] BILČÍK, J.: Dodatočné zvýšenie šmykovej odolnosti bezprievlakových stropných dosiek. In Inžinierske stavby 2013. JAGA.
- [4] HILTI CORPORATION: Fastening Technology Manual B 2.6. Post installed shear reinforcement Hilti HZA-P. HILTI.
- [5] WÖRLE, P.: Enhanced shear punching capacity by the use of post installed concrete screws. In Engineering Structures 2014. Elsevier. 2014. p. 41 - 51.

[6] FEIX, J.; WÖRLE, P.; GERHARD, A.: Ein neuer Ansatz zur Steigerung der Durchstantragfähigkeit bestehender Stahlbetonbauteile. In Bauingenieur 4/2012. Springer-VDI-Verlag. 2012. p. 149 - 155.

[7] HÄUSLER, F., S.: Zum maximalen Durchstanzwiederstand von Flachdecken mit und ohne Vorspannung. Dizertačná práca. Aachen : Fakultät für Bauingenieurwesen der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen. 2009.

Kontakt

prof. Ing. JURAJ BILČÍK, PhD., tel: 00421 2 59274 546, e-mail: juraj.bilcik@stuba.sk, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta STU v Bratislave, Radlinského 11, 810 05 Bratislava.

Ing. ONDREJ KESELI, tel: 00421 2 59274 295, e-mail: ondrej.keseli@stuba.sk, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta STU v Bratislave, Radlinského 11, 810 05 Bratislava.

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverí 95, Brno

TERAHERTZOVÉ ZÁŘENÍ A JEHO VYUŽITÍ V NEDESTRUKTIVNÍ DIAGNOSTICE

TERAHERTZ RADIATION AND TERAHERTZ NON-DESTRUCTIVE TESTING APPLICATION

Ivana Bilíková

VUT v Brně, Fakulta stavební,
Ústav stavebního zkušebnictví

Anotace:

Ve svém článku představuji dlouho nevyužívanou část elektromagnetického spektra - terahertzové záření - a ukazuji možnosti jeho využití v nedestruktivní diagnostice.

Annotation:

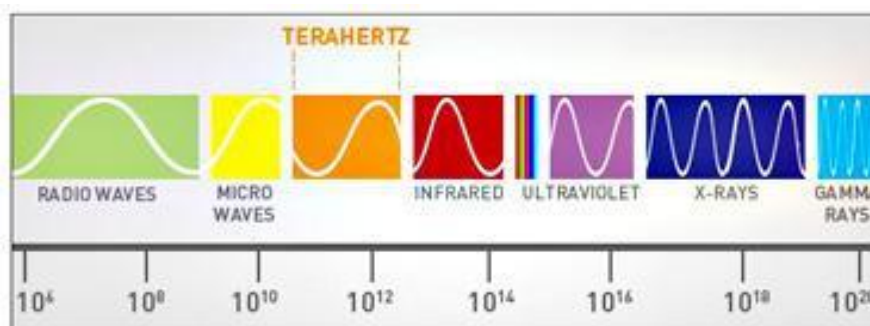
This paper presents a part of the electromagnetic spectrum - the terahertz radiation - and shows its application in non-destructive testing.

Klíčová slova: Terahertzové záření (THz), submilimetrové vlny, nedestruktivní diagnostika (NDT), časově závislá THz spektroskopie

Keywords: Terahertz radiation, submillimeter radiation, non-destructive testing, THz-time-domain spectroscopy (THz-TDS)

1. Vlastnosti terahertzového záření

Terahertzové záření (nebo také T-paprsky, terahertzové paprsky, submilimetrové vlny, THz záření, THz mezera, angl. terahertz radiation, submillimeter radiation, terahertz waves, T-rays, T-waves, T-light, T-lux or THz) je elektromagnetické vlnění o rozsahu frekvence $\sim 0,1 - 10,0$ THz ($1 \text{ THz} = 10^{12} \text{ Hz}$), přičemž mezní oblasti tohoto intervalu zasahují do mikrovlnné a infračervené části spektra (viz obr.1).



Obr. 1 Terahertzové záření v rámci elektromagnetického spektra¹

Pásmo THz frekvencí dlouhou dobu tvořilo vědecky neprobádanou a technologicky nevyužitelnou oblast elektromagnetického spektra. Vytyčovalo hranici (tzv. "terahertzová mezera", z angl. "THz gap") mezi *optikou*, zabývající se vlněním o vyšších frekvencích ($> 10,0$ THz), a *elektronikou*, studující frekvence nižší ($< 0,1$ THz). A tak, i když byla existence THz záření známa již od počátku 20. století, došlo k rozvoji THz technologií až v 90. letech.

Dnes je terahertzové záření středem zájmu mnoha vědců - a to zejména v oblasti biochemie, lékařství, letectví, bezpečnostních systémů, restaurátorství a materiálového inženýrství.

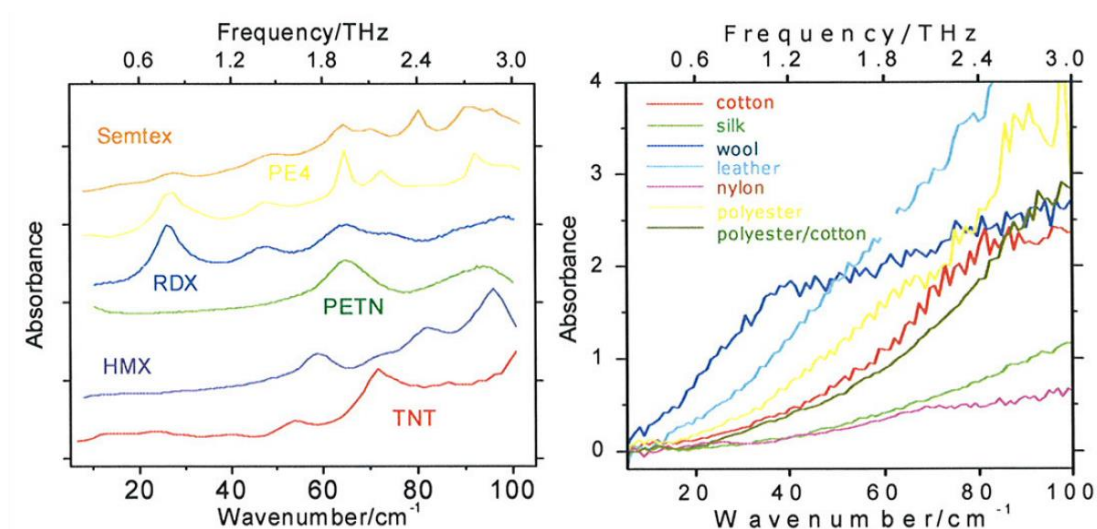
Z chemického a fyzikálního hlediska jsou nejzajímavější jeho tepelné projevy pocházející z daleké infračervené oblasti; u krystalů způsobuje emisi fononů v krystalické mřížce, v plynech a v kapalinách způsobuje molekulární rotace a při interakci s některými látkami vibrace molekulárních vazeb - čímž opět odkazuje na svoje postavení v rámci elektromagnetického spektra (viz tab. 1).

Tab. 1. Interakce elektromagnetického záření s hmotou

Typ záření	Frekvence [Hz]	Energie [eV]	Interakce s hmotou
Záření gama	$> 10^{18}$	$> 10^4$	Rozpady atom. jader
RTG-záření	$\sim 10^{16} - 10^{29}$	$\sim 10^2 - 10^5$	Ionizace
UV-záření	$\sim 10^{14} - 10^{17}$	$\sim 1 - 10^3$	Přechody elektronů
Viditelné zář.	$3,8 - 7,7 \cdot 10^{14}$	~ 1	Přechody elektronů
IR-záření	$\sim 10^{12} - 10^{14}$	$\sim 10^{-2} - 1$	Vibrace molekul
THz-záření	$\sim 10^{12}$	$\sim 10^{-2}$	Vibrace a rotace mol.
μ -vlnné záření	$\sim 10^9 - 10^{12}$	$\sim 10^{-5} - 10^{-2}$	Rotace molekul
Rádiové záření	$\sim 10^4 - 10^9$	$\sim 10^{-10} - 10^{-5}$	Přechody jader. spinu

Na rozdíl od rentgenového záření nemá vzhledem ke své nízké energii ionizující účinky, je obecně považováno za zdraví neškodlivé a v budoucnu by mohlo najít své uplatnění jako nástupce diagnostického rentgenu a počítačového tomografu. S tím také souvisí jeho nejvýznamnější vlastnost - a to jeho charakteristická pronikavost látkami.

Dokáže penetrovat většinu dielektrických materiálů (papír, textil, dřevo, plast), je však absorbováno kovy a polárními kapalinami. Mnoho chemických látek, farmaceutik a výbušných materiálů vykazuje typickou spektrální odezvu – výsledkem spektroskopického měření je poté tzv. „fingerprint“ (otisk prstu), který je jedinečný pro každý konkrétní druh látky (viz obr. 2).

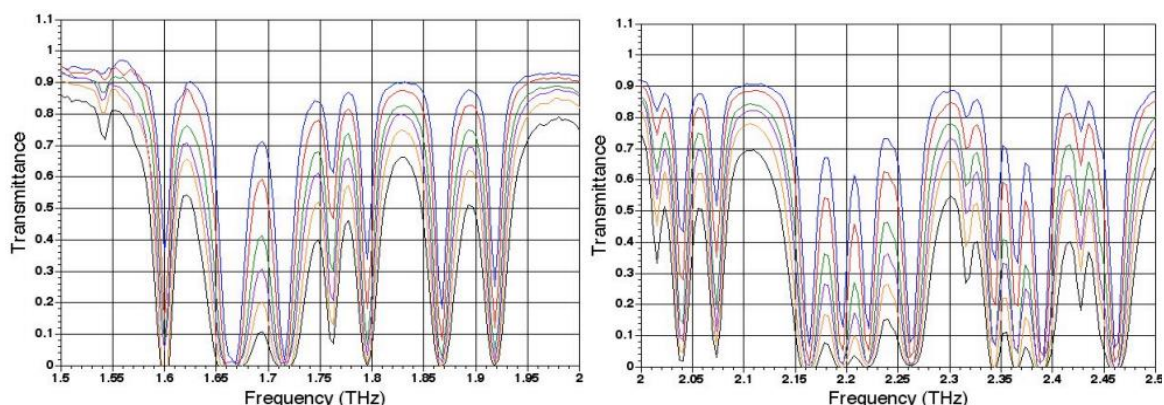


Obr. 2. Absorpční spektrální čáry výbušnin (vlevo) a textilií (vpravo)⁴

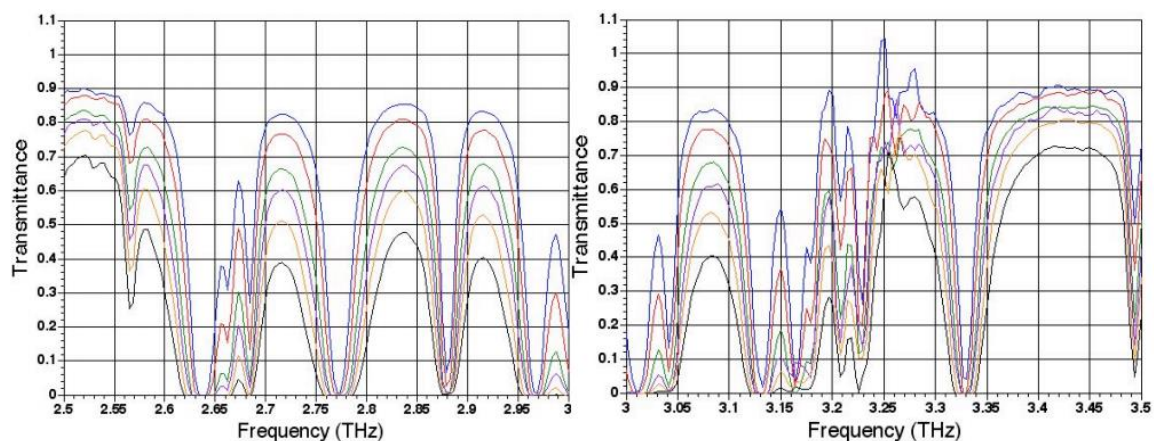
2. Interakce THz záření se vzdušnou párou, "terahertzová okna" a "terahertzová zed"

Jedním z největších absorbentů THz záření je voda, což na jednu stranu rozšiřuje možnosti jeho využití v biochemii a v lékařství, na druhou stranu však limituje jeho šíření atmosférou.

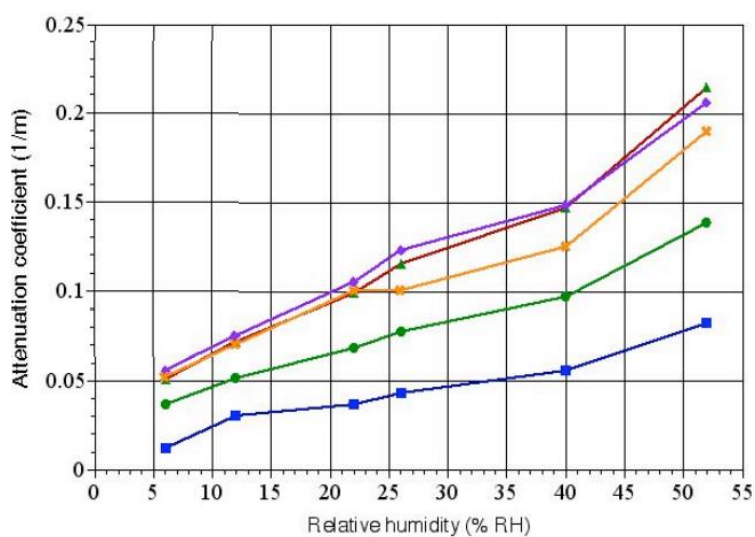
Na základě pokusů bylo zjištěno, že při průchodu atmosférou jsou určité frekvence THz záření prakticky zcela pohlceny (viz obr. 3, 4) a k dalšímu využití nám zbývají pouze jakási "terahertzová okna" (z angl. "terahertz windows") o frekvencích 3,39-3,47 THz, 2,51-2,55 THz, 2,09-2,12 THz, 1,96-2,0 THz, 1,47-1,56 THz,⁵ jejichž propustnost lze vypočítat s pomocí Lambertova-Beerova zákona $\tau = e^{-\beta\delta}$, kde δ označuje tloušťku vrstvy a β je tzv. absorpční koeficient, závislý na relativní vlhkosti a frekvenci záření (viz obr. 5)⁵.



Obr. 3 Závislost propustnosti (transmittance) THz záření na jeho frekvenci v rozmezí 1,5 - 2,5 THz, při relativní vlhkosti 6%, 12%, 22%, 26%, 40%, a 52%⁵

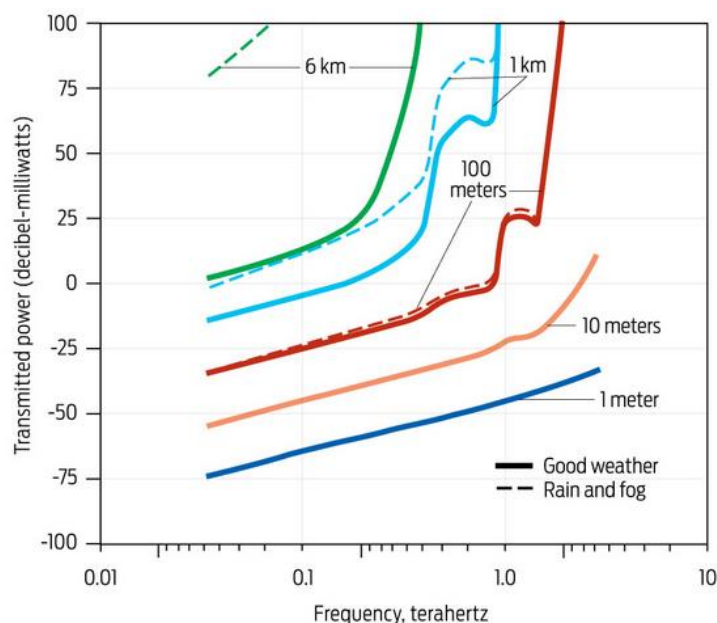


Obr. 4 Závislost propustnosti (transmittance) THz záření na jeho frekvenci v rozmezí 2,5 - 3,5 THz, při relativní vlhkosti 6%, 12%, 22%, 26%, 40%, a 52%⁵



Obr. 5 Závislost absorpčního koeficientu β na relativní vlhkosti pro záření o frekvencích 1,47-1,56 THz, 1,96-2,0 THz, 2,09-2,12 THz, 2,51-2,55 THz a 3,39-3,47 THz⁵

Vzhledem k povaze experimentu je důležité upozornit na to, že zmíněné výsledky a vztahy lze uplatnit pouze na krátkých vzdálenostech, na vzdálenostech větších než $\sim 10 - 100$ m je terahertzové záření (bez ohledu na svou konkrétní frekvenci) pohlceno zcela, tzn., že pro překonání těchto vzdáleností bychom museli dodat nekonečně velkou energii - exponenciální závislost s pomyslnou "terahertzovou zdí" je zobrazena na obr. 6.



Obr. 6 Závislost dodané "energie" na frekvenci záření pro jednotlivé vzdálenosti⁶

3. Terahertzové zdroje a detektory a princip časově závislé THz spektroskopie

Terahertzové přístroje využívají principy již dříve aplikované na oblast infračerveného a mikrovlnného záření a můžeme je rozdělit na zdroje a detektory.

Hlavní principy využívané u terahertzových zdrojů jsou následující³:

- Optická rektifikace
- Rozdílové frekvence
- Optické parametrické zesílení
- Frekvenční multiplikování mikrovln
- Foto-elektrický vodivý spínání
- Foto-elektrické směšování
- Elektronový urychlovač
- Oscilátor zpětné vlny
- Free-electron laser (laser volných elektronů)
- Plynový laser
- P-typ germaniový laser
- Kvantové kaskádové lasery

Hlavní principy využívané u terahertzových *detektorů* jsou následující³:

Koherentní detektory

- Elektro-optické vzorkování ve volném prostoru.
- Foto-elektricky vodivá anténa
- Heterodynní detekce

Teplotní detektory

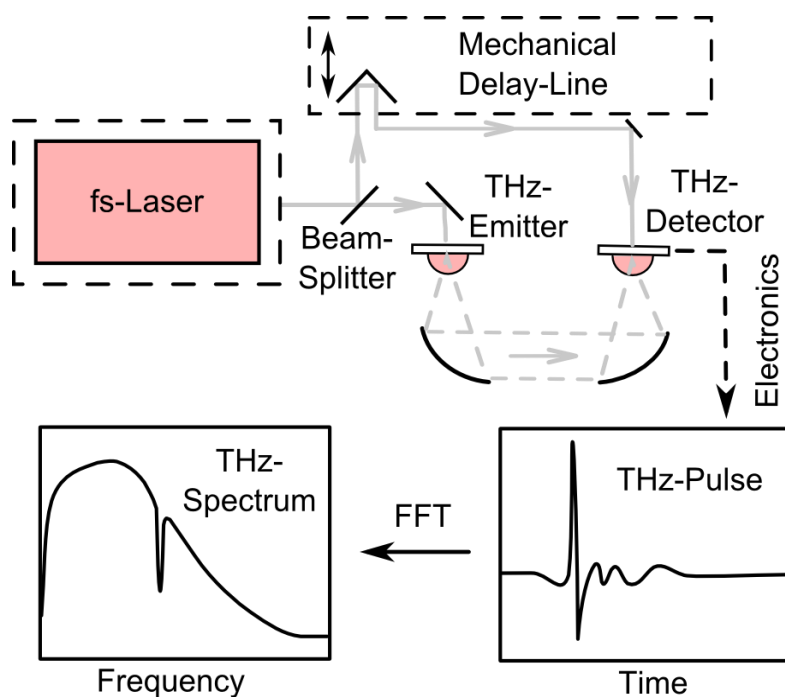
- Bolometry
- Pyroelektrické detektory
- Golayovi články

Pro spektroskopii je však nejdůležitější a v současné době nejpoužívanější systém tzv. *časově závislé THz spektroskopie* (z angl. "THz-time-domain spectroscopy", THz-TDS).

Základem je pulsní laser s délkou pulsu kratší než 100 femtosekund, pracující v blízké infračervené oblasti.²

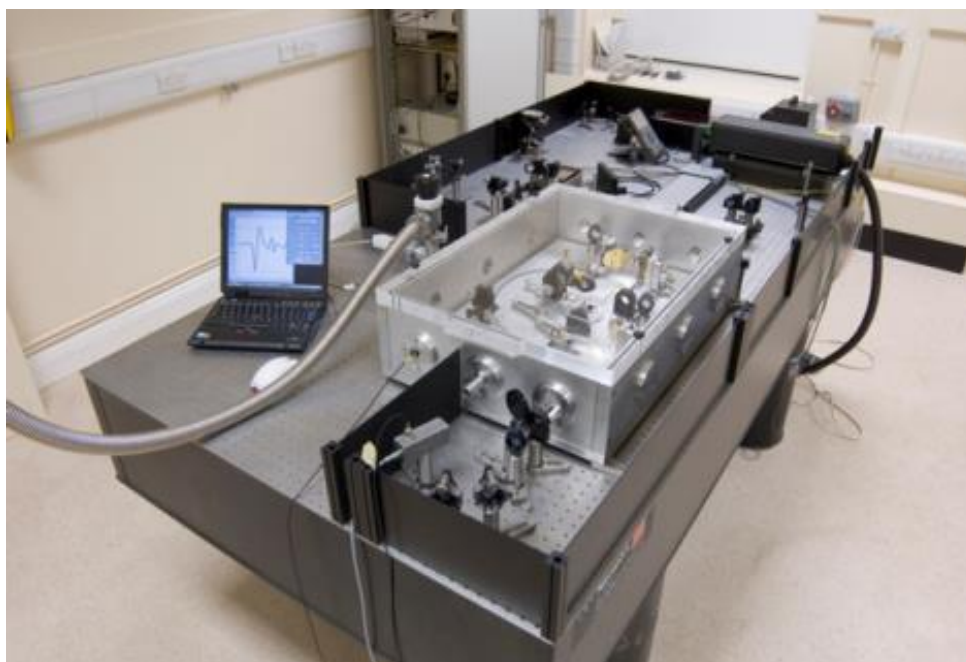
Laserový puls je polopropustným zrcadlem rozdělen na dvě části. Prvním svazkem se vybudí zdroj, který následně vyzáří THz puls. Druhá část prochází zpožďovací linkou a aktivuje detektor, který v daném okamžiku změří velikost elektrického pole.²

Díky různému zpoždění jsme schopni naměřit aktuální průběh elektrického pole v čase.² Následným použitím rychlé Fourierovy transformace můžeme získat nejen amplitudová spektra, ale na rozdíl od jiných metod, také fázová spektra. Díky tomu jsme schopni stanovit komplexní dielektrickou funkci studovaného materiálu z jednoho transmisního, reflexního nebo ATR měření.²



Obr. 7 Princip časově závislé THz spektroskopie⁷

Schéma časově rozlišené detekce THz-TDS je přímo použitelné pro měření hloubky profilu vzorku s vícevrstvou strukturou. Když dopadne na vzorek krátký THz pulz odražená vlna je složena ze série pulzů odražených od jednotlivých vnitřních úrovní. Pomocí analýzy časů trvání vln může být zaznamenána vnitřní struktura úrovní. Analýza časů trvání může určit pozice úrovní při rozlišení okolo jednoho mikrometru, protože časové rozlišení přichozího THz pulzu je několik femtosekund. Profil indexů lomu vzorku může být získán analýzou odrazů na jednotlivých úrovních.³



Obr. 8a Spektrometr Oxfordské univerzity⁸



TeraCAM Specifications	
Spectral Range	0,1 - 30 THz (10µm - 3mm)
Sensitive detection area	70*70 mm ²
Minimum resolution	0,1 mm
Minimum signal detection	<1 µW/cm ² per pixel
Damage threshold	>1W/cm ²
Software	Native Infrared software
Product size	200*200*300mm ³
Working Temperature	Room Temperature
Supply Voltage	Sector Voltage 110/220V
Plug-in	IEEE1394 / Ethernet

Obr. 8b Multispektrální kamera pracující v oblasti IR a THz spektra⁹

4. Aplikace THz technologií v nedestruktivní diagnostice

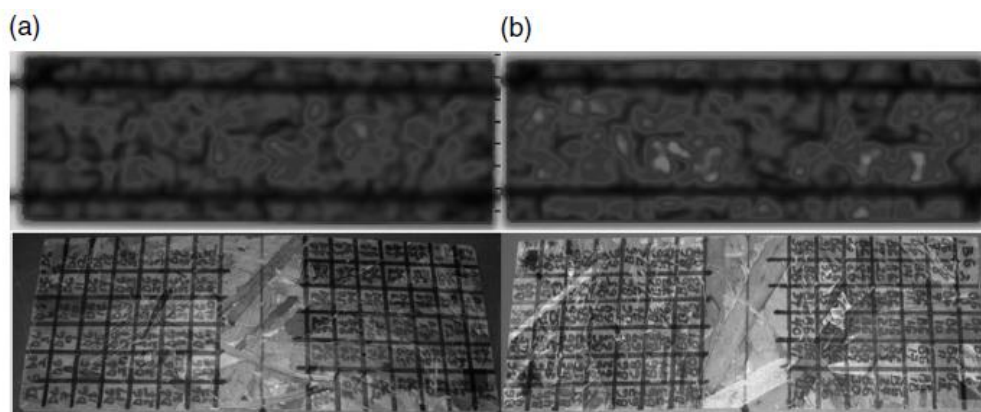
4.1. Dřevěné prvky

V nedestruktivní diagnostice stavebních prvků je elektromagnetické záření známo a využíváno již léta. Mnohé z používaných metod v oblasti zkušebnictví dřevěných prvků vykazují jistá omezení - ta se však daří eliminovat terahertzovému záření (viz tab. 2).

Tab. 2 Vliv elektromagnetického záření na dřevěné prvky¹⁰

Zdroj	Propustnost	Rozlišení	Bezpečnost	Citlivost na orientaci vláken
Rentgen	✓	✓	✗	✗
UV-záření	✗	✓	✓	✓
IR-záření	✗	✓	✓	✓
THz-záření	✓	✓	✓	✓

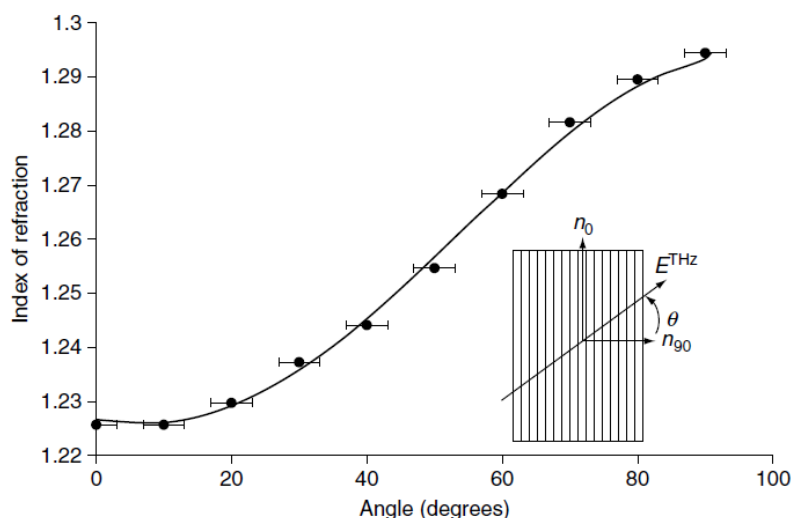
První aplikací THz technologií v oblasti dřevěných prvků bylo bezkontaktní měření hustoty a jeho výsledky byly začleněny do kontroly kvality OSB desek.



19.13 THz (top) and optical (bottom) image of 12.5" × 4" OSB. The average densities of the boards are 43.5 lbs/ft³ (a) and 37 lbs/ft³ (b). The images are density maps based on the phase of the transmitted THz pulse (index of refraction). Darker color represents denser board. The two dark horizontal lines in the THz images are supports for imaging the boards.

Obr. 9 Průměrná hustota OSB desek měřená THz technologií¹⁰

Později byla využita také optická anizotropie dřeva - v oblasti THz frekvencí projevuje dřevo silnou "dvojlomnost" a dichroismus - která může být využita např. při stanovení orientace vláken nebo popisu struktury vůbec.



Obr. 10 Závislost indexu lomu na úhlu dopadajícího záření¹⁰

V lednu 2014 využil mezinárodní tým vědců THz-TDS pro vyšetření struktury ruské ikony z počátku 19. století.

Pro měření použili přístroj Picometrix T-Ray 4000 a dva způsoby geometrického zapojení soustavy.

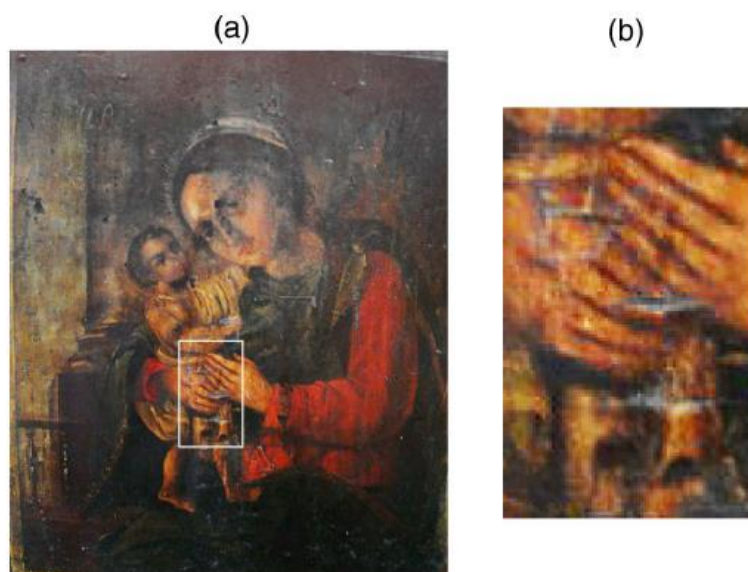


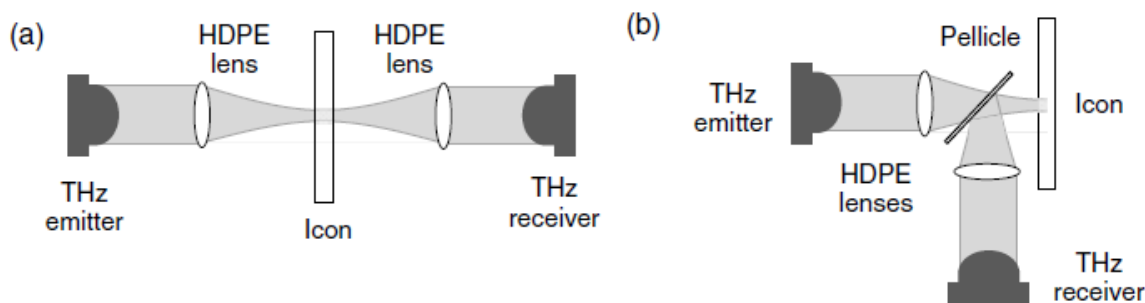
Fig. 1. (a) Photograph of the icon Christianity: In Search of the Perishing. (b) Defective area on the painting.

Obr. 11 Ikona s vyznačenou zájmovou oblastí¹¹

V prvním případě (viz obr. 12a) byla ikona umístěna mezi emitter a transmitter ve vzdálenosti 75 mm od obou jednotek, terahertzové záření bylo generováno fotokonduktivní anténou a zaměřeno na přední stranu ikony pomocí polyetylenových (HDPE, z angl. *high density polyethylene*) čoček o ohniskové vzdálenosti 10 cm, skenována byla plocha o rozměrech 120 mm x 70 mm,

rozdělená na části 1 mm x 1 mm - pro každý z těchto segmentů bylo provedeno 10 měření.

V druhém případě (viz obr. 12b) byly vysílač i přijímač postaveny před čelní stranu ikony, přičemž byl odražený paprsek usměrněn metalickou mebránou do přijímače, skenována byla plocha o rozměrech 55 mm x 140 mm, rozdělená na části 1 mm x 1 mm - pro každý z těchto segmentů bylo provedeno 5 měření.



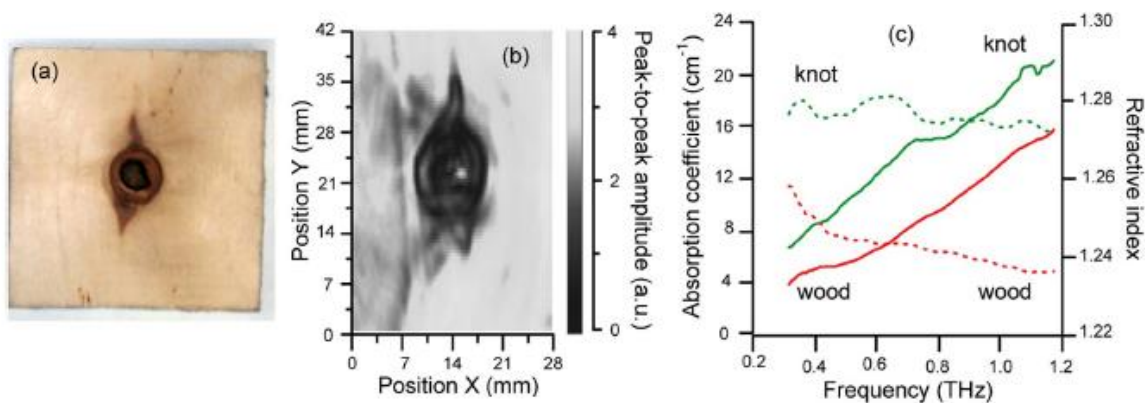
Obr. 12 Schémata geometrického zapojení přístroje Picometrix T-Ray 4000¹¹

Výsledný snímek prvního geometrického zapojení (viz obr. 14a) byl sestaven na základě měření rozkmitu (maximální kladná amplituda mínus minimální záporná amplituda) terahertzových vln procházejícími jednotlivými body ikony - několik typických vln je ukázáno na obr. 14b.

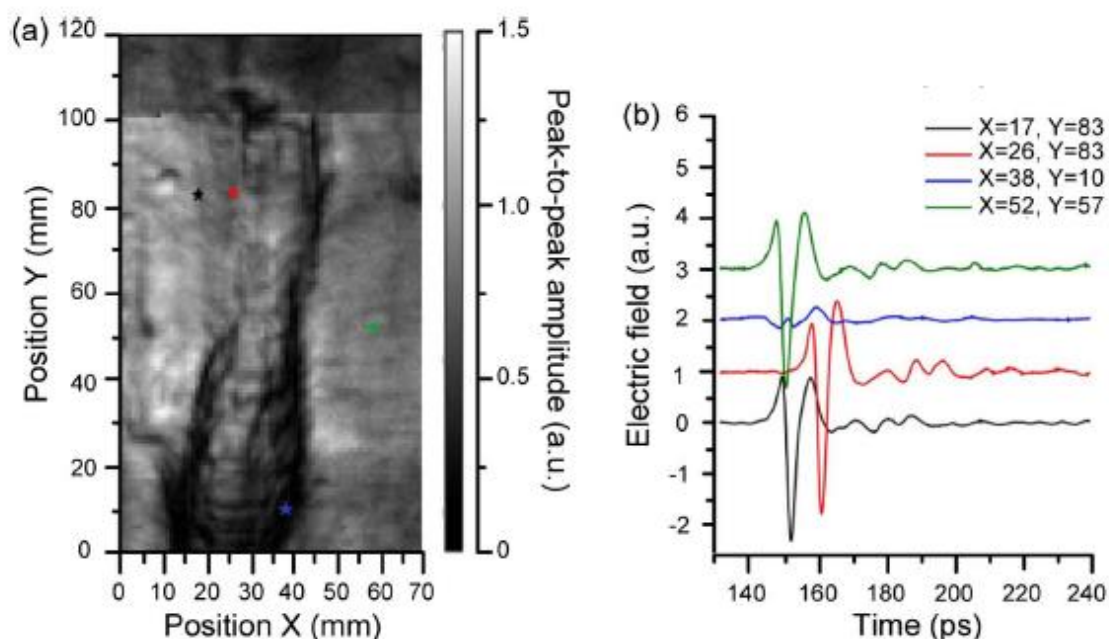
Tmavší části obr. 14a vykazují vyšší absorpci THz záření, světlejší nižší - tím je defekt jasně identifikovatelný, vykazuje vyšší absorpci záření a připomíná dřevěný suk.

Pro ověření faktu, že suky ve dřevě THz záření více absorbují, byl proveden experiment se speciálně připraveným vzorkem osikového dřeva o tloušťce ~4 mm a vlhkosti 15% (viz obr. 13).¹¹ Pro THz-TDS měření byl využit spektrometr TERA K15 (MenloSystems GmbH), který je pro měření menších vzorků vhodnější, a jeho zapojení bylo podobné tomu na obr. 12a.¹¹

Zajímavostí je, že ruské ikony byly od 17. do 19. stolení vyráběny převážně z dřeva lipového, které však suky prakticky neobsahuje a má nízkou hustotu. Studovaná ikona svým charakterem tedy odpovídá spíše dřevu osikovému.

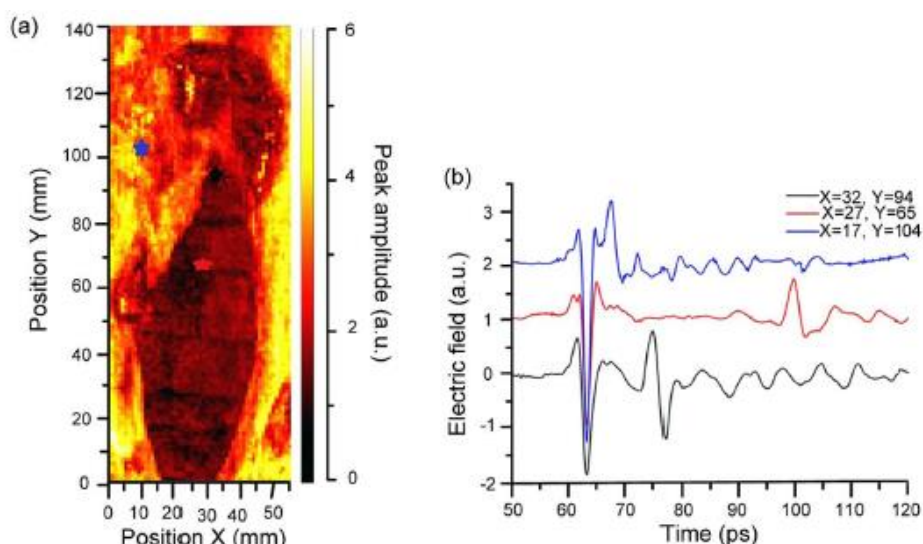


Obr. 13 (a) Fotografie vzorku osikového dřeva, (b) Terahertzový snímek vzorku, (c) Závislost absorpčního koeficientu a indexu lomu na frekvenci THz záření¹¹



Obr. 14 Výsledek měření na základě prvního schématu zapojení¹¹

Výsledný snímek druhého geometrického zapojení (viz obr. 15a) byl sestaven na základě měření maximální amplitudy terahertzových vln procházejícími jednotlivými body ikony - několik typických vln je ukázáno na obr. 15b.

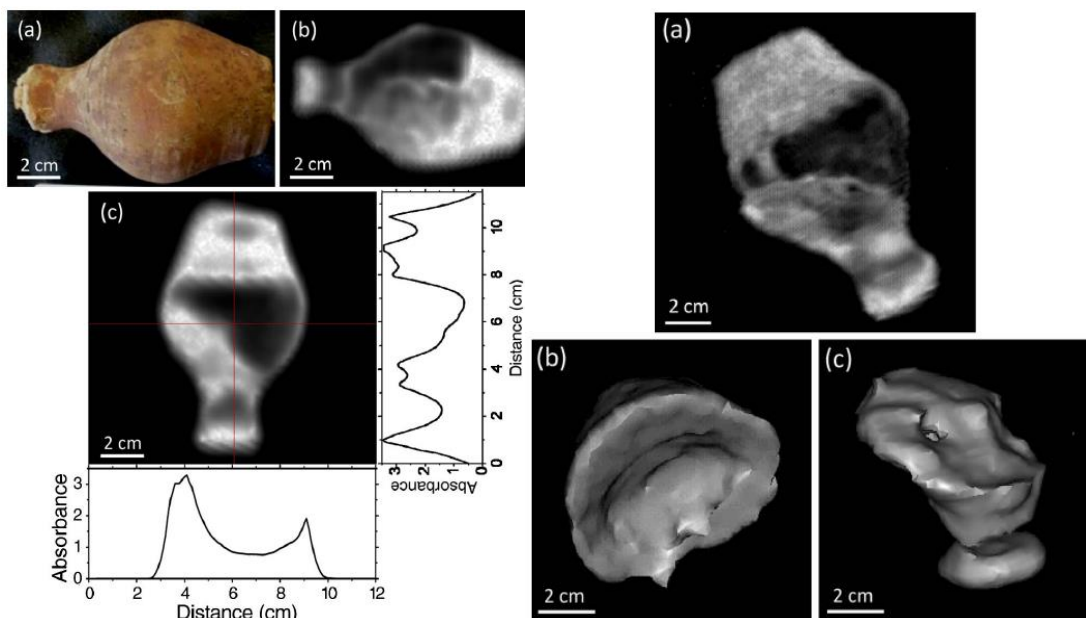


Obr. 15 Výsledek měření na základě druhého schématu zapojení¹¹

Celá studie byla samozřejmě mnohem obsáhlejší (zahrnující např. tomografii studované ikony s ohledem na využití tzv. levkas (podkladní adhezivum z křídý a rybího lepidla)) - a vědcům se tak podařilo ukázat možnosti využití THz záření v restaurátorství a diagnostice dřeva.

4.2. Keramika

Pro zajímavost připojuji 3D model keramické vazy z období 18. egyptské dynastie, který byl vytvořen na základě využití terahertzových technologií:



Obr 16 2D a 3D zobrazení 3500 let staré egyptské vazy¹²

4.3. Bezpečnostní systémy

Vývoj metod pro odhalení výbušnin a jiných nebezpečných materiálů zvýšil v posledních letech svoji atraktivitu zejména na základě vyostřujících se mezinárodních konfliktů. Velmi důležitým cílem se stalo např. detekování výbušných zařízení a drog. Pro bezpečnostní aplikace je podstatné, že existuje několik charakteristických absorpčních rysů při frekvencích od 0 do 5 THz, které mohou být využity při identifikování konkrétních výbušnin nebo drog.¹³

Tab. 3 Střední hodnoty charakt. frekvencí vybraných drog a výbušnin¹³

Výbušniny	Střední hodnota charakteristických frekvencí [THz]
Semtex-H	0.72, 1.29, 1.73, 1.88, 2.15, 2.45, 2.57
PE4	0.72, 1.29, 1.73, 1.94, 2.21, 2.48, 2.69
RDX / C4	0.72, 1.26, 1.73
PETN - a	1.73, 2.51
PETN - b	2.01,
HMX - a	1.58, 1.91, 2.21, 2.57
HMX - b	1.84,
TNT - a	1.44, 1.91
TNT - b	1.7,
TNT	5.6, 8.2, 9.1, 9.9
NH ₄ NO ₃	4.7,

Drogy

Metamfetamin	1.2, 1.7-1.8
MDMA	1.4, 1.8
α-monohydrát laktózy	0.54, 1.20, 1.38, 1.82, 2.54, 2.87, 3.29
moučkový cukr	1.44, 1.61, 1.82, 2.24, 2.57, 2.84, 3.44
Ko-kodamol	1.85, 2.09, 2.93
Aspirin - rozpustný	1.38, 3.26
Aspirin - kapsle	1.4, 2.24
Acetaminofen	6.5,
Terfenadin	3.2,
Naproxen sodík	5.2, 6.5

a - vzorky byly připraveny jako tablety za využití spektroskopického polyetylenů

b - vzorky byly objednány jako lisované tablety od Accurate Energetics LLC.

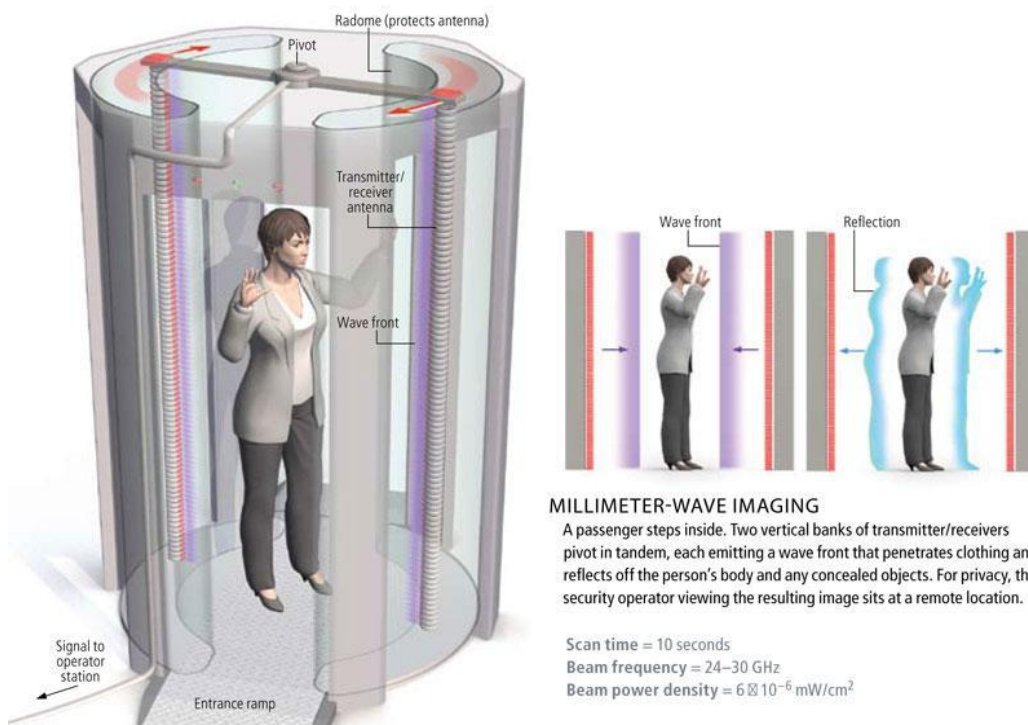
všechny materiály jsou v citlivé formě - bez obsahu vody

Neméně důležitým směrem vývoje je detekování zbraní - na mnoha letištích v USA jsou již dnes nainstalovány detektory využívající právě THz záření, která má oproti klasickému rentgenu několik výhod.

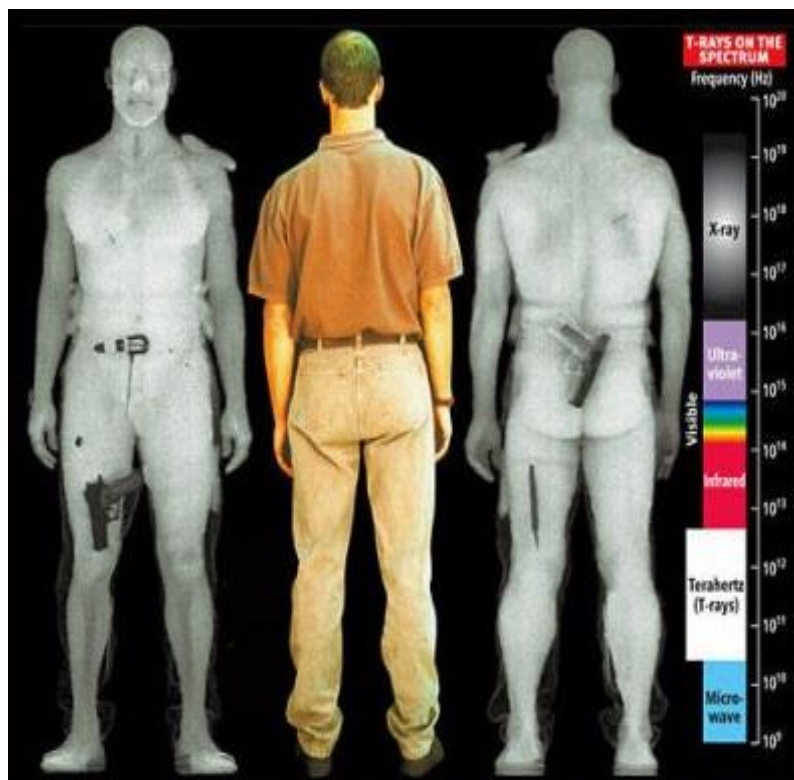
Např. při použití RTG se vzorek prozáří a detekují se rozdíly materiálů, k čemuž je však potřeba velká energie (podle velikosti a hmotnosti objektů), která pro člověka představuje zdravotní riziko. Naproti tomu THz technologie pracuje pouze s odraženým zářením a navíc s mnohem menšími intenzitami. Osoba je snímána simultánně z obou stran pohybujiícím se detektorem a výsledkem je její trojrozměrný obraz.¹⁴

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverí 95, Brno



Obr. 17 Schéma detektoru využívající THz záření¹⁵



Obr 18. Snímek z THz detektoru¹⁴

5. Závěr

Od počátku 90. let 20. stol. znaznamenalo využití terahertzových frekvencí obrovský pokrok - a to nejen v oblasti dřevěných prvků, ale také u keramických prvků a kompozitů.

Ovšem bez ohledu na dosažený pokrok je využití terahertzových frekvencí ještě na začátku dlouhého vývoje, který však může znamenat revoluci v diagnostických metodách v dalších oborech lidské činnosti.

Literatura

- [1] http://www.utdallas.edu/news/2012/4/18-17231_New-Research-Could-Mean-Cellphones-That-Can-See-Th_article-wide.html
- [2] <http://innet.vsb.cz/p2/coSolverProjects.jsp?projectDetailId=23848>
- [3] https://dspace.k.utb.cz/bitstream/handle/10563/16091/gavenda_2011_dp.pdf?sequence=1
- [4] <http://blog.cleoconference.org/tag/thz-radiation/>
- [5] https://www.uml.edu/docs/UML_STL_WaterVaporSept2006_tcm18-42128.pdf
- [6] <http://spectrum.ieee.org/aerospace/military/the-truth-about-terahertz>
- [7] http://www.recentdt.at/519_ENG_HTML.php
- [8] https://www-thz.physics.ox.ac.uk/spectrometer/THz_technique.html
- [9] <http://www.nethis-thz.com/en/nethis-products/nethis-teracam>
- [10] Saeedkia, D: Handbook of terahertz technology for imaging, sensing and communications, Woodhead Publishing Limited, 2013
- [11] A. S. Skryl, J. B. Jackson, M. I. Bakunov, M. Menu, and G. A. Mourou, "Terahertz time-domain imaging of hidden defects in wooden artworks: application to a Russian icon painting," Appl. Opt. 53, 1033-1038 (2014)
- [12] http://www.opticsinfobase.org/view_article.cfm?gotourl=http%3A%2F%2Fwww%2Eopticsinfobase%2Eorg%2FDirectPDFAccess%2F9C126F84-E962-0F3C-AD384D8480C61EB8_219578%2Fao-50-20-3604%2Epdf%3Fda%3D1%26id%3D219578%26seq%3D0%26mobile%3Dno&org=
- [13] http://digilib.k.utb.cz/bitstream/handle/10563/16091/gavenda_2011_dp.pdf?sequence=1
- [14] http://technet.idnes.cz/jako-byste-byli-nazi-technika-vidi-uplne-vsude-f4v-/tec_technika.aspx?c=A080623_183559_tec_technika_fur
- [15] http://www.scientificamerican.com/media/inline/A9678DB5-B0F2-0644-200F49C163148E01_1.jpg

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

Kontakt

Ing. Ivana BILÍKOVÁ, tel: +420 731 448 600, e-mail: ivana.bilikova@statikum.cz,
Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

SANACE ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ ČOV KLOPINA

Zdeněk Bíza, Vladimír Burget

SASTA CZ, a. s.

Anotace:

V areálu čistírny odpadních vod Klopina se nachází venkovní monoblok podzemních betonových nádrží elektoru, oběhové aktivace a dosazovací nádrže, které jsou otevřené a v rámci provádění komplexní rekonstrukce ČOV Klopina byla provedena jejich sanace, jejímž cílem je oprava narušených betonových povrchů.

Klíčová slova: sanace železobetonových konstrukcí, rekonstrukce ČOV

1. Úvod

Stávající areál čistírny odpadních vod je umístěn na okraji obce Klopina za obytnou zástavbou. ČOV je v majetku obce Klopina. Ve stávajícím areálu čistírny odpadních vod jsou umístěny objekty určené pro čištění splaškových odpadních vod z obce Klopina. Je zde monoblok podzemních betonových nádrží selektoru, oběhové aktivace a dosazovací nádrže, které jsou otevřené a dále propojovací potrubí včetně spojných šachet. K tomuto monobloku jsou připojeny dvě armaturní komory. Dále jsou v areálu dvě nadzemní kruhové ocelové nádrže, přičemž jedna slouží jako kalová nádrž a druhá v současné době není využívána. V areálu čistírny odpadních vod je rovněž umístěna čerpací jímka, zděný přístřešek a stavební buňka, která slouží jako zázemí pro obsluhu. Součástí areálu je rovněž zpevněná plocha a chodníky pro obsluhu objektů. U stávajících stavebních objektů byla prováděna oprava stavebních konstrukcí, která se týkala sanace betonových konstrukcí stávajících nádrží. Dále proběhla v rámci intenzifikace výměna technologického zařízení ve všech nádržích a výstavba nového provozního objektu.

Projektová dokumentace řešila návrh na intenzifikaci stávající ČOV v obci Klopina, kam kromě komunálních odpadních vod od obyvatelstva (včetně občanské vybavenosti obce) natékají průmyslové odpadní vody z výroby mýdla a sezónně také ze sušárny ovoce, rozmístěných v areálu ZD Úsovsko. Navržená intenzifikace technologie čistírny odpadních vod je založena na biologickém principu jako nízkozatěžovaná aktivace. Kalové hospodářství bude zpracovávat kal aerobní stabilizací s gravitačním zahuštěním a následným odvozem k likvidaci na jinou ČOV. Splaškové vody jsou do čistírny přiváděny stávající oddílnou kanalizací.

2. Parametry ČOV

Celková kapacita ČOV 1100 EO

Zastavěná plocha nového provozního objektu 69,60 m²

Obestavěný prostor nového provozního objektu 348,00 m³

Celková plocha areálu ČOV 1572,50 m

3. Navržená materiálová skladba sanace

Pro sanaci betonových konstrukcí byl využit ucelený sanační systém společnosti Saint-Gobain Construction Products CZ a.s.

- weber.rep ochrana (SAB 100 7)
- weber.rep vyspráva J SV (SAB 115 25)
- weber.rep vyspráva H SV (SAB 125 25)
- weber.rep povrch SV (SAB 135 25)
- weber.tec imper F (SAB 183 25)
- weber.bat rapid (BP 435 25)

- weber.tec 945 (SAB 945 5)
- weber.sys epox nt – nátěr tenkovrstvý (NP 661, odstín RAL 7044)
- weber.color poly (SPTP SU3E) šedý

4. Sanace betonových a železobetonových konstrukcí

V rámci celkové intenzifikace stávající ČOV byly po provedeném stavebně-technickém průzkumu stávající ŽB konstrukce čistírenského objektu (selektor, aktivační a dosazovací nádrž) a také ŽB konstrukce čerpací jímky podrobeny sanaci, jejímž cílem je oprava narušených betonových povrchů. Ostatní železobetonové konstrukce stávající ČOV nevykazovaly takové poškození povrchů, které by bylo nutné podrobit sanaci (armaturní komory, měrný objekt apod.).

Čistírenský objekt (selektor, aktivační a dosazovací nádrž) tvoří jeden blok o vnějších rozměrech 20,2 x 5,5 m. Byl navržen z monolitického betonu B 20 - HV4, vyztužen ocelí 10 335 (J). Tloušťka stěn 0,3 m, dna 0,4 m. Pracovní spára, která byla navržena 8 cm nade dnem, byla těsněna ocelovým plechem tl. 3 mm, r. š. 200 mm. Výplňový beton dosazovací nádrže, zaoblených rohů aktivační nádrže a spádového betonu v selektoru byly navrženy z betonu B 12,5.

V rámci úpravy čistírenského objektu byla odstraněna středová železobetonová příčka v aktivační nádrži o rozměrech 7,9 x 0,3 x 2,8 m, odbouraný povrch ve dně byl upraven při sanaci ŽB konstrukcí. Dále bylo provedeno odbourání dvou betonových základů pod motory odstraněných povrchových aerátorů z vnější strany aktivační nádrže.

Železobetonové části pro provedení sanace byly před prováděním opravy očištěny od nánosů a bahna. Následně byly mechanicky očištěny od poškozených povrchových vrstev betonu pomocí ručního elektrického náradí a dočištěny vysokotlakým vodním paprskem s křemičitým abrazivem. Po očištění byly provedeny kontrolní zkoušky pevnosti v tahu povrchových vrstev a hloubky karbonatace, pro ověření kvality přípravy povrchu pro sanaci.

Zhlaví nádrží bylo kompletně repasováno z důvodu degradace původní konstrukce. Obnažená výztuž sanované konstrukce byla ošetřena pasivačním nátěrem na ocel materiálem weber.rep ochrana. Pro náhradu konstrukčního betonu byl dle tloušťky aplikované sanační hmoty volen materiál weber.rep vysprávka J SV nebo weber.rep vysprávka H SV. Nepoužívané prostupy v konstrukci byly zapraveny a utěsněny. Předúprava povrchu byla vždy provedena tak, aby min. tloušťka nanášené malty byla 10 mm. Povrch byl do koncového tvaru opatřen jemnou sanační stěrkou weber.rep povrch SV. Pro vodotěsnou úpravu nádrží ve styku s odpadními vodami byla volena hydroizolační cementová stěrka weber.tec imper F nanášená v tloušťce 3,5 mm. Povrchová úprava vnějších betonových ploch byla

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

provedena epoxidovým ochranným nátěrem odolným abrazi a chemickým vlivům weber.sys epox nt, odstínu RAL 7044.

Sanované plochy:

- selektor 44 m²
 - aktivační nádrž 202 m²
 - dosazovací nádrž 65 m²
 - čerpací jímka 55 m²
- celkem 366 m²

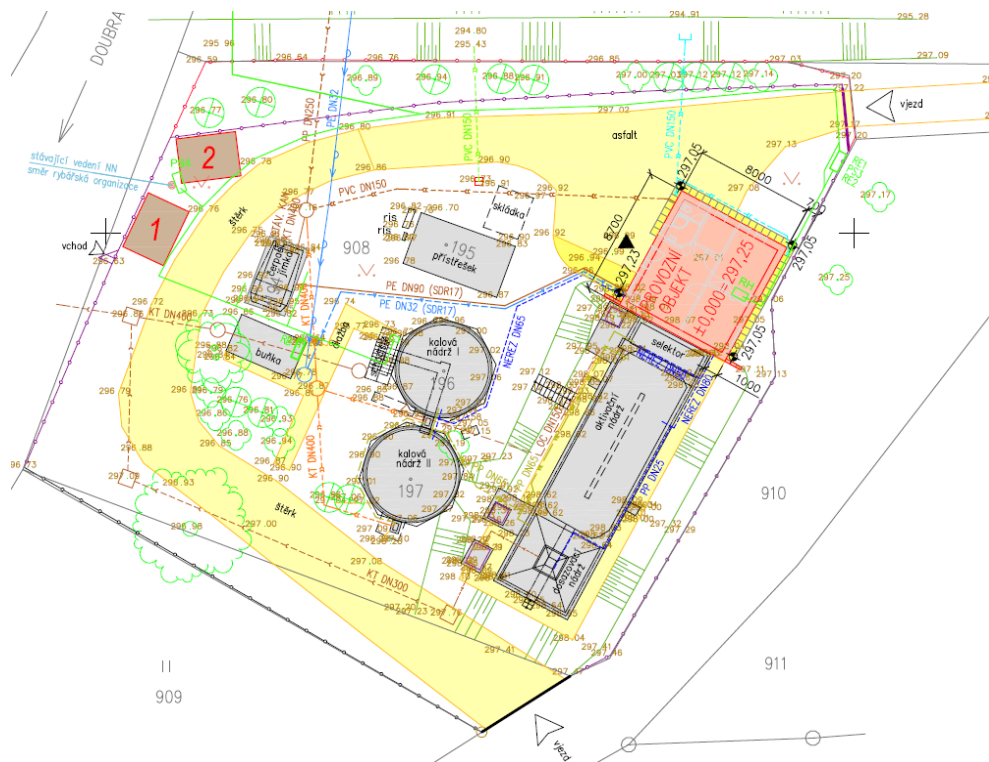
Literatura

- [1] Projektová dokumentace "Intenzifikace ČOV Klopina", autor: FORTEX-AGS a.s., Šumperk, 05/2014
- [2] Plán rozvoje vodovodů a kanalizací Olomouckého kraje, Klopina (karta obce: 7106_001_01_06654), Zpracovatel PRVK: VODING Hranice, spol. s r.o., Aktualizováno: 30.6.2004
- [3] Technologický postup sanace ŽB konstrukcí ČOV Velké Losiny, SASTA CZ, a.s., 2014

Kontakt

Ing. Zdeněk BÍZA (technolog), biza@sasta.cz, 739 297 274, SASTA CZ, a.s., Votroubkova 546/11, 620 00 Brno, www.sasta.cz
Vladimír BURGET (stavbyvedoucí), burget@sasta.cz, 603 510 015, SASTA CZ, a.s., Votroubkova 546/11, 620 00 Brno, www.sasta.cz

Fotodokumentace



Obrázek 1.: Situace stavby



Obrázek 2.: Původní stav konstrukce

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverí 95, Brno



Obrázek 3.: Bourání dělící příčky v aktivační nádrži



Obrázek 4.: Provádění sanace zhlaví nádrží



Obrázek 5.: Sanace aktivací nádrže



Obrázek 6.: Sanace selektoru

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverčí 95, Brno



Obrázek 7.: Sanace čerpací jímky



Obrázek 8.: Aktivační nádrž před instalací technologie

SANACE ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ ČOV VELKÉ LOSINY

Zdeněk Bíza, Vladimír Burget

SASTA CZ, a. s.

Anotace:

Sanace železobetonových konstrukcí na stavbě "Rekonstrukce ČOV Velké Losiny" byla dle projektové dokumentace navržena vzhledem ke stavu stávajících konstrukcí na všechny části čistírny, kde probíhají jednotlivé mechanické a chemické kroky čištění odpadních vod, protože od uvedení do provozu roku 1990 nebyly konstrukce kromě běžné údržby opravovány a jejíž cílem je oprava narušených betonových povrchů.

Klíčová slova: sanace železobetonových konstrukcí, rekonstrukce ČOV

1. Úvod

Areál čistírny odpadních vod pro obec Velké Losiny je situován na severním okraji bytové zástavby obce Rapotín - Terezín, poblíž řeky Desná. Objekt ČOV je ve vlastnictví obce Velké Losiny a je provozován firmou Šumperská provozní vodohospodářská společnost, a.s. ČOV slouží k čištění splaškové vody z obce Velké Losiny, přilehlých lázní a nově připojených míst obce Velké Losiny, Bukovic a Maršíkova (pro cca. 2800 obyvatel + lázně). Čistírna je navržena jako mechanicko-biologická, sestává se z mechanického předčištění a tří nádrží aktivace a jedné dosazovací nádrže. Odpadní vody jsou do čistírny přiváděny oddílnou gravitační kanalizací. Vyprodukovaný kal je vyvážen na zemědělské pozemky. Recipientem vyčištěných odpadních vod je řeka Desná.

V rámci rekonstrukce byla provedena demontáž stávajícího strojního technologického vybavení a bourací práce některých stávajících konstrukcí. Stávající aerátory v aktivačních nádržích a s nimi související konstrukce byly odstraněny. Do aktivačních nádrží byl osazen nový aerační systém a ponorná míchadla. Byl tak vytvořen aktivační systém se střídavou nitrifikací a denitrifikací ve třech linkách. Sanace betonových konstrukcí tedy zohledňovala i změnu technologie čištění odpadních vod a celkovou rekonstrukci technologie čistírny.

2. Parametry ČOV

Celková kapacita po rekonstrukci ČOV 4000 EO
Průměrný průtok 1200 m³/den
Zastavěná plocha stávajících objektů 1466,56 m²
Zastavěná plocha nových objektů 20,16 m²
Obestavěný prostor nadzemní části stáv. objektu 3619,87 m³
Celková plocha stávajícího areálu ČOV 4408,00 m²

3. Navržená materiálová skladba sanace

Pro sanaci betonových konstrukcí byl využit ucelený sanační systém společnosti Saint-Gobain Construction Products CZ a.s.

- weber.rep ochrana (SAB 100 7)
- weber.rep vyspráva J SV (SAB 115 25)
- weber.rep vyspráva H SV (SAB 125 25)
- weber.rep povrch SV (SAB 135 25)
- weber.tec imper F (SAB 183 25)
- weber.bat rapid (BP 435 25)
- weber.tec 945 (SAB 945 5)
- weber.sys epox nt – nátěr tenkovrstvý (NP 661, odstín RAL 7044)
- weber.color poly (SPTP SU3E) šedý

4. Sanace betonových a železobetonových konstrukcí

Sanace byla provedena na jednotlivých částech stávajících betonových a železobetonových konstrukcí ČOV, z nichž většina je součástí venkovního monobloku biologické části ČOV:

- žlab česlí
- lapák písku
- pračka písku
- nátokový a odtokový žlab
- aktivační nádrže
- dosazovací nádrž
- přečerpávací jímka kalu
- obvodové stěny, schodiště
- žlab odtoku aktivací

Sanace probíhala za stálého provozu, kdy v jednotlivých fázích výstavby byly průběžně měněny toky odpadních vod, aby byly dostatečně vyčištěny před opuštěním čistící stanice.

Stávající venkovní monoblok biologického čištění (aktivační nádrže, dosazovací nádrž, jímka kalu) byl odstrojen od stávajícího technologického zařízení, vč. ocelových zábradlí okolo nádrží. Odstraněny byly také veškeré kotevní a podkladní prvky stávající technologie, vybourány byly železobetonové nosné konstrukce povrchových aerátorů.

Konstrukce byly před prováděním sanace očištěny od nánosů a bahna. Následně byly důkladně mechanicky očištěny od degradovaných povrchových vrstev betonu pomocí ručního elektrického nářadí a dočištěny vysokotlakým vodním paprskem s křemičitým abrazivem. Po očištění byly konstrukce podrobeny zkouškám, zejména pevnost v tahu povrchových vrstev a hloubce karbonatace, které ověřily kvalitu přípravy povrchu.

Při demontáži hradítek a původní technologie, která byla na mnoha místech zabudována do železobetonové konstrukce dodatečně, došlo k vybourání většího množství hmoty původní konstrukce. Jednalo se zejména o objekty hrubého předčištění, pračky písku a žlabů okolo nádrží. Pro opravu a doplnění těchto částí konstrukce bylo použito materiálu weber.bat rapid. Zjištěné trhliny v konstrukci byly sanovány injektáží.

V části žlabu vratného kalu bylo původně provedeno vnitřní obložení nerezovým plechem. To zůstalo zachováno (nebylo demontováno) a u tohoto žlabu byly sanovány pouze viditelné části. Poškozené zhlaví dosazovací nádrže bylo kompletně provedeno nově. Ze zhlaví dosazovací nádrže byly odstraněny kolejnice pro pojezd technologie a následně bylo zhlaví dosazovací nádrže ubouráno na výšku 200 mm, přičemž zůstala zachována stávající výztuž. Zachovány byly také

stávající roznášecí plotny pod kolejnicemi. Stávající obnažená výztuž byla ošetřena antikoročním cementovým nátěrem. Následně byla ve zhlaví provedena nová výztuž ztužujícího věnce na výšku 200 mm a věnec byl nově vybetonován. Povrchové úpravy byly následně aplikovány v rámci celkové sanace dosazovací nádrže.

Obnažená výztuž původní konstrukce byla ošetřena pasivačním nátěrem na ocel materiálem weber.rep ochrana. Dle tloušťky aplikované sanační hmoty byl volen materiál pro náhradu konstrukčního betonu mezi weber.rep vysprávka J SV a weber.rep vysprávka H SV. Příprava povrchu byla vždy provedena tak, aby min. tloušťka nanášené malty byla 10 mm. Povrch byl následně do finálního tvaru opatřen jemnou sanační stěrkou weber.rep povrch SV, na který již byla aplikována finální úprava. V případě míst, kde dochází ke kontaktu s čištěnou odpadní vodou (vodorovné i svislé stěny nádrží, jímek, žlabů) byla zvolena jako finální úprava hydroizolační cementová stěrka weber.tec imper F nanášená v tloušťce 3,5 mm, na ostatní povrchy betonových konstrukcí byl aplikován epoxidový ochranný nátěr odolný abrazi (mechanickému poškození, oděru) a odolný chemickým vlivům weber.sys epox nt, dle výběru investora v odstínu RAL 7044. Veškeré dilatační spáry byly následně přetmeleny a případné již nepoužívané prostupy konstrukcí utěsněny.

Sanované plochy:

- SO 00 Hrubé předčištění 155 m²
 - SO 01 Lapač písku 65 m²
 - SO 02 Pračka písku 26 m²
 - SO 03 Nátokový žlab 397 m²
 - SO 04 Aktivační nádrže 1081 m²
 - SO 05 Dosazovací nádrž 531 m²
 - SO 06 Kalová jímka 281 m²
 - SO 07 Schody 34 m²
- celkem 2570 m²

Literatura

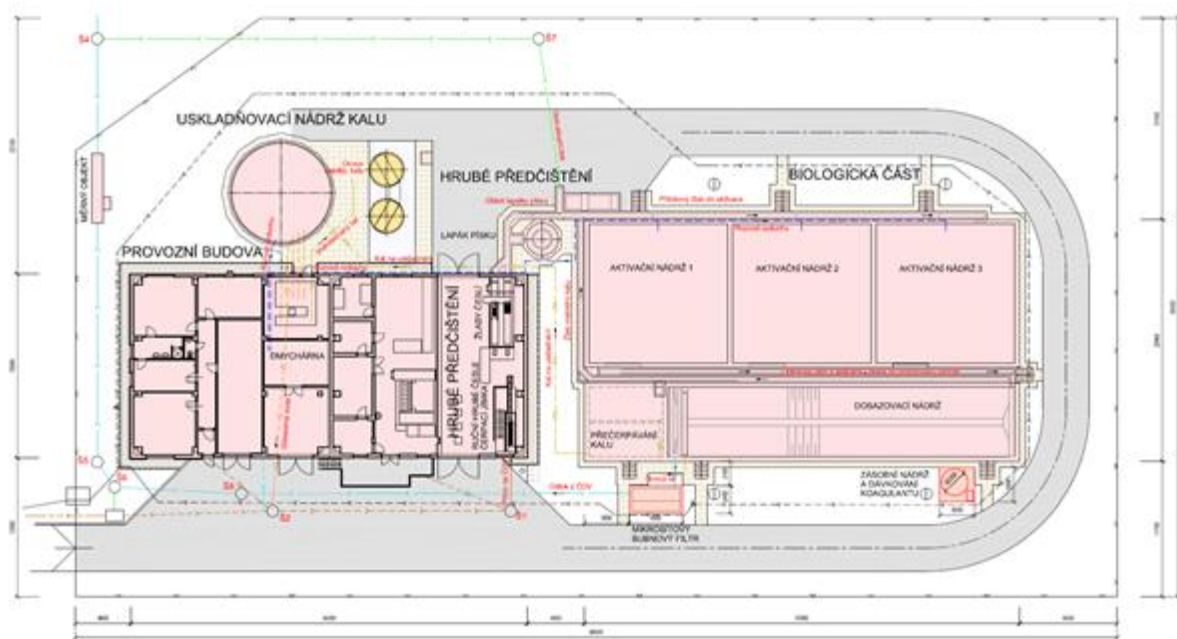
- [1] Projektová dokumentace "Rekonstrukce ČOV Velké Losiny", autor Ing. Jaromír Indra, ve stupni ZDS, 08/2013
- [2] Plán rozvoje vodovodů a kanalizací Olomouckého kraje, Velké Losiny (karta obce: 7111_032_01_17908), Zpracovatel PRVK: VODING Hranice, spol. s r.o., Aktualizováno: 30.6.2004
- [3] Technologický postup sanace ŽB konstrukcí ČOV Velké Losiny, SASTA CZ, a.s., 4.6.2014

Kontakt

Ing. Zdeněk BÍZA (technolog), biza@sasta.cz, 739 297 274, SASTA CZ, a.s.,
 Votroubkova 546/11, 620 00 Brno, www.sasta.cz

Vladimír BURGET (stavbyvedoucí), burget@sasta.cz, 603 510 015, SASTA CZ, a.s.,
 Votroubkova 546/11, 620 00 Brno, www.sasta.cz

Fotodokumentace



Obrázek 1.: Situace stavby

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverí 95, Brno



Obrázek 2.: Původní stav konstrukce



Obrázek 3.: Původní stav konstrukce



Obrázek 4.: Očištěná konstrukce pro provádění sanace



Obrázek 5.: Ověření kvality připravenosti podkladu za dohledu TDI a investora

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverří 95, Brno



Obrázek 6.: Provádění sanace lapáku písku a přilehlých obtokových žlabů



Obrázek 7.: Sanace žlabu vratného kalu



Obrázek 8.: Příprava povrchu pro sanace – dosazovací nádrž



Obrázek 9.: Provádění sanace – dosazovací nádrž

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverí 95, Brno



Obrázek 10.: Provádění sanace – dosazovací nádrž



Obrázek 11.: Dokončená dosazovací nádrž vč. technologie po uvedení do provozu



Obrázek 12.: Provádění sanace – aktivační nádrž



Obrázek 13.: Aktivační nádrž vč. nově osazené technologie dmýchání

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverí 95, Brno

PRŮZKUM CHLADÍČÍ VĚŽE 20 LET PO JEJÍ SANACI

COOLING TOWER INSPECTION AFTER ITS REPAIR 20 YEARS AGO

**Jiří Bydžovský, Ámos Dufka,
Tomáš Jarolím, Jaroslav Válek**

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební,
Ústav technologie stavebních hmot a dílců

Anotace:

Předmětem příspěvku je popis výsledků průzkumu železobetonové konstrukce chladící věže, která byla kompletně sanována před 20 lety. Bylo tedy možné posoudit stav sanovaných i původních částí věže po tomto poměrně dlouhém časovém úseku.

Annotation:

The subject of this paper is a description of the inspection results of reinforced concrete construction of cooling tower, which was completely repaired 20 years ago. It was therefore possible to assess the state of rehabilitated and original parts of the tower after a relatively long time period.

Klíčová slova: Průzkum; sanace; železobeton; koroze; degradace

Keywords: Inspection; repair; reinforced concrete, corrosion; degradation

1. Úvod

Chladicí věže jsou nedílnou součástí technologie tuzemských elektráren, kdy voda z kondenzátorů je cirkulačním chladícím okruhem vedena do chladících věží k ochlazení. V chladících věžích je voda z kondenzátorů rozstříkována a po speciální vestavbě stéká do bazénu pod věžemi. Proti rozstříkované a stékající vodě proudí chladný vzduch a vodu ochlazuje. Cirkulační chladicí okruh je otevřený a část vody tohoto okruhu uniká z chladících věží do ovzduší ve formě páry.

2. Základní technické údaje o hodnocené chladicí věži

Chladicí věž je založena na betonovém základu. Do tohoto základu jsou vetknuty prefabrikované železobetonové osmiúhelníkové sloupy. Tyto sloupy jsou umístěny po celém obvodu věže tak, že jsou vždy dva skloněny proti sobě, do tvaru písmene "V" a na nich je osazen plášť věže, ukončený ochozem. Plášť věže ve tvaru rotačního hyperboloidu o výšce 118,7 m je železobetonový – monolitický, vyrobený pomocí posuvného bednění. Tloušťka pláště ve spodní části věže je 600 mm, nejnižší tloušťka pláště je cca 150 mm. Vrchol pláště je ukončen ochozem, provedeným z prefabrikátů. Ochoz slouží jednak jako ztužující konstrukce a jednak jako pochůzná konstrukce. Na plášti věže je upevněn ocelový žebřík navazující na betonové schodiště, umožňující přístup na ochoz. Uvnitř věže je ortogonálně uspořádaná prefabrikovaná železobetonová nosná konstrukce chladicího systému. Tento systém sestává ze sloupů a trámů obdélníkového průřezu. Ve spodní části chladicí věže se nachází železobetonový monolitický bazén s odvodním potrubím a monolitickým železobetonovým rozlivným objektem. Přístup do věže je umožněn ocelovými dveřmi umístěnými v plášti věže, k nimž vede betonové schodiště. Pohyb ve věži je řešen lávkami.

Základní rozměrové údaje věže jsou:

Celková výška věže:	125 m
Celková plocha vnitřního povrchu pláště věže:	23 300 m ²
Celková plocha vnějšího povrchu pláště věže:	24 700 m ²

Věž byla uvedena do provozu v roce 1986 a v roce 1995 byla provedena její generální oprava.

3. Příčiny poruch a vad chladících věží

Poruchy železobetonové konstrukce chladících věží se mohou projevit jako důsledek působení fyzikálních, chemických a mechanických vlivů, ať už samostatně, anebo ve vzájemném spolupůsobení.

Mezi fyzikální vlivy typicky patří:

- mrazové cykly - rozpad nebo drobení opakovaným namrzáním a táním nastává v případě, že jsou vodou zaplněné póry a kapiláry betonu. Mrznoucí voda v kapilárách při přeměně na led zvětšuje svůj objem, rozpínání vyvolává lokální napětí a narušuje okolní beton.
- teplotní cykly - účinky teploty na betonové konstrukce a jejich části se projevují objemovými změnami. V důsledku těchto účinků vznikají v konstrukcích napěťové gradienty vedoucí k jejímu poškození. Tato napětí mohou vést např. ke vzniku trhlin, oddělování povrchových vrstev nebo nadměrným průhybům.

Degradace betonu chemickými vlivy zahrnuje změny v chemismu a mikrostrukturu betonu během užívání konstrukce. Za nejzávažnější příčiny porušení lze považovat chemické reakce, při nichž dochází k objemovým změnám, resp. k tvorbě nových sloučenin, a které svými krystalizačními tlaky výrazně převyšují hodnoty pevností v tahu betonu, a tak může dojít až k jeho destrukci. Mezi nejčastější typy objemových změn patří rozpínání alkálievé, vápenaté (vápenné), hořečnaté a síranové.

Mezi mechanická působení řadíme především takové příčiny vad a poruch, které mohou mít vliv na statiku konstrukce. Rozumí se tím například náraz, přetížení konstrukce, pohyb (sedání), exploze nebo vibrace. Vlivem těchto destruktivních účinků dochází k porušení celistvosti konstrukce, vzniku trhlin a ztrátě odolnosti nebo stability betonové konstrukce.

Koroze výztuže je nejčastěji elektrochemický proces, který potřebuje anodu, katodu a elektrolyt. Vlhkost v betonové hmotě vytváří vhodný elektrolyt a ocelová výztuž tvoří anodu a katodu. Elektrický proud probíhá mezi katodou a anodou a reakce má za následek zvětšení objemu kovu, když se Fe (železo) oxiduje na Fe(OH)_2 a Fe(OH)_3 a projevuje se jako rez FeO(OH) .

Aby reakce mohla probíhat, musí být přítomny voda a kyslík. V betonu dobré kvality bude průběh koroze pomalý. Zrychlená koroze nastane, když se pH (alkalita) betonu sníží, např. karbonatací, sulfatací apod., rovněž když do betonu proniknou agresivní chemikálie, nebo je výztuž tvořena různými kovy.

4. Metody průzkumů chladících věží

Pro průběžné sledování aktuálního technického stavu chladících věží jsou využívány různé typy stavebně technických průzkumů, které se liší svým účelem, rozsahem diagnostických metod a současně i ekonomickou náročností. Stavebně technickým průzkumem rozumíme činnost, která s pomocí nejrůznějších terénních i laboratorních metod a zkoušek je schopna s vynaložením přiměřených nákladů získat potřebné informace o vybrané konstrukci.

Principy a metody stavebně technických průzkumů jsou komplexně popsány v literatuře, zejména [1] a [4].

Diagnostické metody zahrnují zejména:

- vizuální metody, které jsou efektivně doplňovány metodami tzv. akustického trasování,
- metody zaměřené na stanovení fyzikálně mechanických vlastností betonu a oceli,
- metody zaměřené na stanovení mikrostruktury a míry degradace betonu, a stupně korozního narušení oceli,
- metody zaměřené na určení průřezu a polohy výztuže,
- metody pro posouzení stavu povrchových úprav,
- zatěžovací zkoušky.

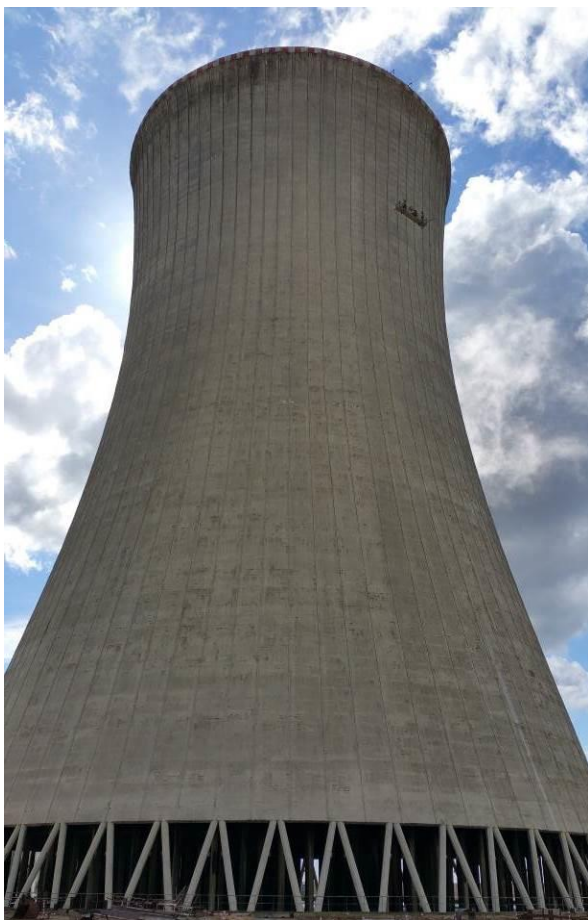
Výstupem stavebně technického průzkumu by měly být souhrny materiálových charakteristik jednotlivých prvků konstrukce, s určením míry poškození a s určením majoritních degradačních vlivů. Na základě takto zpracovaných výsledků průzkumu pak lze navrhnout efektivní termín a postup sanace jak z hlediska typu vhodných materiálů, tak i z hlediska jejich optimální aplikace.

5. Vybrané výsledky z průzkumu chladící věže

Předmětem článku jsou především výsledky vizuální prohlídky a akustického trasování povrchu pláště chladící věže. Provedenou prohlídkou byly na vnitřním plášti prokázány pouze lokální poruchy, spočívající především v narušení soudržnosti horní vrstvy nátěru s předchozí vrstvou nátěru, a ve velmi málo se vyskytujícím narušení povrchu betonu a odhalení korodující výztuže. Celkový pohled na vnitřní povrch pláště je uveden na Obrázku číslo 2.

Znatelně vyšší rozsah narušení byl zjištěn na vnějším povrchu pláště. Zde byly identifikovány již rozsáhlejší plochy s narušeným nátěrem a rovněž s narušenými povrchovými vrstvami betonu a/nebo správkové malty do hloubky až cca 30 mm. V těchto lokalitách je odhalena výztuž, vykazující v cca 20 % rozsahu hloubkovou korozi. Nebyl však prokázán výskyt koroze extrémní, vedoucí až k úplnému přerušení výztužných prutů.

Prohlídkou bylo prokázáno, že plochy s narušeným povrchem jsou především v místech, kde byla v rámci sanace aplikována správková malta. Prohlídkou rubu loupajících se částí správkové malty bylo ověřeno, že místem porušení soudržnosti je především styk správkové malty s původním betonem. Vzhled typických zjištěných poruch na vnějším povrchu pláště chladící věže je zdokumentován na Obrázcích číslo 3 až 6.



Obrázek 1.: Celkový pohled na chladicí věž



Obrázek 2.: Vnitřní povrch pláště chladicí věže



Obrázek 3.: Vnější povrch pláště věže s narušeným povrchem



Obrázek 4.: Vnější povrch pláště věže s narušeným povrchem



Obrázek 5.: Vnější povrch pláště věže s narušeným povrchem



Obrázek 6.: Vnější povrch pláště věže s narušeným povrchem

6. Závěr

V rámci průzkumu se vyskytla prozatím poměrně vzácná možnost posouzení stavu sanačních prací po 20 letech od jejich provedení na plášti chladicí věže. Tato sanace byla provedena v počátečních letech rozvoje tohoto odvětví stavebních činností, v době kdy pro tyto práce nebyly k dispozici speciální správkové hmoty, jak je tomu nyní. Stejně tak technologie provádění prací i kontrolní činnosti nedosahovala stávající úrovně.

Této situaci je poplatný zjištěný stav pláště věže, kdy je patrné že při provádění sanace nedošlo k dostatečnému spojení původního betonu s ručně aplikovanou správkovou maltou, v níž rovněž došlo k tvorbě trhlin. Zejména nedostatečné soudržnost je příčinou zjištěného stavu, kdy významný rozsah (cca 70 až 80 %) porušených míst připadá na plochy podrobené před 20 lety ruční aplikaci správkových malt, a tedy jen cca 20 až 30 procent poruch vzniklo v původním betonu. Tomuto poměrně nízkému rozvoji poruch pravděpodobně napomohla celoplošná aplikace povrchového ochranného systému, který omezil pronikání vody (zlepšení mrazuvzdornosti, omezení koroze výztuže) a vzdušného CO₂ (omezení karbonatce betonu a koroze výztuže) či jiných agresivních vlivů do konstrukce pláště věže.

Ačkoli byly na plášti věže zjištěné poruchy, lze konstatovat, že jejich intenzita a rozsah prozatím nijak neomezují provozuschopnost věže. V rámci jejich dalšího rozvoje se však stavebně-technický stav věže bude postupně zhoršovat a v návaznosti na další požadovanou životnost věže bude nezbytné realizovat další sanační zásah.

Poděkování

Článek byl vytvořen v rámci řešení projektu č. LO1408 "AdMaS UP - Pokročilé stavební materiály, konstrukce a technologie" podporovaného Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy v rámci účelové podpory programu „Národní program udržitelnosti I“.

Literatura

- [1] Drochytka, R, Dohnálek, J., Bydžovský, J., Pumpr, V., Dufka, A., Dohnálek, P. *Technické podmínky pro sanace betonových konstrukcí TP SSBK III*. 1. vydání. Brno. Sdružení pro sanace betonových konstrukcí. 2012. 265 p. ISBN 978-80-260-2210-7.
- [2] Emmons, P., H., Drochytka, R., Jeřábek, Z. *Sanace a údržba betonu v ilustracích*. 1. vydání. Brno. Akademické nakladatelství CERM. 1999. 334 p. ISBN 0-87629-286-4.
- [3] ČSN EN 1504-10 Výrobky a systémy pro ochranu a opravy betonových konstrukcí - Definice, požadavky, kontrola kvality a hodnocení shody - Část 10: Použití výrobků a systémů a kontrola kvality provedení.
- [4] Metodika *ČEZ_ME_0940r00 PŘS stavebně technické průzkumy stavebních objektů*. ČEZ, a. s. 2013.

Kontakt

doc. Ing. Jiří BYDŽOVSKÝ, CSc., tel: +420 541 147 505, e-mail: bydzovsky.j@fce.vutbr.cz, Ústav technologie stavebních hmot a dílců, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. Ámos DUFKA, Ph.D., tel: +420 541 147 514, e-mail: dufka.a@fce.vutbr.cz, Ústav technologie stavebních hmot a dílců, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. Tomáš JAROLÍM, tel: +420 541 147 468, e-mail: jarolim.t@fce.vutbr.cz, Ústav technologie stavebních hmot a dílců, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. Jaroslav VÁLEK, Ph.D., tel: +420 541 147 468, e-mail: valek.j@fce.vutbr.cz, Ústav technologie stavebních hmot a dílců, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverří 95, Brno

VÝVOJ NEDESTRUKTIVNÍCH METOD PRO ZKOUŠENÍ BETONU ZA POSLEDNÍCH 25 LET

DEVELOPMENT OF NONDESTRUCTIVE METHODS FOR TESTING OF CONCRETE OVER THE PAST 25 YEARS

Petr Cikrle, Ondřej Anton

VUT v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavebního zkušebnictví

Anotace:

V oblasti nedestruktivních metod zkoušení betonových konstrukcí došlo za 25 let k řadě změn. Týkají se jednak přístrojové techniky – tvrdoměrů, ultrazvukových přístrojů, rezonančních aparatur, elektromagnetických indikátorů výztuže, ale i nových metod, např. radarové. Současně došlo i ke změnám v normalizaci, které však zatím nejsou dotaženy do konce.

Annotation:

In the field of non-destructive testing methods of concrete structures occurred in 25 years a number of changes. One relates to the instrumentation - hardness testers, ultrasonic devices, resonance apparatus, electromagnetic indicators of reinforcement, but also new methods, e.g. radar. Concurrently there have been also changes in standardization, however they have not been follow through to the end.

Klíčová slova: *nedestruktivní zkoušení, beton, tvrdoměr, ultrazvukový přístroj, radar, indikátor výztuže*

Keywords: *nondestructive testing, concrete, hardness tester, ultrasound device, radar, indicator of reinforcement*

1. Úvod

Nedestruktivní zkušební metody jsou nedílnou a významnou součástí diagnostiky a zkoušení vlastností betonu před plánovanou sanací. Na rozdíl od metod destruktivních nepoškozují zkoumané prvky, dílce a konstrukce, jsou výrazně levnější a umožňují vyzkoušet velký počet míst na konstrukci, a to i opakovaně v různých časových úsecích. Tyto metody bývají v novějších předpisech označovány jako nepřímé, protože námi požadovanou vlastnost určujeme nepřímo, na základě kalibračních vztahů. Pro zkoušení betonu lze využít pouze takové nepřímé metody, u nichž existuje statisticky významná závislost mezi ukazatelem nedestruktivní zkoušky a požadovanou vlastností (např. mezi tvrdostí betonu a pevností v tlaku, anebo mezi rychlostí šíření impulzů ultrazvukového vlnění a modulem pružnosti betonu).

Za posledních 25 let došlo k překotnému vývoji stavebních materiálů a technologií, což vedlo k nutnosti inovovat stávající zkušební postupy (normy), metody i přístrojové vybavení. Díky určité prodlevě ve vývoji metod došlo dokonce k jejich odsunutí na druhou kolej za zkoušky destruktivní - v naší zemi ještě výrazněji než v okolních státech. Základem diagnostických průzkumů se tak stalo vrtání a sekání. Cílem příspěvku je ukázat vývoj nedestruktivních metod a přístrojů, zejména však novinky v oboru, které rozhodně stojí za to používat.

2. Vývoj norem pro diagnostiku železobetonových konstrukcí

2.1. Původní normy pro zkoušení betonu v konstrukci

V roce 1990 byly k dispozici tyto normy pro zkoušení betonu v konstrukcích.

- ČSN 73 0038:1986 Navrhování a posuzování stavebních konstrukcí při přestavbách (zrušena k 1.9.2005 a nahrazena normou ČSN ISO 13822).
- ČSN 73 2011:1986 Nedeštruktívne skúšanie betónových konštrukcií, obsahující podrobný postup pro zkoušení i vyhodnocení zkoušek betonu a železobetonu.
- ČSN 73 1370 až 76: Zkušební normy pro jednotlivé metody – ultrazvukovou, rezonanční, různé tvrdoměry, kombinované metody, radiometrii a radiografii.
- ČSN 73 1317 Stanovení pevnosti betonu v tlaku (pro zkoušení vývrtů nebyla samostatná norma).
- ČSN 73 2400:1989 Provádění a kontrola betonových konstrukcí.

Tyto původní normy pro zkoušení betonu v konstrukcích lze charakterizovat jako poměrně podrobné návody pro plánování, provádění a vyhodnocování zkoušek, které byly vzájemně sladěny tak, aby mezi nimi nebyl rozpor. Důraz v nich byl kladen na velký počet nedestruktivních zkoušek, které byly upřesňovány malým množstvím destruktivních - tzv. doplňkových – zkoušek. Nejpoužívanější metodou pro zkoušení betonu byly tvrdoměry, pro hledání výztuže byla kromě elektromagnetických indikátorů často využívána i radiografie.

2.2. Nové předpisy po roce 2000

Po roce 2000 došlo k zavádění nových zkušebních předpisů pro zkoušení betonu v konstrukcích. Jejich přehled je uveden v pořadí, v jakém byly přijímány:

- ČSN EN 12504-1:2001 Zkoušení betonu v konstrukcích - Část 1: Vývrty - Odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku (původní vydání bylo v roce 2009 změněno).
- ČSN EN 12504-2:2002 Zkoušení betonu v konstrukcích - Část 2: Nedestruktivní zkoušení - Stanovení tvrdosti odrazovým tvrdoměrem (nově vydána v roce 2013).
- ČSN EN 206-1:2004 Beton, Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda (zrušena a nově vydána jako ČSN EN 206 v roce 2014).
- ČSN EN 12504-3:2005 Zkoušení betonu v konstrukcích - Část 3: Stanovení síly na vytržení.
- ČSN EN 12504-4:2005 Zkoušení betonu - Část 4: Stanovení rychlosti šíření ultrazvukového impulsu.
- ČSN ISO 13822:2005 Zásady navrhování konstrukcí - Hodnocení existujících konstrukcí. Norma obsahuje postupy pro hodnocení existující konstrukce, včetně informací o dříve používaných materiálech (beton, výztuž) ve formě příloh. V jejím novém vydání z roku 2014 jsou doplňující informace vyčleněny do samostatné normy ČSN 73 0038.
- ČSN EN 13791:2007 Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných dílcích. Stěžejní norma zejména pro nově budované konstrukce.
- ČSN EN 12390-3, změna Z1:2012, Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles, obsahující zásady pro přepočty pevnosti v tlaku stanovené na nestandardních tělesech (přesun ze zrušené ČSN 731317).

Přijetí některých nových předpisů provázely rozpaky. Nejdříve od roku 2001 vycházely normy pro jednotlivé zkušební metody (ČSN EN 12504), z jejichž obsahu vyplynulo zásadní snížení významu nedestruktivních zkoušek. Teprve jim nadřazená norma ČSN EN 13791 z roku 2007 některá ustanovení zmírnila a uvádí možnost získat pevnost betonu pomocí nepřímých (nedestruktivních) metod, za referenční je však považována metoda jádrových vývrtů. ČSN EN 13791 evidentně vychází z normy ČSN EN 206-1 pro nově betonované konstrukce, avšak lze podle ní posuzovat i konstrukce stávající (staré), což však vede k nadhodnocování pevností betonu na základě zkoušek jádrových vývrtů (na stranu nebezpečnou). Pro starší konstrukce je vhodné používat výpočty podle ČSN ISO 13822.

V případě nedestruktivních metod (tvrdoměrné, ultrazvukové) naopak norma ČSN EN 13791 výsledky pevnosti v tlaku znatelně ponižuje. Důvodem je požadavek na 90% bezpečnost kalibračních vztahů pro nepřímé metody. Kalibrační křivka není průměrná, ale záměrně posazená dolů tak, aby 90% výsledků požadované vlastnosti leželo nad touto křivkou a pouze 10% pod ní. Proti jádrovým vývrtům tak u tvrdoměrných nebo ultrazvukových zkoušek vychází pevnost betonu minimálně o jednu, ale častěji o dvě pevnostní třídy nižší, což je hlavním důvodem skutečnosti, že pro vyhodnocování nedestruktivních zkoušek se u nás doposud používají původní normy místo evropských.

2.3. Harmonizace původních norem s evropskými

V současné době, po rozsáhlé diskuzi o jejich zrušení, byla většina z původních českých norem přepracována tak, aby nebyly v rozporu s novými normami (tzv. harmonizovány). Znamená to, že společná ustanovení obou systémů norem nejsou v rozporu a české normy řeší navíc problematiku, která není v evropských normách obsažena. Ve skutečnosti upravené české normy stále obsahují části, jejichž harmonizace s evropskými normami je diskutabilní, navíc obsahují i některé chyby a nepřesnosti.

Z hlediska zkušebnictví a diagnostiky však největším problémem je, že do nich byly překopírovány kalibrační vztahy z osmdesátých či spíše šedesátých let 20. století, kdy byl beton vyráběn odlišnou technologií. U moderních betonů je vztah mezi tvrdostí a pevností nebo rychlostí šíření ultrazvuku a modulem pružnosti dosti odlišný. Tyto normy navíc nereflektují nové metody a přístroje, jako je radar pro vyhledávání výztuže, nové elektromagnetické indikátory a jejich možnosti pro odhad průměru výztuže, elektronické tvrdoměry Silver Schmidt (včetně nástavců pro zjišťování odbedňovacích pevností), odrazovou ultrazvukovou metodu či novou impulsní rezonanční metodu. Tedy v podstatě všechny progresivní novinky v oboru nedestruktivního zkoušení betonu a výztuže.

3. Metody pro zkoušení betonu

3.1. Tvrdoměry na beton

Tvrdoměrné metody patřily a stále ještě patří k nejpoužívanějším nedestruktivním metodám ve stavebnictví. Oblíbenost metody spočívala v poměrně jednoduchém postupu, podle něhož bylo možné na základě zjištěného ukazatele tvrdosti stanovit hodnotu krychelné pevnosti v tlaku betonu. Vzhledem k naprostému nedostatku kvalitního zařízení pro odběr jádrových vývrtů byly nedestruktivní metody dokonce preferovány i v normách a na překážku nebyla ani nižší přesnost těchto metod proti normovým destruktivním zkouškám. Po upřesnění pevností v tlaku získaných tvrdoměrným měřením nebo při použití určujícího kalibračního vztahu bylo na výsledky zkoušek nahlíženo stejně, jako by byly získány na zkušebních krychlích.

Podle starší verze ČSN 73 1373 byly dříve požívány tyto typy přístrojů:

- Tvrdoměry Schmidt (odrazové) typů N, L, M. U těchto tvrdoměrů je měřenou veličinou odraz (odskok) - délka vratné dráhy úderného zařízení (beranu).
- Špičákový tvrdoměr (vnikací) – pružinový nebo elektromagnetický tvrdoměr s kaleným kuželovitým hrotem, vhodný pro betony s nižší pevností.
- Kuličkový tvrdoměr HPS;
- Waitzmannův tvrdoměr (upravený z kladívka Poldi).

Poslední dva typy již nejsou v novém vydání ČSN 73 1373 uvedeny, ovšem ani špičákový tvrdoměr dnes není v praxi používán, stejně jako Schmidt M.

V současnosti se tvrdoměrné měření betonu provádí výhradně odrazovými tvrdoměry typu Schmidt typu N nebo L. Kromě toho byla metoda obohacena o nová elektronická kladívka Silver Schmidt – viz. Obrázek 1.



Obrázek 1.: Original Schmidt N (vlevo) a nový Silver Schmidt N (vpravo)

Tvrdoměrné zkušební kladívko Silver Schmidt N je modernější variantou kladívka originál Schmidt N. Odečítání se zobrazuje na displeji a může být automaticky převedeno na pevnost v tlaku. Na rozdíl od hodnoty odskoku „R” (originál Schmidt) měří novou hodnotu „Q”, představující koeficient odrazu:

$$Q = 100 \cdot \frac{\text{energie obnovená}}{\text{energie vstupní}} \quad (1)$$

Kladívko SilverSchmidt pomocí optických čidel měří rychlost úderu a zpětného rázu okamžitě před úderem a po něm, přičemž vypočítá množství energie, k jejímuž obnovení může dojít. Znamená to, že hodnota „Q” je proti hodnotě odskoku „R” méně závislá na tření na vodící tyči, gravitaci a na relativní rychlosti mezi kladívkem a vzorkem (např. při uchycení). Hodnota „Q” umožňuje rozšíření převodního rozsahu, a to na obou koncích stupnice. Tím je možné zkoušet i moderní betonové směsi. Rozsah pevností udává výrobce od 10 MPa do 100 MPa.

3.2. Ultrazvuková impulsní metoda

Ultrazvuková impulsová metoda stabilně patří mezi základní metody pro zkoušení betonu nejen v laboratoři, ale i přímo na konstrukci. Umožňuje čistě nedestruktivním způsobem stanovit rovnoměrnost betonu konstrukce, dynamický modul pružnosti, porušení vnitřní struktury i s určitým omezením i pevnost v tlaku betonu. Ačkoliv je zakotvena v několika českých i evropských normách pro zkoušení betonu (i dalších materiálů), není v našem stavebnictví příliš využívána.

Na počátku 90. let byla ve stavebnictví využívána téměř výhradně impulsová průchodová metoda, založená na měření rychlosti šíření vlnění o frekvenci 20 kHz

až 250 kHz (výjimečně 500 kHz) materiálem. K tomu byly využívány starší ruské a východoněmecké elektronkové přístroje s osciloskopem, např. od firmy Krompholz. Jednalo se o zastaralé a velmi těžké přístroje, jejichž použití in situ bylo komplikované. Kromě toho byly na trhu jednodušší přístroje digitální, např. starší Unipan, Pundit či tehdy nové Tico ze Švýcarska. Nevýhodou těchto přístrojů byla nemožnost kontroly měření na osciloskopu.

Uvedené přístroje postupně zastarávaly a ultrazvuková metoda byla postupně odsunuta do pozadí. Novinky v této oblasti byly zřejmě příliš drahé. Teprve v poslední době opět dochází k oživení této tradiční metody i u nás. Nový Pundit PE 200 (Obrázek 2) přináší spojení výhod jednoduchých digitálních přístrojů s osciloskopem, který je nyní elektronický. Přístroj je přitom lehký (pro zavěšení na krk) a s vysokokapacitní baterií umožňuje celodenní měření v terénu. Kromě tradiční dvojice sond pro průchodovou metodu je možné připojit integrovanou odrazovou sondu s devíti budiči a devíti snímači. Tato sonda umožňuje přesné změření příčných vln, kalibraci a následné přesné stanovení tloušťky stěny až do hloubky 1,0 m. Pokud je ve stěně defekt (dutina, trhlina) o velikosti min. 3 cm, pak ji přístroj rovněž zaznamená.



Obrázek 2.: Nový ultrazvukový přístroj PUNDIT PE 200 s osciloskopem, automatickým odečítáním doby průchodu a možností připojení odrazové sondy.

3.3. Rezonanční metoda

Každý předmět z tuhého materiálu se po mechanickém impulsu rozkmitá. K vyhodnocení dynamických materiálových charakteristik pravidelných těles používáme vlastní kmitočty podélného, kroutivého a příčného kmitání.

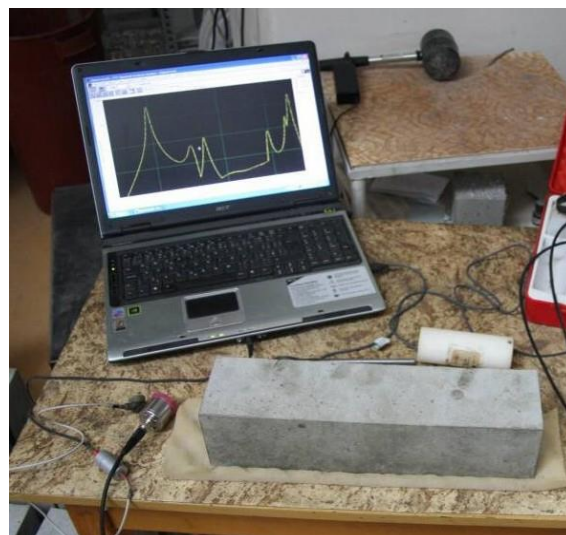
Základní rezonanční frekvence se určují pomocí dvou metod závislých na kmitání zkušební tělesa, které jsou založeny na:

- nepřerušovaném (spojitém) kmitání;
- přerušovaném (impulsním) kmitání.

První způsob byl využíván ve starších přístrojích, které vysílaly do materiálu zkušební tělesa spojitě mechanické kmitání, obvykle od 30 Hz do 20 kHz. Přístroje byly složité na ovládání.

Podstatně odlišný je novější impulsní způsob stanovení vlastních frekvencí. Namísto složité aparatury s osciloskopem je nyní použito mnohem jednodušší zařízení, které má tři základní části:

- Fourierův analyzátor (v podstatě software v libovolném počítači);
- Impulsní kladívko;
- Snímač zrychlení.



Obrázek 3: Porovnání staré a nové rezonanční metody – vlevo spojitá aparatura RP-2, vpravo impulsní snímač a Fourierův analyzátor frekvencí.

4. Metody pro lokalizaci výztuže

4.1. Elektromagnetické indikátory výztuže

Metoda původně využívala magnetických vlastností hledaného materiálu. V poslední době je využívána metoda založená na pulsně – indukční technologii, která má cívkou vyhledávací hlavy bez magnetického jádra.

Pro lepší pochopení změn, ke kterým v současnosti v přístrojové technice dochází, je vhodné provést reminiscenci dříve používaných typů profesionálních indikátorů, zejména od firem Proceq a Hilti.

Profometer 2 je starší typ přístroje, používaný od 70. let 20. století. Ačkoliv se jedná o neforemnou a těžkou skříňku s indikací výchylky pomocí ručičkového ampérmetru, je dodnes u některých uživatelů oblíben – jednak pro tu ručičkovou indikaci výchylky, jednak pro hloubkovou sondu se směrovým účinkem.

Profometer 3 z konce 80. let (Obrázek 4) byl ve své době přelomovým typem, neboť přinesl několik kvalitativních vylepšení. Patřila mezi ně zejména kvantifikace snímaných vířivých proudů pomocí číselné škály, což umožnilo precizní vyhledávání lokálních maxim (středů výztuže) a rovněž kalibraci pro přesnější stanovení krytí

výztuže ovlivněné sousední výztuží. Od tohoto typu jsou všechny indikátory vybaveny lokalizací výztuže s menším než požadovaným krytím. Přes tyto výborné vlastnosti však nebyl Profometer 3 příliš dobře hodnocen běžnými uživateli, neboť postrádal jednoduchou indikaci nárůstu výchylky – veškeré vyhledávání se řídilo pouze sledováním narůstající a klesající číselné hodnoty na malém displeji.



Obrázek 4: Profometer 3 z konce 80. let 20. století s průměrovou, bodovou a hloubkovou sondou.

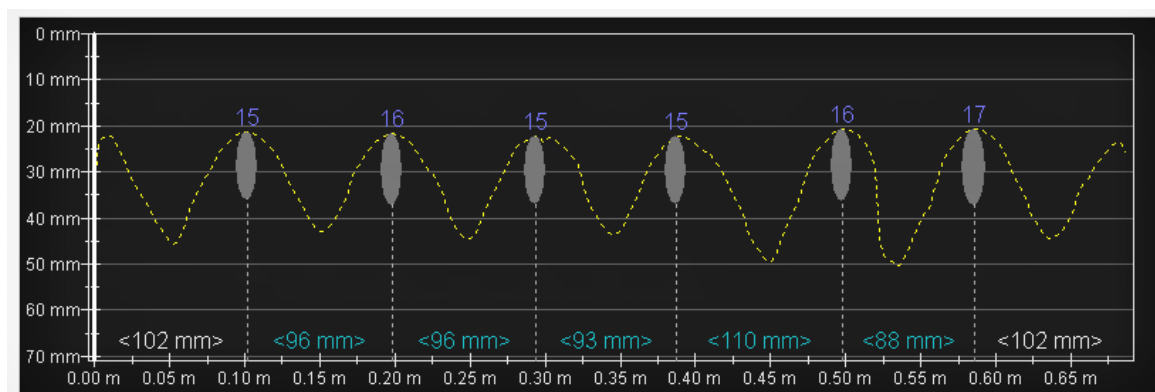
Další typy **Profometer 4 a Profometer 5** přinesly spíše kosmetické změny a jiný způsob zobrazení. Konkurence ovšem nezhálehala. Firma Hilti přišla na trh s přístrojem **Ferroskan**, který postupně inovovala. Koncepte přístroje směřovala od počátku k plošnému skenování výztuže a okamžitému zobrazení první vrstvy výztuže v obou směrech. Vzhledem k vysoké ceně a rozměrům zařízení však bylo jejich rozšíření omezené a neznamenal přímé ohrožení role tradičních detektorů. Zvýšení konkurence v této oblasti paradoxně přinesli výrobci levnějších přístrojů, např. firma Bosch, jejíž jednoduché a levné přístroje umí kromě výztuže nalézt také elektrické vodiče pod napětím. Na rychle rostoucí trh s levnými detektory zareagovala jak firma Proceq přístrojem **Profoscope**, tak i firma Hilti přístrojem **PS 35 Ferodetektor**.

Zásadní pokrok přinesla až šestá generace přístrojů Profometer PM-6, která se od přechodných typů výrazně odlišuje. Přístroje Profometer PM-630 (Obrázek 4) a PM-650 využívají moderní dotykový displej, který umožňuje okamžité zobrazení průběhu měření, což přispívá ke kontrole postupu měření v reálném čase. Sonda

je integrovaná (bodová, směrová, hloubková i průměrová), lze ji snadno vložit do rámečku (měřiče dráhy) se čtyřmi kolečky. Kromě tradiční zvukové signalizace je přímo na sondě i světelná signalizace – dvě šipky a kolečko, které usnadňují lokalizaci výztuže i v náročných podmínkách stavby. Jedná se v podstatě o první typ přístroje, který je schopen vykreslit řez vyztuženým prvkem s přesným vyznačením roztečí a krytí a poměrně solidním odhadem průměru výztuže (Obrázek 6).



Obrázek 5: Profometer PM-630 s dotykovým displejem a integrovanou sondou; svítící šipky pomáhají lokalizovat výztuž, na displeji lze ihned kontrolovat správnost měření pomocí křivek intenzity signálu.



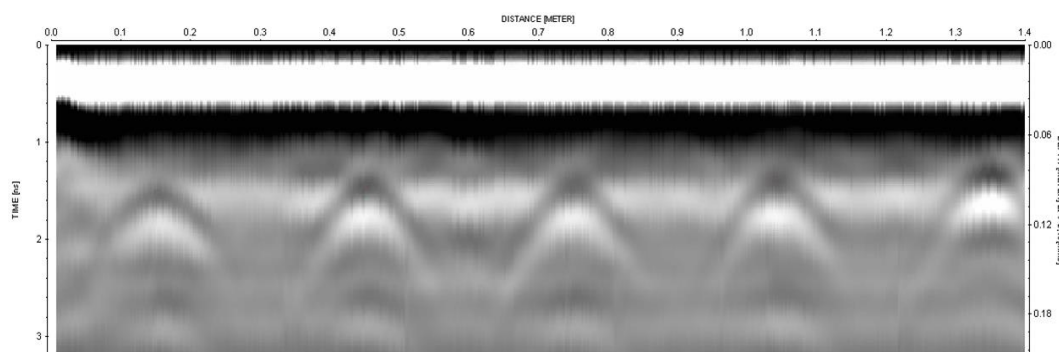
Obrázek 6: Ukázka záznamu měření roztečí, krytí a průměru výztuže železobetonové desky přístrojem Profometer PM-630.

4.2. Radar

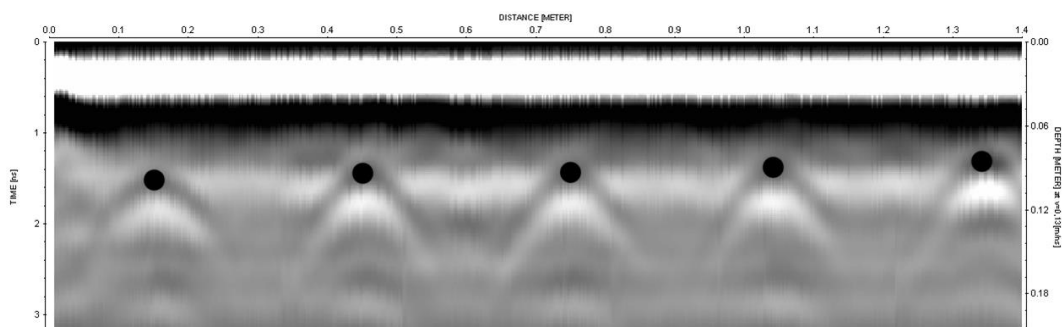
Metoda Georadaru (v anglofonní oblasti označovaná jako GPR – Ground Penetrating Radar) je založená na principu vysílání vysokofrekvenčních elektromagnetických pulzů (frekvence řádově stovky MHz až jednotky GHz) do zkoumaného prostředí a na následné registraci jejich odrazů od překážek.

Vysílací anténa generuje vysokofrekvenční elektromagnetický puls, který se šíří zkoumaným prostředím. Přijímač přijímá v nastaveném časovém okně pulzní odezvu. K odrazu elektromagnetických vln dochází na každém rozhraní změny elektromagnetických vlastností prostředí srovnatelných s vlnovou délkou signálu. Registrovanou veličinou je intenzita odražené vlny zaznamenávaná v diskrétních časových okamžicích. Volba vysílací frekvence úzce souvisí s hloubkovým dosahem přístroje, ale obecně platí, čím větší hloubkový dosah, tím menší schopnost rozlišení nehomogenity ve zkoumaném prostředí.

Metoda georadaru je známá desítky let. Její primární aplikace byla využívána v rámci geotechnických a archeologických průzkumů zemního prostředí. Zatímco například v USA byla tato metoda velmi záhy využívána i v diagnostice konstrukcí, v České republice nebyla donedávna tato aplikace běžně akceptována. Jedním z důvodů byl nepochybně fakt, že radarové aparatury tuzemských organizací nebyly primárně určeny například pro měření v železobetonu, a díky tomu byly výsledky z hlediska přesnosti a vypovídacích schopností zcela mimo to, na co byla stavební diagnostika u jiných metod zvyklá. Výsledek měření navíc přístroje podávaly v podobě, která vyžadovala vyhodnocení velmi erudovaným a zkušeným pracovníkem (viz. Obrázek 7 a 8).



Obrázek 7: Radarogram železobetonové desky. Polohu ocelových výztuží naznačují vrcholy odrazových hyperbol (laskavě poskytnuto z archivu RNDr. Jakuba Štainbrucha, Ph.D.).



Obrázek 8: Vyhodnocovatel musel do standardního radarogramu na základě zkušeností následně dosadit do vrcholů odrazových hyperbol odhadovanou polohu průtů ocelové výztuže (laskavě poskytnuto z archivu RNDr. Jakuba Štainbrucha, Ph.D.).



Obrázek 9: Problémem při využívání klasických georadarů při lokalizaci výztuže byly často i rozměry antény přístroje.

Právě komplikovanost vyhodnocení a relativně malá přesnost vedly v oboru diagnostiky konstrukcí k jisté nedůvěře v danou technologii, v kontextu s běžně užívanými metodami (magnetické indikátory a radiografie).

Využití standardních georadarů v diagnostice železobetonu v České republice dosáhlo v minulých desetiletích svého vrcholu v podobě systému DIBEKON, který vyvinula firma INSET s.r.o. Šlo o georadar doplněný vodícím rámem s automatickým posunem, kdy byl povrch konstrukce postupně skenován v čadě řezů ve dvou na sebe kolmých směrech. Výsledkem bylo de facto 3D skenování konstrukce. Zařízení bylo určeno pro průzkumy velkých ploch konstrukce, ale jeho instalace a vyhodnocení výsledků bylo poměrně komplikované.



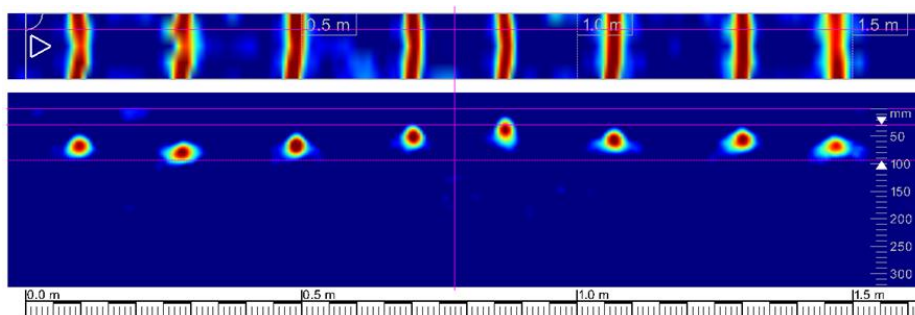
Obrázek 10: 3D skener DIBEKON firmy INSET s.r.o. představuje vrchol možností aplikace standardních georadarů v oblasti diagnostiky železobetonu (laskavě poskytnuto z archivu RNDr. Jakuba Štainbrucha, Ph.D.).

Zásadním přelomem se stalo před několika lety uvedení na trh přístroje Hilti PS1000 X-SCAN. Lze říci, že Hilti jako tradiční výrobce vrtací techniky a magnetických indikátorů výztuže plně využila možnosti metody georadaru v kombinaci s velmi sofistikovaným softwarem, což metodu posunulo kvalitativně na zcela novou úroveň, a PS1000 X-SCAN zaplnil mezeru v oblasti lokalizace výztuže v železobetonu.

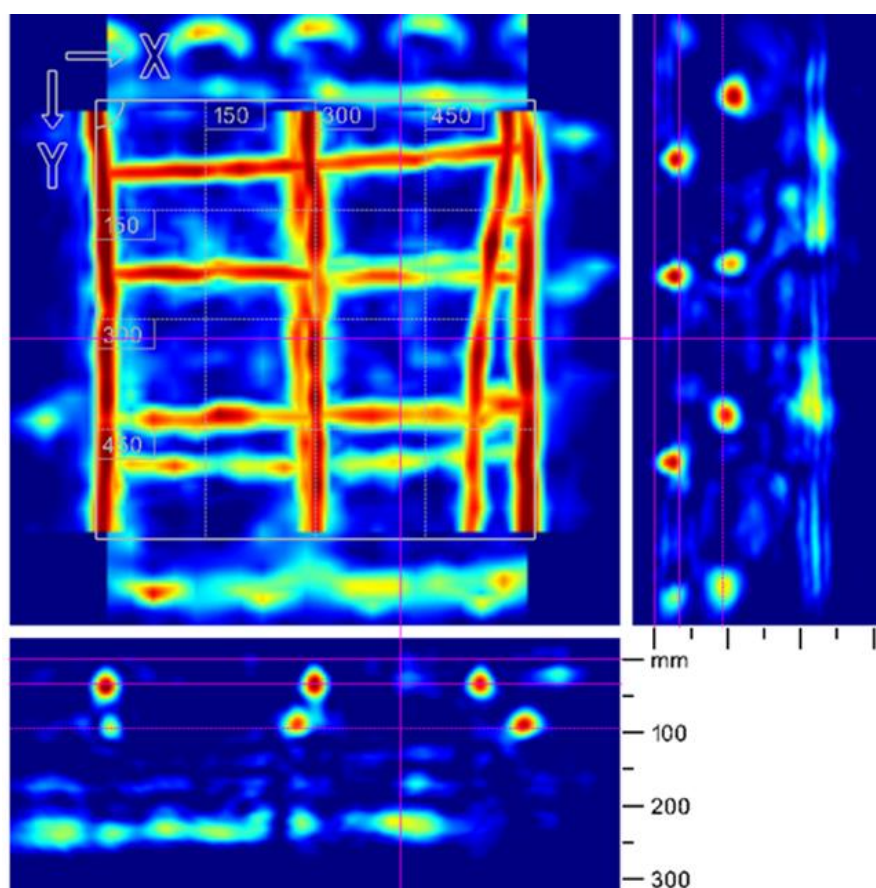
Dá se říci, že přístroj byl vytvořen na základě podrobné analýzy možností metody a potřeb a schopností řadových techniků provádějících terénní diagnostiku konstrukcí.

Vhodně zvolená frekvence kolem 1,5 GHz umožňuje ve standardním betonu hloubkový dosah 300mm, a přesnost lokalizace objektů ± 10 mm. Sonda je osazena trojicí radarových antén, její pohyb po povrchu konstrukce je registrován prostřednictvím pohybu pojezdových koleček sondy.

Zařízení je určeno k provádění liniových nebo plošných skenů, kdy výsledek je prostřednictvím dodaného software zobrazován v podobě pohledového zobrazení a řezů. Liniový sken může být prováděn v délce až 10 m, plošný sken v ploše 600 x 600 mm nebo 1200 x 1200 mm. K provádění plošných skenů se na povrch konstrukce lepí papírové šablony s rastrem pojezdů sondou ve dvou na sebe kolmých směrech.

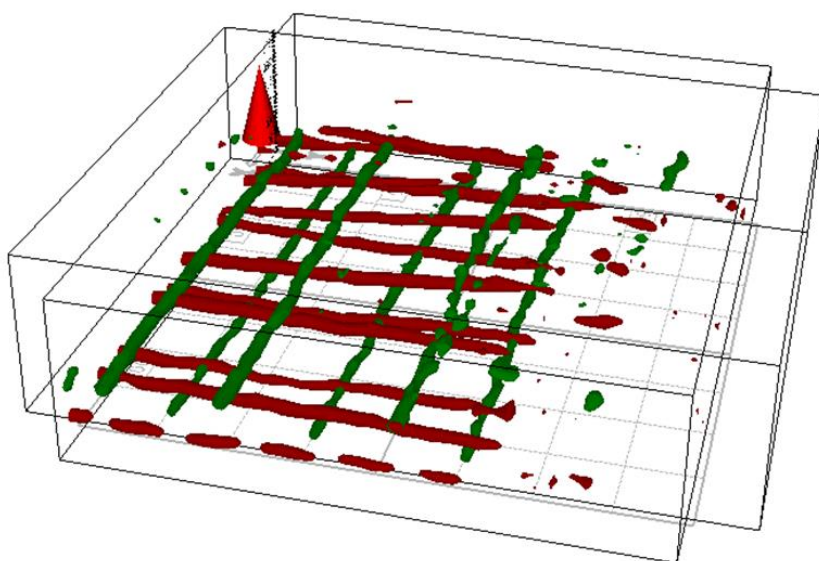


Obrázek 11: Výstup liniového skenu, v horní části je zobrazen pohled na detekované výztuže, v dolní části řez středem linie, kde je snadné přímo odečíst velikost krytí jednotlivých výztuží.



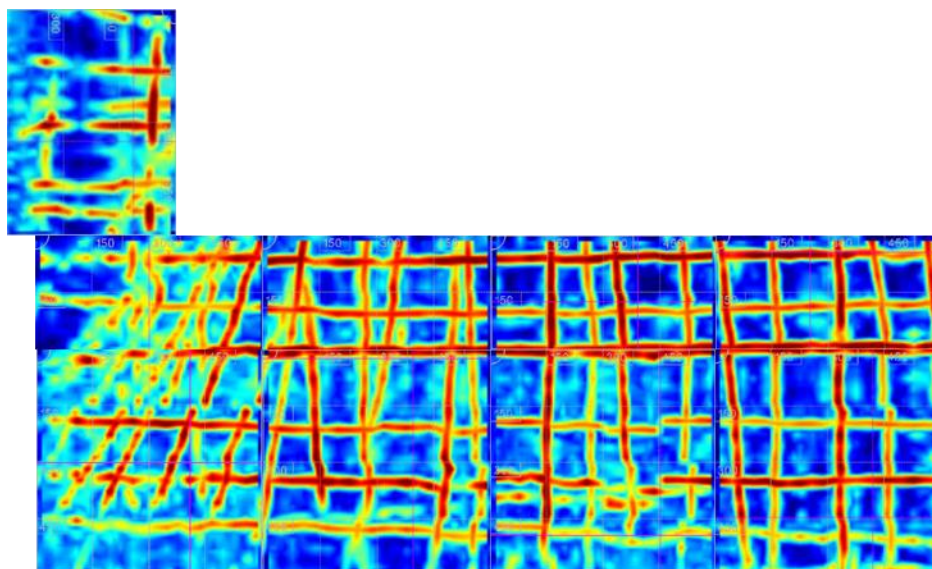
Obrázek 12: Příklad plošného skenu, výstupem je pohled a řezy ve dvou na sebe kolmých směrech

Software nabízí i možnost zobrazení zjištěné výztuže v plnohodnotném 3D zobrazení.



Obrázek 13: Výstup plošného skenu 1200 x 1200 mm v podobě plnohodnotného 3D zobrazení.

Při provádění řady na sebe navazujících plošných skenů lze získat velmi dobrou vizuální představu o rozložení výztuže v prvku.



Obrázek 14: Příklad skládání plošných skenů – výztuž v železobetonové desce balkonu

Na závěr lze říci, že vývoj aplikace georadaru během posledních 25 let dospěl k všestranně použitelnému zařízení, a metoda se v posledních dvou letech konečně zařadila mezi standardně používané metody, a vytvořila chybějící mezičlánek mezi magnetickými indikátory a radiografií.

5. Závěr

Za posledních 25 let došlo nejen v našem stavebnictví k výrazným změnám, na které s určitým zpožděním reagoval i specifický obor stavebního zkušebnictví a diagnostiky konstrukcí. Zatímco metody až na výjimky, mezi něž patří např. radarová metoda pro vyhledávání výztuže, zůstaly velmi podobné, v přístrojovém vybavení jsou změny opravdu znát. Paradoxem je, že od počátku 90. let docházelo spíše k odsouvání nedestruktivních metod do pozadí a hlavními diagnostickými postupy se stalo vrtání a sekání. Teprve v posledních několika letech dochází spolu s modernizací přístrojového vybavení i k širšímu využívání nedestruktivních metod.

Poděkování

Príspevek byl zpracován díky finanční podpoře projektu TE01020168: Centrum pro efektivní a udržitelnou dopravní infrastrukturu (CESTI).

Literatura

- [1] CIKRLE, P.; ANTON, O.; DANĚK, P.; KUCHARCZYKOVÁ, B.; MISÁK, P., NDT Zkoušení ve stavebnictví. Příručka kurzu ČŽV., ISBN 978-80-214-4198-9, VUT v Brně FAST, Brno, 2010
- [2] CIKRLE, P.; KOCÁB, D.; POSPÍCHAL, O. Zkoušení betonu ultrazvukovou impulsovou metodou. *Beton TKS*. 2013. 13(3). p. 74 - 79. ISSN 1213-3116.
- [3] CIKRLE, P.; ANTON, O.; HEŘMÁNKOVÁ, V. Indikátory výztuže - oživení tradiční metody. In *Zkoušení a jakost ve stavebnictví*. Brno, VUT Brno. 2014. p. 27 - 36. ISBN 978-80-214-5032-5.
- [4] ANTON, O.; CIKRLE, P.; HEŘMÁNKOVÁ, V., Zkušenosti s georadarem při stavebně technických průzkumech, článek v *TZB-info*, ISSN 1801-4399, TZB-info, Praha, 2014
- [5] ANTON, O.; ŠTAINBRUCH, J.; KORDINA, T., Rozvoj a použití georadaru při diagnostice železobetonových konstrukcí, článek v *Beton TKS*, ISSN 1213-3116, Beton TKS s.r.o., Praha, 2011

Kontakt

Ing. Petr CIKRLE, Ph.D., tel: 00420 541 147 814, e-mail: cikrle.p@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.
Ing. Ondřej ANTON, Ph.D., tel: 00420 541 147 823, e-mail: anton.o@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverří 95, Brno

DIAGNOSTIKA TRHLIN V BETONOVÝCH A ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍCH

Jiří Dohnálek

Betonconsult, s.r.o.

Moto:

Třem věcem se nevyhneme:

- *smrti,*
- *daním,*
- *trhlinám v betonu.*

Trhliny jsou ve stavebnictví fenoménem, který je vnímán velmi rozporně.

Typický je případ betonu a železobetonu. Z jeho principu vyplývá, že bez trhlin nemůže dojít k aktivaci výztuže, takže vznik trhlin je zcela zákonitý. Otázkou je tedy spíše přípustná šířka trhlin, resp. jejich počet.

V laické veřejnosti jsou naopak trhliny vnímány jako fatální defekt, který ohrožuje bezpečnost konstrukce i její vzhled, a to prakticky za jakékoliv situace.

Situaci navíc komplikuje skutečnost, že výpočetní posouzení šířky trhlin, resp. návrh konstrukce na definovanou šířku trhlin, je zatížen výraznými nejistotami a toleranční meze tohoto výpočtu se pohybují v řádech desítek procent. V zahraniční literatuře se uvádí horní toleranční mez až +90 %!

Je to dáno několika faktory:

- Objemové změny betonu nejsou měřeným ani garantovaným parametrem. Hodnoty, uváděné v normách, nemusí odpovídat skutečnosti, a to mimo jiné i s ohledem na neustálé posuny v recepturách betonových směsí. Změny objemu frakcí hrubého kameniva, jeho typu i maximálního zrna, mohou vyvolat změny objemových změn v řádu desítek procent, a to i u betonů stejné pevnostní třídy. Objemové změny nejsou současně ani sledovaným ani garantovaným parametrem u cementu.
- Pokud známe objemové změny betonu, jedná se obvykle o objemové změny, zjišťované již na tuhoucím a tvrdnoucím betonu, takže počátek sledování

objemových změn se liší od okamžiku přidání vody do betonové směsi obvykle o 24 hodin. Neměříme tedy celé objemové změny betonu, ale pouze jejich část.

- Při vzniku trhlin v železobetonové konstrukci dochází k synergii celé řady procesů, které se na vzniku trhlin podílejí často obtížně specifikovatelným podílem. Staticky podmíněné trhliny jsou rozšiřovány v počátečních fázích teplotními dilatacemi konstrukce v souvislosti s vývojem hydratačního tepla a následně pak rozšiřovány objemovými změnami v souvislosti s nastavováním rovnovážné vlhkosti betonu (jeho vysycháním).
- Je proto zcela běžné, že i velmi precizní návrh železobetonové konstrukce na šířku trhlin vede ve skutečnosti k vytvoření trhlin dvojnásobné i větší šířky. U konstrukcí, navržených na šířku např. 0,3 mm se běžně zjišťují trhliny s šířkou 0,6 až 0,7 mm.

S výskytem trhlin je tedy nezbytné počítat a zabývat se prakticky vždy návrhem šířky trhlin i s uvážením výše uvedených nejistot.



1. Přípustné šířky trhlin

Pro posouzení šířky trhlin najdeme nejvhodnější oporu v ČSN EN 1992-1-1, Eurokód 2: „Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby“.

V článku 7.3 „Omezení trhlin“ se konstatuje:

Trhliny musí být omezeny tak, aby nedošlo k narušení řádné funkce nebo trvanlivosti konstrukce, popř. k nepříznivému ovlivnění jejího vzhledu.

Trhliny jsou obvyklé u železobetonových konstrukcí, namáhaných ohybem, smykem, kroucením nebo tahem, vyvozeným buď z přímého zatížení, nebo s omezením vynucených nebo vnesených přetvoření.

Trhliny mohou vznikat i z jiných příčin, např. vlivem plastického smršťování, nebo vlivem rozpínavých chemických reakcí ve ztvrdlém betonu. Tyto trhliny mohou být nepříjemně široké, ale jejich vyloučení, popř. omezení, není předmětem této kapitoly.

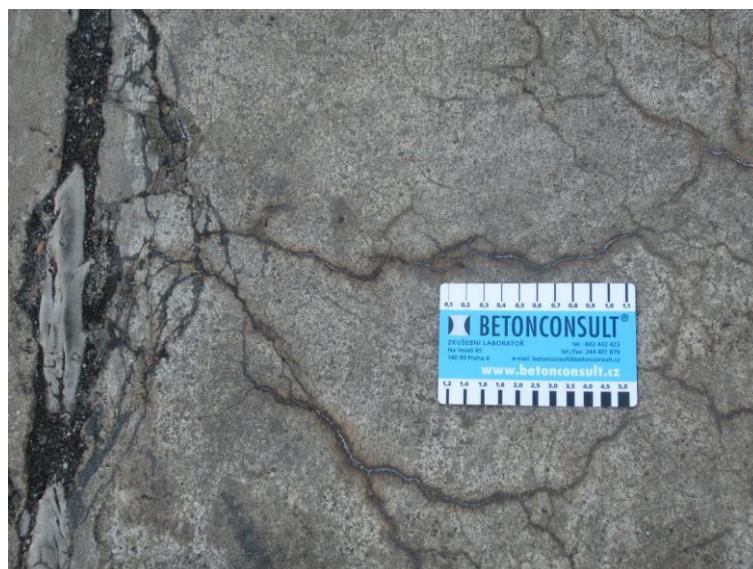
Vznik trhlin lze připustit, aniž by se omezovala jejich šířka za předpokladu, že se nenaruší funkčnost konstrukce.

Omezení vypočtené šířky trhlin w_{max} se má stanovit s ohledem na předpokládanou funkci a charakter konstrukce, jakož i na náklady spojené s omezováním šířky trhlin.

Z těchto citací mimo jiné vyplývá, že šířku trhlin není třeba omezovat, pokud se nenaruší funkčnost konstrukce.

Proto je nezbytné definovat ty funkční parametry, které jsou z hlediska výskytu trhlin rozhodující.

Jedná se především o vodotěsnost betonových, resp. železobetonových konstrukcí, dále o jejich životnost a jejich vzhled.



2. Omezení šířky trhlin z hlediska vodotěsnosti

Požadavky na trhliny z hlediska vodotěsnosti nalezneme jednak v ČSN EN 1992-3 „Eurokód 2 Navrhování betonových konstrukcí – Část 3: Nádrže na kapaliny a zásobníky“ jednak v ČSN 73 1208.

V ČSN EN 1992-3 se shodou okolností opět v článku 7.3 „Omezení trhlin“ šířka trhlin dává do souvislosti s třídou nepropustnosti konstrukce (třída 0 až třída 3).

U třídy nepropustnosti 1 (průsak je omezen na malé množství, připouští se několik povrchových skvrn nebo vlhkých míst) musí být v případě, že trhliny budou procházet přes celou tloušťku průřezu, jejich šířka maximálně w_{k1} , přičemž hodnota w_{k1} je definována v závislosti na podílu hydrostatického tlaku a tloušťky stěny nádrže. Pro poměr $h_{D/h} \leq 5$ je přípustná šířka 0,2 mm (v ČSN 731208 0,15 mm) při poměru $h_{D/h} \leq 35$ pak 0,05 mm. Pro mezilehlé hodnoty lze lineárně interpolovat. V této souvislosti se konstatuje, že u těchto trhlin lze očekávat, že se trhliny, prostupující celým průřezem samoutěsní (v prvcích, vyrobených z betonu vhodného složení a nevystaveného během provozu významným změnám zatížení nebo teploty). Pokud nejsou k dispozici spolehlivější informace, lze předpokládat samoutěsnění trhlin, pokud rozmezí poměrných přetvoření za provozních podmínek je menší než 150×10^{-6} , tedy 150 μm .

Naopak se uvádí, že ***„Jestliže samoutěsnění je nepravděpodobné, jakákoliv trhlina, procházející celou tloušťkou průřezu, může vést k průsakům bez ohledu na jejich šířku.“***

Přitom je třeba zdůraznit, že kapalina se trhlinou může šířit nejen v důsledku hydrostatického přetlaku a řídit se tedy tzv. Darcyho zákonem, ale může být transportována i kapilární elevací, tedy za situace, kdy hydrostatický přetlak v kořeni trhliny je prakticky zanedbatelný. Z hlediska vodotěsnosti je tedy definice přípustné šířky trhlin přípustná šířka trhlin závislá na řadě okolností, zejména však na pohybu trhliny v důsledku teplotních či jiných dilatací, vyvolaných např. přitěžováním či odhlehčováním konstrukce.

3. Šířka trhlin z hlediska trvanlivosti železobetonu

Častým argumentem pro reklamaci trhlin je jejich schopnost transportovat k výztuži plynň oxid uhličitý, tedy vyvolávat karbonataci betonu, případně chloridové ionty z posypových solí.

Tyto aspekty jsou již v citované ČSN EN 1992-1-1 zohledněny na straně 8 v tabulce 7.1N „Doporučené hodnoty w_{max} (mm). V závislosti na stupni prostředí ve smyslu ČSN EN 206-1 je definovaná maximální přípustná šířka trhlin. V případě koroze vlivem karbonatace (XC) je pro prvé dva stupně (X0, XC1) přípustná šířka 0,4 mm s poznámkou, že pro tyto stupně nemá šířka trhliny vliv na trvanlivost a

uvedená hodnota má zajistit přijatelný vzhled. Pokud nejsou kladeny požadavky na vzhled, lze uvedenou hodnotu zvětšit!

V případě stupně XC2, XC3 a XC4 je pak maximální šířka trhliny omezena hodnotou 0,3 mm. V případě stupně XD (koroze způsobená chloridy jinými než z mořské vody) je pro stupně XD1 a XD2 maximální šířka trhliny 0,3 mm. Stupeň XD3 (koroze způsobená chloridy, prostředí střídavě mokré a suché) sice v tabulce uveden není, ale popis prostředí XD3 a XD2 je prakticky shodný.

Z uvedených skutečností lze tedy dovodit, že posuzování železobetonových konstrukcí z hlediska trvanlivosti je šířka trhliny 0,3 mm ve většině běžných případů (karbonatace betonu, transport chloridových iontů) 0,3 mm akceptovatelná.

4. Šířka trhliny z hlediska vzhledu konstrukce

Přítomnost trhliny v povrchu železobetonové konstrukce přes všechna výše uvedená racionální zdůvodnění nevylučuje, že trhliny mohou být vnímány rušivě ať již jako psychologický aspekt, naznačující problematickou stabilitu konstrukce, tak i jako prostý vzhledový defekt.

Žádný obecně platný normový předpis nemůže z estetického hlediska definovat přípustnou šířku trhliny. Současně však je nelogické, aby technická pravidla (viz např. Technická pravidla ČBS 03 Pohledový beton (červen 2009), ale i srovnatelné zahraniční předpisy problematiku výskytu trhlin např. v pohledovém betonu prakticky zcela pomíjely. V tabulkách, které charakterizují třídy pohledového betonu (všeobecné požadavky) se mezi kritéria uvádí struktura povrchu, pórovitost, vyrovnaná barevnost, charakter pracovních spár, rovinnost. O přípustnosti či nepřípustnosti trhlin je však zcela pomlčeno. V této situaci tedy neexistuje sebemenší opora pro posouzení trhlin jako vizuální vady. Prakticky jakákoliv trhlina může být tedy úspěšně reklamována jako vada estetická a skutečnosti, uvedené v citované ČSN 1992-1-1 mohou být jako ryze technické, nikoliv estetické, odmítnuty.

5. Diagnostika trhlin

Trhlina je zaznamenána vždy vizuálně, a to především v závislosti na odstupu pozorující osoby. Zvýraznění trhlin se obvykle dosáhne záměrným či nezáměrným navlhčením povrchu s trhlínami (horní líc železobetonové konstrukce po dešti). Z relativně kompaktního povrchu zdánlivě vystoupí síť trhlin, která po vyschnutí může pro běžného pozorovatele prakticky zmizet. Podobně „překvapivě“ vystoupí z povrchu vodorovné betonové konstrukce trhliny po prováděné předúpravě (např.

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverčí 95, Brno

brokování) a následném odsátí prachu, který byt' v nepatrné tloušťce jemné trhliny pro běžného pozorovatele skrývá.

V případě hydrotechnických staveb se trhliny projevují lokálními průsaky a jsou také z těchto důvodů vizuálně ihned identifikovány.



Následuje více či méně hysterická reakce zúčastněných stran, která bývá shrnuta obvykle do věty „na konstrukci jsou trhliny“. Vzhledem k tomu, že trhliny se velmi špatně fotografují, je většinou základním sdělením tato slovní formulace, a to zpravidla bez jakékoliv kvantifikace. S odstupem dnů se pak výpověď přímých účastníků výrazně liší, a to jak v množství trhlín, tak v jejich šířce i celkových důsledcích pro objekt.

Diagnostika trhlín proto nemusí být nijak přístrojově rafinovaná, ale měla by být skutečně provedena. Nemělo by se vycházet z lokální běžné prohlídky osob různě motivovaných trhliny „vidět či nevidět“.

Nezbytnou součástí diagnostiky trhlín jsou proto tři, resp. čtyři položky:

- délka trhlín, poloha trhlín, jejich rozmístění na konstrukci,
- šířka trhlín (interval šířky),
- hloubka trhlín,
- pohyb trhlín z hlediska teplotních dilatací a objemových změn betonu.

Zcela specifickým diagnostickým úkolem pak je diagnostika mikrotrhlin ve struktuře betonu, tedy trhlin, které běžným vizuálním pozorováním jsou obtížně identifikovatelné a obvykle na ně usuzujeme pouze zprostředkovaně. Toto zadání se vyskytuje zejména v těch případech, kdy na beton působí degradační mechanizmy nebo jeho struktura je těmito mechanizmy evidentně již poškozena.

6. Poloha trhlin

Základním požadavkem diagnostiky trhlin je získat přesnou informaci o lokalizaci, tedy prostorovém, resp. půdorysném rozmístění trhlin a současně zmapovat i jejich délku. Při této „pasportizaci“ se automaticky provádí i zjištění šířky trhlin. Výstup musí být tedy jednak grafický (obr. 6), jednak kvantitativní (tabelární). V tabulce je v příslušných řádcích jednak lokalizována poloha trhliny, dále uvedena její délka, interval její šířky a případně informace, zda trhlinou dochází k průniku kapalného média.

Součástí je i zhotovení terénního grafického náčrtu, který by měl v přijatelném měřítku zobrazovat polohu trhlin. Z tohoto náčrtu je možné ve většině případů velmi snadno identifikovat dominantní příčinu trhlin, a to zejména postihnout rozdíl mezi trhlínami smršťovacími a trhlínami staticky podmíněnými. Pokud je například podceněn výpočet tzv. druhého mezního stavu (přetvoření), má např. u stropních desek obraz trhlin zcela typický charakter, který odpovídá průběhu kladných, resp. záporných momentů v ohýbané konstrukci.

Provedená pasportizace tak umožňuje objektivně zhodnotit rozsah poškození konstrukce a významně napomáhá i k identifikaci příčin vzniku trhlin. Provádět pouze grafický náčrt bez kvantifikace trhlin a naopak kvantifikovat např. délku trhlin bez jejich přiměřeného grafického zachycení, je problematické.

7. Šířka trhlin

Šířka trhlin je podstatným kvantitativním parametrem, který rozhoduje o akceptovatelnosti trhliny např. z hlediska vlivu na její životnost (viz ČSN EN 1992-1-1). Pro kvantifikaci šířky trhlin obvykle zcela postačí běžně používané příložné měřítko, substituující často vizitku subjektu, který diagnostiku provádí. Přesnost měření při pečlivém provedení je na úrovni 0,05 mm.

V případě, že by bylo nezbytné stanovit šířku trhliny exaktněji s větší přesností, lze relativně jednoduše použít měřicí lupy, doplněnou měřicím noniem, u které lze přesnost 0,05 mm, případně ještě lepší garantovat s vyšší jistotou.

Pokud by bylo nezbytné zjišťovat trhlínu s přesností na setiny mm, je nezbytné provést odběr malého jádrového vývrtu a trhlínu oměřit při přiměřeném zvětšení v

digitálním mikroskopu, vybaveném příslušným měřítkem, resp. souvisejícím softwarem. V těchto případech většinou postačí digitální mikroskopy s deseti až stonásobným zvětšením. Jedinou podmínkou je existence kalibrace, která musí být samozřejmě provedena před každým měřením a po jejím ukončení.

8. Hloubka trhlin

Hloubku trhlin zjišťujeme zejména v případě, kdy je třeba posoudit, zda trhliny jsou pouze povrchové, nebo zasahují až k výztuži a mohou tedy představovat transportní cesty pro agresivní média. V jiném případě může být podstatné, zda trhlina prochází na celou tloušťku průřezu (pokud nemáme přístup k oběma plochám průřezu). Jedinou reálnou možností v tomto případě je odběr přiměřeně velkého jádrového vývrtu, který umožní na jeho plášti průběh trhliny postihnout a posoudit kromě toho i šířku trhliny po výšce průřezu (obr. 3, 4, 5).



Možnost zjistit hloubku či rozsah trhlin pomocí měření rychlosti ultrazvukových impulzů (viz ČSN 73 2011, Příloh B informativní čl. B.3.2. „Trhliny v betonu“) považuji za literární a grafickou fikci. Ultrazvukové měření je totiž významně citlivé na řadu okrajových podmínek, jako je zejména kontakt vodící, resp. snímací sondy s prozvučovaným prvkem (akustická vazba) a současně funguje UZ aparatura často jako velmi spolehlivý vlhkoměr. V závislosti na rozdílné vlhkosti např. povrchových oblastí a jádra průřezu tak může docházet k velmi významným rozdílům ve zjišťované rychlosti UZ impulzů, které nemusí zdaleka indikovat přítomnost trhliny, a tím méně umožňovat výpočet její hloubky. Kromě toho obvykle uváděná grafická schémata pomíjejí skutečnost, že většinou jsou posuzované prvky více či méně vyztuženy a zjišťování rychlosti šíření UZ impulzů ve vyztuženém betonu je opět zatíženo řadou metodických problémů (obr. 11). Navíc u trhlin malé šířky, které jsou většinou z hlediska diagnostiky

nejpodstatnější, je akustický kontakt hmoty obvykle zachován, takže šíření UZ impulzů „rozevřením“ trhliny není markantní. V případě opravdu markantních trhlin, u kterých byl pravděpodobně UZ impulzová měření, poskytovalo dostatečně věrohodnou oporu, je pak jednodušší vsunout do otevřené trhliny skenovací metr.

9. Pohyb trhliny

Přístrojově náročnějším úkolem je popsat případný pohyb trhliny. Odborná veřejnost se setkává s pojmem „živé“ trhliny (méně již s pojmem „mrtvé“ trhliny), a to pravděpodobně proto, že prakticky veškeré trhliny, zejména ty, situované v exteriérových konstrukčních prvcích chovají jako „živé“ teplotní dilatace. Jejich byť neparný pohyb je tedy zcela přirozený.

Základním postupem při posouzení „živosti“ trhliny byly tradičně prováděné sádrové terče. Tento postup lze v současnosti charakterizovat jako značně amatérský, a to zejména pokud se použije v exteriérových podmínkách. Ve většině případů není spolehlivě zajištěna soudržnost sádrového terče s podkladem a hygroskopická, na vlhkost velmi citlivá sádra v exteriérových podmínkách je problematickým materiálem.

Proto lze doporučit použití tenkých skleněných sklíček, používaných obvykle při přípravě mikroskopických preparátů, které jsou fixovány k podkladu dvousložkovým epoxidovým lepidlem. Jedná se o relativně úhledné, méně nápadné poškození povrchu konstrukce, které je intaktní vůči vnějším podmínkám, a to i v exteriéru a současně je nepochybně k jakémukoliv pohybu trhliny s ohledem na křehkost skla velmi citlivé.

Poněkud sofistikovanější přístup nabízí německá firma PPW POLYPLAN, která nabízí jednoduchou umělohmotnou měřicí sestavu, která do jisté míry umožňuje záznam pohybu trhliny při opakovaném měření. Opět se jedná ale o posouzení spíše kvalitativní (ano/ne), nikoliv kvantitativní.

Exaktní kvantitativní sledování pohybu trhliny vyžaduje buď profesionální měřicí aparaturu s přiměřeně citlivým měřicím prvkem, který umožňuje registrovat změnu délky, a to s přesností minimálně na úrovni 10 μm . Zároveň by toto zařízení mělo umožňovat kontinuální záznam měřeného parametru (změny polohy měřicích bodů). Paralelně by měla být tak registrována i teplota a relativní vlhkost okolního vzduchu. Toto zařízení je však většinou finančně náročné zejména za situace, kdy by mělo být ponecháno delší dobu v reálných expozičních podmínkách, tedy s problematickou ochranou vůči povětrnosti, vůči krádeži či vandalizmu.

Zajímavou, cenově podstatně přístupnější variantou je pak dataloger německé firmy Scantronik Mugrauer s názvem „Rissfox Mini“. Z přiložené obrázky je patrné, že se jedná o relativně kompaktní zařízení, které umožňuje průběžně

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

monitovat změnu šířky měřicích bodů, zaznamenávat až 64 tisíc měření a případně současně kontinuálně registrovat teplotu i relativní vlhkost vzduchu.

Smyslem většiny těchto měření je posoudit, jaká povrchová úprava by měla být použita pro překrytí trhliny, a to s ohledem na parametry, uvedené v ČSN EN 1062-7 „Nátěrové hmoty – Povlakové materiály a povlakové systémy pro vnější zdivo a betony – Část 7: Stanovení schopnosti přemostování trhlin“. Tato norma definuje třídy hmot s ohledem na jejich schopnost reagovat na pohyb trhliny a popisuje metodiky, jakými tuto schopnost ověřovat. Není bez zajímavosti, že v nejvyšší kategorii B 4 se předpokládá minimální šířka trhliny 0,2 mm a maximální pak 0,5 mm. Předpokládaný maximální pohyb trhliny je tedy 0,3 mm!



To je pravděpodobně akceptovatelný pohyb trhliny v důsledku teplotních dilatací, a to v mírnějších exteriérových podmínkách. Uvážíme-li však, že k pohybu trhliny dochází i z hlediska objemových změn betonu, kdy z počáteční nulové či zcela nepatrné šířky, se trhliny rozšiřují na šířku 0,3 až 0,4 mm (správně navržených konstrukcí) je zřejmé, že v této situaci ani nejkvalitnější (nejpružnější) materiály nebudou schopny na větší pohyb trhliny reagovat.

Je bohužel smutnou skutečností, že ve většině případů není časový prostor na to, aby pohyb trhliny byl reálně zmapován a povrchová úprava byla pak navržena úměrně ke zjištěným hodnotám. Zjišťování pohybu trhliny v kvantitativní úrovni je tedy zcela ojedinělé a bylo by jistě vhodným námětem pro některý z budoucích grantových projektů.

10. Mikrotrhliny

Zcela odlišnou disciplínou je identifikace mikrotrhlin ve struktuře betonu. V okamžiku, kdy nejsme schopni trhliny okem identifikovat, problém s trhlínami zdánlivě mizí. Ve skutečnosti může být však struktura betonu prostoupena hustou sítí mikrotrhlin, které sice bezprostředně neovlivňují její vzhled ani některé další podstatné užité vlastnosti, mohou však významně ovlivňovat její životnost, její vodotěsnost, mrazuvzdornost a později se stát příčinou i jejího rozpadu. Takovým typickým procesem, který generuje mikrotrhliny ve struktuře betonu, je tzv. síranová koroze (tvorba tzv. etringitu) nebo alkalická reakce kameniva v betonu.

V těchto případech použití vizuálních prostředků selhává a proměřování mikrotrhlin ve struktuře pomocí mikroskopu má ryze informativní kvalitativní charakter. Pozorování řezných ploch či nábrusů prokáže existenci trhlin, jejich rozsah či kvantifikaci však nemůže postihnout. V těchto případech je vhodné provést odběr jádrových vývrtů menšího průměru (cca 50 mm). Vývrt je možné rozřezat na zkušební tělesa přibližně se štíhlostí $\lambda = 1$ a takto připravená tělesa přilepit vhodným dvousložkovým epoxidovým lepidlem na tuhou betonovou podkladní desku, zhotovenou z betonu v kvalitové třídě C 45/55, nebo vyšší. Na horní líc se pak nalepí standardní kovový odtrhový terč. Po vytvrzení lepidla se připojí k odtrhovému terči vhodná odtrhová aparatura a provede se tahová zkouška.

Pevnost v tahu je mimořádně citlivým parametrem, který je schopen identifikovat poškození mikrostruktury trhlínami. Na rozdíl od tlakové pevnosti, která si zachovává svou úroveň přinejmenším v prvních fázích degradačních procesů, tahová pevnost velmi rychle klesá. Za situace, kdy poměr tahové pevnosti výrazně vybočí z intervalu 1:10 až 1:20 (v závislosti na třídě testovaného betonu) je zřejmé, že struktura betonu je poškozena a je vhodné provést případná následná detailnější měření.

Nepochybně podobně by reagovala na narušení mikrotrhlínami i zkouška vodotěsnosti, která však vyžaduje odběr vývrtů o průměru 150 mm, jejichž odběr je v železobetnových konstrukcích výrazně problematictější.

11. Celkové závěry a doporučení

Problematika trhlin je komplexní disciplínou, která vyžaduje vnímat jak statický návrh konstrukce, tedy její posouzení podle příslušných mezních stavů, tak registrovat i skutečnost, že kromě staticky podmíněných trhlin vznikají trhlíny i v důsledku přirozených objemových změn betonu. Jedná se tedy vždy o synergii těchto procesů. Jakékoliv predikce jsou zatíženy značnými materiálovými nejistotami, a to jak z hlediska objemových změn betonu (zejména poškození objemových změn, probíhajících v prvních 24 hodinách).

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

S ohledem na tyto skutečnosti by mělo být nedílnou součástí technické zprávy objektu, resp. k jeho statickému návrhu, informace o očekávané šířce trhlin (intervalu šířky očekávaných trhlin), a to zejména proto, aby zhotovitelé při existenci trhliny jakékoliv šířky nebyli ihned vystavováni reklamacím.

Riziko vzniku trhlin z hlediska současných předpisů navíc výrazně zvyšuje tlak na zvětšování tloušťky krycí vrstvy betonu nad výztuží, zdánlivě zdůvodněný snahou o zvýšení trvanlivosti železobetonu. Ve skutečnosti však v řadě případů mohou mít v masivní nevyztužené krycí vrstvě vznikající trhliny zcela opačný vliv. Lze si proto jen přát, aby diagnostiku trhlin bylo třeba provádět v co nejmenším počtu případů.

Kontakt

Doc. Ing. Jiří DOHNÁLEK, CSc., Betonconsult s.r.o., www.betonconsult.cz,
dohnalek@sanacebetonu.cz

MOŽNOSTI VYUŽITÍ INOVATIVNÍCH FYZIKÁLNĚ CHEMICKÝCH METOD PŘI HODNOCENÍ STAVU ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

POSSIBILITIES OF USING INNOVATIVE PHYSICO-CHEMICAL METHODS IN EVALUATING THE STATE OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Amos Dufka, Jiří Bydžovský, Tomáš Melichar

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav
technologie stavebních hmot a dílců, Veverří 95, 602 00 Brno

Anotace:

Jedním z výrazných aspektů při hodnocení stavu železobetonových konstrukcí je korektní posouzení stavu míry degradace materiálů, kterými je konstrukce tvořena. Pro toto posouzení je nezbytné pomocí fyzikálně chemických stanovení komplexním způsobem analyzovat mikrostrukturu cementové matrice betonu. Zjištěné skutečnosti jsou pak využívány pro predikci další životnosti konstrukce, pro optimalizaci její sanace atd.

Annotation:

The one of the major aspects at evaluating the state of reinforced concrete structures is correct assessment of the state of degradation of materials in which the structure is formed. For this evaluation is necessary to determine the physico-chemical means of a complex way to analyze the microstructure of the cement matrix of concrete. The facts established are then used to predict the next life of the structure, to optimize its rehabilitation, etc.

Klíčová slova: Železobeton, predikce životnosti, fyzikálně chemické analýzy, koroze, degradace.

Keywords: Reinforced concrete, life prediction, physico-chemical analysis, corrosion; degradation.

1. Úvod

Častým požadavkem stavební praxe je zhodnocení reálného stavu železobetonové konstrukce a predikce její další životnosti. V této souvislosti má zásadní význam posouzení betonu nejen z hlediska mechanických vlastností, ale též stanovení míry jeho degradace působením agresivních látek z vnějšího prostředí. Korektní posouzení uvedených fenoménů je možné pouze na základě souboru fyzikálně chemických analýz. Využití fyzikálně chemických metod má nezastupitelnou roli nejen v obdobných případech, ale tyto analýzy jsou využívány například při zhodnocení dávky pojiva v betonu a míry jeho hydratace apod. Významnou roli sehrávají fyzikálně chemické analýzy rovněž v oblasti sanace železobetonových konstrukcí.

Z uvedeného tedy jednoznačně vyplývá význam fyzikálně chemických analýz. Mezi typické příklady, se kterými se v praxi velmi často setkáváme, a které bez využití fyzikálně chemických metod nelze relevantním způsobem řešit patří zejména:

- Posouzení míry degradace betonu působením agresivních látek (např. oxidem uhličitým – karbonatace, oxidem siřičitým – sulfatace apod.),
- Posouzení, zda je beton kontaminován cizorodými látkami (např. chloridy – riziko enormní koroze výztuže, oleji – riziko nízké adheze správkových hmot k podkladu apod.),
- Stanovení, zda se jedná o beton na bázi portlandského či hlinitanového cementu,
- Stanovení dávky cementu a míry jeho hydratace,
- Posouzení míry degradace konstrukčních prvků zasažených požárem apod.

Cementová matrice betonu složitým komplexem jak z hlediska chemického, tak mineralogického. Pro korektní stanovení míry degradace betonu, posouzení jeho kontaminace cizorodými látkami či stanovení dalších specifik je nezbytné realizovat komplex fyzikálně chemických stanovení. Výsledky jednotlivých analýz se vzájemně doplňují a rozšiřují.

Mezi základní fyzikálně chemické analýzy používané při hodnocení stavu železobetonových konstrukcí patří především:

- **Chemická analýza** – skupina metod sloužících pro stanovení obsahu jednotlivých prvků či sloučenin v hodnoceném betonu,
- **Rentgenová difrakční analýza** – lze jí stanovit přítomnost krystalických fází (minerálů) v mikrostruktuře hodnoceného materiálu,
- **Diferenční termická analýza** – slouží především pro kvantifikaci obsahu jednotlivých fází hodnoceném betonu,

- **Stanovení pH ve výluhu** - hodnota pH je jednou z veličin, dle níž lze posoudit míru degradace betonu. Má význam především z hlediska schopnosti betonu pasivovat výztuž vůči korozi,
- **Mikroskopická analýza mikrostruktury** – podle charakteru vzorku resp. s ohledem na potřebné zvětšení mohou být použity mikroskopy pracující ve viditelném světelném spektru, mikroskopy konfokální či rastrovací elektronová mikroskopie.
- **Spektrometrické metody** – mezi metody používané v oblasti hodnocení stavebních materiálů patří především infračervená absorpční spektroskopie eventuálně molekulová absorpční spektroskopie v oblasti UV – VIS apod.,
- **Analýza mikrostruktury počítačovou tomografií** – jedná se o metodu, která umožňuje zhotovit třídímní snímek hodnoceného materiálu.

Principy jednotlivých metod jsou všeobecně známy a jsou popsány například v [2, 5]. Velmi podstatná je skutečnost, že v důsledku technologického vývoje jsou zásadním způsobem zvyšovány možnosti metod používaných při hodnocení stavebních hmot. Zvyšuje se jednak citlivost a rozlišovací schopnosti. Některé z metod jsou v oblasti diagnostiky stavebních hmot využívány inovativně, jako například rentgenová tomografie. Tato metoda patří mezi nedestruktivní a lze jí získávat 3D sken analyzovaného materiálu. Skutečností, že většina silikátových materiálů (beton, keramika atd.) má relativně vysokou objemovou hmotnost, čímž je determinována jejich vysoká pohltivost rentgenového záření. To klade vysoké nároky na přístroj, který musí být schopen pracovat s velkými energiemi (cca 240 až 300 kV) při rozlišení v řádu mikrometrů. Touto metodou lze například jednoznačně identifikovat přítomnost nehomogenit v materiálu (např. distribuci pórů, přítomnost výztuže, ale především vznik a rozvoj trhlin). V následujících kapitolách je demonstrován způsob využití fyzikálně chemických metod, a to zejména s ohledem na aplikaci inovativní počítačové tomografie.

2. Inovativní trendy v oblasti fyzikálně chemických metod aplikovaných ve stavební praxi

Význam fyzikálně chemických metod při hodnocení stavu resp. míry degradace stavebních materiálů lze ilustrovat na příkladech, které jsou uvedeny v následujícím textu. Pozornost je zaměřena především na využití nových analytických metod v oblasti hodnocení stavebních materiálů.

2.1. Hodnocení stavu železobetonových konstrukcí zasažených požárem

Negativní účinky, v důsledku kterých může při vypuknutí požáru docházet k poruchám příp. úplné ztrátě únosnosti betonu, lze principiálně shrnout v následující:

Při vypuknutí požáru mnohdy dochází k rapidnímu nárůstu teplot, tzn. povrch konstrukce je vystaven značným změnám teploty. Důsledkem takového šokového teplotního namáhání je destrukce betonu, kdy dochází k odlamování povrchových vrstev betonu v tloušťce až několika centimetrů. Tento typ poruchy bývá nazýván tzv. "odštělování betonu" (spalling), tím je mimo jiné oslabována též krycí vrstva betonu, tzn. výztuž vystavena přímému působení požáru. Dále v důsledku působení vysokých teplot dochází k postupnému rozkladu fází, které tvoří cementovou matici betonu. U většiny typů kameniv dochází při nárůstu teplot k modifikačním přeměnám spojených s objemovými změnami atd. Je zřejmé, že pokles mechanických vlastností betonu vystaveného extrémním teplotám vznikajících požárem je způsobován synergickým působením jak fyzikálních principů (tj. destrukce v důsledku „teplotního šoku“), tak fyzikálně chemickými procesy probíhajícími v mikrostruktuře betonu (tj. rozklad matrice betonu, modifikační přeměny v kamenivu atd.). Dalším aspektem, který pak může dále prohlubovat rozvoj degradace hodnocených konstrukcí je prudké ochlazení při hašení požáru.

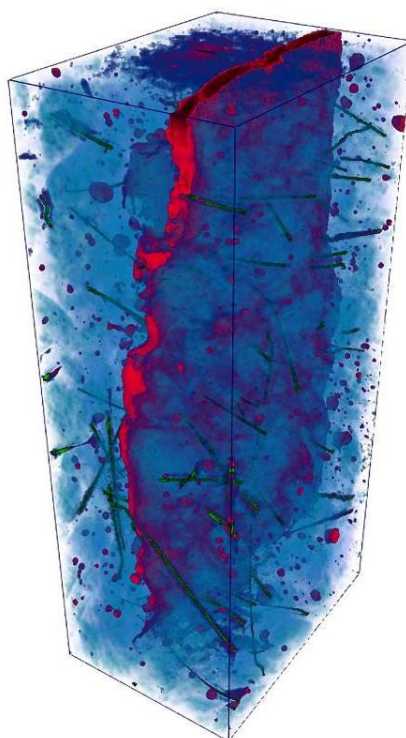
Při hodnocení míry degradace betonu zasaženého požárem výsledky fyzikálně chemických analýz komplexně doplňují a rozšiřují poznatky získávané fyzikálně mechanickými zkouškami. Na základě stanovení mineralogického složení cementové matrice betonu je možno například blíže specifikovat teplotu, které byly jednotlivé prvky vystaveny a formulovat tak předpoklad o změně pevnostních parametrů betonu [1].

Zkušenosti získané při hodnocení konstrukcí zasažených požárem ukazují, že zásadní význam na pevnostní parametry má přítomnost mikrotrhlin způsobených výše uvedenými efekty. Velmi efektivním způsobem jak tyto jednoznačně kvantifikovat tyto trhliny je právě počítačová tomografie prováděná na vzorcích odebraných z požárem zasažených prvků.

2.2. Posouzení polohy rozptýlené výztuže

Rozptýlená výztuž (ocelové drátky, polymerní vlákna) je v cementových kompozitech používána pro zvýšení tahové houževnatosti, omezení objemových změn v průběhu zrání atd. Jedním z kritických aspektů použití rozptýlené výztuže je jejich nedokonalé rozmísení ve hmotě betonu (vytváření shluků). Negativním důsledkem tohoto jevu je variabilní kvalita betonu, vznik smršťovacích trhlin apod. Za specifickou oblast lze považovat ty průmyslové podlahy ve skladech, do kterých jsou uloženy lišty sloužící pro elektronické navádění zakládacích vozíků. V tomto případě mohou vyskytující se shluky výztuže negativně ovlivňovat funkčnost elektronického řídicího systému.

Metodou počítačové tomografie lze dávkování a především pak rozmístění výztuže v betonu velmi efektivně hodnotit skenováním vzorků (zpravidla jádrových vývrtů) odebraných z hodnocených podlah. Příklad detekce rozmístění drátků v betonu je zachyceno na následujícím snímku:



Obr. 1 Distribuce rozptýlené výztuže v drátkobetonu (SFRC). Vzorek byl analyzován s využitím průmyslového tomografu při rozlišení přibližně tisíckrát jemnějším, než je dosahováno pomocí lékařských tomografů. [6]

2.3. Analýza přítomnosti a rozvoje trhlin, stanovení distribuce vzduchových pórů

Metodu počítačové tomografie lze identifikovat přítomnost trhlin v betonu. Při velikosti zkušebního vzorku do cca 100 mm (krychle event. válec) lze dosahovat rozlišení v řádu mikrometrů.

Výhodou počítačové tomografie je to, že patří do skupiny nedestruktivních metod. Vzorky lze tedy analyzovat opakovaně. Toho lze využít například při hodnocení účinku zatížení na rozvoj trhlin. Opakovaně lze navozovat různé zatěžovací stavy a sledovat jejich vliv na propagaci trhlin. Metodu počítačové tomografie lze rovněž využít například při hodnocení působení agresivních látek. Některé typy látek, které mohou pronikat do struktury betonu (např. sírany apod.) reagují s cementovou maticí za vzniku objemných krystalických novotvarů. Tyto korozní novotvary v počátečních stádiích degradace vyplňují dutiny a póry, v dalších fázích

již ovšem vznikají přímo v matici kompozitu. Tím jsou generovány expanzní tlaky, které jsou příčinou vzniku trhlin. Vznik a propagaci těchto trhlin lze efektivně monitorovat s metodou počítačové tomografie.

Další z oblastí, v níž lze počítačovou tomografii využít je stanovení distribuce pórů v materiálu. Distribuce pórů je faktorem, který podstatným způsobem ovlivňuje řadu technických parametrů materiálu (pevnostní parametry, tepelně akustické vlastnosti atd.).

2.4. Nové aspekty v oblasti mikroskopie

Především díky rozvoji výpočetní techniky dochází k významnému rozvoji též v oblasti optických metod resp. mikroskopie. Významným způsobem se uplatňují metody optického měření objemových změn. Tímto způsobem lze velmi precizně měřit například změny doprovázející zrání cementových kompozitů v raném stádiu tvorby jejich struktury, kdy klasické dilatometrické metody nejsou použitelné.

Rovněž tak v oblasti mikroskopie dochází k inovativním změnám. To se týká jak metod pracujících ve viditelném světle, mikroskopie konfokální laserové, tak mikroskopie elektronové.

3. Závěr

Článek je zaměřen na využití inovativních fyzikálně chemických metod při hodnocení stavu stavebních konstrukcí. Na praktických příkladech je demonstrován význam a nezastupitelná role těchto nových metod (zejména počítačové tomografie) při hodnocení stavu a míry degradace železobetonových prvků. Fyzikálně chemické metody mají význam nejen při hodnocení stávajících konstrukcí a predikci jejich další životnosti, ale jsou nezastupitelné též při vývoji materiálů nových.

Poděkování

Článek byl vytvořen v rámci řešení projektu FAST-S-15-2795 „Vývoj nových typů sekundárních ochranných pro extrémní podmínky“ a dále pak projektu č. LO1408 "AdMaS UP - Pokročilé stavební materiály, konstrukce a technologie" podporovaného Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy v rámci účelové podpory programu „Národní program udržitelnosti I“.

Literatura

[1] Dufka, A., Mészáros L., Kosíková J.: Importance of Physico-Chemical Methods in evaluating the State of building Structures and design of their Redevelopment, Applied Mechanics and Materials Vols.409-410 (2013),

- [2] Drochytka, R., Dohnálek, J., Bydžovský J., Pumpr V., Dufka A., Dohnálek P.: Technické podmínky pro sanace betonových konstrukcí TP SSBK III. 1. vydání. Brno. Sdružení pro sanace betonových konstrukcí. 2012. 265 p. ISBN 978-80-260-2210-7
- [3] Bydžovský J., Dufka A: Use of physico-chemical diagnostic methods in evaluating the state of reinforced concrete structures, Redevelopment and reconstruction of structures 2007, WTA Conference, p. 178-185, Ostrava 2007,
- [4] Dobrý, O., Palek, L.: Concrete corrosion in building practice, Prague 1998,
- [5] Matoušek, M., Drochytka, R.: Atmosférická koroze betonů, IKAS Prague 1998.
- [6] Fraunhofer-Gesellschaft zur Forderung Speedy analysis of steel fiber reinforced concrete, online, November 2013. <<http://phys.org/news/2013-11-speedy-analysis-steel-fiber-concrete.html>>.

Kontakt

Ing. Ámos DUFKA, Ph.D., tel: +420 541 147 514, e-mail: dufka.a@fce.vutbr.cz,
Ústav technologie stavebních hmot a dílců, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00
Brno,

doc. Ing. Jiří BYDŽOVSKÝ, CSc., tel: +420 541 147 505, e-mail:
bydzovsky.j@fce.vutbr.cz, Ústav technologie stavebních hmot a dílců, FAST VUT
v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. Tomáš MELICHAR, Ph.D., tel: +420 541 147 463, e-mail:
melichar.t@fce.vutbr.cz, Ústav technologie stavebních hmot a dílců, FAST VUT
v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverí 95, Brno

HYDROFOBIZACE CEMENTOBETONOVÝCH KRYTŮ VOZOVEK A JEJÍ VLIV NA POJÍZDNÉ VLASTNOSTI

HYDROPHOBIC TOP-COATING OF CEMENT CONCRETE ROAD SURFACES AND ITS IMPACT ON SURFACE PROPERTIES

**Michaela Fiedlerová, Jindřich Melichar,
Rostislav Drochytka**

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební

Anotace:

V současné době není vyvinuta žádná ověřená technologie sanace konstrukce zasažené alkalicko-křemičitou reakcí. Jsou zde však možnosti, jak účinně eliminovat vnik vlhkosti do konstrukce a tím omezit další vznik a rozpínání alkalicko-křemičitého gelu. Článek je zaměřen na ověření vlivu hydrofobního nátěru na pojízdné vlastnosti vozovky v závislosti na době od aplikace.

Annotation:

Currently, there is no certified technology of remediation of construction affected by alkali-silica reaction. However, there are ways to effectively eliminate the penetration of moisture into the structure and thus eliminate further formation and expansion of the alkali-silica gel. Paper is focused on verifying the influence of hydrophobic coating on the functional characteristics of the road surface depending on the time of application.

Klíčová slova: *alkalicko-křemičitá reakce (AKR), alkalicko-křemičitý gel, beton, hydrofobizace povrchu*

Keywords: *alkali-silica reaction (ASR), alkali-silica gel, concrete, hydrophobic top-coating*

1. Úvod

V posledních letech se na různých úsecích cementobetonových krytů vozovek po celém Německu, ale i na betonových konstrukcích v České Republice a USA vyskytuje síť trhlin (Obrázek 1), jejíž vznik je spojován s tzv. alkalicko-křemičitou reakcí (AKR). Trhliny způsobené AKR se neomezují pouze na viditelnou okrajovou oblast, ale rozpínají se celou strukturou betonové konstrukce a mohou tak vést až k nenávratnému poškození konstrukce [1].



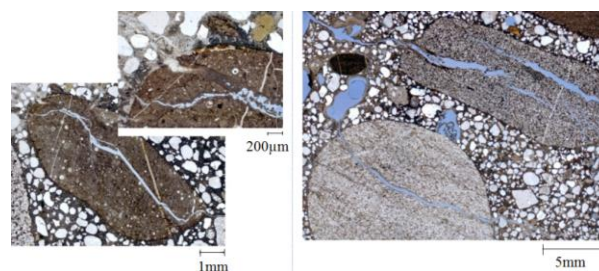
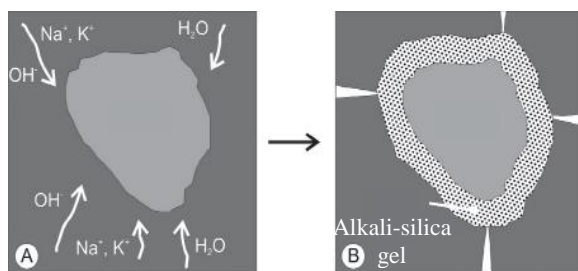
Obrázek 1.: zleva: síť trhlin na cementovém krytu vozovky; síť trhlin na jednom dilatačním celku; porušená Jersey bariéra na dálnici v USA

Je třeba zdůraznit, že vznik trhlin a následný rozpad betonových konstrukcí není jen výsledkem alkalicko-křemičité reakce. Mezi další vlivy můžeme zahrnout vlastní pnutí konstrukce, časté změny vlhkostních a teplotních podmínek s následnou deformací konstrukce, vlivy od zatížení (přetížení) konstrukce, cyklické zmrazování a rozmrazování společně se zanášením alkálií z chemických rozmrazovacích látek apod., které se časově i prostorově překrývají. Rozsah poškození konstrukce je výsledkem synergického účinku všech negativních vlivů působících na konstrukci.

2. Experimentální část

2.1. Alkalicko-křemičitá reakce

Při alkalicko-křemičité reakci reaguje amorfni oxid křemičitý (SiO_2) přítomný v kamenivu a hydroxid alkalického kovu (NaOH , KOH) za přítomnosti vlhkosti na více či méně konzistentní alkalicko-křemičitý gel, který svým bobtnáním vytváří vnitřní osmotický tlak. Je-li reaktivní SiO_2 přítomen v hrubém kamenivu, vzniká gel a první trhliny se šíří uvnitř zrn směrem k povrchu (**Chyba! Nenalezen zdroj odkazů.** 2, 3). Alkalicko-křemičitá reakce v betonu může propuknout po měsících nebo letech za zprvu normálních podmínek ztvrdlého betonu a projeví se výkvěty, odprýsknutím nebo vytrhnutím kameniva reagujícího s alkáliemi, které je při povrchu. Hluběji se projeví trhlinami síťového nebo paprskovitého charakteru. Rozsah se zvětšuje, spolupůsobí-li více negativních faktorů najednou [2].



Obrázek 2: vznik alkali-silika gelu
 $2NaOH + SiO_2 + n \cdot H_2O \rightarrow Na_2SiO_3 \cdot nH_2O$

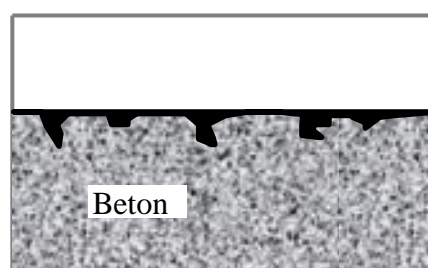
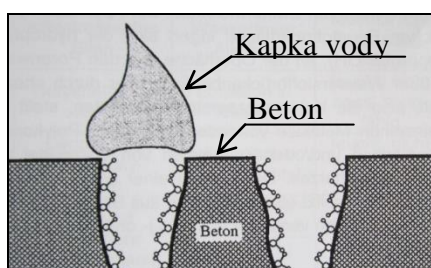
Obrázek 3 : Alkalicko-křemičitý gel šířící se skrz zrno kameniva působí osmotický tlak

2.2. Eliminace alkalicko-křemičité reakce pomocí hydrofobizace

Existují dvě základní možnosti ochrany konstrukcí před alkalicko-křemičitou reakcí: primární a sekundární ochrana.

- **Primární** (vnitřní) ochrana spočívá již ve vhodném výběru jednotlivých materiálových komponent, jako je použití cementu s nízkým obsahem alkálií a omezení použití reaktivního kameniva.

Sekundární (vnější) ochrana spočívá v ošetření povrchu konstrukce vhodnými nátěry a nástřiky (Obrázek 4). V současné době neexistuje žádná ověřená technologie sanace konstrukce zasažené AKR, ale za předpokladu, že AKR probíhá pouze za přítomnosti všech tří složek reakce: $H_2O + \text{reaktivní } SiO_2 + \text{alkálie}$, nabízí se možnost efektivně eliminovat penetraci vlhkosti (vody) do struktury betonu a tím omezit vznik a šíření alkalicko-křemičitého gelu. Jednou z možností je aplikace hydrofobního nátěru, který vytváří vodonepropustnou vrstvu na vnitřním povrchu kapilár. Hydrofobní nátěr má řadu dalších nesporných výhod jako je snížení nasákavosti a špinivosti, zvýšení životnosti, ochrana proti kyselým dešťům atd.



Obrázek 4: zleva: hydrofobizace vnitřního povrchu kapilár; hydroizolace povrchu – vyplnění otevřených kapilár

2.3. Možnosti aplikace hydrofobních nátěrů/impregnací

Z hlediska efektivnosti je možné hydrofobní penetrací nanést na velké plochy nástřikem (Obrázek 5), na plochy o menším rozsahu nátěrem štětkou, válečkem nebo máčením.

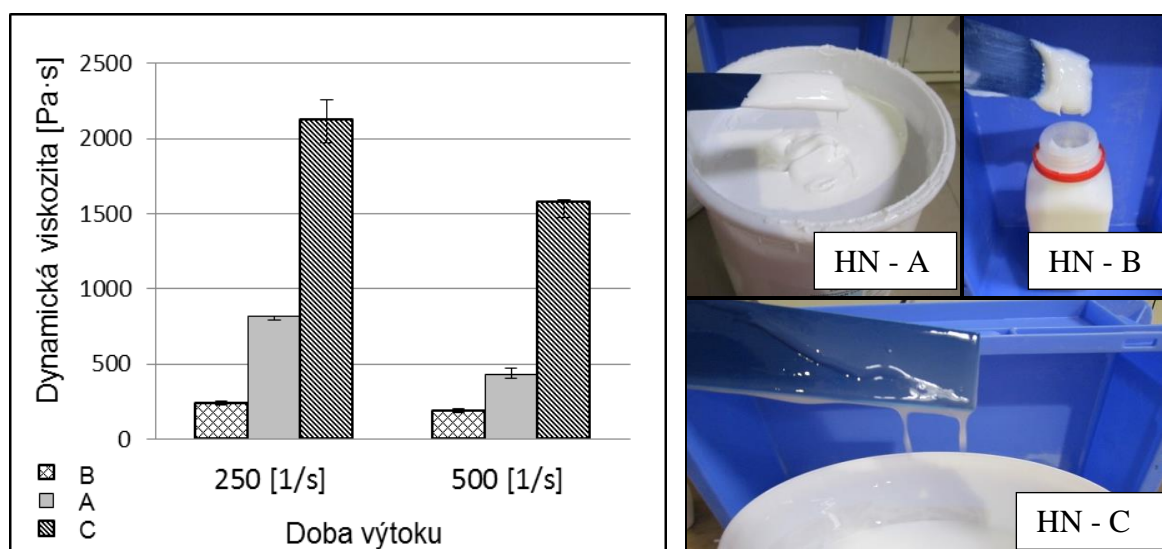


Obrázek 5: zleva: aplikace nástřikem; nástřikem s následným kartáčováním

Pro porovnání byly vybrány tři druhy hydrofobních nátěrů (HN-A, HN-B, HN-C) od různých výrobců, o různém sloužení a konzistenci, aby bylo možné porovnat jejich náklady, možnosti aplikace na povrch, stabilitu a chování na povrchu, negativní vliv na pojízdné vlastnosti vozovky a především hloubku penetrace a její rovnoměrnost v celé ploše.

2.4. Zkušební tělesa a charakterizace zkoušených hydrofobních nátěrů

Při experimentu byly použity dva druhy zkušebních těles: a) zkušební tělesa odebraná z poškozené konstrukce (odebrané z poškozeného segmentu dálnice); b) zkušební tělesa připravená v laboratoři (referenční beton), o rozměrech (100x400x40)mm. Referenční tělesa byla použita z důvodu objektivního hodnocení hloubky penetrace hydrofobního nátěru. Zkušební tělesa byla uložena ve stejných klimatických podmínkách (teplota 21°C, relativní vlhkost 65%).



Obrázek 6: dynamická viskozita vybraných hydrofobních nátěrů

Tabulka 1.: Zkoušené hydrofobní nátěry

Označení	Popis
HN - A	65% emulze alkylalkoxisilanů a siloxanů ve vodě s krémovitou středně hustou konzistencí, díky které se snadno nanáší a dobře přilne k povrchu, na kterém drží a nestéká.
HN - B	Hustá gelová konzistence znesnadňuje aplikaci na povrch, ale díky své konzistenci dobře drží na povrchu a nestéká, tudíž dochází k vyšší a rovnoměrné hloubce penetrace.
HN - C	30% isooctyltrihthoxysilan s řídkou konzistencí, díky které se snadno nanáší, ale stéká z povrchu a to i při velmi malém sklonu povrchu (2-3%).

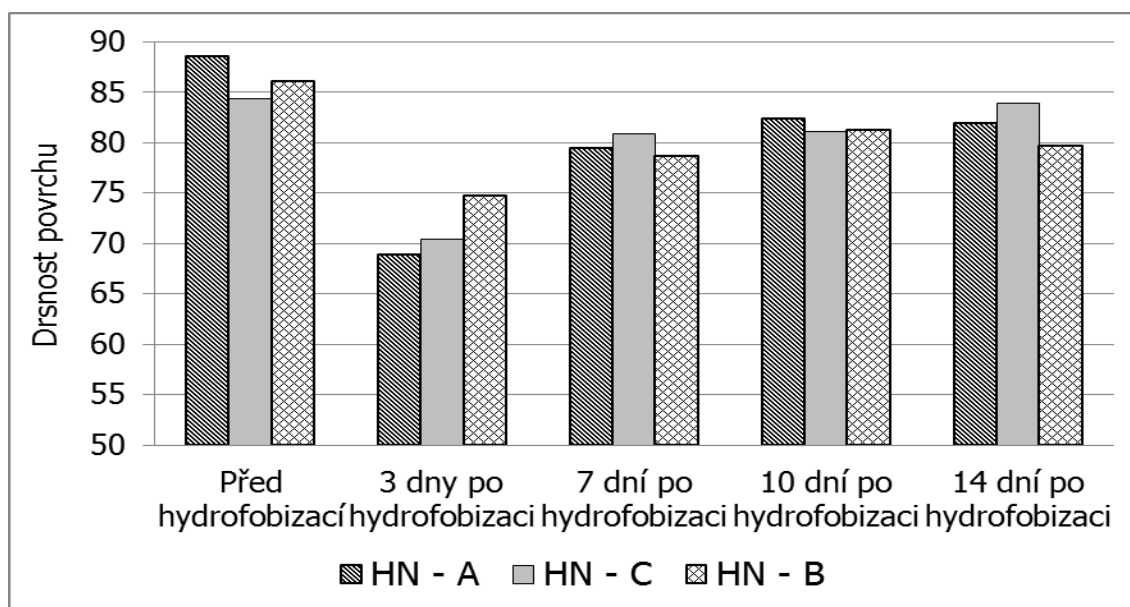
S cílem simulovat reálné podmínky v praxi byl nátěr nanášen na zkušební tělesa ve 2% až 3% spádu, což se rovná příčnému sklonu vozovky. Množství aplikovaného hydrofobního nátěru se řídilo doporučením výrobce (280 g/m²). Nanášení nátěru bylo provedeno pomocí štětce a to bodavými pohyby. Experiment byl rozdělen na dvě části, kdy v první části byl aplikován nátěr na zkušební tělesa vyrobené v laboratoři a byl dokumentován proces tání a měření drsnosti povrchu po aplikaci pomocí kyvadlového přístroje. Analogický postup byl aplikován na zkušební tělesa odebraná z posuzovaného úseku dálnice. Drsnost povrchu byla změřena před a po aplikaci hydrofobního nátěru pomocí přenosného zařízení, umožňující měření jak v laboratoři, tak i v terénu (Obrázek 7). Protismykové vlastnosti se měří třecí patkou připevněnou na konci kyvadla, které je opatřeno gumou. Protismykové vlastnosti byly měřeny 3, 7, 10 a 14 dní od nanesení hydrofobní vrstvy. Vždy byly provedeny dvě série o deseti měřeních. V druhé části experimentu byla měřena hloubka a rovnoměrnost penetrace. Během aplikace hydrofobního nátěru bylo měřeno i množství nátěru, které stékalo z povrchu pryč, aby bylo možné posoudit vliv na hloubku a rovnoměrnost penetrace hydrofobního nátěru.



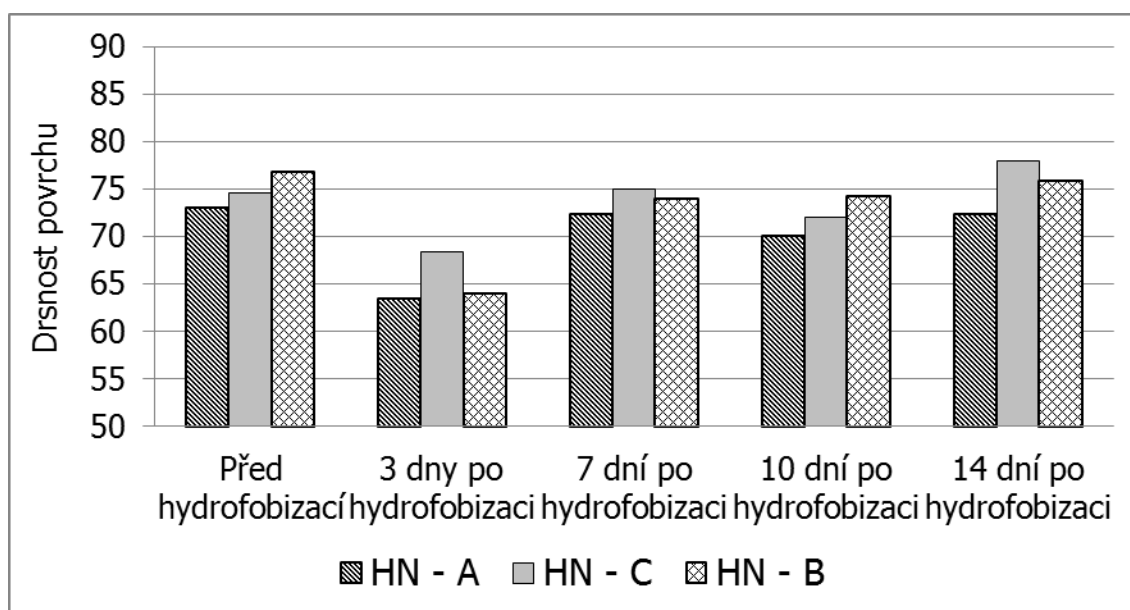
Obrázek 7: Kyvadlový přístroj pro měření drsnosti povrchu vozovky podle EN 1097-8

Přístroj má stupnici od 0 do 150 v bezrozměrných jednotkách, přičemž 0 představuje nulové protismykové vlastnosti a hodnota 150 představuje výborné vlastnosti. Norma udává hodnotu splnění smykové odolnosti mezi 50 – 70.

2.5. Vliv hydrofobního nátěru na smykové vlastnosti povrchu vozovky



Obrázek 8: Vliv hydrofobního nátěru na drsnost povrchu zkušebních vzorků vyrobených v laboratoři

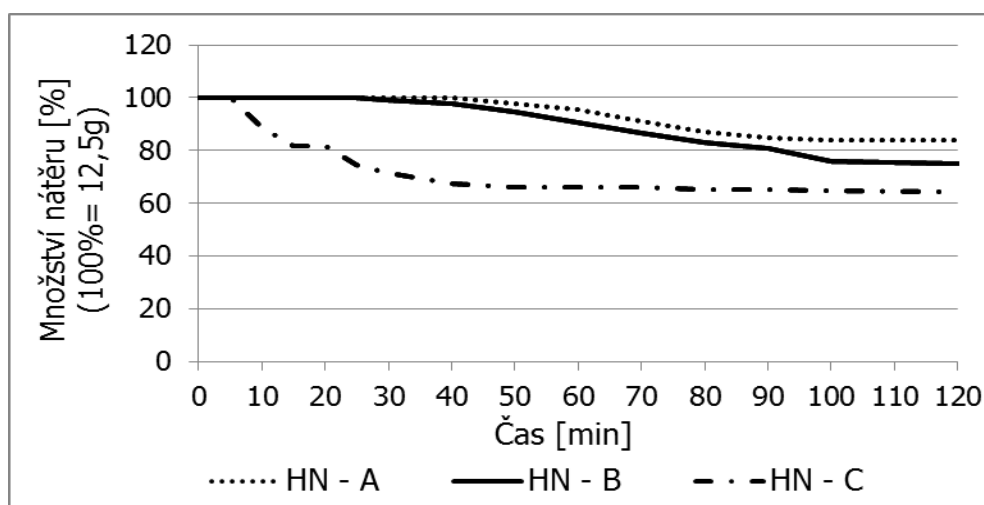


Obrázek 9: Vliv hydrofobního nátěru na drsnost povrchu zkušebních vzorků odebraných z poškozené dálnice

Z grafů je patrné, že hydrofobní nátěr negativně ovlivňuje drsnost povrchu v prvních dnech od aplikace, přičemž se nedostáváme pod normou stanovenou min. hodnotu 50. Protismykové vlastnosti jsou stále tedy vyhovující. Může to být ovlivněno tím, že před aplikací hydrofobního nátěru byl povrch zkušebních těles abrazivně ošetřen, tudíž se drsnost povrchu zvýšila natolik, že hydrofobní nátěr negativně neovlivnil protismykové vlastnosti. Je zde na zváženo, jakým způsobem by se postupovalo v praxi a zda by byl beton před aplikací taktéž řádně očištěn a zdrsněn.

2.6. Hloubka penetrace zkoušených hydrofobních nátěrů

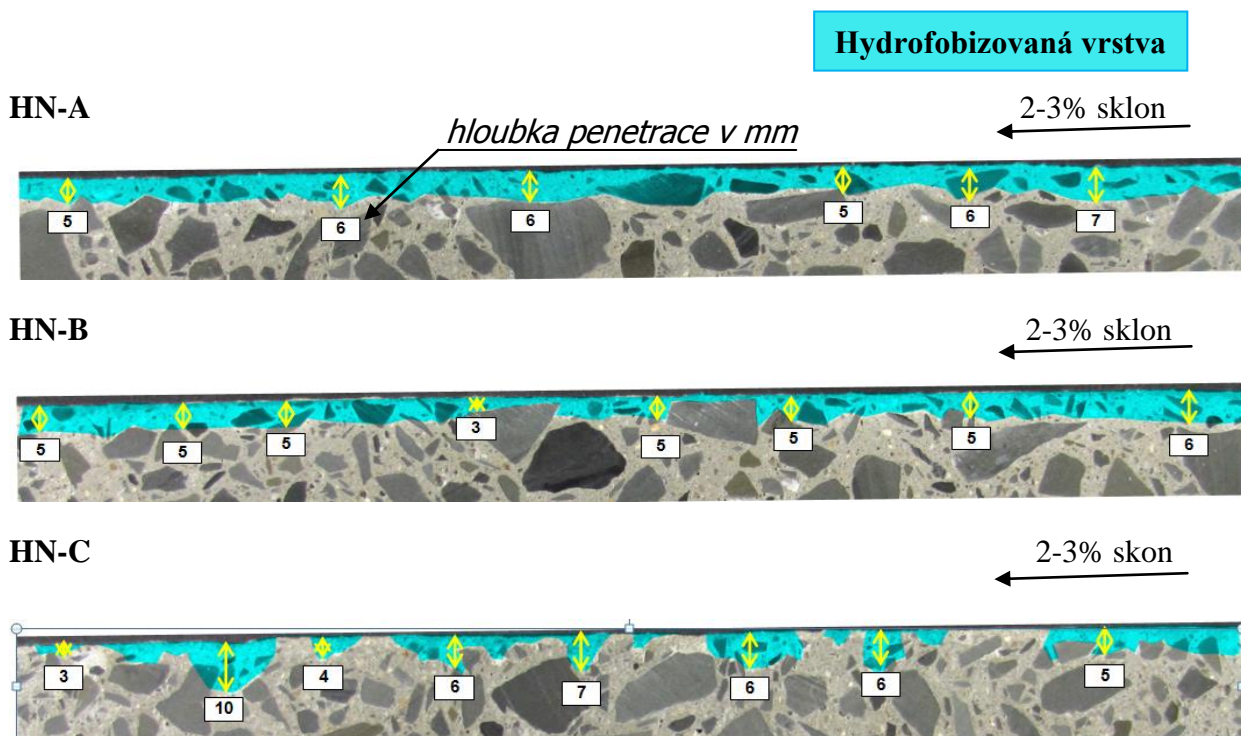
Dalším parametrem, který je rozhodující pro výběr vhodného hydrofobního nátěru, je rovnoměrnost a hloubka penetrace. Po dokončení ověřování protismykových vlastností byly vzorky v podélném směru v polovině své šířky nařezány. Poté se povrch jemně navlhčil a bylo pozorováno, do jaké hloubky je vzorek penetrován. Z hlediska hloubky a rovnoměrnosti penetrace, bylo dosaženo nejlepších výsledků u hydrofobního nátěru HN-A, a to průměrné hloubky cca 5,5 mm. To je přisuzováno především jeho středně husté konzistenci, která se snadno nanáší, přilne k povrchu a nestéká. Hydrofobní nátěr HN-B dosahuje také dobrých výsledků, přičemž jeho gelová tuhá konzistence drží na povrchu, ale znesnadňuje nanášení. V případě nanášení na velké plochy by se nátěr aplikoval strojně a to pravděpodobně nástřikem. HN - B by tedy svojí konzistencí znesnadňoval aplikaci. Výrobce je však schopen ovlivnit konzistenci dle potřeby a způsobu aplikace bez změny dalších vlastností, přičemž by po takovéto změně bylo vhodné nátěr znovu podobně otestovat. Hydrofobní nátěr HN - C neprokázal rovnoměrnou hloubku penetrace, což je přisuzováno jeho konzistenci, která je příliš řídká a z povrchu stéká již pár minut po nanesení. Množství stékajícího nátěru bylo zaznamenáváno (Obrázek 10).



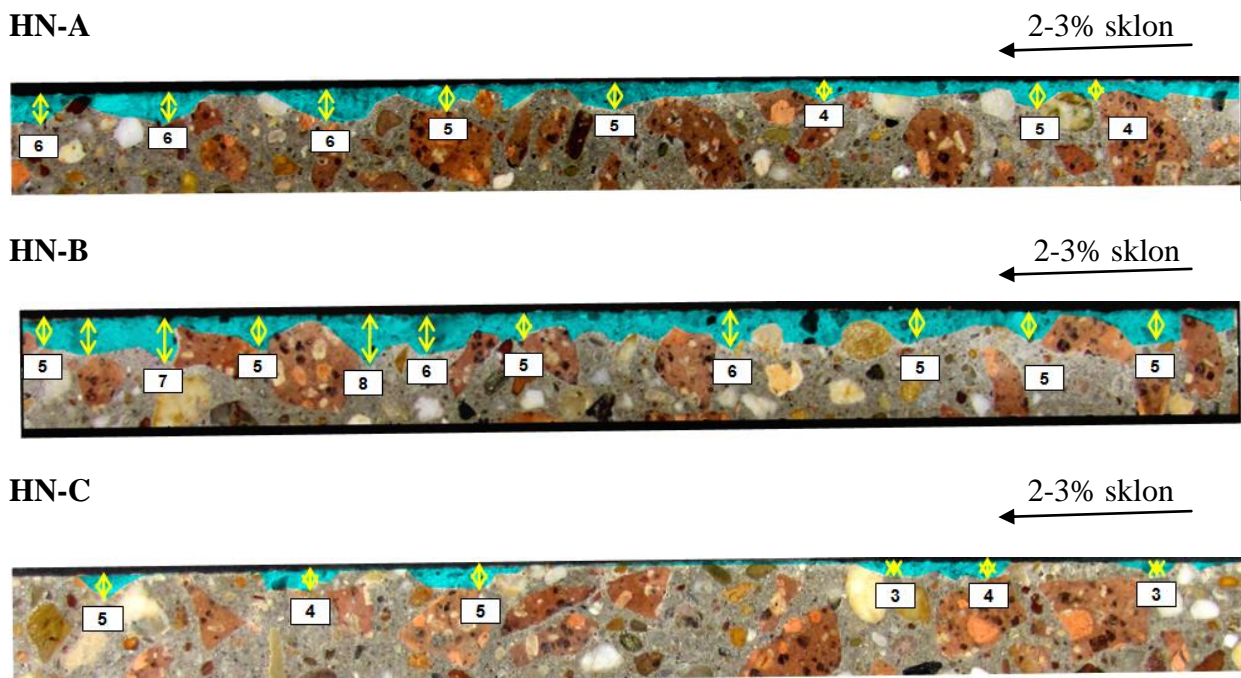
Obrázek 10: Úbytek hydrofobního nátěru v čase. Množství nátěru, stékajícího z povrchu pryč negativně ovlivnilo rovnoměrnost hloubky penetrace.

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverčí 95, Brno



Obrázek 11: Podélný řez zkušebními tělesy vyrobenými v laboratoři



Obrázek 12: Podélný řez zkušebními tělesy odebranými z poškozené dálnice

3. Závěr

Z výsledků experimentálního zkoušení je patrné, že hydrofobizace ovlivňuje drsnost povrchu a to především v prvních 3 až 5 dnech od aplikace, což by mohlo mít za následek ovlivnění pojízdných vlastností. Při správném dodržení technologické přestávky v délce min. 7 dní od aplikace nabývá drsnost (smyková odolnost) povrchu hodnot původních (před aplikací) a nenarušuje tak užité vlastnosti vozovky. Z hlediska hloubky a rovnoměrnosti penetrace se jako neúčinnější prokázaly hydrofobní nátěry HN-A a HN-B, což je přisuzováno především jejich středně husté až husté gelové konzistenci, díky které přilnuly na povrch a nestékaly (při sklonu 2-3%). Průměrná hloubka penetrace byla naměřena cca 5 mm. Pokud by se toto řešení prokázalo jako účinné s trváním cca 5 let, bylo by ekonomicky výhodnější než demolice konstrukce a zřízení nové.

Poděkování

Příspěvek byl vytvořen za finanční podpory z prostředků státního rozpočtu prostřednictvím Ministerstva průmyslu a obchodu ČR v rámci projektu FR-TI4/270 s názvem „Gelový infuzní clonový systém pro dodatečnou hydroizolaci různých druhů zdiva s využitím druhotných surovin“ a projektu FAST-S-15-2795 s názvem „Vývoj nových typů sekundárních ochran pro extrémní podmínky“.

Literatura

- [1] BREITENBÜCHER, R.: Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR). Straße und Autobahn 2006 57(4):205-209
- [2] SWAMY, N. R.: The Alkali-Silica Reaction in Concrete, Blackie and Son Ltd., Bishopsbriggs, Glasgow, Scotland (1992)

Kontakt

Ing. Michaela FIEDLEROVÁ, tel: 00420 739 655 957, e-mail: fiedlerova.m@fce.vutbr.cz, Ústav technologie stavebních hmot a dílců, FAST VUT v Brně, Veverí 95, 602 00 Brno.

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverí 95, Brno

**POVRCHOVÉ ÚPRAVY KONSTRUKCÍ V OBLASTI
SANACÍ A IZOLACÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ
MATERIÁLY PCI, KOMPLEXNÍ SYSTÉMY
A TECHNOLOGIE PCI PRO NOVOSTAVBY
A REKONSTRUKCE DLE ČSN EN 1504-2.**

**SURFACE FINISHING IN THE BRANCH OF
REMEDICATION AND ISOLATION OF CONCRETE
CONSTRUCTIONS WITH PCI MATERIALS, PCI
COMPLEX SYSTEMS AND TECHNOLOGIES FOR NEW
BUILDINGS AND RECONSTRUCTIONS, FOLLOWING
REVISED ČSN EN 1504-2.**

Libor Hlisníkovský

BASF Stavební hmoty Česká republika s.r.o

Anotace:

Povrchové úpravy konstrukcí v oblasti sanací a izolací betonových konstrukcí, komplexními systémy a technologiemi PCI pro novostavby a rekonstrukce dle ČSN EN 1504-2.

Annotation:

Surface finishing in the branch of remediation and isolation of concrete constructions, PCI complex systems and technologies for new buildings and reconstructions, following revised ČSN EN 1504-2.

1. Úvod

Článek krátce popisuje technologie společnosti BASF Stavební hmoty Česká republika s.r.o. komplexními systémy PCI v oblasti povrchových úprav konstrukcí po provedených systémech sanací betonových konstrukcí a staveb ve vztahu k ČSN EN 1504/část 2 a navazujících TP a TKP, kdy evropská norma ČSN EN 1504 *Výrobky a systémy pro opravu a ochranu betonových konstrukcí* zahrnuje všechna hlediska v celém procesu oprav betonových konstrukcí včetně systémů pro ochranu povrchu betonu (včetně zákl. izolačních úprav). Článek představuje vybrané materiály a technologie PCI splňující požadavky normy na funkční vlastnosti materiálů a příklady aplikace těchto hmot, včetně ostatních systémů ve vztahu k sanaci betonu a vlastních povrchových úprav konstrukcí, včetně způsobu hydroizolací těchto ŽB konstrukcí.

2. Historie značky PCI

Za 65 let existence přineslo PCI řadu revolučních produktů a inovativních technologií.

1950 – Založení společnosti pod název Polychemie GmbH se sídlem ve Frankfurtu nad Mohanem a závodem v Augsburgu

1961 – Vzniká nový název společnosti „Poly-Chemie-Ingenieurtechnik“, zrodila se značka PCI s výrobními závody v Augsburgu, Wittenbergu a Hammu

1981 – Na trh uveden nový revoluční produkt PCI Flexmörtel® - první jednosložkové flexibilní lepidlo na obklady a dlažby, firma se tím stává lídrem v oblasti pokládky a lepení obkladů a dlažeb

1995 – Vznik dceřinné společnosti firmy PCI Augsburg – PCI stavební hmoty Česká republika

2004 – Díky inovativní technologii připravila společnost PCI první lepidla a spárovací hmoty na bázi nanotechnologie – řada PCI Nanolight® a PCI Nanofug®

2005 – Uvedení systémů PCI pro podlaháře v České republice, PCI – PARTNER PODLAHÁŘŮ

2006 – Akvizice společnosti Degussa s koncernem BASF, tj. vznik společnosti BASF Stavební hmoty Česká republika s.r.o., zároveň se společnost PCI stává součástí koncernu BASF

2006 – Uvedení prvních sanačních malt na železobetonové konstrukce na bázi nanotechnologie – řada PCI Nanocret®

2014 – Rozšíření nabídky systémů a technologií PCI v oblasti sanací a izolací železobetonových konstrukcí

2015 – Rozšíření produktového portfolia o oblast zateplovacích systémů, fasádních barev, interiérových barev a ochranných nátěrů na dřevo a potvrzení kvality produktů PCI jako **technologické 1 ve světě stavebních materiálů.**

3. ČSN EN 1504 – ZÁKLADNÍ NORMA V OBLASTI SANACÍ

Evropská norma *EN 1504 Výrobky a systémy pro opravu a ochranu betonových konstrukcí* zahrnuje všechna hlediska v celém procesu oprav betonových konstrukcí a je členěna celkem do 10 částí, kdy v části 2 jsou i systémy pro ochranu povrchu včetně spec. hydroizolací. (viz. tab. 1).

Tabulka 1.

EN 1504 – 1	Popisuje termíny a definice použité v normě
EN 1504 – 2	Systémy pro ochranu povrchu betonu (zásady 1, 2, 5, 6 a 8)
EN 1504 – 3	Opravy se statickou funkcí a opravy bez statické funkce (zásady 3, 4 a 7)
EN 1504 – 4	Poskytuje specifikace pro staticky nosné spojování (zásada 4)
EN 1504 – 5	Poskytuje specifikaci pro injektáž betonu (zásady 1 a 4)
EN 1504 – 6	Poskytuje specifikaci pro kotvení výztužných ocelových prutů (zásada 4)
EN 1504 – 7	Poskytuje specifikaci pro ochranu výztuže proti korozi (zásady 7 a 11)
EN 1504 – 8	Popisuje řízení kvality a hodnocení shody pro výrobce
EN 1504 – 9	Popisuje obecné zásady pro použití výrobku a systémů na opravu a ochranu betonu
EN 1504 – 10	Poskytuje specifikace pro použití výrobků a systémů a kontrolu kvality provedení

4. SYSTÉMY PRO OCHRANU POVRCHU BETONU PODLE EN 1504-2

Systémy jsou použity jako metody pro "zásady" uvedené v EN 1504-9 : Ochrana proti vnikání (1), regulace vlhkosti (2), fyzikální odolnost/zlepšení povrchu (5), chemická odolnost (6), zvýšení odporu omezením obsahu vlhkosti (8). V praxi to znamená použití nátěrů, nátěrových systémů, izolačních membrán a stříkaných izolací pro povrchové úpravy betonu včetně říms, chodníků a pochozích mostovek (v rámci společnosti BASF jsou to nátěry a stěrky v systémech PCI a speciální izolační technologie včetně systémů Masterseal Traffic v systémech MBS).

4.1. Požadavky na systémy pro povrchovou ochranu – EN 1504-2

Systémy povrchové ochrany jsou použity jako „metody“ pro následující „zásady“ uváděné v ČSN EN 1504-9.

Materiály vhodné pro použití při jednotlivých zásadách opravy mají definovány požadavky na funkční vlastnosti a zároveň jsou normou předepsány zkušební metody k tomu určené podle typu a použití ochranného systému.

Jednotlivé ochranné systémy PCI na základě příslušné metody opravy ukazují následující tabulky 2 a. až 2 e.:
Tabulka 2 a.: Ochrana proti vnikání

Zásada č.	Popis zásady	Metody vycházející ze zásady	Doporučené výrobky BASF
Zásada č. 1	Ochrana proti vnikání Omezuje nebo zabraňuje průniku škodlivých činitelů (např. vody, jiných kapalin, páry, plynů chemikálií a biologických látek)	1.1 Hydrofobní impregnace	PCI Silconal® 303
		1.2 Impregnace Aplikace tekutých výrobků, které pronikají do betonu a ucpávají systém pórů	PCI Barraseal® CL
		1.3 Povrchové úpravy s nebo bez schopnosti překrývat trhliny	PCI Betonfinish® W, PCI Polyflex®, PCI Apokor CR, PCI Apokor ECC, PCI Apokor EP
		1.4 Místní bandážování trhlin	PCI Pecitape® 3000
		1.5 Výplň trhlin	Injektážní materiály – řada PCI Apogel®
		1.6 Přeměna trhlin na spáry	PCI Elritan® 140/100, PCI Escutan® TF
		1.7 Montáž vnějších desek	neobsazeno
		1.8 Nanášení membrán	Membrány MasterSeal Traffic (MBS)

Tabulka 2 b.: Regulace vlhkosti

Zásada č.	Popis zásady	Metody vycházející ze zásady	Doporučené výrobky BASF
Zásada č. 2	Regulace vlhkosti	2.1 Hydrofobní impregnace	PCI Silconal® 303
	Nastavení a udržování vlhkosti v betonu v rozsahu stanovených hodnot	2.2 Povrchový nátěr	PCI Betonfinish® W, PCI Polyflex®, PCI Apokor CR, PCI Apokor ECC, PCI Apokor EP

		2.3 Stínění a opláštění	neobsazeno
		2.4 Elektrochemická ochrana	neobsazeno

Tabulka 2 c.: Fyzikální odolnost

Zásada č.	Popis zásady	Metody vycházející ze zásady	Doporučené výrobky BASF
Zásada č. 5	Fyzikální odolnost Zvýšení nebo obnovení odolnosti proti fyzikálnímu nebo mechanickému působení	5.1 Nanesení malt nebo nátěry povrchu	Podlahové systémy MasterTop/MasterSeal, Reprofilační malty z řady PCI Nanocret®
		5.2 Impregnace	neobsazeno

Tabulka 2 d.: Chemická odolnost

Zásada č.	Popis zásady	Metody vycházející ze zásady	Doporučené výrobky BASF
Zásada č. 6	Chemická odolnost Zvýšení odolnosti povrchu betonu proti poškození chemickými vlivy	6.1 Nanesení malt nebo nátěry povrchu	PCI Apokor CR, PCI Apokor ECC, PCI Apokor EP, Podlahy Ucrete, Mastertop® P 605/ MasterSeal P 605
		6.2 Impregnace	neobsazeno

Tabulka 2 e.: Zvýšení el. odporu omezením obsahu vlhkosti

Zásada č.	Popis zásady	Metody vycházející ze zásady	Doporučené výrobky BASF
Zásada č. 8	Zvýšení elektrického odporu Omezením obsahu vlhkosti	8.1 Hydrofobní impregnace	PCI Silconal® 303
		8.2 Omezení obsahu vlhkosti nátěrem povrchu nebo zakrytím	Membrány MasterSeal Traffic, PCI Apokor CR, PCI Apokor ECC, PCI Apokor EP

4.2. Souhrn EN 1504-2

Ochranné systémy PCI umožňují dosáhnout profesionálních výsledků. Nátěry prokazatelně vylepšují ochranu stávajících konstrukcí a zajišťují jejich odolnost proti vnějším vlivům, prodlužují životnost konstrukcí a izolační systémy zajišťují vodotěsnost a nepropustnost konstrukcí. Pro účastníky výstavby umožňují tyto speciální systémy provedení kvalitní a dlouhodobé ochrany železobetonové konstrukce.

Pro správný výběr ochranného systému je doporučeno konzultovat použití hmot s obchodními poradci firmy.

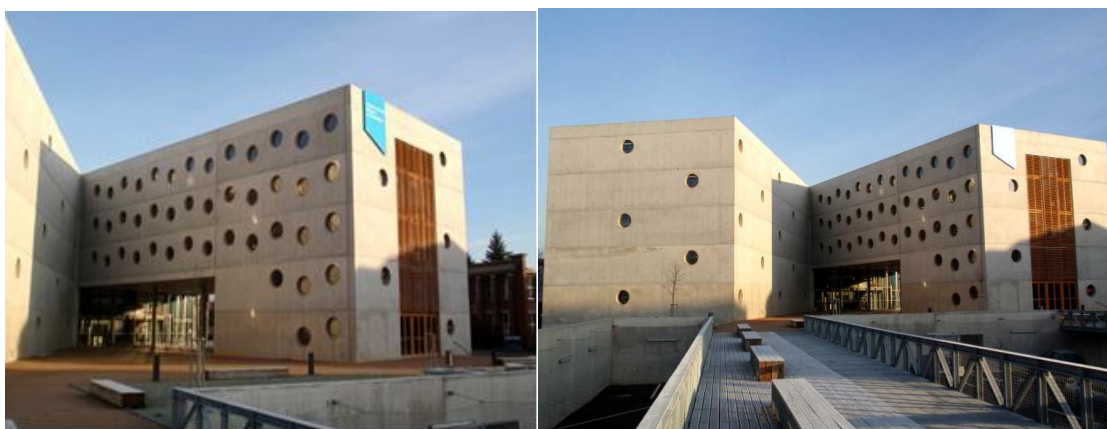
5. SYSTÉMY PRO OCHRANU POVRCHU

5.1. PCI hmoty pro povrchovou ochranu betonu – zásada 1 – ochrana proti vnikání

Hydrofobní impregnace – PCI SILCONAL® 303

PCI SILCONAL® 303 je vodný roztok alkyl alkoxysilanu s vodoodpudivými vlastnostmi.

Transparentní hydrofobní přípravek k ochraně svislých i vodorovných betonových povrchů. Vhodný na staré i nové konstrukce, např. budovy, mostní konstrukce, dálniční stavby, betonová svodidla a bariéry, parkoviště, stadióny, chladící věže a jiné stavby. PCI SILCONAL® 303 proniká hluboko do pórů cementových podkladů, zvyšuje odolnost vůči střídání cyklů zmrazování-tání, vůči působení chloridů, omezuje stárnutí betonu.



Obrázek 1.: Vědecká knihovna Hradec Králové

5.2. Impregnace na bázi krystalizace - PCI SILCONAL® CP

Vysoce účinný ochranný izolační systém pro zvýšení vodonepropustnosti betonů a malt na bázi krystalizace (schválen pro kontakt s pitnou vodou). Vodotěsný systém, který zamezuje prosakování, vnikání či vyvěrání vody do nebo z betonových konstrukcí.

PCI Silconal® CP se aplikuje štětkou (pačok) nebo stříkáním přímo na beton, zdivo nebo cementovou omítku v místech, kde je potřeba vodotěsná úprava. Slouží též jako přísada do čerstvého betonu při výrobě na betonárce nebo na stavbě.

5.3. Protiimísí nátěry – PCI Betonfinish® W a PCI Polyflex®

Speciální ochranné nátěry, disperze syntetické pryskyřice na čistě akrylátové bázi, proti pronikání škodlivých činitelů do konstrukcí, protiimísí nátěry na beton, fasády a inženýrské stavby. Ochrana proti vodě a imísím (oxid uhličitý, sířičitý, chloridy).



Obrázek 2.: Most Levkovec na Moravě



Obrázek 3.: Mostek Hodslavice

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

5.4. PCI hmoty pro povrchovou ochranu betonu – zásada 6 – chemická odolnost

Povrchový nátěr PCI Apokor CR

PCI Apokor CR je bezrozpouštědlový, dvousložkový, vysoce odolný pružný nátěr na bázi epoxi-polyuretanu. Zajišťuje vodotěsnost provzdušňovacích tanků, jímk a vyhřívacích nádrží odpadních vod. Aplikace nástřikem nebo válečkem.



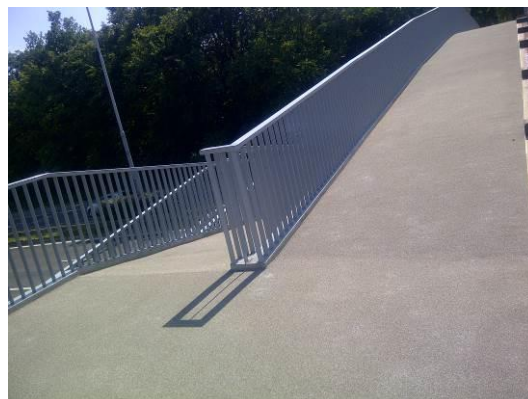
Obrázek 4.: Vyhřívací nádrže ČOV Litvínov

5.5. Izolační systémy na bázi syntetických pryskyřic

Stříkané izolace na bázi polyuretanu pod obchodním označením MasterSeal M 800 (dříve Conipur 255) se staly za dobu svého působení na českém trhu díky svým přednostem již obvykle používanou variantou k tradiční povlakové izolaci. Uplatnění nachází především díky možnosti ochrany izolace pouze netkanou geotextilií, čímž nabízí nejen časovou úsporu vůči obvyklým technologiím s betonovou ochranou, tak skladebné tloušťce systému a přetížení nosné konstrukce. V rámci venkovních ploch jsou povrstveny např. železobetonové lávky do obchodního centra membránovým systémem MasterSeal Traffic 2266.



Obrázek 5.: Lávka k obch. centru



Obrázek 6.: Lávka k technol. parku

System MasterSeal M 800 je zkoušený dle EN 1504-2 jako ochrana železobetonových konstrukcí včetně přímopojížděných konstrukcí ve formě parkovišť, lávek, hydroizolace střech.



Obrázek 7.: Přímopojížděné parkovací plochy

6. Závěr

Společnost BASF Stavební hmoty Česká republika s.r.o. je významným dodavatelem komplexní technologie sanací a izolací od PCI a řady dalších izolačních produktů pro stavební praxi (např. systémů pro injektáže a těsnící tmely, systémy pro podlévání a kotvení, hmoty pro pečetící vrstvu a podlahové systémy a stříkané izolace). Naši obchodní poradci jsou k dispozici při řešení konkrétních požadavků na vašich stavbách. Zde popsané technologie (zálivky, sanace, ochrana výztuže a ocelových prvků v konstrukci a na konstrukci) úzce souvisí s kvalitou následně prováděných úprav, ev. vrstev na ŽB konstrukci.

V případě potřeby kontaktujte naše technické poradce v jednotlivých regionech.

Kontakt

Ing. Libor HLISNÍKOVSKÝ, manažer pro klíčové zákazníky divize sanace a izolace staveb, tel: 00420 602 583 790 , email: libor.hlisnikovsky@basf.com, BASF Stavební hmoty Česká republika s.r.o., K Májovu 1244, 537 01 Chrudim.

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverí 95, Brno

SMĚRY VÝVOJE RADIOGRAFIE VE STAVEBNICTVÍ ZA POSLEDNÍCH 25 LET

DIRECTIONS IN THE DEVELOPMENT OF RADIOGRAPHY IN BUILDING INDUSTRY OVER THE PAST 25 YEARS

Leonard Hobst

Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně

Anotace:

Stejně jako v ostatních oborech, tak i v radiografii stavebních konstrukcí došlo za poslední čtvrtstoletí k významnému pokroku. Týká se to nejen zdrojů ionizujícího záření, jako jsou rentgenové přístroje, ale i vývoje záznamových prostředků. Radiografické filmy jsou stále častěji nahrazovány paměťovými foliemi.

Annotation:

A significant progress has been achieved both in other fields and in radiography of building structures over the past quarter of the century. This concerns not only the sources of ionizing radiation, such as X-ray machines, but also the development of recording devices. Radiographic films are increasingly being replaced by image plates.

Klíčová slova: radiografie stavebních konstrukcí, betatrony, gamazářiče, radiografické filmy, paměťové folie

Keywords: radiography of building structures, betatrons, gamma emitters, radiographic films, image plates

1. Úvod

V letošním roce uplyne 120 let od jednoho z největších objevů 19. století – od objevu „paprsků X“, které nyní nazýváme po svém objeviteli rentgenové záření. Již v té době nazval známý britský lékař Thomas Hunt tento objev za „pravděpodobně největší mezník v dějinách diagnostiky“. S odstupem času se dá vsutku říci, že se Thomas Hunt nemýlil. Nejdříve bylo rentgenové záření využíváno v lékařství a zde tato diagnostika pomohla zachránit množství životů jak v dobách míru, tak v polních lazaretech za



Obrázek 1.: Polní RTG pracoviště z období 1. světové války

I. světové války (Obr. 1). Při dalším rozvoji rentgenové diagnostiky bylo úsilí vědců zaměřeno na zvyšování energie rentgenového záření, což umožňovalo zvýšit prozařovanou tloušťku zkoušeného materiálu a umožnilo to využít rentgenového záření při diagnostice průmyslových výrobků a při kontrole konstrukcí a to jak ocelových, tak železobetonových. Kromě rozvoje zdrojů záření byl zaměřen výzkum i na záznamové prostředky rentgenového obrazu. Téměř po jedno století byl nejrozšířenějším záznamovým prostředkem radiografický film. Rozvoj počítačových technologií a nových způsobů detekce záření však umožnil zhotovit záznamové prostředky, které zaznamenávají vnitřní nehomogenity kontrolovaných objektů v reálném čase (on-line). Na druhé straně do oblasti diagnostiky vstupují nové metody, např. v některých případech mohou nahradit anebo vhodně doplnit dosud používané radiografické metody. Právě poslední čtvrtstoletí vneslo do oblasti využívání radiografických metod zásadní impuls.

2. Vývoj zdrojů ionizujícího záření

Průmyslové rentgeny se i za posledních 25 let jeví jako nejběžněji používané zdroje ionizujícího záření. Cílem výrobců rentgenů je zvýšit jejich užitnou hodnotu, což se docílje tím, že se snižuje jejich hmotnost (vyšší frekvence při transformaci elektrického proudu na vysoké napětí) a prodloužení pracovních cyklů až na 100 % (při použití metalkeramických rentgenek). Počítačová



Obrázek 2.: Moderní 300kV rentgen s ovladačem

technika v ovladačích pak umožňuje mnohé úkony automatizovat (najíždění podle doby odstávky rentgenů) a expoziční kalkulátory jsou již též samozřejmostí. Maximální dosahovaná energie 300 kV u mobilních rentgenů se však za tuto dobu nezměnila (Obr. 2). Ve stavebnictví je však energie i těch nejvýkonnějších rentgenů mnohdy nedostatečná, neboť je nutno prozařovat betony o tloušťce



Obrázek 3.: Betatron MIB-7,5 MeV – umožňuje prozářit 1 m betonu

300 až 400 mm. Jednou z možností je použití výkonných mobilních betatronů. K těm patří např. betatron MIB-7,5, který byl vyvinut na Tomském polytechnickém institutu v Ruské federaci. V rámci spolupráce, kterou jsme s tímto institutem během řešení výzkumného úkolu udržovali, podařilo se bez problému prozářít betatronem vrstvu betonu s výztuží až 1000 mm (Obr. 3). Betatron je mobilní, dá se převážet osobním autem a tak se jeví jako výhodný zdroj pro kontrolu masivních konstrukcí (tento betatron však není v ČR dosud využíván).

Pro radiografii železobetonových konstrukcí se však stále s největší výhodou používají uranové kryty s radionuklidy. Jako optimální se jeví radioaktivní kobalt Co 60 s aktivitou 1 až 3 TBq. Uranové kryty pro tuto aktivitu mají hmotnost 140 až 180 kg, takže jsou s jistými obtížemi „přenosné“, ale umožňují prozařovat železobetonové konstrukce do tloušťky 500 mm. Bohužel je nutno konstatovat, že v této oblasti k žádnému velkému pokroku nedošlo a stále jsou používány kryty, vyrobené před více než 30 lety a modernější náhrady obdobných parametrů nejsou ani od světových výrobců k dispozici (Obr. 4).



Obrázek 4.: Radiografický kryt TECH/OPS - koncepce krytu z roku 1980

3. Vývoj záznamových prostředků radiografického obrazu

Zatímco u zdrojů záření došlo za minulé čtvrtstoletí jen k „mírnému pokroku“, záznamové prostředky se změnily zásadně. Před 25 lety byly nejběžnějšími záznamovými prostředky radiografické filmy ať v denním nebo komorovém balení. Na mnoha pracovištích se rozvíjela radioskopie, která sice umožňovala zaznamenat analogový obraz z televizní kamery na televizním monitoru, ale další zpracování jak ho známe nyní, pomocí PC, nebylo možné a záznam o kontrole byl archivován na páskách videorekordéru. V této době jsme i tento „rentgen – televizní řetězec“ pokládali za velký pokrok a na pracoviště, která tuto technologii zvládla (Královopolská strojírna v Brně) jsme vodili exkurze studentů.

Zásadní vývoj zobrazovacích prostředků je spojen s rozvojem počítačové techniky v 90. letech 20. století. Jako první krok můžeme spatřovat v digitalizaci stávajících radiogramů pomocí speciálních skenerů. To umožňovalo nejen rychlou archivaci snímků, ale umožňovalo to i operativní úpravu některých parametrů obrazu – např. zvýšení kontrastu.

Další výzkum v oblasti záznamu radiografického obrazu byl zaměřen do následujících oblastí:

a) Polovodičové detektory

Polovodičové detektory se jeví do budoucna jako nejperspektivnější zobrazovací systémy. Jejich nevýhodou je vysoká cena a vysoké nároky na zacházení. Jsou též velmi závislé na teplotě pracovního prostředí. Tyto detektory lze podle způsobu zobrazování rozdělit na systémy s přímou nebo nepřímou konverzí záření

- Nepřímá konverze – na bázi amorfního křemíku. Zachycované ionizující záření vyvolává světlené záblesky v scintilátoru (např. gadolinium). Tyto záblesky jsou následně snímány fotodiodami.

Přímá konverze – na bázi amorfního selenu. Ionizující záření vyvolá náboj se fotovodivým materiálu (amorfni selen). Ten je pak urychlen vysokým napětím 1 kV až 5 kV k tranzistorovému poli, které funguje jako snímač.

Obecně platí, že polovodičové detektory na bázi amorfního křemíku mají větší rozlišení, naproti tomu vzhledem k detektorům na bázi amorfního selenu mají menší dynamiku (dynamikou se rozumí citlivost v široké oblasti spektra energií záření).

b) Paměťové folie

Paměťové folie jsou folie na bázi fosforu, které se vkládají do kazet, obdobně jako rentgenové filmy, avšak při normálním osvětlení, nikoliv v temné komoře. Při dopadu rentgenového nebo gama záření na tyto folie jsou vybuzeny elektrony

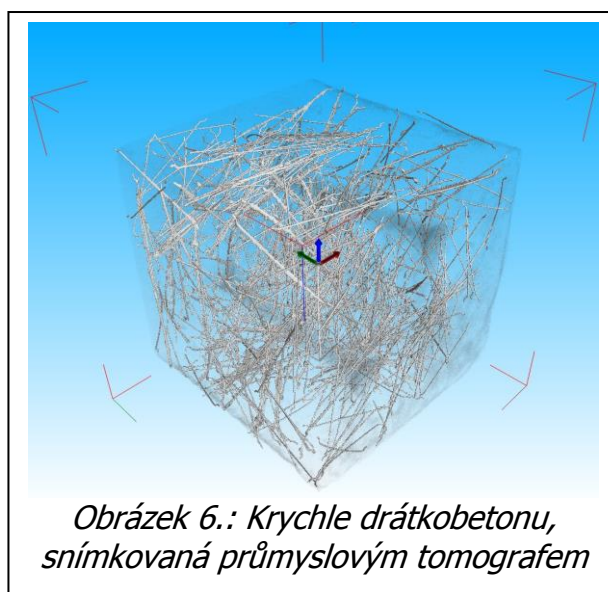


Obrázek 5.: Skener DÜRR pro vyhodnocování paměťových folií

v krystalické struktuře folie, kde zůstávají v kvazistabilním stavu. Ve speciálním skeneru, do kterého se exponované folie vkládá, se pomocí laserového svazku tyto elektrony uvolňují a ve fluorescenční vrstvě vznikne viditelný obraz, který je sejmut a digitalizován (Obr. 5). Paměťové folie mají velkou dynamiku, což je výhodné při prozařování materiálů o různých tloušťkách. Právě tato vlastnost dává předpoklad, že právě paměťové folie by byly vhodnou náhradou radiografických filmů při zkouškách stavebních konstrukcí.

4. Současné postavení radiografie ve stavebnictví

Je zřejmé, že radiografie se stavebnictví bude mít stále své pevné místo. Bude využívat nejnovějších poznatků vývoje, kdy vyhodnocení snímků bude realizováno buď přímo v reálném čase (použití plošných detektorů) nebo jen s mírným zpožděním (paměťové folie). Na základě využívání rentgenů jsou však založeny i další metody, které ve stavebnictví nachází stále většího uplatnění. Je to především počítačová tomografie, která byla dosud převážně používána při diagnostice v lékařství (rentgen a detektor obíhal kolem ležícího pacienta), ale v posledních letech se začíná využívat v průmyslu (vyšetřovaný předmět rotuje mezi zdrojem a detektory). Počítačová tomografie umožňuje trojrozměrně rekonstruovat kontrolovaný objekt bez jeho porušení, což je především používáno při kontrole kompozitních materiálů (Obr. 6). Je však nutno si uvědomit, že počítačová tomografie je nesmírně finančně náročná jak na investice přístrojového vybavení, tak na provoz a tak její rozšíření nebude masové. Další využití rentgenů můžeme nalézt v „rentgenové spektrometrii“. Rentgenové přenosné spektrometry (XRF spektrometry) umožňují velmi rychle stanovit kvalitativní i kvantitativní analýzu neznámých vzorků, což se dá ve stavebnictví opět s výhodou využít.



Obrázek 6.: Krychle drátobetonu, snímkována průmyslovým tomografem

Kromě příznivých faktorů, které se během 25 let v radiografii objevovaly, je nutno si uvědomit, že existují i nepříznivé faktory, které využívání radiografie omezují. Jsou to především zpřísnující se bezpečnostní opatření pro činnost pracovišť s ionizujícím zářením. Týká se to pak i přepravy zdrojů záření osazených radionuklidy.

Dalším faktorem, který do jisté míry snižuje význam využívání radiografie ve stavebnictví je rozvoj ostatních nedestruktivních metod kontroly. Tak, jak je počítačová technika používána při rozvoji radiografie, tak pomáhá rozvíjet i ostatní nedestruktivní metody. Ty jsou založeny většinou na dávno známých principech,

ale využití počítačové technologie umožňuje zvýšit jejich citlivost, operativnost a lepší interpretaci naměřených hodnot. Jako příklad lze uvést využívání georadaru v kombinaci s moderním magnetickým indikátorem výztuže, které do jisté míry mohou při kontrole výztuže v železobetonových konstrukcích nahrazovat radiografii.

5. Závěr

Diagnostické metody, založené na využívání účinku ionizujícího záření neztratily ani po 120 letech od objevu rentgenového záření svůj význam. Jsou využívány jak v diagnostice v lékařství, tak v průmyslu a stavebnictví. Je však skutečností, že v mnoha oblastech jsou doplňovány diagnostickými metodami založenými na jiných fyzikálních principech jako je ultrazvuk, mikrovlny, infračervené záření, terahertzové vlny aj. Je nutno si uvědomit, že tyto metody by si neměly konkurovat, ale výsledky jimi zjištěné by se měly vhodně doplňovat.

Poděkování

Příspěvek vznikl v rámci řešení projektu CZ.1.05/2.1.00/03.0097 regionálního centra AdMaS „Pokročilé stavební materiály, konstrukce a technologie“.

Literatura

- [1] HOBST, Leonard. Vývojové směry v radiografii stavebních konstrukcí. In Jakost a zkušebnictví ve stavebnictví. Brno : ČSVTS, 1989. s. 89-96.
- [2] HOBST, Leonard. Vývojové trendy radiografie ve stavebnictví. In 6th WORKSHOP NDT 2008. Brno [s.n.], 2008. s. 22-25. ISBN 978-80-7204-610-2.

Kontakt

Prof. Ing. Leonard HOBST, CSc., tel: 00420 541 147 836, e-mail: hobst.l@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

ZESILOVÁNÍ A STABILIZACE MOSTŮ A KONSTRUKCÍ POZEMNÍCH STAVEB - PŘES DVACET LET VÝVOJE DODATEČNÉHO PŘEDPÍNÁNÍ

STRENGTHENING AND STABILIZATION OF THE BRIDGES AND CIVIL STRUCTURES – OVER TWENTY YEARS OF THE POST-TENSIONING DEVELOPMENT

Klusáček Ladislav

VUT v Brně, Fakulta stavební,
Ústav betonových a zděných konstrukcí

Anotace:

Příspěvek se věnuje dvaceti letům vývoje dodatečného předpínání v oblasti zesilování mostů, zesilování průmyslových staveb a stabilizace pozemních staveb. Uvádí základní přehled vývoje teoretického přístupu, detailů a uspořádání předpínací soustavy. Úspěšnost systému dokumentuje ukázkami mostů, mostních kleneb, konstrukcí v průmyslu a také zděných staveb.

Annotation:

The article describes twenty years long development of the stabilization of the structures using post-tensioning. It describes also the overview of the theoretical approach within the details and arrangement of the cables. There are shown some examples of structures as the check of the suitability of this system.

Klíčová slova: zesilování, stabilizace, dodatečné předpínání, most, památka

Keywords: strengthening, stabilization, post-tensioning, bridge, historic building

1. Úvod

Zesilování betonových a zděných konstrukcí inženýrských staveb (mosty, rámy, haly) a zděných konstrukcí (zděné budovy občanské výstavby, radnice, kostely, věže, zámky) se opírá o některé shodné teoretické a konstrukční přístupy. Příspěvek se zaměří na jejich obecné představení a ukáže nejčastější způsoby použití, které byly vyvinuty a uplatněny během posledních dvaceti let při vývoji předpínacích postupů a konstrukčních detailů

2. Zesilování převážně ohýbaných železobetonových konstrukcí

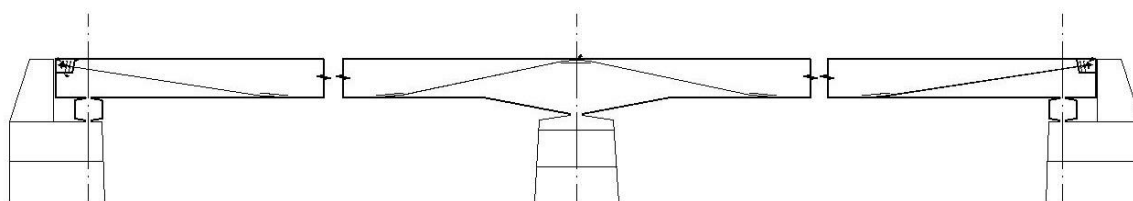
Převážně ohýbanými železobetonovými konstrukcemi jsou v mostním stavitelství trámové a deskové mosty, někdy zahrnované obecně do mostů rámových. V inženýrských stavbách to mohou být nosné monolitické rámy, monolitické i montované skelety, vodorovné nosné prvky průmyslových hal. U těchto typů konstrukcí převládá z dvojice M,N především ohybový moment, velikost normálové síly je malá, většinou zanedbatelná. Původní konstrukce jsou dimenzovány buď podle klasické teorie (mosty), nebo již podle mezních stavů. Při působení vnitřních sil, zejména tedy při převládajícím ohybovém namáhání, se předpokládá průřez porušený trhlinami a vnějšímu momentu vzdoruje průřez dvojicí sil danou tahovou silou ve výztuži a tlakovou silou v tlačené části betonu.

Předpínání při zesilování je pak charakterizováno těmito základními vlivy a postupy:

- Při následném předepnutí takto působících průřezů postačuje dosahovat poměrně malého stupně předpětí (podle Bachmanna) $k = 0,15$ až $0,25$. Oproti plně předpjatému betonu ($k = 1,0$) se tedy dosáhne konstrukce blížící se spíše železobetonu, než plně předpjatému betonu. Všechny negativní vlivy spojené s působením plného předpětí na beton (ztráty smršťováním betonu, dotvarováním betonu) se projevují buď zanedbatelně, nebo ve zmírněných hodnotách. To příznivě ovlivňuje nejen počty nutných přepínacích lan, ale i složitost a pracnost návrhu vlastního zesílení.
- Trhliny v ohýbaném železobetonu dosahují běžně šířek do $0,4$ mm; výjimečně dosáhnou po předchozím přetížení šířek na okraji průřezu kolem 1 mm. Již před lety bylo na pokusných částečně předpjatých nosnících ukázáno, že trhliny otevřené při maximálním zatížení do cca $0,5$ mm se po odeznění zatížení běžně zavírají (působící přepínací silou) bez negativních projevů (drcení betonu v okolí trhliny apod.). Při stupních předpětí podle 2.1 se neutrální osa průřezu posouvá jen málo, rozhodně původní průřezy nepřecházejí v plně předepnuté. Tomu odpovídá uzavírání trhlin kolem středu průřezu, které mají zpravidla šířky do $0,5$ mm a tedy přebírání tlakové síly od předpětí průřezem již dříve porušeným trhlínkami je možné bez problémů.
- Při návrhu zesílení předpětím se s výhodou používá především metoda vyrovnání zatížení, známá z návrhu nových předpjatých mostních konstrukcí jako

LBM (Load Balance Method). Jde o takový návrh především přidané soustavy radiálních sil vyvolaných přepínacími silami, jejichž momentový účinek na náhradní prutové konstrukci bude přibližně afinní k momentům způsobeným vlastní tíhou konstrukce. Přitom lze s výhodou využívat přímé i zakřivené dráhy předpětí (viz bod 2.4). Smyslem je uvolnění dimenzačního momentu původního průřezu od významné části vlastní tíhy; tím se zvětšuje jeho část využitelná pro přenos nahodilých zatížení. Zvětšení pak je velmi efektivní. Běžně lze např. navrhovat 200 až 300% zesílení zatížitelnosti mostních konstrukcí. Přepínací soustava se realizuje jedno nebo vícelanovými (většinou třílanovými) kabely, jež je možné umístit vně průřezu nebo i dovnitř stávajících průřezů. Při zesilování spojitými kabely se významně redukuje také působící posouvající síly od vlastní tíhy, což je mnohdy stejně významné, jako redukce momentů (viz Obr.1).

- Při umístění přepínací soustavy uvnitř průřezu se u některých vhodných typů konstrukcí s výhodou využívá metody náhradních kabelových kanálků. Jde o náhradní kabelové kanálky zhotovené v původní žb. konstrukci většinou diamantovým vrtáním s výplachem, někdy i vrtáním příklepovým. Tuto metodu je možné použít zejména u deskových mostů, dále pak u trémových mostů středních rozpětí a u zábradelních mostů, kde jsou mezery mezi původní výztuží běžně kolem 50 až 60 mm (viz Obr.1). V jiných, méně vhodných případech, je nutné staticky započítat vliv oslabení původní konstrukce přerušením výztuže, případně



Obr. 1 Příklad zesílení deskového mostu $l = 2 \times 22$ m kabely v náhradních kanálkách

umístit přepínací soustavu mimo původní žb. průřezy, ovšem za cenu konstrukčních komplikací.

- Zesílená, původně převážně ohýbaná, konstrukce je zesílena především tím, že se účinky vlastní tíhy konstrukce zmenšují vhodně navrženou přepínací soustavou. Výsledný efekt zesílení se tedy neprojevuje dominantně vyšší únosností průřezů, ať už se jedná o mosty nebo o inženýrské konstrukce, i když jistý efekt zvýšení únosnosti samotného zesíleného žb. průřezu se také projeví. Jde zde o posun neutrálné osy původně čistě ohýbaného průřezu, který se projeví zvětšením tlačené oblasti betonu průřezu, neboť ten se stává po částečném předepnutí mimostředně tlačným. Zde lze také hovořit o teoretickém ztužení zesíleného průřezu konstrukce vzhledem k tomu, že se zvětšují ideální momenty setrvačnosti a tím celková tuhost průřezu. Při reálně používaných stupních předpětí podle 2.1 je ale tento efekt ztužení malý a prakticky se na zesílených konstrukcích neprojevuje.

▪ Pro zajištění dlouhodobé spolehlivosti se používá výhradně přepínací výztuž ve formě přepínacích lan obalovaných již ve výrobě PE nebo PP trubkami spolu s vyplněním všech konstrukčních mezírek mezi lanem a obalem pasivační antikorozi hmotou (monostrendy o průměru 15,2; 15,5; 15,7 mm NPE). Systémy antikorozi ochrany jsou předmětem patentové ochrany jednotlivých konkrétních výrobců. Takto vytvořená primární ochrana přepínací výztuže proti korozi se doplňuje zásadně sekundární ochranou, kterou tvoří dodatečně provedené betonové krytí, nebo injektáž náhradních kabelových kanálků spolu s betonem nosníků, ve kterých jsou vytvořeny. V letech 1990 až 2000 se používaly kotevní systémy složené z jednolanové objímka a roznášecí ocelové desky bez dodržení primární ochrany, dnes je běžné hlavně u mostů používání zapouzdřených kotevních systémů a přepínací lano použité k zesílení je plně antikorozi ochrany a mechanicky chráněno v celém rozsahu své délky.

3. Zesilování svislých železobetonových sloupů

Svislé železobetonové sloupy se uplatňují mimo jiné v systémech monolitických nebo montovaných jednopodlažních průmyslových hal. Při změnách technologie se často i zde vyskytuje požadavek na zvýšení jejich únosnosti, hlavně pro přenos zvětšeného ohybového namáhání způsobeného únosnějšími portálovými jeřáby.

Tyto konstrukce přenášejí kromě svislých účinků i vodorovné síly (ty většinou převládají) a jsou pro dimenzování sloupů rozhodující. Z dvojice sil M, N působících ve vetknutí sloupů do základové konstrukce se tedy uplatňuje hlavně ohybový moment, zatím co ve svislé únosnosti je většinou rezerva. A právě z toho se vychází při zesilování těchto sloupů dodatečným svislým předpětím: působící dvojice sil M_{Ed}, N_{Ed} se v součtu se svislou centricky působící přepínací silou P posunuje do vyhovující oblasti interakčního diagramu průřezu sloupu.

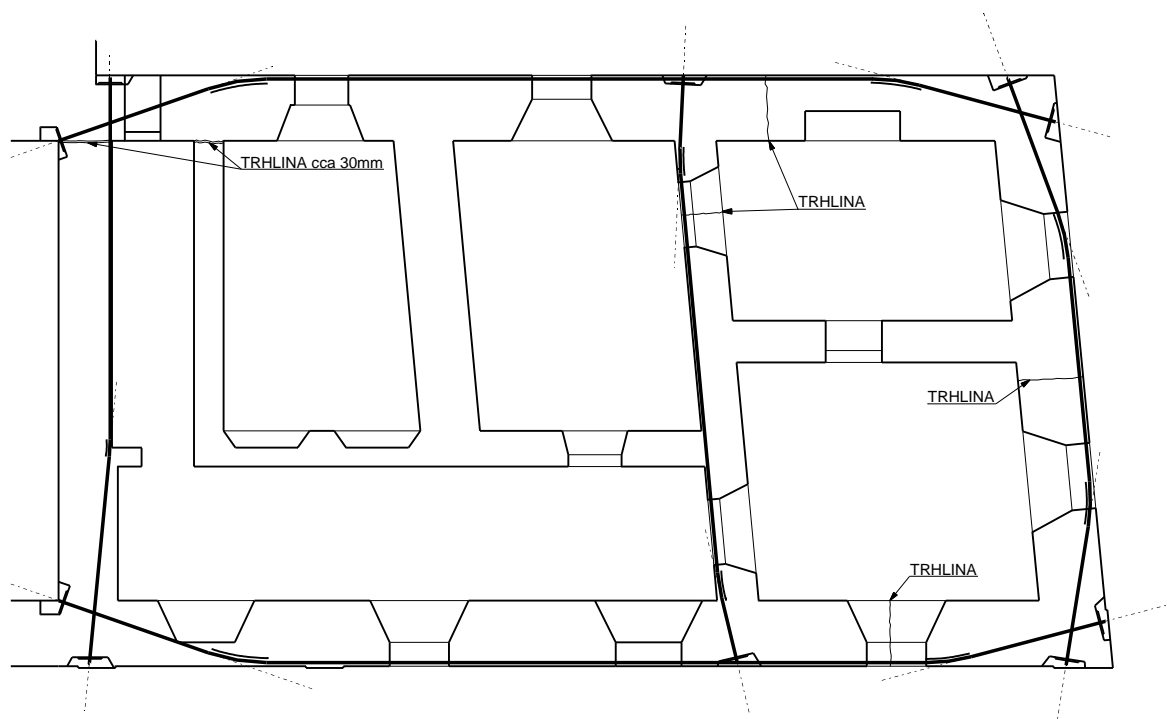
4. Zesilování krátkých konzol sloupů jeřábových drah

Krátké konzoly železobetonových sloupů jeřábových drah jsou konstrukce namáhané ohybovým momentem a posouvající silou M_{Ed} a V_{Ed} . Při zvýšených hmotnostech jeřábů roste významně posouvající síla, ohybové momenty se tolik nezvětšují díky modernějším pohonům. Zesilování krátkých konzol dodatečným předpětím vnáší do konstrukce další sílu – přepínací sílu P_d . V samotném betonu konzoly nastává složitější stav napjatosti, při kterém roste únosnost betonu vlivem dvojosé napjatosti. To lze vyjádřit např. podle teorie pružnosti, avšak v současnosti se návrh dodatečného předpětí provádí pomocí stěnových modelů MKP nebo modelů vzpěra – táhlo. Základní myšlenkou návrhu je ovlivnění hlavních tahových napětí vlivem vhodně přiloženého předpětí. Beton potom nemůže být porušován trhlinami a únosnost konstrukce se výrazně zvyšuje. Návrh je vhodné kontrolovat metodou vzpěra – táhlo.

Vhodným použitím metody náhradních kabelových kanálků podle 2.4 je možné vlastní konstrukční provedení realizovat zcela jednoduše; přepínací kabely jsou po celé své dráze chráněny betonem původní konzoly, na čelních plochách sloupů a konzol se nacházejí pouze zapouzdřené kotvy. Předpínáním bez pokluzu nebo eliminací pokluzu se ztráty předpětí udržují v přijatelných mezích. Navíc lze měřením přetvoření betonu prokázat nejenom efekt vlastního předepnutí, ale i míru jeho odčerpání při zatížení a tedy i bezpečnost zesilovacího opatření.

5. Stabilizace zděných konstrukcí horizontálními lany

Stabilizace zděných konstrukcí přepínacími lany je nejrozšířenější aplikací dodatečného předpětí v oblasti rekonstrukcí pozemních staveb. Přepínací síla se zde vnáší většinou v úrovních základů a stropů. Jak bude vysvětleno podrobněji v dalších příspěvcích, jde o vytvoření skrytých horizontálních věnců, které potom brání svojí tuhostí dalšímu porušování budovy. Skrytý věnec je vytvořen buď vodorovným předepnutím pásů zdiva (viz Obr. 2), které až do vyčerpání tlakové rezervy svojí mohutnou tuhostí přebírají horizontální namáhání budovy, nebo se s výhodou využívají tuhé celky (stropní tabule, schodišťové šachty, záměrně zhotovené betonové nebo ocelové rozpěry), do kterých se opírá přepínací síla a výsledné působení je v obou případech stejné.



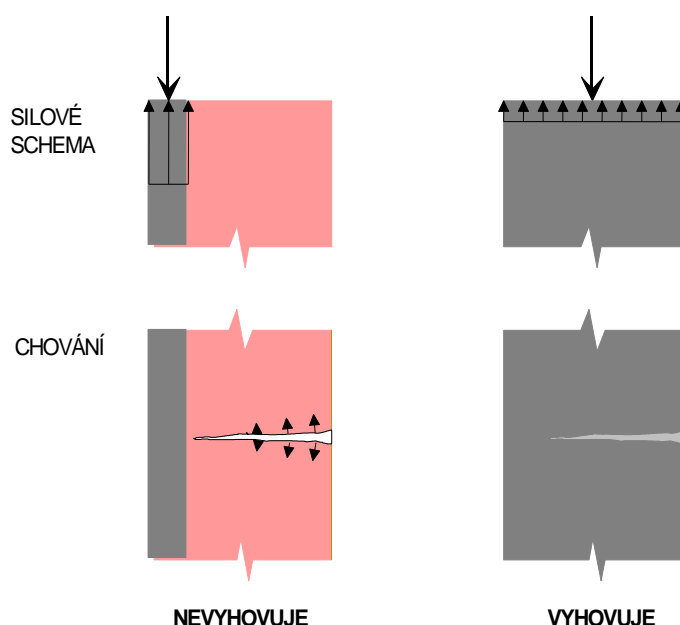
Obr. 2 Uspořádání kabelů při sanaci horizontálním předpětím

Opět se s výhodou používá technologie podle 2.4, kdy se přepínací jednolanové kabely vedou důmyslně soustavou drážek a kabelových kanálků. Sleduje se při tom únosnost kotevních oblastí a rovnováha sil působících v kotevních oblastech,

bezpečný roznos radiálních sil v sedlech, eliminace všech nežádoucích parazitních silových účinků přepínacích lan vyvolaných konstrukční nutností.

6. Zesilování zděných konstrukcí vertikálně

Zesílením zděných svislých konstrukcí (stěny, pilíře a jejich kombinace) svislými nebo přibližně svislými přepínacími lany se dosahuje jejich větší schopnosti vzdorovat ohybovým momentům vyvolaným vodorovnými silami. To je možné u takových konstrukcí, jejichž kapacita ve svislé únosnosti má rezervy (a je tedy možné další přitížení předpínací silou) a současně jsou namáhány relativně velkými horizontálními silami. Takovými konstrukcemi jsou nosné stěny zámků, kostelů, jízďáren vynášejícími klenby, osamělé stěny vystavené větru apod. Před zesilovacím zásahem vede současné působení M_{Ed} , N_{Ed} na namáhání zdiva normálovou silou s velkou výstředností, často ani nelze výpočtově prokázat spolehlivost konstrukce (ULS). Po svislém předepnutí se namáhání zdiva výrazně mění, excentricita silové výslednice se stává zanedbatelnou, dostáváme téměř dostředně tlačенý průřez (viz Obr.3). Současně se zvětšují ideální průřezové charakteristiky. Svisle předepnutá stěna je potom tužší a příčné deformace stěny se zmenšují.



Obr. 3 Působení průřezu zdiva před (vlevo) a po svislém předepnutí (vpravo)

Po konstrukční stránce se používají postupy podle 2.4 a 2.6. Lokální namáhání v oblasti kotev, případně sedel se řeší dovyztužením zdiva, výztuží deviátorů, injektovanými mikrohrěby. Vertikální předpínání zdiva není dosud běžně používaným postupem. Většímu rozšíření brání často mechanické „přebírání a opakování“ negativ plně předpjatého betonu bez přihlídnutí k reálně dosahovanému předpětí, které je relativně malé.

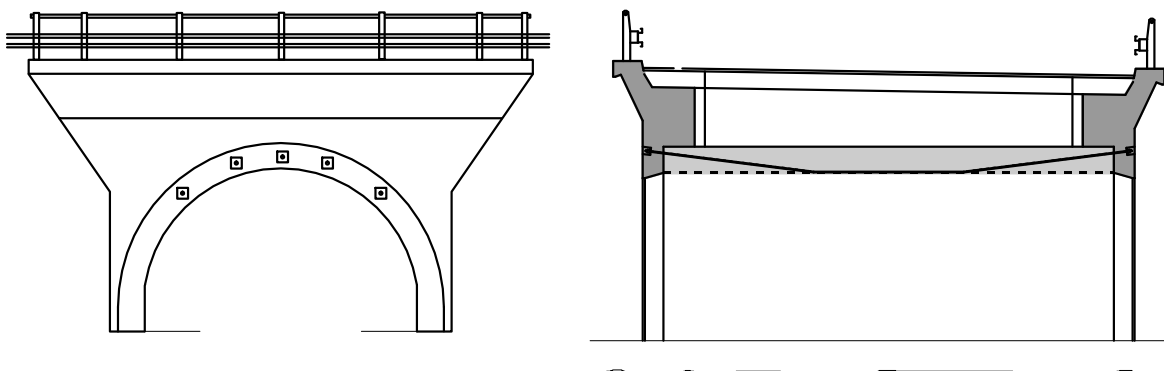
7. Zesilování klenutých konstrukcí podélným předepnutím

Klenutými zděnými konstrukcemi jsou obecně válcové klenby, ploché klenby, klenbové pásy s výplňovými klenbami, klenby s dojí křivostí apod. Mohou být samostatně stojící nebo opakované, jsou podpírané zdmi nebo pilíři, případně ozdobnými sloupy. Podporující konstrukce musí dlouhodobě vzdorovat obloukové síle, která má šikmý směr. Zatímco její svislá složka nečiní problémy, vodorovná složka obloukové síly je značná a navíc působí dlouhodobě již pro zatížení vlastní tíhou klenuté konstrukce. Naprosto převažujícími poruchami jsou vodorovné posuny v patách klenby (posun podpor), které jsou doprovázeny nejprve vznikem příčných trhlin ve vrcholovém průřezu klenby, s dalším rozvojem poruchy se klenby trhají i v patách a často v ploše celé klenuté konstrukce. Základní předpoklad statického působení klenob jako obloukové konstrukce opřené do podpor je zpochybněn.

Zesílení klenob podélným předepnutím je vnesení přepínací síly do konstrukce klenby nebo do zaklenuté konstrukce včetně podporujících prvků ve směru rozpětí klenby. Podle velikosti středového úhlu klenby se vystačí pouze s předepnutím klenby samotné (pro $\omega \leq 120^\circ$), nebo je vhodné toto předepnutí doplnit i svislým předepnutím podpůrných stěn, pilířů (pro $\omega > 120^\circ$). Z konstrukce opírající se o podpěry se dodatečným předepnutím stane předpjaté táhlo se zakřivenou střednicí, které naopak zabraňuje dalšímu rozvoji poruchy až do vyčerpání tlakové rezervy.

8. Zesilování zděných klenob příčným předepnutím

Zesilování klenob příčným předepnutím se velmi efektivně uplatňuje u válcových mostních silničních a železničních klenob, jež jsou porušovány oproti klenbám pozemního stavitelství soustavami podélných trhlin (trhliny v rovinách rovnoběžných s rovinou rozpětí). Ty porušují klenbu nejen na úrovni rubu čelních stěn, ale i uprostřed šířky zhruba v ose převáděné komunikace. Skořepinové modely ukazují, že v těchto konstrukcích vznikají také příčná namáhání (ohybové momenty a tahy), se kterými nebylo nikdy uvažováno a kterým zdivo není schopno dlouhodobě odolávat. Tyto je vhodné eliminovat příčným předepnutím. Tím se



Obr. 4 Zesilování mostních klenob příčným předepnutím

konstrukce klenby zesílí tak, že ji lze využívat pro plné zatížitelnosti stanovené na prutovém nebo stěnodeskovém modelu v podélném směru a přitom již dále nejsou porušovány příčným namáháním, které vniká z prostorového působení konstrukce (viz Obr.4).

Příčné předpětí se aplikuje s výhodou prostřednictvím nových, často rozšiřujících žb. čelních stěn, ve kterých jsou kabely příčného předpětí zakotveny. Stabilita rozšiřujících stěn je zajištěna silami v kotvách, kabelové dráhy využívají všechny běžné konstrukční detaily a postupy zmíněné výše. Kromě stability čelních stěn je třeba kontrolovat maximální velikost předpětí ve zdivu klenby a opěr působícího rovnoběžně s ložnou spárou kusového staviva.

9. Závěr

Při praktickém návrhu a realizaci zesílení konstrukcí předpětím je možné aplikovat poměrně široký rejstřík možností, jež byly v příspěvku představeny. Tím není problematika zcela vyčerpána a jednotlivé přístupy je možné kombinovat podle konstrukčních odlišností konkrétně zesilované konstrukce.

Důraz byl kladen na představení základních přístupů k zesilování předpětím vyvinutým autorem příspěvku a jeho spolupracovníky během uplynulých dvaceti let. Jde o aktivní zásah, kterým se záměrně přerozděluje namáhání v zesilované konstrukci tak, aby se v konečném důsledku lépe využilo příznivých vlastností betonu či zdiva, nebo aby se staticky vhodně upravila soustava sil působících na konstrukci.

Literatura

- [1] Bažant Z., Klusáček L.: Statika při rekonstrukcích objektů. 2. vydání, skriptum FAST VUT v Brně, CERM, Brno, 4/2004
- [2] Chalabala J., Klusáček L., Pěňčík J., Solařík M.: Beton TSK 5/2002 Zvýšení únosnosti jeřábových drah u železobetonových montovaných konstrukcí
- [3] Český užitný vzor Zesílený nosník - číslo dokumentu 14466, PEEM
- [4] Klusáček, L., Oprava mostu přes Bečvu ve Vsetíně – část zesílení žb. spojitě desky o dvou polích $l = 2 \times 22$ m na zatěžovací třídu A. Projektová dokumentace 2001. Realizace 2001 až 2002.

Kontakt

Doc. Ing. Ladislav KLUSÁČEK, CSc., tel: 00420 541 17854, e-mail: klusacek.l@fce.vutbr.cz, Ústav betonových a zděných konstrukcí, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

OBNOVA SECESNÍ PAMÁTKY VILA LÖW-BEER

RENEWAL OF MEMORY IN ART NOUVEAU STYLE VILLA LÖW- BEER

Martin Luňáček

INFRAM a.s.

Anotace:

V prosinci 2014 byla ukončena dvouletá rekonstrukce secesní vily Löw-Beer v ulici Drobného na okraji parku Lužánky. Ihned po zahájení stavebních prací byly objeveny skutečnosti, které zcela změnily dosavadní koncept obnovy vily.

Annotation:

A two-year reconstruction of Art Nouveau villa Löw Beer located in Drobného street on the edge of Lužánky park was finished in December 2014. Shortly after the commencement of works new circumstances emerged, completely changing the former reconstruction concept.

Klíčová slova: rekonstrukce, vila Löw-Beer

Keywords: renewal, villa Löw - Beer

1. Historie vily Löw - Beer

V dubnu roku 2012 započaly práce na rekonstrukci secesní památky vily Löw – Beer v ulici Drobného v Brně, kdy předpokládané ukončení projektu mělo být do září 2014. Bohužel několik nových objevů a přepracování koncepce obnovy posunulo tento termín na prosinec 2014. Vlastníkem nemovitosti je Jihomoravský kraj a budoucím uživatelem Muzeum Brněnska. Výdaje na rekonstrukci vily včetně revitalizace přilehlé zahrady byly plánovány v celkové výši cca 50 mil. Kč, v této ceně nejsou náklady na expozici, která bude realizována v roce 2015.

Vila byla postavena v letech 1903 – 1904 textilním průmyslníkem Moritzem Fuhrmannem a byla situována v prostoru nejstarší vilové čtvrti, která vznikla na počátku urbanizace brněnské místní části Černá pole v druhé polovině 19. století. Objekt byl umístěn k ulici Drobného, dříve Parkstrasse. V roce 1913 po smrti Moritze Fuhrmanna zakoupil objekt Alfréd Löw – Beer. V roce 1929 byla z rozlehlé zahrady za budovou, která stoupala až k ulici Černopolní, oddělena horní část, která byla použita pro novostavbu známé vily Tugendhat. Jednalo se o svatební dar dceři Grétě, dokonce všechny doklady o nemovitosti, vč. stavebního povolení jsou pouze na Grétu Tugendhat. Stavba samotné vily Tugendhat byla financována Alfrédem Löw – Beerem a stála 1 mil říšských marek, za což bylo možné pořídit rozsáhnou továrnu. Ve třicátých letech 20. století si Löw – Beerovi nechali vilu adaptovat z květinové secesní podoby do modernějšího stylu. Právě tato přestavba byla bodem, do kterého obnova památky směřovala.



Obrázek 1.: Pohled na vilu ze zahrady před rekonstrukcí

2. Nové objevy během rekonstrukce

Při samotné rekonstrukci vily bylo nalezeno mnoho skutečností, které nebyly objeveny ve fázi historicko – technického průzkumu. Tyto nové objevy spustily vlnu změn, které vedly k přehodnocení koncepce obnovy památky a zároveň spustily vlnu změnových řízení, kdy při obnově bylo využito celých 20 státem povolených procent. V dalších odstavcích jsou popsány jen nejzajímavější objevy.

2.1. Secesní výplně a jiné zajímavosti

Při demontáži plnostěnného dřevěného obkladu zábradlí určeného k opravě bylo zjištěno, že se pod ním skrývá původní secesní vyřezávaný prvek (obr. 2), který zcela změnil pohled na koncepci obnovy památky, jelikož se předpokládalo, že všechny tyto květinové vzory byly demontovány při přestavbě v 30. letech 20. století. Byli přizváni restaurátoři z NPÚ, kteří provedli další demontáže instalovaných prvků, a zjistili, že pod dřevěnými prvky se skrývá původní secesní výzdoba. Další zajímavostí bylo použití směsi korku jako nášlapné vrstvy v 2. NP, tato skladba byla zachována v plném rozsahu, nedošlo tedy k jejímu odstranění dle PD, ale pouze k položení nových vlysů. V 2. NP v koupelně v místech nástupiště výtahu pro handicapované byla za zdí objevena původní secesní výmalba koupelny, která byla očištěna a zachována. Otisky použitých malířských raznic byly nalezeny skryté pod dřevěným obkladem, tím se dochovala celá sada raznic, které byly použity k výzdobě vily. V ložnici v 2. NP byly pak nalezeny zbytky plátkového zlata na výzdobě balkónových dveří. Samotné dveře pak byly natřeny zlatým nátěrem, bohužel plátkové zlato se nepoužilo. Dle těchto dveří je tento reprezentativní pokoj nazýván zlatým pokojem.



Obrázek 2.: Znovunalezená vyřezávaná výplň zábradlí

2.2. Horkovzdušné vytápění

Další významný objev byl uskutečněn v prostorách suterénu v místech bývalé kotelny přestavované v 50. letech 20. století, kdy při demolici podlah byla nalezena klenba z plných cihel (obr. 4). Po rozebrání klenby se objevil prostor kanálu, ve kterém byly zachovány vzduchotechnické klapky datované do doby přestavby vily v 30. letech 20. století. Tento kanál přiváděl čerstvý vzduch ze zahrady a ten byl přiváděn k původnímu výměníku tepla (obr. 3.), který byl nalezen zazděný v 1. PP objektu. Po těchto zjištěních byl okamžitě proveden průzkum celého objektu a bylo zjištěno, že celá budova je protkána systémem kanálů, které zajišťovali ventilaci a ohřev. Bohužel některé kanály byly již zazděny nebo byl jinak znemožněn průnik vzduchu, a proto nebylo přistoupeno k obnově této technické památky. Celý systém byl zmapován a bude součástí expozice.



Obrázek 3.: Původní výměník tepla



Obrázek 4.: Vzduchotechnický kanál

3. Financování projektu

Jak již bylo zmíněno na začátku, výdaje na rekonstrukci vily včetně revitalizace přilehlé zahrady byly plánovány v celkové výši cca 50 mil. Kč, v této ceně nebyly prostředky na expozici. Na základě výběrového řízení na dodavatele stavby byla uzavřena smlouva s dodavatelem v celkové výši cca 41 mil. Kč vč. DPH. Všechny zmíněné nové objevy vedly k úpravě projektové dokumentace na základě požadavků pracovníků památkové péče, což si vyžádalo celkem 32 změnových řízení, které se promítly do 3 dodatků smlouvy. Celkové náklady na obnovu vily nakonec skončily na částce 45.035.578 Kč vč. DPH.



Obrázek 5.: Rekonstruovaná vila – pohled z ulice



Obrázek 6.: Rekonstruovaná vila – pohled ze zahrady



Obrázek 7.: Pohled do haly



Obrázek 8.: Pohled na vstupní schodiště

4. Závěr

I přes mnoho úskalí byla památková obnova vily Löw – Beer dokončena jen s tříměsíčním zpožděním. V roce 2014 byl zároveň rekonstruován objekt „celnice“, který se nachází v rozsáhlé zahradě. Tento objekt dříve sloužil jako potravinová celnice pro město Brno a v současné době v ní bude zřízena galerie a kavárna. V průběhu roku 2015 bude v objektech instalována expozice na téma brněnské buržoasie a vývoj moderní architektury.

Kontakt

Ing. Martin LUŇÁČEK, Ph.D., tel: 00420 602 201 462, e-mail: lunacek@infram.cz, INFRAM a.s., Peluškova 1407, 19800 Praha 9 - Kyje.

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverí 95, Brno

PŘÍPRAVA SANACE HOTELU LABSKÁ BOUDA

PREPARATION OF REPAIR OF HOTEL LABSKA BOUDA

**Martin Luňáček, Zdeněk Jeřábek
Libor Žídek**

INFRAM a.s.
VŠB – TU Ostrava, Fakulta stavební

Anotace:

V roce 2014 byla společnost INFRAM a.s. požádána majitelem hotelu Labská bouda k posouzení stavu betonových konstrukcí a k případnému návrhu jejich opravy.

Annotation:

In 2014 INFRAM was asked by the owner of Labská bouda hotel to assess the state of concrete structures and to suggest the appropriate repair.

Klíčová slova: Labská bouda, sanace, beton

Keywords: Labská bouda, concrete repair, concrete

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

1. Popis objektu

Stávající objekt Hotelu Labská bouda je v provozu od roku 1975, základní kámen byl položen v roce 1969. Konstrukce devítipodlažní budovy je umístěna ve svahu a je provedena ze železobetonu. Struktura betonu je narušena nepropojenými pracovními spárami. V minulosti byl povrch betonu ošetřen nátěrem šedé barvy. Souvislá vrstva nátěru je dnes na mnoha místech narušena, na povrchu konstrukce jsou i viditelné biotické zárůsty. Povrch nosné konstrukce je také narušen odprsky krycí vrstvy betonářské výztuže. V některých částech, převážně v rohových oblastech nosné konstrukce, je betonářská výztuž zcela obnažena. Tyto pruty betonářské výztuže jsou napadeny povrchovou až laminární korozi. Tyto aspekty vedly majitele hotelu k myšlenkám, že chce provést sanaci betonu, případně provést opravu obálky budovy.



Obrázek 1.: Pohled na hotel

2. Stavebně technický průzkum

Jelikož se dochovalo velmi málo dokumentace, které by byly podkladem pro plánování stavebního zásahu, byl navržen stavebně technický průzkum, který měl odkrýt vlastnosti použitého betonu. Jelikož majitel hotelu velmi apeloval na nízkou cenu opravy, byly zvažovány různé typy těchto zásahů. Byly navrženy takové zkoušky v takovém množství, aby nám s jistotou řekly požadované parametry k dalším projekčním pracím.

Při vizuální prohlídce objektu byla vybrána místa, určená k odběru jádrových vývrtů. Jádrové vývrty byly odebrány pomocí korunky o průměru 100 mm a vrtné soupravy Dimas s kotvením přímo v ověřované konstrukci.

Celkově bylo odebráno/provedeno:

- 5 ks jádrových vývrtů ze svislých stěn,
- 10 ks odrthových zkoušek.

Po odběru jádrových vývrtů byla kvalita betonu hodnocena vizuálně, se zaměřením na parametry použitých materiálů a případné poruchy struktury betonu. Podrobný popis odebraných vzorků je uveden v tabulce 1, kde je dále zaznamenána hloubka karbonatace betonu.

Tabulka 1.: Popis jádrových vývrtů odebraných ze svislých konstrukcí

Označ. vzorku	Délka vývrtu/ díleč část [mm]	Druh materiálu, popis	Oblast degradace betonu ¹⁾ [mm]
1-H	0-0,5	Ochranný nátěr šedé barvy.	0-15
	0,5-160	Beton, cementový tmel šedobéžové barvy, drcené kamenivo do velikosti 16 mm, vzduchové póry do velikosti 4 mm.	
	160-161	Asfaltový nátěr.	
	161-256	TIV – karton (deska z lepeného vlnitého papíru).	
1-T	0-0,5	Ochranný nátěr šedé barvy.	0-14 (V místě pracovní spáry a šterkových míst až 60 mm.)
	0,5-160	Beton, cementový tmel šedobéžové barvy, drcené kamenivo do velikosti 32 mm, vzduchové póry do velikosti 6 mm. Ve struktuře betonu jsou šterková hnízda a dřevěné špalíky.	
	160-255	TIV – karton (deska z lepeného vlnitého papíru).	
	255-275	Cementová omítka.	
	275-405	Plynosilikát.	
	405-424	Vápenocementová omítka béžové barvy.	
	424-425	Interiérový nátěr, bílé barvy.	
	0-0,5	Ochranný nátěr šedé barvy.	0-21
0,5-299	Beton, cementový tmel šedobéžové barvy, drcené kamenivo do velikosti 16 mm, vzduchové póry	(V místě	

		do velikosti 5 mm.	pracovní spáry a šterkových míst až 60 mm.)
	299-330	TIV – dřevovláknitá deska.	
	330-410	Cihelné zdivo na MC.	
	410-424	Vápenocementová omítka béžové barvy.	
	424-425	Interiérový nátěr, bílé barvy.	
1-S	0-0,5	Ochranný nátěr šedé barvy.	0-37
	0,5-297	Beton, cementový tmel šedoběžové barvy, drcené kamenivo do velikosti 16 mm, vzduchové póry do velikosti 6 mm.	
	297-298	Asfaltový nátěr.	
	298-330	TIV – dřevovláknitá deska.	
2	0-0,5	Ochranný nátěr šedé barvy.	0-2
	0,5-165	Beton, cementový tmel šedoběžové barvy, drcené kamenivo do velikosti 16 mm, vzduchové póry do velikosti 7 mm.	
	160-161	Asfaltový nátěr.	
	161-256	TIV – karton (deska z lepeného vlnitého papíru).	
3	0-195	Beton, cementový tmel šedoběžové barvy, drcené kamenivo do velikosti 16 mm (s velkým obsahem nekubických zrn), ve struktuře betonu je zrno velikosti 63 mm, vzduchové póry do velikosti 7 mm.	0-14
	195-196	Asfaltový nátěr.	
	196 -215	Vzduchová mezera.	
	215-245	TIV – dřevovláknitá deska.	

¹⁾ Uvedené oblasti degradace betonu byly zjišťovány pomocí orientačních chemických zkoušek, tj. reakcí betonu s lihovým roztokem fenolftaleinu (FFT) a roztokem 10%-ní HCl. Zkouška pomocí fenolftaleinu byla v uvedených oblastech bez barevné reakce, u HCl s bouřlivou reakcí.

Zkouška pevnosti betonu v tlaku byla provedena v souladu s ČSN ISO 12504 - 1: 2009 Zkoušení betonu v konstrukci – vývrty, odběry, vyšetřování a zkoušení pevnosti. Z jádrových vývrtů byly vyřezány vzorky vhodné pro zkoušku pevnosti v tlaku. U připravených vzorků bylo provedeno zabroušení kontaktních ploch. Výsledky pevnostních zkoušek betonu jsou uvedeny v tabulce 2. Před zkouškou pevnosti betonu v tlaku byly vzorky vystaveny laboratornímu prostředí.

Tabulka 2.: Pevnost betonu v tlaku – svislé konstrukce

Označení vývrtní	Průměr r [mm]	Výška vzorku po zakončení i [mm]	Pevnost t v tlaku [MPa]	Štíhlost t	Opravný součinitel l	Opravená válcová pevnost [MPa]	Krychelná pevnost [MPa]
1-H	94,2	113,7	35,53	1,207	0,90	31,98	39,8
1-T	Vzorek nebyl vhodný pro zkoušku stanovení pevnosti v tlaku.						
1-S/A	94,0	116,3	20,33	1,237	0,91	18,50	23,1
1-S/B	94,0	103,9	20,67	1,105	0,88	18,19	22,8
2	94,0	136,3	26,42	1,450	0,94	24,83	31,0
3	94,0	113,7	35,67	1,209	0,90	32,10	39,9

Statistické hodnocení pevnosti v tlaku betonu svislých konstrukcí bylo provedeno dle kritérií shody ČSN ISO 13 822: 2005 (Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí). Průměrná pevnost betonu v tlaku dosahuje hodnoty 33,43 MPa; směrodatná odchylka je 8,11; z těchto dvou hodnot byl vypočítán variační koeficient 0,243. Výsledná charakteristická (krychelná) pevnost betonu v tlaku svislých konstrukcí je 12,6 MPa.

Kontrola pevnosti v tahu povrchových vrstev betonu byla provedena pomocí odtrhového přístroje Coming OP3. Zkušební místa nebyla zabroušena, povrch byl pouze očištěn od případných nečistot. Na očištěné plochy byly nalepeny odtrhové terče o průměru 50 mm. Odtrhové terče byly po zatuhnutí lepidla obřezány úhlovou bruskou, s hloubkou prořezu cca 10 - 15 mm. Měření odtrhové pevnosti bylo provedeno s plynulým nárůstem přitěžování. Jednotlivé hodnoty přídržnosti byly vyjádřeny s přesností na 0,01 MPa. Při zkoušce bylo také hodnoceno místo a hloubka porušení. Výsledky odtrhových zkoušek jsou zpracovány v tabulce 3.

Tabulka 3: Pevnost v tahu povrchových vrstev betonu – svislé konstrukce

Označení místa	Místo zkoušky	Pevnost v tahu [MPa]	Hloubka odtržení [mm]	Místo odtržení
O1	Svislá stěna	2,71	0-1	100 % povrch betonu
O2	Svislá stěna	0,27	16-40	100 % beton (šterkové hnízdo)
O3	Svislá stěna	0,48	0-13	10 % kontakt lepidlo/beton 90% beton
O4	Svislá stěna	1,69	1-2	100 % povrch betonu
O5	Svislá stěna	1,25	1-2	100 % povrch betonu
O6	Svislá stěna	2,41	1-5	100 % beton
O7	Svislá stěna	1,47	0-2	10 % kontakt terč/lepidlo 90% povrch betonu
O8	Svislá stěna	1,78	1-5	100 % beton
O9	Svislá stěna	1,96	1-2	100 % povrch betonu
O10	Svislá stěna	1,14	2-4	100 % beton
Průměrná hodnota pevnosti v tahu povrchových vrstev				1,5 MPa
Minimální hodnota pevnosti v tahu povrchových vrstev				0,3 MPa

Výsledky orientačních chemických zkoušek prokázaly hloubku karbonatce betonu v rozsahu od 2 mm do 37 mm, průměrně pak 17 mm. V místě nepropojené pracovní spáry byla hloubka karbonatce až 60 mm.



Obrázek 2.: Pohled na degradovaný betonový povrch

3. Návrh opravy/sanace

Požadavek majitele hotelu byl takový, že výsledná oprava musí být co nejlevnější. Po zhlédnutí výsledků a úvahy, které činitele jsou pro betonový povrch nejvíce problematické, bylo navrženo, že v tomto případě bude navrženo zateplení objektu minerální vatou tak, aby byl rosný bod a celkově případná vlhkost mimo povrch budovy. Co se týká nesoudržných částí betonové konstrukce, tak ta bude osekána a zednický doplněna do původního tvaru. K celkové opravě objektu bude patřit i výměna oken, které již v současné době neplní svoji funkci.

4. Závěr

Jelikož navržené řešení opravy obálky hotelu Labská bouda bylo majitelem schváleno, tak v současné době probíhá příprava projektové dokumentace a řízení se stavebním úřadem a jinými dotčenými orgány. Samotné stavební práce budou provedeny v letech 2016 -2017.

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

Kontakt

Ing. Martin LUŇÁČEK, Ph.D., tel: 00420 602 201 462, e-mail: lunacek@infram.cz, INFRAM a.s., Peluškova 1407, 19800 Praha 9 - Kyje.

Ing. Zdeněk JEŘÁBEK, CSc., MBA, EUR Ing., tel: 00420 602 374 181, e-mail: jerabek@infram.cz, INFRAM a.s., Peluškova 1407, 19800 Praha 9 - Kyje.

Ing. Libor ŽÍDEK, tel: 00420 608 700 780, e-mail: libor.zidek@vsb.cz, VŠB- TU Ostrava, Fakulta stavební, L. Podéšť 1875, 70833 Ostrava – Poruba.

REKONSTRUKCE MVE KOMÍN, BRNO

Ivo Macháň, Tomáš Kalábek

SASTA CZ, a. s.

Anotace:

Malá vodní elektrárna na levém břehu řeky Svatky, v brněnské městské části Komín, byla postavena v letech 1922 až 1923, podle návrhu Ing. Petra, na místě bývalého středověkého mlýna. Původně průtočná vodní elektrárna funguje od zahájení provozu elektrárny Kníničky na brněnské přehradě v roce 1941, jako její vyrovnávací nádrž. Elektrárna byla původně osazena dvěma horizontálními Kaplanovými turbínami od firmy Storek Brno (jedná se zřejmě o jednu z prvních instalací Kaplanovy turbíny) s řemenovými pohony na dva horizontální synchronní generátory BEZ Bratislava, každý o činném výkonu 106 kW. V roce 1958 byl opraven odpadní kanál od elektrárny a doplněn zához za vývarem, v roce 1966 byla provedena generální oprava: vtok k elektrárně, pilíře, kanály a výměna klapky. V roce 1967 byly ocelové konstrukce opatřeny novými nátěry. V letech 2007-08 prošla elektrárna rekonstrukcí technologie, při které bylo jedno soustrojí vyměněno za nové s horizontální kolenovou Kaplanovou turbínou. Nový turbogenerátor má výkon 140 kW. Zařízení je dálkově ovládáno z přehradní vodní elektrárny Kníničky.

Při rekonstrukci v roce 2014 došlo po devadesáti letech provozu i na opravu železobetonových stěn objektů náhonu, jalové propusti a odpadního kanálu, které byly poškozeny stářím, působením klimatických podmínek a vodní erozí.

Klíčová slova: rekonstrukce železobetonových konstrukcí, rekonstrukce MVE

1. Úvod

Název stavby:	MVE Komín, Nový čistící stroj a oprava stavební části
Místo stavby:	MVE Komín, umístěná na levém břehu u jezu Komín na řece Svatce v ř. km 52,700, Jihomoravský kraj
Investor:	ČEZ Obnovitelné zdroje, s.r.o.
Projektant:	Pöyry Environment a.s.
Realizace:	SASTA CZ, a.s.

2. Návrh sanace

Původní návrh oprav železobetonových konstrukcí elektrárny vycházel z výsledků stavebního průzkumu konstrukcí jak nad vodní hladinou, tak i z potápěčského průzkumu betonových ploch pod hladinou. Pevnosti betonů v tlaku se zde pohybovaly mezi 4,2 a 36,6 MPa. Zjištěné hodnoty ukazovaly na lokální poškození železobetonových konstrukcí, a to zejména v oblasti kolísání vodní hladiny. V této úrovni v šířce cca 0,5 m byl beton silně degradovaný a v mnoha místech došlo k rozrušení betonové konstrukce do hloubky. V průměru byla hloubka poškození odhadována na cca 60 mm. Byla ale objevena místa, kde poškození přesáhlo i 250 mm. V návaznosti na tyto informace projekt rekonstrukce vodního díla řešil lokální hloubkové vysprávkování betonových konstrukcí s následnou jemnou reprofilační stěrkou a uzavíracím nátěrem na celou plochu opravované konstrukce.

Současně muselo být statickým výpočtem posouzeno, zda je stavba navržena tak, aby zatížení na ni působící v průběhu výstavby a následného provozu nemělo za následek poškození nebo neúměrné přetvoření stávajících i nově budovaných či opravovaných konstrukcí.

Po zahrazení nátoky, výtoku a odčerpání vody (odčerpávání vody z opravovaných míst zajišťovalo nepřetržitě po dobu tří měsíců 6 čerpadel) byla provedena prohlídka konstrukce a vyhodnocení jejího skutečného stavu. Ukázalo se, že kvalita betonů pod hladinou nezaručuje dostatečnou životnost plánované sanace a tak bylo rozhodnuto provést celoplošné zesílení stěn vrstvou stříkaných betonů vyztužených kotvenou armaturou. Opravován byl objekt vtoku, výtoku, jalová propust i obě vtokové komory k turbínám. Základní sanace byla prováděna obdobně na všech objektech, lišila se pouze mírou poškození stávající konstrukce.

3. Postup sanace

Předúprava povrchu sanované konstrukce spočívala v provedení mechanického odstranění degradovaných, zcela nesoudržných, vrstev betonové konstrukce ručním elektrickým nářadím do únosnější vrstvy, v průměru 80 mm, ale byla i místa kaveren, kde bylo nutno odstranit narušený beton do hloubky 400 mm. Následně bylo provedeno očištění konstrukce tlakovou vodou - vysokotlakým vodním paprskem s abrazivem.

Na takto připravený podklad byla provedena armatura z KARI sítě 8/100/100, v místech kaveren byla síť uložena ve více vrstvách. Vzhledem ke skutečnosti, že na řadě míst betonová konstrukce ani po osekání nevykazovala dostatečnou pevnost povrchových vrstev v tahu, bylo spojení se stávající konstrukcí zajištěno trny z betonářské oceli R10/400, lepené chemickými kotvami do vrtů délky min. 250mm, v počtu 8ks/m². Hrubá reprofilace povrchu ŽB konstrukce byla provedena stříkaným betonem C20/25 s tvarováním do původního tvaru konstrukce, případně s mírným navýšením tloušťky konstrukce, pro zajištění krycí vrstvy výztuže. V dalším kroku bylo nutno zajistit dokonalé vyplnění lokálních kaveren a trhlin injektáží aktivovaným cementovým gelem. Staticky byly trhliny zajištěny trny z betonářské oceli R20. Kolmo na trhlinu byly provedeny v rozestupech cca 250 mm od sebe, střídavě z obou stran, šikmé vrty do hloubky cca 1,9 m. Vrty vyplněné aktivovaným cementovým gelem byly vystrojeny trny z betonářské oceli R20/1800 mm. Do povrchu hrubé reprofilace byly v místech průběhu trhlin, kolmo na ně, vyfrézovány po 250 mm od sebe drážky hluboké 30 mm a do nich vlepeny pruty helikální výztuže 8/1000 mm.

Celoplošná uzavírací sanační stěrka v tloušťce cca 5mm byla aplikována na hrubou reprofilaci, v místech, kde se stěrka nanášela na původní betony, byl použit spojovací můstek. Celá oprava povrchů byla zakončena provedením sjednocujícího, uzavíracího nátěru ve dvou vrstvách.

Samostatnou kapitolou sanace malé vodní elektrárny Komín bylo těsnění výronů vody. Po letech provozu si voda našla cesty přes betonovou konstrukci ze všech stran, nejen ze strany od koryta Svatky, jak se původně předpokládalo. Pro zdárné provedení sanací opravovaných železobetonových konstrukcí bylo rozhodujícím úkolem utěsnění všech průsaků a výronů, které se po zajištění a odčerpání vody projeví v plném rozsahu. Postup těsnění se částečně lišil podle toho, zda se jednalo o výron vody v trhlíně, nebo zda voda prolínala betonem v ploše, ale základní postup byl v obou případech obdobný. Beton v okolí průsaku vody byl odsekán, aby se co nejpřesněji lokalizovalo místo průsaku. Do předpokládaného místa poruchy se provedl vrt pro řízený odtok. Kolem tohoto vrtu, případně do průběhu trhliny, se provedly vrty a osadily injektážní pakry, kterými se do konstrukce injektovaly polyuretanové směsi. Zbylé průsaky byly eliminovány buď opakovanou injektáží polyuretanu nebo použitím rychle tuhoucích hmot. Závěrečným krokem byla injektáž odlehčovacího vrtu a celé těsněné oblasti aktivovaným cementovým gelem.

V průběhu tří měsíců se podařilo provést kompletní sanaci železobetonových konstrukcí vodní elektrárny. Při realizaci oprav bylo spotřebováno přes 220 tun betonových směsí, 6000 kg betonářské výztuže a bylo osazeno přes 5000 kusů kotevních trnů.

4. Závěr

Ekologický provoz tak bude moci dál spolehlivě sloužit jako vyrovnávací zdroj pro elektrárnu na Brněnské přehradě a současně pokračovat ve výrobě elektřiny. Malá

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

vodní elektrárna v Komíně ročně vyrobí přes 700 tisíc kWh elektřiny a dodá elektřinu více než dvěma stovkám domácností.

Použité materiály:

pasivace výztuže
hrubá reprofilace

Knauf TS110

stříkané betony - receptura SASTA, směs míchána v betonárně

Knauf TS220, Knauf TS425

jemná sanační malta

Knauf TS310

spojovací můstek

Knauf TS110

uzavírací nátěr

Knauf TS750

injektáže na bázi cementu

aktivovaný cementový gel - receptura SASTA

injektáže na bázi polyuretanu

Stado PurInjekt Cut

rychletuhnoucí malta

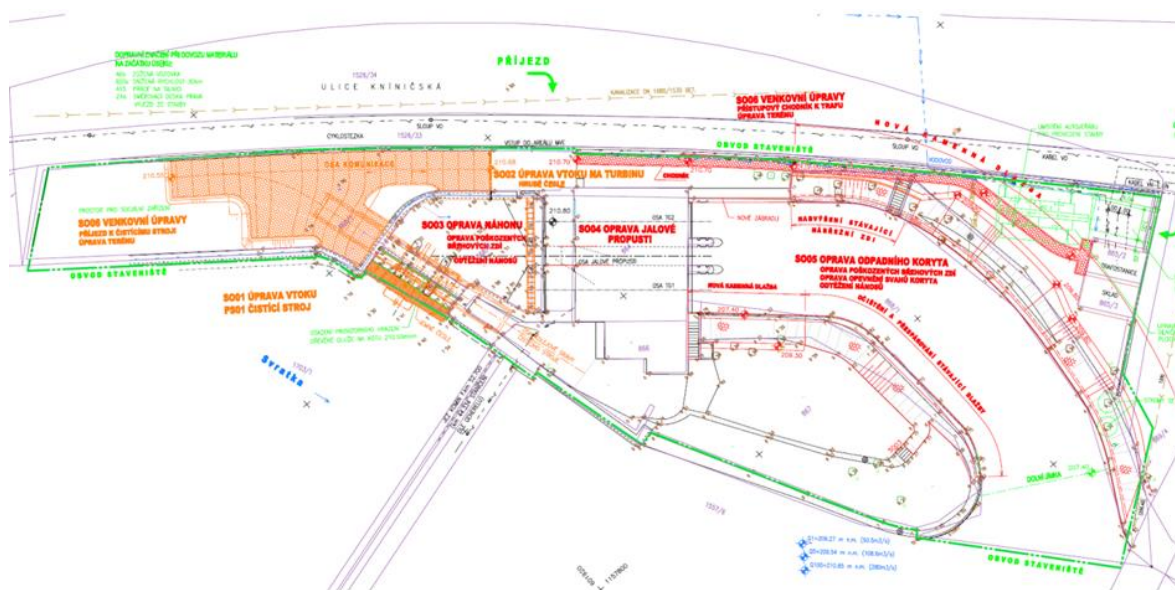
Stado Plug 30 sec.

Kontakt

Ing. Ivo Macháň, machan@sasta.cz, 604 830 096, SASTA CZ, a.s., Votroubkova 546/11, 620 00 Brno, www.sasta.cz

Ing. Tomáš Kalábek (stavbyvedoucí), kalabek@sasta.cz, 605 917 161, SASTA CZ, a.s., Votroubkova 546/11, 620 00 Brno, www.sasta.cz

Fotodokumentace



Obrázek 1.: Situace stavby



Obrázek 2.: Náhon stav po vyčerpání



Obrázek 3.: Sešití a injektáž trhlin

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverčí 95, Brno



Obrázek 4.: Armování, náhon



Obrázek 5.: Armování, odpadní koryto



Obrázek 6.: Aplikace stříkaného betonu



Obrázek 7.: Řízený výtok vody

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverí 95, Brno



Obrázek 8.: Aplikace stříkaného betonu



Obrázek 9.: Aplikace stěrek



Obrázek 10.: Vzhled konstrukce po aplikaci nátěrů, odpadní koryto



Obrázek 11.: Vzhled konstrukce po aplikaci nátěrů, odpadní koryto

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverí 95, Brno



Obrázek 12.: Vzhled konstrukce po aplikaci nátěrů, náhon



Obrázek 13.: Obnovení provozu

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverí 95, Brno



Obrázek 14.: Napuštěné odpadní koryto

MÍRA PENETRACE HYDROIZOLAČNÍCH INFUZNÍCH GELŮ V ZÁVISLOSTI NA VLHKOSTI STAVEBNÍCH MATERIÁLŮ

THE PENETRATION RATE OF INJECTION GELS AND ITS DEPENDANCE ON WTNESS OF VARIOUS BUILDING MATERIALS

**Jindřich Melichar, Michaela Fiedlerová
Rostislav Drochytka**

VUT v Brně, Fakulta stavební, Veveří 95, 602 00 Brno

Anotace:

Metoda sanace vlhkého zdiva prostřednictvím hydroizolačních infuzních clon je v dnešní době jednou z nejrozšířenějších metoda zamezení vztlínání kapilární vlhkosti ve starých ale i nových budovách. Mezi výhody této metody patří zejména snadná a rychlá aplikovatelnost a nízká míra zásahu do stavební struktury ošetřovaného objektu. Mezi parametry ovlivňující funkčnost a celkovou účinnost infuzní clony patří vlhkost ošetřovaného zdiva. Hlavním cílem tohoto článku je sledování změn v míře penetrace injektážních gelů v závislosti na vlhkosti stavebního materiálu.

Annotation:

Redevelopment of wet masonry via usage of hydroinsulating injection screens is nowadays one of the most widespread methods used in order to stop rising wetness in old but also new structures. Advantages of this method are quick and easy application and low impact on the treated buildings structure. One of the parameters influencing efficiency and functionality of injection screen is wetness of the treated masonry. Main object of this paper is to observe changes in penetration rate of injection gels in dependence on wetness of the building material.

Klíčová slova: Infuzní clona, injektážní gel, míra penetrace

Keywords: Infusion screen, injection gel, penetration rate

1. Úvod

Na mnoho budov, hlavně historicky významných, jenž jsou postiženy vlivem vztlínající kapilární vlhkosti, zejména v nižších částech a sklepech nemohou být aplikovány klasické mechanické metody sanace, z důvodu vysokého mechanického zásahu do struktury a zároveň statiky budovy. Zásah v takovém měřítku by mohl nezvratně poškodit významné historické památky.

Metoda aplikace hydroizolačních infuzních clon je v tomto případě ideálním řešením. Jediným zásahem do struktury budovy je vytvoření horizontální linie vrtů v místě, kde je požadováno vytvoření clony, a tedy zamezení vztlínání vlhkosti.

V rámci volby nejvhodnějšího postupu sanace musí být vybrán vhodný infuzní gel, u kterého dochází k maximální penetraci při vlhkosti daného materiálu.

2. Zkoušky penetrace infuzní clony dle vlhkosti injektovaného materiálu

2.1. Různá vlhkost zkušebních těles

Pro provedení této laboratorní zkoušky byly zvoleny zkušební vzorky o velikosti poloviny běžné cihly plné pálené. Celkově byly testovány vzorky cihly plné pálené, pórobetonu, cihly pískovcové, a dva druhy zdící malty (Betosan a Knauf).

Do těchto vzorků byly posléze vyvrtány dva zmenšené otvory o průměru 6 mm pro aplikaci injektážního gelu. Byly testovány tři různé druhy infuzních gelů s pracovním označením B, C a D vybrané na základě výsledků předchozích laboratorních zkoušek.

Pro testování míry penetrace injektážního gelu při různých vlhkostech stavebních materiálů byly zvoleny hodnoty 25 %, 50 %, 75 % a 100 % maximální dosažitelné vlhkosti v daném materiálu. [3]

Aby bylo možné získat laboratorní vzorky o požadovaných vlhkostech, byla vždy 100% nasáklá zkušební tělesa umístěna do sušárny. Poté byla v půlhodinových intervalech vždy vyjmuta a zvážena. Tímto způsobem bylo možné pro každý materiál stanovit dobu pobytu absolutně nasáklého zkušebního tělesa v sušárně za účelem dosažení požadované vlhkosti.

Poté, co se u daného zkušebního vzorku dosáhlo požadované vlhkosti, došlo k injektáži gelu do připravených vrtů. Aby nedošlo ke změně vlhkosti testovaného tělesa před tím, než se stihne injektážní gel zcela penetrovat do jeho objemu, byly všechny vzorky posléze neprodyšně uzavřeny v plastových obalech po dobu pěti dnů. [1]

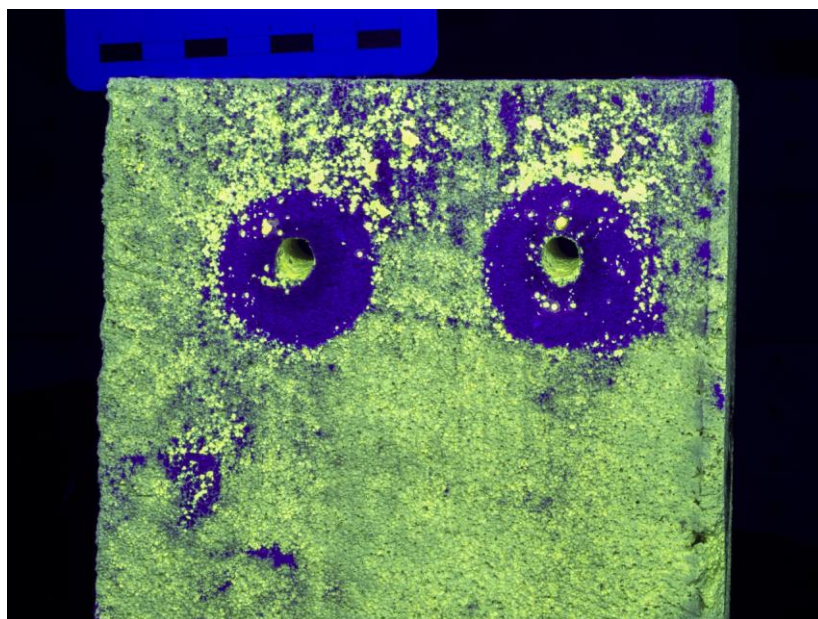


Obrázek 1.: Zkušební vzorky o různých vlhkostech s aplikovaným injektážním gelem a neprodyšně uzavřené v plastových obalech

2.2. Stanovení míry penetrace při různých vlhkostech

Po uplynutí doby potřebné k tomu, aby došlo k maximální možné penetraci zkušebního tělesa injektážním gelem (v tomto případě pěti dní) byla zkušební tělesa vyjmuta z plastových obalů a v polovině materiálu, v rovině kolmé na rovinu vrtů podélně rozřezány.

Jediný způsob, jakým mohla být tato zkušební metoda vyhodnocena bylo vizuálně. Z tohoto důvodu byl na připravená tělesa aplikován vlhkostní indikátor, který je aktivovaný UV zářením. Zelená místa značí přítomnost indikátoru, místa která absorbují vlhkost. Tmavá místa naopak značí přítomnost injektážních gelů. [2]



Obrázek 2.: Vzorek pórobetonu s aplikovaným infuzním gelem a vlhkostním indikátorem

2.3. Vyhodnocení zkoušky penetrace infuzní clony dle vlhkosti injektovaného materiálu

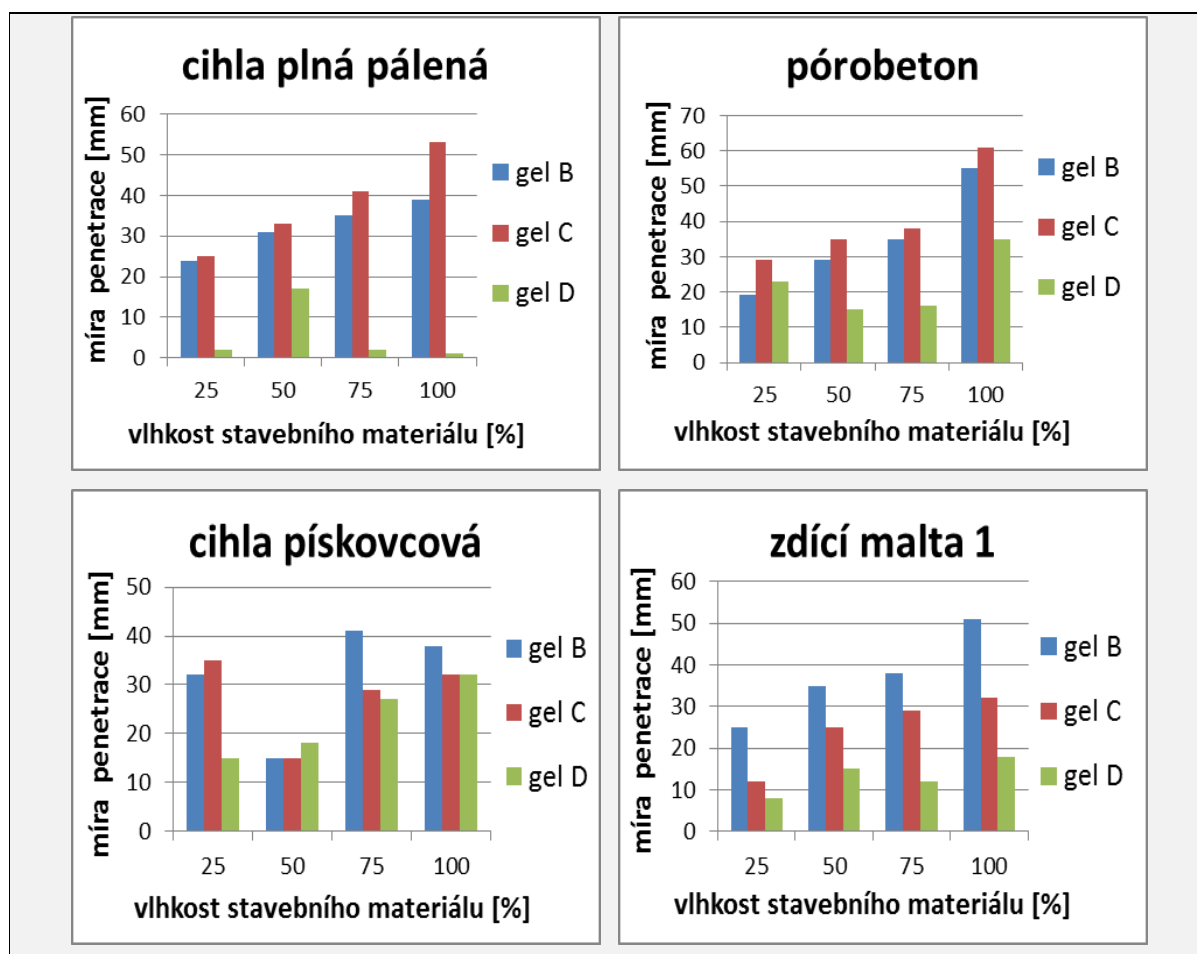
U všech pěti testovaných stavebních materiálů byla pozorována určitá míra penetrace injektážními gely. Celkově byl pozorován trend rostoucí míry penetrace v závislosti na vlhkosti stavebních materiálů. K nejrozsáhlejší a nejzřetelnější penetraci injektážním gelem došlo u zkušebních vzorků zdící malty 2 - Knauf a pórobetonu. Také u vzorků cihly plné pálené byla pozorována poměrně uspokojivá míra penetrace. Naopak k nejslabšímu průniku injektážních gelů do stavebního materiálu došlo u těles cihly pískovcové a zdící malty 1 - Betosan.

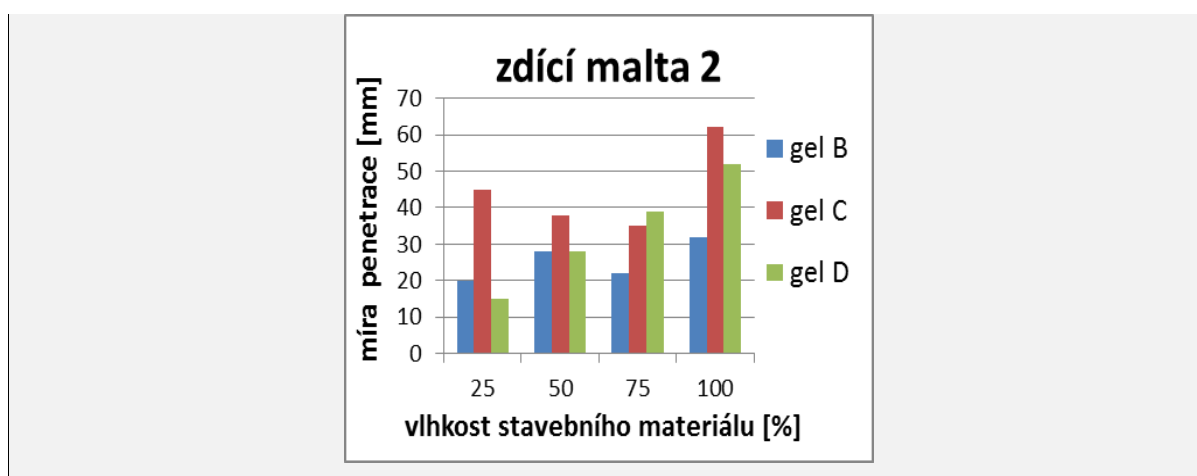
Tabulka 1.: Výsledné hodnoty testování míry penetrace infuzních gelů při různé vlhkosti stavebních materiálů

		Míra penetrace v závislosti na vlhkosti [mm]				
		Úprava	25%	50%	75%	100%
Cihla plná pálená	gel B	24	31	35	39	32
	gel C	25	33	41	53	38
	gel D	2	17	2	1	6
Pórobeton	gel B	19	29	35	55	35
	gel C	29	35	38	61	41
	gel D	23	15	16	35	22

Cihla pískovcová	gel B	32	15	41	38	32
	gel C	35	15	29	32	28
	gel D	15	18	27	32	23
Zdící malta 1 - Betosan	gel B	25	35	38	51	37
	gel C	12	25	29	32	25
	gel D	8	15	12	18	13
Zdící malta 2 - Knauf	gel B	20	28	22	32	26
	gel C	45	38	35	62	45
	gel D	15	28	39	52	34

Jak již bylo zmíněno výše, jak při různé vlhkosti stavebního materiálů, tak u různých injektážních gelů i materiálů byl pozorován trend přímé úměrnosti mezi rostoucí mírou penetrace a rostoucí vlhkostí injektovaného materiálu. To je se vši pravděpodobností způsobeno tím, že injektážní gel interaguje s vodou přítomnou ve struktuře a jejím prostřednictvím proniká dále do stavebního materiálu.





Obrázek 3.: Grafické znázornění výsledků testování vlivu vlhkosti stavebních materiálů na míru penetrace infuzních gelů

3. Závěr

Jako nejvhodnější ze tří testovaných injektážních gelů se z hlediska míry penetrace při různých vlhkostech jeví gel C, a to u cihly plně pálené, pórobetonu, zdící malty 1 a 2. Druhým nejefektivnějším je gel B, u něhož byly pozorovány dobré výsledky při injektáži do cihly plně pálené, pórobetonu a nejlepší výsledky u cihly pískovcové. Jako nejméně vhodný se jeví gel D, u kterého byly pozorovány průměrné míry penetrace pórobetonu a zdící malty 2. Ostatní materiály penetruje jen velmi obtížně.

Byl tedy prokázán trend rostoucí míry penetrace gelů v závislosti na vlhkosti stavebního materiálu, což odpovídá požadavkům na účinnost infuzního materiálu, jenž je v drtivé většině případů aplikován do vlhkého zdiva.

Poděkování

Příspěvek byl vytvořen za finanční podpory z prostředků státního rozpočtu prostřednictvím Ministerstva průmyslu a obchodu ČR v rámci projektu FR-TI4/270 s názvem „Gelový infuzní clonový systém pro dodatečnou hydroizolaci různých druhů zdiva s využitím druhotných surovin“.

Literatura

- [1] WTA směrnice 4-4-04/D: Injektáž zdiva proti kapilární vlhkosti. Praha: Tauris, 2005. ISBN 80-02-01773-0.
- [2] ČSN 73 1357: Stanovení kapilárních vlastností pórobetonu

-
- [3] ČSN 72 5010: Stanovení nasákavosti, zdánlivé pórovitosti a pórovitosti vypálených keramických směsí a výrobků

Kontakt

Ing. JINDŘICH MELICHAR, tel: 776146770, e-mail: melichar.j@fce.vutbr.cz, Ústav technologie stavebních hmot a dílců, FAST VUT v Brně, Veverčí 95, 602 00 Brno.

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverří 95, Brno

SANACE PRŮMYSLOVÉ BETONOVÉ PODLAHY PO POŽÁRU HALY

REDEVELOPMENT OF INDUSTRIAL CONCRETE FLOORS AFTER THE FIRE HALL

Karel Mikulica, Rudolf Hela

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební,
Ústav technologie stavebních hmot a dílců

Anotace:

Příspěvek pojednává o problematice zjišťování škod na podlahových betonových konstrukcích vlivem působení vysokých teplot během požáru. V článku je následně proveden stavebně technický průzkum na konkrétním případě, spolu s návrhem a provedením sanačních prací.

Annotation:

The paper discusses the issue of damage detection on the floor of concrete structures due to high temperatures during the fire. The article is followed by the execution of construction and technical survey on the case, along with the design and execution of remediation.

Klíčová slova: Beton, průmyslové podlahy, tepelné zatížení, sanace, pevnost v tahu povrchových vrstev, rentgenová difrakční analýza.

Keywords: Concrete, industrial flooring, thermal load, remediation, the tensile strength of the surface layers, X-ray diffraction analysis.

1. Úvod

Každá stavební konstrukce by měla být navržena s ohledem na bezpečnost použití, tak aby určitou dobu zabránila šíření požáru, a byla schopna odolávat vysokým teplotám, které během požáru vznikají. Požární odolnost stavebních konstrukcí je hodnocena v čase, resp. v minutách, po které je konstrukce schopna odolávat účinkům plamene a vysokých teplot. Při řešení požární bezpečnosti staveb je třeba znát hodnoty požární odolnosti jednotlivých stavebních výrobků a konstrukcí a navrhovat konstrukce, které požadované hodnoty požární odolnosti splní. Ověřování požární odolnosti se provádí zkouškou nebo na základě výpočtu porovnáváním dle zkušebních norem a předpisů. Požární ochrana musí být zachována po celou dobu životnosti stavby.

Hlazené průmyslové betonové podlahy se díky svým vlastnostem staly nedílnou součástí provozu průmyslových objektů. Díky vysoké odolnosti použitých minerálních vsypů vůči ohrubnosti jsou tyto podlahy v kategoriích XM 2 až 3. Proto pokud zhotovitel nepodcenil přípravu nebo průběh betonáže a následné hlazení nenarušil nějaký neočekávaný děj (např. prudký déšť při venkovní betonáži apod.), mají tyto podlahy dlouhou životnost i při nešetrném zacházení.

Nicméně ani taková podlaha není nezníčitelná, natož po působení vysokých teplot vlivem požáru. Beton je materiál nehořlavý, ale v případě vystavení vysokých teplot, dochází ke zmenšení jeho pevnosti. Při požáru dochází v betonu k fyzikálním i chemickým změnám. Rozsah těchto změn má vliv na výsledné vlastnosti materiálu. Tyto změny ovlivňuje průběh teplot, délka tepelné zátěže, namáhání konstrukce a způsob přestupu tepla.

Vlivem tepelné zátěže dochází u betonových konstrukcí k následujícím jevům:

- Při teplotách okolo 100 °C se odpařuje fyzikálně vázaná voda a vlhkost v pórech. Tento děj dočasně zvyšuje pevnost betonu a rychlost odpařování vody ovlivňuje druh a technologické provedení betonu. Při 200 až 250 °C dochází k první významné degradaci pevnosti tohoto materiálu.
- Při teplotách nad 300 °C bývá porušen mikrotrhlinami na ohřívaném povrchu. Prudká expanze páry způsobuje i odprýsknutí horní vrstvy betonu. Pevnost se snižuje v rozsahu 15 - 40 %.
- Teploty 400 - 600°C uvolňují z betonu chemicky vázanou vodu a dochází k přeměně hydroxidu vápenatého na oxid vápenatý a vodu. Tato chemická reakce velmi ovlivňuje pevnost a ostatní parametry betonu.
- Při teplotách nad 800 °C se struktura betonu sline a vzniká keramická vazba, která nahradí hydraulické spojení mezi složkami betonu.
- Běžné typy betonu začínají tát při teplotách 1200°C, žáruvzdorné okolo 1550 °C. [1]

2. Průzkum a sanace vyhořelého objektu

2.1. Popis situace

Na přelomu let 2013 - 2014 proběhla rekonstrukce části průmyslové haly patřící společnosti KOZÁK SVITAVY s.r.o. v Lanškrouně určené ke galvanování železných výrobků. Byla zde provedena nová průmyslová podlaha v tloušťce 180 mm s využitím betonu třídy C 25/30 vyztuženého ocelovými drátky v dávce 25 kg/m³ betonu. Povrchová úprava byla provedena zahlazením minerálního vsypu strojními hladičkami. V celkové ploše se jednalo cca o 1200 m². Tyto práce provedla společnost SPOLIA s.r.o. zabývající se prováděním průmyslových podlah.

Právě výše uvedený objekt byl cca po 4 měsících od realizované rekonstrukce zasažen požárem. Původem byla s největší pravděpodobností závada na přívodním kabelu jednoho z čerpadel používaných v galvanovně na cirkulaci chemických látek v lázni (odmašťovadla, kyselina chlorovodíková, zinečnatý roztok apod.). Zhruba hodinu a půl po začátku hasebního zásahu se zdálo, že požár je zcela uhašen a požářiště nevykazovalo známky nebezpečí. Krátce na to však došlo k nečekanému vznícení nahromaděných horkých plynů ve stropních prostorách budovy. Takzvaný backdraft, neboli explozivní hoření pravděpodobně iniciovalo odvětrávání prostoru, při kterém se horké plyny okysličily a vzňaly. [2] Poté se na podlahu zřítily dřevěná konstrukce tvořící střechu, čímž vznikly lokální body s vyšší teplotou.

Po uhašení následovalo prozkoumání z hlediska statiky, kdy bylo zjištěno, že okolní části objektu nejsou narušeny. Došlo tedy k odstranění trosk a vyklizení vyhořelého objektu. Během odstraňování trosk bylo zjištěno, že povrch nové betonové podlahy v části expedice je sice místy odprýskaný, ale jinak neporušen např. "divokými" prasklinami, což naznačovalo, že byl povrch zahřát na více jak 300 °C, protože došlo k odprýskání horní vrstvy betonu vlivem prudké expanze páry do hloubky až 25 mm. Ve výrobní části však museli být teploty mnohem vyšší, protože byla zaznamenána fragmentace betonové desky a odprýskání horní vrstvy betonu bylo mnohem větší, až do hloubky cca 50 mm. Z toho lze usuzovat, že požár zde byl i vlivem uskladněných chemikálií mnohem silnější. Bylo tedy nutné provedení stavebně technického průzkumu pro posouzení vhodného sanačního zásahu. Například, zda by pro obnovu použitelnosti nepostačovalo pouze odfrézování několika milimetrů z tloušťky desky s následným vytvořením nějaké nové povrchové úpravy. Při výraznějším narušení povrchových partií by bylo nutné jeho kompletní obnovení, to je vybourání.

2.2. Stavebně technický průzkum

Předchozí rekonstrukce byla provedena jen několik měsíců před neštěstím, takže se vědělo všechno o složení a tloušťce betonové podlahy. Nebyl tedy důvod obávat se nějakých nečekaných zjištění v podobě malé tloušťky, nižší předpokládané pevnosti betonu v tlaku apod. Z nastávající situace však vyplynulo, že vlivem montáže nové technologie v části výroby bude navýšeno užité zatížení

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

podlahy oproti původnímu stavu, bylo tedy statikem rozhodnuto, že se tato část (cca 550 m²), která byla nejvíce narušena požárem, kompletně vyjme a nahradí zcela novou deskou navrženou dle nového užitného stavu. V části expedice (cca 650 m²) však bude proveden stavebně technický průzkum, zda by mohla být provedena sanace.



Obrázek 1.: Pohled na betonovou desku - povrch je vlivem prudké expanze páry narušen

Po dešti bylo zjištěno, že nedochází k odtoku srážkové vody a celá zkoumaná plocha se nachází pod vodou. Z tohoto důvodu bylo prozkoumáno odtokové potrubí a zde identifikovány jeho výrazné deformace, které nastaly vlivem žáru. Poté co odtekla dešťová voda, byly započaty práce na samotném stavebně technickém průzkumu. Na nejvíce narušených místech byly vyříznuty trámečky do hloubky cca 50 mm k dalším laboratorním testům. Dále bylo provedeno několik odtrhových zkoušek na předem vysušených a očištěných místech.

2.3 Provedené zkoušky

Přímo na staveništi byly provedeny zkoušky pevnosti v tahu povrchových vrstev a odebrány trámečky o tloušťce cca 50 mm pro rentgenovou difrakční analýzu.

Pevnost v tahu povrchových vrstev betonu se provádí odtrhovou zkouškou pomocí zkušebních terčů o průměru 50 mm, které se nalepí na povrch vyšetřovaného betonu a ořežou do požadované hloubky, která se řídí max. zrnem

kameniva a průměrem terčů. Zatěžováním terčů se určí tahová pevnost povrchu betonu v MPa. [3] Celkem bylo provedeno 5 měření, z nichž 3 vyhověly požadavku na minimální pevnost 1,5 MPa a 2 měření těsně nevyhověla.



Obrázek 2.: Provádění zkoušky pevnosti v tahu povrchových vrstev betonu

Tabulka 1.: Hodnoty pevnosti v tahu povrchových vrstev betonu naměřených během stavebně technického průzkumu přístrojem DYNA

Měření číslo	Pevnost v tahu povrchových vrstev [MPa]
1	1,61
2	2,79
3	1,38
4	1,87
5	1,44

Rentgenová difrakční analýza je metoda sloužící pro identifikaci krystalických látek ve vzorku. Její princip je založen na detekci odraženého RTG záření vznikajícího interferencí na krystalické mřížce látky, která je charakterizována vzdáleností atomů v mřížce. [3] Z testů provedených na 3 vzorcích odebraných z místa měření vyplynulo, že nedošlo k tvorbě slinuté keramické fáze a ani nedošlo k uvolnění chemicky vázané vody, z toho lze vyčíst, že povrch nebyl nad 400 °C tepelně namáhán, alespoň ne po delší časový interval. Předpokládáme tedy, že výraznějšímu narušení betonu dopomohl zaleštěný povrch s minerálním vsypem, který dostatečně dlouho odolával vyšší teplotě v okolí. Dále bylo zjištěno, že v hloubce 20 mm pod povrchem již betonová směs vykazuje standardní krystalické složení betonové směsi.

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverí 95, Brno



Obrázek 3.: Odběr vzorku pro RTG analýzu

Souhrn veškerých výsledků tedy vedl k závěru, že po plošném odstranění 20 mm narušeného betonu, případně lokálnímu navýšení tloušťky odebírané vrstvy, by již podklad měl být vhodný k následné sanaci povrchových vrstev.

2.4 Sanace

Dle předchozího stavebně technického průzkumu bylo rozhodnuto, že se celoplošně odfrézuje 20 mm vrstva narušeného betonu pomocí silniční frézy, s tím že lokálně bude sanace provedena hlouběji dle potřeby a stavu betonu. Následně bylo vybráno, že novou finální vrstvu bude tvořit epoxidová stěrka s posypem křemičitým pískem v odstínu RAL 7001, protože je bezespará, chemicky odolná a dostatečně únosná pro plánovanou technologii.



Obrázek 4.: Frézování porušeného povrchu

Před započítáním prací byly opětovně ověřeny parametry podkladu pomocí odtrhových zkoušek podkladu, čímž mohly započít práce na nové finální povrchové úpravě. Nejprve byla provedena reprofilace řezaných dilatačních spár, u nich muselo být provedeno hloubkové vyfrézování, protože byly zašpiněny vlivem spálení původního krycího PVC provazce. Dále byla provedena dvojitá penetrace s přesypem křemičitým pískem, na tu byla následně provedena vyrovnávací vrstva z plastbetonu, včetně nájezdů do přilehlých prostor. Po zatvrdnutí byly opětovně proříznuty dilatační spáry, které byly následně přetmeleny polyuretanovým tmelem. Nakonec byla provedena finální barevná epoxidová stěrka.

3. Závěr

Na základě výše uvedeného lze konstatovat, že využití komplexu fyzikálně-mechanických a chemických metod při diagnostice konstrukcí zasažených nahodilým tepelným šokem je jedním z nezbytných kroků pro adekvátní sanační zásah. Provedením vhodných zkoušek a analýz v řádu tisíců korun lze předejít zbytečnému prohýření statisíců korun při nepotřebné destrukci a následné výstavbě nové konstrukce.

V současné době, kdy se neustále rozvíjí vědní disciplíny včetně studia stavebních materiálů je vhodné zvážit výhodu jejich zařazení pro diagnostické účely narušených konstrukcí. Konkrétně lze poukázat na výhodu využití rentgenového tomografu, kterým disponuje např. výzkumné centrum AdMaS. Rentgenovým tomografem je možné vidět trojrozměrnou vnitřní strukturu daného materiálu. V tomto konkrétním případě by se jednalo o vývrt odebraný ze zasažené podlahy a pozornost by byla zaměřena na změny struktury. Konkrétně vznik vnitřních trhlin v matici či v kontaktní zóně matrice a kameniva. Zjištění takto učiněná by poskytla výrazně komplexnější posouzení a tím i celkovou vypovídající hodnotu o stavu daného konstrukčního celku z hlediska kvality materiálu.

Poděkování

Článek byl vytvořen v rámci řešení projektu č. LO1408 "AdMaS UP - Pokročilé stavební materiály, konstrukce a technologie" podporovaného Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy v rámci účelové podpory programu „Národní program udržitelnosti I" a projektu FAST-S-15-2795 „Vývoj nových typů sekundárních ochranných prostředků pro extrémní podmínky“.

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

Literatura

- [1] Izolace-info. *Požární odolnost stavebních konstrukcí*. [online]. [cit. 2015-24-04]. Dostupné z: <http://www.isolace-info.cz/aktuality/?nid=9505-pozarni-odolnost-stavebnich-konstrukci.html#.VTi9jpNCif8>
- [2] Město LANŠROUN. *Listy Lanškrounska*. [online]. [cit. 2015-24-04]. Dostupné z: <http://www.lanskroun.eu/cz/mesto/media/listy-lanskrounska/listy-lanskrounska-9-2014-vyber-z-textu/>.
- [3] BYDŽOVSKÝ, Jiří. *Technologie sanace*. 1. vyd. učební opory VUT FAST Brno, 2007. 157 s.

Kontakt

Ing. Karel MIKULICA, tel: 00420 541 147 522, e-mail: mikulica.k@fce.vutbr.cz,
Ústav technologie stavebních hmot a dílců, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00
Brno.

prof. Ing. Rudolf HELA, CSc., tel: 00420 541 147 508, e-mail: hela.r@fce.vutbr.cz,
Ústav technologie stavebních hmot a dílců, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00
Brno.

VÝVOJ SYSTÉMU MATERIÁLŮ PRO SANACI ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ S INHIBITORY KOROZE

**Václav Pumpr, Pavel Dohnálek, Zdeněk Vávra,
Rostislav Drochytka**

BETOSAN s.r.o.
VUT v Brně, Fakulta stavební

Anotace:

Tento příspěvek chce informovat o vývoji systému prefabrikovaných sanačních materiálů pro sanaci železobetonových konstrukcí s obsahem inhibitorů koroze. Jedná se o materiály zahrnující adhezní můstek, sanační hmoty pro ruční nanášení, suchý a mokvý strojní nástřik a finalizační dvou komponentní stěrku pro finalizaci povrchu konstrukce. V článku jsou popsány principy funkce inhibitorů koroze, měření jejich účinnosti a výsledky vývoje, který byl realizován ve spolupráci BETOSAN s.r.o. a VUT v Brně v průběhu 4 let s pomocí projektu FR-TI3/290.

1. Úvod

Inhibitory koroze jsou při sanaci konstrukcí používány v případech, kdy došlo k postupné degradaci konstrukce např. v důsledku karbonatace, nebo ke kontaminaci podkladu chloridovými ionty. V takových případech se významně zvyšuje riziko elektrochemické koroze výztuže. Obvyklým způsobem aplikace je nanášení transparentní kapaliny na povrch poškozené konstrukce. Ta potom elektrochemickou cestou migruje k výztuži a blokuje anodické, nebo katodické děje v železobetonu. Není neobvyklé, že působí na oba děje současně. Vedle toho ještě vytváří na povrchu výztuže neprostupný film, který brání pronikání látek způsobujících korozi k výztuži. Tím je obnovena schopnost betonu chránit (pasivovat) výztuž. Pomocí inhibitorů koroze je možné dosáhnout prodloužení životnosti a trvanlivosti i u konstrukcí, jejichž sanace by byla jinak velmi obtížná.

2. Cíle výzkumu

Projekt, který je v tomto příspěvku popisován, měl za úkol vyvinout materiály, kterými by bylo možné takovou ochranu konstrukci propůjčit v jednom kroku s běžným sanačním zásahem, tj. s obnovením tvaru konstrukce (obnovení krycí vrstvy betonu nad výztuží).

Zásadní tedy bylo vyvinout přísadu v práškové formě, kterou bude možné použít do suchých maltových směsí, nebo do suchých částí dvou komponentních materiálů.

V neposlední řadě byl vyvinutý inhibitor koroze porovnán s produkty, které jsou na trhu dostupné. Jako srovnávací produkty byly použity materiály Sika Ferrogard 901 (kapalina) a Cortec 2006 NS (prášek).

Vedle ověření standardně požadované funkce od inhibitorů koroze, tedy ochrany betonářské výztuže v náročném prostředí, bylo nutné ověřit také schopnost penetrace materiálu do podkladu a možnost jeho identifikace v konstrukci.

Vzhledem k tomu, že byly vytvářeny nové receptury materiálů, byla to příležitost k použití odpadních surovin, které by dokázaly efektivně zlevnit finální produkty a současně by měly při výrobě pozitivní vliv na životní prostředí, zejména na surovinové zdroje. Použité odpadní suroviny slouží částečně jako plnivo a současně jako latentně hydraulické pojivo v materiálech.

3. Výroba zkušebních těles

V prvním kroku byly navrženy směsi pro jednotlivé druhy produktů pro sanaci železobetonu.

Vzorová receptura měla následující skladbu s různým zastoupením jednotlivých složek:

- Písek několika zrnitostí
- Cement CEM I 42,5 R
- Vápenec
- Prášková polymerní disperze
- Polypropylénová vlákna délky 4 mm
- Přísada pro kompenzaci objemových změn
- Ztekuovač na bázi karboxylátů
- Styren-akrylátová disperze
- Struska Štramberk
- Voda

4. Inhibitor koroze

Následně byl vyvinut, na základě poznatků z rešerší a zkušeností účastníků projektu (VUT v Brně a BETOSAN s.r.o.), nový inhibitor koroze z tuzemských surovin INHIB 16 na bázi aminoalkoholů, který byl do jednotlivých směsí přidáván v množství 3 – 4 % z hmotnosti cementu. Současně byla vyrobena tělesa porovnávací, s inhibitory koroze komerčně dostupnými (dávkování dle doporučení výrobce) a referenční tělesa bez inhibitorů koroze.

Pro stanovení vhodného dávkování posloužila detekce průniku inhibitoru koroze do vyrobených vzorků. K tomu bylo využito detekční činidlo, které za přítomnosti v alkalickém prostředí, reaguje s inhibitory koroze vznikem fosforeskujících sloučenin. Ty je možné pod UV lampou odhalit pouhým okem. Vzorky, do kterých bylo přidáno detekční činidlo nebyly podrobeny jinému zkoušení, protože materiálová báze samotného činidla je vůči cementovému tmelu agresivní a mohlo by dojít ke zkreslení výsledků takového testu. Stejného postupu bylo použito i pro vzájemné porovnávání některých druhů komerčních inhibitorů koroze a nově vyvinutého INHIB 16.

5. Provedené zkoušky kvality směsí

Takto navržené směsi byly podrobeny běžným zkušebními postupům, které je mohou popsat. Byly stanoveny fyzikálně mechanické parametry jednotlivých druhů materiálů od pevnosti v tlaku až po obsah pórů v zatvrdlé směsi. Tím byla ověřena praktická použitelnost navržených kompozic.

Zkoušky zahrnovaly:

- Zkouška konzistence čerstvé malty
- Stanovení objemové hmotnosti
 - Stanovení objemové hmotnosti čerstvé malty
 - Stanovení objemové hmotnosti ztvrdlé malty

- Stanovení pevnostních charakteristik
 - Pevnost v tahu za ohybu
 - Pevnost v tlaku
- Stanovení soudržnosti odtrhovou zkouškou

6. Testování v chemicky agresivním prostředí

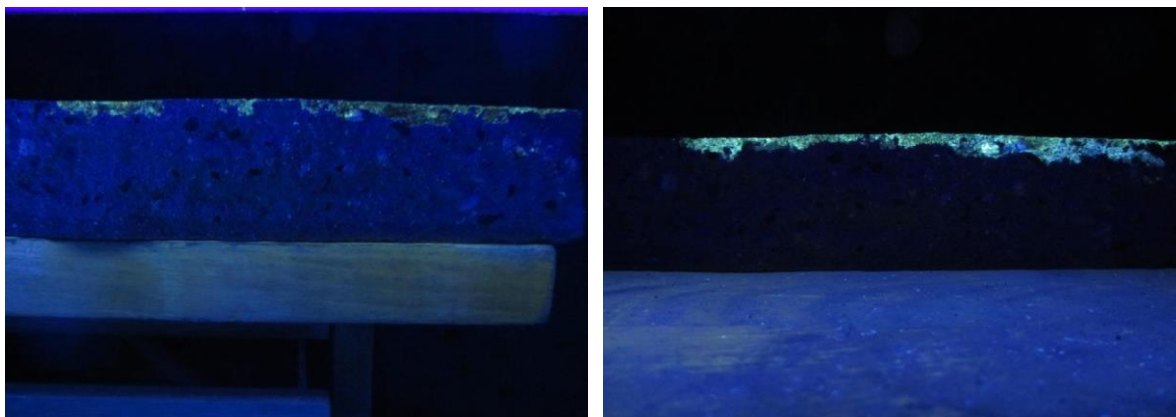
Další fáze zahrnovala zatížení vzorků z takto připravených materiálů chemicky agresivním prostředím. Bylo nutné posoudit trvanlivost vyztužených vzorků v prostředí s vysokou koncentrací síranů (tím byla ověřena i odolnost navržených materiálů síranové korozi) a zejména chloridů. Také byla posuzována míra zvýšení odolnosti vzorků poškozených karbonatů. Proto byla modifikována běžná forma pro výrobu těles pro sanační materiály tak, aby bylo možné do těles vložit výztuž s přesahem, který umožní následnou kontrolu stavu výztuže.

Pro potřeby zatěžování bylo vyvinuto zařízení pro automatické cyklování v agresivním prostředí. Jednalo se o cyklické zatěžování vzorků agresivním médiem a jejich vysušování. Schopnost inhibitorů koroze chránit výztuž, byla po ukončení zatěžovacích cyklů ověřována paralelně několika metodami.



Obrázek 1 Zařízení pro cyklování a zkušební těleso s výztuží

První metodou byla již výše uvedená kolorimetrická zkouška stanovující hloubku průniku inhibitorů koroze do vzorků.



Obrázek 2 inhibitor po aplikaci a po 24 hodinách

Pro stanovení míry koroze vzorků byla použita „**Ohmova metoda měření elektrického odporu**“. Měření změn elektrického odporu vzorku kovu je metodou, kterou je možno použít na nedestruktivní sledování kondice ocelové výztuže zabudované v betonové matrici. Při této metodě se využívá změna velikosti průřezu vzorku kovu, která se vlivem působících korozivních procesů zmenšuje, a známá závislost této změny na hodnoty elektrického odporu kovu. Pro elektrický odpor R vodiče proudu platí daný vztah.

$$R = \rho \cdot \frac{L}{F}$$

kde ρ ...je měrný odpor elektrického vodiče ($\Omega \cdot \text{mm}^2 \cdot \text{m}^{-1}$)

L ... délka elektrického vodiče (m)

F ... průřez elektrického vodiče (mm^2)

Pro čistou nezkorodovanou ocel se udává hodnota měrného odporu $0,098 - 0,15 \Omega \cdot \text{mm}^2 \cdot \text{m}^{-1}$

Souběžně byla použita **metoda „Poločlánekových potenciálů“**. Princip metody spočívá ve využití voltaického článku k měření potenciálu mezi elektrodami z různých kovů, které jsou ponořeny v roztocích svých iontů. Každý článek je dvěma poločlásky, přičemž poločlánek je jedna část voltaického článku, ve kterém se vyskytuje oxidace a redukce. Elektrický kontakt mezi poločlásky je nejčastěji vytvořen drátem a můstkem. Elektrony uvolněné při oxidaci poločlásku přejdou na redukovaný poločlánek elektrickým tokem vnějším drátem. Tento tok elektronů by měl za následek nabití roztoku a další přenos elektronů by se zastavil, proto je nutné umožnit přenos iontů, aby roztok zůstal elektricky neutrální. Elektroda je vodič elektronů, který je ponořen v roztoku v každém poločlásku. Elektroda, na které dochází k oxidaci, se označuje jako anoda, elektroda, na které dochází k redukci je katoda. Napětí mezi elektrodami se měří voltmetrem s vysokým vstupním odporem. Při praktickém měření na ocelové výztuži tvoří anodu ocelová výztuž v pórovém roztoku vyskytující se v betonu. Z toho důvodu je důležité, aby krycí vrstva betonu ocelové výztuže měla vysokou vlhkost. Pro měření se používá měděná elektroda (tyčinka) ponořená v nasyceném roztoku síranu měďnatého a vodivý můstek tvoří houbička, kterou je nutné udržovat v trvale vlhkém stavu tak,

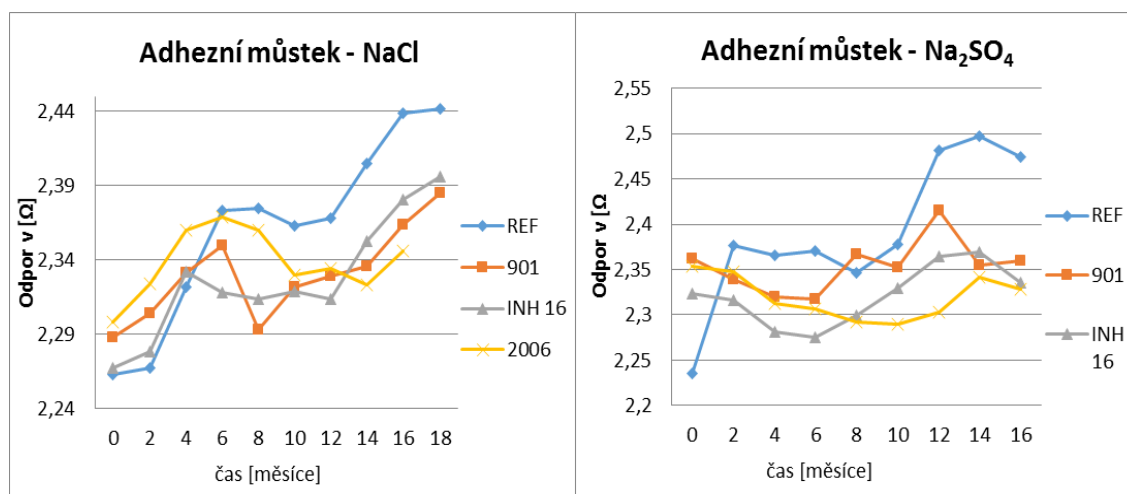
že po ní na povrchu betonu zůstane viditelná stopa. Měření se provádí pomocí přístroje CANIN.

7. Výsledky zkoušení v chemicky agresivním prostředí

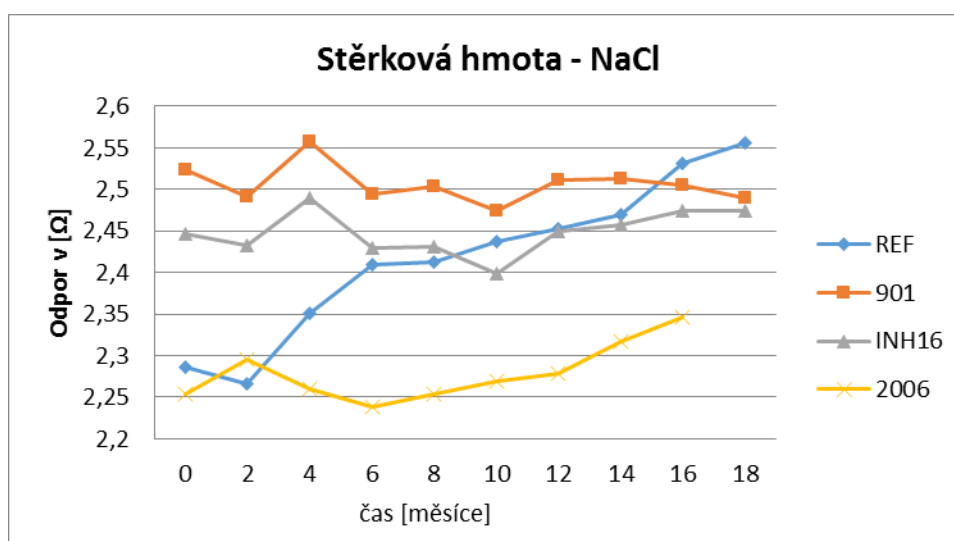
Jednotlivá tělesa byla testována po dobu 18 měsíců a z provedených zkoušek vzešly následující výsledky.

Tělesa, která byla vyrobena jako referenční, bez inhibitorů koroze dopadla výrazně hůře, než tělesa s inhibitory.

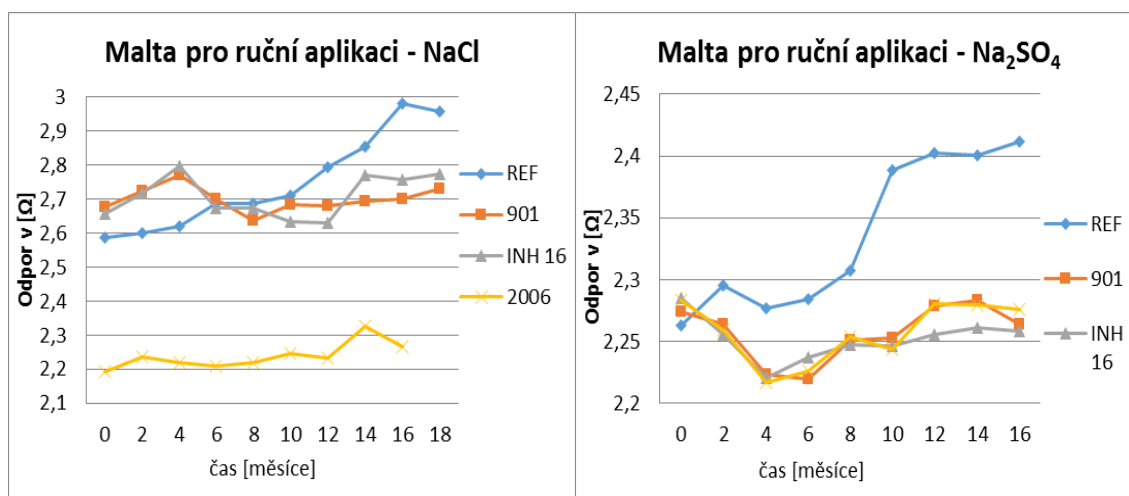
Graf 1: Průběh korozní aktivity adhezního můstku Ohmovou metodou



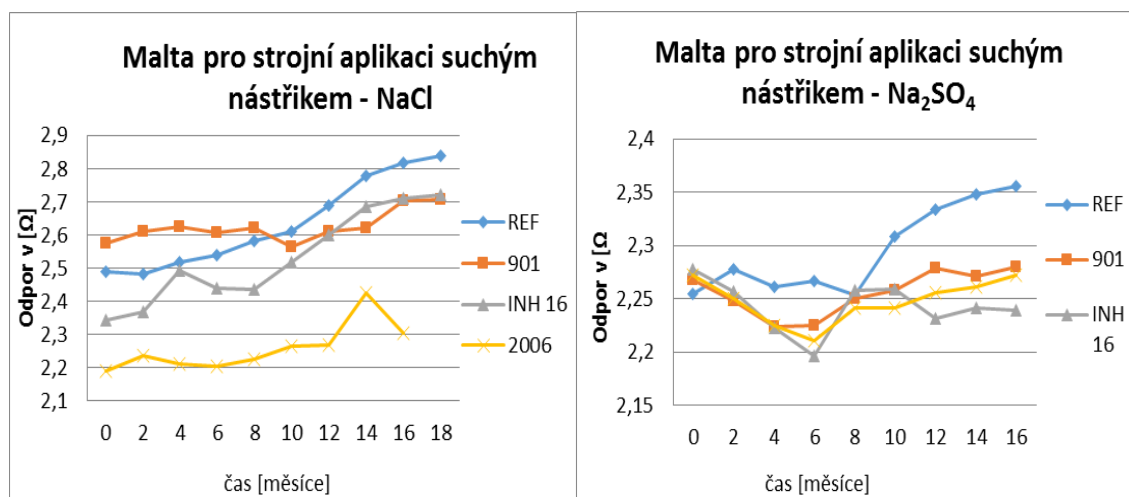
Graf 2: Průběh korozní aktivity stěrkové hmoty Ohmovou metodou



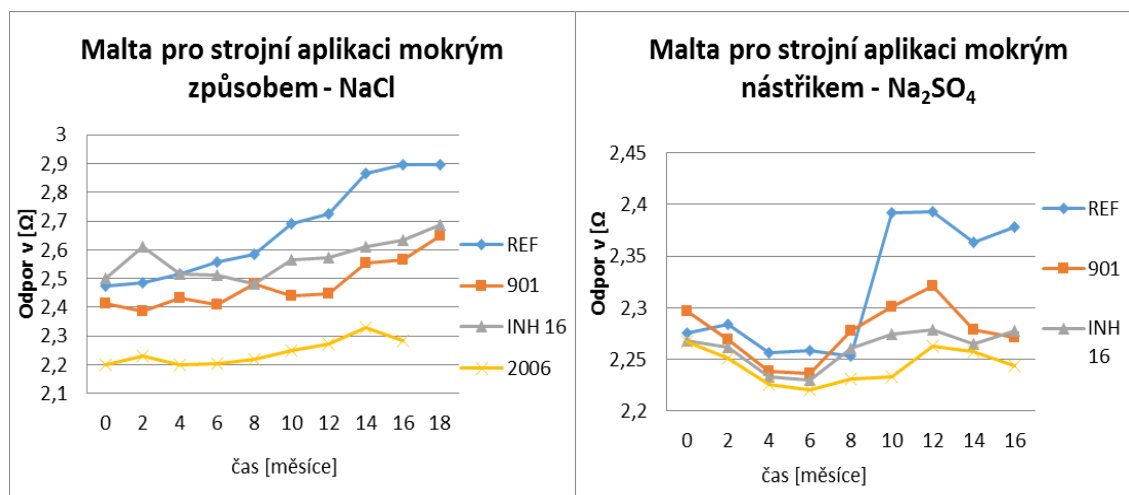
Graf 3: Průběh korozní aktivity malty pro ruční aplikaci Ohmovou metodou



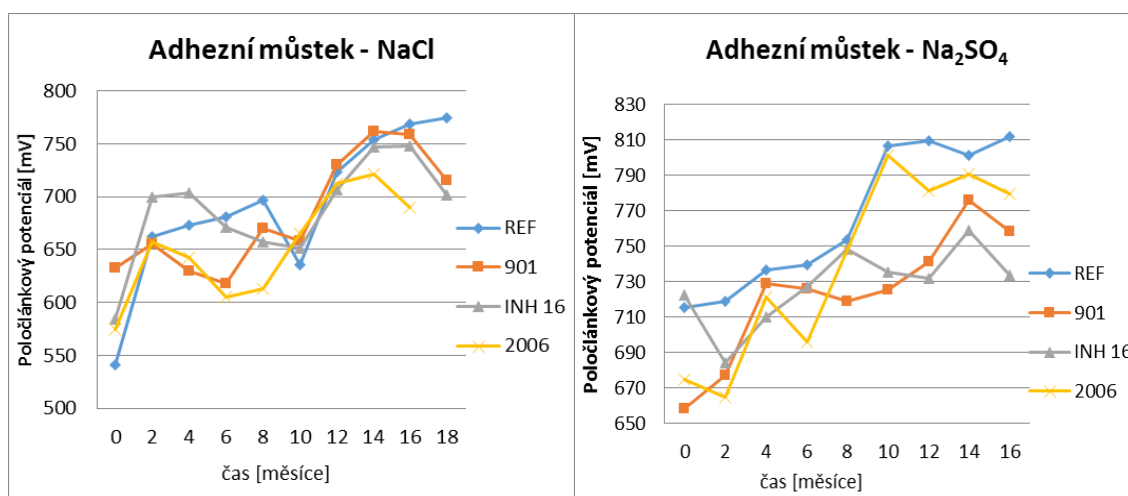
Graf 4: Průběh korozní aktivity malty pro strojní aplikaci suchým nástřikem



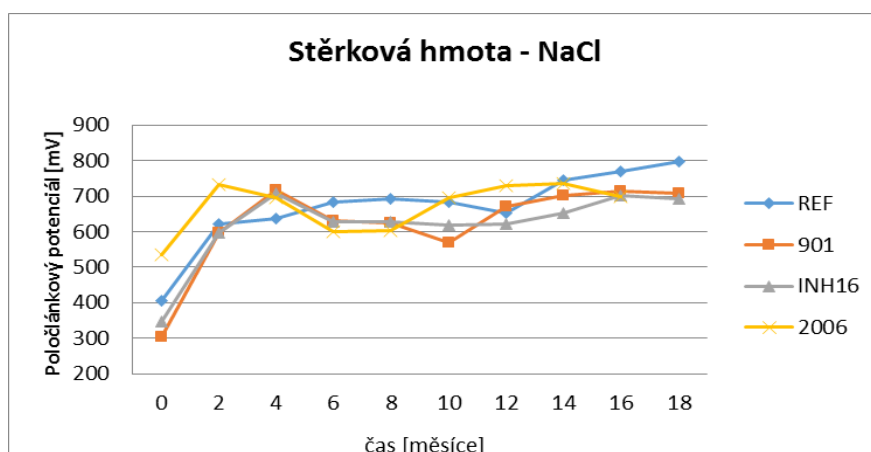
Graf 5: Průběh korozní aktivity malty pro strojní aplikaci mokrým nástřikem



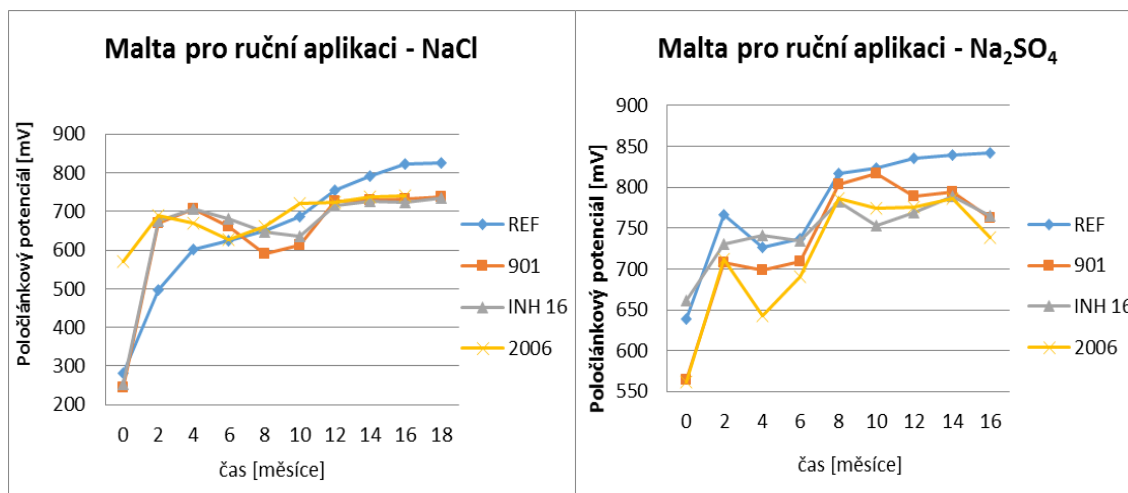
Graf 6: Průběh korozní aktivity adhezního můstku poločláňkovou metodou



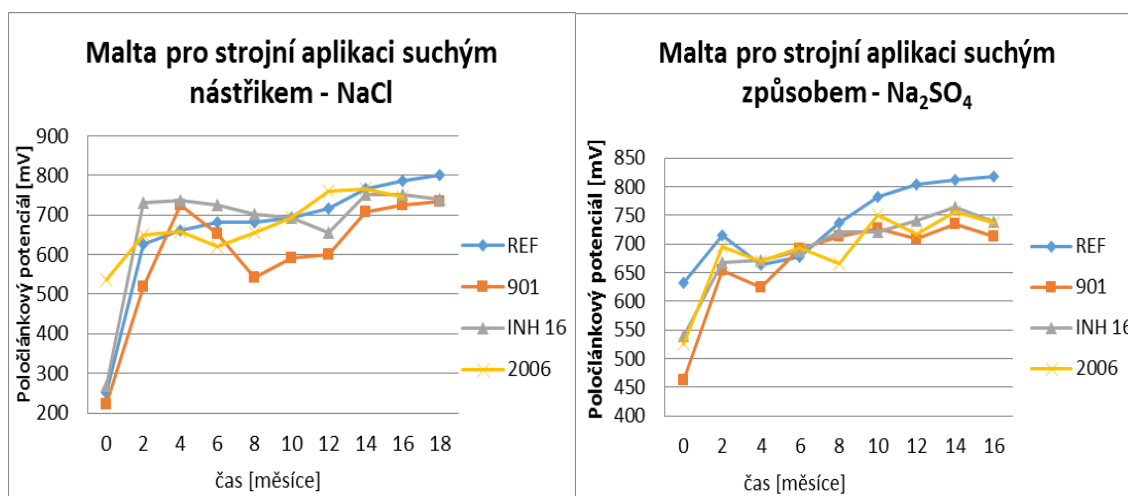
Graf 7: Průběh korozní aktivity stěrkové hmoty poločláňkovou metodou



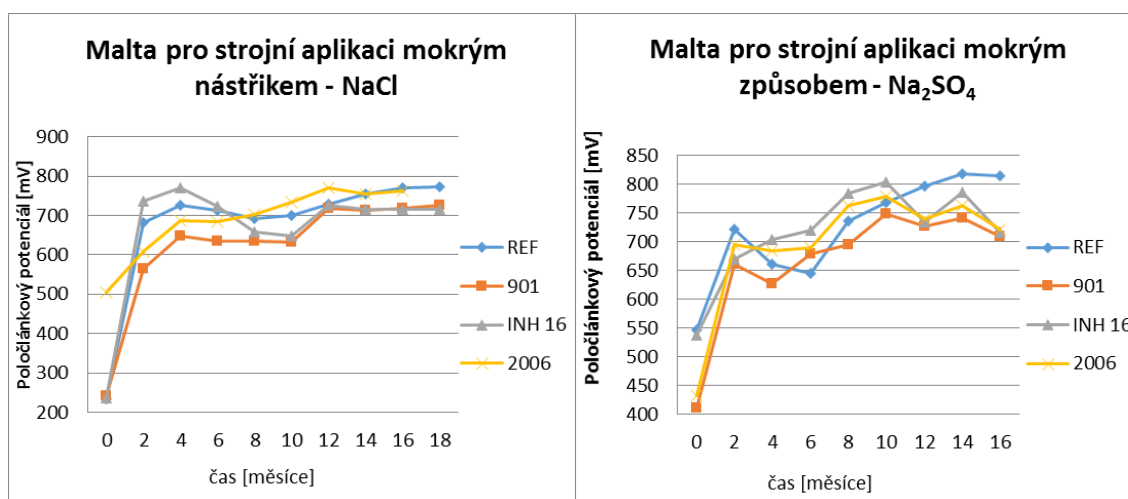
Graf 8: Průběh korozní aktivity malty pro ruční aplikaci poločláňkovou metodou



Graf 9. Průběh korozní aktivity malty pro strojní aplikaci suchým nástřikem



Graf 10. Průběh korozní aktivity malty pro strojní aplikaci mokrým nástřikem



Z jednotlivých měření, která jsou patrná z grafů, vyplývá, že použití inhibitorů koroze je účinná metoda pro zpomalení elektrochemické koroze výztuže v betonu v důsledku působení prostředí chloridových iontů. Současně je z výsledků patrné, že nově vyvinutý práškový inhibitor koroze INHIB 16 má srovnatelnou účinnost jako další dva renomované výrobky (Sika Ferrogard 901 a Cortec 2006 NS).

8. Výsledky výzkumu

Výsledkem projektu je tedy systém sanačních hmot s obsahem inhibitorů koroze **UNISAN**. Systém zahrnuje adhezni můstek **UNISAN ADH 2K**, sanační maltu pro ruční aplikaci **UNISAN TH CRETE**, maltu pro suchý nástřik **UNISAN S CRETE**, maltu pro mokrý nástřik **UNISAN M CRETE** a dvou komponentní stěrkovou hmotu pro finalizaci povrchu **UNISAN SF 2K**. Takový systém by měl být schopen

pokryt požadavky pro většinu aplikací v oboru sanace železobetonových konstrukcí.

9. Závěr

Z výše uvedených výsledků vyplývá, že použití inhibitorů koroze má svůj význam. Ostatně ten byl již v minulosti potvrzen. Projekt však ukázal, že lze, vedle inhibitorů koroze aplikovaných z preventivních důvodů na nepoškozený podklad, použít i reprofilační malty, které umožňují provést v jednom kroku sanační zásah a do stávajícího podkladu vnést inhibitory koroze, které dodatečně ochrání výztuž před elektrochemickou korozí výztuže. To vede k prodloužení životnosti provedeného sanačního zásahu i konstrukce jako celku. Současně byly do vyvinutých materiálů použity druhotné suroviny, konkrétně vysokopecní struska, které snižují ekologickou zátěž způsobenou těžbou surovin. Jako vedlejší produkt projektu byly porovnány metody hodnocení elektrochemické koroze výztuže a detekce inhibitorů koroze v konstrukcích. V neposlední řadě bylo posouzeno působení síranů na správkové hmoty.

Literatura

- [1] Kolektiv autorů „Výzkumná zpráva č.1. Etapy 9 – Tvorba ucelených materiálových systémů, ověření kompatibility jednotlivých hmot“, VUT Brno, Brno 16.5. 2014.
- [2] Kolektiv autorů „Výzkumná zpráva č.2. Etapy 10 – Poloprovozní ověření nově vyvinutých výrobků“, VUT Brno, Betosan s.r.o. Brno, Batelov 11.8. 2014.
- [3] Kolektiv autorů „Výzkumná zpráva č.3. Etapy 11 – Souhrn a vyhodnocení výsledků zkoušek z předchozích experimentálních etap 4 – 9“, VUT Brno, Betosan s.r.o. Brno, Batelov 5.9. 2014.
- [4] Kolektiv autorů „Výzkumná zpráva č.4. Etapy 12 - Zpracování technických dokumentů pro použití jednotlivých hmot“, VUT Brno, Betosan s.r.o. Brno, Batelov 8.10.2014
- [5] Kolektiv autorů „Výzkumná zpráva č.5. Etapy 13 - Definitivní formulace receptur nových hmot“, VUT Brno, Betosan s.r.o. Brno, Batelov 19.12.2014.
- [6] TARANZA, L.; DROCHYTKA, R. Nedestruktivní hodnocení stavu zabudované ocelové výztuže. Sanace betonových konstrukcí. 2013. 2013(1). p. 223 – 226. ISSN 1211-3700.
- [7] TARANZA, L.; DROCHYTKA, R. et al, Development of a new polymercement waterproofing screed with secondary materials. Progress in Polymers in Concrete. 2013. p. 391 – 396. ISSN 1022 – 6680.
- [8] TARANZA, L.; DROCHYTKA, R . Verification of the efficiency of anti-corrosion system for reinforced concrete constructions in a laboratory environment, 2013, Applied Mechanics and Materials, 357-360, 876.

[9] TARANZA, L.; DROCHYTKA, R. Inovativní metodika hodnocení účinnosti inhibitorů koroze ocelové výztuže v cementem pojených materiálech. In Sborník příspěvků. Hradec Králové, ČBS Servis, s.r.o. 2013. p. 333 - 338. ISBN 978-80-87158-34-0.

Kontakt

Ing. Václav PUMPR, CSc., Ing. Pavel DOHNÁLEK, Ph. D., Ing. Zdeněk VÁVRA;
BETOSAN s.r.o., Nová cesta 291/40, Praha 4, 241 431 212; praha@betosan.cz
Prof. Ing. Rostislav DROCHYTKA, CSc., MBA, Doc. Ing. Jiří Bydžovský, CSc., Ing.
Luboš Taranza; VUT v Brně, Fakulta stavební, Veverčí 95, Brno

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverří 95, Brno

OPRAVY HISTORICKÝCH MOSTŮ

**Květoslav Rušar, Jaromír Rušar, Jan Matějčík,
Jaroslav Babáček**

Rušar mosty, s.r.o.

Annotation:

Historic bridge (whether officially listed at the office for preservation for historical monuments or not) is an original work whenever. Thus, repair procedure, list of project attachments, etc., are not possible to consolidate into a unified standard form. A considerable part of our company workload consist from repairs and reconstructions of existing bridges. Up to the present, the firm had opportunity to work on nine historically protected or otherwise historically valuable bridges. I would like to share the problems involved in the design of project documentation and in the description of repairs of particular bridges as some aspects and peculiarities in the approach to the project documentation design and their discussions have a common denominator.

1. Úvod

Památkově chráněný je objekt (většinou staršího data), vedený jako památka Národním památkovým ústavem. Historický je most staršího data, jež je, ale úředně nemusí být památkově chráněný, ale buďto přiléhá k jiné památkově chráněné zóně nebo je neoficiálně veřejně technickou i netechnickou laickou veřejností chápán jako významné svědectví technického umu své doby. Co se týká konstrukce, jedná se většinou o zděné, kamenné či cihelné klenby, stavěné zhruba do přelomu předminulého a minulého století, či železobetonové mosty z tzv. První republiky, kdy architektonické ztvárnění fasádních nosníků s návazností na římsy a zábradlí je historicky stylové.

2. Popis konstrukcí, typické poruchy

Dále bude pojednáno o mostech kamenných či cihlových, klenbových. Tato díla svým konstrukčním uspořádáním a kvalitou základního materiálu přežila staletí. Jedná většinou o přespané klenby světlosti 2-30 m, 95 % má světlost do 10 m. Založení je buďto na rostlé skále ve skalním hnízdě, na plošném kamenném základě, jenž v neúnosných bahnitých terénech býval podepřen proutěnými hatěmi a rohožemi nebo dřevěnými pilotami. Samotná klenba byla stavěna na dřevěné skruži. Kámen byl obvykle z místních zdrojů. Jako pojivo sloužila malta z písku, vody a hydraulického vápna. Jako izolace se užívalo jílového materiálu. Patní části byly z důvodu zachycení vodorovných sil buďto velmi mohutné, nebo byl boční zásyp klenby suplován kamenným záhozem prolitým vápennou maltou. Zásyp horní části je povětšinou tvořen hutnitelnou nesoudržnou zeminou. Na zásyp pak navazují vozovkové vrstvy. V příčném směru je zemní těleso ohraničeno tzv. čelními zdmi, na něž navazují křídla. Tyto buďto nahoře končí kamennou římsou nebo vysokým parapetem, jenž zároveň tvoří zábradlí. Příčnému zemnímu tlaku konstrukce zdí odolává svou tloušťkou jako tížní či sepnutím ocelovými táhly. Tvar střednice klenby bývá kruhový, eliptický, parabolický či segmentový. Klenba je ze statického hlediska neekonomičtější konstrukce, protože je vlastní tíhou a tíhou nadnásypu přirozeně předepnuta (tlačena), takže obecně se jedná o průřez namáhaný mimostředním tlakem. Charakteristická pevnost kamenného zdiva bývá od 4 do 6 MPa. Prvý údaj platí pro pískovce, druhý pro kamenné zdivo z vyvřelých hornin typu žula. Cihelné zdivo má charakteristickou pevnost 1,5-2 MPa.

Většina nedostatků kleneb, se kterými jsme se setkali, byla systémových, opakujících se most od mostu. Pokud nebyla klenba po nedávné rekonstrukci či čerstvém „údržbovém“ mělkém spárování, je obecným jevem degradace výplňové malty mezi klenáky. Po vyplavení izolace se voda dostala na zdivo spár, z něhož vyluhovala pojivo. Dalším typickým jevem je spára mezi dvěma-čtyřmi kameny v rubu čelní zdi. Šíře této trhliny v součtu bývá až do 50 mm! Důvodem je jednak zemní tlak, zvýšený o zatížení vozidly, jednak vliv tlaku ledu od zatečené vody do tohoto předurčeného místa. Další poruchou bývá ztráta původní geometrie klenby. Většinou se jedná o vadu estetického charakteru. Klenba si vytvořila silovou

rovnováhu při jiném deformačním stavu a obvykle již další deformace nepokračuje. Čelní zdi s nadvozovkovými parapety bývají rovněž poškozeny většinou nárazy vozidel. Nadnásyp kleneb bývá většinou za jejich vrcholem prosedlý. Omítka vinou zatékání bývá často odpadlá. Vlivem pídící vody spárami se na zdivu uchycují řasy, a jiné mikroorganismy, jež svým úchytným systémem a agresivním chemismem postupně rozrušují zdivo. U kamenného zdiva z nasákavých sedimentů dochází vinou střídavým zmrazovacím a rozmrazovacím cyklů k větrání kamenů. Na styku s vodou, zejména na horních tocích, dochází k erozi zdiva pat opěr či spodních partií kleneb.

3. Obecně o sanacích kleneb

Cílem rekonstrukcí starších klenbových mostů bývá obvykle zvýšení zatížitelnosti, oprava nefunkční izolace, rozšíření objektu (starší mosty odpovídaly tehdejší intenzitě dopravy, a tedy úzké). Dále je snahou upravit mostní svršek tak, aby odpovídal požadavkům současných ČSN, TKP či obecně zaužívaným zvyklostem. Způsoby zesilování kleneb bývají provázány opatřeními, jež zároveň souvisí s renovací izolace, proto je logické oba problémy pojednat společně. Obecně jsou prezentovány dva radikálně odlišné názory na zesílení klenby.

Prvý způsob zesílení spočívá v odtěžení nadnásypu až na samotnou klenbu a tuto opatřit spřaženou železobetonovou skořepinou, jež slouží zároveň jako kvalitní podklad pro izolaci.

Druhý pohled je poplatný představě, že vlastní nadnásyp a kamenná rovnanina v patách tvoří u starších kleneb se základní konstrukcí kompaktní statický systém, že je nevýhodné zbavovat se léty provozu ztuhlého nadnásypu. To se ostatně již několikrát potvrdilo, kdy po odtěžení nadnásypu mírně zdeformovaná klenba bez dostatečné tlakové rezervy zkolabovala (náhlé zřícení). Dále tedy popíší postup při obou výše zmíněných náhledech na konstrukci jako celek.

4. Konkrétní objekty, u kterých jsme zpracovávali PD oprav

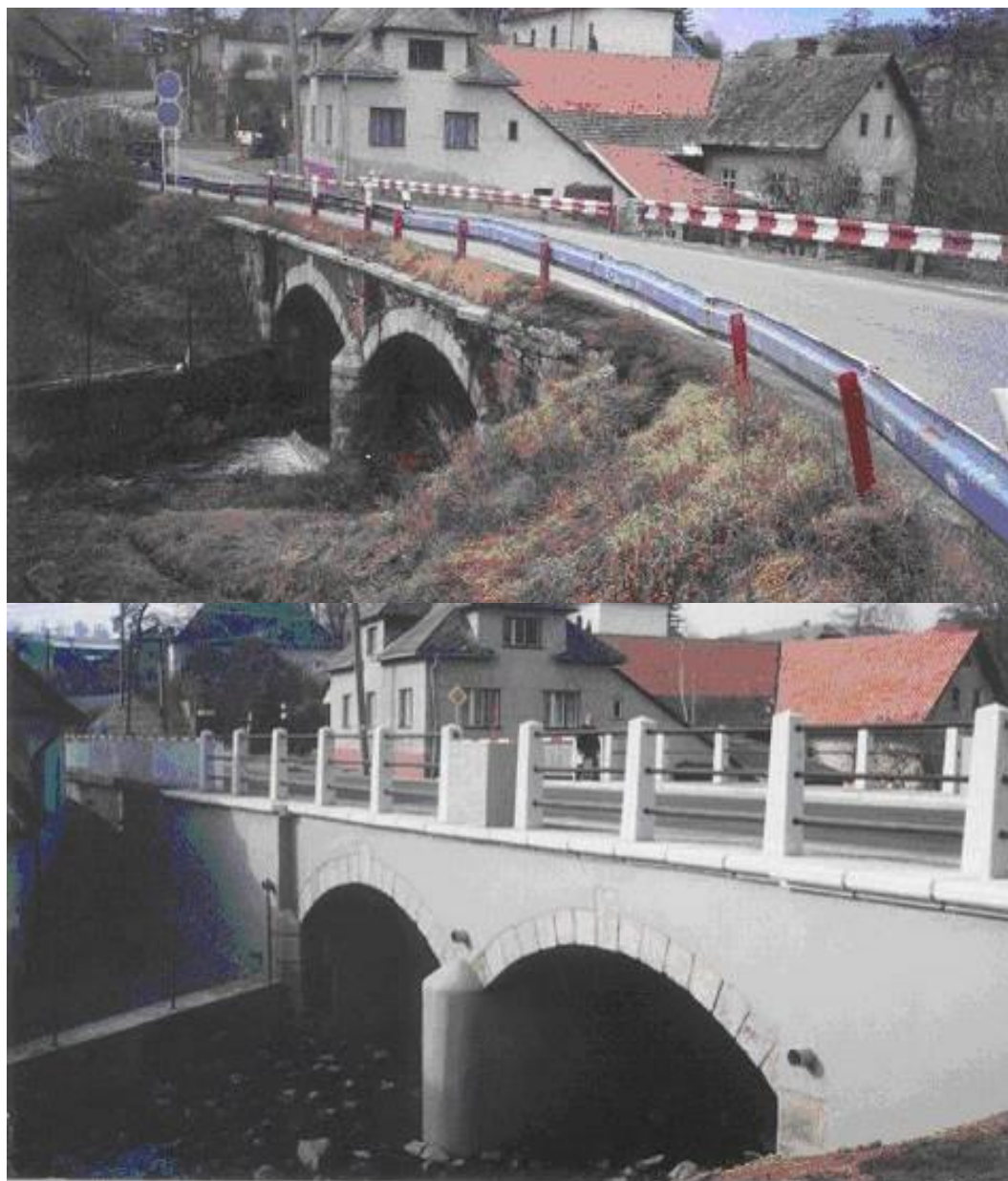
4.1. Most ev.č. 19-079 přes místní potok v obci Olešná

Objekt se nachází v obci Olešná v okrese Žďár nad Sázavou. Most ve stávající, geometricky složité trase, byl v havarijním stavu. Zděné parapety se rozpadaly a vozovka měla nátrže. Úkolem projektu bylo památkově chráněný most rozšířit na normové parametry (cca o 2,0 m), ale přitom zachovat jeho historický ráz. V tomto případě při úplné uzavěře byla klenba obnažena a most byl rozšířen železobetonovou konstrukcí v podélném profilu stejné geometrie jako původní most (sdržený železobetonový rám se dvěma obloukovými příčlemi). Vrch zdí byl opatřen původními kamennými římsami, novým zábradlím s kamennými sloupky a kovanou výplní. Chodníky byly zadlážděny drobnou kostkovou dlažbou,

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

obrubičky kamenné OP-3. Nad středním pilířem byly na připravené sokly později instalovány původní restaurované sochy.



Obrázek 1.: Most před opravou a po opravě.

4.2. Most ev.č. 351-011 přes Skryšovský potok před městem Polná

Stavba se nachází mezi obcemi Brzkov a Polná. Most je tvořen kamennou přesýpanou klenbou s cihelnými parapety. Křídla jsou půdorysně odsunuta od linie parapetu na nosné konstrukci o 1,0-1,5 m a jsou zakončena kruhovými pilířky. Kamenná klenba měla vypadané a vyplavené spáry, odpadlou omítku a vykloněné, korodující parapety. Cihelné parapety hrozily zřícením.

Objekt byl opravován tak, aby byl zachován jeho původní vzhled a rozměrové parametry. Oprava spočívala v zesílení, zaizolování a odvodnění klenby, přestavbě parapetních zídek, zainjektování smíšeného zdiva křídel a opěr, výměně omítky za trvanlivou sanační maltu, opravě a rozšíření zpevnění pod mostem. Zesílení kamenné klenby bylo i z důvodu přezdění parapetů voleno jako spřažená železobetonová skořepina.



Obrázek 2.: Most před opravou a 15 letpo opravě.

4.3. Most ev.č. 42821-1 v obci Velehrad

Důvodem opravy byl nevyhovující stavební stav stávajícího památkově chráněného barokního kamenného mostu způsobený průsaky a zamáčením pískovcového zdiva. Parapety byly nerovné, vyvrácené, poškozené po nárazu vozidel. Nosnou konstrukci tvoří pískovcová polokruhová klenba. Povrch klenby a čelních zdí byl opatřen necitlivě torkretovou omítkou.

Průběh opravy - byla odstraněna vozovka včetně nadnásypu, torkretová omítky z klenby, čelních a nábrežních zdí. Kamenné zdivo bylo otryskáno vysokotlakým vodním paprskem 1500 bar. Původní parapetní zdi s barokními motivy na vtoku včetně kovového zábradlí byly zrestaurovány Acad. sochařem. Parapetní zdi byly staticky zajištěny proti vyklánění předpjatými táhly s protikorozní ochranou. Na obnovený nadnásyp byla uložena žlb. deska, založená za patami-podklad pro „celoplošnou“ izolaci, odlehčení klenby. Dále byla vydlážděna vozovka i odrazný proužek kostkovou dlažbou do cementového lože. Kamenná klenba, parapetní zdi mimo ozdobné prvky a přilehlé nábrežní zdi byly vyspárovány. Následně byla provedena zpevňující cementová a izolační gelová injektáž. Kamenný líc kleneb, parapetních i restaurovaných nábrežních zdí byl naimpregnován bezbarvými zpevňujícími vodovzdornými roztoky proti větrání kamenného zdiva.





Obrázek 3: Parapet na vtoku před opravou a po opravě

4.4. Most ev.č. 40610-2 ve městě Telč

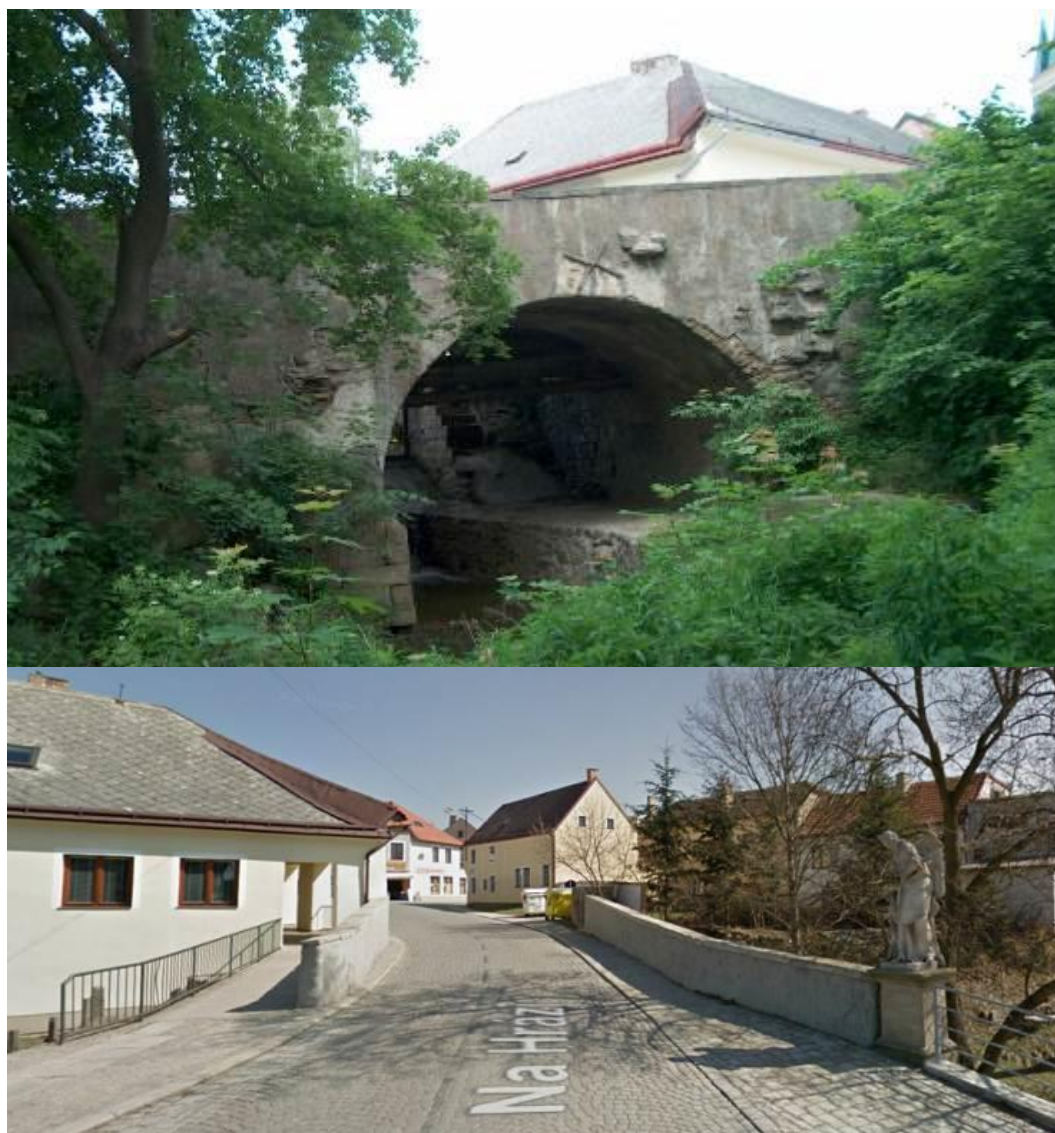
Stavba se nachází v blízkosti centra města Telč na silnici III/40610, ulice Na Hrázi. Objekt přemostňuje místní potok – přepad z Ulického do Staroměstského rybníka. Most se nachází v městské památkové rezervaci, samotný objekt není památkově chráněn. Stávající mostní konstrukci tvoří historická klenbová konstrukce neznámého stáří, jež byla několikrát opravována. Účelem opravy bylo prodloužení životnosti mostu, to znamená zamezení zamáčení a degradaci materiálů nosné konstrukce i příslušenství při max. vstřícnosti orgánům památkové péče a Města Telče, které je všeobecně známou historickou architektonickou perlou.

Zamezení protékání srážkové vody skrz vozovku, nadnásyp a nosnou konstrukci s dávno porušenou izolací byla kombinace cementové a gelové injektáže. Vývrty pro primární cementovou injektáž byly provedeny do 2/3 kamenného zdiva klenby. Dále byla provedena dvojstupňová zpevňující a výplňová nízkotlaká (0,4 MPa) cementová injektáž zdiva a rubu aktivovanou maltou s plastifikátory a stabilizátory. Vlastní injektáž akrylátovými gely byla provedena rovněž dvojstupňově. Jedná se o poměrně nákladnou technologii, proto se provádí až sekundárně při spotřebě cca 20 l/m² na kontaktu rub klenby-primární cementová injektáž přilehlého nadnásypu.

Vozovka, chodníkové partie a poprsní zídky byly sjednoceny s přilehlými restaurovanými partiemi městské památkové rezervace.

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverří 95, Brno



Obrázek 4.: Most před opravou-pohled na klenbu a most po opravě-mostní svršek

4.5. Most ev.č. 37-048 ve městě Žďár nad Sázavou

Most ev. č. 37-048 ve Žďáru nad Sázavou překračuje třemi klenutými poli Stržský potok. Jedná se historický, barokní most. Na postamentech spodní stavby je instalováno 8 soch světců.

Oprava byla vyvolána naléhavostí stavebního stavu-zamáčení klenby a čelních zidek, vyklánění křídel, zkorodované zábradlí. V roce 1949 byla po vozovku instalována železobetonová spojitá deska, která měla stran zatížení klenbám „odlehčit.“

Při opravě se řešil klasický spor Karlova mostu „desku ano-nebo ne.“ Byla v poměrně dobrém stavu, a tedy ponechána. Izolace pak byla ze sanované desky vyvedena přes rub čelních zdí pod římsovou kamennou desku. Mezi vyklánějící se zdi křídel byla vložena samostatná konstrukce železobetonové, odvodněné vany,

kteřá přenášela tlaky od vozovky a zásypu. Veškeré parapetní zdi byly přezděny, původní kameny otryskány, zvětralé kameny vyměněny za kamenicky opracované nové. Památkáři požadovaná omítka čelních zdí s maltou původní klasické receptury s hydraulickým vápnem po 1. zimě odpadla. Oprava vizuálně stejnou omítkou ze sanační malty modifikované polymery, s rozptýlenou výztuží PP vláken pak svou přídržností zajistila požadovaný vzhled do současné doby.



Obrázek 5.: Průběh kamenických prací a most po opravě-současný stav

4.6. Most ev.č. 133-003 před obcí Těšenov

Projekt řešil rekonstrukci mostu ev. č. 133-003 v obci Těšenov v okrese Pelhřimov. Objekt měl malou zatížitelnost a nevyhovující šířkové parametry. Nosnou konstrukci tvoří kamenné desky. U kamene není definovaná pevnost v tahu za ohybu, most by tedy měl mít zatížitelnost nulovou. Objekt však sloužil bez větších poruch 112 let. Most tvoří svou k-cí ojedinělou technickou památku. Bylo rozhodnuto stávající objekt nedemolovat, ale sanovat tak, aby stávající nosná konstrukce i spodní stavba byla zachována s tím, že nosná konstrukce bude suplována železobetonovou rozšířenou mostovkovou deskou, jež nebude s původními kamennými deskami spolupůsobit. Na takovémto „mostě nad mostem“ pak byla zřízena klasická úprava mostního svršku dle stávajících rezortních předpisů – viz foto.





Obrázek 6.: Pohled na opěry a podhled nosné k-ce a most po opravě-současný stav

4.7. Tři další mosty jen graficky, první již po rekonstrukci, dva další ve stádiu projekce



13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverí 95, Brno



*Obrázek 7.: Most ev.č. 375-001 Jimramov, Most ev.č. 36719-2 Dobromilice,
Most ev.č. SU-002 Jeseník*

Kontakt

Ing. Květoslav Rušar

✉ Rušar mosty, s.r.o.
Brno, Majdalenky 19
☎ 545 222 037
😊 info@rusar.cz
URL www.rusar.cz

Ing. Jan Matějíček

✉ Rušar mosty, s.r.o.
Brno, Majdalenky 19
☎ 545 222 037
😊 matejicek@rusar.cz
URL www.rusar.cz

Ing. Jaromír Rušar

✉ Rušar mosty, s.r.o.
Brno, Majdalenky 19
☎ 545 222 037
😊 rusar@rusar.cz
URL www.rusar.cz

Ing. Jaroslav Babáček

✉ Rušar mosty, s.r.o.
Brno, Majdalenky 19
☎ 545 222 037
😊 babacek@rusar.cz
URL www.rusar.cz

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverří 95, Brno

PÔSOBENIE A ZOSILNENIE MONTOVANÝCH STROPNÝCH KONŠTRUKCIÍ SYSTÉMU MONTOVANÝ SKELET - REVIDOVANÝ PRIEMSTAV "MS-RP" NA ÚČINKY HORIZONTÁLNYCH ZAŤAŽENÍ

BEHAVIOUR AND STRENGTHENING OF PREFABRICATED FLOOR STRUCTURES OF THE REVISED PRIEMSTAV "MS-RP" TO THE EFFECTS DUE TO HORIZONTAL LOADING

Július Šoltész – Miroslav Ignačák

Stavebná fakulta STU v Bratislave
Katedra betónových konštrukcií a mostov

Anotace:

Predmetom príspevku je predstavenie techniky posúdenia celistvosti montovaných skeletových stropných konštrukcií. Posudzované stropné konštrukcie sú v objekte požiarnej zbrojnice v areáli atómovej elektrárne Mochovce. Ide o stropné konštrukcie nad 1.NP, 2.NP a 3.NP (strecha). Typ montovanej konštrukcie je MS-RP. Z hľadiska horizontálnej odolnosti stropných konštrukcií je potrebné, aby stropné konštrukcie plnili svoju funkciu pri prenášaní vodorovného zaťaženia od vetra a seizmických účinkov do jednotlivých rámových sústav a stužujúcich stien.

Annotation:

The object of this contribution is introduction of the assessment technique of integrity of prefab frame slab structures. The assessed slab structures are in the fire house in the area of nuclear Power Plant Mochovce. The slab structure over the ground floor, 1st floor and 2nd floor (roof) are concerned. The type of the prefab structure is MSRP. In terms of horizontal resistance of slab structures, it is necessary that floor slab structures perform their function in carrying horizontal loads from wind and seismic effects to each frame system and bracing walls.

Klíčová slova: *Montovaný skelet – revidovaný priemstav, prefabrikácia, seizmicita, seizmické z odolnenie*

Keywords: *Prefab frame structure - revised PRIEMSTAV, prefabrication, seismicity, increasing the seismic resistance*

1. Úvod a popis riešeného konštrukčného systému

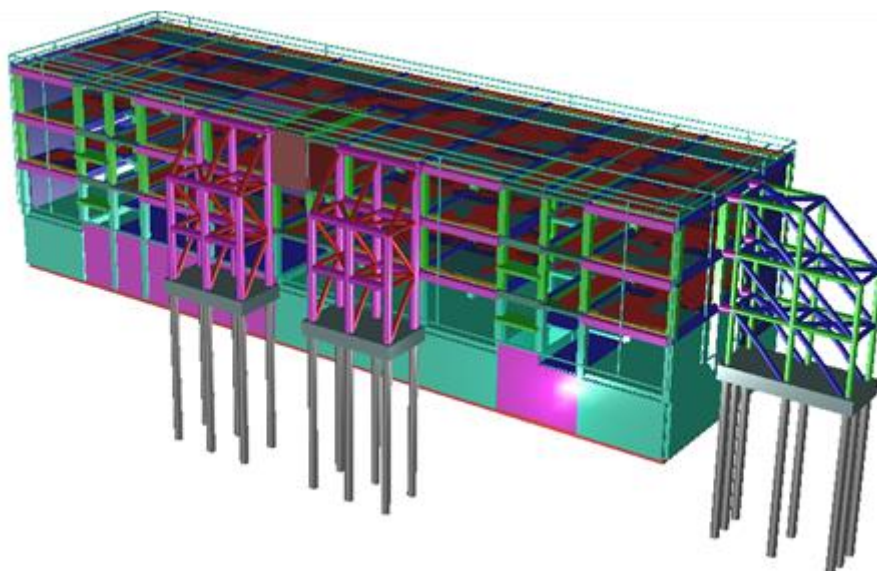
Príspevok vznikol na základe skúseností statického posúdenia a následného návrhu seizmického zodolnenia objektu budovy požiarnej stanice, monoliticky spojenej s CO krytom, ktorý zároveň tvorí jej suterénnu časť a základovú konštrukciu. Stanica je dilatčne oddelená od nadzemných garáží požiarnej techniky, ktoré si po rozšírení a seizmickom zodolnení musia zachovať integritu po havárii atómovej elektrárne alebo po projektovanej seizmickej udalosti. Pod pojmom „integrita“ rozumieme zachovanie funkcionality objektu, čo je nemysliteľné v prípade fatálneho zlyhania nosného systému jednak samotnej garáže a taktiež poškodenie, spôsobené zlyhaním vedľajšieho dilatčného celku – budovy požiarnej stanice. Objekt požiarnej stanice (PS) bol navrhnutý ako trojpodlažný s pôdorysnými rozmermi 16.60×54.80m. Pod objektom PS je v časti navrhnutý CO kryt. K budove požiarnej stanice je pričlenený jednopodlažný objekt garáže pre požiarnu techniku s pôdorysnými rozmermi 21.60×30.60m. Celková pôdorysná dĺžka objektu je 85.40m. Suterén objektu PS tvorí CO kryt založený na základovej monolitckej doske hr. 800mm. Pod základovou doskou bol vytvorený štrkopieskový násyp hr. 0.3m a podkladný betón hr. 0.2m. Podložie pod základovou doskou je tvorené čiastočne ílovitými hlinami a čiastočne hlinito kamenitým násypom. Základové pôdy boli pred vyhlbením základovej jamy prekonsolidované váhou násypu hr. 3-8m. Objekt PS je navrhnutý ako trojpodlažný montovaný železobetónový skelet typu MSRP Bratislava, typ 6+3+6m v moduloch 9×6,0m s konštrukčnou výškou 3.60m. Schodisko je vytvorené na pol modulu podľa typu Priemstav.

2. Seizmický upgrade nosnej konštrukcie

2.1. Popis zosilnenia konštrukcie

Nami navrhované zosilnenie je rozdelené na vnútorné a vonkajšie úpravy nosnej konštrukcie. Vzhľadom k určení a nepretržitej funkčnosti objektu boli vnútorné zásahy obmedzené na minimum. Vnútorné stužujúce steny, zosilňované v rámci predchádzajúceho projektu, je potrebné upraviť do pôvodne navrhovaného stavu – prepojením výstuže stien s horizontálnymi nosnými prvkami. Stĺpy v rámci týchto stužujúcich stien budú predopnuté po výške predpínacími tyčami, pričom na stĺpy spodného podlažia je navrhovaná predpínacia sila 1600 kN a na stĺpy zvyšných dvoch podlaží predpínacia sila 800 kN. Ďalšia redukcia vnútorných síl na stĺpoch je dosiahnutá vonkajšími stužujúcimi vežami, ktoré svojou tuhosťou preberú časť horizontálnych zotrvačných síl a tak prispievajú k dosiahnutiu potrebnej únosnosti stĺpov. Vzájomné prepojenie vonkajších stužujúcich konštrukcií so železobetónovým skeletom je zabezpečené v pozdĺžom smere vložením ocelevej priehradovej konštrukcie pod stropy jednotlivých podlaží, v priečnom smere priamym prepojením s prievlakmi

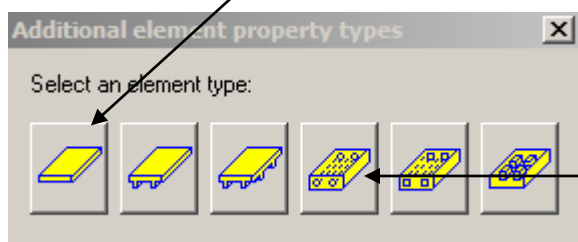
priečného rámu. Založenie vonkajších stužujúcich konštrukcií je hĺbkovým spôsobom – veľkopriemerovými pilótami. Pred realizovaním základov je potrebné preložiť siete požiarneho vodovodu, prechádzajúce plánovanou pôdorysnou plochou základovej dosky.



Obrázok 1.: FEM model zosilnenej konštrukcie objektu PS 5/20013

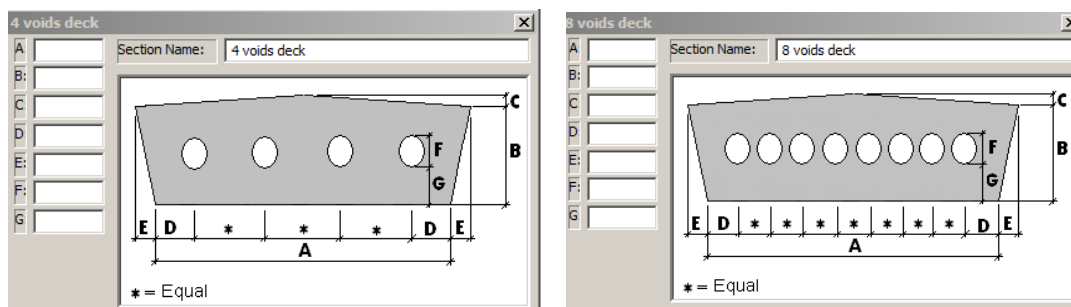
2.2. Tuhá stropná doska

Z hľadiska bežne predpokladanej distribúcie horizontálnych síl v každom konštrukčnom systéme je potrebné pri novom návrhu zabezpečiť a pri rekonštrukcii overiť- dokázať, že nie je prekročená horizontálna odolnosť stropných konštrukcií. To znamená, že stropné konštrukcie plnia svoju funkciu pri prenášaní vodorovného zaťaženia od vetra a seizmických účinkov do jednotlivých rámových sústav a stužujúcich stien. Modelové vystihnutie správneho pôsobenia monolitckej stropnej dosky je relatívne jednoduché. V CAD FEM systémoch je to 3D Shell element. Podstatne zložitejšie je správne vystihnutie „konštrukčnej



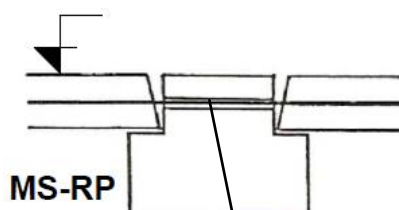
ortotropie“. FEM programy ponúkajú elementy, ktoré môžeme použiť. Ich pôsobenie v modeli odporúčam vždy precízne skontrolovať. Pre dutinový panel by sa hodil 4. prvok. My sme panel modelovo vystihli 3D Beam elementom s priečnym rezom

generovaným utilitou „Section generator“, kde je možné vytvoriť ľubovoľný tvar dutinového panela. Variabilita je zrejmá z nasledujúcich vstupných definičných panelov.



2.3. Projektovaná horizontálna odolnosť stropu

Horizontálna tuhosť stropných konštrukcií podľa pôvodného projektu (Statický výpočet montovaného skeletu revidovaný Priemstav „MS-RP“ podľa medzných stavov, KBKM, SvF SVŠT, 1978) bola riešená vložením spojovacej výstuže ($\varnothing=12\text{mm}$), prechádzajúcej v škárah medzi stropnými panelmi. Cez prievlaky výstuž prechádza v otvoroch, nadpájanie výstuže je zabezpečené stykovaním výstuže. Na obrázku 2a. je detail prechodu spojovacej výstuže cez otvor v prievlaku. Riešenie otvorov v priečli na prevedenie zmonolitňujúcej výstuže je na obrázku 2b.



Obrázok 2a.: prechod spojovacej výstuže cez prievlak

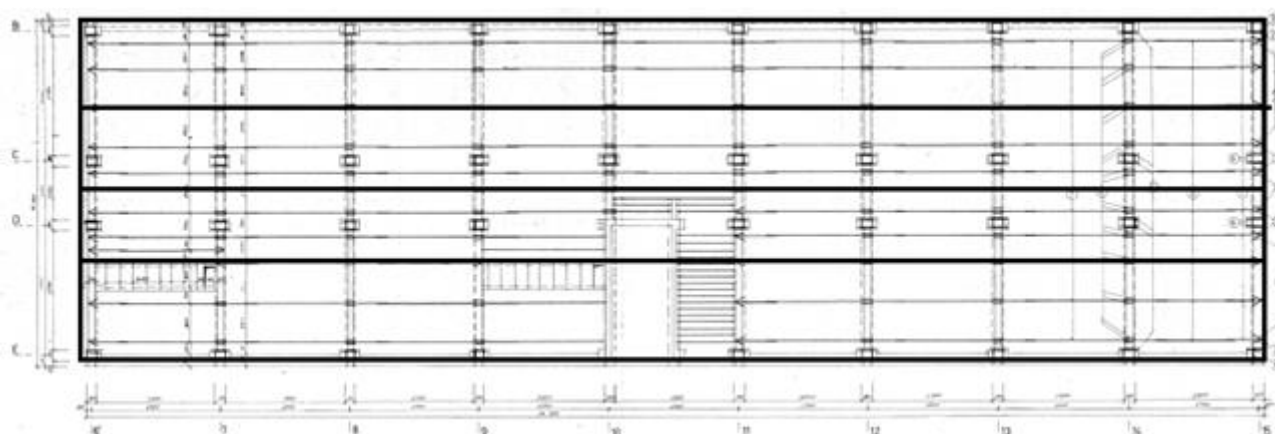


Obrázok 2b.: detail priečle – foto autora

Za účelom statického posúdenia nosnej konštrukcie a návrhu zosilňujúcich prvkov bol vytvorený komplexný 3D MKP model v programe STRAP. Stropné panely sú v modeli na prievlaky pripájané kĺbovo – čo vystihuje pôvodné konštrukčné riešenie. Pri pôsobení horizontálnych seizmických účinkov sú stropné panely namáhané aj normálovou silou. Po výpočte konkrétnych hodnôt ťahových síl v jednotlivých paneloch bolo vypracované posúdenie spojovacej výstuže prechádzajúcej v škárah a v zálievke medzi panelmi. Výsledkom posúdenia je, že spojovacia výstuž $\varnothing 12$ je nedostatočná a nedokáže zabezpečiť požadovanú tuhosť v rovine stropu na návrhové seizmické zaťaženie konštrukcie. To znamená, že predpoklady v predchádzajúcich výpočtoch a projektoch seizmického z odolnenia, ktoré vychádzali z predpokladu „tuhej stropnej dosky“, neboli správne a musia byť navrhnuté opatrenia, aby predpoklad „tuhej stropnej dosky“ bol splnený.

3 Návrh zosilnenia stopnej konštrukcie

Z dôvodu nedostatočnej odolnosti stropnej konštrukcie na vodorovné účinky bolo navrhnuté jej zosilnenie. Na prenos ťahovej sily z okrajových stropných panelov, ktorú v MKP modeli „fiktívne“ prenášajú stropné panely, bola navrhnutá prídavná výstuž, ktorá bude prebiehať v obvodových častiach pozdĺž objektu. Ťahová sila z vnútorných panelov je prisúdená pozdĺžnemu stužidlu, ktorého funkcionality bude duálna. „Vynesie“ časť zotrvačnej sily do externej oceleovej veže a cez nový externý pilótovej základ ju odvedie do geotelesu. Vnútorne sily pre dimenzovanie prvkov zosilnenia stropu boli získané integráciou ťahových síl na prútoch na jednotlivých zaťažovacích šírkach, ktoré sú znázornené na obrázku 3. Vybraná hodnota je vždy najväčšia v rámci znázornených pásov a to tak, aby bol prvok navrhnutý na najviac ťahom namáhané miesto pozdĺž objektu.



Obrázok 3.: rozdelenie stropnej dosky na pásy – zaťažovacie šírky

V nasledovnej schéme (obrázok.4) sú uvedené integrované hodnoty ťahových síl v [kN] v jednotlivých pásoch z rozhodujúcej kombinácie definovanej v konečno -

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverí 95, Brno

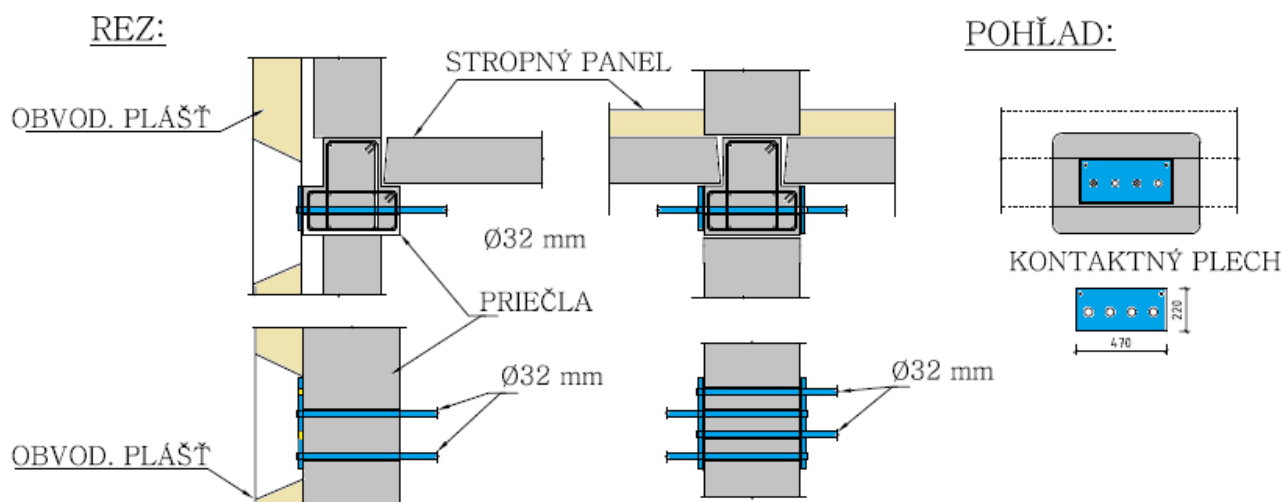
prvkovom modeli VS STRAP. Zvýraznené sú maximálne hodnoty v okrajových a vnútorných pásoch.

1NP	2NP	3NP
326	571	450
301	460	355
486	max 690	524
305	362	max 592

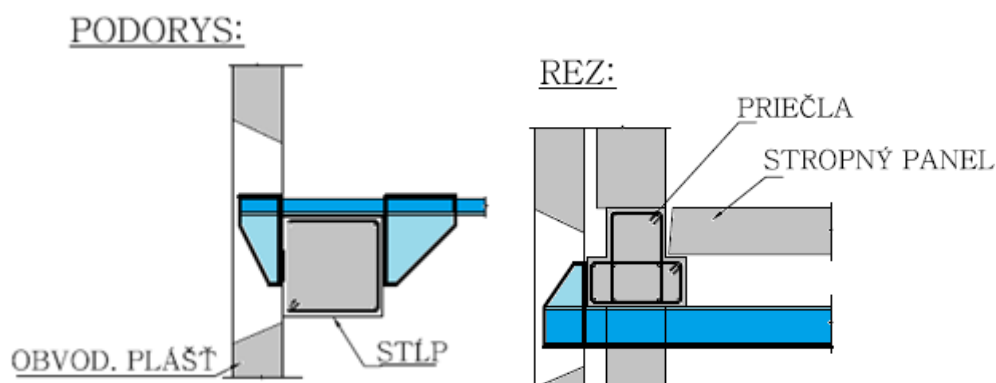
Obrázok 4.: integrované ťahové sily na dutinových paneloch v uvažovaných pásoch

3. Záver

Maximálna ťahová sila z vnútorného pásu 690 kN bude uvažovaná **pri dimenzovaní pozdĺžnych pásov stužovadla** (obrázok 6). Na prenos maximálnej ťahovej sily 592 kN v okrajových pásoch je navrhnutá prídavná výstuž **2x Ø32** z betonárskej výstuže B500B. Prídavná výstuž bude umiestnená v okrajovej časti objektu (obrázok 5).



Obrázok 5.:konštrukčné riešenie zosilnenia v krajných pásoch



Obrázok 6.: konštrukčné riešenie zosilnenia v strednom páse, uchytenie stípa a koncovej priečle

Pod'akovanie

Príspevok vznikol za podpory výskumného projektu VEGA 1/0583/15 „Analýza spoľahlivostných rizík navrhovania a zhotovovania betónových konštrukcií“.

Literatura

- [1] Správa č.: PNM34080183 rev.02, *Požiadavky na hodnotenie seizmickej odolnosti konštrukcií, systémov a komponentov JE Mochovce 3. a 4. Blok*, ENEL-SE, apríl 2009
- [2] *STRAP- STRuctural Analysis Programs*, ATIR – Tel Aviv, User manual for STRAP2013
- [3] STN EN 1992-1 (STN 73 1201) *Navrhovanie betónových konštrukcií, časť 1-1: všeobecné pravidlá a pravidlá pre podzemné stavby*
- [4] STN EN 1992-2 (STN 73 6206) *Navrhovanie betónových konštrukcií, časť 2 : Betónové mosty – návrh a konštruovanie.*
- [5] *Seismic Analysis of Safety- Related Nuclear Structures and Comentary*, ASCE 4-98, ISBN 0-7844-0433-X, Reston Virginia, 2000
- [6] Seismic capacity UP-Grade of fire station building at Mochovce nuclear power plant, Šoltész, Július - Sedlák, Ján - Makovička, Daniel - Tengler, Marek, In 20. Betonárske dny 2013 : Sborník ke konferenci. Hradec Králové, ČR, 27.-28.11.2013. Praha: ČBS Servis, s.r.o., 2013, s. 77--82. ISBN 978-80-87158-34-0. (in English)
- [7] ŠOLTÉSZ, J., IGNAČÁK, M: Marginal seismic resistance of concrete shells. In 19. Betonárske dny 2012 : Sborník příspěvků konference. Hradec Králové, 23.-24.11.2012. 2012, s. 99-106. ISBN 978-80-87158-32-6.

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

Kontakt

Doc. Ing. Július ŠOLTÉSZ PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra
betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 81005 Bratislava,
tel.: (02)59 274 384, e-mail: soltesz@svf.stuba.sk,

ISPO spol. s r.o, inžinierske stavby, statická kancelária Bratislava, Konventná 9,
Bratislava, Slovenská republika, www.ispo.sk, Tel: +421 908717791,

Email: soltesz@ispo.sk

Ing. Miroslav IGNAČÁK, Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových
konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 813 68 Bratislava, tel.: (02)59 274 549, e-
mail: miroslav.ignacak@stuba.sk

SANACE 3 MOSTŮ PŘI PŘESTAVBĚ ŽEL. VLEČKY NA CYKLOSTEZKU V OBCI TUCHLOVICE

3 BRIDGE DURING RECONSTRUCTION RECONSTRUCTION OF RAILWAY SIDING ON CYCLING IN TUCHLOVICE

Jakub Štěřba, Jiří Vlček, Miroslav Běhavý

Chládek & Tintěra a.s., Nerudova 1022/16, Litoměřice

Anotace:

rekonstrukce železobetonové deskové 3-polové konstrukce (Gerberův nosník) včetně spodní stavby se zvedáním středního pole, rekonstrukce ocelového příhradového mostu přes rychlostní sinici R6, rekonstrukce klenbového přesypaného mostu

Annotation:

reconstruction of the concrete slab 3-pole design (Gerber beam) including substructure with raising the middle of the field, reconstruction of a steel truss bridge over the expressway cyanobacterium R6, reconstruction arch bridge

Klíčová slova: *sanace ocelových a železobetonových konstrukcí, zvedání konstrukce*

Keywords: *redevelopment of steel and reinforced concrete structures, lifting construction*

1. Stavba cyklostezky

Jedná se o stavbu cyklostezky na zachovalé stavbě kolejového svršku vlečky z obce Srby do dolu „Nosek“ původně „Jaroslav“ v obci Tuchlovice. Vlečka přestala sloužit v roce 1997 a důl byl uzavřen v roce 2002. Celková délka cyklostezky je 2,5 km. Vybudováním cyklostezky došlo k propojení několika dalších cyklostezek a cyklotras v rozsahu Lány – Tuchlovice – Srby. Celková délka souvislé cyklotrasy je více jak 8,5 km. Součástí tohoto úseku je rekonstrukce 3 mostních objektů.



Obrázek 1.: Situace cyklostezky a navazujících tras

2. SO 201 – Most přes Tuchlovický potok

Most je původní, z roku přibližně 1945. Nosná konstrukce je železobetonová, klenbová, přespaná (výška přesypávky 10m). Tvar klenby je parabolický, uzavřený. Světlost klenby je 4,03 m, vzepětí od základové spáry je 3,91 m. Tloušťka klenby v patě je 1 150 mm, v koruně 550 mm. V příčném řezu je nosná konstrukce tvořena 5 dilatačními celky o délce 2 x 6,7 m a 3 x 7 m.

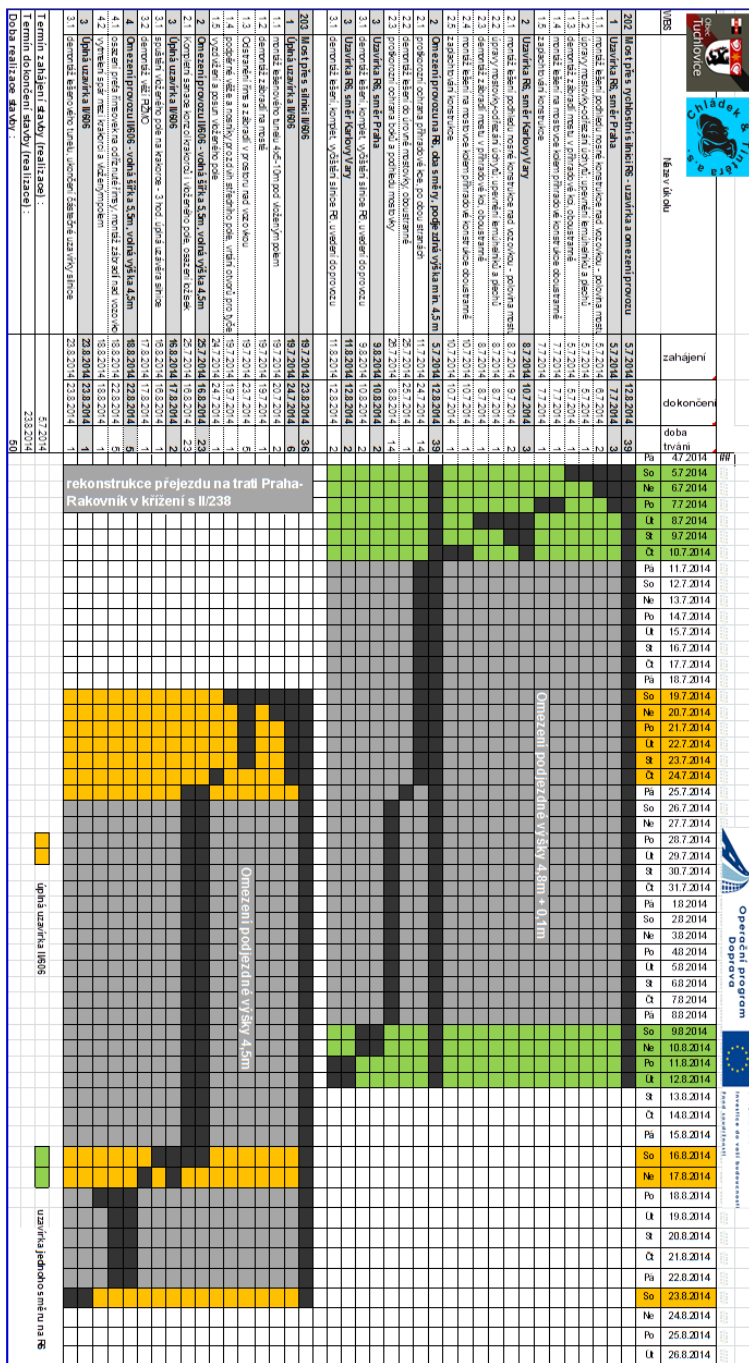
Sanace spočívala ve vyčištění koryta, vyčištění odvodňovacích trubek, otryskání pohledových ploch betonu. Veškeré plochy byly opatřeny spojovacím můstkem Stado ResiBond Primer WB. Vyčnívající výztuž byla ošetřena inhibátorem koroze. Po vyplnění větších kaveren byla na takto upravený podklad aplikována celoplošná stěrka ve 2 vrstvách. Stado ResiBond FC Standard, Max a Final. Na závěr byl povrch uzavřen hydrofobním nátěrem Stado ResiCote WB2. V koruně stezky bylo osazeno dřevoocelové zábradlí jako ochrana proti pádu.



Obrázek 2.: Objekt SO 201 po sanaci

3. Výstavba SO 202 a 203

Zcela zásadním problémem byla koordinace výstavby těchto 2 objektů přes frekventované komunikace II/606 a R6 – viz Obr. 1. Výstavba musela probíhat koordinovaně, aby nebyly současně uzavřeny obě 2 trasy a celá výstavba navíc musela proběhnout během letních prázdnin 2014. Z uvedeného harmonogramu je to patrné.



Obrázek 2.: Harmonogram výstavby SO 202 a 203

4. SO 202 - Most přes rychlostní komunikaci R6

Most pochází z roku 1985 a je z dílny Vítkovických železáren. Most s dolní ortotropní mostovkou má rozpětí 56m. Šířka příčného řezu činí 6,0m. Nosná konstrukce je ocelová, příhradová s hlavními nosníky kosoúhlé soustavy. Mostovka je tvořena plechem tloušťky 14 mm, dvěma podélníky, podélnými výztuhami a příčníky v místech spodních styčniců příhradoviny. Styčníky jsou šroubové (VP šrouby).

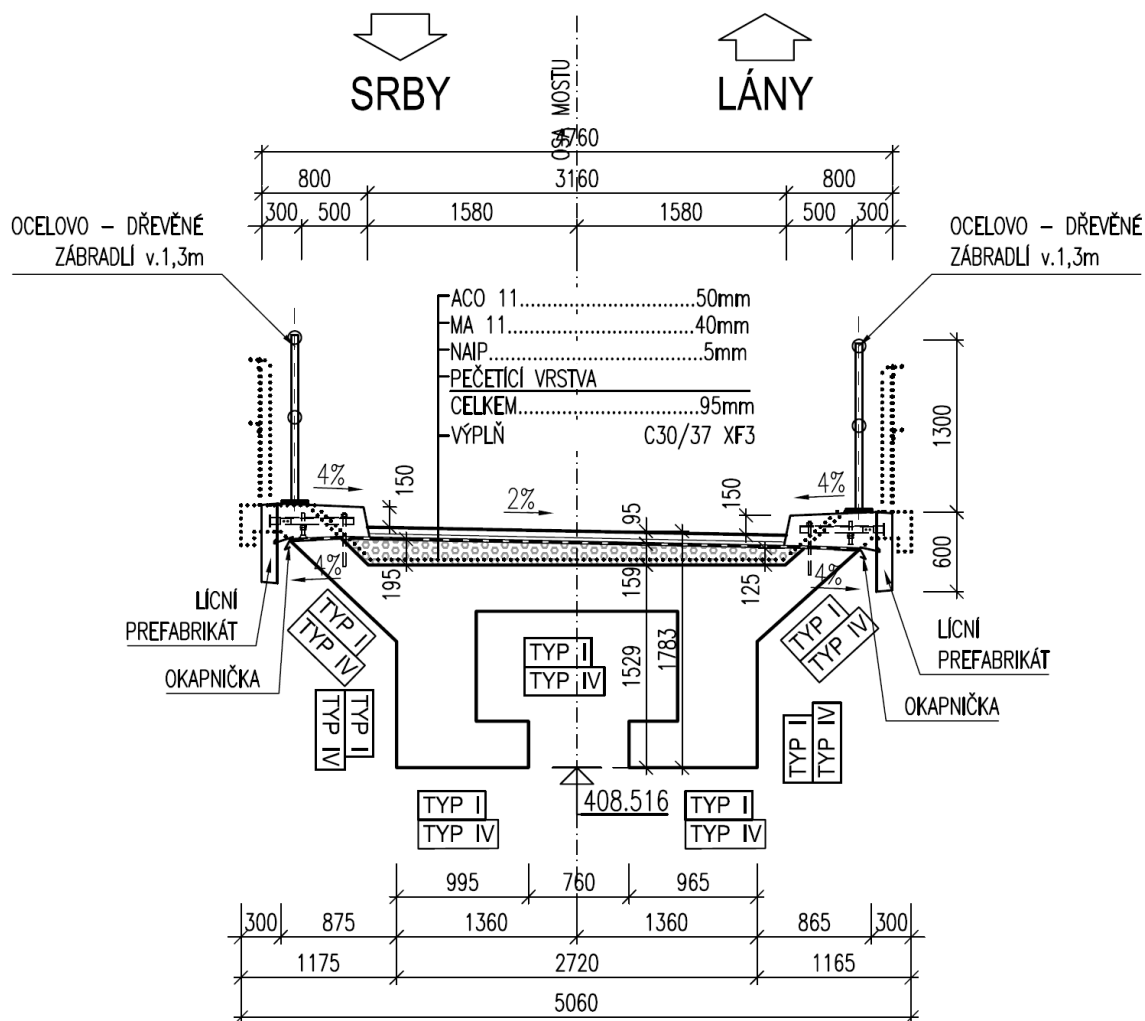
Sanační práce spočívaly především v obnově PKO ocelové konstrukce mostu. Zásadním problémem bylo provádění prací za provozu na R6, kdy nepřicházelo v úvahu omezení podjezdové výšky, což zásadně omezovalo práce na podhledu NK. Tyto práce nebylo možné provádět z podvěsného lešení, jak bylo původně zamýšleno, ale musely se stihnout za 6 denní úplnou uzavírku vždy jednoho pruhu po 3 dnech a totéž při dokončování prací 2x2 dny. Bylo provedeno otryskání na stupeň Sa21/2, základní vrstva metalizace nebyla poškozena. Byly provedeny odtrhové zkoušky pro ověření přilnavosti materiálu. Použitý nátěrový systém je zn. Derisol. Na otryskaný povrch byla provedena 1.vrstva s obsahem zinku v tl.130 μ m, podkladová vrstva 130 μ m a následně krycí nátěr 60 μ m. Současně probíhaly práce na mostovce. Byly osazeny lemovací úhelníky 100x140 pro vytvoření prostoru pro pokládku asfaltových vrstev. Mezi nimi byla provedena stříkaná PU izolace a 3-vrstvá skladba vozovky. Na obou koncích mostu byly osazeny ocelové mostní závěry s jednoduchým těsněním spáry v šířce vozovky - 4m a doplněny na šířku mostovky krycími plechy. Byly vyčištěny a upraveny odvodňovací žlaby. Na mostovku bylo přivařeno nové ocelové zábradlí s výplní z TAHOKOVU.



Obrázek 3.: Most SO 202 po rekonstrukci

5. SO 203 – Most přes silnici II. tř. č. 206

Doba výstavby není známa. Jedná se o 3-polový most, Gerberův nosník, rozpětí 6,9 + 20,2 + 6,9m. Most je půdorysně polygonálně zalomen. Krajní pole jsou integrované. Na krátkých konzolkách je uloženo střední vložné vylehčené pole.



Obrázek 4.: Příčný řez v hlavním poli v novém stavu

Před započítím prací proběhla mimořádná mostní prohlídka, která potvrdila špatný stav konstrukce v místě uložení. Proto bylo definitivně rozhodnuto o zvednutí stř. pole. Před vlastním zvedáním byla odstraněna kolejové lože a ubourány římsy. Poté bylo pole vyzvednuto pomocí konstrukce PÍŽMO a hydraulických lisů o cca 1,5m.



Obrázek 5.: Střední pole ve zvednuté poloze

Po sanaci středního pole i krajních polí byla osazena elastomerová ložiska a střední pole bylo opět spuštěno do definitivní polohy. Provedly se jádrové vývrty pro odvodnění. Následovalo vyplnění koryta mostovky výplňovým betonem, osazení lícových prefabrikátů, položení asfaltových modifikovaných izolačních pásů, betonáž monolitické části říms. Dále byly položeny asfaltové vrstvy. Dilatační závěry nad vnitřními klouby byly provedeny jako elastické, za opěrami jsou pouze přechodové klíny. Současně během těchto prací probíhaly terénní úpravy pod mostem – dlažby a odvodnění. Osazením dřvoocelového zábradlí byl most dokončen.

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno



Obrázek 6.: Pohled na dokončený most SO 203

Závěr

Všechny práce probíhaly dle harmonogramu a cyklostezka byla slavnostně otevřena v říjnu 2014.

Poděkování

Závěrem chci poděkovat všem účastníkům výstavby, jsou to:

- mostní prohlídky – KH-mosty – Ing. Naděžda Hájková
- RDS SO203 – Metroprojekt a.s. – Ing. Aleš Menšík
- podpěrná skruž a zvedání ocelové konstrukce – MTEK s.r.o. – Václav Procházka
- ocelové konstrukce a PKO – Stamakocel s.r.o. – Ing. Konečný
- izolace mostů SO202 a SO203, elastické mostní závěry SO203 – FIRESTA Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.
- mostní závěry SO202 – Cirmon s.r.o.
- dodávka sanačních materiálů – STADO CZ s.r.o. (SANAX Group s.r.o.)
- dopravní značení – L+L Dopravní značení Litoměřice
- stavbyvedoucí – Jiří Vlček

Kontakt

Ing. JAKUB ŠTĚRBA, tel: 00420 725 940 294, e-mail: sterba@cht.cz,

Jiří Vlček, tel: 00420 602 483 547, e-mail: cht.vlcekj@seznam.cz

Chládek & Tintěra a.s., Nerudova 1022/16, Litoměřice 41201

SAMONIVELAČNÍ LEHČENÝ POTĚR PRO PODLAHY

SELF-LEVELING LIGHTWEIGHT SCREED FOR FLOORS

Eva Tůmová, Rostislav Drochytka

Centrum AdMaS, Fakulta stavební,
Vysoké učení technické v Brně

Anotace:

Příspěvek se zabývá problematikou lehčeného potěru pro podlahy na bázi cementu se samonivelační funkcí. V příspěvku je stručně zpracována problematika samonivelačních hmot a dále se zabývá návrhem složení samonivelačního potěru a vlivem jednotlivých komponentů na jeho vlastnosti.

Annotation:

The contribution deals with the cement based lightweight screed floors with self-leveling function. The paper briefly analyzes the problem of self-leveling materials and describes the design of self-leveling screed composition and the impact various components of its features.

Klíčová slova: lehčený samonivelační potěr, cementová báze

Keywords: self-leveling lightweight screed, cement based

1. Potěry a samonivelační podlahy

Lité nebo též samonivelační podlahové hmoty mohou být určeny jako vyrovnávací vrstvy, které se musí ještě opatřit další nášlapnou vrstvou nebo to mohou být hmoty určené ke zhotovení finálního povrchu podlahy. Vyrovnávací vrstvy (označované též jako vrstvy samonivelační) se vyrábějí buď na cementové nebo anhydritové bázi. Nejrozšířenějšími samonivelačními hmotami jsou cementové, které mohou být použity na běžné podklady, jako je beton, cementový potěr nebo stávající dlažby, například při rekonstrukcích.

2. Samonivelační stěrky

Samonivelační stěrky jsou dnes klasifikovány dle ČSN EN 13813 *Potěrové materiály a podlahové potěry*, tzn., že jsou zahrnuty do jedné výrobní skupiny s běžnými cementovými potěry, ale i samonivelačními potěry na bázi síranu vápenatého. Ve smyslu tradičního chápání členění podlahových vrstev dle tloušťky a způsobu aplikace se však samonivelační stěrky především od běžných cementových potěrů významně liší hlavně materiálovým složením, obvyklou aplikační tloušťkou a způsobem aplikace.

Tabulka 1.: Materiálové a aplikační rozdíly mezi samonivelačními stěrkami a běžnými potěry

Materiál	Obvyklá aplikační tloušťka	Typ	Materiálové složení pojiva	Způsob aplikace
Samonivelační stěrky	5-15 mm	cementové	OPC + CAC + SO ₄ ²⁻ + RPP (< 2 %)	Strojní nebo ruční lití
		polycementové	OPC + CAC + SO ₄ ²⁻ + RPP (> 2 %)	
		sádrové	anhydrit/ α-hemihydrát	
Potěry	15-60 mm	cementové	OPC (RPP)	Ruční rozprostření/vibrace
		sádrové	anhydrit/ α-hemihydrát	Strojní nebo ruční lití

Vysvětlivky: OPC – portlandský cement, CAC – hlinitanový cement, SO₄²⁻ - zdroj síranových anionů (anhydrit/α-hemihydrát), RPP – redispergovatelný polymerní prášek

3. Vytvoření receptur lehčeného materiálu se samonivelační schopností

Vylehčení probíhalo pomocí kombinace přímého a nepřímého vylehčení. Nejprve byly vybrány vhodné suroviny pro tuto kombinaci. Byly vytvořeny receptury, podle kterých budou namíchány směsi, u kterých se stanovila hodnota rozlití. Ze směsí jednotlivých receptur byly vyrobeny zkušební vzorky (trámečky 40x40x160 mm), které byly podrobeny laboratorním zkouškám pro stanovení jejich fyzikálně-mechanických vlastností. Byly stanoveny objemové hmotnosti, pevnosti v tlaku a pevnosti v tahu za ohybu, mikrotvrdost povrchu. Vše na vzorcích stáří 28 dní. U vybraných receptur byly stejně zkoušeny vzorky, které byly vyrobeny ze směsí dlouhodobě uložených v suchém prostředí. Bude provedeno srovnání s původními vzorky a stanoven vliv skladování suchých směsí na fyzikálně-mechanické vlastnosti. Hlavním cílem je vytvořit směs, jejíž pevnost bude dostačující a poměr mezi objemovou hmotností a pevností bude co nejlepší.



Obrázek 2 – Příklad vzorku používaného pro zjišťování fyzikálně-mechanických vlastností

4. Návrh a odzkoušení receptur lehčených směsí se samonivelačními schopnostmi

V této kapitole jsou navrženy receptury lehčených směsí se samonivelační schopností, které jsou uvedeny v tabulce. Následně byly na všechny receptury laboratorně odzkoušeny a byly stanoveny fyzikálně-mechanické vlastnosti jednotlivých receptur, jejichž hodnoty jsou uvedeny v souhrnných tabulkách.

4.1 Návrh a odzkoušení receptur s použitím pouze lehčeného kameniva Liaver jako částečné náhrady plniva

Tabulka 2.: Receptury s použitím Liaveru jako nepřímého vylehčení

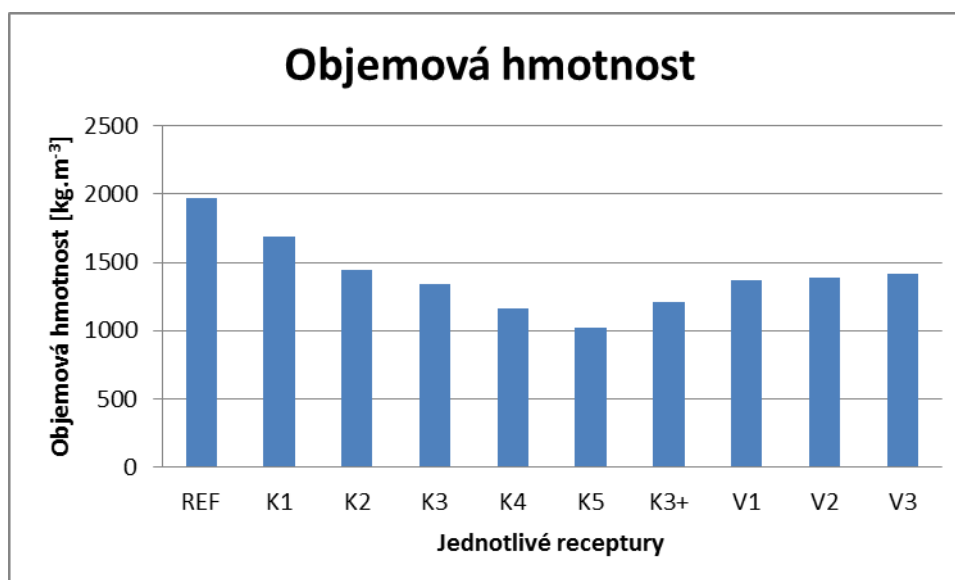
Suroviny		Receptury									
		REF	K1	K2	K3	K4	K5	K3+	V1	V2	V3
Písek 0-4 mm		40,4	36,4	32,4	28,4	24,4	20,4	28,1	42,4	34,9	27,4
Cement I 42,5R		28,6	28,6	28,6	28,6	28,6	28,6	28,6	30,0	30,0	30,0
Popílek		9,5	9,5	9,5	9,5	9,5	9,5	9,5	10,0	10,0	10,0
Mletý uhlíčitán vápenatý		14,3	14,3	14,3	14,3	14,3	14,3	14,3	5,0	10,0	15,0
Drcený uhlíčitán vápenatý		4,8	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8	0,0	2,5	5,0
Superplastifikátor		0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,8	0,5	0,5	0,5
Zpomalovač tuhnutí		0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
Disperze		1,9	1,9	1,9	1,9	1,9	1,9	1,9	0,0	0,0	0,0
Liaver	0,25-0,5 mm	0,0	2,0	3,0	4,0	5,0	3,0	6,0	6,0	6,0	7,0
	0,5-1 mm	0,0	2,0	3,0	4,0	5,0	3,0	6,0	6,0	6,0	7,0
	1-2 mm	0,0	2,0	3,0	4,0	5,0	3,0	0,0	0,0	0,0	2,0
	2-4 mm	0,0	2,0	3,0	4,0	5,0	3,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Tylovis EP 28		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Hostapur		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Jako první byly navrženy receptury, u kterých dochází k vylehčení matrice pouze nepřímým způsobem pomocí lehčeného kameniva Liaver. U receptur s označením K dochází k postupnému nahrazování písku frakce 0-4 mm právě Liaverem ve čtyřech frakcích. U receptury V je postupně přidáván uhlíčitán vápenatý od minimálního množství.

Tabulka 3.: Zjištěné fyzikálně-mechanické vlastnosti receptur s Liaverem

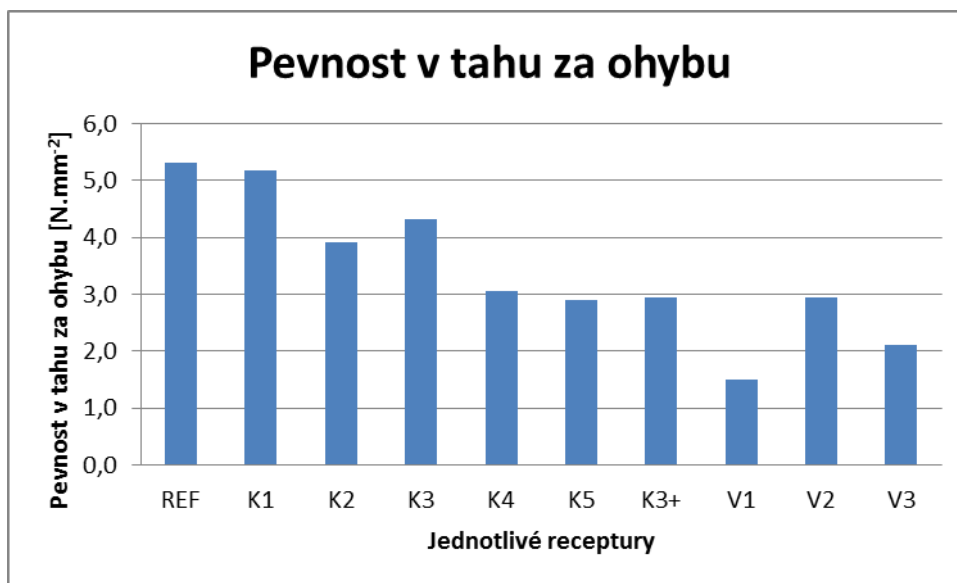
Receptury	Objemová hmotnost [kg.m ⁻³]	Pevnost v tahu za ohybu [N.mm ⁻²]	Pevnost v tlaku [N.mm ⁻²]	Mikrotvrdość povrchu [N.mm ⁻²]	Koeficient konstruktivnosti [-]
REF	1970	5,3	31,3	6,96	1,6
K1	1690	5,2	23,9	2,24	1,4
K2	1440	3,9	18	2,05	1,3
K3	1340	4,3	16,7	2,92	1,2
K4	1160	3,1	12,9	2,49	1,1
K5	1020	2,9	9,2	1,96	0,9
K3+	1210	2,9	10,7	3,00	0,9
V1	1370	1,5	12	2,18	0,9
V2	1390	2,9	14,2	2,37	1,0
V3	1420	2,1	14,7	2,36	1,0

V tabulce 3 jsou souhrnně uvedeny všechny stanovené fyzikálně-mechanické vlastnosti pro receptury s nepřímým vylehčením matrice. Jedná se o objemovou hmotnost, pevnost v tahu za ohybu a pevnost v tlaku, mikrotvrdość povrchu a koeficient konstruktivnosti. Všechny tyto hodnoty jsou postupně vyneseny v grafech pro jednotlivé vlastnosti.



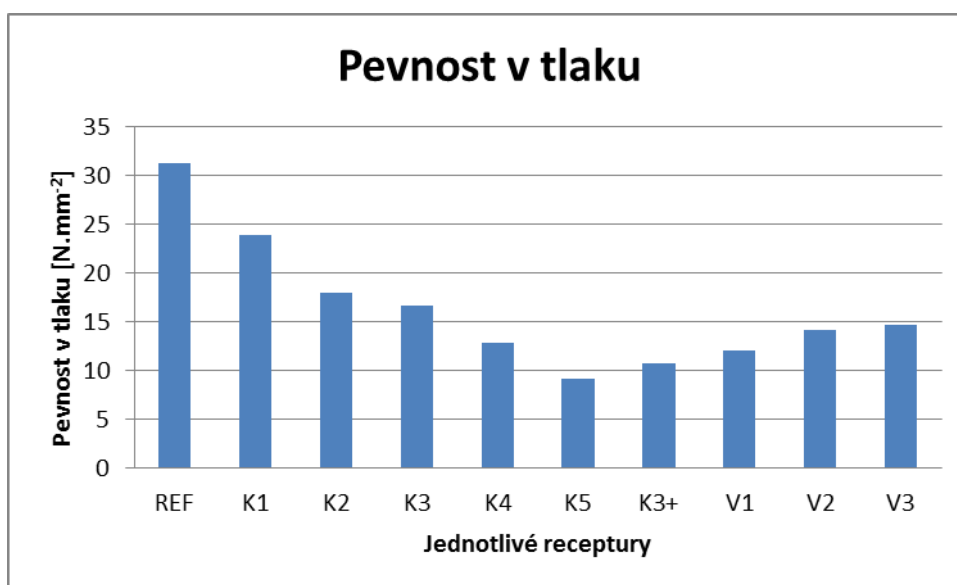
Graf 1 - Objemové hmotnosti receptur s Liaverem

Z grafu objemové hmotnosti dle očekávání vyplývá, že přídavek lehčeného kameniva Liaver jako náhrady klasického kameniva se zvětšující se dávkou postupně snižuje objemovou hmotnost oproti referenční receptuře. Ta má objemovou hmotnost 1970 kg.m^{-3} a receptura K5 s největší dávkou Liaveru se dostává téměř na polovinu této hodnoty a to na 1020 kg.m^{-3} . U receptur V se objemová hmotnost pohybuje kolem hodnoty 1400 kg.m^{-3} .



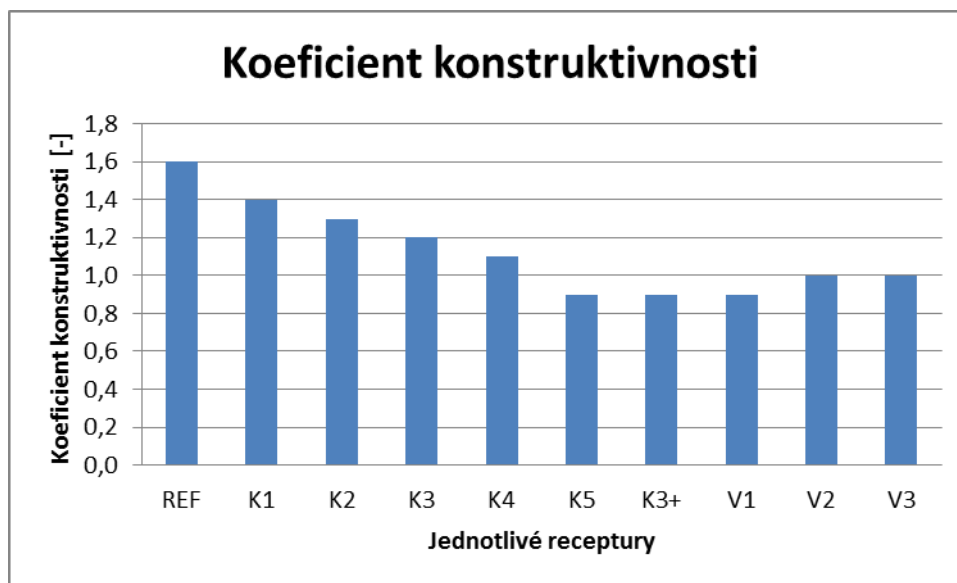
Graf 2 - Pevnosti v tahu za ohybu receptur s Liaverem

U pevností v tahu za ohybu dochází oproti referenční ke snížení těchto hodnot. U receptur K dochází až na jednu výjimku k postupnému snižování se zvyšováním dávky Liaveru. Nejnižší hodnoty pevnosti v tahu pak dosáhla receptura V1 a to $1,5 \text{ N.mm}^{-2}$.



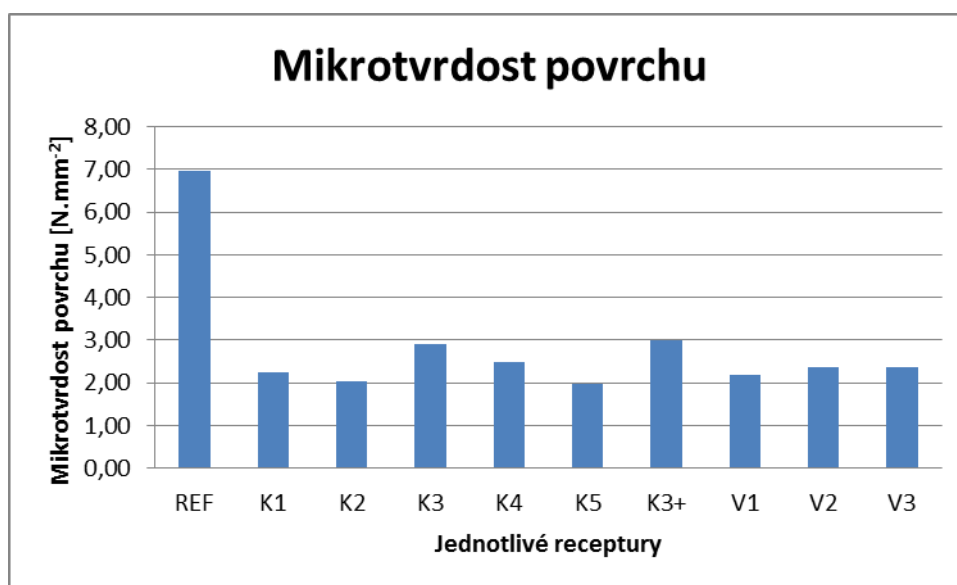
Graf 3 - Pevnosti v tlaku receptur s Liaverem

Graf pevnosti v tlaku je velmi podobný jako graf objemových hmotností. Vyplývá z něj, že se zvyšující se dávkou Liaveru a snižováním objemové hmotnosti se také snižuje pevnost v tlaku. Hodnota pevnosti u referenční receptury je $31,3 \text{ N.mm}^{-2}$, u receptury K5 pak klesá na hodnotu menší než 1/3 oproti referenční a to na hodnotu $9,2 \text{ N.mm}^{-2}$. U pevností receptur dochází k mírnému nárůstu s přidavkem uhličitanu vápenatého.



Graf 4 - Koeficienty konstruktivnosti u receptur s Liaverem

Z grafu koeficientu konstruktivnosti je zřejmé, že jeho hodnota klesá se zvyšujícím se vylehčením. Klesá tedy poměr pevnosti v tlaku a objemové hmotnosti. Znamená to, že s přidavkem Liaveru dochází k rychlejšímu snižování pevnosti v tlaku oproti objemovým hmotnostem. Tři receptury se dostávají pod hodnotu 1.



Graf 5 - Mikrotvrdoosti povrchu receptur s Liaverem

Jednoznačně nejvyšší hodnoty mikrotvrlosti povrchu dosahuje referenční receptura téměř 7 N.mm^{-2} . U ostatních receptur dochází k velkému snížení. Hodnoty se pohybují v rozmezí od 2 do 3 N.mm^{-2} .

3. Závěr

Byly vybrány vhodné suroviny pro přímé i nepřímé vylehčení. Jako nositel nepřímého vylehčení bylo zvoleno kamenivo Liaver, kterým bylo postupně částečně nahrazováno klasické kamenivo frakce 0-4 mm. Kamenivo bylo vybráno na základě předchozích výzkumů a prací. Byly zvoleny jeho čtyři frakce. Pro přímé vylehčení matrice materiálu, byly využity práškové provzdušňovací přísady Tylovis EP 28 a Hostapur OSB. Pro ztekucení matrice byl použit superplastifikátor na bázi vodorozpustné melaminformaldehydové pryskyřice. Dále byl v recepturách použit redispergovatelný disperzní prášek, tedy kopolymery etylenu a vinylacetátu. Jako zpomalovač tuhnutí byla použita kyselina vinná. Pro zvýšení obsahu jemných podílů byl použit mletý a drcený uhličitán vápenatý.

Byla vytvořena nevylehčená samonivelační referenční receptura. Další receptury byly rozděleny na nepřímo vylehčené pomocí Liaveru, dále kombinace Hostapuru OSB a Liaveru a nakonec kombinace Tylovisu EP 28 a Liaveru. Byly vytvořeny směsi, u kterých byla provedena zkouška konzistence. Bylo zjištěno, že přísada Hostapur OSB není vhodná pro přímé vylehčení matrice samonivelačního materiálu. Při míchání dojde ihned k vytvoření pórů a vznikne tak pěnová matrice, která nedosahuje předepsaných samonivelačních schopností. Jinak tomu je u přísady Tylovis EP 28, tam póry nevznikají okamžitě, ale až v průběhu zrání. Směsi tak na zkoušku konzistence vyhovují. Všechny receptury jsou velmi náchylné k segregaci matrice, je proto důležité opatrně přidávat vodu. Při vyšším vodním součiniteli dochází vzhledem k nízké objemové hmotnosti Liaveru k jeho vyplavování na povrch. Z tohoto hlediska se také použití největší frakce Liaveru (2-4 mm) zdá jako méně vhodné.

Ze všech receptur byly vytvořeny zkušební vzorky 40x40x160mm. Ty byly po 28 dnech zrání podrobeny laboratorním zkouškám pro stanovení fyzikálně-mechanických vlastností. Jedná se o stanovení pevností v tlaku a v tahu za ohybu, stanovení objemových hmotností, mikrotvrlosti povrchu a koeficientu konstruktivnosti.

Poděkování

Příspěvek byl vytvořen v rámci řešení projektu č. LO1408 "AdMaS UP - Pokročilé stavební materiály, konstrukce a technologie" podporovaného Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy v rámci účelové podpory programu „Národní program udržitelnosti I“.

Literatura

- [1] SVOBODA, P., DOLEŽAL, J., Průmyslové podlahy v objektech pozemních staveb, Bratislava JAGA GROUP 2007, ISBN 978-80-8073-054-0
- [2] DROCHYTKA R., MATULOVÁ P., Lehké stavební látky, Vysoké učení technické v Brně 2006
- [3] SVOBODA, Luboš. Stavební hmoty. 1. české vyd. Bratislava: Jaga, 2004, 471 s. ISBN 80-807-6007-1.
- [4] http://concrete.fsv.cvut.cz/~vrba/Publikace/FRVS_2012_prisady_primesi.pdf
- [5] <http://imaterialy.dumabyt.cz/Poruchy/Podlahove-potery-anbspcaste-priciny-jejich-poruch.html>
- [6] <http://www.bvgroup.cz>
- [7] <http://www.imaterialy.cz/Materialy/Samonivelacni-sterky-kvalitaapouziti1.html>
- [8] <http://www.imaterialy.cz/Materialy/Samonivelacni-sterky-kvalitaapouziti2.html>

Kontakt

Ing. EVA TŮMOVÁ, tel: 00420 541 147 522, e-mail: tumova.e@fce.vutbr.cz,
Centrum AdMaS, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverří 95, Brno

ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKY JAKO ÚČINNÝ NÁSTROJ PŘI NÁVRHU, REALIZACI A OVĚŘENÍ FUNKČNOSTI SANACE ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

LOAD TESTS AS AN EFFECTIVE INSTRUMENT FOR DESIGN, REALIZATION AND VERIFICATION OF FUNCTIONALITY OF REDEVELOPMENT REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Petr Žítt, Petr Daněk, Pavel Schmid, Jaromír Láník

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební,
Ústav stavebního zkušebnictví

Anotace:

Článek pojednává o možnostech využití zatěžovacích zkoušek stavebních konstrukcí v různých fázích přípravy, realizace nebo kontroly již provedených sanací, zesílení či jejich statického zajištění.

Annotation:

The article discusses the possibilities of exploitation a load tests in various phases of preparation, implementation or controls already performed of rehabilitation, strenghtening or statical support of structure of building structures.

Klíčová slova: diagnostika staveb, sanace, zatěžovací zkouška, železobetonová konstrukce

Keywords: diagnosis of buildings, rehabilitation, load test, reinforced concrete structure

1. Úvod do problematiky zatěžovacích zkoušek

Zatěžovací zkoušky stavebních konstrukcí (v našem případě zejména železobetonových) mají ve vztahu k jejich rekonstrukcím, sanacím, zesilování a případným asanacím svůj nepoměrný osobitý charakter.

Ve vztahu ke klasické diagnostice železobetonových konstrukcí (odběr vzorků betonu pro stanovení fyzikálně mechanických parametrů, vyztužení konstrukce, geometrie konstrukce atd.) mají samozřejmě celou řadu výhod i nevýhod.

Mezi výhody můžeme určitě řadit komplexnost řešení s ohledem na uvažované zatížení objektu, v rámci zatěžovací zkoušky jsme schopni na základě zatěžovacích rozvah a způsobu měření deformací lépe poznat konstrukci jako celek (spolupůsobení sousedních nezatížených polí, tuhost konstrukce atd.).

Naopak mezi nevýhody lze uvést neznalost materiálů použitých v konstrukci, časová náročnost provedení zkoušek, mnohdy zejména v občanské výstavbě nerealizovatelnost z důvodu nemožnosti konstrukci zatížit požadovanými silovými účinky.

Ideálem, který je lákavý jak z hlediska komplexního posouzení dané konstrukce, tak z účelu čistě výzkumného, je možnost provedení zatěžovacích zkoušek v kombinaci s diagnostickým průzkumem.

V dnešní době, kdy je rozhodujícím kritériem především cena je vize společné diagnostiky konstrukce s provedenou zatěžovací zkouškou pouze teoretická úvaha, která je pro nás v naší představivosti sice krásná, nicméně s časovým odstupem a jemným vystrízlivěním bohužel nereálná.

1.1. Postup při provádění a vyhodnocení ZZ

Zatěžovací zkouška musí být provedena tak, aby byly pokud možno omezeny vlivy, které by mohly ovlivnit nebo zkreslit výsledek zatěžovací zkoušky. Pokud nelze tyto vlivy vyloučit, musí se po dobu zkoušky sledovat a přihlídnout k nim při vyhodnocení.

Přístroje pro měření deformací a přetvoření, metody a postupy zkoušení se musí zvolit tak, aby odpovídaly požadované přesnosti měření, měření musí být provedeno v takovém rozsahu a s takovou přesností, aby byly získány potřebné informace o konstrukci.

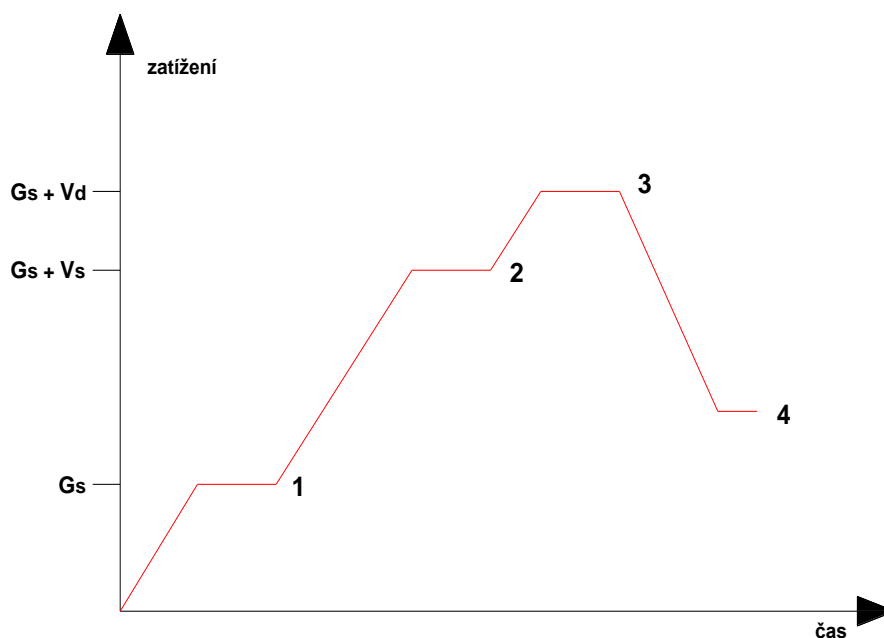
Zatížení při zatěžovací zkoušce je třeba realizovat tak, aby odchylka skutečného zatížení od požadované hodnoty předepsané obvykle na základě požadavků statika objektu nebyla větší než 5 % při zkoušce in-situ.

Pro měření deformací jsou v našich případech použity potenciometrické snímače dráhy (obr. 1, obr. 6 a obr. 12) na kovových stojanech spojených s konstrukcí vodícím invarovým drátem s protizávažím.

Obecně lze postup provádění zatěžovací zkoušky bez dosažení únosnosti aplikovaný na naše konkrétní případy definovat těmito kroky:

1. konstrukci zatížíme na hodnotu provozního stálého zatížení G_s (obvykle hodnota reprezentující budoucí skladbu podlah, rozmístění přiček atd. bez použití součinitelů zatížení)
2. dále přitížíme o hodnotu V_s - provozní nahodilé zatížení bez použití součinitelů zatížení, máme konstrukci zatíženou součtovým stavem $G_s + V_s$
3. konstrukci zatížíme o přírůstek hodnoty zatížení nahodilého extrémního, celkový maximální stav zatížení je $G_s + V_d$
4. konstrukci odtížíme na hodnotu provozního stálého zatížení G_s

Postup zatěžování je znázorněn na následujícím grafu 1.



Graf 1.: Schéma postupu při zatěžování

Konstrukce je spolehlivá z hlediska mezního stavu únosnosti v případě zatěžovací zkoušky prováděné bez dosažení meze únosnosti, splní-li níže uvedené kritérium:

$$\lambda_1 = 0,3 - 0,1 [V_d : (V_d + G_s)] > S_r / S_{tot} \quad (1)$$

kde: V_d ... extrémní hodnota nahodilého zatížení
 G_s ... provozní hodnota stálého zatížení
 S_r ... trvalá deformace zkoušeného prvku
 S_{tot} ... celková deformace prvku

2. Realizované zatěžovací zkoušky

Do článku jsou vybrány tři konkrétní případy zatěžovacích zkoušek, které bychom mohli rozdělit do následujících kategorií:

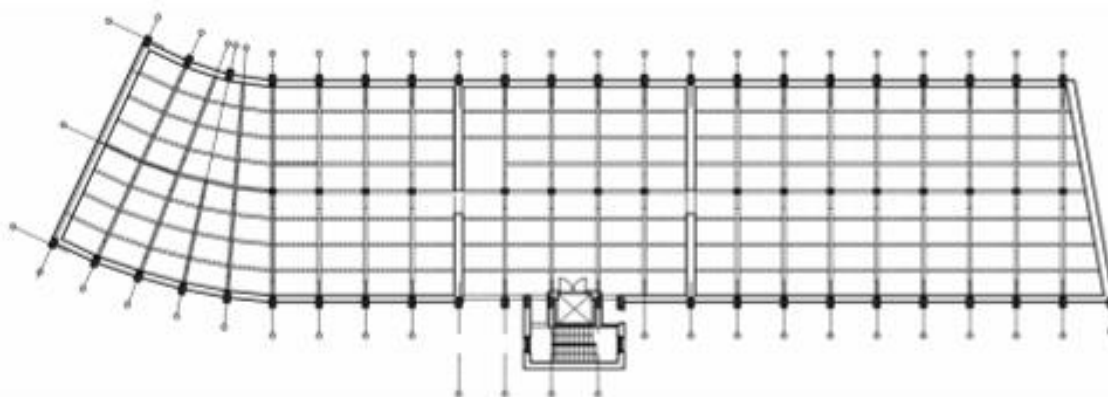
- zatěžovací zkouška stropní konstrukce prováděná ve fázi přípravy projektu sanace daného objektu
- zatěžovací zkouška stropní konstrukce provedená v průběhu provádění rekonstrukce objektu při nesprávně provedené realizaci stropní konstrukce
- kontrolní zatěžovací zkouška účinnosti provedené sanace objektu hlubinného zásobníku na uhlí po jejím provedení

Na těchto třech případech realizace zatěžovací zkoušky se pokusíme prokázat jejich smysl ve vztahu k jejich samostatnému provedení či jako doplňku ke klasické diagnostice.

2.1. Zatěžovací zkouška ve fázi přípravy projektu sanace

Objekt z 30. let 20. století sloužící původně jako sklad tabáku byl revitalizován na objekt s převažující obytnou funkcí, přičemž změnou užívání objektu dochází i ke změnám zatížení nosných konstrukcí.

Zatěžovanou částí objektu byla stropní konstrukce 5. NP. Půdorys je znázorněn na obrázku 1. Typické pole nosné konstrukce je v osové rastru nosných sloupů 3,2 x 7,625 m. V příčném směru jsou na větší rozpětí průvlaky s náběhy. V podélném směru stropní žebra v osové vzdálenosti 1,9 m. Mezi žebry jsou stropní desky tloušťky 60 mm.



Obrázek 1.: Půdorys typického podlaží předmětného objektu

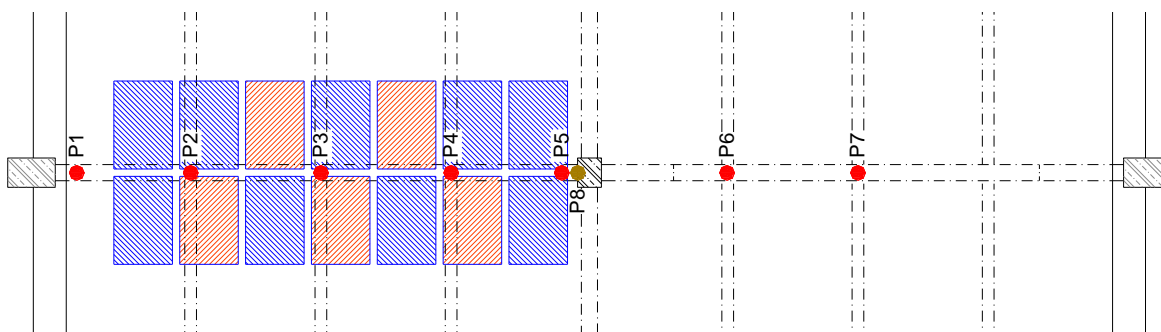
Po uvážení všech ovlivňujících faktorů byla za metodu hodnocení provozuschopnosti nosných konstrukcí objektu s ohledem na plánované stavební úpravy vybrána zatěžovací zkouška a to především z těchto důvodů:

- specifický konstrukční systém
- neznalost návaznosti konstrukčních prvků v okrajových podmínkách
- nedostatek věrohodných informací pro sestavení modelu pro analytické posouzení výpočtem bez náročného a nákladného diagnostického průzkumu
- ověření skutečného chování konstrukce při jejím zatížení

Pro objektivní hodnocení stropní konstrukce byly realizovány zatěžovací zkoušky v následujícím rozsahu:

- zatěžovací zkoušky stropních desek - 6 krát
- zatěžovací zkoušky stropních žebel v počtu – 3 krát
- zatěžovací zkoušky stropních průvlaků – 3 krát

V rámci příspěvku provedeme vyhodnocení pouze u stropních průvlaků, kde schéma rozmístění snímačů deformací a způsob zatížení stropního pole je znázorněn na obrázku 2. V tabulce 1 je znázorněno vyhodnocení zatěžovací zkoušky dle vzorce (1) provedené pro extrémní hodnotu deformace v místě snímače P3 opravenou o hodnotu poklesu v podporách (snímače P1 a P5).



Obrázek 2.: Schéma rozmístění snímačů a způsob zatěžování

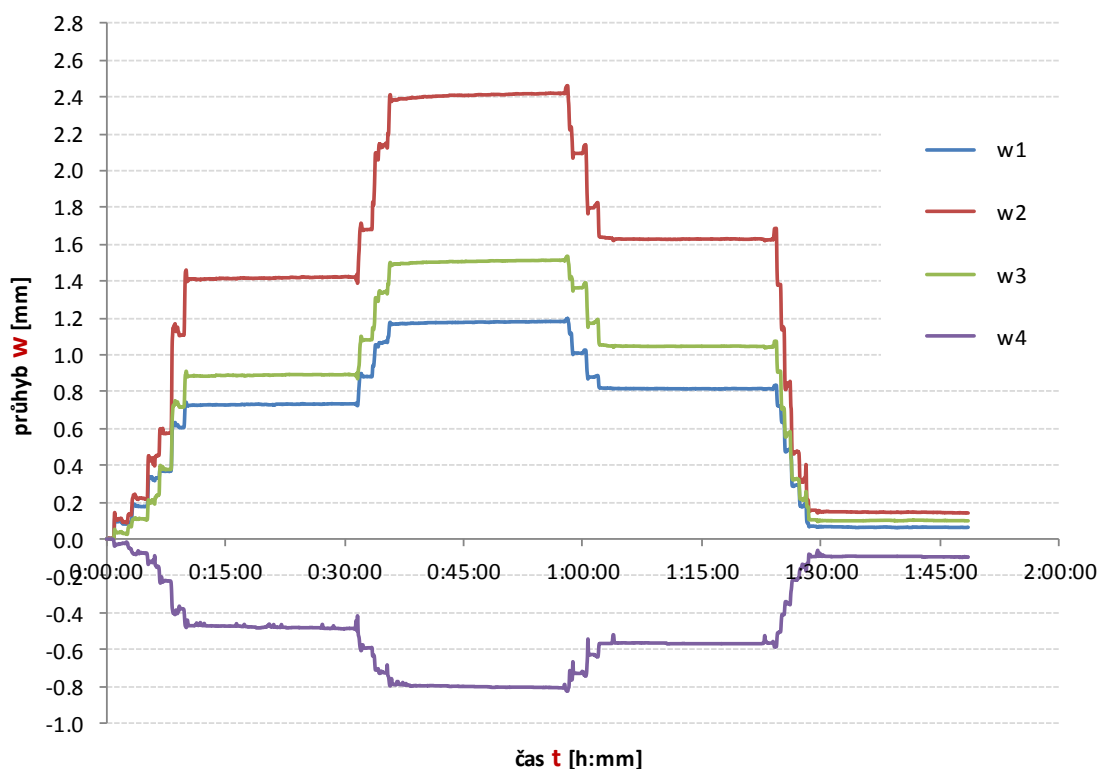


Obrázek 3.: Rozmístění potenciometrických snímačů dráhy



Obrázek 4.: Zatížení maximálním zatěžovacím stavem $G_5 + V_d$

Celková doba zatěžovací zkoušky, jak je patrné z grafu 2 je dána především časovými intervaly při čekání na ustálení deformací v jednotlivých zatěžovacích stavech. Z tohoto důvodu je časová náročnost jedné zatěžovací zkoušky v rozmezí 1,5 – 2 hodin v závislosti na počtu stavů a celkovém zatížení, které je nutné v rámci předepsaných sestav umístit na konstrukci.



Graf 2.: Vyhodnocení kritických deformací opravených o pokles v podporách

Tabulka 1.: Vyhodnocení zatěžovací zkoušky stropních průvlaků

popis měřeného místa	deformace prvku					vyhodnocení			maximální naměřená hodnota deformace	
	ZATÍŽENÍ stálé	ZATÍŽENÍ nahodilé extrémní	ODTÍŽENÍ stálé	trvalá deformace	celková deformace	poměr trvalé a celkové deformace	součinitel λ_1	hodnocení (kritérium)		
	[mm]	[mm]	[mm]	S_r [mm]	S_{tot} [mm]	S_r / S_{tot} [-]	λ_1 [-]	$S_r / S_{tot} < \lambda_1$ [-]	snímač	dmax [mm]
P1	1.421	2.419	1.624	0.203	0.998	0.203	0.259	VYHOVUJE	3	2.724
P2	1.363	2.282	1.549	0.186	0.919	0.202	0.259	VYHOVUJE	3	2.563
P3	1.297	2.191	1.501	0.203	0.893	0.228	0.259	VYHOVUJE	3	2.495

2.2. Zatěžovací zkouška ve fázi provádění rekonstrukce (sanace) objektu

Ve stejném objektu jako u předchozí předchozí zatěžovací zkoušky byla v rámci rekonstrukce vybetonována nová železobetonová stropní deska nad původním cihelným klenutým stropem, který sloužil jako bednění pro nový strop a poté byly klenby odstraněny.

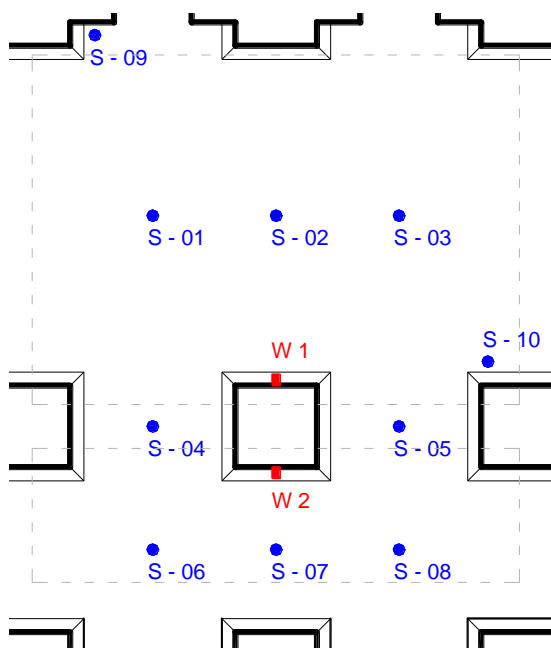
Před betonáží stropní desky byl povrch vyrovnán pískem na který byla položena fólie. Vlivem vlastní tíhy betonu došlo k zatlačení distančních pásků do písku a protlačení výztuží do fólie. Při odbednění bylo zjištěno, že místy je betonářská výztuž velmi prokreslena na spodním povrchu desky a není zajištěna její soudržnost s betonem.

Pokud se oprostíme od problému minimálních krycích vrstev betonu a požadavků z hlediska požární ochrany, tak je dalším problémem únosnost a tuhost stropní konstrukce.

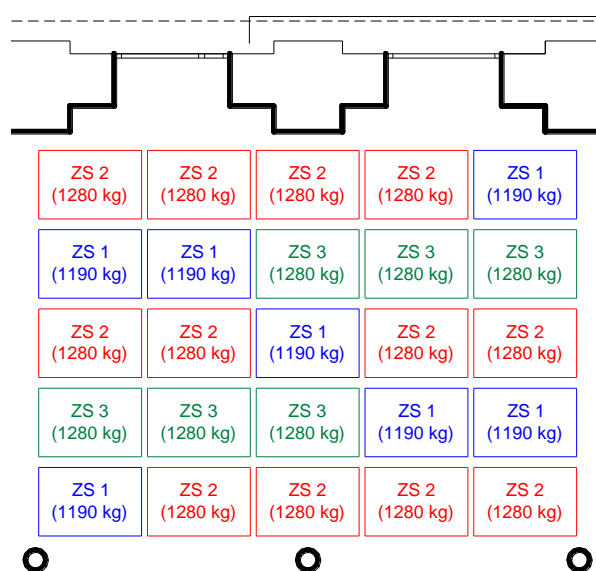
Po diskuzích bylo přistoupeno k sanaci povrchu vhodnou stěrkou ovšem za předpokladu, že stropní konstrukce ve stavu po odbednění vyhoví na předepsanou zatěžovací zkoušku.

Zatížení je zvoleno opět plošné v celém půdoryse stropní desky. Na následujících schématech je znázorněno rozmístění zatížení a poloha snímačů odečítajících dílčí a celkové deformace.

Zatížení opět probíhalo v souladu s postupem uvedeným v odstavci 1.1. zatížení bylo provedeno paletami se stavebním materiálem o hmotnostech 1190 a 1280 kg. Jednotlivé stavy byly rozmístěny tak, aby bylo pokud možno rovnoměrně rozmístěno zatížení po celé ploše zatěžovaného pole stropní desky.



Obrázek 4.: Rozmístění potenciometrických snímačů dráhy



Obrázek 5.: Zatížení stropní desky dle hodnot předepsaných statikem

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverí 95, Brno

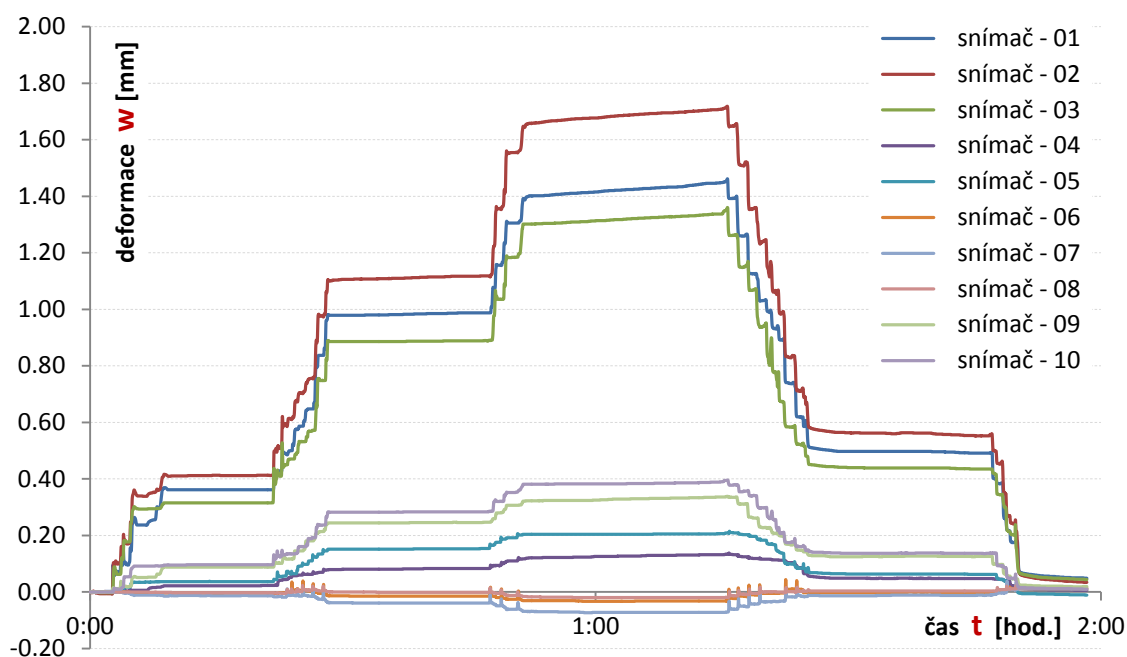
Zatěžovací zkouška nebyla při prvním pokusu vyhovující. Dle článku 6.3 normy ČSN 73 2030 lze zatěžovací zkoušku opakovat za předpokladu, že celkové přetvoření konstrukce je větší než λ_1 a menší než $2\lambda_1$. Tento předpoklad byl splněn. Došlo k opakování zkoušky, ovšem se zpřísněním součinitele λ_1 na polovinu původní hodnoty viz tabulka 2.



Obrázek 6.: Rozmístění potenciometrických snímačů dráhy



Obrázek 7.: Zatížení maximálním zatěžovacím stavem $G_s + V_d$



Graf 3.: Záznam deformací ze snímačů pod zatěžovanou stropní deskou

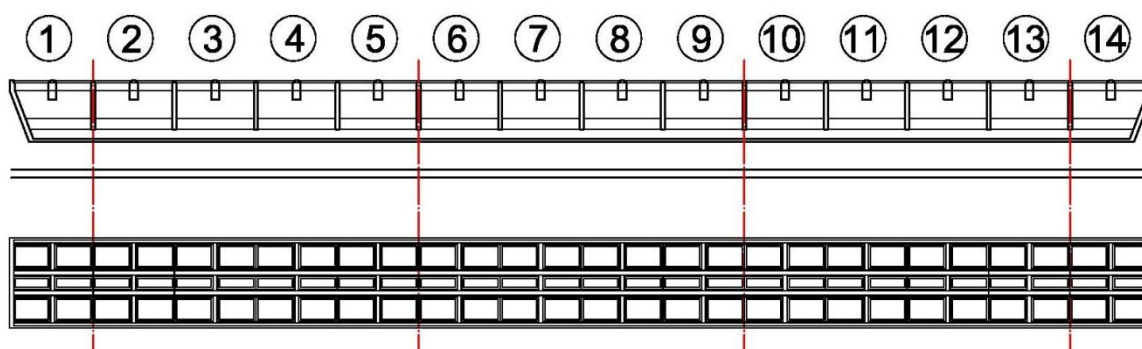
Tabulka 2.: Vyhodnocení zatěžovací zkoušky stropní desky

popis měřeného místa	deformace prvku						vyhodnocení		
	ZATÍŽENÍ stálé	ZATÍŽENÍ nahodilé provozní	ZATÍŽENÍ nahodilé extrémní	ODTÍŽENÍ stálé	trvalá deformace	celková deformace	poměr trvalé a celkové deformace	součinitel λ_1	hodnocení (kritérium)
					S_r	S_{tot}	S_r / S_{tot}	λ_1	$S_r / S_{tot} < \lambda_1$
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]
snímač 1	0.270	0.727	1.092	0.361	0.091	0.822	0.111	0.137	ANO
snímač 2	0.321	0.854	1.347	0.422	0.101	1.026	0.098	0.137	ANO
snímač 3	0.222	0.620	0.978	0.303	0.081	0.756	0.107	0.137	ANO
snímač 6	-0.095	-0.275	-0.391	-0.131	-0.036	-0.296	0.121	0.137	ANO
snímač 7	-0.106	-0.304	-0.438	-0.142	-0.036	-0.332	0.109	0.137	ANO
snímač 8	-0.096	-0.270	-0.391	-0.128	-0.033	-0.295	0.110	0.137	ANO

2.3. Kontrolní zatěžovací zkouška objektu po provedené sanaci

Poslední vybraná zatěžovací zkouška se věnuje objektu hlubinného zásobníku na uhlí po již provedené sanaci. Cílem zatěžovací zkoušky bylo prokázat, že navržené řešení sanace je spolehlivé z hlediska uvažovaného zatížení objektu plánovaným provozem.

Jedná se o poměrně složitou železobetonovou, monolitickou konstrukci, která je rozdělena na 5 dilatačních částí s celkovým počtem 14 kójí. Vnitřní dilatační celky tvoří 4 spojené kóje a krajní jsou jako samostatné kóje, viz schématické zobrazení na obr. 3.1. Celá konstrukce je situována pod úroveň terénu, respektive nejvyšší bod konstrukce se nachází v úrovni terénu.



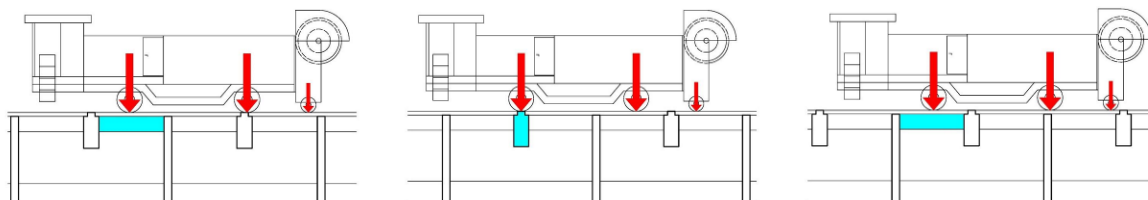
Obrázek 8.: Schématický podélný řez a půdorys hlubinného zásobníku s číslováním kójí, červenou čarou jsou vymezeny dilatační celky

Zatěžovací zkoušky byly provedeny celkem ve 4 kójích (kóje 1, 5, 11 a 13) vždy ve třech stavech, které jsou znázorněny na obrázku 9. Celkem bylo použito pro měření průhybů 8 potenciometrických snímačů a jejich umístění bylo zvoleno dle předpokládané odezvy konstrukce na působení zkušebního zatížení (obrázek 10).

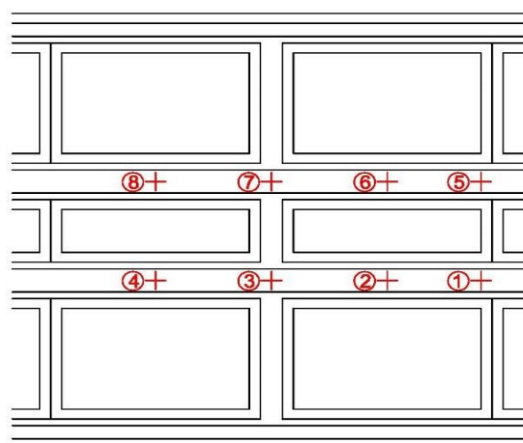
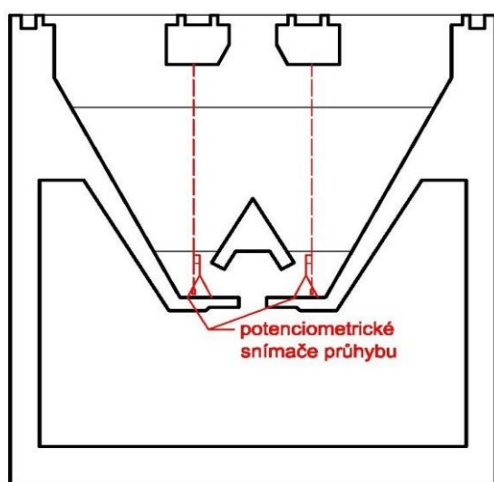
13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverí 95, Brno

Zatížení na konstrukci bylo vnášeno s využitím elektrovozu, který slouží jako pohonná jednotka při manipulaci s vozy návažejícími uhlí do zásobníku. Dle statického výpočtu bylo prokázáno, že extrémní hodnoty do jednotlivých prvků vyvozuje právě elektrovož.



Obrázek 9.: Jednotlivé měřené stavy (pravý nosník, střední příčník, levý nosník) a poloha elektrovozu vyvolující maximální účinky na sledovaný průřez



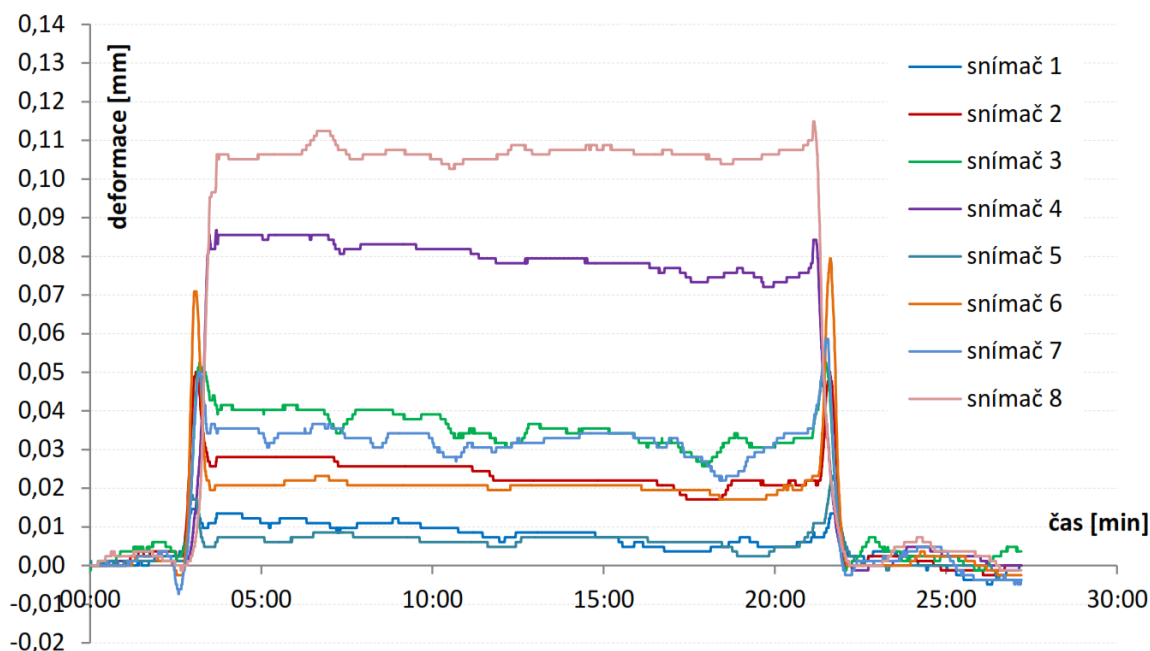
Obrázek 10.: Schéma rozmístění snímačů v půdorysu a ve svislém řezu



Obrázek 11.: Elektrovož jako zatěžovací prvek



Obrázek 12.: Umístění snímačů dráhy v dolní části zásobníku



Graf 4.: Záznam deformací pod zatěžovaným levým nosníkem v kóji č. 13

Tabulka 3.: Vyhodnocení zatěžovací zkoušky levého nosníku v kóji č. 13

popis měřeného místa	deformace prvku					vyhodnocení			
	PŘED ZATÍŽENÍM stálé	ZATÍŽENÍ EXTRÉMNÍ	PO ODTÍŽENÍ	trvalá deformace	celková deformace	poměr trvalé a celkové deformace	součinitel λ_1	hodnocení (kritérium)	
				S_r	S_{tot}	S_r / S_{tot}	λ_1	$S_r / S_{tot} < \lambda_1$	
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]	
snímač 4	0.000	0.060	0.004	0.004	0.060	0.067	0.200	ANO	
snímač 8	0.000	0.093	0.005	0.005	0.093	0.054	0.200	ANO	

3. Závěr

V příspěvku jsme uvedli tři možné způsoby provedení zatěžovacích zkoušek sloužících jako ověření možného způsobu postupu při návrhu sanace, ověření správnosti sanace při problému v průběhu její realizace a ověření funkčnosti již hotové sanované konstrukce.

Nedílnou součástí zatěžovacích zkoušek může být dále porovnání s numerickými modely konstrukce z hlediska hodnot přetvoření a deformací v kritických místech. Zatěžovací zkouška jako taková samozřejmě nenahrazuje statický výpočet, ani není toto jejím hlavním smyslem a cílem.

Na výše uvedených případech jsme chtěli poukázat na to, že tam, kde by byla klasická diagnostika příliš obtížná, časově náročná či její výsledky by nám neposkytovali potřebná data, je použití zatěžovacích zkoušek více než elegantním

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, Brno

a efektivním řešením. V případě objektů po dokončení opravných prací je již provedení další diagnostiky spíše nevhodné a zatěžovací zkouškou nedojde prakticky k žádnému zásahu do konstrukce.

Ve vyjímečných případech se můžeme setkat i s konstrukcemi, kde je nám dovoleno provést zatěžovací zkoušku až do porušení dané konstrukce (plánovaná asanace objektu atd). V těchto případech jsou nám naměřená data velmi cenným artiklem zejména z důvodu poznání reálného chování dané konstrukce při jejím extrémním zatížení.

Poděkování

Příspěvek vznikl za podpory GAČR 13-18870S „Hodnocení a predikce trvanlivosti povrchové vrstvy betonu“

Literatura

[1] ČSN 73 2030: Zatěžovací zkoušky stavebních konstrukcí, Společná ustanovení. Český normalizační institut. Praha, 1993

[2] ČSN ISO 13822: Zásady navrhování konstrukcí - Hodnocení existujících konstrukcí

Kontakt

Ing. Petr ŽÍTT, tel: 00420 541 147 528, e-mail: zitt.p@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

doc. Ing. Pavel SCHMID, Ph.D., tel: 00420 541 147 491, e-mail: schmid.p@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. Petr DANĚK, Ph.D., tel: 00420 541 147 492, e-mail: danek.p@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. Jaromír LÁNÍK, Ph.D., tel: 00420 541 147 494, e-mail: lanik.j@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Poznámky:

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverí 95, Brno

Poznámky:

Poznámky:

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverí 95, Brno

Poznámky:

Poznámky:

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverí 95, Brno

Poznámky:

Poznámky:

13. – 15. 5. 2015

Fakulta stavební VUT v Brně, Veverí 95, Brno

Sborník recenzovaných přednášek
XXV. mezinárodního symposia



13. – 15. 5. 2015

Brno

www.ssbk-sanace.cz

Vydavatel: Vysoké učení technické v Brně

Tisk: Tribun EU s.r.o., Cejl 32, Brno

Editor: Ing. Věra Heřmánková, Ph.D.

Náklad: 120 ks

Rok vydání: 2015

ISBN 978-80-214-5193-3