



KONFERENCE ZKOUŠENÍ A JAKOST VE STAVEBNICTVÍ

Sborník recenzovaných příspěvků konference

ZKOUŠENÍ A JAKOST VE STAVEBNICTVÍ 2016

18. - 20. 5. 2016

Ústav stavebního zkušebnictví,
Fakulta stavební, VUT v Brně

ISBN 978-80-214-5341-8

18. – 20. 5. 2016

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně



OBSAH

IDENTIFIKACE PŮVODU A KVALITA CIHEL V OBJEKTU BÝVALÉHO CHLAPECKÉHO SIROTČINCE V BRNĚ Ondřej Anton, Petr Cikrle, Věra Heřmánková	7
PRŮZKUM MONTOVANÉHO OBYTNÉHO DOMU PŘED JEHO REKONSTRUKCÍ Zdeněk Bažant, Ondřej Anton, Petr Cikrle	21
VYUŽITÍ NEDESTRUKTIVNÍ DIAGNOSTIKY PRO HODNOCENÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ PAMÁTEK Petr Cikrle, Ondřej Anton	33
EXPERIMENTÁLNÍ ANALÝZA A POSOUZENÍ ZVEDACÍHO MECHANIZMU PECNÍHO VOZU ELEVÁTOROVÉ PECE Petr Daněk, Pavel Schmid, Iva Rozsypalová	43
ODOLNOST VYSOKOHODNOTNÝCH BETONŮ PROTI KLIMATICKÉMU ZATÍŽENÍ Josef Fládr, Petr Bílý	53
MĚŘENÍ A HODNOCENÍ VÝZNAMNÝCH ZDROJŮ PŘÍRODNÍ RADIOAKTIVITY Leonard Hobst	61
KONTROLA A TESTOVANIE UNIVERZÁLNEJ MERACEJ STANICE PODĽA TECHNICKÝCH NORIEM Ján Ježko	69
HODNOCENÍ PROPUSTNOSTI POVRCHOVÉ VRSTVY BETONU V ZÁVISLOSTI NA JEHO SLOŽENÍ POMOCÍ METODIKY DOE Dalibor Kocáb, Petr Misák, Petr Pössl, Tomáš Stavař, Tomáš Vymazal	79
NDT INSTRUMENTS AND APPLICATIONS FOR CONSTRUCTION INDUSTRY Lubos Misak	91
DIFUZNÍ VLASTNOSTI – PROPUSTNOST VODNÍCH PAR POVRCHOVÝCH ÚPRAV Šárka Nenadállová, Lukáš Balík, Milan Rydval, Tomáš Bittner	105
ZKUŠENOSTI S ÚZEMÍM NÁCHYLNÝM K SESOUVÁNÍ Antonín Paseka, Zdeněk Bažant	117
HODNOCENÍ STAVU KOMPOZITNÍ STROPNÍ KONSTRUKCE POŠKOZENÉ POŽÁREM Iva Rozsypalová, Pavel Schmid, Petr Daněk	129

18. – 20. 5. 2016

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

ZKOUŠKY PEVNOSTI LEHKÝCH BETONŮ V TLAKU ZA VYSOKÉ TEPLoty	
Rydval Milan, Bittner Tomáš, Čítek David, Nenadálová Šárka	141
MOŽNOSTI PROVÁDĚNÍ KONTROLY DODATEČNĚ INSTALOVANÝCH KOTEV V ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍCH	
Pavel Schmid, Petr Daněk, Jaromír Láník	153
TRVANLIVOSTNÍ VLASTNOSTI BETONŮ S PŘÍDAVKEM POLYMERNÍCH A OCELOVÝCH VLÁKEN	
Tomáš Stavař, Michal Stehlík	163
OPTIMALIZACE ZKOUŠKY CEMENTOVÝCH KOMPOZIT V OSOVÉM TAHU	
Martin Tipka, Jan Vodička	171
ZAJIŠTĚNÍ JAKOSTI PŘI VÝSTAVBĚ POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ - OBLAST ZKUŠEBNICTVÍ	
René Uxa	181
ANALÝZA SVISLÝCH SIL A NAPĚTÍ U ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ PŘI RŮZNÝCH KOMBINACÍCH ZATÍŽENÍ	
Luděk Vejvara, Michal Novák	189
DIAGNOSTIKA ŽELEZOBETONOVÉHO SKELETU S PODEZŘENÍM NA POUŽITÍ BETONU S HLINITANOVÝM CEMENTEM	
Petr Žítt, Pavel Schmid	199



Vážené dámy, vážení pánové,

scházíme se v pořadí již na 9. konferenci „Zkoušení a jakost ve stavebnictví“. Letošní setkání je poněkud netradiční. Změnili jsme termín konání z podzimu na jaro, změnili jsme i periodicitu konání – z každoročního setkání na setkání jednou za dva roky. A nakonec, není to naše ryze samostatná akce, ale konferenci podnikáme společně se sympoziem SANACE 2016. Mnozí z Vás si mohou klást a jistě si kladou otázku, proč k tomu dochází. Odpověď není jednoduchá – podílí se na ni řada faktorů, z nichž bych zmínil dva.

Jeden faktor je na straně účastníků. Stále roste počet konferencí, s přibližně stejným nebo podobným zaměřením. Účastníci se proto mohou zaměřit na úzká témata, která je vskutku zajímavá. Tím ovšem klesá obecně zájem o konference encyklopedického zaměření, jako je ta naše. Stále se též setkáváme s dozvuky jistého ekonomického zpomalení, kterého jsme byli svědky v průběhu několika minulých let.

Druhý faktor je na straně přednášejících. Právě konference našeho typu mají propojit vědeckou a odbornou komunitu se širokou veřejností. Je to právě přenášení výsledků vědy do praxe, ke kterému na těchto konferencích dochází. K tomu však nejsou vytvořeny podmínky. Aby vědečtí pracovníci dostali podporu na výzkum, musí publikovat v zahraničních impaktovaných časopisech a účast na domácích konferencích jim nepřináší pro ně tak důležité „body“. Není to dobrá situace, protože výsledky vědeckého výzkumu jsou publikovány v anglickém jazyce mimo naši republiku a plátcí daní (ze kterých je výzkum financován) na domácích konferencích k těmto výsledkům přístup nemají. A je to vskutku „oběť“, pokud vědečtí pracovníci a odborníci prezentují výsledky své práce na domácích konferencích a za to jim patří náš dík. Pokud se zamýšlím nad tím, kdo může o osudu naší vědy takto rozhodovat, napadá mi citát, který pronesl známý římský filosof Lucius Seneca před dvěma tisíci lety *„Nec není nesnesitelnějšího nežli hlupák, který má štěstí“* (míněno rozhodovat o osudu naší vědy).

Vážení účastníci naší konference, dovoluji mi, abych Vám závěrem popřál mnoho nových poznatků, které můžete získat účastí vlastně na obou konferencích, které budou současně probíhat. A dále Vám přeji, aby se uskutečnila nová odborná i přátelská setkání, jak již v rámci konference „Zkoušení a jakost ve stavebnictví“, tak i při setkávání s kolegy symposia SANACE 2016, se kterými máme mnoho společných oblastí zájmu.

Prof. Ing. Leonard Hobst, CSc.
odborný garant konference ZaJ

18. – 20. 5. 2016

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně



IDENTIFIKACE PŮVODU A KVALITA CIHEL V OBJEKTU BÝVALÉHO CHLAPECKÉHO SIROTČINCE V BRNĚ

IDENTIFYING THE ORIGIN AND QUALITY OF BRICKS USED IN THE CONSTRUCTION OF A FORMER BOYS' ORPHANAGE IN BRNO

Ondřej Anton, Petr Cikrle, Věra Heřmánková

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební

Anotace:

Príspevok se zabývá problematikou identifikace původu a stanovení vlastností historických pálených zdících prvků při stavebně technickém průzkumu významného brněnského stavebního objektu z druhé poloviny 19. Století. Autoři měli unikátní možnost pracovat s reprezentativním vzorkem cihel, použitých při stavbě objektu a jeho rekonstrukci.

Annotation:

This paper deals with the origin identification and determination of properties of historical bricks in a technical survey of a significant 19th century building in Brno. The authors had a unique opportunity to work with a representative sample of bricks used in the construction of the building and its reconstruction.

Klíčová slova:

Historické cihly, značky na cihlách, stavebně technický průzkum

Keywords:

Historical bricks, brick stamps, technical survey

1. Úvod

V každodenním životě jsme obklopeni množstvím stavebních objektů z různých historických období, které jsme zvyklí vnímat jako architektonický celek. Každá konstrukce je však vytvořena z dílčích stavebních a konstrukčních prvků, které mohou mít často nedocenitelnou vypovídací hodnotu o stavbě samé, jejích vlastnostech, ale i o úrovni stavební výroby v daném místě a době.

Právě rekonstrukce původních objektů, zejména těch, kde neproběhly pozdější zásahy a přestavby, představuje pravou studnici informací o použitých materiálech a prvcích.

Při rekonstrukci budovy bývalého sirotčince na Gorkého ulici v Brně se díky přestavbě objektu a demolici jednoho křídla naskytla možnost získat reprezentativní soubory zdících prvků a kovaných táhel jednoznačně datovaných vznikem objektu v roce 1872 a postavením přístavby v roce 1905. Zejména soubor získaných kolkovaných cihel naznačil, že na stavbě objektu se současně podílela řada dodavatelů.

2. Cihly při stavebně technických a stavebně historických průzkumech

V rámci stavebně technických průzkumů, kterými se zabývá Ústav stavebního zkušebnictví, součást Fakulty stavební Vysokého učení technického v Brně, je běžně řešena problematika diagnostiky historických konstrukcí z cihelného zdiva.

Častým požadavkem v rámci diagnostiky objektu je buď posouzení stáří zdiva na základě typologie použitých cihel, anebo naopak odhad kvality zdících prvků na základě znalosti stáří a původu. Jde o případy, kdy nelze jednoznačně identifikovat stáří částí objektu na základě dochovaných historických informací, materiálů či stavebně-historického průzkumu. Většinou se jedná o zděné objekty vytvořené v období od konce 18. do poloviny 20. století.

Úkol je to nesnadný a v řadě případů zcela nemožný. Prakticky v každém historickém období bylo běžné recyklovat stavební prvky a právě cihly byly pro svoji trvanlivost zcela běžně využívány sekundárně, tedy zdění probíhalo s využitím již dříve jinde použitých cihel. Klasickým příkladem je například užívání cihel získaných při demolici prvků tereziánského opevnění v Olomouci (cihly s orlicí a iniciálami F.M.T.). S těmito cihlami se dnes setkáváme ve stavbách z přelomu 19. a 20. století nejen v okolí Olomouce, ale například i na Znojemsku.

Pokud odhlédneme od problémů spojených s recyklací zdících prvků, identifikace původu a stáří cihel je do jisté míry možná na základě stanovení rozměrů jednotlivých cihel v konstrukci a analýzou jejich případných typických znaků a značení. I to je však z řady důvodů poměrně komplikované a nejednoznačné.



3. Identifikace cihel na základě vnějších znaků

Ve střední Evropě se v průběhu staletí měnily rozměry cihlářských výrobků i jejich vnější podoba. Pro období stavby a přestavby Chlapeckého sirotčince byly v platnosti následující předpisy týkající se rozměrů cihlářských výrobků.

V roce 1839 byly pro Čechy předepsány základní rozměry cihel pro zdění (tzv. zdice) $11\frac{1}{2} \times 5\frac{1}{2} \times 2\frac{1}{2}$ palce ($302 \times 144 \times 65$ mm) a současně bylo předepsáno razit na cihlu značku výrobce – cihelny. Rozměry byly uváděny pro výrobky po výpalu.

Na Moravě zůstal v platnosti výnos Moravsko-slezského gubernia z roku 1810, s rozměrem zdice $11\frac{1}{2} \times 5\frac{3}{4} \times 2\frac{3}{4}$ palce (palec dolnorakouský - $302 \times 151 \times 72$ mm). V období od druhé poloviny 18. století do poloviny 19. století byla v monarchii vydána řada výnosů ohledně rozměrů cihlářských výrobků, které spolu ne vždy zcela korespondovaly.

Zcela unifikovaného formátu bylo dosaženo až k datu 14. 4. 1883 v souvislosti s metrologickou reformou. Formát cihel pro zdění byl stanoven na $290 \times 140 \times 65$ mm. Opuštění měření v palcích odstranilo dosavadní roztržitost jednotek a formátů.

Mohlo by se tedy zdát, že identifikace stáří cihly je poměrně jednoduchou úlohou díky stanovení rozměrů a porovnání s předpisy jednotlivých let. Opak je však pravdou. Díky technologii výroby a faktu, že při výpalu dochází ke smrštění cihlářského střepu, závislém na složení materiálu i podmínkách výroby, jsou rozměry cihel dosti variabilní oproti platným předpisům. Daný problém dokládá M. Ebel na základě vyhodnocení zprávy o Vyšetření stavu výroby cihlářských výrobků v Čechách dle krajů 1837/1838. Ze zprávy lze vyvodit následující:

- předepsaná délka cihly $11\frac{1}{2}$ palce kolísala od 9 do 13 palců, jde tedy o odchylky až $2\frac{1}{2}$ palce (65 mm)
- předepsaná šířka cihly $5\frac{1}{2}$ palce kolísala od $4\frac{1}{2}$ do 6 palců, jde tedy o odchylky až 1 palec (26 mm)
- předepsaná výška cihly $2\frac{1}{2}$ palce kolísala od $1\frac{3}{4}$ do 3 palců, jde tedy o odchylky až $\frac{3}{4}$ palce (19 mm)

Z výše uvedeného jasně vyplývá, že možné odchylky od stanovených rozměrů mohou být značné. Pokud současně připustíme, k podobným odchylkám mohlo docházet i po metrické reformě, kdy řada lokálních cihelen pracovala nezměněnou technologií výroby, může být identifikace stáří cihly z tohoto období ošidná, neboť cihly z doby před metrickou reformou a po ní mohou mít srovnatelné rozměry.

Přínosem je naopak značení cihel - tzv. kolkování. Kolky rozlišujeme dvojího druhu, pozitivní a negativní. Pozitivní kolek byl vytvořen tak, že ve dně formy byla vyryta či vypálena značka. Díky způsobu výroby jsou pozitivní kolky méně výrazné, a většinou daleko jednodušší, než pozdější kolky negativní (kdy na dno formy byla umístěna reliéfní raznice, jež po odformování vytvořila negativní reliéf v cihlářském výrobku).

V 18. století a na počátku 19. Století bylo značení cihel v Čechách a na Moravě spíše výjimkou, a pokud ke značení docházelo, tak jen na malém procentu výrobků dané cihelny.

Naopak, od roku 1839 bylo v Čechách pro cihly značení přímo nařízeno. Vzhled kolků nebyl nijak předepsán, na jejich podobě se projevuje kreativita majitele cihelny, a důležitost, kterou přikládali této jistého druhu reklamě. Můžeme tak pozorovat nejčastěji cihly s kolky ve formě iniciál majitele či tradičního názvu cihelny, vzácněji kolky s propracovanými reliéfními erby a symboly, případně primitivní kolky ve formě malé značky. Často je kolek doplněn kolky číselnými, které pravděpodobně označovaly číslo sady forem nebo pracovní skupinu. Bohužel do dnešních dnů nebyly značky na českých a moravských cihlách systematicky zpracovány, na rozdíl od řady evropských zemí včetně Slovenska.

4. Budova chlapeckého sirotčince v Brně

Při hodnocení starých cihel bývá problém získat dostatečně reprezentativní a co do množství statisticky významný soubor cihel z určité oblasti, který navíc není ovlivněn sekundárním použitím starších cihel (tzv. z bouraček). Taková příležitost se naskytla při rekonstrukci budovy bývalého chlapeckého sirotčince na Falkensteinerově ulici č. 14 v Brně, v současné době budovy A v areálu Filosofické fakulty Masarykovy univerzity v Brně, na ulici Gorkého 14.

Budova byla postavena za peníze nadace známého brněnského mecenáše Valentina Falkensteina v letech 1871-72 podle architektonického modelu Heinricha Drasche von Wartinberk. Plány pro výstavbu zhotovil významný brněnský architekt Josef Arnold, který stavbu i prováděl spolu s Moritzem Kellnerem.



Obrázek 1.: Budova městského chlapeckého sirotčince ještě v původní třípatrové podobě na dobové pohlednici vydané kolem roku 1900 (pohlednice z archivu P. Cikrle).



Obrázek 2.: Demolice přístavby objektu a probíhající rekonstrukce původní budovy - původ posuzovaného souboru cihel (foto encyklopedie.brna.cz)

Při stavebně technickém průzkumu objektu bývalého sirotčince se naskytla díky demolici některých částí objektu výjimečná příležitost odebrat ze stavby reprezentativní soubor cihel, který by umožnil doplnit historii objektu pokusem o identifikaci dodavatelů cihel na stavbu, a současně by umožnil provést materiálové zkoušky cihel a stanovit jejich fyzikálně mechanické vlastnosti. Z bouraných kleneb a zdí bylo odebráno více než 400 kusů cihel, z nichž bylo pro potřeby identifikace a následných zkoušek v první fázi vybráno 80 nejzachovalejších.

Podle výchozího předpokladu pocházely všechny vzorky z původní části objektu z roku 1872, nicméně již první stanovení rozměrů naznačovalo, že by část cihel mohla být mladší, a sice z přístavby v roce 1905. Nicméně, rozměry některých kusů nebyly jednoznačně „metrické“ ani „předmetrické“, z důvodů variability rozměrů při výrobě.

Cihly zkoumaného souboru nesly zdánlivě značení 18 různých výrobců negativními kolký (viz Obr. 7, Obr. 8), dílčích variant znaků bylo ještě více.

5. Nalezené typy cihel – výrobci

Pokus o identifikaci jednotlivých výrobců, vzhledem k tomu, že tato problematika nebyla pro Českou republiku dosud systematicky řešena, proběhl jednak výchozím porovnáním rozměrů cihel, a následně porovnáním podoby kolků (jejich písmen) se seznamy výrobců cihel v brněnském regionu.

Zde se zaslouží poděkovat panu Petru Vondrákovi, známému sběrateli cihel, který se identifikaci výrobců věnuje již řadu let, který poskytl materiály ze svého archivu

18. – 20. 5. 2016

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

v podobě výtahů z městských adresářů Brna z 1856, 1862, 1867, 1877, 1881, 1885, 1890, 1892, 1895, 1898, 1900, 1903, 1905. Porovnáním iniciál na kolcích s majiteli a provozovateli cihlen pak byly odvozeni výrobci jednotlivých kusů.

Postupným rozbořem souboru cihel byl zjištěn zajímavý fakt. Při prvním ohledání se zdálo, že různě značených cihel a tím i výrobců je 18, nepočítaje očividné varianty kolků týchž producentů cihel. Po podrobné analýze bylo zjištěno, že řada kolků je vlastně jen variantou, vzniklou během výroby například poškozením formy, kdy část kolku odpadla, případně byla nahrazena částí kolku z jiné formy (viz Obr. 8, srovnej standardní cihlu 11 s variantou 15) často ne zcela adekvátní, případně ze standardně používaných kolků byl posléze používán jen fragment, např. číslo formy (viz Obr 7 a 8., srovnej cihly 1 a 18, nebo srovnej cihly 12 a 17). Posléze bylo stanoveno, že jde patrně o celkem 9 výrobců. Bohužel v některých případech je určení konkrétního výrobce odhadem, který bude muset být budoucnu potvrzen dalším studiem dochovaných dokumentů.



Obrázek 3.: Cihly odebrané z konstrukce byly očištěny a tříděny dle vnějších znaků



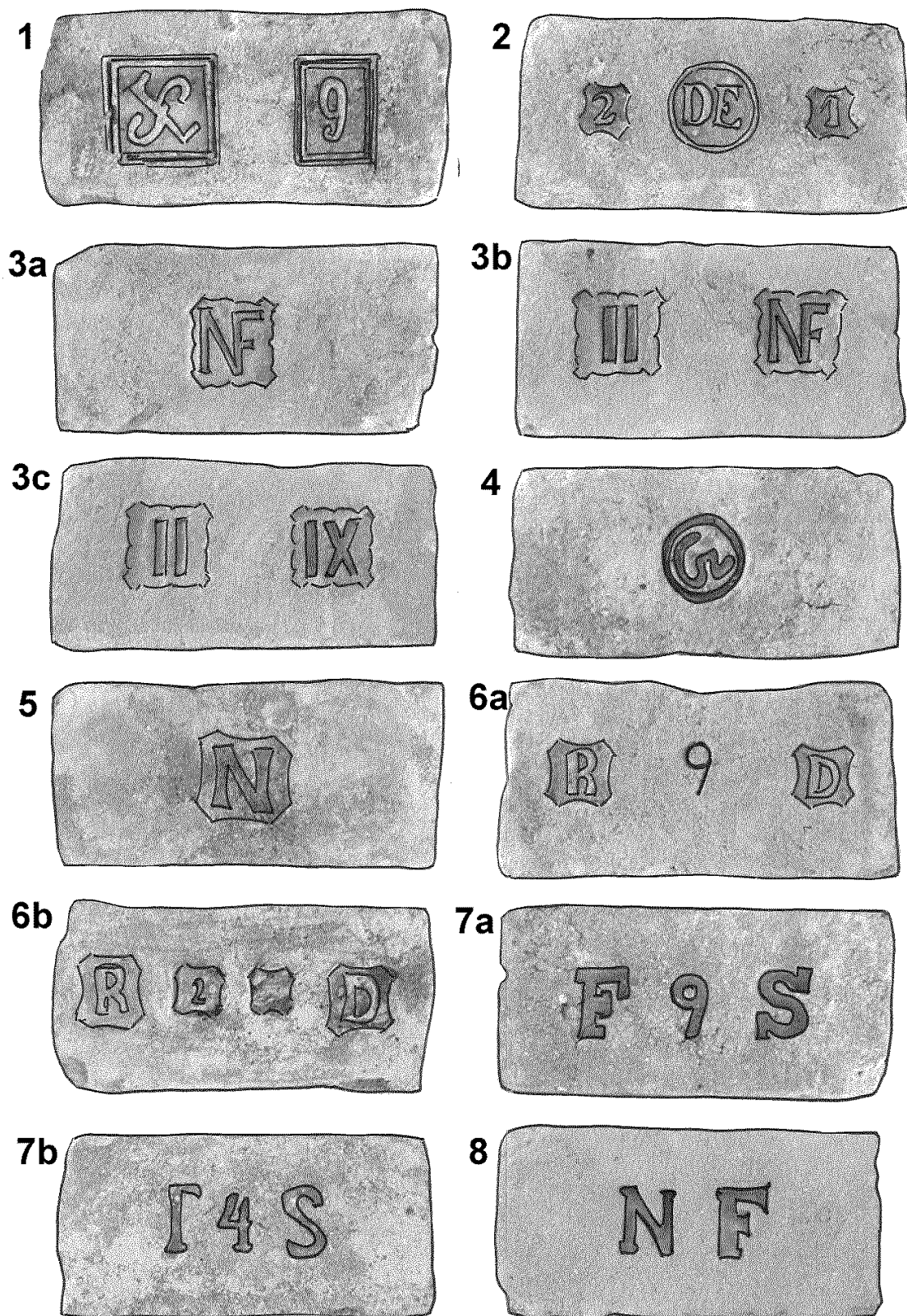
Obrázek 4.: Cihly z jedné sady se často lišily rozměry i barvou střepe



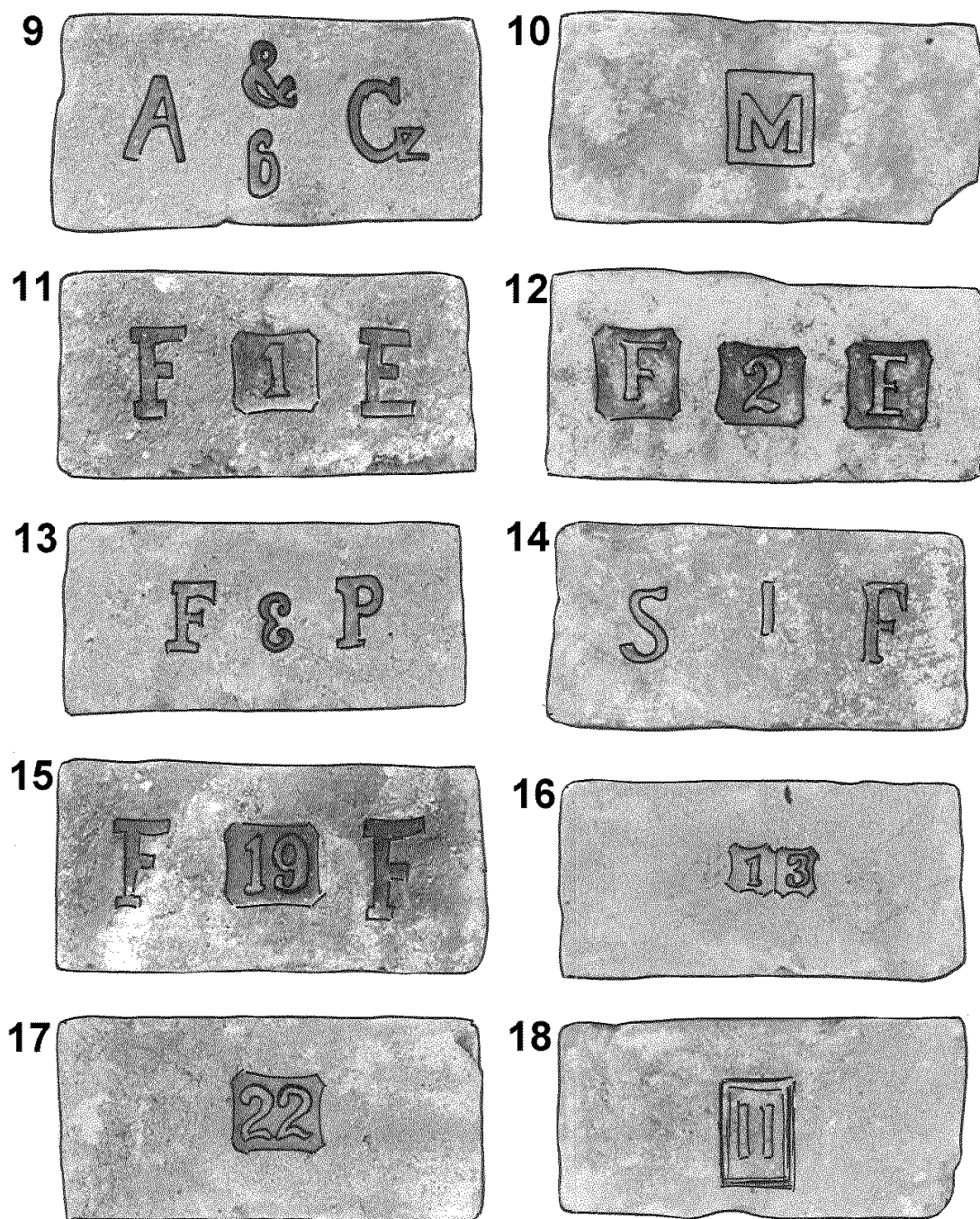
Obrázek 5.: Cihly obsahovaly díky technologii výroby řadu vad, zde masivní cicváry



Obrázek 6.: Výjimkou nebylo ani masivní mechanické poškození v průběhu sušení výtvarku



Obrázek 7.: První část typických reprezentantů odebraného souboru značených cihel z objektu bývalého sirotčince.



Obrázek 8.: Druhá část typických reprezentantů odebraného souboru značených cihel z objektu bývalého sirotčince.

Výsledky identifikace výrobců jsou přehledně zpracovány v Tab. 1.



Tab. 1 Popis typů cihel odebraných z objektu Sirotčince a identifikace původu

Typ č.	Popis kolků	Rozměry [mm]	Rok výroby	Výrobce	Adresa
1	SE ve čtverci + číslo v obd.	305 x 152 x 71	Do r. 1872	Sigmund Spitz & Nathan Ehrenfest	Hohlweggasse 15 (dnes Úvoz), dle Adr. 1877
2	DE v kruhu + čísla v kartuších po stranách	302 x 152 x 69	Do r. 1872	S jistou pravděpodobností Rüdiger Deycks (?), známé jsou cihly s kolky R D, připisované buď Rüdigerovi Deycksovi, či Richardu Deycksovi (po r. 1890). Kolky s čísly jsou vzhledově identické s pozdějšími cihlami RD.	Grosse Neugasse 99 (dnes Lidická), dle Adr. 1862
3	NF v kartuši + římská číslice v kartuši, varianty pouze s čísly	302 x 153 x 73	Do r. 1872	Ferdinand Nemetchek (též uváděn jako Nemetschke)	Grosse Neugasse 104 (dnes Lidická), dle Adr. 1862, 1877
4	Cz v kruhu	304 x 154 x 73	Do r. 1872	Dle některých sběratelů Leo Czech, ale ten uváděn až v Adr. 1911, V daném období s odpovídající iniciálou Josef Czižek – ale jeho cihly jsou známé značkou CJ, zde jde pravděpodobně o rodinu Czerwinků: Heinrich Czerwinka, resp. jeho vdova a syn	Kreuzgasse 31 (dnes Mendl. N.) dle Adr. 1862, resp. Czerwinkas Heinrich witwe und Sohn, Thal-gasse 28 (dnes Údolní) dle Adr. 1877
5	N v kartuši možná varianta k typu 3	299 x 150 x 74	Do r. 1872	Ferdinand Nemetchek (též Nemetschke), jiný výrobce s iniciálou N se v adresářích daného období nevyskytuje	Grosse Neugasse 104 (dnes Lidická), dle Adr. 1862, 1877
6	R a D v kartuších, čísla v kartuších i ražená	301 x 152 x 72	Do r. 1872	Rüdiger Deycks	Grosse Neugasse 99 (dnes Lidická), dle Adr. 1862

18. – 20. 5. 2016

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

7	F a S + číslo	296 x 148 x 71	Spíše 1905	Ferdinand Schmerda Možno i Franz Schimmel, ale méně pravděpodobné	F. Schmerda, Eichhorngasse 21 (dnes Veverří) dle Adr. 1877 a dále až do 1906 F. Schimmel, Oberzeil 74 (dnes Francouzská), dle Adr. 1862, 1877, a dále.
8	NF	301 x 150 x 71	Do r. 1872	Patrně další varianta kolku Ferdinand Nemetchek (též Nemetschke)	Grosse Neugasse 104 (dnes Lidická), dle Adr. 1862, 1877
9	A & Cz + číslo	295 x 146 x 69	1905	Adam und Czerwinka	Thalgasse 30 (dnes Údolní), dle Adr. 1890
10	M ve čtverci	303 x 150 x 71	Do r. 1872	Snad Alois Mistelsteiger (jiný výrobce s iniciálou M se v adresářích daného období nevyskytuje)	Wienergasse 47 (dnes Vídeňská), dle Adr. 1862, 1877. (Rodina Mistelsteiger se vyskytuje v předchozích letech s lokací Úvoz).
11	F a E + číslo v kartuši	291 x 146 x 68	1905	Max Fischer und Mathias Ehrenfest	Hohlweggasse 5 (dnes Úvoz), dle Adr. 1885 a dále.
12	F a E v kartuších + číslo v kartuši	290 x 143 x 68	1905	Max Fischer und Mathias Ehrenfest	Hohlweggasse 5 (dnes Úvoz), dle Adr. 1885 a dále.
13	F a P + číslo	297 x 143 x 69	1905	Franz Pawlů	Eichhorngasse 73 (dnes Veverří), dle Adr. 1898 a dále
14	S a F + číslo patrně pouze varianta kolku v typu 7	302 x 155 x 69	Do r. 1872	Ferdinand Schmerda Možno i Franz Schimmel, ale méně pravděpodobné	F. Schmerda, Eichhorngasse 21 (dnes Veverří) dle Adr. 1877, F. Schimmel, Oberzeil 74 (dnes Francouzská), dle Adr. 1862, 1877.
15	F a F + číslo 19 – varianta Typu 11	294 x 145 x 68	1905	Max Fischer und Mathias Ehrenfest	Hohlweggasse 5 (dnes Úvoz), dle Adr. 1885 a dále.



KONFERENCE ZKOUŠENÍ A JAKOST VE STAVEBNICTVÍ

16	13 v kartuši – patrně varianta Typu 6 či 2	298 x 149 x 69	Do r. 1872	Rüdiger Deycks	Grosse Neugasse 99 (dnes Lidická), dle Adr. 1862
17	22 v kartuši - varianta Typu 11	294 x 145 x 68	1905	Max Fischer und Mathias Ehrenfest	Hohlweggasse 5 (dnes Úvoz), dle Adr. 1885 a dále.
18	římská II v obdélníku – varianta Typu 1	306 x 153 x 70	Do r. 1872	Sigmund Spitz & Nathan Ehrenfest	Hohlweggasse 15 (dnes Úvoz), dle Adr. 1877

Z údajů uvedených v Tab. 1 a na Obr. 7 a Obr. 8 vyplývá, že odebraný soubor cihel byl rozmanitý. Jak již bylo řečeno, cihly pocházely ze dvou období – původní stavby z let 1871-1872 a přestavby z roku 1905. Určení konkrétního stáří bylo provedeno kombinací stanovení rozměrů (i když v řadě případů byly cihly na jakémisi pomezí předmetrických a metrických rozměrů) a analýzou kolku (přirazení pravděpodobného výrobce).

Výsledkem je zjištění, že v obou fázích stavby dodávalo cihly několik výrobců současně.

Stavba 1871-72

- Sigmund Spitz & Nathan Ehrenfest, Hohlweggasse 15 (dnes Úvoz)
- Rüdiger Deycks, Grosse Neugasse 99 (dnes Lidická)
- Ferdinand Nemetchek, Grosse Neugasse 104 (dnes Lidická)
- Heinrich Czerwinka, resp. jeho vdova a syn, Thalgasse 28 (dnes Údolní)
- Alois Mistelsteiger, Wienergasse 47 (dnes Vídeňská), rodina Mistelsteiger se vyskytuje v předchozích letech v lokaci Úvoz.

Stavba 1905

- Ferdinand Schmerda, Eichhorngasse 21 (dnes Veverí)
- Adam und Czerwinka, Thalgasse 30 (dnes Údolní)
- Max Fischer und Mathias Ehrenfest, Hohlweggasse 5 (dnes Úvoz)
- Franz Pawlů, Eichhorngasse 73 (dnes Veverí)

V první fázi samotné stavby objektu byli využíváni jak výrobci v bezprostředním okolí stavby (Údolní, Úvoz), tak producenti cihel z oblasti dnešní Lidické ulice.

V rámci přestavby v roce 1905 byly cihly odebírány pouze z cihlen v bezprostředním okolí stavby, z prostoru dnešní Veverí, Úvozu a Údolní ulice.

Jak již bylo řečeno, v další fázi výzkumu budou muset být předpokládání výrobci s adekvátními kolky spojeni další analýzou archivních materiálů.

6. Zkoušky cihel

Na základě předchozí identifikace původu jednotlivých cihel byly vzorky rozděleny do dvou sad, dělených ještě dle výrobců takto:

Sada 1 - cihly pocházející z budovy sirotčince z let 1871 – 1872

Typ 1 = Typ I, Typ 2 = Typ II, VI a XVI, Typ 3 = Typ III, Typ 4 = Typ IV (typologie dle kapitoly 4.).

Sada 2 - přístavba z roku 1905

Typ 5 = Typ VII, Typ 6 = Typ XI, XII, XV a XVII, Typ 7 = Typ XIII (typologie dle kapitoly 4.).

Uvedené vzorky byly následně využity ke stanovení základních fyzikálních a mechanických vlastností zkoušených cihel, konkrétně skutečných rozměrů, objemové hmotnosti, nasákavosti, a pevnosti v tlaku. Stanovení pevnosti v tlaku proběhlo na polovinách cihel ve stavu přirozeně vlhkém, dále na krychlích o hraně 50 mm ve stavu vysušeném, přirozeně vlhkém a nasyceném, a pro srovnání i metodou užívanou in situ pomocí tvrdoměru Schmidt LB. Zajímavé byly i rozměry vzorků, kde byl konstatován poměrně velký rozptyl daný nestejným smrštěním při výpalu.



Obrázek.: 9 Poloviny cihel připravené ke stanovení pevnosti v tlaku



Obrázek.: 10 Zkušební tělesa - krychle o hraně 50 mm pro stanovení pevnosti v tlaku

Skutečné rozměry

Rozměry cihel kolísají oproti dobovým předpisům, rozměry cihel z budovy sirotčince jsou 298 – 306 mm, 149 – 154 mm a 69 – 74 mm (jmenovité rozměry dle dobového předpisu 302 × 151 × 72 mm).

Rozměry cihel z přístavby se pohybují v rozmezí 290 – 297 mm, 143 – 148 mm a 68 – 71 mm (jmenovité rozměry 290 x 140 x 65).

Uvedené odchylky jsou vytvořeny z průměrných hodnot pro zkoušené sady, odchylky jednotlivých exemplářů jsou ještě vyšší. Obecně ale platí, že u cihel



předmetrických rozměrů sledujeme odchylky na obě strany, rozměry cihel metrického formátu jsou spíše větší, než jmenovité.

Objemová hmotnost

Objemové hmotnosti zkoušených sad cihel byly vcelku vyrovnané, pohybovaly se mezi 1480 a 1580 kg/m³, bez ohledu na stáří cihly.

Nasákavost

Nasákavost vzorků se pohybovala v rozmezí 15,7 a 23,2%, nebyly pozorovány zásadní rozdíly v závislosti na stáří.

Pevnost v tlaku

Stanovení pevnosti v tlaku proběhlo na polovinách cihel ve stavu přirozeně vlhkém, dále na krychlích o hraně 50 mm ve stavu vysušeném, přirozeně vlhkém a nasyceném, a pro srovnání i metodou užívanou in situ pomocí tvrdoměru Schmidt LB. Zajímavé byly i rozměry vzorků, kde byl konstatován poměrně velký rozptyl daný nestejným smrštěním při výpalu. Obecně vzato, asi nejvyšší vypovídací schopnost měly zkoušky na polovinách cihel. Handicapem zkoušek na krychlích o hraně 50 mm je fakt, že staré cihly nemají díky technologii výroby často homogenní strukturu, a výsledky se na jednotlivých tělesech vytvořených z téže cihly mohou zásadně lišit.

Průměrné hodnoty pevnosti v tlaku stanovené na polovinách cihel vyšly u Sady 1 v rozmezí $f_{b,p} = 7,3 - 14,0$ MPa, u Sady 2 v rozmezí $f_{b,p} = 10,5 - 17,9$ MPa.

Průměrná pevnost v tlaku cihel stanovená na krychlích:

Ve stavu přirozeně vlhkém:

Sada 1, $f_{b,v,u} = 8,3 - 12,3$ MPa, Sada 2, $f_{b,v,u} = 9,6 - 14,1$ MPa.

Ve stavu nasyceném:

Sada 1, $f_{b,s,u} = 5,7 - 11,3$ MPa, Sada 2, $f_{b,s,u} = 8,5 - 13,9$ MPa.

Ve stavu vysušeném:

Sada 1, $f_{b,u} = 13,3 - 18,9$ MPa, Sada 2, $f_{b,u} = 12,2 - 12,9$ MPa.

Je patrné, že při zkouškách větších vzorků dochází i k většímu rozptylu hodnot díky vnitřním nehomogenitám a poruchám, které jsou většinou při vytváření malých zkušebních těles eliminovány.

7. Závěr

Při rekonstrukci budovy bývalého sirotčince na Gorkého ulici v Brně se díky přestavbě objektu a demolici jednoho křídla naskytla možnost získat reprezentativní soubory zdících prvků, jednoznačně datovaných vznikem objektu v roce 1872 a postavením přístavby v roce 1905. Po pečlivé rozměrové a tvarové analýze tohoto souboru a následné identifikaci dle kolků bylo zjištěno, že na stavbě objektu se současně podílela řada dodavatelů. Jejich lokalizace v rámci Brna však nepostrádala jistou logiku, neboť byly využívány prakticky všechny cihelny do určité vzdálenosti od stavby, která byla ještě únosná z hlediska dopravy cihel pomocí tehdejších prostředků – potahů.

18. – 20. 5. 2016

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

Stanovení fyzikálně – mechanických vlastností odebraných cihel naznačuje jistou variabilitu vlastností cihel od různých výrobců i v rámci jedné cihelny danou technologií výroby, nicméně se zásadně neliší výrobky jednotlivých cihelen, které se na stavbě objektu podílely.

Poděkování

Autoři děkují panu Petru Vondrákovi, který poskytl materiály ze svého archivu pro identifikaci výrobců cihel.

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] EBEL, Martin. Rozměry cihlářských výrobků. In: *Dějiny staveb: 2001. Sborník vybraných referátů z konference Dějiny staveb / ed. Jan Anderle, Martin Ebel, Milena Hauserová, Tomáš Karel, Petr Macek*. Ústí nad Labem: Fakulta architektury ČVUT, 2001 s. 30-33.
- [2] KUČA, Karel. Brno: *Vývoj města, předměstí a připojených vesnic*. Vyd. 1. Praha: Baset, 2000, 644 s. ISBN 80-86223-11-6.
- [3] PETERKA, Otakar. Vzdělání města Brna a jeho obyvatelstva. In: *Brno, město a okolí: k dvacátému výročí naší samostatnosti a dvaceti let českého Brna ...* / redakce Alois V. Kožíšek. Brno: Národohospodářská propagace Československa, svazek XIX, 1938. 340 s.
- [4] Encyklopedie Brna, dostupné z <http://encyklopedie.brna.cz>
- [5] Materiály ze soukromého archivu Petra Vondráka

Kontakt

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.

Ing. PETR CIKRLE, Ph.D., tel: 00420 541 147 817, e-mail: cikrle.p@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. VĚRA HEŘMÁNKOVÁ, Ph.D., tel: 00420 541 147 817, e-mail: hermankova.v@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.



PRŮZKUM MONTOVANÉHO OBYTNÉHO DOMU PŘED JEHO REKONSTRUKCÍ

INVESTIGATION OF PREFABRICATED RESIDENTIAL BUILDING BEFORE ITS RECONSTRUCTION

Zdeněk Bažant, Ondřej Anton, Petr Cikrle

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební

Anotace:

Průzkum byl zaměřen na stav objektu a na ověření možnosti nového zateplení. Před zahájením prací byla k dispozici původní výkresová dokumentace. Objednatel omezil zkoumání na vnější prohlídku stavby a na provedení tří vrtaných sond; další průzkum se z finančních důvodů neprováděl.

Annotation:

The testing was oriented on the checking of the building state and on the possibility of an installation of a new thermal insulation. It was available original drawings before starting of works. Client restricted the tests on external examinations construction and performance of the three drilled probes, only. Another survey was not allowed due to financial reasons

Klíčová slova:

Montovaná stavba, skelet, prvky tvaru H, zavěšený obvodový plášť, součásti části, destruktivní a nedestruktivní zkoušky, zhodnocení stavby

Keywords:

Prefabricated structure, frame, H-form units suspended wall jacket, building elements, destructive and nondestructive testing, building evaluation

1 Úvod

Objekt se nachází v menším městě poblíž Brna. Stojí na rovinatém terénu, na neoploceném pozemku. Okolí bylo dříve upraveno, v současné době je však zanedbáno – trávníky a cesty jsou neudržované, v blízkosti stavby divoce roste několik stromů, jak jehličnanů, tak i listnanů. Pro posouzení byla použita literatura a podklady [1 až 4].

2. Zkrácený popis objektu

Stáří domu lze bezpečně odhadnout na cca 45 roků (1968 projekt, do 1970 pak výstavba). Objekt je relativně zachovalý, montovaný z dílensky vyráběných dílců. Stavba byla několikrát přestavována a opravována.

Rozměry stavby jsou patrné z Obr. 1 až 3. Objekt stojí na polštáři tl. 0,5 m ze štěrkopísku, ztuhlého na 0,1 MPa. Na něm je uložena vodorovná izolace a na ní pak železobetonová základová deska tl. 0,5 m z tehdy používaného betonu B170 (C12/15). Dům je 1 + 9 podlažní (1. PP. bez označení, výše I. až IX. nadzemních podlaží – Obr. 3). Střecha je rovná, krytá vodonepropustnou krytinou (nátěr, lepenka, perlitbeton, duté cihly na plocho, pórobeton a struska, parozábrana). Střešní svody jsou zaústěné. Poblíž vstupu do objektu se nachází montované schodiště s výtahem, vestavěným do zrcadla schodů.

Konstrukčně se jedná o systém sedmi příčných železobetonových rámu po 3,60 m, na které byly položeny stropní desky a zavěšen obvodový plášť; byla též použita řada dobetonovávek. Kvalita betonu rámu byla ověřena vrtanou sondou- viz dále.

Obvodový plášť je dvojího druhu:

- Na podélné stěny byly zavěšeny relativně subtilní obvodové panely na celou výšku podlaží; od rámu po rám rozměrů 3,60 x 2,85 m, s okny a orámováním žebírky po obvodu.
- Na štítech se nacházejí obvodové panely na celou výšku podlaží, které dle sondování nebyly provedeny podle původního projektu – mají jinou skladbu a rozměry. Obvodové panely na západním a východním štítu byly také ověřeny vrtanými sondami.

3. Poruchy domu zjištěné vnější prohlídkou

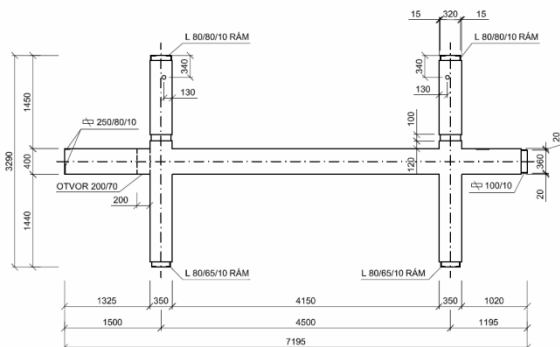
Téměř všude byly nalezeny praskliny v betonu u zavěšených stěnových panelů podélných fasád. Výztuž žebér panelů má všeobecně malé krytí, takže ovzdušní vlhkostí, deštěm a sněhem došlo k napadení betonářské oceli korozí. Ta při rezavění nabývá na objemu a trhá povrchové vrstvy betonu. Tím bylo dále umožněno vnikání nové vlhkosti do konstrukce, takže stav panelů se den ze dne horší. V současnosti již došlo a dochází k odpadávání betonu z panelů (Obr. 16 až 21).



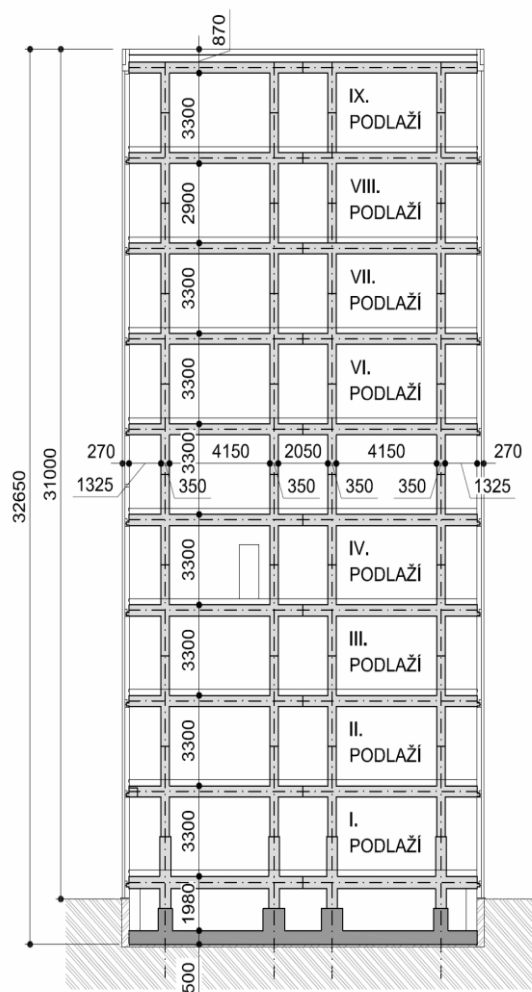
K atmosférické korozi betonu (karbonataci) se poznamenává, že je způsobena agresivními plyny CO_2 a SO_2 , obsaženými v různé míře v atmosféře. Dobře vyrobený a ztuhlý beton svou poměrně vysokou alkalitou (až $pH = 12$) vytváří výhodné pasivační prostředí pro pruty výztužné oceli v železobetonových konstrukcích. Povrchové vrstvy betonu jsou však vystaveny působení vzdušného SO_2 a především $CO_2 + H_2O$ napadá hydratační produkty cementu za vzniku nestabilních modifikací $CaCO_3$, které se přeměňují ve stabilní kalcit za značných objemových změn.



Obrázek 1.: Pohled na objekt (na severní hlavní fasádu).



Obrázek 2.: Detail typického dílu skeletu (střední příčné „H-rámy“).



Obrázek 3.: Příčný řez objektem (1. PP. bez označení, výše I. až IX. NP.).

Karbonatace je ovlivněna relativní vlhkostí vzduchu a parciálním tlakem plynů v atmosféře. Zamezí-li se přístupu vlhkého vzduchu, nebo jsou-li kapiláry betonu zaplněny vodou, karbonatace neprobíhá. Průběh karbonatace betonu lze sledovat chemickou analýzou a mechanickými zkouškami. Obvykle je agresivními látkami

napadán $\text{Ca}(\text{OH})_2$; tím dochází ke snižování hodnoty pH pórového roztoku betonu. Na betonové konstrukci lze zjišťovat změnu hodnoty pH acidobazickými indikátory, jejichž přechod je na betonu dobře rozeznatelný. Při zkouškách se používá fenolftaleinový roztok, který z bezbarvé přechází na fialovou při $\text{pH} = 9,5$. Tato hodnota pH je ještě dostačující k ochraně ocelové betonářské výztuže.

Je-li beton zkorodován, lze z určitosti zjistit chemickou a fyzikálněchemickou analýzou a mechanickými zkouškami. Většina metod je destruktivních, tj. jsou prováděny na vzorcích odebraných z konstrukce a zkoušených v laboratoři.

Zkoušky byly provedeny přímo na konstrukci. Vzhledem k tomu, že nejčastěji je napadán agresivními látkami hydroxid vápenatý, dochází ke snižování hodnoty pH pórovitého roztoku betonu.

U všech zkoumaných vzorků byla zjištěna výrazná karbonatace betonu – beton se pouze místně a velmi slabě zabarvil do fialové barvy. Lze tedy konstatovat, že pasivní ochrana výztuže betonem byla velmi nízká, případně žádná. Štíty nevykazovaly žádné zřejmé poruchy.



Obrázek 4.: Zkušební místa pro odběr vzorků V1, V2 v příčné stěně v rohové místnosti ve 3.NP. objektu v bytě.



Obrázek 5.: Místo odběru vývrty V 3 v obvodovém štítovém panelu na jižní straně domu. Před odběrem bylo provedeno měření radarem.

4. Odběr vzorků a zkoušky betonu

Vzorky na stavbě byly odebrány pomocí jádrového vrtání. Jednalo se celkem o tři vývrty, z nichž první (V 1) byl situován do nosného sloupu a jeho účelem bylo odebrat vzorek pro ověření vlastností betonu nosné konstrukce – Obr. 4, 6, 7.

Další dva vývrty (V 2, V 3) byly provedeny do obvodového panelu obou štítových zdí, jejich účelem bylo zjistit skladbu obvodového pláště pro posouzení možnosti kotvení do tohoto pláště – Obr. 4. až 7.



Obrázek 6: Vývrt V 1 do nosného sloupu.



Obrázek 7: Struktura betonu ve vývrtu V 1.

5. Výsledky zkoušek betonu vývrtu V 1

Z odebraného betonového jádra o průměru 75 mm byla vyrobena dvě zkušební tělesa pro stanovení pevnosti v tlaku (Obr. 6, 7, 8). Charakteristiky zkušebních těles jsou uvedeny v Tab. 1. Objemová hmotnost D_r je ve stavu s přirozenou vlhkostí.

Pro doplnění byla před zkouškou pevnosti v tlaku na vzorcích stanovena rychlost šíření ultrazvukového vlnění. Výsledky jsou uvedeny v Tab. 2.

Tab. 1.: Charakteristiky zkušebních těles betonu ve stavu přirozeně vlhkém.

Část konstrukce - zkušební oblast	Označení tělesa	průměr d	výška h	hmotnost m_r	objemová hm. přirozená D_r
		[mm]	[mm]	[g]	[kg/m ³]
Beton nosné kce	V1A	73,8	77,2	753,1	2280
	V1B	73,8	75,4	727,4	2260
	Průměr				2270

Objemová hmotnost betonu ve stavu přirozeně vlhkém s průměrnou hodnotou 2270 kg/m³ svědčí o dobré hutnosti a kvalitě betonu.

Rovněž výsledky rychlosti šíření UZ vlnění potvrdily, že se jedná o kvalitní konstrukční beton. Následně byla provedena zkouška pevnosti betonu v tlaku, výsledky jsou uvedeny v Tab. 3.

Pevnost betonu v tlaku lze označit za vysokou. Pro statistické hodnocení není k dispozici dostatek zkoušek, beton lze tedy zařadit pouze orientačně.

18. – 20. 5. 2016

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

Při zohlednění malého počtu výsledků zkoušek lze betonu orientačně přiřadit pevnostní třídu C 30/37 (je možné, že při zvýšení počtu zkoušek by beton splnil i požadavky na pevnostní třídu až C 35/45).



Obrázek 8.: Vzorek V 1 betonu nosné konstrukce. Vývrt o průměru 75 mm.



Obrázek 9.: Vzorek V 2 z obvodového panelu na levém štítu (vrtáno zevnitř)-

Tab. 2.: Ultrazvuková měření na vzorcích betonu ve stavu přirozeně vlhkém.

Označení tělesa	doba průchodu impulsů UZ vln T_{uz} [μs]				rychlost ultrazvuku v_L [m/s]	dynamický modul pružnosti E_{dyn} [MPa]
	"1"	"2"	"3"	průměr		
V1A	19,3	19,5	19,3	19,4	3990	32700
V1B	18,8	18,8	18,9	18,8	4000	32500
Průměr					4000	32600

Tab. 3.: Pevnost v tlaku betonu.

Označ. vzorku tělesa	max. síla F [kN]	průměr d [mm]	výška h [mm]	pevnost tělesa $f_{c, is, i}$ [MPa]	Průměr $f_{c, is}$ [MPa]
V1A	221,0	73,8	77,2	51,7	49,0
V1B	198,0	73,8	75,4	46,3	

6. Zjištění skladby panelů

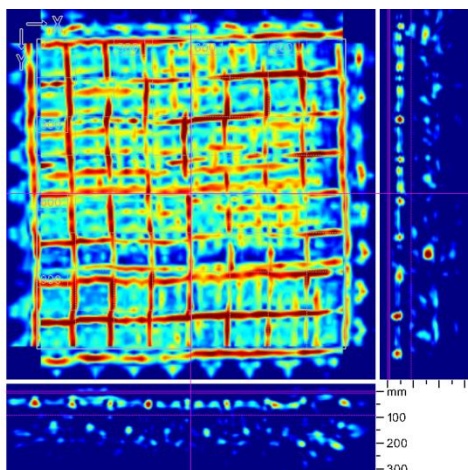
Kromě odběru vzorku betonu byl ve stejné místnosti proveden vývrt do obvodového štitového panelu na severní straně pro zjištění jeho skladby. Místo vývrtu V 2 je patrné z Obr. 1, vývrt V 2 je dokumentován na Obr. 9 až 11. Skladba panelu je uvedena na Obr. 11, 12. Celková hloubka vývrtu byla 210 mm, z důvodu minimalizace poškození nebyla provrtána vnější vrstva sendvičového panelu, ovšem byla prokázána dalším vývrtem V 3 z vnější strany domu.



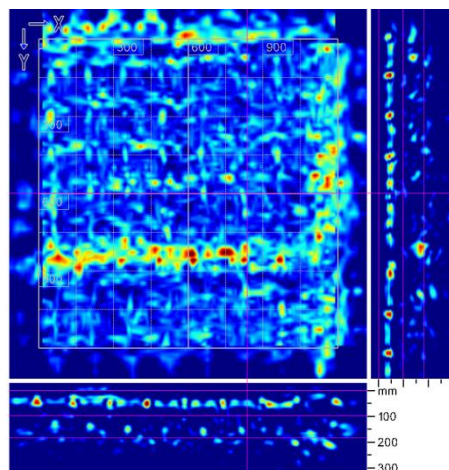
Obrázek 10.: Vývrt V 2 obvodového panelu. Zevnitř přizdívka z dutých cihel.



Obrázek 11.: Na konci vývrtu V 2 je v průhledu dobře patrná izolace Welit.



Obrázek 12.: Radarový scan místa odběru vývrtu V 3 v obvodovém štitovém panelu na jižní straně domu. Zobrazena povrchová vrstva panelu (0 – 100 mm včetně omítky), dobře patrné vyztužení – jde zřejmě o kari síť, oka 150 mm.



Obrázek 13.: Radarový scan místa odběru vývrtu V 3 v obvodovém štitovém panelu na jižní straně domu. Zde zobrazena vrstva panelu v hloubce 100 – 200 mm pod povrchem omítky, dobře patrná komorová struktura obvodového panelu.

Další vývrt V 3 pro ověření skladby obvodového štitového panelu byl realizován z vnější strany panelu na jižním plášti objektu. Před vlastním vývrtem bylo provedeno zaměření výztuže a dutin panelu radarem – viz Obr. 12, 13. 10. Dokumentace vývrtu V 3 je uvedena na Obr. 14, skladba panelu je uvedena na Obr. 15. Celková hloubka vývrtu byla 140 mm, z důvodu minimalizace poškození v tomto případě nebyla provrtána vnitřní vrstva sendvičového panelu, která však již byla prokázána předchozím vývrtem V 2 z vnitřní strany domu.

18. – 20. 5. 2016

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

Tab. 4.: Skladba panelu (z vnitřní strany).

Hloubka [mm]	Tloušťka [mm]	Materiál
0-15	15	Omítka
15-85	70	Cihla dutá dvouděrová (příčkovka), zděná na kant
85-112	27	Beton sendvičového panelu, vyztužen sítí o průměru cca 3 mm
112-210	98	Izolace Welit (skládáný papír)
210-235	25	Beton sendvičového panelu – vnější. Sondou neověřeno, předpoklad dle vývrtu V3



Obrázek 14.: Vývrt V 3 do obvodového panelu na jižní straně domu.



Obrázek 15.: V dutině sendvičového panelu ve vývrtu V 3 je patrná izolace Welit.

Tab. 5.: Skladba panelu (z vnější strany).

Hloubka [mm]	Tloušťka [mm]	Materiál
0-10	10	Omítka cementová
10-35	25	Beton sendvičového panelu, pravděpodobně vyztužen sítí o průměru cca 3 mm
35-140	105	Izolace Welit (skládáný papír)
140-165	25	Beton sendvičového panelu – vnitřní. Sondou neověřeno, předpoklad dle vývrtu V2
165-235	70	Cihla dutá dvouděrová (příčkovka). Sondou neověřeno, předpoklad dle vývrtu V2



Obrázek 16.: Detail trhliny na severní fasádě (šipka). Beton odpadává.



Obrázek 17.: Detail trhliny na severní fasádě. Beton lze snadno odstranit.



Obrázek 18.: Praskliny ve styku zavěšených panelů na severní fasádě.



Obrázek 19.: Potrhaný roh na severní a západní fasády (šipka). Styk panelů.



Obrázek 20.: Další trhlina (šipka) s korodující výztuží a odpadávajícím betonem (jižní fasáda) ↑



Obrázek 21.: Styk panelů podélné jižní fasády. Koroze výztuže, beton ve velkých kusech odpadá.

7. Závěr

Dům zřejmě vyžaduje celkovou opravu, zejména výplně otvorů, podlahy, instalace. Je třeba konstatovat, že stav domu svědčí o jeho intenzivním využívání a údržbě, prováděné jen podle bezprostřední potřeby.

Celková současná stabilita domu není zásadně narušena. Kvalita betonu nosných svislých konstrukcí byla ověřena vývrtem V1, z něhož byla vyrobena dvě zkušební tělesa pro stanovení pevnosti v tlaku. Zjištěná průměrná hodnota pevnosti v tlaku betonu 49 MPa je poměrně vysoká, beton byl orientačně zařazen do pevnostní třídy C 30/37 (v případě většího počtu zkoušek by mohl být zatříděn i o třídu výše).

Základním problémem je však obvodový plášť. Zejména stav zavěšených panelů podélných stran (jižní a severní) je již velmi špatný. Železobetonová obvodová žebra jsou těžce narušena korozí výztuže, která v době výroby neměla dostatečné krytí betonem. Na objektu byla zjištěna řada trhlin, které však sice nemají staticky nebezpečný charakter, nicméně odpadávání betonu z fasádních panelů by mohlo ohrozit zdraví a život osob, pohybujících se v blízkosti domu. Je nutné neprodleně



zajistit opravu stěnového pláště včetně doplňujícího zateplení – tento závěr byl sdělen majiteli objektu s upozorněním, že je nutné jednat okamžitě.

Jsou možné dvě varianty, pro které je nezbytné vždy vypracovat projekt opravy:

- Odstranění všech obvodových panelů a jejich náhrada novým pláštěm, který vyhoví z hlediska tepelně-izolačního.
- Dodatečné zateplení současného obvodového pláště. Ten je třeba nejprve povrchově opravit vhodnými prostředky tak, aby byla zamezena další koroze výztuže a byl též nahrazen odpadavý beton. U podélných stěn nové zateplující prvky nesmí být kotveny ke starému obvodovému plášti, ale kotvy je třeba umístit do nosné železobetonové konstrukce H-rámů. Obdobně je tomu u štítových panelů, u nichž byl sondami zjištěn sendvičový charakter. Zjištěné 25 mm silné vrstvy betonu na líci a rubu těchto panelů neumožňují dostatečné ukotvení nových prvků.

Závěrem lze konstatovat, že předmětný dům je typickým představitelem skupiny objektů z daného období, a to nejen způsobem a kvalitou stavby, ale i stavem, vyvolaným degradací částí konstrukce a oddalováním zásadního řešení vyskytujících se problémů.

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] Výkresová dokumentace „Svobodárna“ (nekompletní projekt), Průmyslové stavby Gottwaldov, n.p., Středisko projektování v Gottwaldově, 1968; další podklady k opravám a rozšíření stavby
- [2] Fotodokumentace domu z průzkumu (autoři článku)
- [3] PUME, D., ČERMÁK, F. A KOL.: Průzkumy a opravy stavebních konstrukcí. ARCH Praha 1993
- [4] BAŽANT Z., KLUSÁČEK L.: Statika při rekonstrukcích. 6. Vydání (upravené). CERM Brno, 01/2015

18. – 20. 5. 2016

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

Kontakt

Doc. Ing. ZDENĚK BAŽANT, CSc.; tel.: 00420 541 147 862; e-mail: bazant.z@fce.vutbr.cz, Ústav betonových a zděných konstrukcí, 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.

Ing. PETR CIKRLE, Ph.D., tel: 00420 541 147 817, e-mail: cikrle.pv@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.



VYUŽITÍ NEDESTRUKTIVNÍ DIAGNOSTIKY PRO HODNOCENÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ PAMÁTEK

USE OF NON-DESTRUCTIVE DIAGNOSTIC METHODS FOR ASSESSMENT OF THE CONCRETE STRUCTURES OF MONUMENTS

Petr Cikrle, Ondřej Anton

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební

Anotace:

Při hodnocení existujících železobetonových konstrukcí památek je vždy nutné ověřit vlastnosti betonu a rozmístění výztuže. Příspěvek se zabývá zkoušením betonu pomocí nedestruktivních metod – zejména tvrdoměrné a ultrazvukové. Jako nejvýhodnější pro zkoušení starých konstrukcí se ukazuje metoda ultrazvuková.

Annotation:

During the assessment of existing structures of monuments made from reinforced concrete is always necessary to verify the properties of concrete and placement of reinforcement. The paper deals with testing of concrete by non-destructive methods - especially by hardness test method and ultrasonic method. For testing of historical structures seems to be the most suitable ultrasonic method.

Klíčová slova:

Nedestruktivní zkoušení, beton, tvrdoměr, ultrazvuk, radar, indikátor výztuže

Keywords:

Nondestructive testing, concrete, hardness, ultrasound, radar, rebar locator

1. Úvod

Hodnocení existujících konstrukcí objektů zasluhujících památkovou ochranu nebo uměleckých děl ze železobetonu vyžaduje specifický přístup. Jedná se v převážné většině o stavební objekty z počátků betonového stavitelství či meziválečného období, ale v poslední době vystupuje do popředí snaha chránit i objekty výrazně mladší, z období 60. až 70. let 20. století. Značná část zejména průmyslových objektů však byla postavena ryze účelově, úsporně, s omezenou životností. V průběhu doby se rovněž změnila požadavky na kvalitu a trvanlivost materiálů nosných konstrukcí. Při hodnocení starších železobetonových konstrukcí je tedy nezbytné ověřit jejich spolehlivost nejen na základě prohlídky, ale i na základě zkoušek. Pro zjištění pevnosti v tlaku a dalších vlastností betonu je sice metoda jádrových vývrtů referenční, avšak hodnocení historicky či umělecky cenných konstrukcí vyžaduje šetrnější zkoušení. Jako ideální se tedy jeví použití nedestruktivních či semidestruktivních metod, přičemž pro beton připadají v úvahu v podstatě tři metody – tvrdoměrná, ultrazvuková a metoda mikrovývrtů [1].

2. HODNOCENÍ EXISTUJÍCÍCH KONSTRUKCÍ PAMÁTEK

2.1. Hodnocení existujících konstrukcí podle ČSN ISO 13822

K hodnocení existujících konstrukcí může vést několik důvodů, např.:

- očekávaná změna v používání nebo prodloužení návrhové životnosti,
- ověření spolehlivosti požadované úřady nebo vlastníky,
- poškození konstrukce od mimořádných zatížení,
- degradace konstrukce vlivem časově závislých zatížení nebo vlivů [2].

Při ověřování spolehlivosti existujících konstrukcí a pro navrhování jejich obnov se postupuje podle zásad ČSN EN 1990 a dalších platných norem. Jelikož některé zásady a údaje zejména pro staré konstrukce v těchto normách chybí, využívá se pro jejich hodnocení norem ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí [2] a ČSN 73 0038 Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí – Doplnující ustanovení [3]. Je bezesporu pozitivní, že v revidovaném vydání těchto norem jsou nově přidány i přílohy týkající se přímo hodnocení konstrukcí objektů kulturních památek.

Pro postup hodnocení konstrukce je klíčové stanovit **účel hodnocení** z hlediska požadavků na její budoucí funkční způsobilost, která vychází z následujících funkčních úrovní:

- úroveň bezpečnosti, která poskytuje uživatelům konstrukce odpovídající bezpečnost;
- úroveň trvale udržitelných funkčních vlastností, která poskytuje nepřetržitou funkčnost pro speciální konstrukce,
- požadavky objednatelů na speciální funkční vlastnosti, které se týkají ochrany vlastnictví (ekonomických ztrát) nebo použitelnosti [2].



2.2. Hodnocení na základě dřívější uspokojivé způsobilosti

Podle normy ČSN ISO 13822 lze existující konstrukci, navrženou a provedenou podle dřívějších platných norem, anebo na základě osvědčených stavebních postupů, hodnotit „mírněji“ než konstrukci novou, pokud jsou splněny následující podmínky z hlediska bezpečnosti:

- Pečlivá prohlídka neodhalí žádné známky významného poškození, přetížení či degradace;
- Přezkoumá se konstrukční systém, prohlédnou kritické detaily a prověří se z hlediska přenosu napětí;
- Konstrukce vykazuje uspokojivou způsobilost v průběhu dostatečně dlouhého období, ve kterém došlo v důsledku užívání a účinků prostředí k výskytu extrémně nepříznivých zatížení;
- Predikovaná degradace s uvážením současného stavu a plánované údržby nemá vliv na trvanlivost;
- Pro další plánovanou životnost konstrukce nenastanou změny, které by mohly významně zvýšit zatížení působící na konstrukci nebo ovlivnit její trvanlivost, a žádné takové změny nejsou očekávány [2].

Podobně se konstrukce zhodnotí i z hlediska provozuschopnosti. Pokud jedna nebo více podmínek nejsou splněny, pak není možné hodnocení na základě dřívější uspokojivé způsobilosti použít. V tom případě je nutné prokázat vlastnosti materiálů a konstrukcí dle současně platných norem pro navrhování betonových konstrukcí, tzv. Eurokódů. Na základě našich zkušeností však lze alespoň minimální ověření vlastností železobetonové konstrukce doporučit v každém případě, i když jsou všechny podmínky splněny. Jen málo laiků si totiž uvědomuje, že např. betony vyráběné určitou technologií před 1. světovou válkou odhadem v 95 % případů nevyhovují dnešním byť minimálním požadavkům na beton pro nosné konstrukce [1]. Situace u betonů meziválečných je jen o málo lepší. Vždyť ještě ve 30. letech 20. století byly nosné železobetonové konstrukce jako desky a průvlaky běžně vyráběny z betonu tříd d, e (ČSN 1090-1931), které odpovídají dnešnímu značení C8/10, C10/13,5. U betonu nižších pevnostních tříd navíc časem dochází k degradaci a pevnost postupně ještě klesá, takže u starých konstrukcí nejsou žádnou výjimkou pevnostní třídy C6/7,5, C4/5 a dokonce C3/3,5, pro něž v současné době není ekvivalent v normě ČSN EN 206. Pro srovnání - minimální pevnostní třída betonu pro započítání ocelové výztuže je v současnosti C 12/15 (bez přihlédnutí k agresivitě prostředí).

Často uváděný laický názor „konstrukce tu stála 100 let, a tudíž zde bude stát klidně dalších 100 let“ je založen na absolutní neznalosti dané problematiky. Ve skutečnosti jsou tyto konstrukce (myšleno železobetonové) na hranici nebo za hranicí životnosti a odpovědný majitel či posuzovatel se spíše musí ptát, jaká opatření mu zaručí, že po dobu budoucího využívání nedojde k jejich kolapsu.

3. Metody pro zkoušení pevnosti betonu v konstrukci

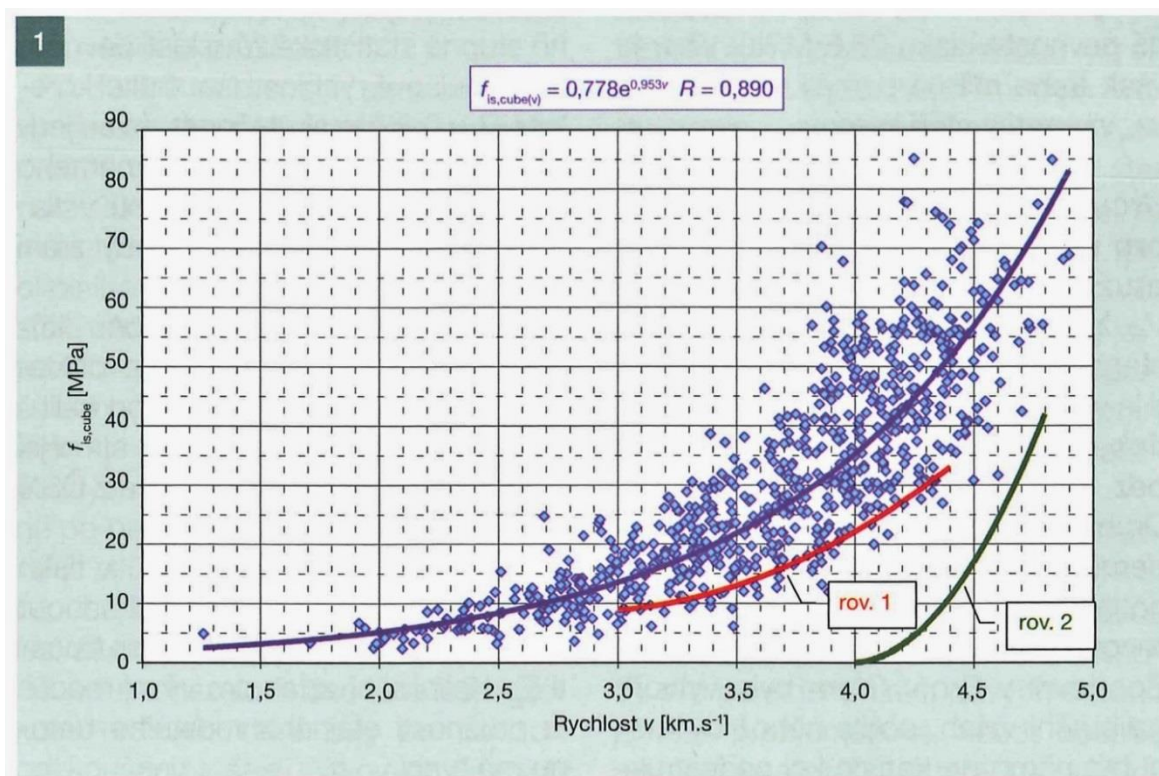
Metody určené pro zkoušení betonu v konstrukci jsou v podstatě obsaženy ve čtyřech částech normy ČSN EN 12504. Jedná se o tyto části:

- Část 1: Vývrtý - Odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku.
- Část 2: Stanovení tvrdosti odrazovým tvrdoměrem.
- Část 3: Stanovení síly na vytržení.
- Část 4: Stanovení rychlosti šíření ultrazvukového impulsu.

Z uvedených metod je beze sporu nejpresnější metoda jádrových vývrtů, která ovšem představuje určitý destruktivní zásah do konstrukce. Minimální průměr jádrových vývrtů z betonu je 50 mm, z důvodu velikosti kameniva však převažují odběry vývrtů o průměru 100 mm [4]. Zvláště u památkově chráněných objektů není takový zásah žádoucí, navíc pro objektivní zhodnocení stavu konstrukce by bylo zapotřebí odebrat značné množství vzorků. Proto je ideální nejprve beton konstrukce na velkém počtu zkušebních míst vyzkoušet nedestruktivně, a teprve po jejich vyhodnocení odebrat potřebné (minimální) množství vývrtů pro upřesnění nedestruktivních zkoušek. Daný postup odpovídá normě ČSN 73 2011 [5], jenž byla v roce 2012 harmonizována s evropskými předpisy a pro zkoušení památkově chráněných a starších konstrukcí se hodí lépe než evropská norma ČSN EN 13791 [6] (určena spíše pro relativně nové betonové konstrukce). Jakou nedestruktivní metodu pro zkoušení betonu v konstrukci použít? Přímou na konstrukci můžeme aplikovat metodu tvrdoměrnou, ultrazvukovou, anebo metodu mikrovývrtů.

Tvrdoměrné metody patřily a stále ještě patří k nejpoužívanějším nedestruktivním metodám ve stavebnictví. Oblíbenost metody spočívá v poměrně jednoduchém postupu, podle něhož je možné na základě zjištěného ukazatele tvrdosti stanovit hodnotu krychelné pevnosti v tlaku betonu. Zkušební místa ovšem musíme zbavit zkarbonatované vrstvy betonu, která je obvykle výrazně tvrdší, a vybrousit je tak, aby byla jasně patrná struktura betonu [7]. Broušení zkušební plochy je samo o sobě výrazným zásahem do vzhledu konstrukce. U masivní konstrukce může být beton podélně vrstevnatý, což znamená, že vlastnosti betonu v jádře průřezu jsou jiné (často horší), než je tomu u povrchové vrstvy. Zvláštním případem je obetonování původního profilu novou vrstvou betonu, např. při statickém zajištění konstrukce v minulosti (záznamy o tom často neexistují). Povrch betonu také mohl být v minulosti upraven jemnozrnnou sanační omítkou.

Vztahy mezi rychlostí šíření impulsu a pevností v tlaku se tedy mohou lišit podle konkrétního složení betonu. Pro neznámý beton je odhad pevnosti pouze na základě rychlosti šíření impulsu problematický. Čím je přitom pevnost betonu vyšší, tím je vzájemný vztah pevnosti a rychlosti šíření UZ impulsu méně přesný. Přesto lze pevnost v tlaku z rychlosti šíření ultrazvuku stanovit, zejména v rozsahu pevností v tlaku od 5 MPa do 30 MPa – viz Obrázek 1 [8]. Pro upřesnění tohoto směrného vztahu je však nutné provést jeho upřesnění alespoň na minimálním počtu jádrových vývrtů podle ČSN 73 2011.



Obrázek 1.: Vztah pro stanovení pevnosti v tlaku in situ z rychlosti šíření ultrazvukového vlnění (Beton TKS, číslo 3/2013 [8]).

Ultrazvuková metoda má proti tvrdoměrům několik výhod. Zejména není nutné brousit povrch na strukturu betonu a dále zjišťujeme vlastnosti betonu v celé tloušťce. Podmínkou je ovšem dobrá přístupnost dvou protilehlých povrchů zkoušeného prvku. Celkové zhodnocení použitelnosti všech metod pro zkoušení pevnosti betonu v konstrukci je uvedeno v Tabulce 1.

Tabulka 1.: Zkušební metody pro zkoušení pevnosti v tlaku betonu konstrukce

PŘÍMÁ METODA	NEPŘÍMÉ METODY			
(DESTRUKTIVNÍ)	(SEMIDESTRUKTIVNÍ)		(NEDESTRUKTIVNÍ)	
JÁDROVÉ VÝVRTY	MIKROVÝVRTY	SÍLA NA VYTRŽENÍ	TVRDOMĚRNÉ	ULTRAZVUK
Referenční metoda	Specifické případy	Vůbec se nepoužívá	Problémy s povrchem	Nejvýhodnější nedestruktivní

4. PŘÍKLAD PRŮZKUMU STARÉ TOVÁRNÍ BUDOVY

4.1. Popis konstrukce a metodika zkoušek

Využití ultrazvukové metody pro stanovení pevnosti v tlaku betonu historické konstrukce si ukážeme na příkladu starého továrního objektu, postaveného v roce 1915. Účelem průzkumu bylo zjistit skutečný stav nosné konstrukce z hlediska budoucího využití, přičemž ve hře bylo i prohlášení objektu památkou. Zatímco vnější zdi jsou zděné z cihel, vnitřní nosná konstrukce je železobetonová, tvořená podélnou řadou sloupů spojených podélným průvlakem s náběhy. Z něho vybíhají příčná žebra rovněž s náběhy, mezi nimiž jdou železobetonové desky – viz Obrázek 2. Nosná konstrukce na první pohled zaujme štíhlostí tvarů – jedná se o typickou konstrukci z tohoto období, která byla navržena s maximální úsporností a bez přílišných rezerv v únosnosti. Ve 3.NP je jejich profil ještě výrazně zeštíhlen. Zatímco ve stropní konstrukci byly výrazné trhliny, stav sloupů se na první pohled nezdál nikterak špatný. Ze zkušeností s podobnými konstrukcemi však víme, že beton před 100 lety obvykle nebyl příliš kvalitní – jak z hlediska použitého tmelu, tak zejména z hlediska použitého kameniva. Většinou se jednalo o neprané těžené kamenivo s nepravidelnou frakcí a nepříznivým tvarovým indexem zrn. Proto bylo přikročeno k ověření materiálových vlastností, nejprve čistě nedestruktivně pomocí ultrazvukové průchodové metody - viz Obrázek 3.



Obrázek 2.: Část nosné konstrukce staré tovární budovy, ze sloupu odebrán vývrt o průměru 50 mm.



Obrázek 3.: Stanovení rychlosti šíření impulzů ultrazvukového vlnění přístrojem TICO.

Výsledky nedestruktivních měření byly vyhodnoceny na základě směrného kalibračního vztahu, uvedeného na Obrázku 1 (převzato z [8]). Výsledky NDT zkoušek bylo samozřejmě nutné upřesnit dle zásad ČSN 73 2011, z toho důvodu byly odebrány 3 jádrové vývrtky z míst, kde vycházely minimální, průměrné a maximální hodnoty rychlosti šíření impulzů ultrazvukového vlnění. Jak je patrné z dokumentace jednoho z vývrtů (Obrázek 4), kvalita betonu byla ovlivněna nevhodným složením kameniva - nerovnoměrně rozmístěnými velkými zrny těžného kameniva, dále pak špatnou soudržností mezi kamenivem a tmelem.



Obrázek 4.: Jádrový vývrt P-S1 o průměru 50 mm, při odběru se rozpadl vlivem velkého zrna kameniva a jeho nízké soudržnosti s tmelem.

Hodnoty pevnosti v tlaku betonu stanovené na třech vývrtech byly použity k upřesnění všech hodnot pevností získaných z ultrazvukového měření. Součinitel upřesnění α je uveden v tabulce 2, pevnosti v tlaku vypočtené z rychlosti šíření ultrazvukového vlnění a upřesněné součinitelem α jsou uvedeny v tabulce 3.

Tabulka 2.: Součinitel upřesnění a pro přepočet NDT pevností v tlaku

Část konstrukce	Zkušební místo	Pevnost $f_{ce,i}$ [MPa]	Zkušební těleso	Pevnost f_{ci} [MPa]	Součinitel upřesnění α
Sloupy	S1	12,3	P-S1	9,7	0,82
	S5	15,5	P-S5	12,7	
	S14	11,2	P-S14	9,5	

Pevnost v tlaku betonu sloupů vyšla velmi nízká, což úplně neodpovídá vizuálnímu dojmu, kterým beton působí. Výsledky však do značné míry korespondují se zkušenostmi zpracovatele s betonem odebraným z podobných konstrukcí. Výsledky ultrazvukových měření dle [9] s výpočtem pevnosti v tlaku (podle kalibračního vztahu uvedeného na Obrázku 1) jsou uvedeny v tabulce 3.

Tabulka 3.: Rychlost šíření ultrazvuku a pevnost v tlaku na sloupech

Zkušební místo	Rychlost ultrazvuku	Pevnost v tlaku neupřesněná	Součinitel upřesnění	Pevnost v tlaku upřesněná
	v_L [m/s]	$f_{ce,i}$ [MPa]	α [-]	$f_{c,is}$ [MPa]
S1	2896	12,3	0,82	10,1
S2	2840	11,7	0,82	9,6
S3	2859	11,9	0,82	9,7
S4	2829	11,5	0,82	9,5
S5	3137	15,5	0,82	12,7
S6	3098	14,9	0,82	12,2
S7	3080	14,6	0,82	12,0
S8	3075	14,6	0,82	12,0
S9	2996	13,5	0,82	11,1
S10	2975	13,3	0,82	10,9
S11	2930	12,7	0,82	10,4
S12	2960	13,1	0,82	10,7
S13	2879	12,1	0,82	9,9
S14	2797	11,2	0,82	9,2
S15	2857	11,8	0,82	9,7
S16	2920	12,6	0,82	10,3
Průměr	2950	12,9		10,6

Charakteristická pevnost betonu v tlaku konstrukce nebo její části $f_{ck,is}$ pro rovnoměrný betonu se podle ČSN 73 2011 vypočte ze vztahu

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - \beta_n \cdot s_r \quad (1)$$

kde β_n je součinitel odhadu 5% kvantilu dle ČSN 73 2011;
 $f_{m(n),is}$ je aritmetický průměr pevností betonu vypočtený z pevností získaných na jednotlivých zkušebních místech;
 s_r je výběrová směrodatná odchylka upravená podle ČSN 73 2011.

Pro daný případ vychází charakteristická krychelná pevnost v tlaku in situ $f_{ck,is}$:

$$f_{ck,is} = 10,6 - 1,824 \cdot 2,73 = \mathbf{5,6 \text{ MPa}}.$$

Betonu nelze přiřadit žádnou pevnostní třídu dle současně platné ČSN EN 206, v ČSN 73 0038 je uvedena jako pevnostní třída C 4/5.



Výsledky zkoušek jádrových vývrtů z betonu sloupů staré průmyslové haly jednoznačně potvrdily to, co naznačilo již nedestruktivní ultrazvukové měření – totiž pokud rychlost šíření ultrazvukového vlnění klesne pod 3000 m/s, pak s jistotou nejde o konstrukční beton [8]. Beton nosné konstrukce nesplnil ani minimální požadavky na beton pro nosné železobetonové konstrukce, což je pevnostní třída C 12/15 (při nižší pevnostní třídě není zajištěna ani minimální soudržnost betonu s výztuží) [3]. Ve skutečnosti odpovídá pouze pevnostní třídě C4/5, která není v současné normě pro beton ČSN EN 206 vůbec uvedena. Protože se v konstrukci vyskytují i závažné statické poruchy těchto konstrukcí (liniové průběžné trhliny v deskách i žebrech ve vzdálenosti cca 1 m od středové linie sloupů), pak lze konstatovat, že konstrukce není bezpečná a pro případné další využití ji bude nutné zesílit. Vzhledem k velmi nízké pevnosti v tlaku a předpokládané nízké soudržnosti s výztuží se jeví jako možné tyto způsoby řešení:

- 1) Zesílení nosné konstrukce obetonováním (s přidáním nové výztuže);
- 2) Zesílení nosné konstrukce ocelovou bandáží sloupů;
- 3) Vestavění nové ocelové konstrukce;
- 4) Demolice.

5. ZÁVĚR

Staré železobetonové konstrukce se v poslední době dostávají do popředí zájmu skupin nadšenců i orgánů památkové péče. Při hodnocení těchto objektů je často hrubým způsobem podceněno objektivní zjištění jejich stavu. Norma ČSN ISO 13822 ve svém novém vydání platném od 1. 1. 2015 obsahuje i kapitolu týkající se hodnocení nosných konstrukcí památek, kde umožňuje při splnění určitých podmínek mírnější hodnocení těchto starších objektů. Z uvedeného příkladu posouzení betonu staré výrobní haly původně navržené na památku však vyplývá, že skutečný stav konstrukce může být často výrazně horší, než na první pohled vypadá. Doporučuje se proto vždy provést průzkum konstrukce alespoň v nezbytně nutném rozsahu. Velký význam zde mají zejména nedestruktivní metody, které dokáží bez invazivního zásahu do konstrukce odhalit její slabá místa, kde lze následně provést doplňkové zkoušky na vývrtech. Z hlediska starých konstrukcí se jako nejvhodnější jeví metoda ultrazvuková, neboť je dostatečně citlivá zejména v oblasti nízkých pevnostních tříd betonu, je zcela nedestruktivní a s její pomocí dokážeme odhadnout vlastnosti betonu v celé tloušťce konstrukce.

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] 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] ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí
- [3] ČSN 73 0038 Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí - Doplnující ustanovení
- [4] ČSN EN 12504-1 Zkoušení betonu v konstrukcích – Část 1: Vývrty – Odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku
- [5] ČSN 73 2011 Nedestruktivní zkoušení betonových konstrukcí
- [6] ČSN EN 13791 Stanovení pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných dílcích
- [7] ČSN 73 1373 Tvrdoměrné metody zkoušení betonu
- [8] CIKRLE, P.; KOCÁB, D.; POSPÍCHAL, O., Zkoušení betonu ultrazvukovou impulsovou metodou, článek v *Beton TKS*, ISSN 1213-3116, Beton TKS, s.r.o., Praha, 2013
- [9] ČSN 73 1371 Nedestruktivní zkoušení betonu - Ultrazvuková impulzová metoda zkoušení betonu

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.



EXPERIMENTÁLNÍ ANALÝZA A POSOUZENÍ ZVEDACÍHO MECHANIZMU PECNÍHO VOZU ELEVÁTOROVÉ PECE

EXPERIMENTAL ANALYSIS AND ASSESMENT OF LIFTING MECHANISM OF ELEVATOR FURNACES CARRIAGE

Petr Daněk, Pavel Schmid, Iva Rozsypalová

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební

Anotace:

Článek je zaměřen na praktický případ využití tenzometrie a matematického modelování při posouzení a ověření bezpečného provozu vybraných kritických detailů zvedacího mechanismu pecního vozu elevátorové pece.

Annotation:

The paper focuses on the practical use of strain gages and mathematical modeling in the assessment and verification of safe operation of selected critical details of the lifting mechanism of the elevator furnaces carriage.

Klíčová slova:

Odporová tenzometrie, matematické modelování, elevátorová pec

Keywords:

Strain gauges, mathematical modeling, elevator furnace

1. Důvody provedení expertní analýzy

Na základě pochybností obsluhy elevátorové pece o únosnosti vybraných prvků daného zařízení, podpořeného viditelnými nadměrnými průhyby vodorovné tyče zvedacího zařízení, byli autoři příspěvku požádáni o provedení experimentálního a numerického ověření vybraných kritických prvků. Vzhledem k povaze a provozu pece se jako nejúčinnější nástroj pro měření reálné odezvy zatěžovacích účinků na dané prvky jevílo použití odporové tenzometrie.

2. Měření in-situ

2.1. Vybrané kritické prvky zvedacího mechanismu

Na základě vizuální prohlídky a informací od obsluhy se jako kritické prvky zvedacího mechanismu elevátorové pece ukazují její dvě vodorovné tyče (z každé strany jedna) sloužící pro zvedání pecního vozu. Tento prvek, který je tvořen ocelovou kulatinou průměru 60 mm účinné délky 2600 mm, je zavěšen přes oka pístnic na hydraulické válce, které zajišťují zvedání celého pecního vozu. Při zvedání je tyč z boku podsunuta pod pevný rám pecního vozu tvořený z U profilů (obr. 1 a 3). V původním pojetí se tedy jedná o liniové podepření realizované stykem vodorovné tyče a tuhého rámu. Při zvednutí plně zatíženého pecního vozu však tyč vykazuje značný průhyb (uprostřed až 30 mm) čímž se statické schéma podepření výrazně mění. Jako další kritický prvek byly vytipovány oka pístnic.



Obrázek 1.: Celkový pohled na vodorovnou tyč zvedacího mechanismu osazenou odporovými tenzometry.

2.2. Použité měřicí zařízení

- měřicí ústředny Quantum X
- laptop HP Probook s měřícím softwarem Catman Easy
- odporové tenzometry 1-LY-11 6/350

2.3. Metodika zkoušky

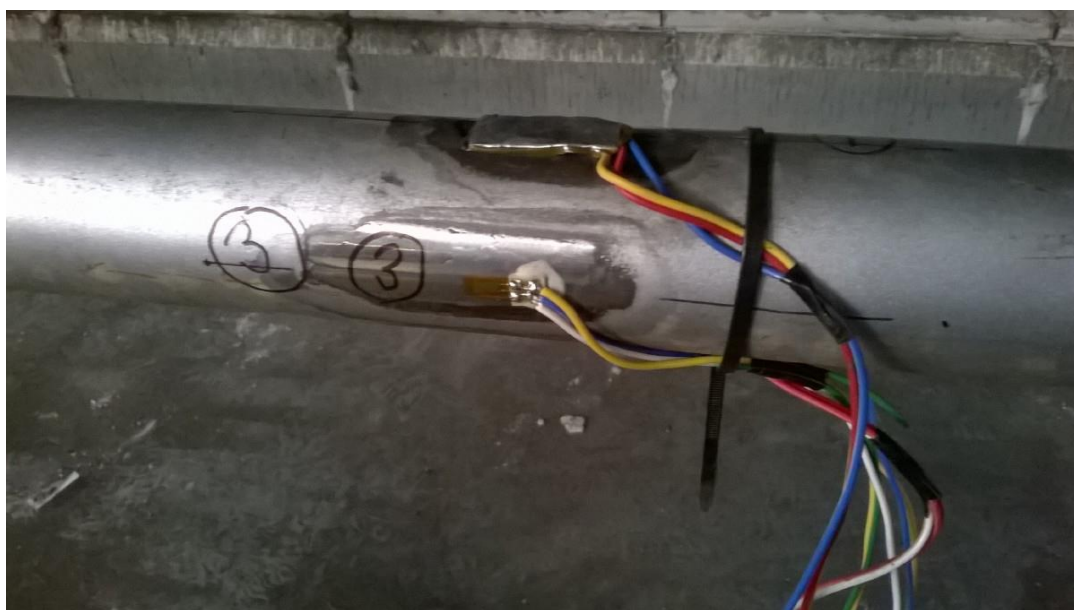
Pro stanovení namáhání zvedacího mechanismu pecního vozu elevátorové pece bylo použito tenzometrického měření poměrného přetvoření nejvíce exponovaných jeho částí.

Celkem bylo osazeno 8 ks odporových tenzometrů 1-LY-11 6/350 na dvě vodorovné tyče zvedacího zařízení. Vždy byly nalepeny 4 tenzometry v podélném směru do poloviny rozpětí tyče na její spodní a horní povrch (pro určení maximálního namáhání ve vertikální rovině) a na boční povrchy (pro určení maximálního namáhání v horizontální rovině) (viz obr. 2, 3 a 4).

Dále bylo nalepeno vždy po dvou tenzometrech 1-LY-11 6/350 na oka pístnic všech čtyř hydraulických válců zvedajících vodorovné tyče pro určení případných rozdílných reakcí v jednotlivých okrajových podmínkách (viz obr. 3 a 4).

Veškeré snímače byly zapojeny do dvou synchronizovaných měřících ústředn QuantumX ovládaných měřícím softwarem CatmanEasy. Vzorkovací frekvence pro jednotlivé kanály byla 20 Hz.

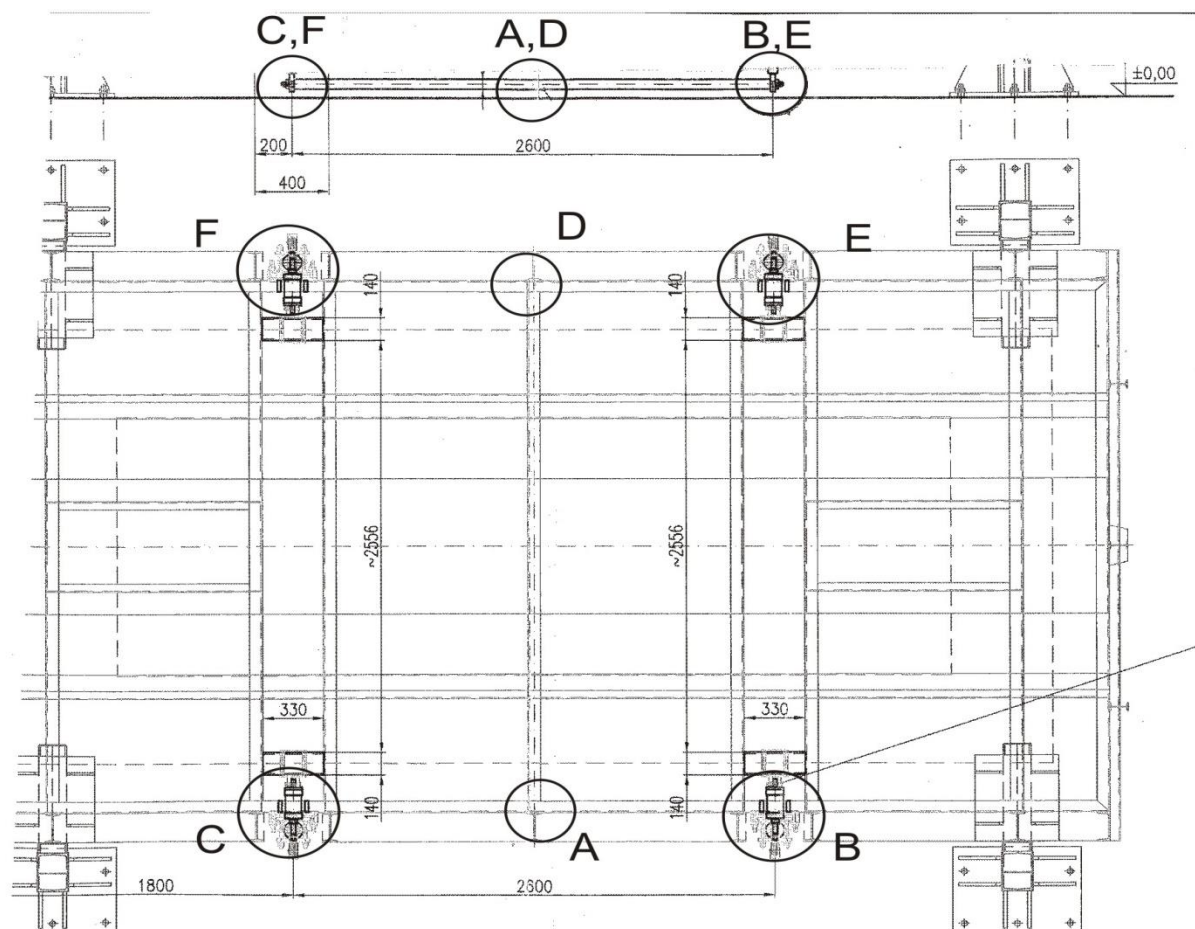
Pro ověření namáhání byly provedeny dva samostatné zvedací cykly vozu elevátorové pece o celkové hmotnosti cca 18t. Každý cyklus byl měřen zvlášť.



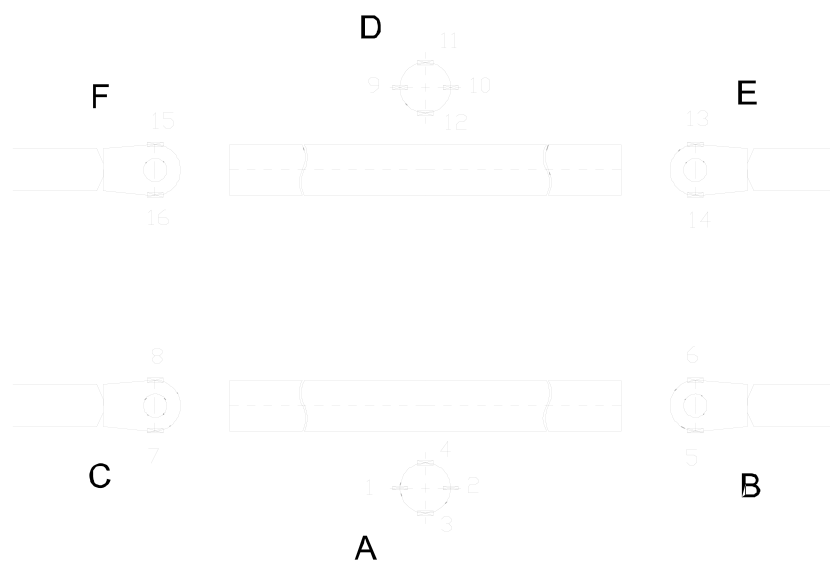
Obrázek 2.: Detailní pohled na nalepené odporové tenzometry 1-LY-11 6/350 v polovině rozpětí vodorovné tyče (oblast A).

18. – 20. 5. 2016

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně



Obrázek 3.: Umístění sledovaných prvků v konstrukci elevátorové pece



Obrázek 4.: Schéma rozmístění tenzometrů na sledovaných prvcích

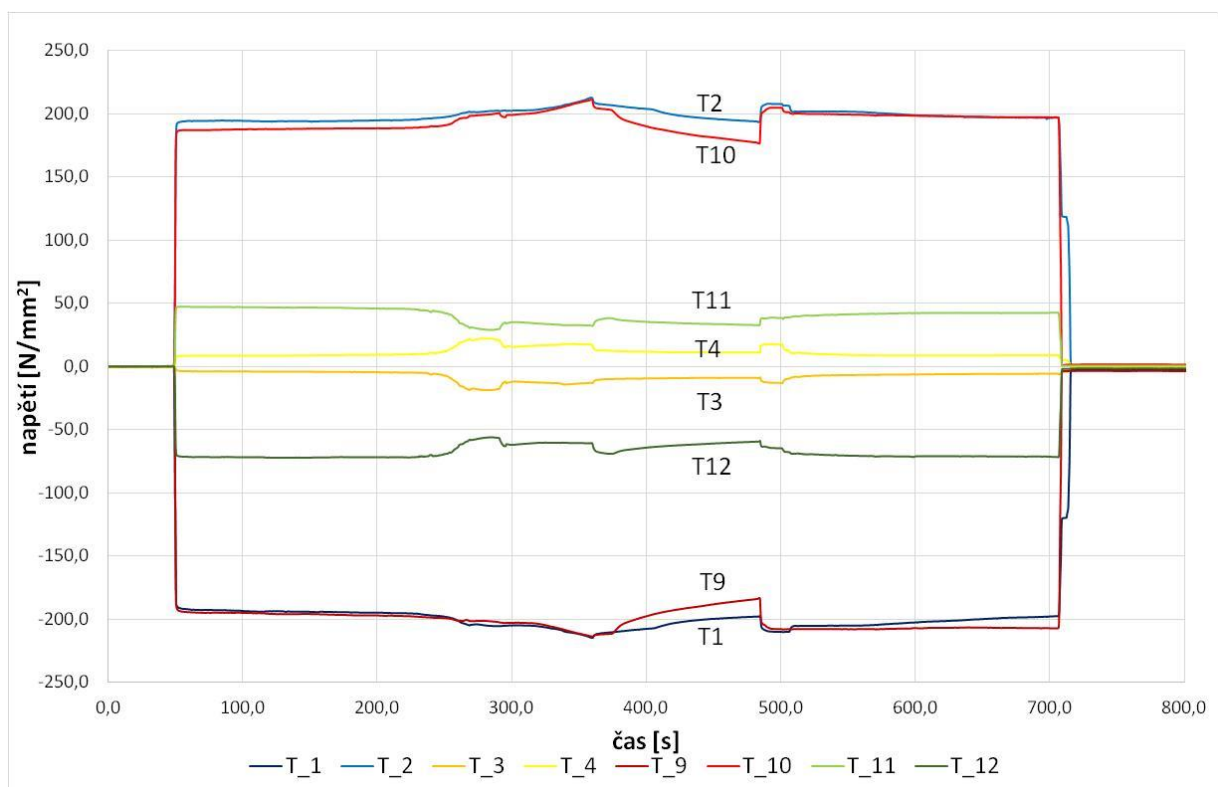
2.3. Vyhodnocení experimentálního měření

Z naměřených poměrných přetvoření byly vypočítány (dle Hookova zákona přes modul pružnosti oceli) napětí v jednotlivých měřených místech. Pro přehlednost je každý zatěžovací stav vyneseno do dvou grafů. Vzhledem k takřka totožným výsledkům obou zatěžovacích stavů jsou pro ilustraci uvedeny grafy z 1. zatěžovacího stavu.

V grafu 1 jsou znázorněny napětí ve vodorovných tyčích zvedacího zařízení a to v jedné polovině jejich rozpětí. Křivky T_1 resp. T_9 odpovídají horním tlačným vláknům, T_2 resp. T_10 dolním taženým vláknům kruhového průřezu. Křivky T_3, T_4, T_11 a T_12 pak bočním vláknům měřeného průřezu (viz obr. 1 a 2).

Graf 2 pak znázorňuje průměrné hodnoty ze dvou tenzometrů umístěných na každém oku pístnice. Tedy křivka T_5,6 oko pístnice B, T_8,7 oko pístnice C, T_13,14 oko pístnice E a T_15,16 oko pístnice E (viz obr. 1 a 2).

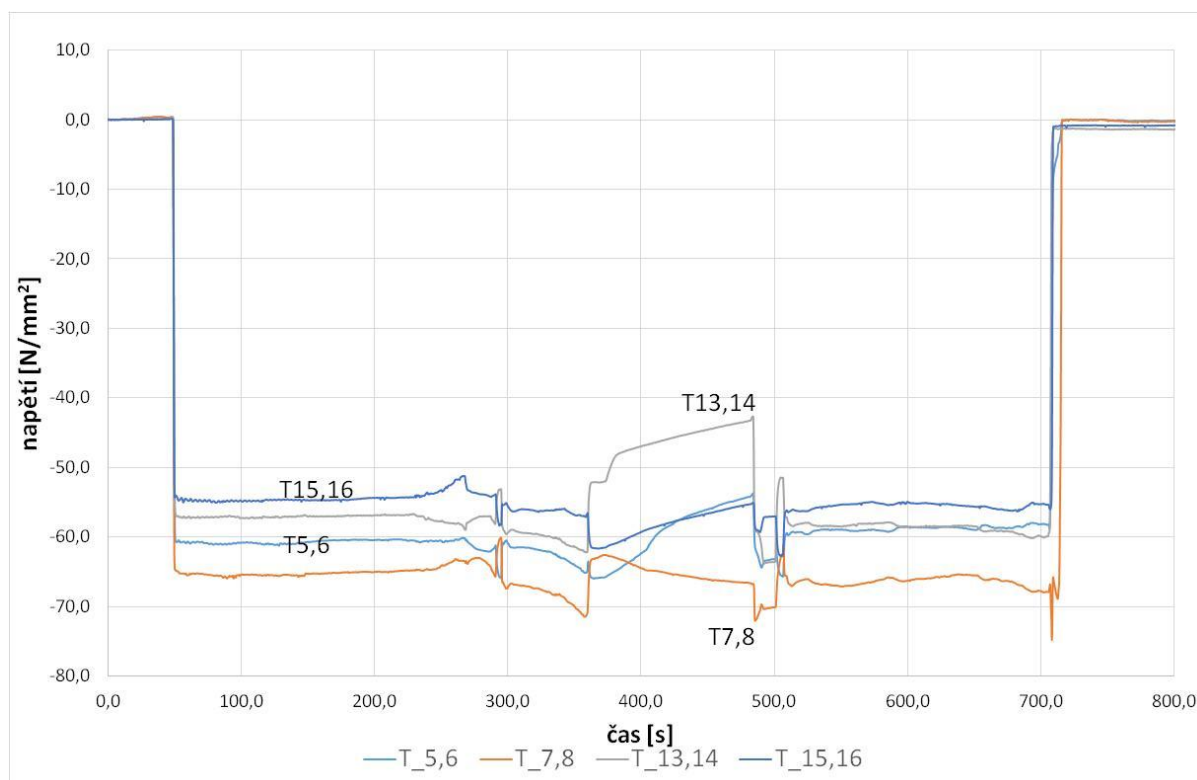
Souhrnné výsledky maximálních dosažených napětí ve vodorovných tyčích jsou uvedeny v tab. 1.



Graf 1.: Zatěžovací cyklus 1 – napětí ve vodorovných tyčích

18. – 20. 5. 2016

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně



Graf 1.: Zatěžovací cyklus 1 – napětí v okách pístnic

Tabulka 1.: Maximální hodnoty napětí dosažené ve vodorovných tyčích

		Napětí ve vodorovných tyčích [N/mm ²]							
		vodorovná tyč - oblast A				vodorovná tyč - oblast D			
		vertikální rovina		horizontální rovina		vertikální rovina		horizontální rovina	
		T_1	T_2	T_3	T_4	T_9	T_10	T_11	T_12
1. cyklus	max.	0,4	212,4	0,2	22,5	0,1	211,2	47,2	0,0
	min.	-215,2	-0,7	-18,4	-0,4	-213,9	-0,1	0,0	-72,5
2. cyklus	max.	0,2	204,3	0,5	16,1	0,1	197,1	43,6	0,1
	min.	-204,1	-1,4	-10,9	-0,6	-201,5	-1,5	-1,0	-72,3
max. abs.		215,2	212,4	18,4	22,5	213,9	211,2	47,2	72,5



Tabulka 2.: Maximální hodnoty napětí dosažené v okách pístnic a odchylky od průměru

	Napětí v okách pístnic [N/mm ²]					Odchylka od průměru [%]			
	obl. B	obl. C	obl. E	obl. F	průměr	obl. B	obl. C	obl. E	obl. F
	T_5,6	T_7,8	T_13,14	T_15,16		T_5,6	T_7,8	T_13,14	T_15,16
1. cyklus	-66,0	-74,8	-63,8	-62,7	-66,8	-1,2	11,9	-4,5	-6,2
2. cyklus	-71,9	-73,4	-61,3	-60,2	-66,7	7,8	10,1	-8,2	-9,8
max.	-74,8					11,9			

2.4. Dílčí závěry experimentálního měření

Na základě provedeného měření poměrného přetvoření na vodorovných tyčích zvedacího mechanismu pecního vozu elevátorové pece byly zjištěny v jednotlivých místech a směrech maximální napětí, které jsou obsahem tab. 1. Zjištěné největší tlakové napětí dosahuje hodnoty – 215,2 N/mm² a tahové 212,4 N/mm². Tyto hodnoty nepřesahují mez kluzu (975 N/mm²) použitého materiálu.

Měření na okách jednotlivých pístnic prokázalo maximální odchylky v jednotlivých reakcích do 12% od průměrné hodnoty. Jednotlivé výsledky jsou obsahem tabulky 2.

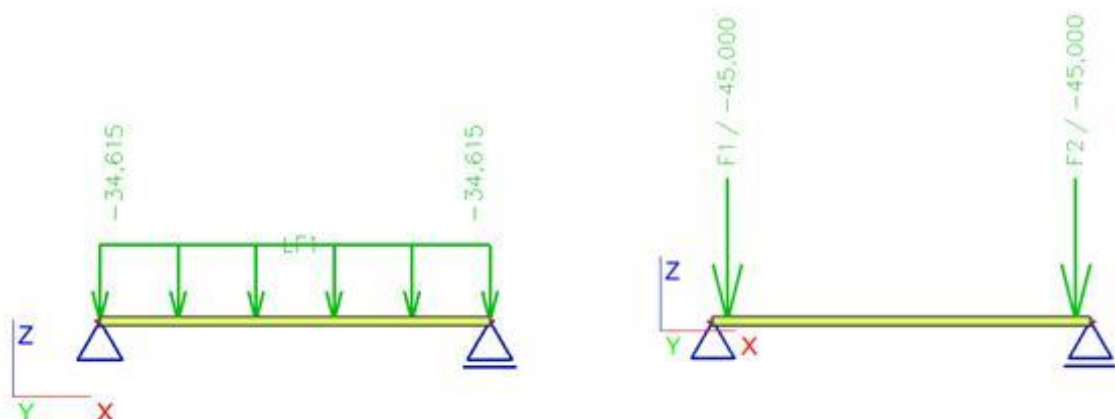
3. Statický výpočet

Statický přepočet byl zaměřen na totožná místa sledovaná pomocí odporové tenzometrie s cílem potvrzení shody s experimentálním měřením při zvolených reálných předpokladech uložení a dále nalezení limitních okrajových podmínek.

3.1. Statické schéma – vodorovná tyč

Pro nalezení mezní únosnosti řešeného prvku – vodorovná tyč, byly uvažovány dva následující limitní stavy (viz obr. 5) :

- rovnoměrné zatížení po celé délce
- bodové zatížení působící v určité vzdálenosti od podpor

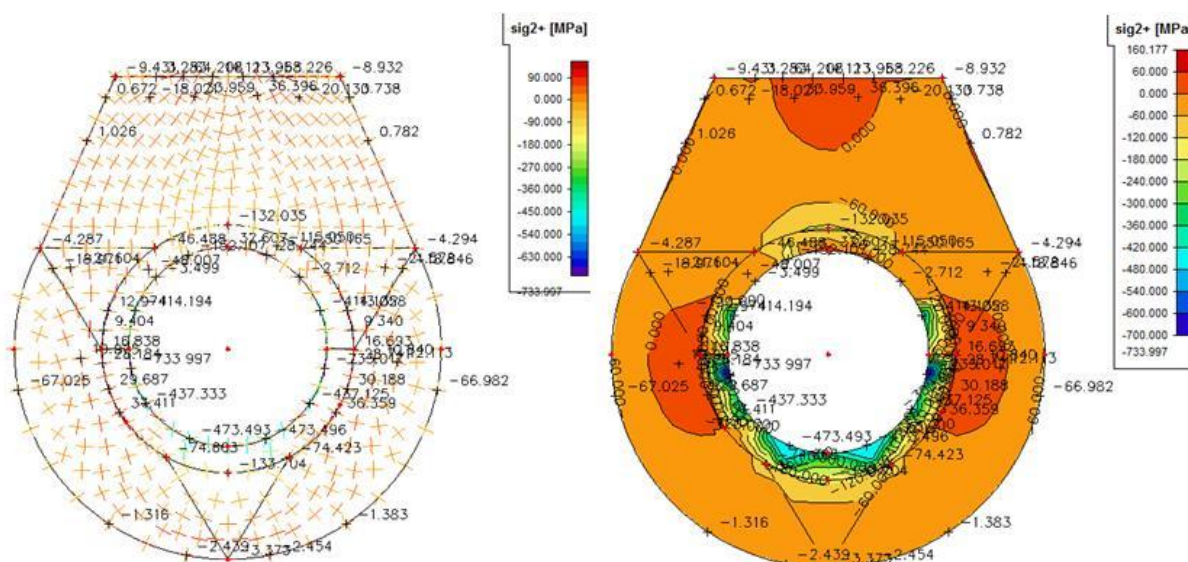


Obrázek 5.: Varianty statického schématu pro vodorovnou tyč

3.2. Statické schéma – oko písnice

Pro nalezení shody s reálnou odezvou naměřenou pomocí odporových tenzometrů byly modelovány celkem čtyři zatěžovací stavy styku vodorovné tyče s okem písnice:

- rovnoměrné zatížení na styčné ploše (polovina kruhu)
- rovnoměrné zatížení na styčné ploše (čtvrtina kruhu)
- rovnoměrné zatížení na styčné ploše (osmina kruhu)
- bodová síla uprostřed otvoru



Obrázek 6.: trajektorie hl. napětí a izopachy napětí při zatěžovacím stavu 2 – rovnoměrné zatížení na styčné ploše čtvrtina kruhu



3.3. Porovnání s reálným měřením

Vodorovná tyč

- naměřená průměrná hodnota napětí v měřeném místě: 213,2 MPa
- odpovídající napětí z numerického modelu v totožném místě: 212,2 MPa
- porovnatelné hodnoty normálového napětí vychází při umístění bodového zatížení na tyči ve vzdálenosti 100 mm od podpor
- využití prvku: 21,8 %
- odchylka měření a výpočtu: 0,5 %
- maximální vzdálenost umístění břemen při limitní hmotnosti 18t je 450 mm od podpor. Výsledné namáhání prvku dosahuje 954,9 MPa v tahu, což představuje 97,9 %

Oko pístnice - úchyt

- naměřená průměrná hodnota napětí v měřeném místě: 66,8 MPa
- odpovídající napětí z numerického modelu v totožném místě: 68,3 MPa
- odchylka měření a výpočtu: 2,2 %
- výsledky byly dosaženy průměrováním hodnot z modelu 2) a 3), u kterých se pohybuje velikost zatěžované plochy v rozmezí 25-50 %.

3.4. Dílčí závěry statického výpočtu

Na základě výše provedeného výpočtu a porovnání reálné odezvy konstrukce při zvedání zatížení lze konstatovat, že navržené prvky vyhovují z hlediska I. skupiny mezních stavů, tj. mezních stavů únosnosti. Nebylo dosaženo mezní tahové pevnosti použitého materiálu, ale z výsledků jsou patrná následující omezení:

- Umístění břemen max. 450 mm od podpor (míst uchycení tyče)
- Průhyby vodorovné tyče nesplňují požadavek II. skupiny mezních stavů (použitelnosti) za předpokladu výše uvedených fyzikálně-mechanických parametrů materiálu a použitého statického schématu.
- Únava materiálu vzhledem k životnosti prvku (10-15 let) při cyklu maximálně 1x za 48 hodin spadá do nízkocyklického namáhání a není pro tento posudek vzhledem k prezentovaným rezervám prvku relevantní.

4. Závěr

Experimentální měření a statický přepočít (při bodovém zatížení vodorovné tyče dle skutečného stavu) zvedacího mechanismu pecního vozu elevátorové pece neprokázaly překročení mezní tahové pevnosti materiálu (Ocel 15 141 - 42CrMo+Q). Dílčí závěry jak experimentálního měření, tak i statického přepočtu jsou uvedeny na konci odpovídajících kapitol.

Z provedeného statického výpočtu vyplývá maximální vzdálenost od oka pístnice k místu dosednutí pecního vozu na vodorovnou tyč 450 mm. Dle provedeného měření a porovnání se statickým výpočtem je aktuální místo vnášení síly na vodorovnou tyč cca 100 mm od oka pístnice. Z důvodu nepřekročení limitní vzdálenosti pro dosednutí a vnesení síly od pecního vozu na vodorovnou tyč by bylo vhodné tuto polohu jasně vymezit. Pro vymezení polohy dosednutí lze například navařit do podélných bočních nosníků na pecním voze ze spodní části ocelové pásy se zaoblenými hranami široké cca 80 mm a vysoké cca 10 mm v osové vzdálenosti 100 mm od oka pístnice.

Posuzovaný nosný prvek vodorovná tyč nevyhoví na požadavky II. skupiny mezních stavů - použitelnosti, tzn. konstrukce vykazuje vyšší průhyby než povolené. Z hlediska funkčnosti zdvihacího zařízení pece není tento stav rozhodující. Spíše naopak, díky deformaci tyče dochází k přerozdělení zatížení ze spojitého na bodově působící cca 100 mm od místa podpor a tím dochází k příznivějšímu způsobu namáhání tyče. Vzhledem ke skutečnosti, že po odtížení zdvihacího zařízení průhyb tyče vymizí, lze usuzovat na namáhání tyče v oblasti lineárního chování.

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“

Kontakt

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.

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. IVA ROZSYPALOVÁ, tel: 00420 541 147 829, e-mail: rozsypalova.i@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.



ODOLNOST VYSOKOHODNOTNÝCH BETONŮ PROTI KLIMATICKÉMU ZATÍŽENÍ

ENVIRONMENTAL LOADING RESISTANCE OF ULTRA HIGH PERFORMANCE CONCRETE

Josef Fládr, Petr Bílý

Fakulta stavební, ČVUT v Praze
Katedra betonových a zděných konstrukcí

Anotace:

V článku jsou uvedeny výsledky z rozsáhlého výzkumu zaměřeného na zjišťování odolnosti vysokohodnotného betonu právě proti chemicky rozpustným látkám a střídání zmrazovacích a rozmrazovacích cyklů. Chování vysokohodnotného betonu bylo během testů porovnáváno s referenčním betonem v pevnostní třídě C40/50.

Annotation:

The paper presents the first findings of comprehensive research program focused on the investigation of resistance of UHPC to deicing chemical agents and freeze-thaw cycles. Several series of tests were conducted to compare the behavior of UHPC and reference C40/50 class fibre-reinforced concrete.

Klíčová slova:

Vysokohodnotný beton, zmrazovací zkoušky, CHRL, čtyřbodová ohybová zkouška

Keywords:

Hight Performance Concrete, Resistance to freeze-thaw cycles, deicing chemical agents, four-point bending test

1. Motivace

Vysokohodnotné betony (UHPC) prošly v posledních letech velkým rozvojem. Hlavním parametrem tohoto materiálu je tlaková pevnost, která bývá až pětikrát vyšší než u běžných betonů. Vysoká tlaková pevnost je dána velkou hutností, kterou tyto betony mají. Hutnost betonu je dána zvýšenou dávkou cementu, plynulou křivkou zrnitosti kameniva a použitím mikroplniva (mikrosilika, struska, popílek,...). Už samotná cementová pasta má velmi malou pórovitost, protože vodní součinitel je velmi nízký (kolem 0,22). Podle Voorta [1] by nízká pórovitost měla zároveň zvyšovat odolnost proti nesilovým zatížením, jakými může být: požár, střídání zmrazovacích a rozmrazovacích cyklů nebo vystavení chemickým látkám). Tato odolnost může být až šestkrát vyšší než u běžných betonů. Odolnost proti nesilovým zatížením lze dále zvýšit ztužením cementové struktury ocelovými drátky. Degradace cementové struktury probíhá pouze v místě průniku vody. U vysokohodnotných betonů se tato hodnota pohybuje do 10 mm [2]. To znamená, že k poruše dochází jen v tenké povrchové vrstvě, a zbytek průřezu zůstává zachován. Změna mechanicko-fyzikálních parametrů UHPC vystavenému střídání zmrazovacích a rozmrazovacích cyklů nastává až při 600 cyklech [3].

Technologický postup výroby UHPC je výrazně náročnější než u běžných betonů a výrobci mají jen minimum zkušeností, proto z důvodu bezpečnosti návrhu dochází k častým kontrolám mechanických vlastností. Prováděné kontroly mechanických vlastností se většinou nezaměřují na trvanlivostní parametry, protože testování je extrémně časově náročné. Obecně se otázky trvanlivosti přecházejí předpokladem, že trvanlivost UHPC je vyšší než u běžného betonu. Pro správnou ekonomickou bilanci navrhované konstrukce je ale důležité znát skutečnou životnost. Při řešení otázky trvanlivosti UHPC nelze vždy vycházet ani z publikovaných prací zahraničních výzkumníků, protože jsou většinou z úplně odlišných surovin a testy probíhaly podle různých normových postupů (ASTM, DIN, BS,...). Cílem autorů bylo přispět k otázce trvanlivosti UHPC v podmínkách České republiky.

2. Experimentální program

Odolnost UHPC proti nesilovému zatížení byla testována pomocí zkoušky odolnosti proti střídání zmrazovacích a rozmrazovacích cyklů [4] a odolnosti proti chemicky rozpustným látkám [5]. Odolnost proti zmrazovacím cyklům byla zkoušena na tělesech 100/100/400 mm. Zmrazovací cykly probíhaly v intervalu 0 až 200, vždy s přírůstkem 25 cyklů. Po každém ukončeném 25. cyklu byl změřen dynamický modul pružnosti [6]. Zkušební tělesa byla poté podrobena čtyřbodové ohybové zkoušce [7] a zbytky z této zkoušky sloužily k zjištění zbytkové tlakové pevnosti [8]. Poslední dva druhy zkoušek jsou destruktivní, proto bylo nutné pro každou sérii vyrobit novou sadu zkušebních těles. Každá sada obsahovala 8 zkušebních těles. Tři zkušební tělesa sloužila k ověření tlakové a tahové pevnosti vyrobeného



materiálu bez zatížení mrazem. Účel těchto vzorků byl ke kontrole rovnoměrnosti výroby. Zbýlých pět zkušebních těles bylo podrobeno danému počtu zmrazovacích cyklů. Celý testovací program probíhal na betonech UHPC a jako referenční byl zvolen beton C40/50 XC2, XF3. Oba betony byly ztuženy ocelovými drátky. Dispergovaná výztuž je pro UHPC nutností, ale pro beton C40/50 nebylo jejich využití nutné. Autoři příspěvku se však rozhodli směs referenčního betonu upravit a drátky doplnit, aby porovnání výsledků bylo relevantní. Porovnávání UHPC doplněného drátky s běžným betonem bez drátků by bylo velmi nevyrovnané ve prospěch UHPC.

Tabulka 1.: Použité receptury

Složky	UHPC [kg]	C40/50 [kg]
Cement	650	500
Voda	145	147
w/c	0,22	0,29
Písek 0/4	950	800
Kamenivo 4/8	416	250
Kamenivo 8/16	230	700
Superplastifikátor	25	5
Mikrosilika	100	-
Drátky (30 mm, 600 MPa)	-	60
Drátky (25 mm, 420 MPa)	80	-
Drátky (18 mm, 3000 MPa)	80	-

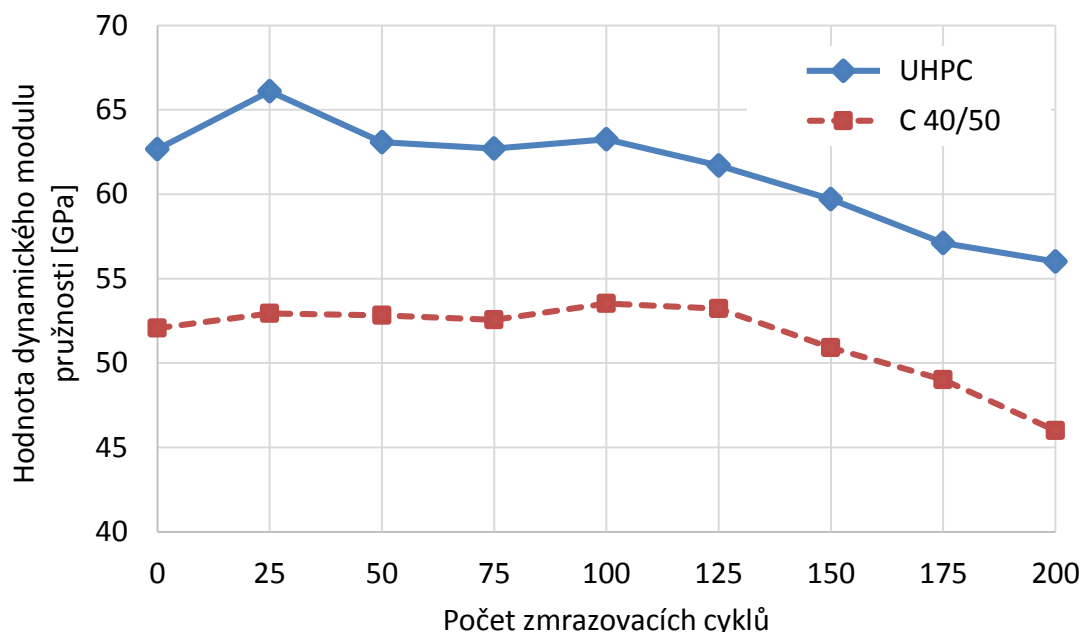
Výroba UHPC je podstatně finančně náročnější než výrobní náklady C40/50. Nejdražší položku představují výztužné drátky, které při dávkách kolem 2% představují 40 až 50% nákladů na výrobu UHPC. Z tohoto důvodu je jakékoliv snížení nákladů na výztužné drátky velmi podstatné. Autoři příspěvku se rozhodli při výrobě UHPC využít ke ztužení cementové matrice drátky vyrobené z odpadních pásků, které vznikají jako odpad při výrobě plechových tabulí. Výroba drátků je jednoduchá, protože se odpadní pásy pouze sekají podle požadované délky drátků a na závěr se vytvoří na obou koncích drátku kotevní hlavička. Nevýhoda těchto drátků z druhotných surovin je nízká tahová pevnost (jen 420 MPa) a nízká duktilita. Využití odpadních pásků snížilo pořizovací náklady na výrobu UHPC o 30% [9].

3. Zjištěné výsledky

3.1. Dynamický modul pružnosti

Měření dynamického modulu pružnosti probíhalo po 25 zatěžovacích cyklech zmrazování a rozmrazování. Po ukončení těchto zkoušek jsou zkušební tělesa plně saturována vodou, která významně ovlivňuje šíření ultrazvukové vlny tělesem, proto bylo nutné před měřením nechat vzorky plně vyschnout. Zkušební tělesa, která byla vyrobena z UHPC, vysychala významně pomaleji než z betonu C40/50. Běžná doba vyschnutí byla kolem 5 dnů, což je způsobeno velkou hutností tohoto materiálu. Pro měření se byl použit přístroj ProceqPundit LAB+ se sondami o frekvenci 54 kHz.

Zjištěné výsledky jsou zobrazeny na *Obrázku 1*. Jak je patrné, pokles dynamického modulu pružnosti nastal mezi 100. a 125. cyklem u UHPC a u referenčního betonu C40/50 až mezi 125. a 150. cyklem. Tento efekt je způsoben křehkostí UHPC, přesto po 200 cyklech je konečný dynamický modul pružnosti pro UHPC vyšší než u referenčního betonu před začátkem zatěžování cyklickým střídáním teploty.



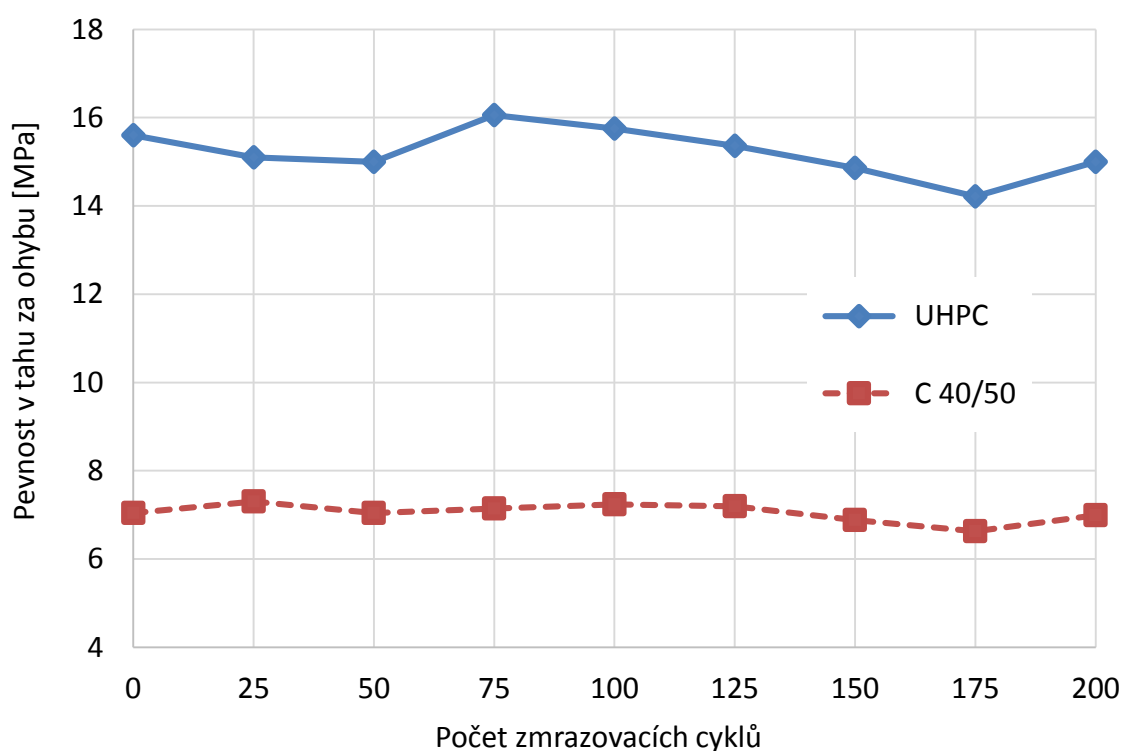
Obrázek 1.: Změna hodnoty dynamického modulu pružnosti během zatěžování zmrazovacími cykly.

3.2. Pevnost v tahu za ohybu

Na rozdíl od dynamického modulu pružnosti nenastala u tahové pevnosti během cyklování žádná změna. Autoři příspěvku předpokládali zachování tahových

pevností během cyklického zatěžování, protože princip porušení zkušebních těles během střídání zmrazování a rozmrazování je takový, že voda proniká do povrchových vrstev pomocí kapilár a pórů. Během záporných teplot tato voda zamrzá a vznikající led degraduje povrchovou vrstvu pomocí zvětšení pórového tlaku. Celý proces vede k otevírání kapilár a zvětšování pórů, do kterých během rozmrazovací fáze nateče další voda a cyklus se opakuje.

Hodnota tahové pevnosti však závisí na množství drátků, pevnosti drátků a jejich kotvení. Vznikající mikrotrhliny v povrchových vrstvách vzorku nemohou porušit kotvení výztužných drátků, a proto nedochází ke změně tahové pevnosti drátkobetonu, jak je patrné z *Obrázku 2*.

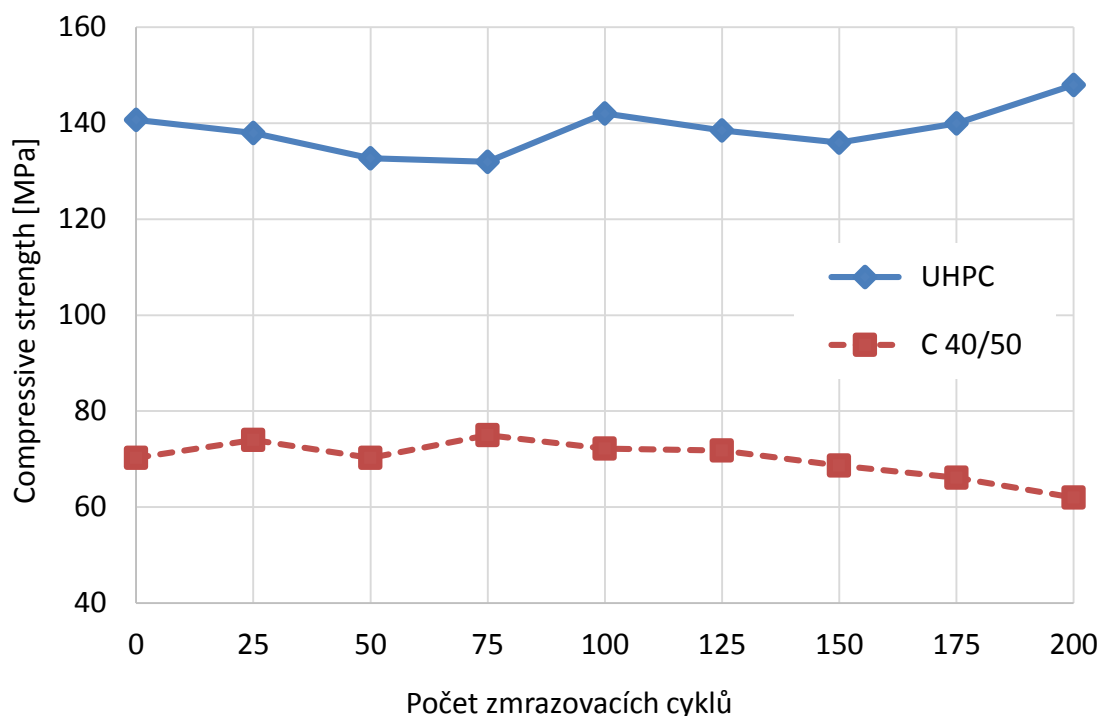


Obrázek 2.: Změna hodnoty tahové pevnosti během zatěžování zmrazovacími cykly.

3.2. Pevnost v tlaku

Ani tlaková pevnost nezaznamenala výrazné změny během cyklování. Příčina tohoto efektu je dána nízkým počtem zatěžovacích cyklů, kdy rozvoj mikrotrhlin proběhl jen v tenké povrchové vrstvě. Při tlakové zkoušce je tedy nosné jádro zkušebního tělesa totožné s celým rozměrem zkušebního tělesa a proto se neprojevila žádná změna tlakové pevnosti.

Nárůst tlakové pevnosti u UHPC je dána velkým stářím vzorku a možností dodatečné hydratace.

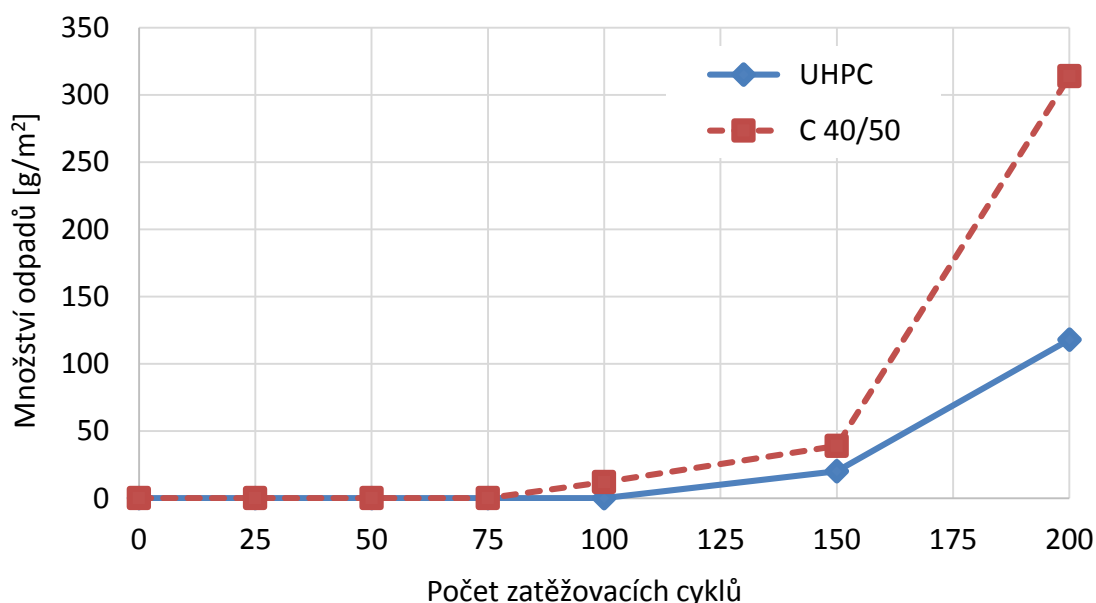


Obrázek 3.: Změna hodnoty tlakové pevnosti během zatěžování zmrazovacími cykly.

3.3. Odolnost proti chemicky rozpustným látkám

Měření odolnosti proti chemicky rozpustným látkám probíhala na zkušebních tělesech typu krychle o hraně 150 mm. Zkoušeno bylo vždy 6 krychlí od jednoho materiálu a výsledky zobrazené na *Obrázku 4.* jsou vždy průměry z těchto šesti těles.

Zkušební tělesa byla ponořena do 5 mm silné vrstvy 3% roztoku NaCl a vystavena střídání zmrazovacích cyklů podle [5]. Odpady z jednotlivých těles byly přepočítány na odpady z 1 m². Získané výsledky vykazují skvělou korelaci mezi zkouškou mrazuvzdornosti a zkouškou CHRL, protože při zkoušce mrazuvzdornosti nastala změna dynamického modulu pružnosti kolem 125. cyklu a stejně tak zkoušky CHRL ukazují nárůst odpadů také kolem 125. cyklu. Provedené zkoušky ukazují dobrou odolnost UHPC, protože po 200 cyklech byl průměrný odpad pouze 118 g na 1 m². Vysoká odolnost UHPC je způsobená právě jeho hutností, která neumožňuje hlubokou penetraci vody.



Obrázek 4.: Množství odpadů při zkoušce odolnosti proti chemicky rozpustným látkám.

4. Závěr

Získané výsledky ukazují, že UHPC je velmi vhodný materiál pro mostní konstrukce, protože ve všech měřených parametrech dosahoval lepších výsledků než referenční beton C40/50, který se běžně používá pro mostní konstrukce. Ekonomická konkurenceschopnost UHPC je zajištěna použitím odpadních drátků, který sníží cenu o 30%. Z provedených experimentů lze stanovit následující závěry:

- Dřívější pokles dynamického modulu pružnosti u UHPC je pravděpodobně způsoben křehkostí tohoto materiálu oproti referenčnímu C40/50, který byl také vyztužen drátky.
- Během provedených 200 zmrazovacích cyklů nedošlo k významné změně tlakové a tahové pevnosti, což je dáno dobrou odolností obou materiálů. Změna by nastala až při vyšším počtu cyklů, kdy literatura uvádí pro UHPC až 600 cyklů.
- Odolnost materiálu proti chemicky rozpustným látkám velmi dobře koreluje s odolností proti střídání zmrazování a rozmrazování. Zkoušky odolnosti proti chemicky rozpustným látkám jsou významně rychlejší než zkouška odolnosti proti zmrazování a rozmrazování.
- Při zjišťování odolnosti proti chemicky rozpustným látkám vykazovala zkušební tělesa z UHPC lepší odolnost než vzorky z C40/50, což je způsobeno hutnou strukturou UHPC. Hutné struktury je dosaženo pomocí vyšší dávky cementu a použití mikrosiliky.

18. – 20. 5. 2016

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

Poděkování

Autoři článku děkují za finanční podporu Grantové agentury České republiky prostřednictvím projektu Cementové kompozity v náročných podmínkách prostředí 14-19561S.

Literatura

- [1] T.L.V. Voort, Design and field testing of tapered H-shaped Ultra High Performance Concrete piles, Iowa State University, Ames, Iowa 2008.
- [2] V. Petrářová, T. Sajdlová, J. Němeček, Micromechanical Homogenization of Ultra-High Performance Concrete, Engineering mechanics 2015, Institute of Theoretical and Applied Mechanics of the Academy of Sciences of the Czech Republic (2015), 1–8.
- [3] B. Graybeal, J. Tanesi, Durability of an Ultrahigh-Performance Concrete, Journal of Materials in Civil Engineering vol. 19 issue 10 (2007), 848-854.
- [4] ČSN 73 1322 – Z1, Determination of frost resistance of concrete, ČNI, Prague, 2003.
- [5] ČSN 73 1326 – Z1, Resistance of cement concrete surface to water and defrosting chemicals, ČNI, Prague, 2003.
- [6] ČSN EN 12504-4, Testing concrete – Part 4: Determination of ultrasonic pulse velocity, ČNI, Prague, 2005.
- [7] ČSN EN 12390-5, Testing hardened concrete – Part 5: Flexural strength of test specimens, ČNI, Prague, 2009.
- [8] ČSN EN 12390-3, Testing hardened concrete – Part 3: Compressive strength of test specimens, ČNI, Prague, 2009.
- [9] A. Kohoutková, J. Vodička, J. Fládr, HighStrengthFibreConcretewithsteelfibres made fromwastematerials, TOP 2012 Technika ochrany prostredia, Slovak Technical University (2012), 225–230 .

Kontakt

Ing. JOSEF FLÁDR, e-mail: josef.fladr@fsv.cvut.cz, Katedra betonových a zděných konstrukcí, FSv ČVUT v Praze, Thákurova 7, 166 29 Praha 6.



MĚŘENÍ A HODNOCENÍ VÝZNAMNÝCH ZDROJŮ PŘÍRODNÍ RADIOAKTIVITY

MEASUREMENT AND EVALUATION OF THE SIGNIFICANT SOURCES OF NATURAL RADIOACTIVITY

Leonard Hobst

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební

Anotace:

S přírodní radioaktivitou žije lidstvo po celou dobu svého vývoje. Účinky záření do jisté míry mohou ovlivnit evoluční vývoj života na Zemi. Je proto důležité zjistit, jakých hodnot může tato přírodní radioaktivita dosahovat na různých místech světa.

Annotation:

The natural radioactivity lives mankind throughout its development. The effects of radiation to some extent they can influence the evolutionary history of life on Earth. It is therefore important to determine what values the natural radioactivity would reach different locations of the world.

Klíčová slova:

Přírodní radioaktivita, dozimetrie záření, záření na Zemi

Keywords:

Natural radioactivity, radiation dosimetry, radiation on earth

1. Úvod

Život na Zemi vznikl a vyvíjí se v podmínkách stálého působení přirozeného radioaktivního (RA) pozadí. Toto RA pozadí musí zřejmě hrát důležitou úlohu i ve vývoji živých organismů, právě tak jako všechny ostatní látky a izotopy, které se účastní neustálé látkové přeměny v živém organismu a které mají i na člověka stálý vliv. Jelikož přirozené RA pozadí bylo v procesu vzniku a evolučního vývoje živých organismů a tím i člověka přibližně stálé, působící stejně na všechny orgány a tkáně člověka, nevytvořila se u živých bytostí čidla, která by reagovala na ionizující záření určitým způsobem. Živé organismy tudíž nemají odpovídající adaptační mechanismy, jimiž by se organismus mohl přizpůsobit možným změnám úrovně záření.

Na druhé straně se však předpokládá, že specifické, radiačně-chemické reakce v organismu by bez účinku přírodního RA záření neprobíhaly. Následkem toho by všechny biochemické reakce probíhaly jinak a část by se vůbec neuskutečnila. Tato hypotéza se opírá o pokusy, jimiž byl prokázán příznivý vliv malých dávek záření (řádu přírodní radiace) na životní činnost rostlin a zvířat. Do současné doby však nemá uvedená hypotéza (teorie hormeze) dostatečné teoretické ani experimentální zdůvodnění. Spíše jsou proto zdůrazňovány možné negativní účinky záření, jako jsou škodlivé mutace a genetické následky [1].

2. Přírodní RA záření na Zemi

Obecně se zátěž přírodním RA zářením na Zemi uvažuje v průměru 2,8 mSv/rok/obyv. Jsou však známy oblasti na planetě Zemi, kde tyto průměrné hodnoty dávkového příkonu jsou až 50 x překročeny (Brazílie –pohoří Minas Gerais). Toto přírodní pozadí je ve stručnosti tvořeno třemi zdroji (pominu-li radioaktivní draslík ve stravě).

- Účinky radonu v obydlích - cca 50%
- Terrestrické záření (ze Země) - cca 34%
- Kosmické záření - cca 16%

V různých částech Země se tento poměr zátěže přírodním RA zářením mění. Závisí to na geologickém složení podloží a na nadmořské výšce. Je proto žádoucí získat přibližný přehled, jaké hodnoty přírodního RA záření můžeme v jednotlivých částech Země očekávat.



3. Možnosti sledování RA záření

Od objevu radioaktivity na konci 19. století byla zásadní snaha vědců věnována vývoji detektorů ionizujícího záření, neboť RA záření je našimi smysly nepostižitelné. Z původně velkých, hmotných a energeticky náročných detektorů se v průběhu století vyvinuly malé přenosné a dále miniaturní detektory, které je možné umístit např. do kapesních dozimetrů a dokonce do náramkových hodinek. Právě takové detektory, které jsou spojeny s pamětí, ve které jsou průběžně ukládány výsledky měření, umožňují průběžně monitorovat úroveň přírodního RA pozadí.

Pro monitorování RA pozadí v různých oblastech Země byly proto použity hodinky Polimaster PM 1208M [2], které měří příkon dávkového ekvivalentu ve velmi širokém rozsahu 0,01 až 10 000 $\mu\text{Sv/h}$ (10 nSv/h až 10 mSv/h), přitom je uváděna přesnost měření $\pm 20 \%$, což je přesnost velmi dobrá, bereme-li v úvahu miniaturní rozměry GM-trubice, umístěné uvnitř náramkových hodinek. Kromě toho umožňují průběžně registrovat celkový nárůst dávkového ekvivalentu záření gama v širokém rozsahu 1 μSv až 9999 mSv. Navíc jsou hodinky vodotěsné až do hloubky 100 m. Hodinky s detektorem jsou schopny zaznamenat do paměti až 500 údajů v hodinových intervalech. Kapacita paměti tedy vystačí cca na 3 týdny měření. Zaplněnou paměť je pak nutno přes „infraport“ stáhnout do PC a po vynulování je paměť čítače připravena k dalšímu měření (obr. 1).



Obr. 1.: Hodinky Polimaster PM 1208M, osazené dozimetrem záření

4. Příklady měření RA pozadí v různých oblastech Země

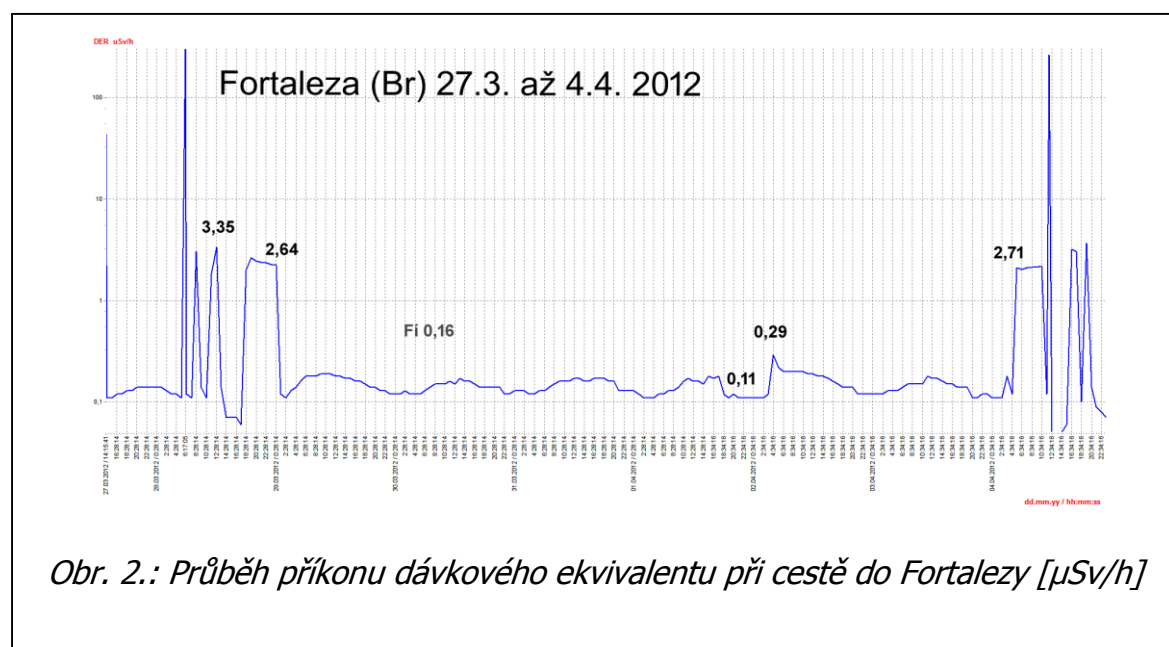
Měření v oblastech planety Země se uskutečnilo v rámci pracovních cest, resp. poznávacích cest. Prvá měření byla logicky uskutečněna v rámci pracoviště na VUT v Brně. Hodnota přírodního RA pozadí v Brně dosahuje v průměru 0,14 $\mu\text{Sv/h}$, což je poměrně vysoká hodnota. V rozsahu 0,11 až 0,15 $\mu\text{Sv/h}$ jsou však i další města, jako je Vídeň, ostrov Madeira (P), Yellowstonský NP (US), Yosemiteký NP (US) a Las Vegas (US). Jsou však i místa s vyššími hodnotami RA pozadí. V rozsahu 0,16 až 0,20 $\mu\text{Sv/h}$ se nachází Sao Paulo (BR), Rio de Janeiro (BR), Fortaleza (BR) a Singapur. Naopak k místům s nižším RA pozadím v rozsahu 0,06 až 0,10 $\mu\text{Sv/h}$ patří Praha, Paříž, Frankfurt n. M., a dále Brasília (BR), Wellington (NZ), Auckland (NZ), Salt Lake City (US), San Francisco (US) a Maledivy. K místům s nejnižším RA pozadím (0,03 až 0,05 $\mu\text{Sv/h}$) patří většinou ostrovy a přímořská města jako Dubaj, Bahrajn, Doha, Sydney a Havajské ostrovy.

5. Průběžné záznamy měření RA záření při cestách po Zemi – příklady

S řádově vyššími hodnotami RA pozadí se pak můžeme setkat při cestování letadly. Letová výška cca 11 500 m nás částečně zbavuje stínících účinků zemské atmosféry proti kosmickému záření a RA pozadí měřená v letadle dosahují hodnoty 1,7 až 3,4 $\mu\text{Sv/h}$. Při leteckém cestování se pravidelně setkáváme s podrobnou bezpečnostní kontrolou všech cestujících. Všechny kovové předměty, včetně hodinek s dozimetrem prochází rentgenovou kontrolou, kdy použité rentgenové záření o mnoho řádů překračuje přírodní RA pozadí. Z tohoto důvodu jsou průběžné záznamy zobrazeny na semilogaritmickém papíru.

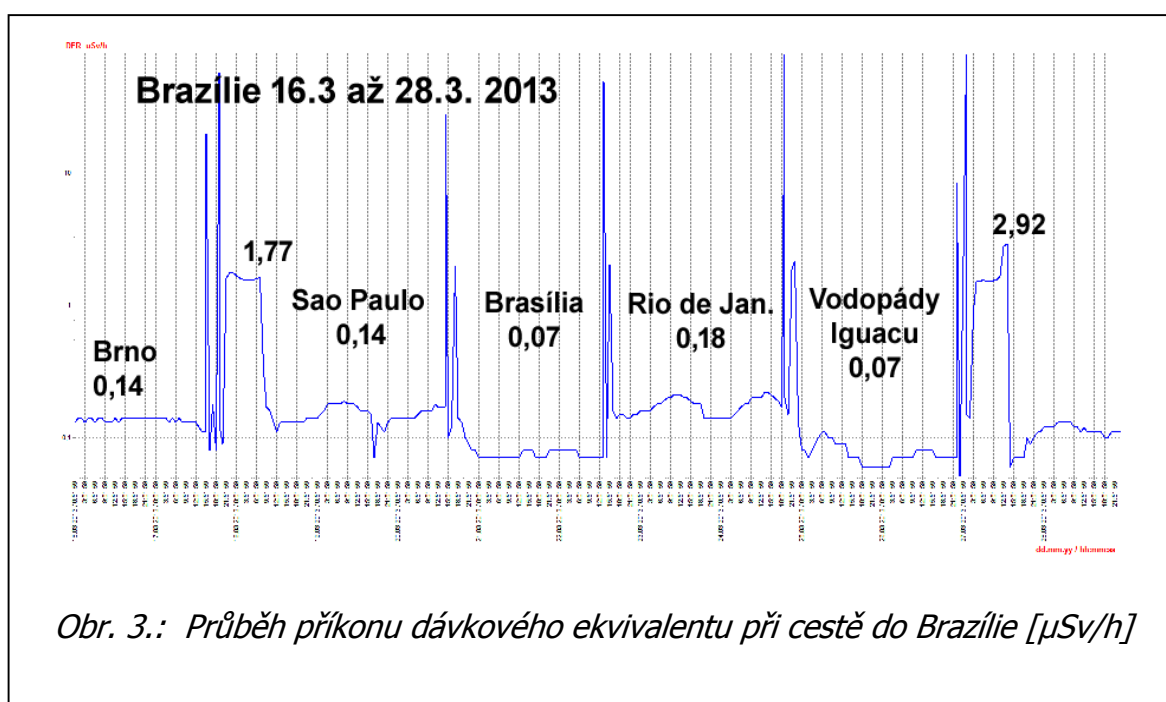
5.1 Konference ve Fortaleze (Br) 27.3 až 4. 4. 2012

Pracovní cesta do Fortalezy byla zahájena z Vídně, přestup byl v Bruselu a v Lisabonu. Z grafu obr. 2 jsou patrné rentgenové kontroly na letištích a skutečnost, že v Lisabonu je velmi nízká hodnota pozadí RA záření (0,07 $\mu\text{Sv/h}$). Průměrná hodnota RA pozadí ve Fortaleze je 0,16 $\mu\text{Sv/h}$. Nad oceánem dosahovala hodnota RA pozadí cca 2,7 $\mu\text{Sv/h}$. Zajímavý je též údaj z 2. 4. 2012, kdy náhle stoupla večer, ve 23,30 hod. hodnota RA pozadí z 0,11 $\mu\text{Sv/h}$ na 0,29 $\mu\text{Sv/h}$ a na původní úroveň se měření vrátilo po cca 18 hodinách.



5.2 Odborná exkurze do Brazílie 16. 3. až 28. 3. 2013

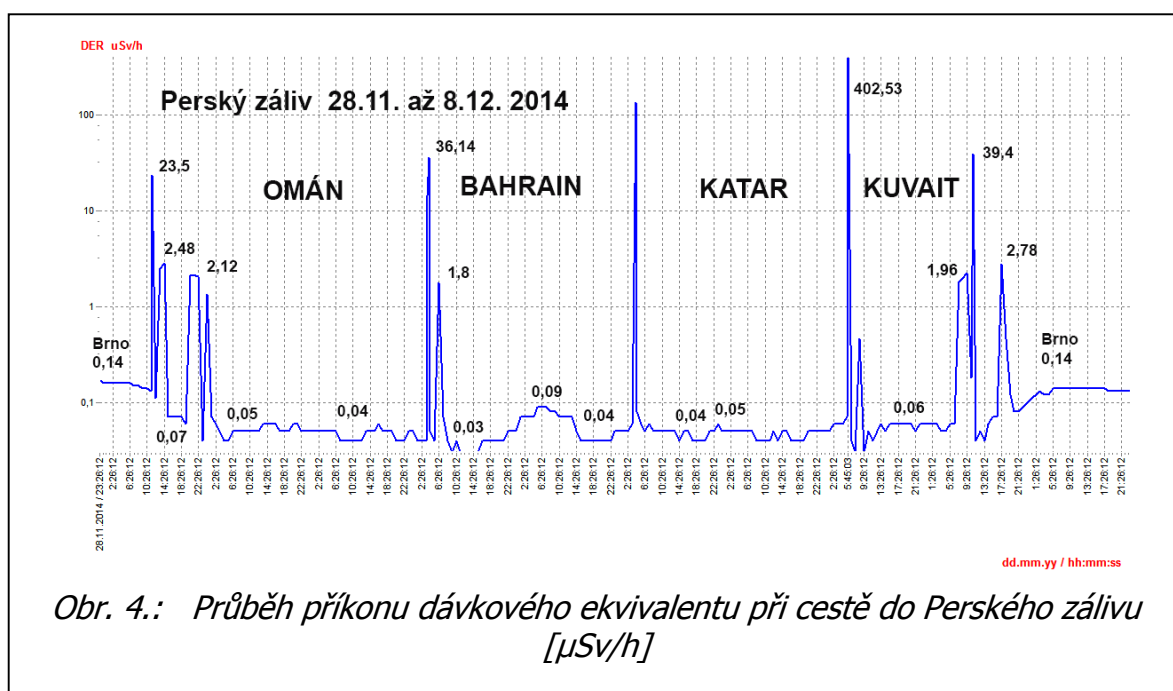
Odborná exkurze zahrnovala prohlídku staveb ve třech městech Brazílie a návštěvu světově známých vodopádů na řece Iguacu. Ze záznamu je patrná pravidelná rentgenová kontrola na letištích a různá hodnota RA pozadí v jednotlivých městech. Zajímavý je rozdíl RA pozadí v hlavním městě Brasília (0,07 $\mu\text{Sv/h}$), přitom je toto město na náhorní plošině v nadmořské výšce cca 1100 m a v Rio de Janeiru (0,18 $\mu\text{Sv/h}$), kdy toto město leží u hladiny moře. Při příletu je pak patrný nárůst RA pozadí při přeletu z oblasti oceánu nad pevninu



Odborná exkurze zahrnovala prohlídku staveb ve třech městech Brazílie a návštěvu světově známých vodopádů na řece Iguacu. Ze záznamu je patrná pravidelná rentgenová kontrola na letištích a různá hodnota RA pozadí v jednotlivých městech. Zajímavý je rozdíl RA pozadí v hlavním městě Brasília (0,07 $\mu\text{Sv/h}$), přitom je toto město na náhorní plošině v nadmořské výšce cca 1100 m a v Rio de Janeiru (0,18 $\mu\text{Sv/h}$), kdy toto město leží u hladiny moře. Při příletu je pak patrný nárůst RA pozadí při přeletu z oblasti oceánu nad pevninu

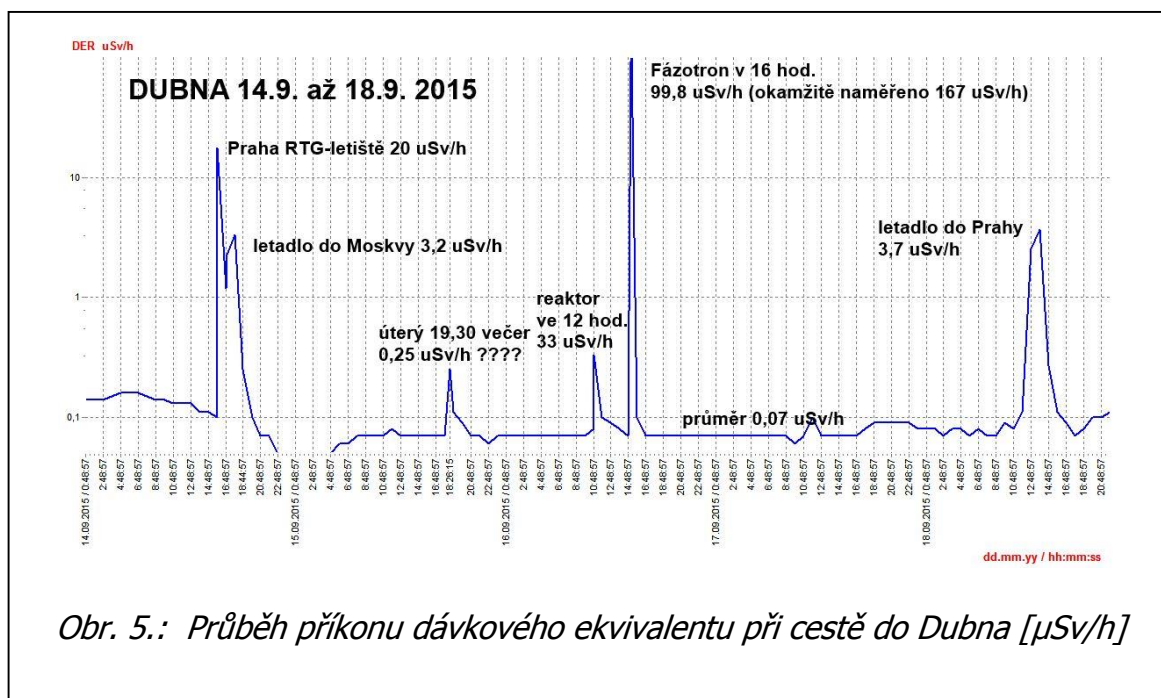
5.3 Odborná exkurze do Perského zálivu 28. 11. až 8. 12. 2014

Odborná exkurze se uskutečnila po zajímavých stavbách v oblasti Perského zálivu. Z grafu je zřejmé, že ve všech zemích – Omán, Bahrain, Katar a Kuvajt – jsou hodnoty RA pozadí velmi nízké – pohybují se kolem 0,5 [$\mu\text{Sv/h}$]. Je to zřejmě způsobeno nízkou nadmořskou výškou a geologickým podložím v okolí Perského zálivu (Obr. 4).



5.4 Pracovní cesta do „Spojeného ústavu jaderných výzkumů“ – DUBNA 14. 9. až 18. 9. 2015

V rámci pracovní cesty byly navštíveny různé ústavy, zabývající se výzkumem a aplikací ionizujícího záření. Cesta zahrnovala opět leteckou cestu z Prahy do Moskvy a zpět. Záznam prokázal v jistých etapách exkurze zvýšenou hodnotu příkonu dávkového ekvivalentu. Nebylo to tedy RA pozadí, ale účinek umělých zdrojů záření (obr. 5) Obě anomálie se vyskytly ve středu 16. 9. 2015. První, když probíhala exkurze u „pulzního reaktoru“ – zde dosáhla hodnota 33 $\mu\text{Sv/h}$ (5x více nežli RA pozadí). Druhé překročení bylo zaznamenáno u exkurze u „fázotronu“, jehož „temné bručení“ nevěstilo nic dobrého. Průměrná naměřená hodnota uvnitř stínící konstrukce fázotronu dosahovala 50 $\mu\text{Sv/h}$ (700x více nežli RA pozadí). Při prohlídce kanálu, který vyvádí urychlené protony z fázotronu, dosahovala hodnota až 167 $\mu\text{Sv/h}$ (2000x více nežli RA pozadí).



6. Závěr

Měření úrovně RA pozadí v různých oblastech planety Země prokázalo jistou variabilitu, která je zřejmě zapříčiněna jednak nadmořskou výškou měřeného místa a též geologickým podložím. Měření prokázala údaje z literatury [3], ve které je uvedeno, že hodnota kosmického záření u hladiny moře dosahuje $0,03 \mu\text{Sv/h}$. Tato hodnota byla naměřena na Havajských ostrovech a ve státech v okolí Perského zálivu. Zvýšené RA pozadí při cestě letadlem v letové hladině 11 500 m je logické, nikoliv však všeobecně známé a leteckými společnostmi zdůrazňované. Je přibližně 30 x až 50 x vyšší, nežli RA pozadí na zemi. V průměru naměřená hodnota dosahuje 1,7 až $3,4 \mu\text{Sv/h}$ (15 až 30 mSv/rok). Tyto naměřené hodnoty však platí ve středních zeměpisných pásech zeměkoule – přibližně do 60° severní či jižní šířky. Při letech přes zeměpisné póly se tato hodnota může zvýšit 3 x až 5 x, což je způsobeno tím, že magnetické pole Země, které se též podílí na radiální ochraně, klesá k pólům.

Další vysledovaný údaj z grafů je ten, že nad pevninou je hodnota RA pozadí vyšší, nežli nad oceánem. Je to obecná vlastnost, která se projevuje jak nad Atlantickým, tak nad Indickým oceánem. Jako pracovní hypotézu mohu uvést, že se může jednat o rozdílnou vlhkost vzduchu nad oceány a nad pevninou. Větší vlhkost vzduchu (logicky) nad oceány by měla lepší stínící účinky vůči kosmickému záření. Hodnoty přírodního RA pozadí i přes výše zmíněnou variabilitu by dle současných znalostí neměly mít negativní vliv na živé organismy a tím i na člověka.

18. – 20. 5. 2016

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

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] Hobst, L.: Využití radiačních metod v geologii. Přednáška pro PGS, 1991
- [2] Firemní literatura firmy EMPOS spol. s r.o. (www.empos.cz)
- [3] RADIATION – Doses, Effects, Risks. UNITED NATIONS ENVIROMENT PROGRAMME, 1985, ISBN 92 807 1104 0

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



KONTROLA A TESTOVANIE UNIVERZÁLNEJ MERACEJ STANICE PODĽA TECHNICKÝCH NORIEM

INSPECTION AND TESTING OF UNIVERSAL MEASURING STATION ACCORDING TECHNICAL STANDARDS

Ján Ježko

Katedra geodézie, Stavebná fakulta, STU v Bratislave

Anotace:

Predpokladom pre zodpovedné vykonávanie geodetických činností aj pre potreby stavebníctva a získavanie spoľahlivých výsledkov je práca s meracími prístrojmi a pomôckami, u ktorých je možné s istotou prehlásiť, že spĺňajú stanovenú požadovanú presnosť pre vybraný typ prác. K tomuto účelu je možné realizovať testovanie prístroja, a to v zmysle súboru noriem STN ISO 17123, prípadne aplikáciou iných kontrolných testovacích metód a postupov.

Annotation:

Prerequisite for responsible implementation of geodetic activities and to obtain reliable results is to work with the device for which it is possible to say with certainty that it meets the required accuracy specified for the selected type of work. For this purpose it is possible to carry out the testing of the device, both in the terms of a set of norms ISO 17123, or application of other test methods and procedures.

Klíčová slova:

Trimble S8, STN ISO 17123-5, testovanie stability parametrov

Keywords:

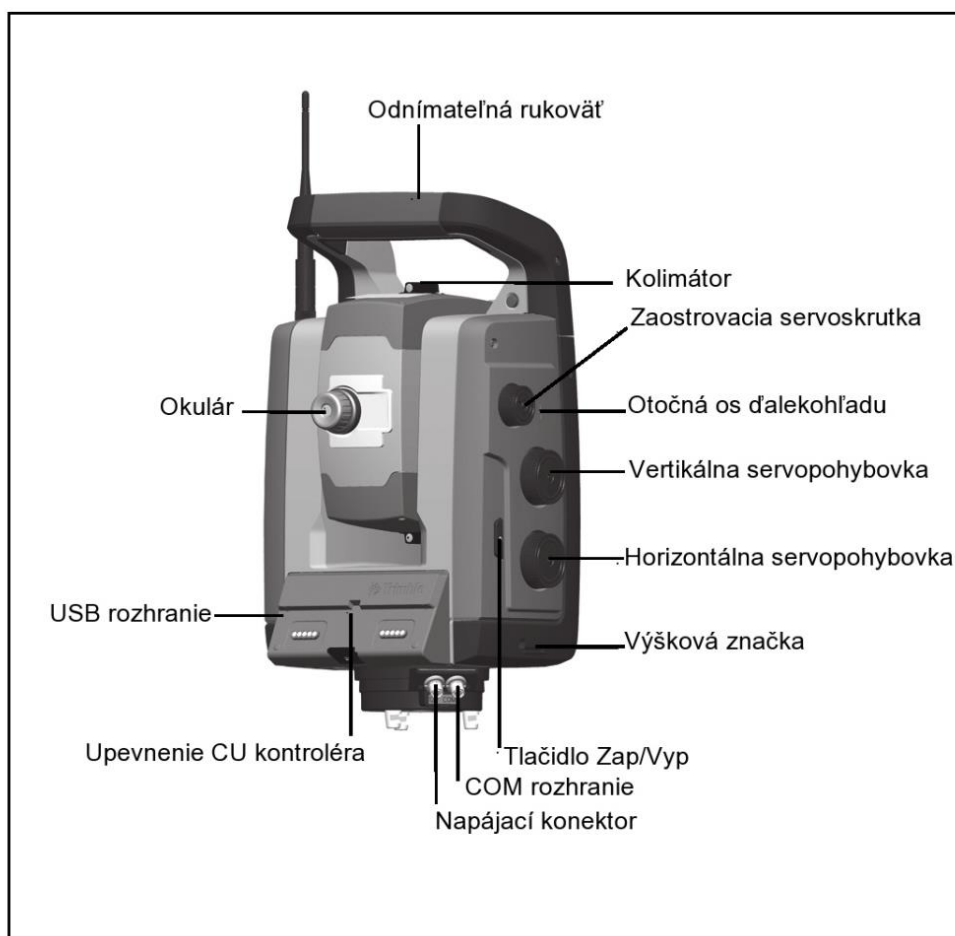
Trimble S8, STN ISO 17123-5, testing, stability of parameters

1. Úvod

Súčasná geodetická meracia obsahuje veľké množstvo elektronických súčastí, ktoré veľkou mierou uľahčujú a automatizujú prácu počas merania v teréne a šetria čas. S pribúdajúcim počtom výrobcov a modelov logicky dochádza k strate prehľadu o kvalite dostupnej techniky u používateľov. Rôzni výrobcovia v snahe čo najlepšie propagovať a predat' svoj produkt na úkor etablovaných značiek, sa uchylujú k tendenciám uvádzať vyššiu presnosť ako je reálne dosiahnuteľná. Taktiež existuje predpoklad, že stabilita i kvalita meračských prístrojov sa v dôsledku množstva použitých elektronických komponentov časom i používaním mení.

2. Popis testovaného prístroja

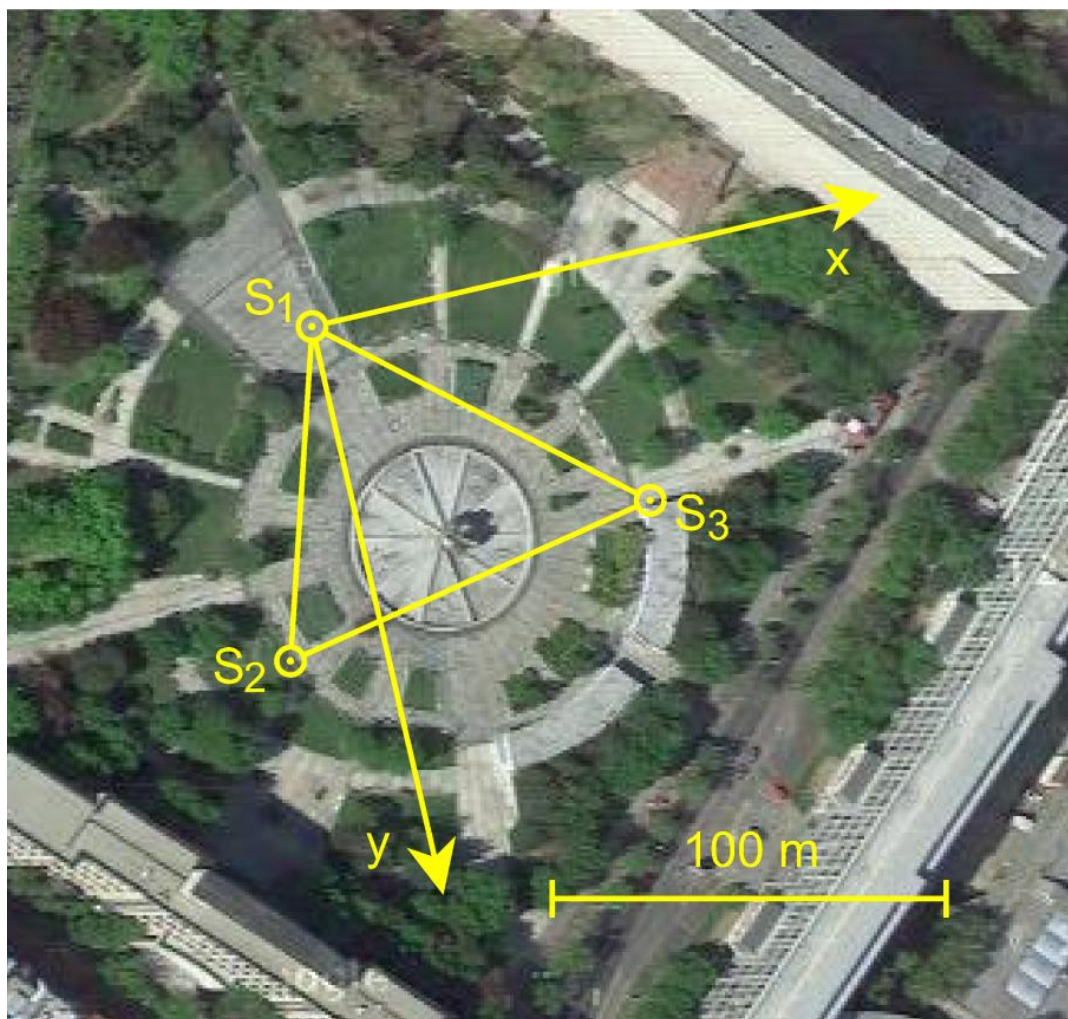
2.1. Trimble S8 DR Plus



Obr. 2.1 Základne ovládacie a konštrukčné prvky (pohľad z pozície merača)

Prístroje Trimble rady S8 zaraduje ich výrobca do druhej triedy presnosti. Prístroj existuje v dvoch základných konfiguráciách, a to: DR Plus a DR HP. Rozdiel týchto modelových rád spočíva v presnosti použitého diaľkomeru (konfigurácia DR HP obsahuje presnejší diaľkomer). Ďalej je možné tieto konfigurácie modifikovať podľa množstva funkcií integrovaných v univerzálnej meracej stanici (UMS) na: SERVO, AUTOLOCK a ROBOTIC. K dispozícii na testovanie bola RUMS v konfigurácii DR Plus ROBOTIC. Testovaný model obsahuje technológie spoločnosti Trimble ako sú MagDrive, Vision, SurePoint a Autolock [2].

Prístroj Trimble S8 nájde svoje uplatnenie pri presnom vytyčovaní, budovaní bodových polí, meraní posunov a pretvorení, pri výstavbe tunelových diel, pri automatickom riadení stavebných strojov a iných stavebných a geodetických aplikáciách. Jednotlivé časti prístroja s jeho ovládacími prvkami sú popísané na obr. 2.1.



Obr. 2.2 Rozmiestnenie bodov testovacieho poľa

2.2. Návrh konfigurácie testovacieho bodového poľa

Testovacie bodové pole v tvare trojuholníka bolo situované v lokalite Námestia Slobody v Bratislave. V rohových bodoch trojuholníka boli umiestnené statívy s urovnávacími podložkami. Dĺžky strán v trojuholníku sa zvolili o veľkosti približne 100 m, s prihliadnutím na rôzne vzájomné prevýšenia koncových bodov. Konfigurácia testovacieho poľa bola vybraná v súlade s normou STN ISO 17123-5. Rozmiestnenie bodov testovacieho poľa sa nachádza na obr. 1.2 [3,4].

2.3. Meranie pravouhlých (karteziánskych) súradníc

Určovanie pravouhlých - trojrozmerných karteziánskych súradníc bolo realizované dvakrát v troch sériách v rámci jedného dňa. Namerané súbory výsledkov získané manuálnym aj automatizovaným cielením boli podrobené testovaniu. Na každom stanovisku sa v prístroji nastavili nulové pravouhlé súradnice. Registrované boli hodnoty teploty, tlaku a atmosférickej vlhkosti slúžiace na korekciu meraných dĺžok. K tomuto účelu bolo použité zariadenie GREISINGER electronic GFTB 100. Z hľadiska potlačenia centračných chýb sa počas merania využila metóda závislej centrácie. Súradnice sa určovali vždy v oboch polohách ďalekohľadu. Cieľovou značkou použitou pri meraní bol odrazový hranol spoločnosti Trimble s typovým označením PN58026007. Pri meraní bol postup v zmysle postupu podľa [1,3] a tabuľky 2.1.

Tab. 2.1 Stredné chyby jedenkrát meranej súradnice x , resp. y , stredné chyby jedenkrát meranej súradnice z určené podľa STN ISO 17123-5

	Standard mód					Tracking mód				
Séria			Priemer z 2. sérií					Priemer z 2. sérií		
i	s_{XYi}	s_{Zi}	s_{XY}	s_Z	s_P	s_{XYi}	s_{Zi}	s_{XY}	s_Z	s_P
	(mm)					(mm)				
1	1,2	0,5	1,1	0,5	1,2	0,7	0,4	0,7	0,5	0,9
2	1,0	0,4				0,7	0,5			

Zistená stredná chyba jedenkrát meranej súradnice x , resp. y v dvoch polohách ďalekohľadu pre Standard mód merania dĺžok je $s_{XY} = 1,1 \text{ mm}$, pre mód merania Tracking je $s_{XY} = 0,7 \text{ mm}$, stredná chyba jedenkrát meranej súradnice z pre Standard mód má hodnotu $s_Z = 0,5 \text{ mm}$, pre Tracking mód prislúcha hodnota $s_Z = 0,5 \text{ mm}$. Stredná polohová chyba pre Standard mód má hodnotu $s_P = 1,2 \text{ mm}$, pre Tracking mód $s_P = 0,9 \text{ mm}$.

Vypočítané stredné polohové chyby s_P potvrdili, že zvolený mód merania dĺžok nemá vplyv na presnosť merania dĺžok pri statických cieľoch.

2.4. Štatistická analýza dosiahnutých výsledkov

Súčasťou zhodnotenia dosiahnutých výsledkov je uskutočnenie štatistického testovania, ktoré pozostáva z odpovede na 2 otázky, ktoré uvádza norma STN ISO 17123-5.

Otázky majú nasledovné znenie [1,3]:

Je vypočítaná stredná chyba s menšia ako výrobcom udaná apriórna stredná chyba σ , resp. menšia ako iná vopred stanovená stredná chyba?

Sú dve stredné chyby s a $\bar{s}$, ktoré sú určené z dvoch rôznych súborov meraní z rovnakej oblasti, za predpokladu, že vzorky majú identický stupeň voľnosti ν ?

Testovanie je nutné vykonať osobitne pre strednú chybu s_{XY} a s_Z . Testy je potrebné uskutočniť na hladine významnosti $1 - \alpha = 0,95$. Pre strednú chybu s_{XY} prislúcha stupeň voľnosti $\nu = 24$, stupeň voľnosti pre strednú chybu s_Z je $\nu = 15$.

Výrobca prístroja strednú chybu meraných súradníc neuvádza, je však možné určiť ju aplikáciou zákona o hromadení stredných chýb. K tomuto účelu potrebujeme poznať apriórnu strednú chybu meranej dĺžky σ_d , strednú chybu meraného horizontálneho (σ_α), resp. zvislého uhla (σ_β). Pre testovaný prístroj platia nasledovné apriórne charakteristiky presnosti 2. rádu: $\sigma_d = 1 \text{ mm} + 2 \text{ ppm}$ (Standard mód), $\sigma_d = 4 \text{ mm} + 2 \text{ ppm}$ (Tracking mód), $\sigma_\alpha = \sigma_\beta = 4,4 \text{ cc}$. Pri odvodení stredných chýb vychádzame z vzťahov pre jednotlivé pravouhlé súradnice x , y a z , ktoré sú funkčnými vzťahmi dĺžky d , vodorovného uhla α a výškového uhla β .

$$x = d \times \cos \alpha \times \cos \beta, \quad (2.1)$$

$$y = d \times \sin \alpha \times \cos \beta, \quad (2.2)$$

$$z = d \times \sin \beta. \quad (2.3)$$

Aplikáciou zákona o hromadení stredných chýb získame zo vzťahov 2.1, 2.2 a 2.3 vzťahy na určenie stredných chýb jednotlivých súradníc.

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \sqrt{(\cos \alpha \times \cos \beta \times \sigma_d)^2 + (-d \times \sin \alpha \times \cos \beta \times \sigma_\alpha)^2 + (-d \times \cos \alpha \times \sin \beta \times \sigma_\beta)^2}, \end{aligned} \quad (2.4)$$

$$\sigma_y = \sqrt{(\sin \alpha \times \cos \beta \times \sigma_d)^2 + (d \times \cos \alpha \times \cos \beta \times \sigma_\alpha)^2 + (-d \times \sin \alpha \times \sin \beta \times \sigma_\beta)^2}, \quad (2.5)$$

$$\sigma_z = \sqrt{(\sin \beta \times \sigma_d)^2 + (d \cos \beta \times \sigma_\beta)^2}. \quad (2.6)$$

Strednú polohovú chybu určíme nasledovne:

$$\sigma_{xy} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2}. \quad (2.7)$$

Do vzťahov 2.4, 2.5, 2.6 a 2.7 boli dosadené apriórne presnosti parametrov prislúchajúce pre testovaný prístroj a maximálne hodnoty šikmej dĺžky, vodorovného a zvislého uhla, ktoré sa vyskytli pri uskutočnenom meraní. Hodnoty vodorovného uhla, výškového uhla, šikmej dĺžky a vypočítané stredné chyby sú uvedené v tabuľke 2.2.

Tab. 2.2 Vypočítané apriórne stredné chyby σ_x , σ_y , σ_z a σ_{xy}

	Standard mód				Tracking mód			
$\alpha \cong 118,55^\circ$	σ_x	σ_y	σ_{xy}	σ_z	σ_x	σ_y	σ_{xy}	σ_z
$\beta \cong 1,91^\circ$	(mm)				(mm)			
$d \cong 99,75m$	0,7	1,2	1,4	0,7	1,4	4,0	4,3	0,7

Predmetom skúmania pri 1. otázke je zistenie rovnosti dosiahnutej strednej chyby s s apriórnu strednou chybou σ . Stanovená je nulová hypotéza H_0 , ktorá uvádza, že stredná chyba s je menšia, resp. rovná ako vopred definovaná stredná chyba σ . Pre testovanie strednej chyby s_{XY} platí splnenie nasledovnej požiadavky:

$$s_{XY} \leq \sigma_{xy} \times 1,23. \quad (2.8)$$

Pre testovanie strednej chyby s_Z platí:

$$s_Z \leq \sigma_Z \times 1,29. \quad (2.9)$$

V opačnom prípade sa nulová hypotéza H_0 zamietne.

Po dosadení známych hodnôt do vzťahov X.8 a X.9 získame pre mód merania dĺžok Standard:

$$s_{XY} \leq 1,4mm \times 1,23, \quad (2.10)$$

$$\begin{aligned} s_{XY} &\leq 1,72mm, \\ s_Z &\leq 0,7mm \times 1,29, \\ s_Z &\leq 0,90mm. \end{aligned} \quad (2.11)$$

Pre mód merania dĺžok Tracking prislúcha:

$$s_{XY} \leq 4,3mm \times 1,23, \quad (2.12)$$

$$\begin{aligned} s_{XY} &\leq 5,29mm, \\ s_Z &\leq 0,7mm \times 1,29, \\ s_Z &\leq 0,90mm. \end{aligned} \quad (2.13)$$



Pri porovnaní hodnôt z tabuľky 2.1 so vzťahmi 2.10, 2.11, 2.12 a 2.13 môžeme predpokladať, že stredné chyby s_{XY} a s_Z získané spracovaním meraní sú menšie alebo rovné ako vypočítané apriórne stredné chyby uvedené v tabuľke 2.2. Riziko takéhoto rozhodnutia je 5%.

Pri odpovedi na 2. položenú otázku sa skúma, či stredné chyby s a $\tilde{s}$ pochádzajú z rovnakej oblasti. Stanovená je nulová hypotéza $H_0: \sigma = \tilde{\sigma}$.

Pre testovanie strednej chyby s_{XY} platí nasledovné:

$$0,44 \leq \frac{s^2}{\tilde{s}^2} \leq 2,27. \quad (2.14)$$

Pre testovanie strednej chyby s_Z platí:

$$0,35 \leq \frac{s^2}{\tilde{s}^2} \leq 2,86. \quad (2.15)$$

V opačnom prípade sa nulová hypotéza H_0 zamietne a prijme sa alternatívna hypotéza $H_1: \sigma \neq \tilde{\sigma}$.

Testovanie jednotlivých stredných chýb uvádzame vo forme tabuľky 2.3.

Tab. 2.3 Štatistické testovanie k 2. otázke podľa STN ISO 17123-5

Série		Standard mód				Tracking mód			
		s	$\tilde{s}$	$\frac{s^2}{\tilde{s}^2}$	Rezultát	s	$\tilde{s}$	$\frac{s^2}{\tilde{s}^2}$	Rezultát
		(mm)				(mm)			
		s_{XY}				s_{XY}			
1	2	1,2	1,0	1,44	Prijíma sa hypotéza H_0	0,7	0,7	1,00	Prijíma sa hypotéza H_0
		s_Z				s_Z			
1	2	0,5	0,4	1,56	Prijíma sa hypotéza H_0	0,4	0,5	0,64	Prijíma sa hypotéza H_0

Z tabuľky 2.3 [4] predpokladáme, že čiastkové stredné chyby získané z jednotlivých sérií meraní (pre mód merania dĺžok Standard aj Tracking) pochádzajú z rovnakého súboru. Neistota takéhoto rozhodnutia je 5%.

2.5. Zhodnotenie práce a užívateľské skúsenosti s testovaným prístrojom

- Použitá ovládacia jednotka (kontrolér) Trimble TSC3 sa vyznačuje kvalitným displejom uspokojivo čitateľným za všetkých svetelných podmienok, ktoré nastali počas merania. Citlivosť dotyku na displeji je dobrá a to aj bez použitia dotykového pera, rovnako aj hardvérová klávesnica sa vyznačuje dobrým dielenským spracovaním. Rádiové spojenie RUMS s kontrolnou jednotkou prebiehalo bez problémov.

- Pohon systému MagDrive možno označiť ako výnimočne tichý, plynulý a jemný. Systém automatizovaného cielenia Autolock je spoľahlivý pri priaznivých podmienkach prostredia, v ktorom prebieha meranie. Nedostatky systému Autolock boli pozorované počas merania vo veternom prostredí, kedy v dôsledku nárazov vetra prístroj registroval odľahlé hodnoty čítaní na delenom kruhu.
- Systém Autolock má svoje nenahraditeľné uplatnenie pri presných meraniach smerov a uhlov na veľké vzdialenosti, nemožno ho však považovať za „všielik“. Na dosiahnutie uspokojivých výsledkov je nutné poznať jeho úskalia, obmedzenia a slabé stránky [4].

3. Záver

Prezentovaná problematikou určenia stability prístroja Trimble S8 DR Plus ROBOTIC je pre hodnotenie kvality prístrojovej techniky používanej v geodézie a stavebníctve dôležitou súčasťou komplexného hodnotenie kvality stavebnej produkcie. Predmetom kontroly a testovania bolo overenie presnosti merania pravouhlých - trojrozmerných karteziánskych súradníc. Testovanie bolo realizované v súlade s normami STN ISO 17123-3, STN ISO 17123-4 a STN ISO 17123-5. Pri testovaní bola pre všetky skúmané parametre aplikovaná úplná testovacia metóda určenia charakteristík presnosti a na určenie kvality (presnosti) merania trojrozmerných karteziánskych súradníc sa využili módy merania dĺžok Standard a Tracking.

Z uskutočneného testovania je možné potvrdiť, že testovaný prístroj Trimble S8 DR Plus ROBOTIC spĺňa výrobcom stanovenú presnosť pre určovanie trojrozmerných karteziánskych súradníc. Jeho aplikácie je možné plne využívať na riešenie úloh pre potreby stavebníctva i geodézie.

Pod'akovanie

Príspevok bol vytvorený realizáciou grantového projektu číslo 1/0133/14 Vedeckej grantovej agentúry MŠ SR Detekcia plošných a diskretných posunov nestabilných území na báze nízko nákladovej fotogrametrie a satelitných technológií.

Literatura

- [1] STN ISO 17123-5: 2005 Optika a optické prístroje – Postupy na testovanie geodetických prístrojov. 5. časť: Elektronické tachymetre.
- [2] KVĚT, Q. P. 2011 (Prezentácia technológie v PDF). Fascinující technologie Trimble.



- [3] JEŽKO, J.: Testovanie elektronických tachymetrov podľa STN ISO 17123-5. In: Slovenský geodet a kartograf - ISSN 1335-4019. - Roč. 16, č. 1 (2011), s. 5-9
- [4] ZÁTHURECKÝ, P.: Testovanie stability parametrov univerzálnej meracej stanice Trimble S8 DR plus Robotic. Diplomová práca, stavebná fakulta STU v Bratislave, Bratislava 2013.

Kontakt

Ing. JÁN JEŽKO, PhD., Katedra geodézie, Stavebná fakulta, Slovenská technická univerzita v Bratislave, Radlinského 11, 813 68 Bratislava, tel.: 02/59274 338, e-mail: jan.jezko@stuba.sk

18. – 20. 5. 2016

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně



HODNOCENÍ PROPUSTNOSTI POVRCHOVÉ VRSTVY BETONU V ZÁVISLOSTI NA JEHO SLOŽENÍ POMOCÍ METODIKY DOE

EVALUATION OF CONCRETE SURFACE PERMEABILITY DEPENDING ON CONCRETE FORMULA BY THE METHODOLOGY DOE

**Dalibor Kocáb, Petr Misák, Petr Pössl,
Tomáš Stavař, Tomáš Vymazal**

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební,
Ústav stavebního zkušebnictví

Anotace:

Trvanlivost betonu úzce souvisí s kvalitou jeho povrchové vrstvy. Článek statisticky hodnotí výsledky třech různých zkoušek propustnosti (TPT, ISAT, GWT) devíti betonů různých záměsů pomocí metodiky DOE (Design of Experiment).

Annotation:

Durability of concrete is closely connected with the quality of its surface layer. The paper evaluates the result of three different tests of permeability (TPT, ISAT, GWT) of the nine concrete mixtures by the statistical methodology DOE (Design of Experiment).

Klíčová slova:

TPT, ISAT, GWT, DOE, beton, trvanlivost, propustnost

Keywords:

TPT, ISAT, GWT, DOE, concrete, durability, permeability

1. Úvod

Trvanlivost ztvrdlého betonu, a tím i celé konstrukce, do značné míry závisí na kvalitě povrchové vrstvy a její permeabilitě. Nízká permeabilita povrchové vrstvy zajistí větší odolnost proti karbonataci a pronikání chloridů a dalších látek z vnějšího okolí [1] [2] [3]. Tyto jevy způsobují mimo jiné korozi výztuže v železobetonové konstrukci, a tím i její celkovou degradaci [4] [5]. Je známo, že kvalita betonu je odvislá od správného složení čerstvého betonu a tedy od množství cementu, vody a dalších přísad a příměsí [6] [7].

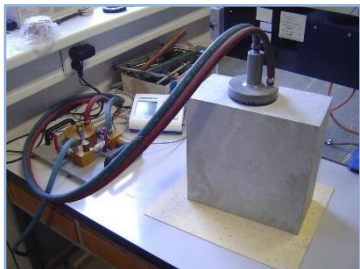
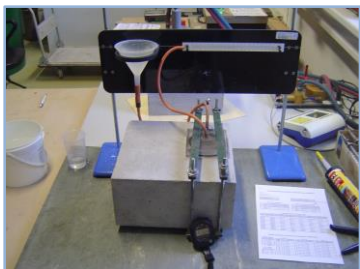
Trvanlivostí ztvrdlého betonu s ohledem na kvalitu jeho povrchové vrstvy se zabývá projekt GAČR 13-18870S. Jedním z cílů projektu je zhodnocení zkušebních metodik pro stanovení kvality povrchové vrstvy betonu, případně vytvoření metodik nových. V rámci projektu již byla publikována celá řada výstupů, jako např. [8] [9]. Přímo permeabilitě povrchové vrstvy jsou věnovány publikace [10] [11] [12].

Výzkum popsáný v tomto článku shrnuje experiment, jehož cílem bylo ověřit vliv složení betonu na výsledky zkoušek podle metod zjišťujících permeabilitu povrchové vrstvy, a to TPT, GWT a ISAT. V rámci experimentu byla vyrobena zkušební tělesa z celkem 9 receptur, které se vzájemně lišily množstvím cementu a plastifikační přísady, a tedy zejména vodním součinitelem. Experiment byl navržen a vyhodnocen pomocí statistických postupů metodiky DOE (Design Of Experiment). Více o těchto statistických postupech lze najít např. zde [13].

2. Experiment

2.1. Zkušební metody

Tabulka 1: Zkušební metody

TPT (Torrent Permeability Tester)	ISAT (Initial Surface Absorption Test)	GWT (German Water permeation Test)
		



TPT

Zkušební metoda TPT (Torrent Permeability Tester) je vhodná ke stanovení vzduchové propustnosti povrchové vrstvy betonu a lze ji použít jak při laboratorním měření, tak i přímo na konstrukci. Princip stanovení vzduchové propustnosti betonu spočívá ve vytvoření vakua na povrchové vrstvě betonu a měření průtoku vzduchu betonem do měřicího zařízení během stanoveného časového úseku. Více o této metodě lze nalézt také v [14] [15] [16] [17] [18].

ISAT

Druhá v experimentu použitá metoda ISAT se používá pro určení propustnosti povrchové vrstvy betonu pro vodu. Měření pomocí metody ISAT se provádí výhradně na zkušebních tělesech v laboratoři. Principem zkoušky je stanovení rychlosti pohlcování objemu vody (měřeno dílkou kalibrované skleněné kapiláry) povrchovou vrstvou betonu o známé ploše při konstantním gavitacím působení tlaku vodního sloupce výšky 200 mm. Více lze nalézt v [19] [20] [21].

GWT

Metoda GWT je také určena k měření propustnosti povrchové vrstvy pro vodu, ale pod působícím konstantním tlakem 0,02 MPa. Měří se množství vody, které je nasáknuto povrchovou vrstvou za jednotku času. Tato metoda se dá použít přímo na konstrukci i na zkušebních tělesech. Více lze nalézt v [22].

2.2. Popis experimentu

Cílem provedeného experimentu bylo ověřit vliv složení betonu na výsledky zkoušek dle metod TPT, ISAT a GWT, přičemž jak návrh, tak i vyhodnocení experimentu bylo provedeno s využitím postupů statistické metody DOE (Design Of Experiment).

Jako dva hlavní faktory, které by měli zásadním způsobem ovlivňovat permeabilitu povrchové vrstvy, byly nastaveny obsah cementu a plastifikační přísady. Zastoupení těchto složek v čerstvém betonu je určující i pro množství vody a hodnotu vodního součinitele, neboť všechny receptury byly vždy navrženy na konzistenci S2 až S3 podle [23]. Vodní součinitel byl následně přidán do výpočtových modelů jako třetí faktor, protože změna vodního součinitele nejlépe odpovídá změně celkového složení čerstvého betonu.

Plastifikační přísada byla dávkována v zastoupení 0 %, 50 % a 100 % maximální dávky doporučené výrobcem. Množství cementu bylo v recepturách zvyšováno vždy přibližně o 50 kg/m³ betonu. Za účelem posouzení široké škály konstrukčních betonů byly připraveny receptury se 4 různými obsahy cementu.

Autoři nejprve uvažovali provedení výzkumu plného faktoriálního experimentu (více viz [13]) s faktory množstvím cementu a plastifikační přísady, přičemž množství cementu by bylo zastoupeno čtyřmi úrovněmi a množství plastifikátoru třemi. Některé varianty těchto dvou faktorů však nesplňovaly základní technologické požadavky pro výrobu betonu, a proto bylo nutné je z experimentu

vyřadit. Způsob vyhodnocení výstupů experimentu je popsán v následujících částech článku.

V Tabulce 2 je znázorněna matice navržených receptur betonu. Ve vodorovném směru se mění množství plastifikátoru, a to od žádného zastoupení, až po maximální doporučenou dávku výrobcem (100 %). Úroveň použitého množství cementu (svislý směr) je označena 0 – III, přičemž dávka 0 odpovídá přibližně 255 kg/m³ betonu a dávka III 405 kg/m³ betonu. Označení jednotlivých receptur poté odpovídá použité dávce zmiňovaných komponent. V Tabulce 3 je uvedeno přesné použité množství jednotlivých složek. Ve všech recepturách bylo použito stejné kamenivo ze stejné lokality a stejný typ cementu z jedné cementárny.

Čerstvý beton pro výrobu zkušebních těles byl vždy odebrán za podmínek uvedených v [24]. Vlastnosti čerstvého betonu, které byly zkoušeny podle [23] [25] [26] [27], jsou uvedeny v Tabulce 3.

Tabulka 2: Návrh experimentu

Cement/ Plastifikátor [%]	0	50	100
0	R	-	-
I	0/1	1/1	-
II	0/2	1/2	2/2
III	0/3	1/3	2/3

Tabulka 3: Receptury betonu + vlastnosti čerstvého betonu

Označení receptur betonu	Složky betonu						Vlastnosti čerstvého betonu				
	Kamenivo [kg]			Cement CEM I 42,5 R, Mokrá [kg]	Voda [kg]	Plastifikační přísada	Vodní součinitel [-]	Objemová hmotnost [kg/m ³]	Zkouška rozlícím [mm]	Zkouška sednutím [mm]	Obsah vzduchu [%]
	Bratčice 0 – 4 mm	Olbramovice 4 – 8 mm	Olbramovice 8 – 16 mm			Sika ViscoCrete 4035 [kg]					
R	953	173	675	248	201	0	0,75	2250	435	110	2,8
0/1	925	182	696	308	203	0	0,61	2315	410	60	2,7
0/2	889	174	693	357	201	0	0,53	2315	385	60	2,5
0/3	826	195	669	392	175	0	0,50	2290	415	110	2,5
1/1	927	185	689	295	177	0,71	0,55	2275	360	60	3,6
1/2	897	185	693	349	175	0,91	0,46	2300	350	50	2,8
1/3	846	192	684	394	183	0,95	0,43	2300	370	60	3,2
2/2	905	183	667	338	176	1,77	0,48	2270	340	65	4,5
2/3	854	207	671	386	181	2,01	0,44	2300	330	50	3,0

Z každé receptury byla vyrobena tři zkušební tělesa ve tvaru kvádrů o rozměrech 300 × 300 × 150 mm. Na každém zkušebním tělese bylo provedeno měření vždy 3 krát metodou TPT a 2 krát metodou GWT a ISAT. Výsledky zkoušek metodou ISAT byly zaznamenávány v čase 60 min. od počátku zkoušení.



2. Výsledky a diskuze

V tabulkách 5 až 7 jsou uvedeny základní statistické charakteristiky výsledků zkoušek TPT, GWT a ISAT provedených na výše popsanych recepturách betonu s měnícím se složením. Aritmetický průměr a výběrová směrodatná odchylka s_0 jsou doplněny o výpočet 95% kvantilů, pro jejichž stanovení bylo využito normální (označení s dolním indexem $n_{0,95}$) i lognormální (označení s dolním indexem $\ln_{0,95}$) rozdělení pravděpodobnosti. 95% kvantil byl použit jako charakteristická hodnota sledovaných veličin (více viz příloha D normy [28]). Hodnota V vždy označuje variační koeficient uváděný v %. Všechny hodnoty byly stanoveny při aktuální hmotnostní vlhkosti zkušebních těles v rozmezí 3 – 3,5 %, která odpovídá běžnému laboratornímu uložení zkušebních těles.

Tabulka 5: Výsledky měření - metoda TPT

Označení receptur	k_T [10^{-16} m^2]	s_0 [10^{-16} m^2]	V [%]	$k_{T;\ln_{0,95}}$ [10^{-16} m^2]	$k_{T;n_{0,95}}$ [10^{-16} m^2]
R	1,414	0,700	49,5	3,300	2,566
0/1	0,052	0,013	25,0	0,075	0,072
0/2	0,042	0,016	38,1	0,072	0,068
0/3	0,018	0,007	38,9	0,030	0,029
1/1	0,035	0,014	40,0	0,067	0,059
1/2	0,030	0,014	46,7	0,056	0,053
1/3	0,016	0,004	25,0	0,023	0,023
2/2	0,032	0,007	21,9	0,045	0,044
2/3	0,014	0,003	21,4	0,019	0,019

Tabulka 6: Výsledky měření - metoda GWT

Označení receptur	k_T [10^{-16} m^2]	s_0 [10^{-16} m^2]	V [%]	$k_{T;\ln_{0,95}}$ [10^{-16} m^2]	$k_{T;n_{0,95}}$ [10^{-16} m^2]
R	10,70	1,67	15,6	13,70	13,50
0/1	5,21	0,14	2,7	7,88	7,45
0/2	4,60	0,13	2,8	7,02	6,67
0/3	1,20	0,25	20,8	1,73	1,61
1/1	2,13	0,28	13,1	2,62	2,59
1/2	1,78	0,40	22,5	2,51	2,44
1/3	1,24	0,28	22,6	1,78	1,70
2/2	1,43	0,31	21,7	2,04	1,94
2/3	0,59	0,06	10,2	0,70	0,69

Tabulka 7: Výsledky měření - metoda ISAT

Označení receptur	f_{60} [ml/m ² /s]	s_0 [ml/m ² /s]	V [%]	$f_{60;\ln_{0,95}}$ [ml/m ² /s]	$f_{60;n_{0,95}}$ [ml/m ² /s]
R	0,334	0,061	18,3	0,441	0,434
0/1	0,260	0,024	9,2	0,301	0,299
0/2	0,227	0,027	11,9	0,274	0,271
0/3	0,141	0,008	5,7	0,155	0,155
1/1	0,211	0,042	19,9	0,291	0,281
1/2	0,140	0,007	5,0	0,151	0,151
1/3	0,101	0,012	11,9	0,122	0,121
2/2	0,118	0,006	5,1	0,128	0,128
2/3	0,077	0,023	29,9	0,100	0,098

Za účelem zjištění vlivu jednotlivých faktorů (vodní součinitel w/c , množství cementu a plastifikační přísady) na permeabilitu povrchové vrstvy betonu byla provedena analýza experimentu metodou DOE. Tento soubor metodik umožňuje s využitím vhodného SW snadno identifikovat ty faktory, které mají statisticky významný vliv na sledovanou veličinu.

Při vícefaktoriální analýze je velmi důležité neposuzovat pouze jednotlivé faktory samostatně, ale provádět testování jejich vlivu současně. Výhod je hned několik. Především je možné provést posouzení vzájemné interakce faktorů a navíc tímto způsobem lze minimalizovat chyby statistických testů. V tomto článku jsou všechny efekty faktorů i jejich vzájemné interakce posuzovány s využitím tzv. analýzy rozptylu (ANOVA) na hladině významnosti 0,05, jejíž výstupy jsou následně zpracovány ve formě Paretových diagramů. Více viz [13] a [29].

Jak již bylo zmíněno výše, provedený experiment nebyl nastaven jako plný faktoriální, nebyly tedy prokombinovány všechny možnosti faktorů (složení receptur). Jako vyhodnocovací aparát byly použity nástroje pro analýzu tzv. centrálního kompozitního experimentu.

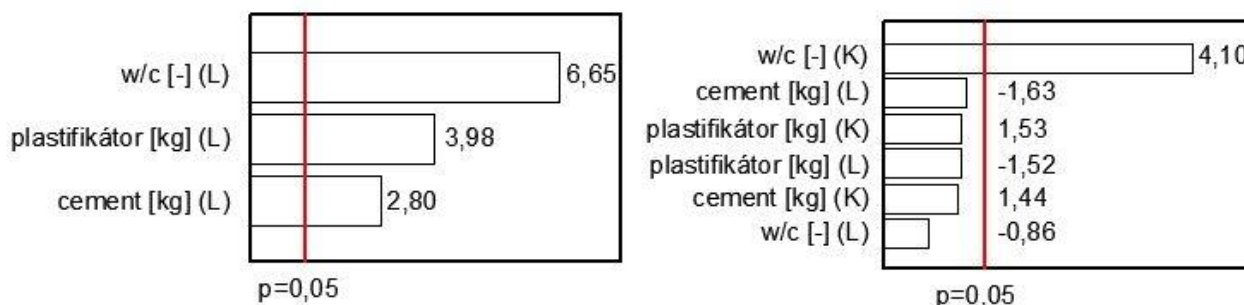
Autoři vycházeli ze tří základních modelů pro výstupní veličiny metod TPT, GWT a ISAT. V prvním modelu jsou všechny faktory zastoupeny pouze v lineární formě (viz rovnice (1)) a v druhém v lineární a kvadratické formě (viz rovnice (2)). Třetí model již zahrnuje vzájemné interakce faktorů (rovnice (3)). Pro jednoduchost jsou ve všech vztazích značeny faktory x_i a regresní koeficienty a_i . y značí výstupní veličinu, tedy k_T nebo f_{60} :

$$y = a_1x_1 + a_2x_2 + a_3x_3, \quad (1)$$

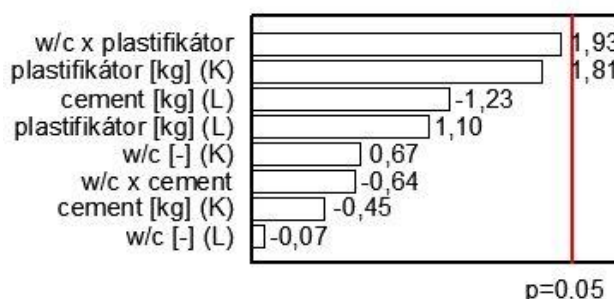
$$y = a_1x_1 + a_2x_1^2 + \dots + a_5x_3 + a_6x_3^2, \quad (2)$$

$$y = a_1x_1 + \dots + a_3x_3 + a_2x_1^2 + \dots + a_6x_3^2 + a_{12}x_1x_2 + \dots + a_{23}x_2x_3. \quad (3)$$

Na obrázku 1 a 2 jsou znázorněny výstupy analýzy rozptylu koeficientu k_T (metoda TPT) provedených na modelech podle vztahů (1) až (3) ve formě standardizovaných odhadů efektů. Standardizovaný odhad efektu je při této aplikaci testová statistika – pokud překoná hodnotu na hladině významnosti 0,05, lze předpokládat, že daný faktor (případně interakce faktorů) má statisticky významný vliv na výstupní veličinu y . Na základě jednoduchého lineárního modelu (rovnice (1) a obrázek 1 vlevo) jsou všechny faktory statisticky významné. Při zapojení kvadratických členů (rovnice (2) a obrázek 1 vpravo) však vyhodnocení určilo jako jediný statisticky významný faktor druhou mocninu vodního součinitele, který se tedy jeví jako statisticky nejvýznamnější faktor. Z analýzy kompletního modelu (rovnice (3) a obrázek 2), byly vyřazeny interakce některých faktorů z důvodu jasné korelace mezi nimi. Takto provedený rozbor však neurčil žádný faktor ani kombinaci za statisticky významnou.

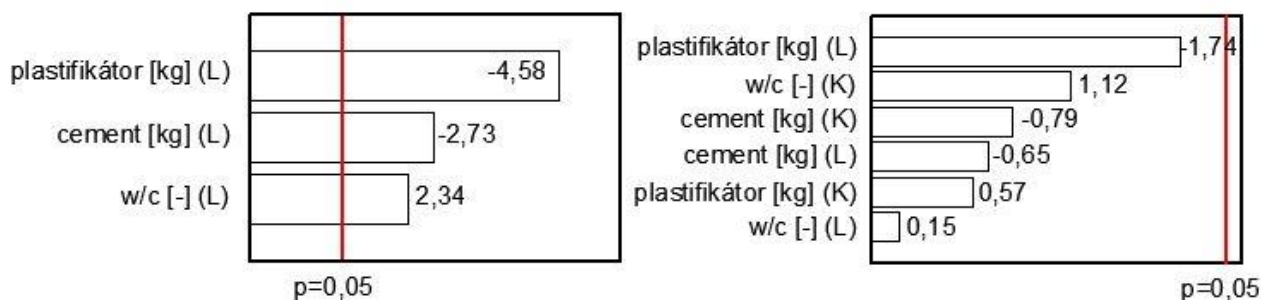


Obrázek 1: Metoda TPT: Paretův diagram standardizovaných odhadů efektů: vlevo: lineární model, vpravo: každý zastoupen v lineární (L) i kvadratické (K) formě

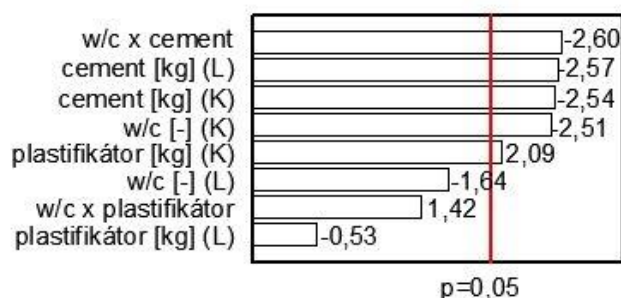


Obrázek 2: Metoda TPT: Paretův diagram standardizovaných odhadů efektů – lineární (L) i kvadratické (K) zastoupení efektů a jejich vzájemné interakce (x)

Na základě takto provedených výpočtů lze tedy konstatovat, že permeabilita povrchové vrstvy betonu stanovená metodou TPT závisí především na vodním součiniteli. Analýza výsledků zkoušek metody GWT skončila se stejným závěrem. V případě hodnoty f_{60} měřené metodou ISAT se statistické vyhodnocení liší. Lineární model (rovnice (1) a obrázek 3 vlevo) ukázal významnost všech faktorů stejně jako v předchozích případech, ovšem v jiném pořadí. Podle rovnice (2) a obrázku 3 vpravo) není statisticky významný žádný faktor ani v druhé mocnině. Až při použití třetího modelu (rovnice (3) a obrázek 4) bylo možné lépe identifikovat statisticky významné faktory, kterými byly určeny především vodní součinitel a množství cementu.



Obrázek 3: Metoda ISAT: Paretův diagram standardizovaných odhadů efektů: vlevo: lineární model, vpravo: každý zastoupen v lineární (L) i kvadratické (K) formě

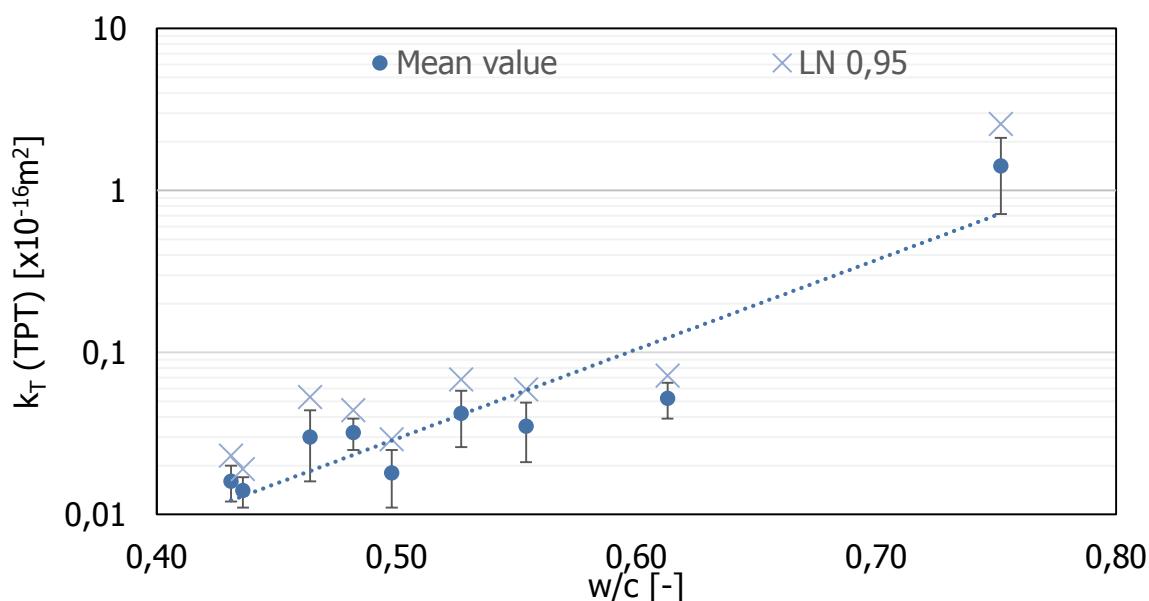


Obrázek 4.: Metoda ISAT: Paretův diagram standardizovaných odhadů efektů – lineární (L) i kvadratické (K) zastoupení efektů a jejich vzájemné interakce (x)

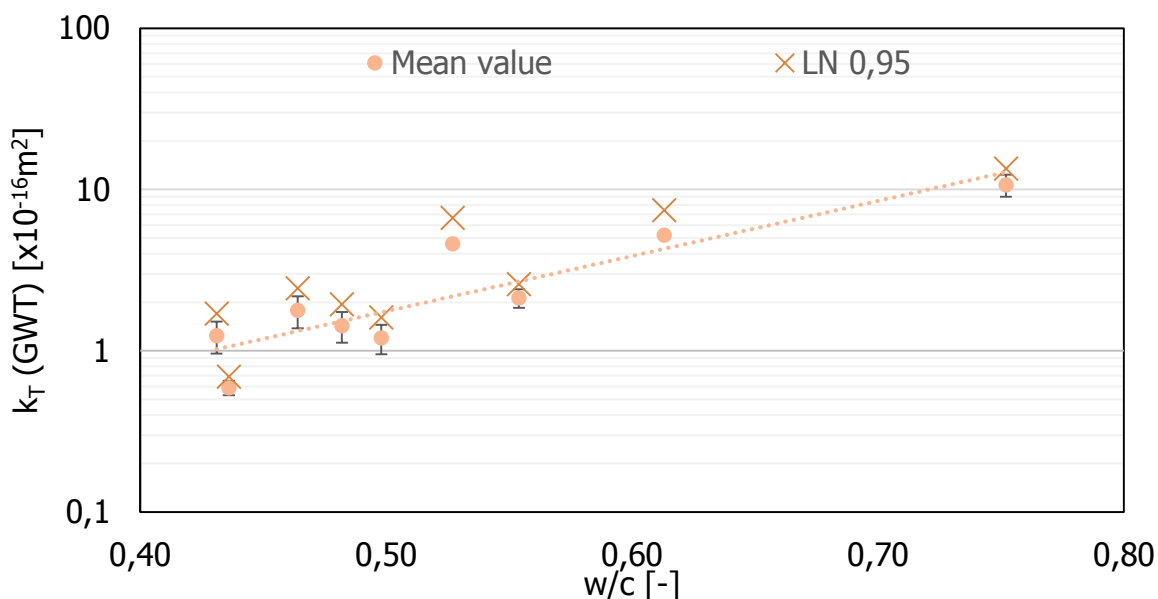
Na základě provedených analýz lze konstatovat, že sledované veličiny, tedy výstupy metod TPT, GWT a ISAT jsou závislé především na vodním součiniteli. Významnost w/c však není natolik statisticky velká, aby bylo možné zastoupení ostatních složek opomíjet. Pro jednoduché grafické znázornění vývoje měřených hodnot permeability povrchové vrstvy se však w/c velmi hodí, viz obrázek 5 až 7. Na těchto grafech jsou znázorněny výsledky získané prostřednictvím všech sledovaných metod při použití logaritmického měřítka. Ve všech případech byl vyhodnocen exponenciální vztah jako nejlepší:

$$y = ae^{b(w/c)} \quad (4)$$

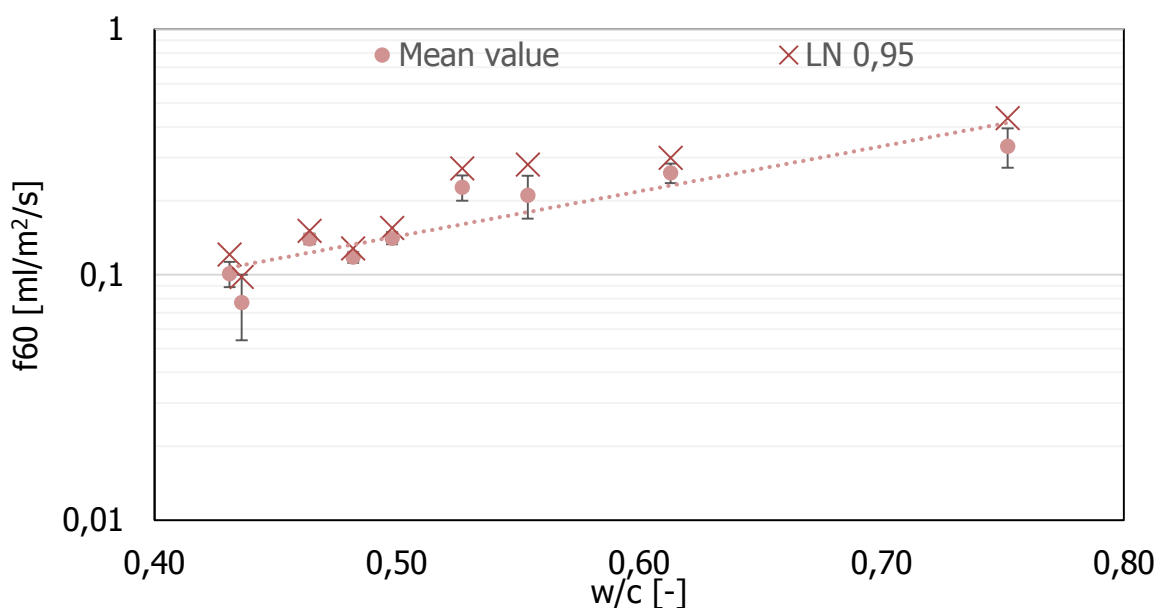
kde a a b jsou regresní koeficienty a $\frac{w}{c}$ značí vodní součinitel. V tabulce 8 jsou uvedeny hodnoty regresních koeficientů a koeficient determinace.



Obrázek 5: Vztah mezi vodním součinitelem a hodnotou k_T (TPT) se standardní odchylkou a charakteristickou hodnotou (lognormální rozdělení)



Obrázek 6: Vztah mezi vodním součinitelem a hodnotou k_T (GWT) se standardní odchylkou a charakteristickou hodnotou (lognormální rozdělení)



Obrázek 7: Vztah mezi vodním součinitelem a hodnotou f_{60} (ISAT) se standardní odchylkou a charakteristickou hodnotou (lognormální rozdělení)

3. Závěr

Z provedených experimentů a jejich analýz vyplývá následující:

- Vzhledem k relativně vysoké variabilitě výsledků zkoušek (zejména u metody TPT – nejnižší variační koeficient byl 21.4 % u betonu s označením 2/3) se jeví

jako vhodnější statistická charakteristika 95% kvantil než jednoduchý aritmetický průměr.

- Lognormální rozdělení se jeví jako vhodné pro vyhodnocování výsledků zkoušek permeability povrchové vrstvy betonu prostřednictvím metod TPT, GWT a ISAT. Důvodem je především omezenost tohoto rozdělení pro záporné hodnoty. Využití normálního rozdělení pravděpodobnosti může způsobit celou řadu problémů. Jak je patrné z Tab. 5 až 7, hodnota 95% kvantilu stanovená s využitím normálního rozdělení pravděpodobnosti je vždy nižší než hodnota 95% kvantilu stanovená s využitím lognormálního rozdělení. Hodnocení kvality povrchové vrstvy betonu dle normálního rozdělení je tedy vychýleno na stranu nebezpečnou.
- Jako nejvýznamnější vliv na výsledky zkoušek permeability povrchové vrstvy betonu se jeví vodní součinitel. Významnost w/c však není natolik statisticky velká, aby bylo možné zastoupení ostatních složek betonu opomíjet.
- Výsledky všech v experimentu použitých metod dokázaly reagovat na změnu složení betonu s podobnými trendy poklesu permeability povrchové vrstvy betonu především vzhledem k jeho vodnímu součiniteli.
- Soubor metod s názvem DOE (Design Of Experiment) se jeví jako vhodný nástroj pro návrh a vyhodnocení podobných experimentů.

Poděkování

Příspěvek vznikl za podpory GAČR 13-18870S „Hodnocení a predikce trvanlivosti povrchové vrstvy betonu“ a Juniorského projektu specifického výzkumu FAST-J-15-2703.

Literatura

- [1] HAN, Sang-Hun, Woo-Sun PARK a Eun-Ik YANG. Evaluation of concrete durability due to carbonation in harbor concrete structures. Construction and Building Materials [online]. 2013, roč. vol. 48, s. 1045-1049 [cit. 29. 06. 2015]. Dostupné z: doi:10.1016/j.conbuildmat.2013.07.057
- [2] SALVOLDI, B.G., H. BEUSHAUSEN a M.G. ALEXANDER Oxygen permeability of concrete and its relation to carbonation. Construction and Building Materials [online]. 2015, roč. vol. 85, s. 30-37 [cit. 29. 06. 2015]. Dostupné z: doi:10.1016/j.conbuildmat.2015.02.019
- [3] CHOPRA, Divya a Rafat SIDDIQUE. Strength, permeability and microstructure of self-compacting concrete containing rice husk ash. Biosystems Engineering [online]. 2015, roč. vol. 130, s. 72-80 [cit. 09. 03. 2015]. Dostupné z: doi:10.1016/j.biosystemseng.2014.12.005
- [4] ROVENTI, G., T. BELLEZZE, G. GIULIANI a C. CONTI Corrosion resistance of galvanized steel reinforcements in carbonated concrete: effect of wet-dry cycles in tap water and in chloride solution on the passivating layer. Cement and Concrete



- Research [online]. 2014, roč. vol. 65, s. 76-84 [cit. 29. 06. 2015]. Dostupné z: doi:10.1016/j.cemconres.2014.07.014
- [5] RIBEIRO, J.L.S., Z. PANOSSIAN a S.M.S. SELMO Proposed criterion to assess the electrochemical behavior of carbon steel reinforcements under corrosion in carbonated concrete structures after patch repairs. Construction and Building Materials [online]. 2013, roč. vol. 40, s. 40-49 [cit. 29. 06. 2015]. Dostupné z: doi:10.1016/j.conbuildmat.2012.09.097
- [6] CHEN, J.J., A.K.H. KWAN a Y. JIANG Adding limestone fines as cement paste replacement to reduce water permeability and sorptivity of concrete. Construction and Building Materials [online]. 2014, roč. vol. 56, s. 87-93 [cit. 29. 06. 2015]. Dostupné z: doi:10.1016/j.conbuildmat.2014.01.066
- [7] DELLINGHAUSEN, L.M., A.L.G. GASTALDINI, F.J. VANZIN a K.K. VEIGA Total shrinkage, oxygen permeability, and chloride ion penetration in concrete made with white Portland cement and blast-furnace slag. Construction and Building Materials [online]. 2012, roč. vol. 37, s. 652-659 [cit. 29. 06. 2015]. Dostupné z: doi:10.1016/j.conbuildmat.2012.07.076
- [8] TOPOLÁŘ, Libor, Hana ŠIMONOVÁ a Petr MISÁK. Effect of Concrete Mixture Composition on Acoustic Emission and Fracture Parameters Obtained from Three-Point Bending Test. Advanced Materials Research [online]. 2015, roč. vol. 1100, s. 152-155 [cit. 30. 06. 2015]. Dostupné z: doi:10.4028/www.scientific.net/AMR.1100.152
- [9] MATYSÍK, Michal, Libor TOPOLÁŘ, Petr DANĚK, Hana ŠIMONOVÁ, Tomáš VYMAZAL a Iveta PLŠKOVÁ. An Experimental Study on Acoustic Emission Signals during the Three-Point Bending Fracture Test. Advanced Materials Research [online]. 2014, roč. vol. 1000, s. 281-284 [cit. 30. 06. 2015]. Dostupné z: doi:10.4028/www.scientific.net/AMR.1000.281
- [10] STAVAR, Tomáš a Michal STEHLÍK. The Assessment of Durability of Fibre Concretes with Dense Aggregate and Concrete Recyclate from the Results of Permeability and Diffusion Tests. Advanced Materials Research [online]. 2015, roč. vol. 1100, s. 106-111 [cit. 30. 06. 2015]. Dostupné z: doi:10.4028/www.scientific.net/AMR.1100.106
- [11] STEHLÍK, Michal, Věra HERMÁNKOVÁ a Lubomír VÍTEK. Opening of microcracks and air permeability in concrete. Journal of Civil Engineering and Management [online]. 2015, roč. vol. 21, č. issue 2, s. 177-184 [cit. 30. 06. 2015]. Dostupné z: doi:10.3846/13923730.2013.802721
- [12] STEHLÍK, Michal. Enhancing the durability of concrete made of concrete recyclate by additives and admixtures. Journal of Civil Engineering and Management [online]. 2014, roč. vol. 20, č. issue 2, s. 270-279 [cit. 30. 06. 2015]. Dostupné z: doi:10.3846/13923730.2013.802708
- [13] ERIKSSON, L. Design of experiments: principles and applications. 3., rev. and enl. ed. Umeå: Umetrics Academy, 2008.
- [14] TORRENT, R. J. A two-chamber vacuum cell for measuring the coefficient of permeability to air of the concrete cover on site. Materials and Structures [online]. 1992, roč. vol. 25, č. issue 6, s. 358-365 [cit. 30. 06. 2015]. Dostupné z: doi:10.1007/BF02472595

- [15] ZONG, Lan, Zhengyue FEI a Shiping ZHANG. Permeability of recycled aggregate concrete containing fly ash and clay brick waste. *Journal of Cleaner Production* [online]. 2014, roč. vol. 70, s. 175-182 [cit. 29. 06. 2015]. Dostupné z: doi:10.1016/j.jclepro.2014.02.040
- [16] KUCHARCZYKOVÁ, B., P. MISÁK a T. VYMAZAL Determination and evaluation of the air permeability coefficient using Torrent Permeability Tester. *Russian Journal of Nondestructive Testing* [online]. 2010, roč. vol. 46, č. issue 3, s. 226-233 [cit. 29. 06. 2015]. Dostupné z: doi:10.1134/S1061830910030113
- [17] Construction en béton –Spécifications complémentaires: Annexe E: "Perméabilité à l'air dans les structures". Switzerland: NS, 2003.
- [18] Recommendation of RILEM TC 189-NEC "Non-destructive evaluation of the concrete cover": Comparative test - Part I. Materials and Structures [online]. 2005, roč. vol. 38, č. issue 284, s. 895-906 [cit. 30. 06. 2015]. Dostupné z: doi:10.1617/14384
- [19] CLAISSE, Peter A. Surface tests to determine transport properties of concrete – I: the tests. In: *Transport Properties of Concrete* [online]. : Elsevier, 2014 , s. 26. Dostupné z: doi:10.1533/9781782423195.26
- [20] SABIR, B. B., S. WILD a M. O'FARRELL A water sorptivity test for mortar and concrete. *Materials and Structures* [online]. 1998, roč. vol. 31, č. issue 8, s. 568-574 [cit. 30. 06. 2015]. Dostupné z: doi:10.1007/BF02481540
- [21] Testing concrete. Method for determination of water absorption. UK: BSI, 2011.
- [22] Nondestructive testing of materials and structures: proceedings of NDTMS-2011, Istanbul, Turkey, May 15-18, 2011. Dordrecht: Springer, 2013.
- [23] Zkoušení čerstvého betonu – Část 2: Zkouška sednutí. Praha: ČNI, 2009.
- [24] Zkoušení čerstvého betonu - Část 1: Odběr vzorků. Praha: ČNI, 2009.
- [25] Zkoušení čerstvého betonu – Část 5: Zkouška rozlitím. Praha: ČNI, 2009.
- [26] Zkoušení čerstvého betonu – Část 6: Objemová hmotnost. Praha: ČNI, 2009.
- [27] Zkoušení čerstvého betonu – Část 7: Obsah vzduchu – Tlakové metody. Praha: ČNI, 2009.
- [28] Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. 2 vyd.. Praha: ČNI, 2015.
- [29] FRITZ, Mike a Paul D. BERGER Comparing more than two means. In: *Improving the User Experience Through Practical Data Analytics* [online]. : Elsevier, 2015, s. 163. Dostupné z: doi:10.1016/B978-0-12-800635-1.00007-0

Kontakt

Ing. PETR PÖSSL, e-mail: possl.p@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.




NDT instruments and applications for construction industry.

Presented by Lubos Misak

proceq



NDT for Testing Compressive Strength

Section 1

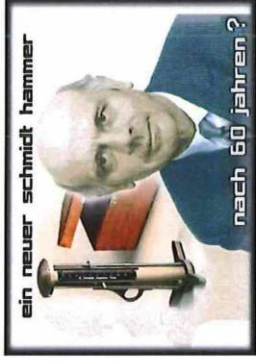
proceq



Original Schmidt Development

The Original Schmidt rebound hammer was invented and patented by Mr. Ernst Schmidt more than 60 years ago.

Design changed with the time, but principle remain same.



First Model used

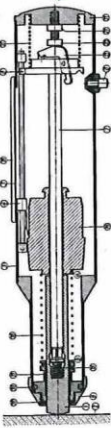


Bild 2. Prüfhammer „Schmidt“ (Langenlois).

proceq



Original Schmidt Principle

Initial position
(at Rest)



1

Preparation phase



2

Loading phase



3

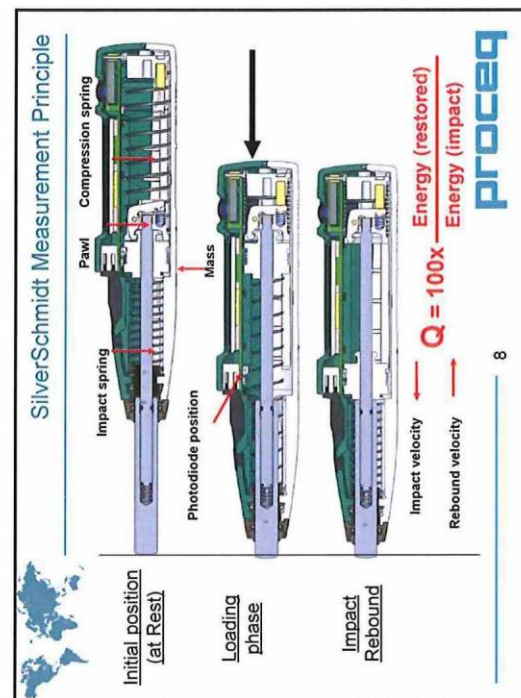
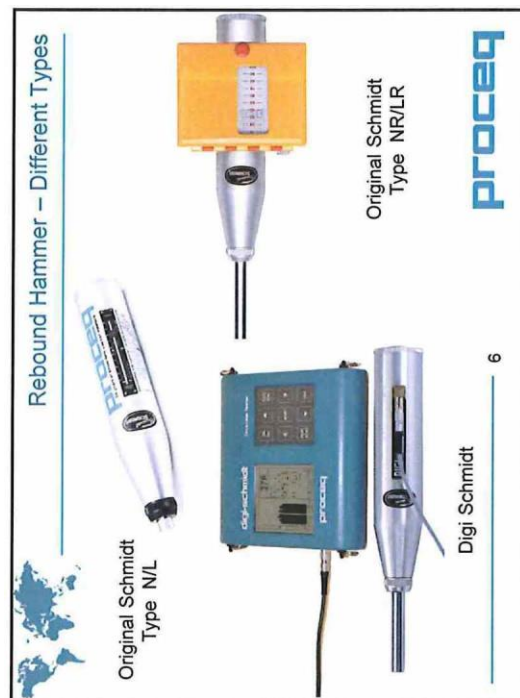
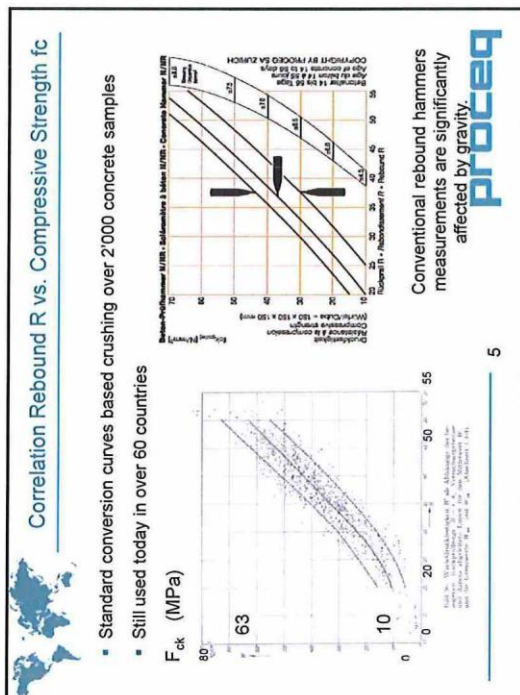
Impact
Rebound



4

Rebound
100%
= 75 mm
R = 100

proceq





KONFERENCE ZKOUŠENÍ A JAKOST VE STAVEBNICTVÍ



Silver Schmidt – Advantages

- Sealing: Dust and dirt which is a typical problem in conventional rebound hammers has been practically eliminated in the SilverSchmidt by the use of seals.
- Calibration: A conventional rebound hammer typically requires re-calibrating after 1000 impacts.
- The SilverSchmidt automatically checks the calibration by measuring the standard impact energy (e.g. 2.207 Nm) each and every impact.
- Life Expectancy: The life expectancy of the impact spring in the SilverSchmidt has been increased to >10'000 impacts.

(We have example of hammers lasting up to 15'000 and even 19'000 impacts without maintenance!)

- The impact spring in a conventional rebound hammer is good for around 5000 impacts before it needs replacing.



> 10'000 < 5000

_____ 9



User Benefits – Intelligent Operation

The new SilverSchmidt Menu – icons on the

Single shot	Statistics	Review list	Reference curve	Units	Form factor	Carbonation factor





_____ 10



ProVista Software For SilverSchmidt



Summary of Series
Diagram of series (ordered by name)

The Hammerlink summary view allows you to view all of the measurement series of interest and quickly identify areas of inferior quality.

Statistics of series
Series: 1
Series name: 1
Series type: 1
Series unit: 1
Series factor: 1
Series depth: 1
Series name: 1
Series unit: 1
Series factor: 1
Series depth: 1
Series name: 1
Series unit: 1
Series factor: 1
Series depth: 1



_____ 11



New – Pendulum Hammer - Schmidt OS-120PT



The Schmidt OS-120PT has an impact energy of 0.833 Nm (0.614 ft lbf). He is well suited to test on any concrete structure or element with a compressive strength between 1 MPa (1'45 psi) and 10 MPa (1'450 psi). Therefore the OS-120PT is often used to measure the compressive strength at the time of formwork removal. E. g. the Austrian Guideline for inner linings of tunnels specifies a compressive strength between 2 MPa (290 psi) and 3 MPa (435 psi). However, with the OS-120PT tests can only be done on horizontal and vertical surfaces.



Measurements with the OS-120PT on a vertical front face surface of an inner tunnel lining

_____ 12

OS-120PM Application



The Schmidt OS-120PM has an impact energy of 0.833 Nm (0.614 ft lbf). He is well suited to test the mortar quality of joints in brick walls.

Based on the rebound value the client can classify the mortar joints either by his own experience or he may use the classification chart provided with the operation instructions.

Classification	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Excellent										
Very good										
Good										
Satisfactory										
Average										
Poor										

The test procedure is based on the TNO Report BI -88-009/61.8.2060-VOE from IBBC Delft Netherlands (Mortar joint testing).

proceq

13

Rebar detection and Cover Meter

Section 2

proceq

16

Schmidt Family – Compressive Strength Range

Concrete Compressive Strength Range	Concrete Compressive Strength Range		Concrete Compressive Strength Range	Concrete Compressive Strength Range	Concrete Compressive Strength Range
	1-5 MPa 145 - 725 psi	5-10 MPa 725 - 1,450 psi			
Very Low Strength Concrete	SilverSchmidt				
Normal Concrete					
High Strength Concrete					
Ultra High Strength Concrete					

SilverSchmidt
Type N
Type L

Original Schmidt Digi-Schmidt
Type N
Type L

Schmidt OS-120
Type N
Type L

Standard impact energy. Test object should have a minimum thickness of 100 mm (4 in) and be firmly fixed in the structure.
Low impact energy. Suitable for brittle objects or structures less than 100 mm (4 in) thick.

proceq

14

Rebar Detectors – Different Types



Profoscope and Profoscope +

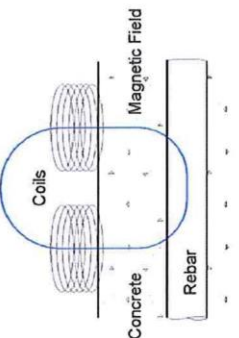
PM – 600 / PM – 630 / PM – 650

proceq

16



Measurement Method

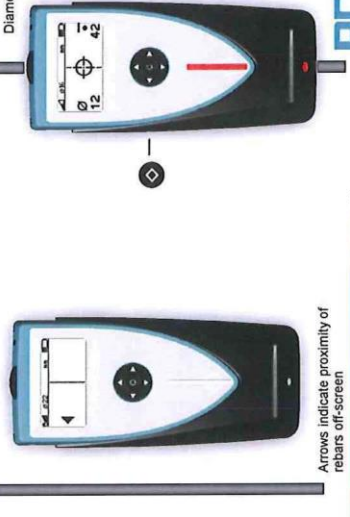


The pulse-induction method is using the coils in the probe, which are periodically charged by current pulses and thus generate a magnetic field. On the surface of any electrically conductive material which is in the magnetic field eddy currents are produced. They induce a magnetic field in opposite direction. The resulting change in voltage can be utilized for the measurement.

proceq

17

Profoscope(+) Rebar Detection



Searching for Rebars
Arrows indicate proximity of rebars off-screen

Rebar has been centered
Diameter Estimation

proceq

18

Profometer PM-600 / PM-630 overview



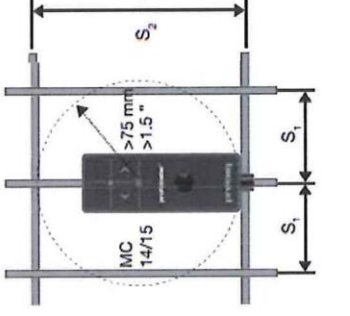
Profometer PM-600 / PM-630:

- High resolution touch screen unit
- Universal probe and Spot probe integrated in one unit
- Detachable probe cart
- LED indicators
- Control buttons directly on the probe
- Probe complete sealed with waterproof connectors

proceq

19

Neighboring rebars

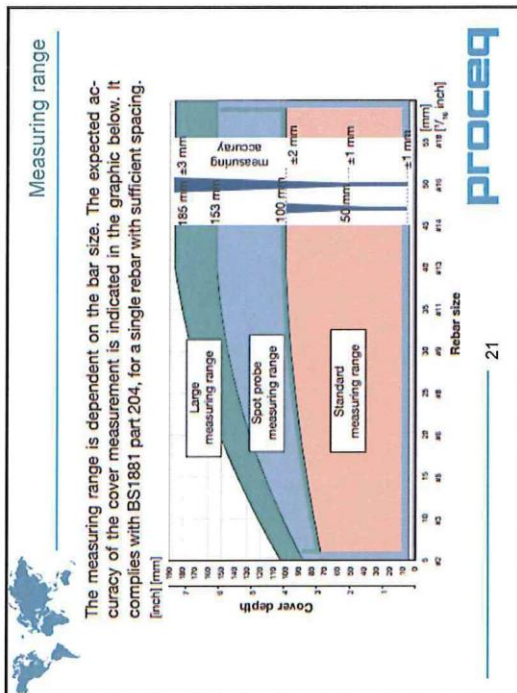


If the S_1 is in range 50 – 130 mm, there is possibility for correction factor (Neighboring rebar correction)

The S_2 is ideally about 150 mm and more

proceq

20

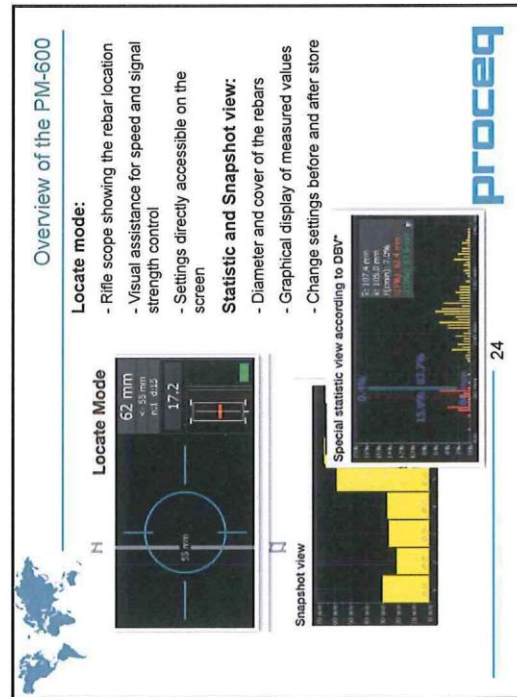
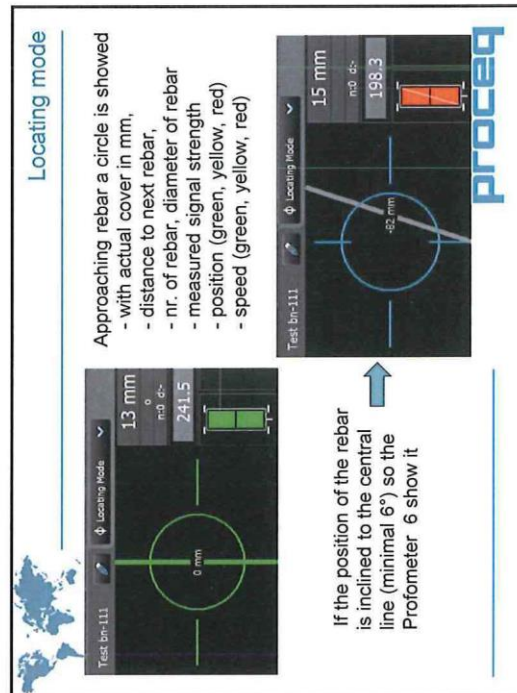


Features of the PM-600 / PM-630 / PM-650

Proceq's Cover Meter and Expert Rebar Tomography Systems allow independent assessment of a concrete structure.	Basic Cover Meters		Advanced Cover Meters		Cross-Scan
	Prolescope	Prolescope+	Spot	Scan	
Rebar Localization	•	•	•	•	•
Cover Measurement	•	•	•	•	•
Diameter Estimation	•	•	•	•	•
Data Acquisition	•	•	•	•	•
Statistics	•	•	•	•	•
Snapshots	•	•	•	•	•
Single-Line Scan	•	•	•	•	•
Multi-Line Scan	•	•	•	•	•
Area Scan	•	•	•	•	•
Cross-Line Scan	•	•	•	•	•
Upgrade Possibilities	•	•	•	•	•

proceq

22





New functions in PM-630

With the Signal strength (Offset and Gain), you can change the signal strength range and resolution, in order to get better view of the rebars.

proceq

Ultrasonic measurements on concrete

Section 3

proceq

Overview of the PM-630

Single line scan:

- Measuring over long distances
- Display with cover or signal strength curve
- Settings directly accessible on the screen

Multi-Line view and Area view

proceq

Cross line at PM-650

Cross line scan:

- The function of Multi line scan is now in axis x and y.
- Based on given raster (i.e. 40 cm) is measured the position of rebars in axis x and y.
- You can switch between the Cover, rebar Diameter and Signal Strength

proceq

Ultrasonic Testing of Concrete

The ultrasonic pulse velocity in a material depends on its density and its elastic properties, which in turn are related to the quality and the compressive strength of the material.

It is therefore possible to obtain information about the properties of concrete structures by ultrasonic investigations:

- Uniformity of the concrete
- Cavities, cracks, defects due to fire and frost
- Thickness of structure (if US-velocity known)
- Modulus of elasticity
- Concrete strength (US and Sonrebb)

proceq

30

New PL-200 Features

PL-200 with transducers:

- Housing specially designed for on-site use
- Screen with highest resolution and sharp
- Dual core processor and peripheral interfaces
- 8 GB Flash memory (storage up to 100,000 A-scans)
- Zoom and scroll for bigger A-scan inspection
- Settings direct accessible on screen
- On board storage and review of the wave form
- Dual cursor for manual A-scan evaluation
- Designed for usage of regular transducers and also new Puls Echo transducer
- Improved surface velocity measurements
- Future products are directly compatible

proceq

32

Ultrasonic Pulse Velocity Principle

Pulse velocity is determined by measuring the transmission time and the distance between the probes.

$$V = \frac{L}{\Delta t}$$

For concrete it is typically between 3000 m/s and 5000 m/s.

proceq

Ultrasonic Instruments

Pundit Lab +

PL-200 / PL-200PE

proceq



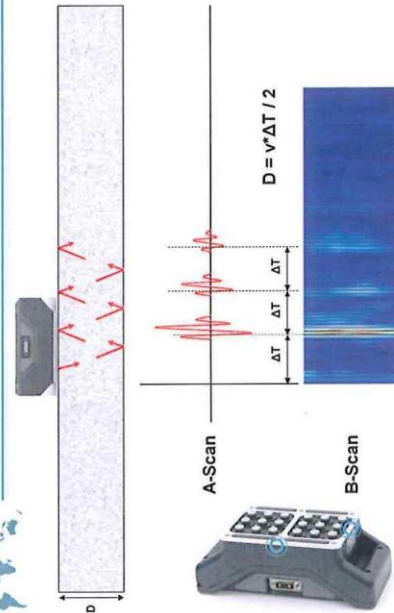
Measurement Modes on PL-200



proceq

34

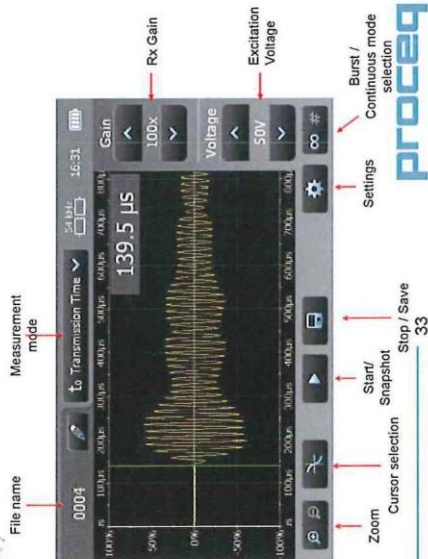
Pulse Echo Measurement Principle



proceq

36

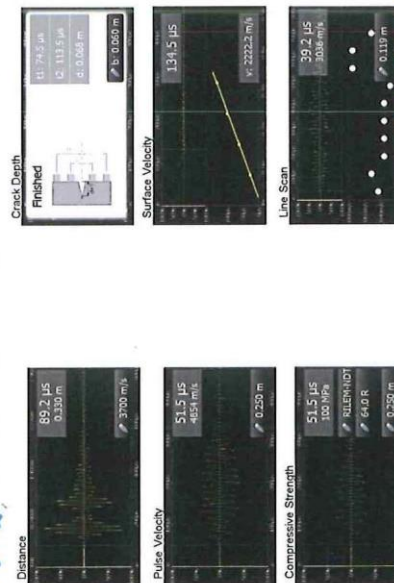
Parameter Settings directly from Measurement Screen



proceq

33

Measurement Modes – Screen Views



proceq

35

18. – 20. 5. 2016

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

Correct Measurement Procedure

B-Scan is constructed in real time on the measurement screen

proceq

37

Measuring over void / pipe / delamination

proceq

38

SAFT (Synthetic Aperture Focusing Technique)

proceq

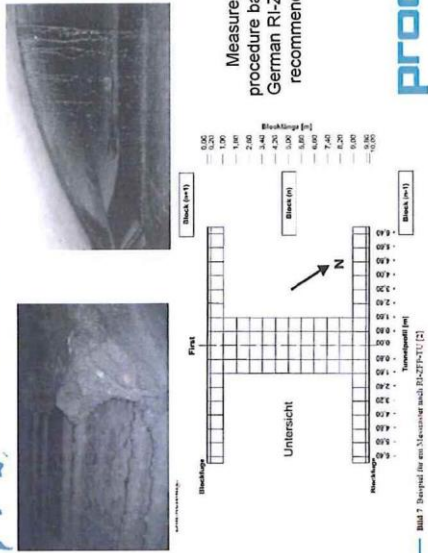
39

SAFT Processing on a real B-Scan

proceq

40

Case study – Tunnel lining

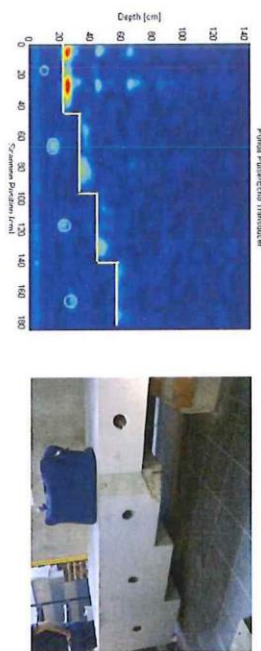


New in menu - Area scan

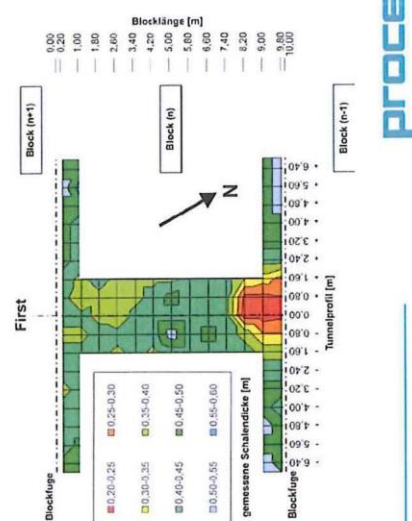


- Measurement of the tunnel wall thickness based on the German recommendation R1-ZFP-TU
- Mapping the thickness of the structures
- Finding problems zones
- Variable setting of the net raster.

Test Specimen (Interpretation of B-Scan)



Measurement in the tunnel.





Pull-off testing

Section 4



Overview of Mess Method and applications

Overview:

- To check the quality of adhesion and adhesive strength of different materials (concrete, plaster work, coatings, color, etc.) depending on customer specifications.
- To check the surface strength of concrete and other materials

Dyna Z16 - Manual Instrument



DY-216 - Automatic Instrument




46

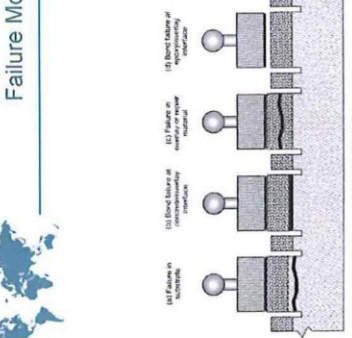
Automatic Instrument

- Fully automated motor driven pull-off tester with load rate control
- Maximum load of 25 kN / Maximum hub of 5mm
- Accuracy: Class 1 possible. (1%)
- 2 or 3-leg configuration possible. Adaptor plate for large test discs.
- Battery driven with a capacity for about 80 cycles Rechargeable via USB in 3h
- Contrast rich OLED Display with 128x64
- Intuitive user interface / language independent.
- Automatic conversion in desired units




47

Failure Mode Recording - ASTM C1583



Record the failure mode as

- (a) in the substrate,
- (b) at the bond line between the substrate and the repair or overlay material,
- (c) in the repair or overlay material, or
- (d) at the bond line between the repair or overlay material and the epoxy adhesive used to bond the steel disk.

If failure occurs at the bond line between the steel disk and the epoxy adhesive, discard the test result and perform another test.



48





Testing of Rebar Corrosion

Section 5

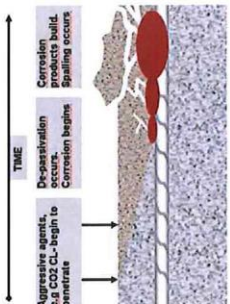




Corrosion of Rebars in Concrete

- Concrete is highly alkaline (pH ca. 13-14), causes a passive oxide layer to form on rebar – slowing corrosion to almost zero
- Acidic gases in air, carbon dioxide and sulfur dioxide penetrate the concrete and cause loss of alkalinity. With air and moisture present, steel corrodes
- Corrosion process leads ultimately to a total failure of the structure.
- In the first stage, aggressive elements such as chloride or carbon dioxide penetrate into the structure.
- On reaching the rebar, high concentrations of these aggressive elements attack the passive layer of hydrated iron oxide that protects the rebar against corrosion.
- If moisture and oxygen is present, rust begins to form which eventually leads to structural failure.





TIME

Aggressive agents, e.g. CO₂, Cl⁻ begin to penetrate

De-passivation occurs. Corrosion begins

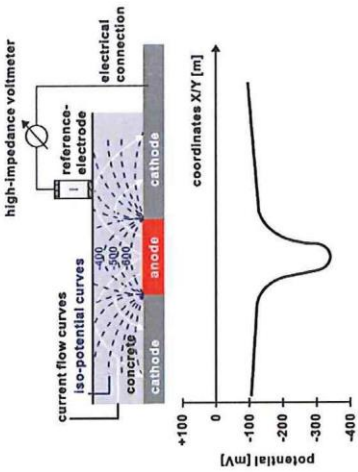
Corrosion products build. Spalling occurs

50



Measuring Principle of Half Cell Measurement





high-impedance voltmeter

reference electrode

electrical connection

current flow curves

iso-potential curves

concrete

anode

cathode

potential [mV]

coordinates X/Y [m]

51



Canin - Measurement Procedure





Rode electrode



One wheel electrode



Connection to the steel bar

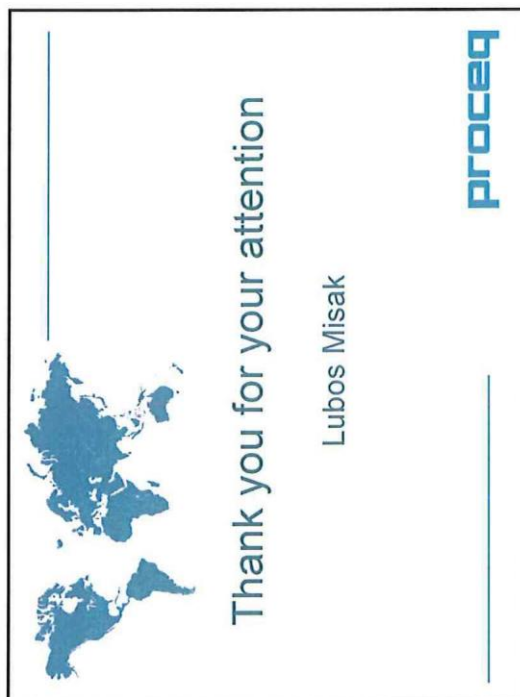


The Canin+ 4-wheel electrode system is the fastest corrosion survey

52

18. – 20. 5. 2016

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně





DIFUZNÍ VLASTNOSTI – PROPUSTNOST VODNÍCH PAR POVRCHOVÝCH ÚPRAV

DIFFUSION PROPERTIES – WATER VAPOUR PERMEABILITY OF SURFACE FINISHING

**Šárka Nenadálová, Lukáš Balík,
Milan Rydval, Tomáš Bittner**

Kloknerův ústav ČVUT v Praze

Anotace:

Propustnost vodních par důležitou materiálovou vlastností. Hodnotu součinitele difuzního odporu je nutné znát, abychom byli schopni sanovat konstrukce, především po povodních. Jedna věc je stěžejní – vědět, jaké jsou hodnoty součinitele difuzního odporu použitého materiálu, abychom věděli, jak dlouho bude konstrukce vysychat a kdy budou uživatelé moci budovu znovu obývat.

Annotation:

Water vapour permeability is one of significant material properties. The value of water vapour resistance factor is necessary to know to be able to rehabilitate structures, mainly after floods. One thing is essential – to know what are the values of water vapour resistance factor of the used material to know how long the structure will take to be dried and users can come back to live there.

Klíčová slova:

Součinitel difuzního odporu, Relativní vlhkost, Barometrický tlak vzduchu, Teplota, Okrajové podmínky, Rychlost vysychání, Povrchové úpravy, Difuze

Keywords:

Water Vapour Permeability Factor, Relative Humidity, Barometric Air Pressure, Temperature, Border Conditions, Drying Speed Rate, Surface Finishing, Diffusion

1. Úvod

Kloknerův ústav je jedním z vědeckých pracovišť, které se, kromě jiných zkoušek, zabývá také zkouškami difuzních vlastností rozmanitých stavebních materiálů, jelikož tyto vlastnosti jsou jedněmi ze základních charakteristik stavebních materiálů, které mohou pomoci v případě, že je třeba konstrukci vysušit po povodni, aby bylo možné vybrat vhodnou metodu sanace budovy. Tento článek porovnává tři skladby stavebních materiálů. Tyto skladby jsou v praxi velmi často používané a navzájem se liší především ve svých difuzních parametrech. Zmíněnými skladbami je: difuzní malta bez povrchové úpravy; skladba s penetrací navíc a skladba, která má navíc silikátovou omítku. Nicméně není důležité se zabírat pouze hodnotami samotnými, ale je třeba vzít v potaz také vliv normy použité k výpočtu a ostatní okrajové podmínky, které během zkoušky působily na vzorek.

2. Experimenty

V akreditované laboratoři Kloknerova ústavu bylo provedeno mnoho zkoušek skladeb stavebních materiálů. Tři vybrané skladby, které jsou v praxi často používané, byly porovnány v rámci tohoto článku. Skladby byly takto vybrány proto, že mají rozdílné difuzní vlastnosti a mohou pomoci ukázat vliv okrajových podmínek na difuzně rozdílné skladby. Mezi zkoumané okrajové podmínky patří vliv na hodnotu součinitele difuzního odporu a ostatní difuzní vlastnosti patří relativní vlhkost, teplota a barometrický tlak vzduchu. Stejně důležité je pro hodnotu součinitele difuzního odporu také norma, podle které je hodnota počítána a test proveden.

Zkoušeny byly následující skladby:

- Skladba 1 (LSHD): difuzní malta bez povrchové úpravy
- Skladba 2 (LSHD + PS): difuzní malta + penetrace pod silikátové omítky
- Skladba 3 (LSHD + PS + SZO3): difuzní malta + penetrace pod silikátové omítky + silikátová omítky s maximálním zrnem 3 mm

Požadovaný průměr kotoučků je uveden v normách [1, 2], takže kotoučky byly vyrobeny podle těchto norem, tudíž jejich průměr byl přibližně 117 mm a od každé skladby byly vyrobeny tři kotoučky. Také měření probíhalo podle norem ČSN EN ISO 7783 [1, 2]. Základní vlastnosti zkoušených skladeb (hmotnost, tloušťka a jejich průměrné hodnoty) jsou uvedeny v tabulkách (Tabulka 1 – 3).



Zmíněné vlastnosti byly určeny ještě před zkouškami difuzních vlastností. Průměr vzorku se pohyboval okolo 117 mm, nepřesnosti byly řešeny silikonovým tmelem. Ten měl dva úkoly. Zaprvé zajistit nepropustnost vodních par okolo vzorku, zadruhé tedy umožnit propustnost vodní páry pouze skrz vzorek. Tloušťka vzorku je kritérium, které se bere v úvahu ve výpočtu difuzních vlastností samotném.

Tabulka 1.: Skladba 1 – Základní vlastnosti

Skladba	Vzorek	Hmotnost [g]	Ø [mm]		Průměr [mm]	Tloušťka [mm]		Průměr [mm]
LSHD	A	30,7	117,3	118,0	117,7	1,8	2,0	1,9
	B	30,9	117,7	117,7	117,7	1,9	1,9	1,9
	C	34,2	117,2	117,6	117,4	2,4	2,3	2,4

Tabulka 2.: Skladba 2 - Základní vlastnosti

Skladba	Vzorek	Hmotnost [g]	Ø [mm]		Průměr [mm]	Tloušťka [mm]		Průměr [mm]
LSHD+PS	A	38,4	117,6	117,7	117,7	2,0	2,0	2,0
	B	37,6	117,3	117,3	117,3	2,5	2,3	2,4
	C	39,9	117,3	117,2	117,3	2,6	2,5	2,6

Tabulka 3.: Skladba 3 - Základní vlastnosti

Skladba	Vzorek	Hmotnost [g]	Ø [mm]		Průměr [mm]	Tloušťka [mm]		Průměr [mm]
LSHD+PS +SZO3	A	78,7	117,0	116,9	117,0	5,5	5,5	5,5
	B	76,9	116,9	117,0	117,0	5,6	5,5	5,6
	C	80,6	117,0	117,0	117,0	5,5	5,6	5,6

3. Difuze

Z každé skladby byly vybrány tři vzorky. Vzorky byly zváženy na vahách podle norem ČSN EN ISO 7783 [1, 2]. Tyto tři vzorky z každé skladby byly současně zkoušeny v jednom měřicím intervalu. Doba intervalu se pohybovala kolem 14 dní, což byla doba nutná k ustálení hodnot teploty a relativní vlhkosti uvnitř zkušební komory, což je požadováno normou.

Požadované okrajové podmínky byly zajištěny pomocí nepropustného akvária napojeného na ventilační systém, jež zajišťovali teplotu a relativní vlhkost uvnitř akvária. Všechny hodnoty, relativní vlhkost a teplota uvnitř a venku, byly nepřetržitě měřeny a monitorovány. Stejně tak byly také zaznamenávány úbytky

18. – 20. 5. 2016

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

na vahách. Data z vah byly zaznamenávány pomocí připojeného záznamového zařízení každou minutu.



Obrázek. 1.: Měřicí komora a přístroje

Výsledky shrnující hlavní difuzní vlastnosti, tedy výsledky toku vodních par, propustnosti vodních par a faktoru difuzního odporu z měření jednotlivých skladeb, jsou uvedeny v tabulkách (Tabulka 4 – 6).

Tabulka 4.: Skladba 1 – Propustnost vodní páry a součinitel propustnosti vodní páry – relativní vlhkost 52%, teplota 24°C

Skladba	Vzorek	Tok vodních par [$\cdot 10^{-8}$ kg/s]	Propustnost vodních par [kg/(m ² .s.Pa)]	Faktor difuzního odporu [-]
LSHD	A	3,44	1,24E-08	8,57
	B	3,52	1,33E-08	7,96
	C	3,49	1,29E-08	6,59
Průměr		3,48	1,29E-08	7,7



Tabulka 5.: Skladba 2 - Propustnost vodní páry a součinitel propustnosti vodní páry – relativní vlhkost 52%, teplota 24°C

Skladba	Vzorek	Tok vodních par [$\cdot 10^{-8}$ kg/s]	Propustnost vodních par [kg/(m ² .s.Pa)]	Faktor difuzního odporu [-]
LSHD+PS	A	2,57	6,02E-09	17,0
	B	2,49	6,57E-09	12,9
	C	2,57	5,14E-09	15,3
Průměr		2,54	5,91E-09	15,1

Tabulka 6.: Skladba 3 - Propustnost vodní páry a součinitel propustnosti vodní páry – relativní vlhkost 52%, teplota 24°C

Skladba	Vzorek	Tok vodních par [$\cdot 10^{-9}$ kg/s]	Propustnost vodních par [kg/(m ² .s.Pa)]	Faktor difuzního odporu [-]
LSHD+PS +SZO3	A	8,92	1,29E-09	28,3
	B	9,27	1,35E-09	26,7
	C	9,03	1,39E-09	27,3
Průměr		9,07	1,34E-09	27,4

Podrobné výsledky průměrných hodnot (u některých hodnot jsou hodnoty určující jen pro jednotlivé denní měření s vyváženým stavem požadovaným normou) vidíme v tabulkách (Tabulka 7 – 9).

Tabulka 7.: Skladba 1 – Výsledky difuzních parametrů – relativní vlhkost 52%, teplota 24°C

Veličina	Název veličiny	Jednotka	LSHD A	LSHD B	LSHD C
D	Průměr vzorku	[m]	0,1	0,1	0,1
d	Tloušťka vzorku	[m]	0,0019	0,0019	0,0024
G	Směrnice závislosti	[kg/s]	3,44E-08	3,52E-08	3,49E-08
A	Měrná plocha	[m ²]	0,007850	0,007850	0,007850
g	Hustota difuzního toku	[kg/(m ² .s)]	4,38E-06	4,49E-06	4,44E-06
W _c	Propustnost vodní páry	[kg/(m ² .s.Pa)]	1,24E-08	1,33E-08	1,29E-08
Z	Difuzní odpor	[m ² .s.Pa/kg]	8,08E+07	7,50E+07	7,75E+07
δ	Součinitel difuzní vodivosti	[kg/(m*.s.Pa)]	2,38E-11	2,57E-11	3,10E-11
δ _a	Součinitel d. v. atmosférického tlaku	[kg/(m*.s.Pa)]	2,03E-10	2,03E-10	2,03E-10
μ	Faktor difuzního odporu	[-]	8,57	7,96	6,59
S _d	Ekvivalentní difuzní tloušťka	[m]	0,02	0,02	0,02

18. – 20. 5. 2016

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

Tabulka 8.: Skladba 2 - Výsledky difuzních parametrů – relativní vlhkost 52%, teplota 24°C

Veličina	Název veličiny	Jednotka	LSHD+P S A	LSHD+P S B	LSHD+P S C
D	Průměr vzorku	[m]	0,1	0,1	0,1
d	Tloušťka vzorku	[m]	0,0020	0,0024	0,0026
G	Směrnice závislosti	[kg/s]	2,57E-08	2,49E-08	2,57E-08
A	Měrná plocha	[m ²]	0,007850	0,007850	0,007850
g	Hustota difuzního toku	[kg/(m ² *s)]	3,28E-06	3,17E-06	3,28E-06
W _c	Propustnost vodní páry	[kg/(m ² *s*Pa)]	6,02E-09	6,57E-09	5,14E-09
Z	Difuzní odpor	[m ² *s*Pa/kg]	1,66E+08	1,52E+08	1,95E+08
δ	Součinitel difuzní vodivosti	[kg/(m*s*Pa)]	1,20E-11	1,56E-11	1,32E-11
δ _a	Součinitel d. v. atmosférického tlaku	[kg/(m*s*Pa)]	2,03E-10	2,03E-10	2,03E-10
μ	Faktor difuzního odporu	[-]	17,0	12,9	15,3
S _d	Ekvivalentní difuzní tloušťka	[m]	0,03	0,03	0,04

Tabulka 9.: Skladba 3 - Výsledky difuzních parametrů – relativní vlhkost 52%, teplota 24°C

Veličina	Název veličiny	Jednotka	LSHD+P S +SZO3 A	LSHD+P S +SZO3 B	LSHD+P S +SZO3 C
D	Průměr vzorku	[m]	0,1	0,1	0,1
d	Tloušťka vzorku	[m]	0,0055	0,0056	0,0056
G	Směrnice závislosti	[kg/s]	8,92E-09	9,27E-09	9,03E-09
A	Měrná plocha	[m ²]	0,007850	0,007850	0,007850
g	Hustota difuzního toku	[kg/(m ² *s)]	1,14E-06	1,18E-06	1,15E-06
W _c	Propustnost vodní páry	[kg/(m ² *s*Pa)]	1,29E-09	1,35E-09	1,39E-09
Z	Difuzní odpor	[m ² *s*Pa/kg]	7,76E+08	7,41E+08	7,64E+08
δ	Součinitel difuzní vodivosti	[kg/(m*s*Pa)]	7,12E-12	7,53E-12	7,36E-12
δ _a	Součinitel d. v. atmosférického tlaku	[kg/(m*s*Pa)]	2,03E-10	2,03E-10	2,03E-10
μ	Faktor difuzního odporu	[-]	28,3	26,7	27,3
S _d	Ekvivalentní difuzní tloušťka	[m]	0,16	0,15	0,15

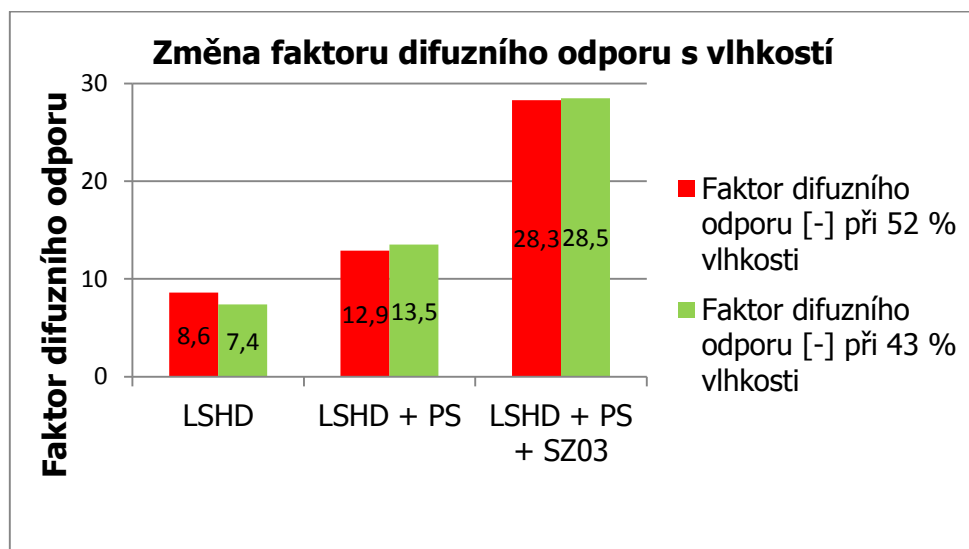
4. Vliv relativní vlhkosti na difuzi vodních par

Relativní vlhkost má velký vliv na faktor difuzního odporu. K porovnání byly vybrány pouze A vzorky z každé skladby. Jejich charakteristiky jsou vyobrazeny v předchozích tabulkách. Porovnání bylo zaměřeno na demonstraci vlivu relativní vlhkosti na faktor difuzního odporu u různých druhů skladeb. Během dosahování rovnovážného stavu bylo dosaženo relativní vlhkosti 52 % a 43 % u všech skladeb, tudíž bylo možné udělat v těchto meznících porovnání. To, jak relativní vlhkost ovlivňuje faktor difuzního odporu, je možné vidět v Tabulce 10.

Jak ukazuje Tabulka 10., faktor difuzního odporu se u skladby 1 snížil o 1,2. U druhé skladby s penetrací se hodnota naopak o 0,6 zvýšila. U poslední skladby s omítkou šla hodnota také nahoru, a to o 0,3.

Tabulka 10.: Vliv relativní vlhkosti na faktor difuzního odporu

Vlastnost	LSHD	LSHD+PS	LSHD+PS +SZO3
Tloušťka [mm]	1,9	2,4	5,5
Relativní vlhkost [%]	52	52	52
Teplota [°C]	24	23	23
Tlak vzduchu [hPa]	979	998	994
Směrnice závislosti [kg/s]	3,44E-08	2,49E-08	8,92E-09
Faktor difuzního odporu [-] při 52 % vlhkosti	8,6	12,9	28,3
Relativní vlhkost [%]	43	43	43
Teplota [°C]	24	22	24
Tlak vzduchu [hPa]	977	992	992
Směrnice závislosti [kg/s]	4,48E-08	2,76E-08	1,10E-08
Faktor difuzního odporu [-] při 43 % vlhkosti	7,4	13,5	28,5



Graf 1.: Vliv relativní vlhkosti na faktor difuzního odporu

5. Vliv ostatních okrajových podmínek

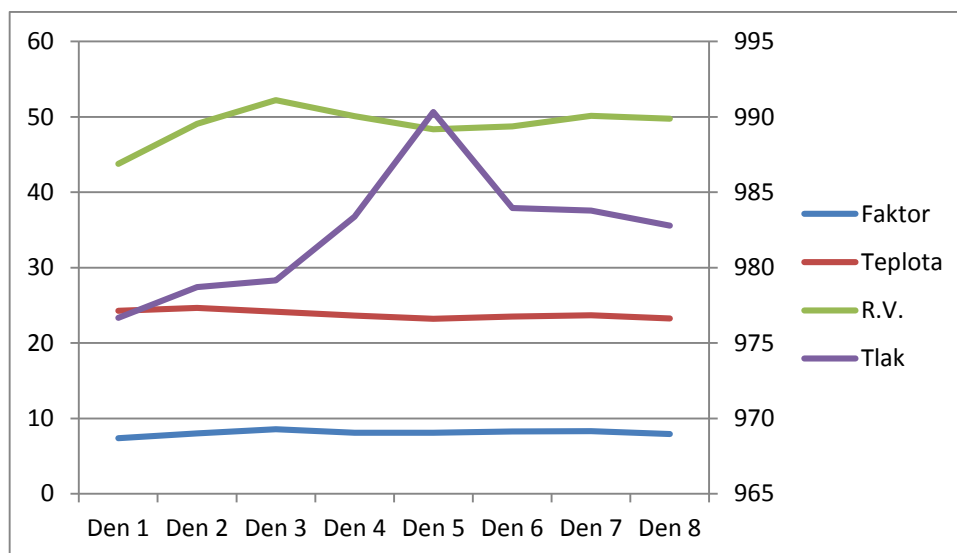
Jak již bylo řečeno, kromě relativní vlhkosti má na faktor difuzního odporu vliv mnoho jiných okrajových podmínek a parametrů. Tloušťka a průměr vzorku se také počítají mezi parametry, které na něj mají vliv. Tyto veličiny jsou během měření konstantní a jsou uvedeny v předchozích tabulkách (Tabulka 1 – 3). Teplota a barometrický tlak vzduchu jsou veličinami během měření proměnnými. Již bylo zmíněno, že teplota spolu s relativní vlhkostí jsou během celého měření zaznamenávány. Hodnoty barometrického tlaku vzduchu jsou také měřeny hydrometeorologickou stanicí každou hodinu a je možné je odtamtud stáhnout.

Článek „The Influence of Incoming Parameters on Accuracy of Determination Water Vapour Resistance Factor of Lime and Modified Mortars” [3] shrnuje parametry, které mohou mít vliv na faktor difuzního odporu. Z tohoto článku je jasné, že významný vliv na faktor difuzního odporu mohou mít nejen okrajové podmínky, ale také právě norma, podle které je vzorek zkoušen a vyhodnocován, jelikož každá norma požaduje jiné zkušební podmínky (požadovaná relativní vlhkost a vzdálenost mezi roztokem a vzorkem). Mimo to je hodnota faktoru difuzního odporu ovlivněna nepřesností určení měřené veličiny, nepřesnostmi měření, změnami okolního prostředí (teplota, vlhkost, tlak), jinými vlivy (technologie výroby vzorku, doba dosažení rovnovážného stavu), chybami čtení a výpočtu.

Mezi hlavní parametry, které ovlivňují výsledky výpočtu, patří: určení plochy pro průnik vodních par, určení tloušťky vzduchové vrstvy mezi vzorkem a úrovní solného roztoku, nastavení a udržení teploty okolí, barometrický tlak a jeho změny v průběhu zkoušky, hodnoty relativní vlhkosti, výběr hodnot a odvození váhových změn.

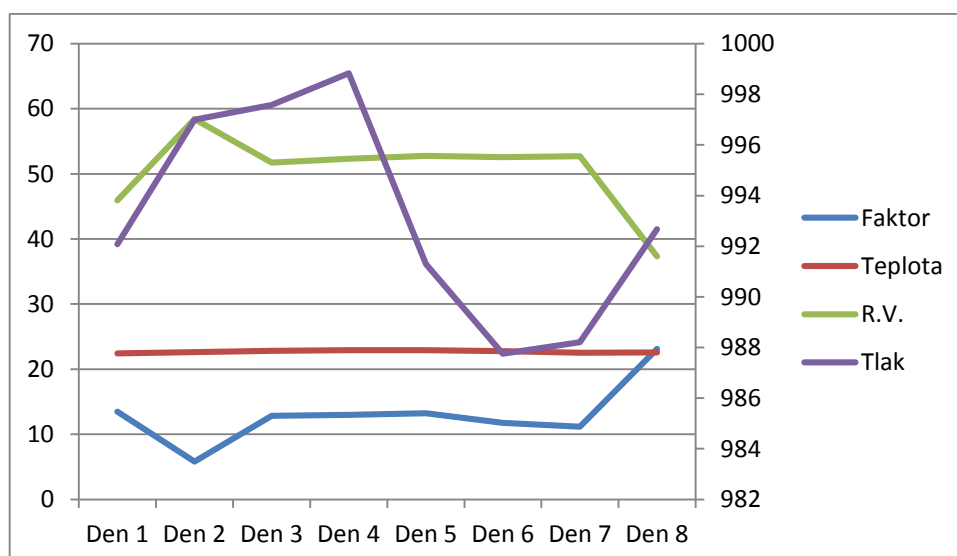


Hlavní otázkou však stále zůstává, do jaké míry jednotlivé zmíněné parametry ovlivňují hodnotu faktoru difuzního odporu. Grafy 2-4 ukazující průběh faktoru difuzního odporu spolu s průběhem relativní vlhkosti, teploty a relativního tlaku nám mohou pomoci s touto klíčovou otázkou.



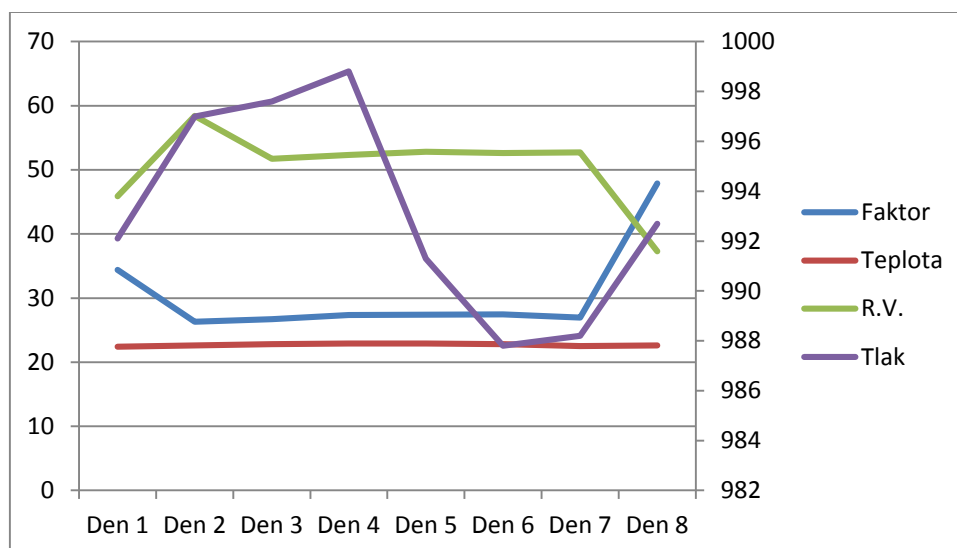
Graf 2.: Skladba 1 – Průběh faktoru difuzního odporu, relativní vlhkosti, teploty a barometrického tlaku vzduchu

Graf 2 zobrazuje průběh jednotlivých veličin skladby 1. Jde o víceméně konstantní průběh teploty a faktoru difuzního odporu. Nicméně průběh faktoru difuzního odporu je téměř stejný jako průběh relativní vlhkosti. Nejeví se, že by průběh relativního tlaku vzduchu odpovídal průběhu faktoru difuzního odporu. Zdá se tedy, že v tomto případě je rozhodující relativní vlhkost.



Graf 3.: Skladba 2 - Průběh faktoru difuzního odporu, relativní vlhkosti, teploty a barometrického tlaku vzduchu

Graf 3 ukazuje průběh jednotlivých veličin u skladby 2. Zde je možné vidět opět zhruba konstantní průběh teploty. Nicméně průběh faktoru difuzního odporu není stejný jako průběh relativní vlhkosti, jak tomu bylo u skladby 1, ale je spíše opačný. Zdá se, že průběh relativního tlaku vzduchu naznačuje průběh faktoru difuzního odporu. Rozhodující veličinou se zde tedy zdá být právě barometrický tlak vzduchu.



Graf 4.: Skladba 3 – Průběh faktorů difuzního odporu, relativní vlhkosti, teploty a barometrického tlaku vzduchu

Graf 4 ukazuje průběh veličin u skladeb 3. Stejně tak, jak tomu bylo u předchozích dvou skladeb, průběh teploty je téměř konstantní. Nicméně průběh faktoru difuzního odporu není identický ani s průběhem relativní vlhkosti, jak to mu bylo u skladby 1, ani s průběhem barometrického tlaku, jak tomu bylo u skladby 2. Jeho průběh je na rozdíl od předchozích spíše opačný. Zdá se, že průběh faktoru difuzního odporu je v tomto případě ovlivněn všemi veličinami najednou a jednoznačný vliv jedné z nich zde není rozpoznatelný.

6. Závěr

Článek se zabývá třemi v praxi běžně užívanými povrchovými úpravami zdiva. U těchto skladeb byly zjištěny hlavní charakteristiky spolu s charakteristikami difuzních vlastností těchto skladeb.

Jednotlivé hodnoty faktoru difuzního odporu byly navzájem porovnány z pohledu relativní vlhkosti. Toto srovnání bylo uděláno pro 52 % a 43 % relativní vlhkost. Nakonec byly shrnuty vstupní parametry a okrajové podmínky, které mají vliv na hodnotu faktoru difuzního odporu. Zdůrazněny byly ty parametry, které mají podle výzkumů hlavní vliv.

Nicméně definice těch parametrů, které mají největší vliv, není tak jednoduchá, a u jednotlivých skladeb se liší. Liší se podle toho, jakých hodnot faktor difuzního



odporu dosahuje. U některých hodnot může být rozhodující relativní vlhkost, u jiných barometrický tlak vzduchu a u jiných není jednoduché najít přímý vztah mezi nimi. Při dalším výzkumu je třeba dbát zvýšené pozornosti na podrobnější dokázání míry vlivu jednotlivých parametrů u různých typů skladeb s různými hodnotami faktoru difuzního odporu.

Je zřejmé, že znalosti této problematiky trpí nedostatkem dat. Článek „Diffusion Parameters of Basic Diffusion Adhesive Mortars with Silicate or Acrylic Plaster“ [4] se zabývá porovnáním dvou předchozích skladeb se skladbou s akrylátovou omítkou. Jedná se o tyto skladby:

- Skladba 1 (LSHD): Difuzní malta bez povrchové úpravy
- Skladba 2 (LSHD + PS + SZO3): Difuzní malta + penetrace pod silikátové omítky + silikátová omítky – maximální zrno 3 mm
- Skladba 3 (LSHD + PAS + AZO3): Difuzní malta + penetrace pod akrylátové a silikátové omítky + akrylátová omítky – maximální zrno 3 mm.

Druhy skladeb nejsou tak důležité jako jejich faktory difuzního odporu a vlivy relativní vlhkosti. První skladbu známe, jde o skladbu 1. Druhá skladba je známá také, jde o skladbu 2. Třetí z nich měla faktor difuzního odporu 91,1 při 52% relativní vlhkosti a 105,8 při 43%.

Rozhodující nejsou přesná čísla, ale rozhodující je, že průběh je stejný. Jestliže máme skladbu s opravdu malým faktorem difuzního odporu, kolem 8, zdá se, že je faktor ovlivněn relativní vlhkostí dolů. Jestliže je faktor o něco větší, snižující se relativní vlhkost způsobuje změnu faktoru difuzního odporu nahoru. Čím vyšší je faktor difuzního odporu, tím větší je tato změna.

Samozřejmě je nutné zkoumat více typů skladeb, stejně tak jako ostatní okrajové podmínky a jejich míru vlivu na faktor difuzního odporu.

Poděkování

Tento článek byl vytvořen za podpory grantu Excellence GAČR P105/12/G059 a SGS 15/175/OHK1/2T/31.

Literatura

- [1] ČSN EN ISO 7783-1: Tenkovrstvé povrchové úpravy - Stanovení propustnosti pro vodní páru.
- [2] ČSN EN ISO 7783-2: Nátěrové hmoty, hmoty pro povrchové úpravy - Stanovení propustnosti pro vodní páru
- [3] BALIK L.; KOLISKO J.: The Influence of Incoming Parameters on Accuracy of Determination Water Vapour Resistance Factor of Lime and Modified Mortars, (2009).

18. – 20. 5. 2016

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

[4]. NENADÁLOVÁ Š.; BALÍK L.; RYDVAL M.; BITTNER T.: Diffusion Parameters of Basic Diffusion Adhesive Mortars with Silicate or Acrylic Plaster, ICEBMP 2015.

Kontakt

Ing. Bc. ŠÁRKA NENADÁLOVÁ, tel: +420 224 353 547, e-mail: sarka.nenadalova@cvut.cz, Kloknerův ústav ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6.

Ing. LUKÁŠ BALÍK, tel: +420 224 353 509, e-mail: lukas.balik@cvut.cz, Kloknerův ústav ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6.

Ing. MILAN RYDVAL, tel: +420 224 353 547, e-mail: milan.rydval@cvut.cz, Kloknerův ústav ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6.

Ing. TOMÁŠ BITTNER, tel: +420 224 353 547, e-mail: tomas.bittner@cvut.cz, Kloknerův ústav ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6.



ZKUŠENOSTI S ÚZEMÍM NÁCHYLNÝM K SESOUVÁNÍ

EXPERIENCES ON THE TERRITORY PRONE TO SLOPE

Antonín Paseka, Zdeněk Bažant

Čápkova 25/18, 602 00 Brno,
Podbabská 12, 621 00 Brno

Annotation:

V článku jsou popsány způsoby a problémy zakládání objektů v území náchylném k sesouvání. Zmíněny jsou také rekonstrukce stávajících konstrukcí tamtéž stojících.

Annotation:

The article describes the methods and problems of setting up of objects in areas prone to slope instability. Mentioned are the renovation of existing structures in the same place standing also.

Klíčová slova: *Sesuv, stabilita/nestabilita svahu, geotechnický průzkum, geofyzikální měření*

Keywords: *Landslide, slope stability/instability, geotechnical investigation, geophysical measurement*

Motto:

Dostatečné a včasné pokrytí větší části svahu pokládám za velmi důležité jak ke zvětšení stability svahu, tak i k jejich ochraně proti destrukci po promrznutí.

Prof. Dr. Ing. Vojtěch Mencl, Dr.Sc., 1972 [19]

1. Úvod

Sesuvy půdy, ovlivněné nestabilitou terénu, se objevují často. Zejména je to v souvislosti s přirozeně nestabilním terénem, ovlivněným v řadě případů nevhodnou lidskou činností.

Pracovní skupina Ústavu geotechniky Stavební fakulty VUT v Brně, ve spolupráci s dalšími ústavy, se dlouhodobě zabývá zkoumáním a řešením těchto problémů.

Byly řešeny mnohé sesuvy, jejichž posouzení a úpravy vždy vycházely ze studia inženýrskogeologických podkladů, z archivních informací, z laboratorních výsledků zkoušek zemin a z průzkumu na místě samém.

Výsledky výzkumů byly soustředěny do teoretických publikací [4, 5], mimo to byly předneseny na odborných konferencích a uvedeny v různých vědeckotechnických časopisech [10, 13, 14].

2. Zkoumané sesuvy

Ne vždy se názory posuzovatelů setkaly s pochopením odborné i laické veřejnosti. Většinou se jednalo o neporozumění problematice, někdy šlo o soukromé nebo obchodní zájmy, ovlivněné zásahy a jejich následky do méně stabilního území. Z posledních řešených sesuvů prací lze uvést:

2.1. Zásah do paty problematického svahu v Brně-Kohoutovicích.

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.

Nahoře v koruně svahu bylo zhruba před 16 léty vybudováno několik nových rodinných domů. Pro lepší využití pozemku byl prostor před nimi rozšířen přísypem výšky přes 8 m, který byl zajištěn geotextíliemi.

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.

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 stabilitu za ním ležícího 20 m vysokého svahu při odtěžení jeho paty projekt neřešil.

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.

Nelze ovšem pominout, že lokalizace starého objektu, nepromyšleně postaveného v patě svahu, nebyla z geotechnického hlediska rozumná [21]. Svah byl stabilizován – Obr. 1, 2.



*Obrázek 1.: Stabilizovaný svah
k 05. 04. 2016, pohled z ul.
Potoční. Nahoře ul. Prokořjjevova.*



*Obrázek 2.: Zajišťující kotvené
opěrné stěny nad původními
garážemi pod svahem. 05. 04.
2016.*

2.2. Ověření odřezu v křídových jílovcích v Kopřivnici

Při výstavbě průmyslového závodu byla řešena stabilita odřezů ve dlouhém přímém svahu o hloubce okolo 10 m. Zásadním problémem bylo určit parametry smykové pevnosti křídových, silně tektonicky porušených jílovců. Mají podobnou strukturu jako potrhane jíl [25].

Určit vlastnosti podobných zemín je obtížné, protože:

- Fyzikální vlastnosti těchto zemín závisí na velikosti odebraného vzorku (objemová hmotnost, vlhkost, ...).
- "Průměrné" hodnoty fyzikálních vlastností není možné porovnávat běžnými korelacemi s mechanickými vlastnostmi.
- Běžné laboratorní zkoušky nereprezentují horninový masív. Z tohoto důvodu byla sice realizována řada zkoušek, ale do výpočtu stability jsme použili pevnost reziduální ve dvou alternativách ($\varphi_{\text{rez}}' = 11^\circ$, $\varphi_{\text{rez}}' = 13^\circ$, $c_{\text{rez}}' = 0$ MPa). Tento postup doporučuje anglická geotechnická škola.

Výpočet stability odřezu byl proveden podle metody prof. Bishopa za těchto předpokladů:

- Jílovité zeminy jsou plně nasycené; hladina podzemní vody ve vlhkém klimatickém období dosahuje až úroveň terénu.
- Objemová hmotnost zeminy je 20 kNm^{-3} .
- Pevnost efektivní reziduální (s ohledem na množství ohlazových ploch mezi jednotlivými úlomky) jsme uvažovali alternativně $\varphi_{\text{rez}}' = 11^\circ$ a $\varphi_{\text{rez}}' = 13^\circ$, $c_{\text{rez}}' = 0$ MPa).
- Předpokládaná nejnebezpečnější smyková plocha je rotačně válcová.

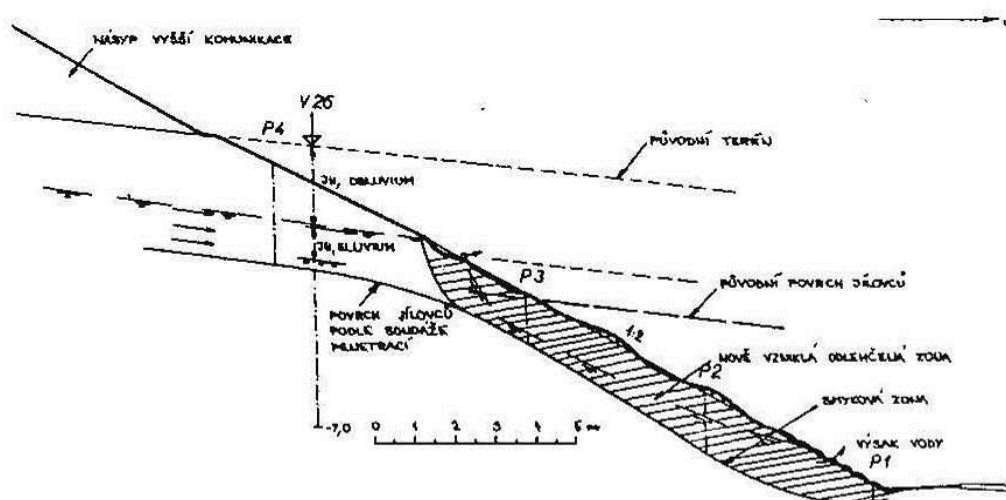
e) Zeminy nemají horizontální zbytkové předpětí.

Za těchto předpokladů vychází stupeň stability přímého sklonu odkopu:

Tabulka 1.: Sklon a stabilita svahu

Pevnost	$\varphi_{\text{rez}}' = 11^\circ$	$\varphi_{\text{rez}}' = 13^\circ$	$\varphi_{\text{rez}}' = 17^\circ$ $c_{\text{rez}}' = 0,005 \text{ MPa}$
Uvažovaný sklon	Stupeň stability		
1:3,3	0,26	0,28	0,81
1:4,25	0,43	0,52	0,92
1:5,25	0,51	0,61	1,13

Při neobyčejně nízkém stupni stability (0,61) nebyly nevěrohodné výsledky uvažovány; pevnost byla odvozena ze zpětných výpočtů pevností na existujících sesuvech v analogických křídových jílovcích (např. z lokality v Paskově). Zvolena byla pevnost $\varphi_{\text{rez}}' = 17^\circ$, $c_{\text{rez}}' = 0,005 \text{ MPa}$. I po této úpravě zůstal stupeň stability nízký (viz Tabulka 1). Byl přijat návrh svahu o sklonu 1:4,25 s tím, že v době výstavby lze přijmout stupeň stability 0,92 a okamžitě po výkopu (po úsecích) se realizuje přísyp písčitým štěrskem, čímž se zvýší stupeň stability na 1,18. Podle sledování svahu po realizaci výkopu je celková stabilita svahu vyhovující a deformace se neobjevují.



Obázek 3.: Porušený svah.

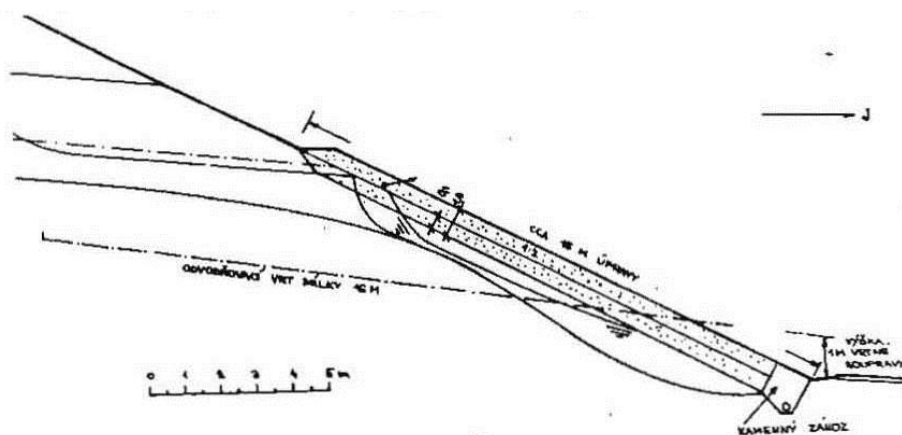
Později se objevila možnost ověření dřívějších stabilitních úvah v blízkém novém zářezu. V kritickém místě pro stísněnost prostoru mezi dvěma komunikacemi byly vybudovány odřezy hloubky cca 10 m ve sklonu 1:2 ve stejném geologickém profilu svahu, jako byl dřívější.

Stavebník jílovec při výkopu označil jako horninu „tvrdou“ a předpokládal, že může bez rizika provést velmi strmý svah a k ocenění svahu nepřizval geotechnika. Dva roky po výstavbě tohoto svahu se začal svah na povrchu viditelně vlnit, objevily se trhliny a ve spodní třetině výrazné zamokření – Obr. 3.

Při zpětné analýze pevnosti vychází tato zhruba na $\varphi_{\text{rez}}' = 18^\circ$, $c_{\text{rez}}' = 0,005 \text{ MPa}$, tj. podobně jako u dříve analyzovaného případu s odlišným tvarem smykové plochy.

Při přepočtech alternativních návrhů sanace se znovu potvrdilo, že:

- Výpočet stability v křídových jílovcích není potřebné provádět s nulovou kohezí a reziduálním úhlem tření; výsledné svahy vychází nereálně ploché.
- V křídových jílovcích je potřebný přísyp filtračního materiálu – Obr. 4, i když zdánlivě v době výstavby jsou odkryté "pevné" horniny. Vynechání přísypu (ochrany před mrazem) a příliš strmý svah vedou jenom k nutnosti nákladné sanace po několika letech provozu.
- Tvar smykových ploch sesuvu, které se vytváří v odřezech křídových jílovců, se výrazně liší od představy kruhových smykových ploch.



Obrázek 4: Příčný řez sanace svahu.

2.3. Zkoumání a posouzení sesuvu na komunikaci v oblasti Českého středohoří

Tato oblast je historicky známá výskytem dokumentovaných a průzkumy ověřených svahových deformací různého stáří. V červnu 2013 zde vznikl na jihovýchodním svahu proudový sesuv o průměrné šířce cca 200 m a délce po svahu cca 500 m.

Odlučná hrana sesuvu se vytvořila v prostoru těžby kamene na horní hraně svahu – Obr. 5. Akumulační oblast se již v den sesuvu nasunula na nedokončenou vozovku a zcela vyplnila její terénní zářez. Vzhledem k porušení kanalizace, nacházející se cca 3,0 m pod úrovní vozovky, lze usuzovat na hlubší porušení tělesa vozovky. Sesuv zároveň strhl část zařízení a objemu materiálu lomu a přerušil i rovnoběžně se silnicí vedoucí železnici nad vozovkou – Obr. 6.

K iniciaci sesuvu došlo nadměrným úhrnem srážek v kombinaci s přitížením hrany svahu v lomu deponiemi kameniva o výšce až 10 m. Současně se na vzniku sesuvu uplatnily morfologické, geologické, tektonické a hydrogeologické poměry.

Sesuv se uklidnil pouze dočasně, lokální projevy aktivity se objevily i později. V současnosti probíhá rozsáhlá sanace sesuvu. Nyní se provádí inženýrsko-

geologický průzkum předmětného svahu, který ovšem měl být provedený už před zahájením projekčních prací.

Lze také konstatovat, že podle zákona 114/92 Sb. v území CHKO, vyhlášené v r. 1967, by komunikace zde neměla být vedena.

Posouzení posuvu bylo provedeno již několikrát. Ve zhodnocení průběhu a příčin sesuvu došlo v průběhu času k různým popisům vzniku havárie [23 a další]. Např. v [20] je k datu 07. 07. 2013 uvedeno (citát):

- V prostoru kancelářské buňky byly zjištěny trhliny (Obr. 5).
- Trhliny porušují skládku drtě 8/16 a postupují od kanceláří.
- Kancelářská budka je porušena.
- Výška posunu je 30 cm.
- Je sepsán zápis a doporučeno vyklidit sesuvné území.

Později (28. 06. 2013) bylo dokumentováno porušení železnice (Obr. 6).



Obrázek 5.: Sesuv svahu – směr sesuvu šipka (internet).



Obrázek 6.: Poškození železniční trati na sesuvu (internet).

Již v roce 2011 byl sesuvem postižen zářez komunikace, ležící v blízkosti sesuvu z června 2013; sesuv v roce 2011 ale nepoškodil železnici.

2.4. Inženýrskogeologický průzkum sesuvu v Budkovicích

Popsáno je provádění inženýrskogeologického průzkumu s návrhem sanace sesuvného území v k. ú. Ivančice - Budkovice v trati zvané "Svázla" Sesuv ohrožuje asi 1/3 jmenované obce a koryto řeky Rokytné [24].

Území leží v jižní části Boskovické brázdy na levém nárazovém břehu řeky Rokytné. Celkové, převýšení sesuvného území je 40 m při generelním sklonu 20°. Skalní podklad tvoří permokarbonské slepence rokytenské facie, silně tektonicky porušené a na povrchu zvětralé. Reliéf podloží je zvlněný. V prostoru sesuvu vytváří úzkou depresi, která je vyplněna neogenními sedimenty pravděpodobně ottangského stáří. Na bázi je zpravidla zachována poloha světle zelenošedého rozpadavého pískovce s rozvětralými valouny permokarbonských slepenců. Následuje komplex zelenošedých prachovitých jílu s vložkami písku. Ve svrchních polohách byla zastížena vrstva uhelného jílů až 3 m mocnosti. Celková mocnost neogenních sedimentů se v zájmovém území pohybuje od 3 do 39 m.



Kvartérní pokryv je zastoupen zbytky říční terasy s relativní výškou 35 - 55 m nad úrovní dnešního toku. Její celková mocnost se pohybuje od 3 do 6 m. V SZ části zájmového území je terasa zakryta vrstvou sprašové hlíny jílovitopísčité o mocnosti 5 - 12 m. Nejmladší sedimenty zastupují svahové a humózní hlíny. V zastavěné části byl terén často vyrovnáván navážkou.

Hydrogeologické poměry je možné klasifikovat jako složité. Nejhlubší horizont podzemní vody je vázán na skalní podklad tvořený permokarbonskými slepenci a má puklinový charakter. V souvrství neogenních sedimentů jsou zvodnělým kolektorem písčité vložky, přičemž okolní neogenní jíly působí jako izolátory. V průběhu průzkumných prací byly zastiženy tři horizonty podzemní vody. Dva se projevují jako tlakové. Spodní z nich ústí do sesuvu pod stávajícím bazénem, svrchní stéká v odlučné části aktivního sesuvu po smykové ploše. Nejvyšší horizont podzemní vody se udržuje na bázi kvartéru v terasovém štěrku.

Z provedených průzkumných prací bylo zřejmé, že v území se jedná alespoň o tři generace sesuvů různého rozsahu, dosahujících max. hloubky 5,0 m. Na styku s neporušeným podkladem se často objevuje voda, což je doprovázeno zjištěnou zvýšenou vlhkostí zemin na smykové ploše.

Význam má také uhelná poloha průběžná v celém sledovaném území, horizontálně uložená, z jejíž pozice ve vrtu se dá usuzovat na změnu původního uložení a porušení vrstev. Z geofyzikálního měření byla stanovena tahová zóna vázaná na odlučnou oblast sesuvu. Její šířka je 50 m. Tahová zóna vymezuje území se zvýšeným nebezpečím svahových pohybů.

Svahové pohyby jsou i dnes patrné na morfologii území. V roce 1985 došlo k oživení svahových pohybů v oblasti bazénu. Vzniklý sesuv se po určitém pohybu dočasně uklidnil. Odlučná oblast byla zasypaná štěrkem. K dalšímu oživení tohoto sesuvu došlo v květnu 1987. Ke svahovým pohybům v této oblasti značně přispěla v roce 1973 vybudovaná dešťová kanalizace, která propouštěla, v důsledku poruch, vodu do smykové plochy a tím podstatně zhoršovala stabilitu území. Vzniklý sesuv lze charakterizovat jako proudový, současný (živý). Podle rychlosti pohybu lze současný sesuv označit jako sesouvání a stékání.

Jednou z hlavních příčin svahových pohybů jsou geomorfologické poměry, kdy řeka Rokytná erodovala levý nárazový břeh a tak stále vytvářela příznivé podmínky pro sesouvání svahu. Další významnou příčinou jsou hydrogeologické podmínky, t.j. celkem tři zjištěné vodní horizonty.

Jiným faktorem ovlivňujícím svahové pohyby jsou účinky klimatické, které působí zejména na objemově nestálé jílovité zeminy jak neogenní tak i kvartérní. I nepromyšlená lidská činnost přispěla značným podílem na sesuvné činnosti. Jedná se o vybudování dešťové kanalizace středem sesuvného území v roce 1973. Jinou závažnou a nepříznivou úpravou bylo zasypaní odlučné oblasti sesuvu oživeného v roce 1985 štěrkem. Dále je třeba uvést omezení čerpání vody ze studní po zavedení obecního vodovodu ve čtyřicátých letech.

Ke snížení nebezpečí sesuvu bylo doporučeno několik opatření:

- Podchycení pramenů podzemních vod vybudováním cca 7 studní o hloubce 0,5 - 1,0 m. Toto pak bylo nahrazeno odvodňovacími žebry.
- Vzniklé trhliny ve svahu utěšňovat jílovitou zeminou. Terén upravovat tak, aby nemohla vzniknout zamokřená místa.
- Přetížení akumulací oblasti sesuvu provést lomovým kamenem na výšku cca 5,0 m a délku 120 m. Po vybudování opěrné paty svahu na délku cca 50 m proti svahu od levého nového břehu Rokytne bylo třeba s povrchu sesuvu v transportní oblasti odstranit rozbředlé zeminy až pod smykovou plochu a nahradit je lomovým kamenem.
- V severní části živého sesuvu jsme provedli odvodňovací žebra zasahující až pod smykovou plochu.
- Úprava jižního svahu pod rodinnými domky v místě živého sesuvu. Ve svahu vystupující jílovité zeminy k povrchu území bylo třeba přikrýt propustným materiálem (štěrkem, lomovým kamenem). Mocnost tohoto přísypu jsme volili 1,5 m při jeho výšce 6,0 m.



Obrázek 7.: Rodinný dům na sesuvném svahu – zvětšené trhliny na levém rohu.



Obrázek 8.: SZ pohled na rodinný dům, porušená cesta, nakloněný sloup elektrického vedení.



Obr. 9.: Zřícení jižní části domu, všeobecné potrhání.



Obr. 10.: Celková devastace domu – výsledek svahového pohybu.



Výše navrženými úpravami jsme docílili jednak určitého odvodnění sesuvu a současně zvýšili pevnost na smykové ploše a to v oblasti od bazénu k řece na $\varphi_{ef} = 35^\circ$. Celková stabilita se pak zvýšila 2,5 násobně.

Účinnost provedených sanačních opatření je sledována geodeticky pomocí vybudované sítě pozorovacích a pozorovaných bodů a monitoringu hladiny podzemní vody.

2.5. Dálnice v úseku Lipník nad Bečvou – Běloutín

V rámci geotechnického dozoru výstavby dálnice, byla řešena stabilita svahu poškozeného sesouváním [22].

Předkvartérní podklad tvoří neogenní sedimenty, tj. jíly a prachovité jíly, na jejichž povrchu leží kvartérní deluviální hlinité sedimenty, zastoupené zde jílovitou hlínou. Podzemní voda se zdržuje v hloubce kolem 4,0 m.

V závěrečné zprávě o podrobném geotechnickém průzkumu se uvažovalo, že po otevření zářezu a výskytu podzemní vody se vybudují odvodňovací žebra.

Zářez však byl prováděn v období sušším a tudíž podzemní voda nebyla ověřena. Z tohoto důvodu se odvodňovací žebra nenavrhl.

Uvedený zářez zpočátku nevykazoval žádné poruchy. Tento stav se však změnil v důsledku vyšších úhrnů srážek dotovaných ještě táním sněhové pokrývky na jaře 2009. Později se uvedený svah zářezu začal sesouvat – Obr. 11 až 14. Jako sanační opatření se navrhla odvodňovací žebra. Svahový pohyb se však projevoval tak, že bylo rozhodnuto celou sesutou hmotu odstranit až pod smykovou plochu na hloubku min. 0,5 m a nahradit ji lomovým kamene a písku na výšku cca 2,0 až 3,0 m. Vrstvu lomového kamene napojit na hloubkovou drenáž, svah následně dosypat zeminou vytěženou ze sesuvu, zahumusovat a zatravnit.

Vybudováním vrstvy 2,0 až 3,0 m mocné lomového kamene až pod smykovou plochu se na této ploše zvýší pevnost na cca $\varphi_{ef} = 35^\circ$ a výrazně se zvýší stupeň stability svahu.



Obrázek 11.: Počáteční sesuv svahu dálnice.



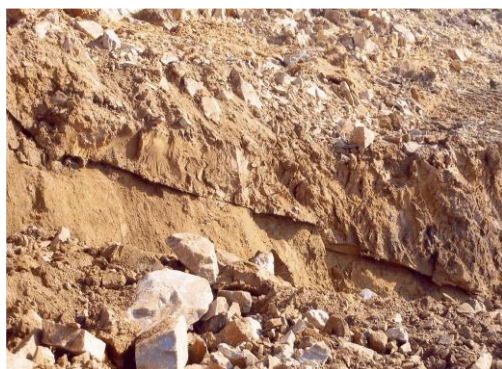
Obrázek 12.: Stav sesuvu po dvou týdnech po jeho vzniku.

Stupeň bezpečnosti sanovaného svahu byl ověřen užitím výpočetní metody "Phi/c reduction". Dosažený stupeň stability má v současné době hodnotu $F = 1,82$.

3. Závěr

Neuvážené a neprofesionálně prováděné stavební práce po svahu (v patě, na svahu, v koruně svahu) podle nedokonalých projektů bývají v příčinné souvislosti s vyvoláním svahových pohybů na všech v lokalitě ležících pozemcích.

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.



*Obrázek 13.: Dokumentace
smykové plochy.*



*Obrázek 14.: Dokumentace
smykové plochy.*

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] EDEN, W. J.: Evidence of Creep in steep 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. 6. vydání, CERM Brno, 01/2015, ISBN 978-80-7204-692-8.
- [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.: Geomorfologické 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.
- [17] HULLA, J. a kol.: Predpoklady a skutočnosť v geotechnickom inžinierstve. Jaga Group Bratislava 2002.
- [18] HULLA, J. a kol.: Zakladanie stavieb. Jaga Group Bratislava 1998.
- [19] KOLEKTIV: Svahové pohyby. Oktaedr. Brno 2014.
- [20] SVOBODA, B., KAŠPAR, R.: Vliv sesuvu pod kamenolomem Dobkovičky na provádění trhačích prací. Sborník z 42. Konference „Zakládání staveb Brno 2014“, ČGS ČSSI Praha 2014.
- [21] PASEKA, A., BAŽANT, Z., HUBATKA, F.: Ovlivnění stability svahu rekonstrukcí objektů v jeho patě. Konference „Sanace 2015“, Brno 05/2015, ISBN 978-80-214-5193-3.
- [22] PASEKA, A.: Závěrečná zpráva o geotechnickém dozoru výstavby D47, stavby 4704 v úseku Lipník nad Bečvou – Běloutín v km 90.766 – 106.153.
- [23] RENDL, P., PAZDERSKÝ, J., JAREŠ, J.: Předběžná zpráva k sesuvu na nedokončené dálnici D8 mezi Velemínem a Litochovicemi. ALB expert s.r.o., Znalecký ústav, zapsaný Ministerstvem spravedlnosti ČR, Sokolská 22, 120 00 Praha. Liberec 29. 06. 2013.
- [24] PASEKA, A.: Landslide at Budkovice, southern Moravia, its curiosities and its stabilization. Sborník „Mezinárodní konference o sesuvech“, Bratislava, 1993.
- [25] NEŠVARA, J., PASEKA, A.: Zkušenosti ze stabilitních řešení odřezu v křídových jílovcích Kopřivnice. Sborník „Geotechnické symposium“, Brno.

18. – 20. 5. 2016

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

Kontakt

Doc. Ing. ANTONÍN PASEKA, CSc., tel: 00420 541 147 235, e-mail: paseka.a@seznam.cz, Čápkova 25/18, 602 00 Brno

Doc. Ing. ZDENĚK BAŽANT, CSc., tel: 00420 541 227 058, e-mail: bazant.z@volny.cz, Podbabská 12, 621 00 Brno.



HODNOCENÍ STAVU KOMPOZITNÍ STROPNÍ KONSTRUKCE POŠKOZENÉ POŽÁREM

THE ASSESSMENT OF THE COMPOSITE FLOOR STRUCTURE AFFECTED BY FIRE

Iva Rozsypalová, Pavel Schmid, Petr Daněk

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební

Anotace:

Stropní konstrukce systému Hurdis využívá působení ocelového nosníku, keramických stropních vložek a betonu - tedy materiálů s rozdílným chováním při vystavení požáru. Příspěvek se zabývá rozбором chováním jednotlivých prvků stropní konstrukce ovlivněné vysokými teplotami. Poznatky jsou aplikovány na příkladu posouzení stropní konstrukce skladové haly zasažené požárem.

Annotation:

The floor system structure HURDIS is composed of a steel beam, of floor ceramic elements and of concrete. There are materials with different behavior in fire exposition. The paper deals with the analysis of the behavior of individual elements of floor structures affected by high temperatures. Knowledge is applied to the example of the assessment of the floor structure of the storehouses damaged by fire.

Klíčová slova:

Beton, ocel, Hurdis, konstrukce, požár, hodnocení

Keywords:

Concrete, steel, Hurdis, structure, fire, assessment

1. Úvod

Příspěvek popisuje metodiku hodnocení stropní konstrukce systému Hurdis. Systém pro přenos zatížení využívá účinků při požáru nekompatibilních prvků – ocelového nosníku, keramických stropních vložek a betonové desky. Změna charakteristik těchto materiálů v důsledku vystavení vysokým teplotám je popsána v úvodních odstavcích. Další prostor je pak věnován praktické aplikaci těchto poznatků při hodnocení stropní konstrukce v požárem postiženém objektu.

2. Chování prvků hurdiskových stropů při požáru

Působení vysokých teplot vyvolávají v **betonu** fyzikálně-chemické změny, které mají za následek degradaci materiálu spojenou s redukcí mechanických vlastností betonu. S rostoucí teplotou jsou z cementové matrice postupně odstraňovány všechny formy vody. Dehydratace CSH sloučenin způsobuje smršťování cementové matrice a významně redukuje její vazebné schopnosti. Navíc odpařující se voda přeměnou na páru expanduje a zvyšováním pórových tlaků přispívá k namáhání betonu. Oproti cementové matici kamenivo naopak s rostoucí teplotou nabývá na objemu. Míra tepelných deformací je určena mineralogickým složením kameniva, kdy uhličitanová kameniva (vápence a dolomity) jsou stabilní do 600 °C a křemičitanová kameniva odolávají teplotám asi do 550 °C. Teplotní nekompatibilita smršťující se cementové matrice a expandujícího kameniva má za následek vznik trhlin na rozhraní těchto fází.

Norma pro navrhování betonových konstrukcí na účinky požáru ČSN EN 1992-1-2 stanovuje snížení charakteristické pevnosti betonu v tlaku pro běžné betony s teplotně odolnějším vápencovým kamenivem při teplotách 300°C o 15 %, při teplotách 400 °C o 25 %, při teplotách 500°C o 40 %, při teplotách 600 °C o 55 % a při teplotách 700°C o 70 %. Pro teplotně odolnější betony s vápencovým kamenivem bude charakteristická pevnost betonu snížena o 9 % při teplotách 300 °C, o 15 % při teplotách 400 °C, o 26 % při teplotách 500 °C, o 40 % při teplotách 600 °C a o 57 % při teplotách 700 °C. Schopnost betonu odolávat zvýšeným teplotám je také významně ovlivněna rychlostí nárůstu teplot, dobou jejich působení a způsobem ochlazování (hašení) konstrukce.

Běžná **konstrukční ocel** používaná ve stavebnictví není nijak tepelně upravovaná a zachovává si své materiálové charakteristiky do teploty přibližně 400 °C. Pokud bude ocel zahřívána na více než 600 °C, dojde k nevratným změnám ve struktuře oceli a ani po pomalém ochlazování nenabude materiál svých původních kvalit.

O únosnosti ocelové konstrukce vystavené požáru rozhoduje ohřátí prvku na tzv. kritickou teplotu, při jejímž dosažení se mění chování materiálu z pružného na pružnoplatické a vznikají tak trvalé deformace. Mez kluzu je přibližně rovna maximálnímu možnému zatížení teplotně nezatíženého prvku. Kritická teplota ocelové konstrukce je dána především stupněm využití prvku při běžných teplotách.



Pevnost konstrukční oceli se snižuje od zahřátí nad 400 °C. Dle ČSN EN 1994-1-2 je při navrhování konstrukcí na účinky požáru stanoveno snížení účinné meze kluzu konstrukční oceli při působících teplotách 500 °C o 22 %, při teplotách 600 °C o 53 % a při teplotách 700 °C o 77 %. Snížení účinné meze kluzu konstrukční oceli se předpokládá při působících teplotách 500 °C o 64 %, při teplotách 600 °C o 82 % a při teplotách 700 °C o 93 %.

Snížení meze kluzu **betonářských ocelí** válcovaných za tepla s ohledem na výrobní technologii kopíruje tendence snížení parametrů konstrukční oceli. Redukce účinné meze kluzu betonářské oceli zpracované za studena je stanoveno při teplotách 500 °C o 33 %, při teplotách 600 °C o 60 % a při teplotách 700 °C o 88 %, viz ČSN EN 1992-1-2.

Pro porušení **železobetonové konstrukce** je rozhodné snížení meze kluzu, kdy dochází k výraznému zvýšení deformací (u vodorovných nosných konstrukcí průhybů). Za jakou dobu trvání požáru se ocel zahřeje na kritickou teplotu, závisí především na teplotě, která vznikne požárem, a na tloušťce krycích vrstev betonu.

Ověřování odolnosti **keramických prvků** vůči účinkům vysokých teplot prakticky nikdy nebylo věnováno příliš pozornosti, neboť s ohledem na výrobu keramických výrobků a teplotu při výpalu až okolo 1000 °C se neočekává snížení mechanických parametrů při běžných požárech. K negativním projevům keramického střeptu vystaveného vysokým teplotám však může docházet v důsledku jeho dlouhodobé objemové nestálosti, kdy je vlivem přítomnosti jílových minerálů v keramické směsi materiál přijímána voda. Zahřívání voda v pórech materiálu expanduje a může způsobovat parazitní vnitřní pnutí.

3. Stavebně technický průzkum stropní konstrukce

Za účelem objektivního zhodnocení aktuálního stavebně-statického stavu vodorovných nosných konstrukcí části skladového objektu v Brně byly realizovány diagnostické práce. Objekt byl v srpnu 2015 poškozen požárem. Následně byly významně poškozené konstrukce provizorně sanovány.

Posuzovaný objekt je součástí seskupení budov. Hlavní budova je třípodlažní nepodsklepená, v 1. NP se nachází skladové prostory, vyšší patra jsou využívána jako kanceláře, jídelna a další. Na sklad navazuje jednopodlažní skladová hala. Celý objekt tvarem svého půdorysu připomíná písmeno L. Ke skladové hale byla v polovině 90. let 20. století přistavěna další část haly pro skladování.

Zájmovou oblast budovy tvoří především sklad v 1. NP hlavní budovy, kde působil požár. Ve skladu tvoří svislé nosné konstrukce ocelové sloupy s I profily v místě hlavice, kolem které byla po požáru přivařena ocelová krabice. Na sloupy jsou uloženy mohutné ocelové I nosníky, které podpírají další části stropní konstrukce. Ta byly původně tvořena hurdiskami uloženými do ocelových I nosníků.

Kvůli popraskání hurdisek však strop musel být již dříve sanován a v současnosti je stropní konstrukce tvořena ocelovými nosníky s nadbetonovanou deskou.

3.1 Metodika hodnocení stavu stropní konstrukce

Pro odhadnutí kondice hodnocené části objektu a rozpoznání problematických oblastí konstrukce bylo nutné provedení prvotní prohlídky zasaženého objektu. Po prvotní prohlídce objektu ze dne 3. listopadu 2015 pro hodnocení vlivu účinků požáru na stav dotčené stropní konstrukce nad 1. NP byly navrženy tyto diagnostické metody:

- podrobná vizuálně defektoskopická prohlídka,
- otevření diagnostické sondy stropu nad 1. NP pro určení skladby vodorovné nosné konstrukce,
- odběr jádrových vývrtů pro stanovení mechanických parametrů betonu stropu a ověření skladby stropu nad 1. NP,
- odběr vzorku z ocelového profilu nosné stropní konstrukce nad 1. NP pro stanovení mechanických parametrů konstrukční oceli.

3.1.1 Podrobná vizuálně defektoskopická prohlídka

Naplánovaná podrobná vizuálně defektoskopická prohlídka byla realizována dne 4. prosince 2015. Provedením vizuálně defektoskopické prohlídky stropní konstrukce nad 1. NP byly zjištěny směrodatné informace uvedené v následujících odstavcích.

Hurdisky jsou včetně úložných patek výrazně popraskané, na konstrukci už působí pouze jako mrtvá tíha bez nosné funkce. Tato porucha ovšem nebyla způsobena požárem. Na stropní konstrukci je zřejmý pokus o rekonstrukci původního stropu sestaveného z desek Hurdis s šikmými čely (CSD HURDIS 2, výška 80 mm) uložených do patek (CSD HURDIS 2pa), které jsou nasazené na dolní příruby ocelových profilů I 220, viz Obr. 1. Rekonstrukce popraskaného stropu spočívala v zachycení spodního líce stropu KARI sítí 100x100 mm průměru 8 mm připevněných pomocí ocelových L profilů kotvených svarem k přivařenému ocelového přípravku na nosný profil I 220 s šířkou pásnice 98 mm. L profily jsou rozmístěny po pravidelných vzdálenostech 500 mm, viz Obr. 2a. Kotevní ocelové L profily jsou vlivem vysoké teplotní roztažnosti oceli značně deformovány a přibližně u poloviny profilů došlo vlivem požáru k uvolnění svarového spoje zajišťující kotvení k nosníku I 220, viz Obr. 2b. V řadě případů si KARI síť splnila svoji funkci a i přes její mírné průhyby si na ni hurdisky dosedly, případně síť zachytila odpadávající segmenty desek. Z horního líce stropu je patrný průhyb stropní konstrukce v maximálních hodnotách cca 50 mm.



Obrázek 1.: Svislá nosná konstrukce v 1. NP a pohled na provizorní statické zajištění, pohled na hodnocenou stropní konstrukci nad 1. NP

18. – 20. 5. 2016

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně



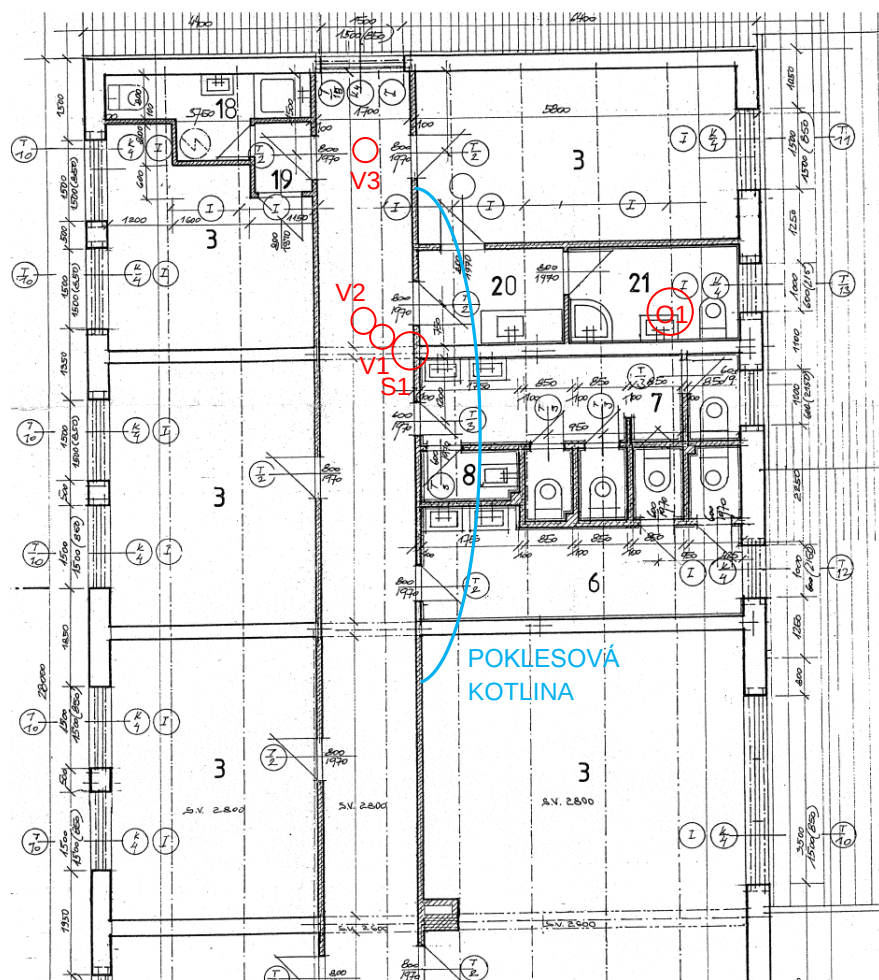
*Obrázek 2.: Stropní konstrukce nad 1. NP (sanace proběhla již před požárem);
a) pohled; b) detail kotvení prvků nosoucích kari sítě pro zachycení dříve
porušeného hrdiskového stropu*



3.1.2 Otevřené diagnostické sondy

Dalším krokem stavebně technického průzkumu bylo otevření diagnostické sondy, ke kterému došlo dne 16. prosince 2015 (spolu s odběrem všech vzorků konstrukcí).

Skladba vodorovné nosné konstrukce nad skladem v 1. NP byla zjišťována kombinací otevřené sondy a jádrových vývrtů (více o jádrových níže). Sonda S1 byla otevřena z horního líce stropní konstrukce v chodbě v 2. NP, viz Obr. 3. Fotodokumentace sondy se nachází v Obr. 4. Otevřená sonda stropem odhalila soudržné souvrství betonu a potěru. Beton byl vyztužen KARI sítí mírně odkloněnou od vodorovné roviny, lze očekávat, že síť plní funkci jak horní tak i dolní výztuže. (Následný jádrový vývrt prokázal horní a dolní vrstvu kari sítě). Dále je ze sondy patrná vrstva polystyrenu, která však z větší části vlivem vysokých teplot vysublimovala. Pod dutinou po polystyrenu se nachází vrstva cementového potěru překrývající hurdisku. Rozměry jednotlivých vrstev stropu nad 1. NP jsou určeny z jádrových vývrtů. Schéma skladby stropní konstrukce je uvedeno v Obr. 5.



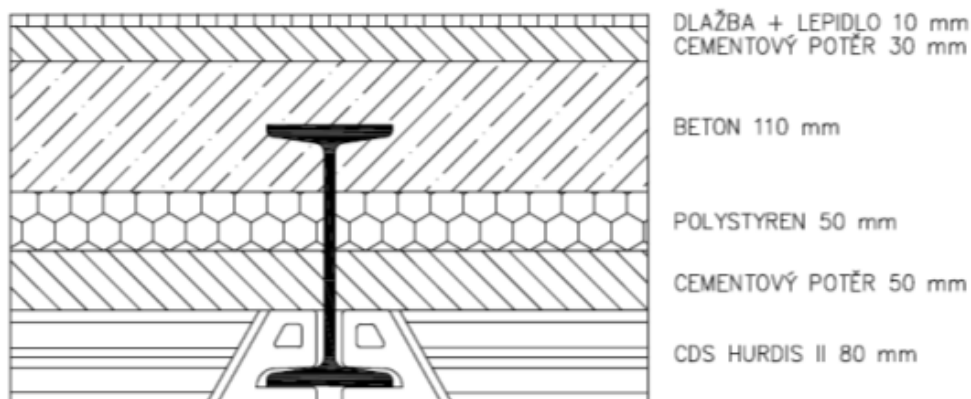
Obrázek 3.: Schéma stropní konstrukce nad 1. NP: S – otevřená sonda, V – jádrové vývrty a O – odběrové místo

18. – 20. 5. 2016

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně



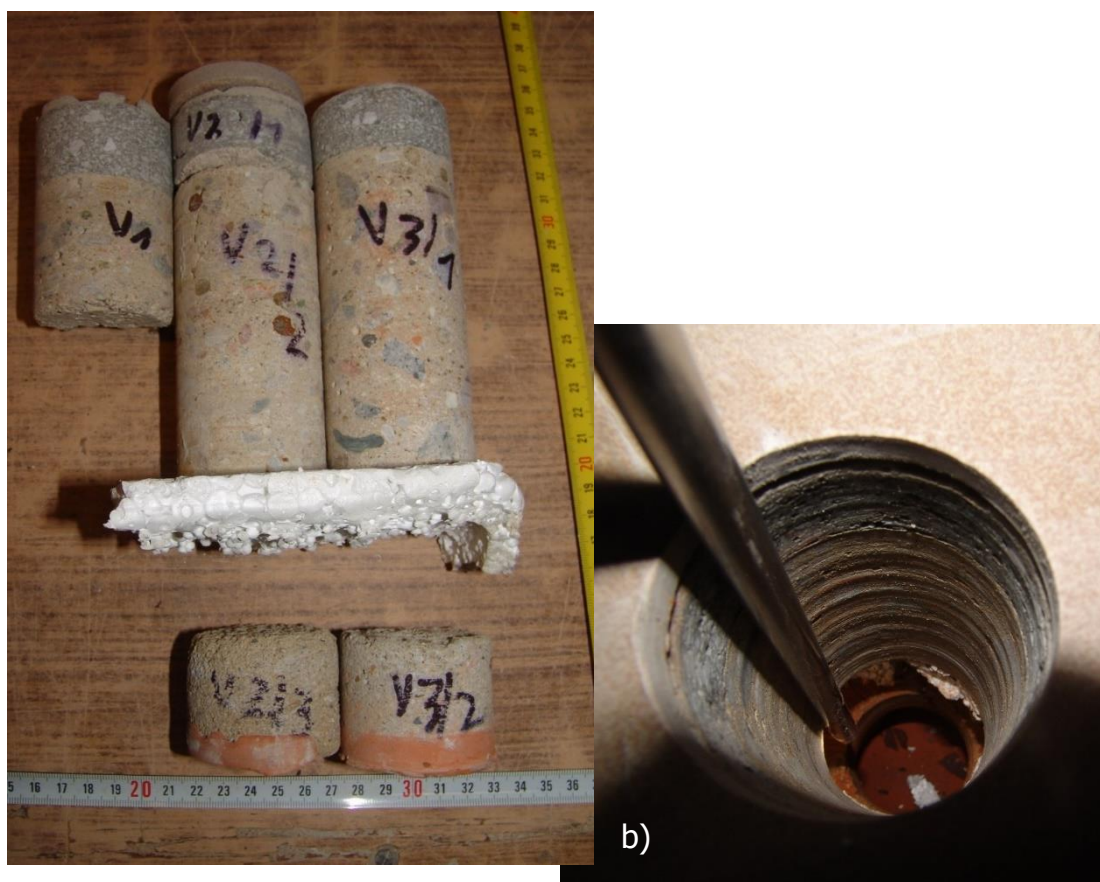
Obrázek 4.: Otevřená diagnostická sonda S1 podlahou v chodbě v 2.NP; a) pohled do otevřené sondy S1 včetně lokalizace na chodbě ve 2. NP (patrné soudržné souvrství vrchního cementového potěru a betonu, dále vzduchová kapsa s částečnými zbytky nevysublimovaného polystyrenu, pod kterou se nachází další vrstva cementového potěru a keramická stropní deska, beton je vyztužen kari sítí); b) souvrství stropní konstrukce spolu s ocelových I nosníkem



Obrázek 5.: Schéma typické skladby stropní konstrukce nad 1. NP

3.1.3 Odběr jádrových vývrtů

Pro stanovení pevnostních parametrů betonu stropní konstrukce ve skladu nad 1.NP byly odebrány 3 jádrové vývrty z horního líce stropu v oblasti chodby v 2. NP, viz půdorys 2. NP na Obr. 3. Detail vývrtů a odběrových míst viz Obr. 6.



Obrázek 6.: Jádrové vývrty; a) odebrané jádrové vývrty V1 až V3 z konstrukce stropu nad 1. NP; b) detail otvoru po jádrovém vývrtu V3

Z odebraných jádrových vývrtů bylo vyrobeno celkem 5 zkušebních těles, která byla podrobena laboratorní zkoušce pevnosti betonu v tlaku. Podle výsledků provedených zkoušky byl beton spřažené ocelobetonové stropní konstrukce nad 1. NP klasifikován do pevnostní třídy C 16/20.

Dále byla z odebraných jádrových vývrtů určena skladba stropní konstrukce nad 1. NP. Nosná část stropu je tvořena železobetonovou deskou o tloušťce 110 mm spřaženou s ocelovým profilem I 220. Balastní vrstvu na spodním líci tvoří deska Hurdis s šikmými čely (CSD HURDIS 2, výška 80 mm) s vrstvou cementového potěru tl. 50 mm. Na potěru je položeno 50 mm polystyrenu, který ale vlivem působení vysokých teplot při požáru z části konstrukce stropu zcela vysublimoval. Další vrstva je beton mocnosti 110 mm. Vývrt V1 vedený nad I profilem prokázal, že z uvedených 110 mm betonu je 50 mm uloženo nad úrovní ocelového nosníku (viz obr. P1.18 a P1.19a,b). Vrstva potěru tl 30 mm a dlažba na lepidle tl. 10 mm uzavírá horní povrch skladby stropu nad 1. NP. Celková skladba stropu je uvedená na Obr. 5.

3.1.4 Odběr vzorku ocelového profilu

Stropní konstrukce nad požárem postiženým skladem v 1. NP je tvořena také ocelovým profilem I 220. Stav nosníku po požáru naznačila již provedená vizuálně defektoskopická prohlídka, kdy nebyly zaznamenány významné průhyby nosníků. Vzorek I profilu pro stanovení mechanických parametrů konstrukční oceli byl odebrán úhlovou bruskou z dolní pásnice nosníku v místě označeném ve schématu na Obr. 3 jako O1. Odebraný vzorek byl upraven na zkušební těleso a poté byla provedena laboratorní zkouška tahem. Výsledkem zkoušky oceli profilu I 220 jsou především hodnoty meze pevnosti 398 MPa a meze kluzu 294 MPa.

3.2 Hodnocení rozsahu poškození

Provedený stavebně-technický průzkum odkryl především následující zjištění:

- Nosnou konstrukci stropu nad 1. NP tvoří spřažená ocelobetonová konstrukce. Betonová deska je vybudována z betonu pevnostní třídy C 16/20 a je spojena s ocelovým profilem I 220 s mezí pevnosti 398 MPa a mezí kluzu 294 MPa. Betonová deska je vyztužena horní a dolní vrstvou kari sítě. Požár neměl na ocelobetonovou stropní konstrukci negativní vliv.
- Původní hurdiskový strop nad 1. NP byl již před požárem nefunkční, a proto byl sanován. Zbytky desek hurdis působí na stropní konstrukci už pouze jako přítěžující vrstva bez příspěvku k celkové únosnosti předmětné stropní konstrukce. Ocelové L profily, které spolu s kari sítí tvořily původní statické zajištění podhledových vrstev stropu, již nejsou dostatečně kotveny k nosné stropní konstrukci.
- Stropní konstrukce nad 1.NP je účinkem požáru mírně prohnutá. Průhyby však neomezují statickou funkci stropu.
- V konstrukci stropu nad 1. NP vznikla účinkem vysokých teplot při požáru vzduchová kapsa o mocnosti až 50 mm. Stalo se tak důsledkem sublimace části vrstvy polystyrenu mezi dvěma vrstvami potěru.

S ohledem na požadovaný rozsah průzkumných prací nelze přesněji specifikovat rozsah poškození prvků stavební konstrukce.



3.3 Navrhovaná opatření

Na základě závěrů diagnostického průzkumu bylo pro zajištění dlouhodobé mechanické odolnosti, stability a bezpečnosti hurdiskové stropní konstrukce nad 1. NP objektu postiženého požáru navržena níže uvedená opatření. Především je však při stavebních pracích nutno zvolit vhodnou návaznost na zajištění dalších stavebních konstrukcí v předmětném objektu, které ale s ohledem na rozsah nejsou předmětem tohoto příspěvku (více viz [17]).

- Poškozená spodní vrstvy hurdiskové konstrukce budou staticky zajištěny torkretovaným betonem z dolního líce.
- Po podepření stropní konstrukce budou odstraněny spodní vrstvy stropu degradované požárem – KARI síť pro zadržení tvarovek Hurdis, tvarovky Hurdis, betonový potěr a polystyrén.
- Mezi I nosníky bude postupně po úsecích vkládána KARI síť 150/150/4,5 přímo na očištěný dolní líc horní betonové stropní desky. Síť se u I nosníku ohne zaklenutím a opře se o spodní přírubu I nosníku, ke kterému se zafixuje bodovými svary.
- Následně se provede nástřik torkretovaného betonu C20/25 v tloušťce 30 mm na dolní líc stávající betonové desky. U I nosníků se vyplní a zmonolitní celý prostor mezi nosníkem a betonovou deskou.
- Pro zajištění tuhosti stropního systému budou spodní pásnice I nosníků propojeny výztuhami z tyčových prvků (např. pásnice 5/10), spoj bude proveden svarem.

4. Závěr

Příspěvek poukázal na problematiku hodnocení stavebních konstrukcí poškozených požárem, který může mít za následek nevratná poškození materiálů konstrukce. Výsledky provedeného diagnostického průzkumu umožnily po odstranění balastních vrstev stropu zajištění hurdiskové stropní konstrukce torkretováním, a to bez navýšení původní vlastní tíhy konstrukce. Přitom před provedením stavebně technického průzkumu se stropní konstrukce jevila spíše vhodná k odstranění. Porovnáním nákladů na celkovou výměnu stropu s výše uvedenými stavebními úpravami lze očekávat významnou úsporu výdajů.

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] Výkresová dokumentace rekonstrukce a přístavba skladové haly, Brno, 08/1995
- [2] Zákon č.183/2006 Sb. o územním plánování a stavebním řádu (stavební zákon)
- [3] Vyhláška MMR č. 268/2009 Sb. O obecných technických požadavcích na výstavbu
- [4] ČSN ISO 13822 (73 0038): Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí
- [5] ČSN 73 0038 (730038): Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí - Doplnující ustanovení
- [6] ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [7] ČSN EN 1994-1-2 Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru
- [8] ČSN EN 1991-1-2 Zatížení konstrukcí – Část 1-2: Obecná pravidla – Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru
- [9] ČSN 72 2642 Cihelné výrobky po vodorovné konstrukce – Hurdisky, 2003
- [10] ČSN 73 1105 Navrhování a provádění hurdiskových stropů, 2003
- [11] A. Lílek, L. Grenčík, V. Novák – Betonové konstrukce, SNTL 1985
- [12] M. Rochla - Stavební tabulky, STNL 1987
- [13] P. Bayer, B. Teplý, P. Rovnaníková, B. Kucharczyková, P. Schmid – Vliv kameniva na šíření vysokých teplot v betonu, Beton TKS, 6/2011
- [14] M. Beneš, R. Štefan – Povrchové odštěpování betonových konstrukcí při požáru, stavební obzor, 6/2011
- [15] P. Schmid. Praktické aspekty diagnostiky stavebních konstrukcí: Practical aspects of structural diagnostics on civil constructions : zkrácená verze habilitační práce. Brno: VUTIUM, 2011. ISBN 978-80-214-4327-3.
- [16] I. Rozsypalová. Stavebně technický průzkum objektu poškozeného požárem. Brno, 2015. 131 s., 47 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavebního zkušebnictví. Vedoucí práce Petr Daněk.
- [17] J. Kubanek - SARON KAT s.r.o.. Návrh stavebních opatření za účelem statického zajištění konstrukčních prvků a celků v objektu postiženém požárem. Brno. 2016

Kontakt

Ing. IVA ROZSYPALOVÁ, tel: 00420 541 147 827, e-mail: rozsypalova.i@fce.vutbr.cz, 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, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.
Ing. PETR DANĚK, Ph.D., tel: 00420 541 147 492 829, e-mail: danek.p@fce.vutbr.cz, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.



ZKOUŠKY PEVNOSTI LEHKÝCH BETONŮ V TLAKU ZA VYSOKÉ TEPLoty

HIGH TEMPERATURE COMPRESSIVE TESTS OF LIGHTWEIGHT CONCRETE

**Rydval Milan, Bittner Tomáš,
Čítek David, Nenadálová Šárka**

Kloknerův ústav ČVUT v Praze

Anotace:

Článek pojednává o způsobech stanovování pevnosti betonu v tlaku za vysoké teploty. Zkoušky za vysoké teploty lze obecně rozdělit na dvě kategorie podle výsledku zkoušky. Prvním typem zkoušek je stanovení reziduálních pevností, čili pevností po zatížení teplotou a následnému ustálení do pokojové teploty a druhým způsobem je stanovení pevnosti při vysoké teplotě.

Annotation:

The paper is focused on comparison of different types of compressive tests of samples exposed to high temperature. The tests could be divided into two basic types. The first type of the test is an ambient temperature testing to obtain residual compressive strengths and the second type is a hot state testing to obtain mechanical parameters of concrete exposed to high temperature.

Klíčová slova:

Beton, elektrická pec, pevnost v tlaku, reziduální pevnost, zatížení teplotou

Keywords:

Concrete, electrical furnace, compressive strength, residual stress, temperature loading

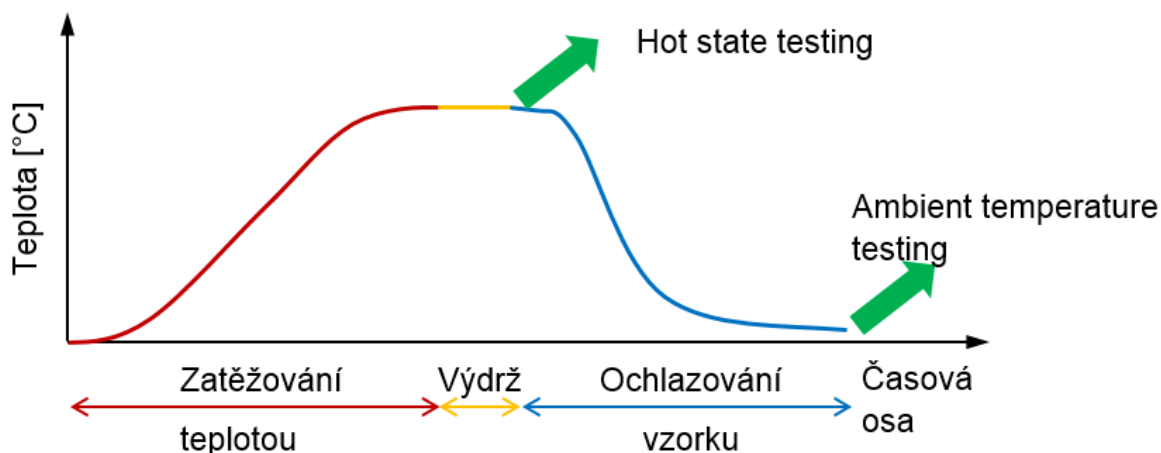
1. Úvod

Vlastnosti stavebních materiálů, které jsou vystaveny teplotnímu namáhání, jsou jedním z parametrů, který je nutno zohlednit při návrhu i posouzení konstrukce. Významnost těchto parametrů se vzrůstající teplotou a důležitostí stavby také narůstá. Dopravní stavby, zejména pak tunely a mosty, patří do výše uvedených objektů. Nejen u těchto, ale i u dalších objektů vzniká riziko požáru, jehož šíření je omezováno bezpečnostními opatřeními, jako jsou například skrápěcí systémy. Odolnost konstrukce vystavené účinkům vysoké teploty je pak mimo jiné dána vlastnostmi samotných materiálů.

Obecně je odolnost konstrukce (materiálu) udávána jako časový údaj, po který je daná konstrukce z konkrétního materiálu schopna odolávat požáru jeho účinkům než dojde k jejímu prohoření či ztrátě stability. V případě, kdy nedojde ke kolapsu objektu vystaveného účinkům teploty a je nutno provést statické posouzení, lze z konstrukce odebrat vzorky pro stanovení základních mechanicko – fyzikálních parametrů potřebných pro statický výpočet. Takto získané pevnostní parametry jsou označovány jako residuální pevnosti, jelikož nedochází ke zkoušení za maximální teploty, ale zkoušky jsou prováděny a teploty pokojové. Zkoušení residuálních pevností je prováděno od roku 1950 [1].

Experimentální zkoušky v oblasti vlastností stavebních materiálů vystavených účinkům vysoké teploty lze v současné době rozdělit do dvou základních typů. Prvním typem zkoušek je stanovování residuálních pevností materiálů (dále označováno „*ambient temperature testing*“), druhým typem zkoušek je pak stanovování vlastností během teplotního namáhání (dále označováno „*hot state testing*“). Režim zatěžování teplotou je u obou odvětví stejný až do fáze, kdy je vzorek ochlazován. Při stanovování residuálních pevností je zkušební vzorek nejprve ochlazen na teplotu okolního prostředí a poté vyzkoušen, kdežto v druhém případě je vzorek nejprve odzkoušen a teprve poté je ochlazen, aby mohl být vyjmut ze zkušebního zařízení. Časové schéma obou typů zkoušek a posloupnost jednotlivých fází procesu je uvedeno na obr. 1.

I přes zkoušení residuálních pevností se setkáváme s označením „zkoušení za vysokých teplot“. V drtivé většině případů se jedná o zkoušky těles, která byla zkoušena až po jejich vychladnutí („*ambient temperature testing*“) nebo o zkoušky na tělesech, která byla vyjmuta z teplotní komory (většinou nižší teploty do $T_{\max} = 400^{\circ}\text{C}$) a poté zkoušena ve standardním zkušebním zařízení. Je tedy zřejmé, že dané výsledky nekorespondují se zkoušením za vysoké teploty a získané výsledky neumožňují přímé posouzení odolnosti stavební konstrukce vysoké teplotě či požáru [3].



Obr. 1. Časové schéma zkoušek v režimu „hot state testing“ a „ambient temperature testing“

2. Stanovení pevnosti v tlaku u lehkých betonů zatížených vysokou teplotou

V rámci experimentálního programu zaměřeného na stanovení vlastností lehkých betonů vystavených účinkům vysoké teploty byla vyrobena série zkušebních těles z různých záměsí, která byla zkoušena v obou režimech, tedy jak v režimu „ambient temperature testing“, tak i v režimu „hot state testing“. Získaná data byla porovnána s údaji uvedenými v normě pro navrhování na účinky požáru. Přehled použitých záměsí, vzorků a režimy zkoušení jsou uvedeny v následující tabulce 1.

Tab. 1. Přehled režimu zkoušení pro jednotlivé materiály a zkušební tělesa

Označení záměsi	PP vlákna	Tvar zkušebního tělesa	Režim zkoušení
C 30/37	ne	krychle 150 mm	1
		válec 80/240 mm	1
			2
C 30/37	ano, $V_f = 0,9 \text{ kg/m}^3$	krychle 150 mm	1
LC 35/38	ne	krychle 150 mm	1
		válec 80/240 mm	2
	ano, $V_f = 0,9 \text{ kg/m}^3$	krychle 150 mm	1
		válec 80/240 mm	2
	ano, $V_f = 1,8 \text{ kg/m}^3$	krychle 150 mm	1
LC 16/18	ne	válec 80/240 mm	2

Poznámka: 1 – „Ambient temperature testing“ 2 – „Hot state testing“

Pro každou výše uvedenou záměs byla odzkoušena minimálně tři zkušební tělesa, která byla uložena 24 hodin ve formě a poté až do stáří 28 dní byla uložena v normovém vodním uložení. Po 28 dnech od výroby byly vzorky přesunuty z vodního uložení do laboratorních podmínek, ve kterých byly vzorky uloženy dalších 90 dní. Po této době byly vzorky vystaveny teplotnímu namáhání. Zkušební válce byly koncovány broušením dle EN 12390-1 [2] ve stáří 56 dní od výroby. Vzhledem k rozdílnému tvaru zkušebních těles a režimu zatěžování jsou dále uváděny relativní pevnosti, kdy jako výchozí hodnota je brána pevnost materiálu v tlaku při 20°C. Všechna tělesa byla zahřata na následující teploty: 200°C, 400°C, 600°C, 800°C a 1000°C. Díky režimu zkoušení „ambient temperature testing“ byly získány residuální pevnosti betonu v tlaku, zatímco v režimu „hot state testing“ byly získány pevnosti odpovídající pevnosti betonu v tlaku přímo při zatížení teplotou. Teplotní spád byl 15°C/min, při dosažení maximální teploty byly vzorky touto teplotou temperovány po dobu 90 minut.

2.1. Stanovení residuálních pevností lehkých betonů v tlaku

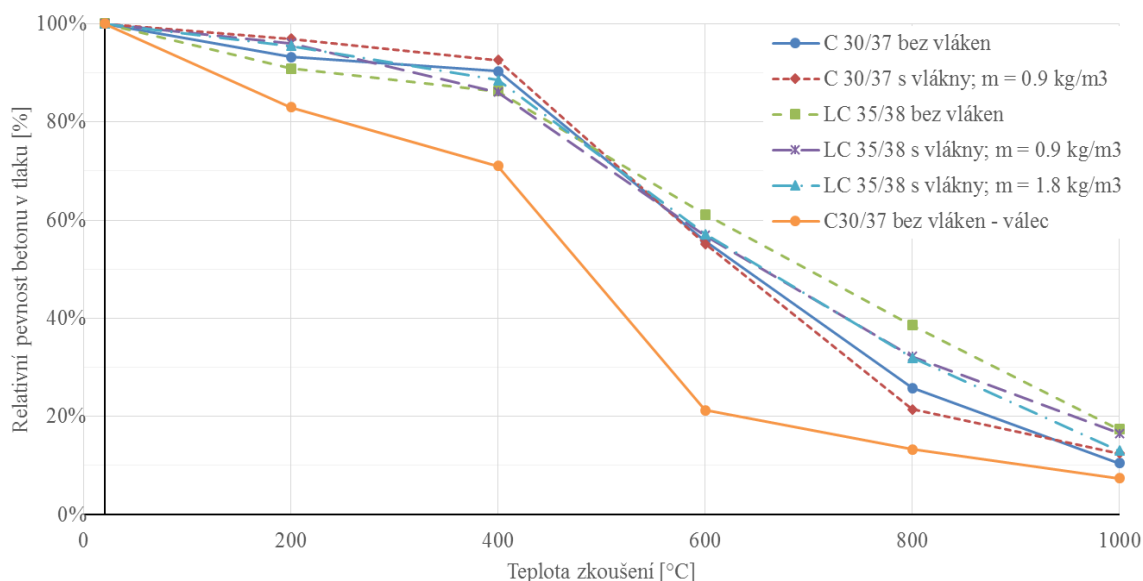
První část výzkumu byla zaměřena na stanovení residuálních pevností betonu v tlaku. Stanovování residuálních pevností bylo provedeno na zkušebních krychlích o hraně 150 mm z hutného betonu C 30/37 a krychlích z lehkého betonu LC 35/38. Některá zkušební tělesa byla vyztužena krátkými polypropylenovými vlákny. Z betonu C 30/37 byly kromě zkušebních krychlí vyrobeny i válce o průměru 80 mm a výšce 240 mm. Přehled použitých materiálů a zkušebních těles je uveden v tabulce 1. Krychle byly vypalovány v elektrické peci po dvojici, válce byly vypalovány samostatně. Po dosažení požadované teploty $T_{\max}$ a temperování po dobu 90 minut byly vzorky přirozeně ochlazovány na teplotu $T_0 = 20^\circ\text{C}$, poté byla tělesa z pece vyjmuta a zkoušena v běžném zkušebním lisu. Takto získané výsledky pak odpovídají residuální pevnostem. Vzhledem k rozdílnému geometrickému tvaru zkušebních těles a rozdílnému stáří od výroby byly zjištěné pevnosti přepočteny na pevnosti relativní, tedy poměr residuální pevnosti při zatížení teplotou $T_{\max}$ poděleno teplotou referenčních vzorků zkoušených při teplotě $T_0 = 20^\circ\text{C}$.

V následující tabulce 2 a obr. 2 jsou uvedeny relativní residuální pevnosti pro jednotlivé záměsy a zkušební tělesa. Z výsledků je patrné, že residuální pevnosti u hutného betonu jsou srovnatelné s residuálními pevnostmi lehkého betonu. Vliv krátkých polypropylenových vláken vyztužujících cementovou matici na residuální pevnosti je zanedbatelný.



Tab. 2. Průměrné hodnoty residuálních pevností hutného a lehkého betonu – zkoušeno při laboratorní teplotě $T_0 = 20^\circ\text{C}$

Označení záměsi	PP vlákna	Tvar zkušebního tělesa	Relativní residuální pevnost [%]					
			20°C	200°C	400°C	600°C	800°C	1000°C
C 30/37	ne	krychle 150 mm	100%	93%	90%	56%	26%	10%
		válec 80/240 mm	100%	83%	71%	21%	13%	7%
C 30/37	$V_f = 0,9$ kg/m^3	krychle 150 mm	100%	97%	93%	55%	21%	13%
LC 35/38	ne	krychle 150 mm	100%	91%	86%	61%	39%	17%
	$V_f = 0,9$ kg/m^3	krychle 150 mm	100%	96%	86%	57%	32%	17%
	$V_f = 1,8$ kg/m^3	krychle 150 mm	100%	96%	89%	57%	32%	13%



Obr. 2. Výsledky zkoušek residuálních pevností v tlaku

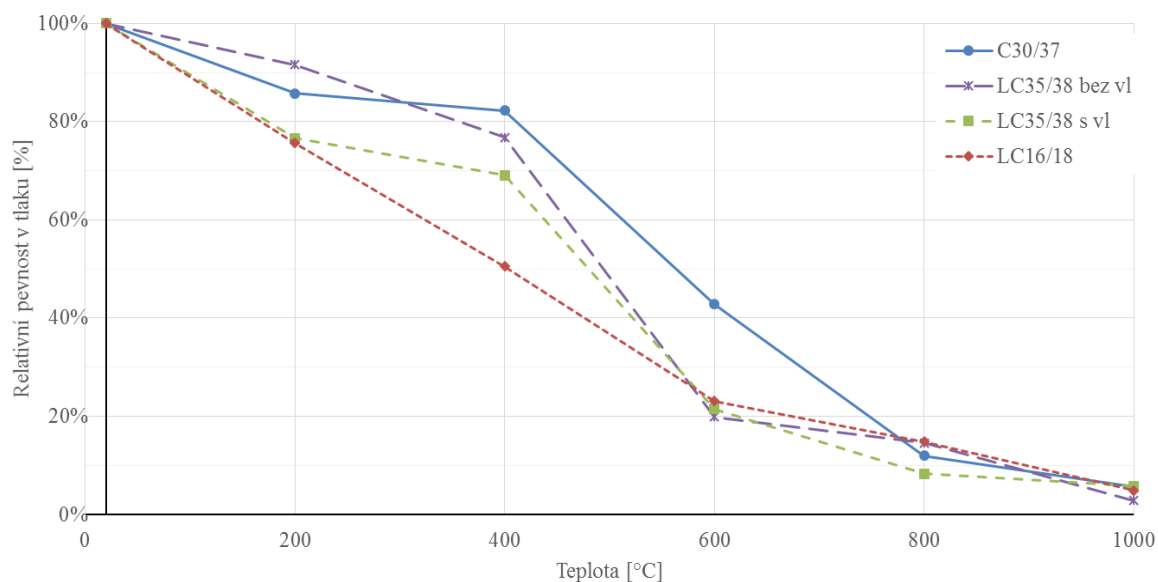
2.2. Stanovení pevnosti lehkých betonů v tlaku za vysoké teploty

V rámci druhé části projektu byly stanoveny pevnosti lehkého betonu v tlaku za vysoké teploty zkoušením v režimu „hot state testing“. V rámci druhé části byla zkoušena pouze válcová zkušební tělesa průměru 80 mm a výšky 240 mm, která byla zkoušena ve stáří minimálně 180 dní. Válce byly zahřívány teplotou v průchozí elektrické peci, ve které byly po dosažení teploty T_{max} temperovány po dobu 90

minut a následně byly vzorky odzkoušeny. Po dosažení maximální síly bylo ukončeno temperování a celé zkušební zařízení bylo přirozeně chlazeno na laboratorní teplotu tak, aby bylo možné odzkoušený vzorek vyjmout. Teplotní spád byl 15°C/min, rychlost zatěžování byla 0,02 mm/sec. Stejně okrajové podmínky byly použity i při stanovování residuálních pevností. Výsledky zkoušek za vysoké teploty jsou uvedeny v tabulce 3 a na obr. 3.

Tab. 3. Průměrné hodnoty pevnosti betonů v tlaku za vysoké teploty – zkoušeno při teplotě výpalu

Označení záměsi	PP vlákna	Tvar zkušebního tělesa	Relativní residuální pevnost [%]					
			20°C	200°C	400°C	600°C	800°C	1000°C
C30/37	ne	krychle 150 mm	100%	86%	82%	43%	12%	6%
LC35/38	ne	krychle 150 mm	100%	92%	92%	20%	15%	3%
LC35/38	$V_f = 0,9$ kg/m ³	krychle 150 mm	100%	77%	69%	22%	8%	6%
LC16/18	ne	válec 80/240 mm	100%	76%	50%	23%	15%	5%

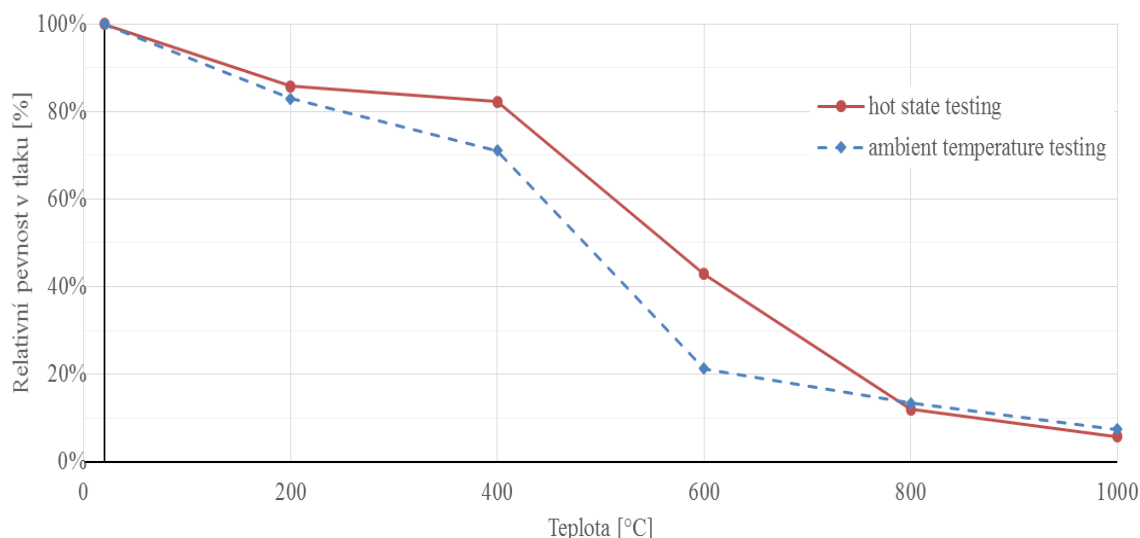


Obr. 3. Výsledky zkoušek pevnosti betonů v tlaku za vysokých teplot

3. Závěr

Pevnost betonu vystaveného účinkům vysoké teploty lze stanovit jako pevnost residuální, anebo jako pevnost za vysoké teploty. Residuální pevnosti betonu v tlaku jsou stanovovány na tělesech v běžných zkušebních lisech, jelikož režim zatěžování teplotou obvykle probíhá v samostatně stojící elektrické peci. Tento režim zkoušení je v některých publikacích presentován jako stanovování pevnosti betonu v tlaku za vysoké teploty, ale z hlediska logiky věci se jedná o stanovení residuálních pevností po vychladnutí zkoušeného tělesa. Další obdobnou variantou je zkoušení do teplot kolem 400°C, kdy je zahřátý zkoušený vzorek vyjmut z pece, kde probíhá teplotní zatěžování, a následně je zkoušen ve standardním zkušebním zařízení. Tento postup se svým charakterem přibližuje metodice zkoušení za vysokých teplot.

Druhou metodou stanovení pevnosti betonu v tlaku za vysoké teploty je provedení zkoušek přímo za vysoké teploty, čili v okamžiku, kdy byl zkoušený vzorek nejen zatížen teplotou, ale také temperován na dané teplotě a následně odzkoušen. Ochlazování vzorku v tomto případě probíhá až po zkoušce pevnosti betonu v tlaku. Rozdíl mezi jednotlivými režimy zkoušení je uveden na následujícím obr. 4.



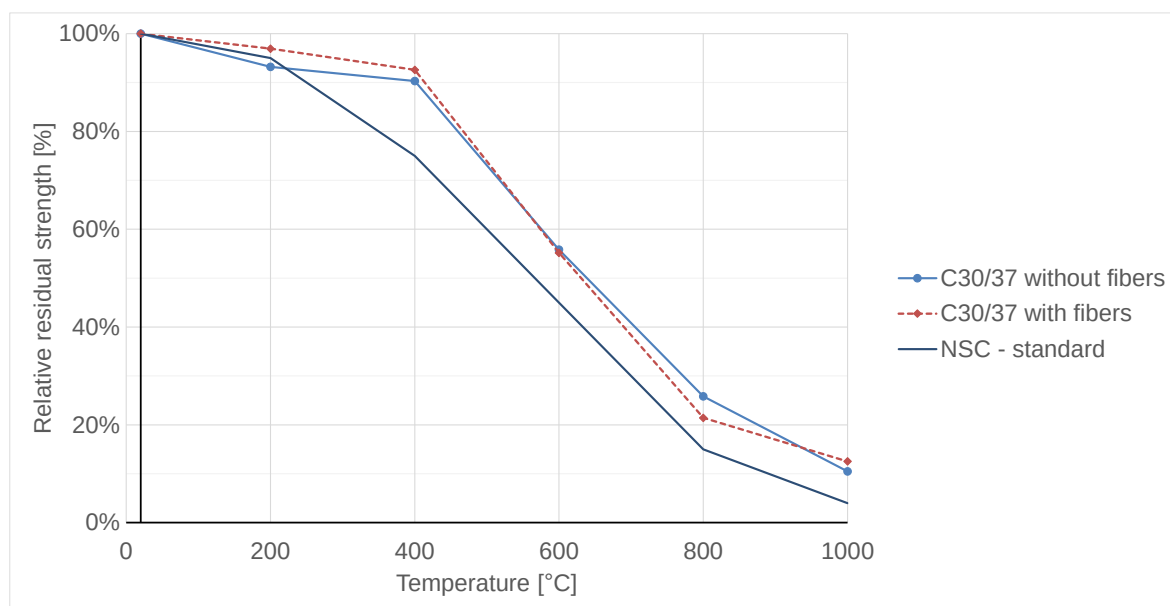
Obr. 4. Porovnání režimů zkoušení u hutného betonu C 30/37 bez vláken

V rámci experimentálního programu bylo zjištěno, že odezva lehkého i hutného betonu na vysokou teplotu je obdobná. Zkouškami nebyl potvrzen pozitivní ani negativní vliv polypropylénových vláken na pevnost betonů v tlaku.

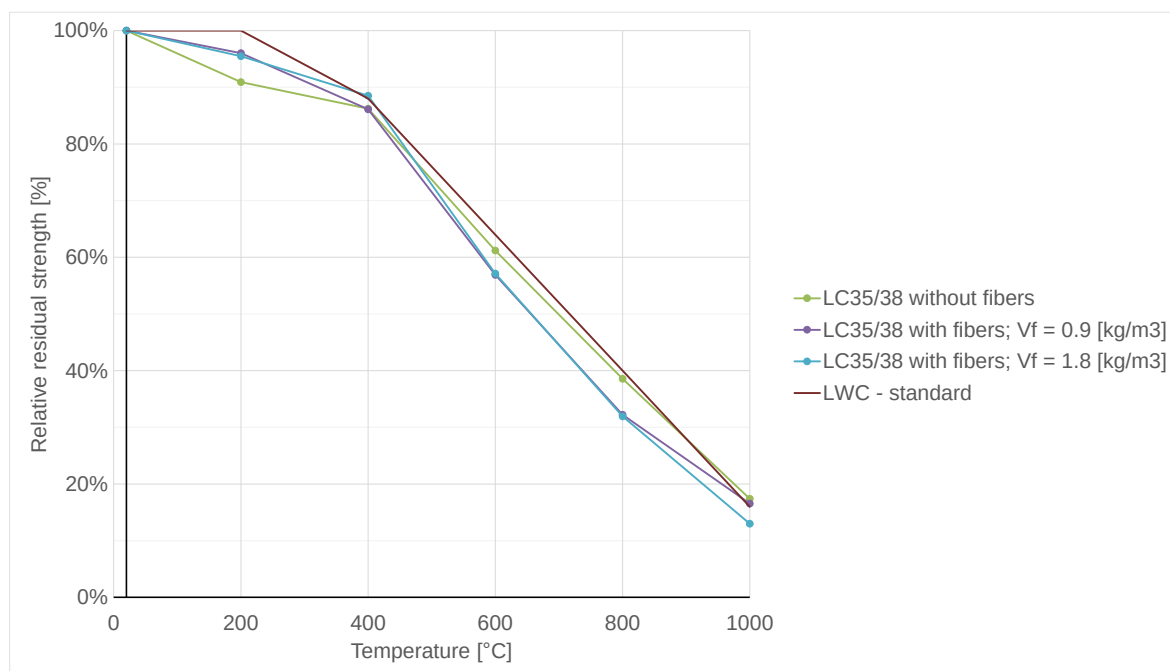
Při zkoušení v režimu „hot state testing“ byly zaznamenány rozdíly v chování lehkého betonu a betonu hutného, a dále je patrný i rozdíl v chování dvou receptur lehkých betonů pevnostní třídy LC 16/18 a LC35/38.

V normě EN 1994-1-2 [9] je uveden součinitel $K_{c,\theta}$, který je stanoven pro betony hutné a lehké běžných pevnostních tříd. Tento součinitel ovšem neodpovídá testovaným lehkým betonům, jelikož v normě není uvedeno, pro jakou skupinu

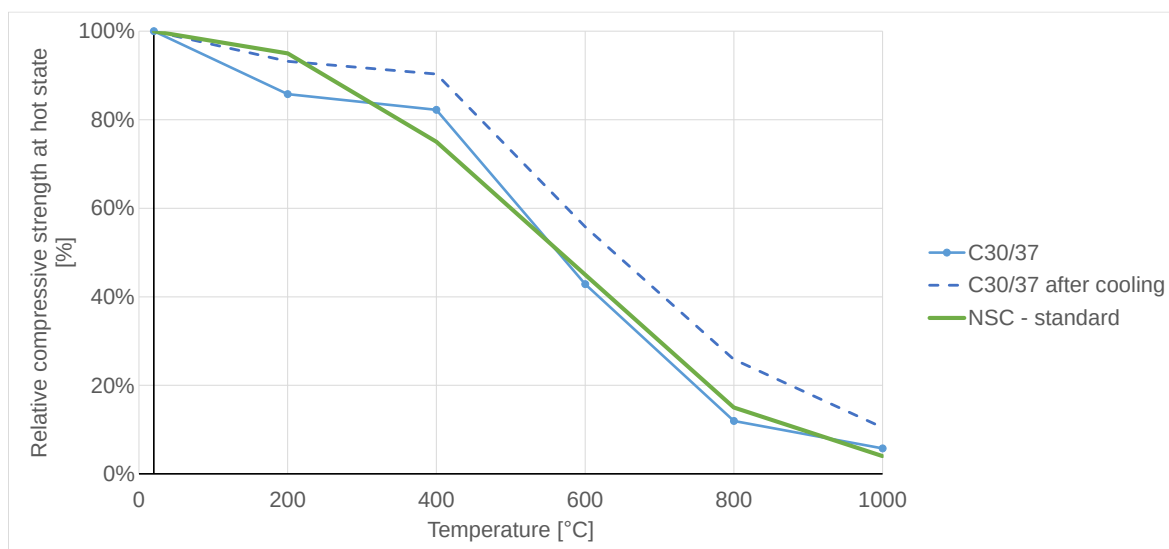
lehkých betonů je tento koeficient stanoven. Z tohoto důvodu je potřeba při návrhu konstrukcí vystavených vysoké teplotě stanovit i tuto hodnotu koeficientu $K_{c, \theta}$ pro jednotlivé typy materiálu tak, aby tento koeficient reflektoval dané složení a použití zkoušeného materiálu. Rozdíly mezi normou stanoveným trendem odolnosti betonů a experimentálně získanými daty je patrný na obr. 5 až obr. 8.



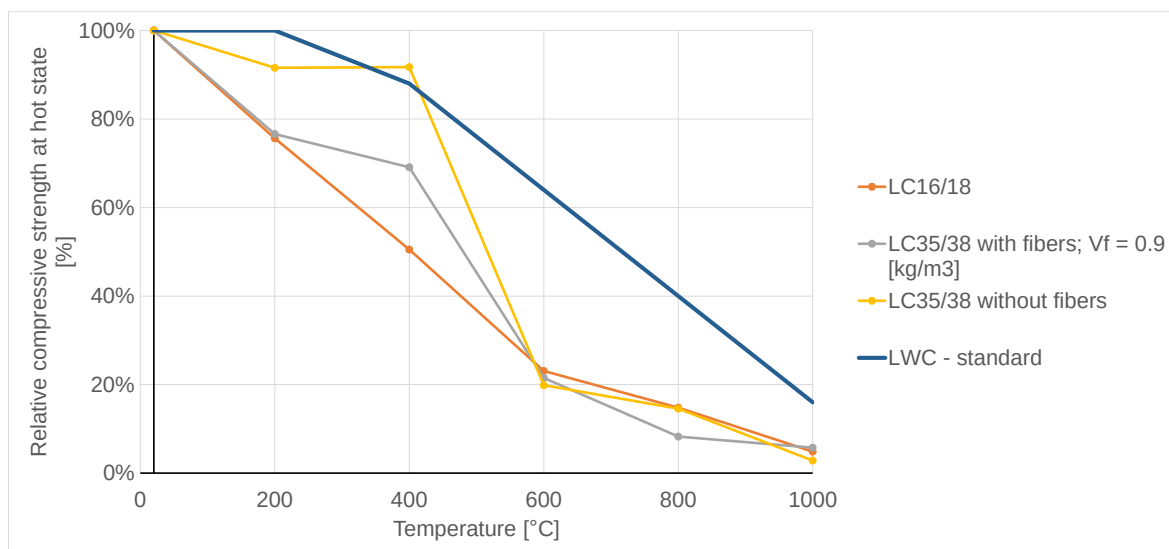
Obr. 5. Porovnání odolnosti hutného betonu třídy C 30/37 a normy při zkoušení v režimu „ambient temperature testing“



Obr. 6. Porovnání odolnosti lehkých betonů a normy při zkoušení v režimu „ambient temperature testing“



Obr. 7. Porovnání odolnosti hutného betonu třídy C 30/37 a normy při zkoušení v režimu „hot state testing“



Obr. 8. Porovnání odolnosti lehkých betonů a normy při zkoušení v režimu „hot state testing“

Poděkování

Výsledky publikované v tomto projektu vznikly v rámci studentského projektu SGS16/196/OHK1/2T/31 „Vlastnosti vláknobetonových kompozitních materiálů vystavených vysokým teplotám“.

Literatura

- [1] EN 12390-1, Testing hardened concrete - Part 1: Shape, dimensions and other requirements for specimens and moulds, European Committee for Standardization, 2013.
- [2] Phan L.T., High-Strength concrete at high temperature – an overview. Online at <http://fire.nist.gov/bfrlpubs/build02/PDF/b02171.pdf>.
- [3] RYDVAL, M., - ŠIMŮNEK, I.. Unikátní zkušební pec. In: Pražská technika (5/2015). ISSN 1213-5348.
- [4] Abrams M.S., Compressive strength of concrete at temperatures to 1600 °F. ACI SP 25. Temperature and concrete, Detroit, Michigan, 1971.
- [5] Recommendation of RILEM TC 200-HTC: Mechanical concrete properties at high temperatures—modelling and applications, Part 1: Introduction—General presentation. In Materials and Structures (2007) 40:841–853, doi 10.1617/s11527-007-9285-2.
- [6] SCHNEIDER, U., – SCHWESINGER, P.. (eds) (1990) Mechanical testing of concrete at high temperatures. RILEM Transaction 1, February 1990, ISBN: 3-88122-565-X, 72.
- [7] Schneider U, Properties of materials at high temperatures – Concretes. RILEM-Report 44-PHT, 2nd Edn, Kassel, June 1986
- [8] RYDVAL, M., - ŠIMŮNEK, I., - KOLÍSKO, J.. Testing of compressive strength of lightweight concrete at high temperature. In: 4th International workshop on concrete spalling due to fire exposure. Leipzig (2015). ISBN: 978-3-9814523-6-5.
- [9] EN 1994-1-2, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design. EAN: 8590963772325

Kontakt

Ing. MILAN RYDVAL, tel: 00420 224 353 547, e-mail: milan.rydval@cvut.cz, Oddělení experimentálních a měřících metod, Kloknerův ústav ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6 – Dejvice.

Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. TOMÁŠ BITTNER, tel: 00420 224 353 547, e-mail: tomas.bittner@cvut.cz, Oddělení experimentálních a měřících metod, Kloknerův ústav ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6 – Dejvice.

Ing. DAVID ČÍTEK, tel: 00420 224 353 521, e-mail: david.citek@cvut.cz, Oddělení experimentálních a měřících metod, Kloknerův ústav ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6 – Dejvice.

Ing. ŠÁRKA NENADÁLOVÁ, tel: 00420 224 353 547, e-mail: sarka.nenadalova@cvut.cz, Oddělení stavebních materiálů, Kloknerův ústav ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6 – Dejvice.



MOŽNOSTI PROVÁDĚNÍ KONTROLY DODATEČNĚ INSTALOVANÝCH KOTEV V ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍCH

OPTIONS FOR INSPECTION OF POST-INSTALLED ANCHORS IN CONCRETE STRUCTURES

Pavel Schmid, Petr Daněk, Jaromír Láník

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební

Anotace:

Příspěvek je zaměřen na možnosti provádění kontroly kotevních systémů in-situ z pohledu kvality provedení. Článek popisuje možnosti diagnostiky kotevní hloubky pomocí nedestruktivních zkoušek, jakož i polní zatěžovací zkoušky pro ověření skutečné osové únosnosti kotvy nebo kotveného celku.

Annotation:

The paper is focused on the possibility of carrying out checks anchoring systems in-situ in terms of quality of design. Article discusses the diagnostic possibilities anchoring depth using non-destructive testing and field load tests to verify the actual axial load anchor or anchored whole.

Klíčová slova:

Kotevní délka, ultrazvuková odrazová metoda, osová zatěžovací zkouška, pracovní diagram

Keywords:

Anchor length, ultrasound reflection method, axial load test, L-d diagram

1. Úvod

Stále více moderních železobetonových konstrukcí je koncipováno tak, že doplňkové konstrukce k nim, nejčastěji ocelové, jsou připojovány pomocí dodatečně umisťovaných kotevních trnů (jedná se např. o sloupky svodidel, kotvení ocelových sloupů k železobetonovým základům, upevnění kolejnic aj.). Výrobní proces se tím zjednodušuje ve srovnání se stavem, kdy kotvící prvky byly umisťovány do bednění ještě před betonáží. Dodatečné umisťování kotev do betonových konstrukcí však vyžaduje dokonalou diagnostiku konstrukcí, aby při vývrtu nebyla narušena důležitá část konstrukce a dále dokonalou vrtací technikou, aby byla dosažena vždy navržená hloubka pro osazení kotev. Na mnoha příkladech z konkrétních staveb jsme však svědky toho, že osazení kotev není provedeno kvalitně – že mnohdy dřík kotev je zkracován, v případech, že předepsaná hloubka pro kotvu při vrtání otvorů není dosažena. Některé vady chybného provedení kotev lze zjistit vizuální prohlídkou. Např. jsou to stopy po odřezání části kotvy, které jsou patrné na vyčnívajícím dříku – nad kotevní maticí. Při chybném mechanickém provedení kotvy pak může dojít i k protáčení kotvy v ukotvení. To všechno jsou vady zjistitelné bez použití speciálního přístrojového vybavení. Výše zmíněné nedostatky pak víceméně ve všech případech výrazně ohrožují stabilitu kotvených konstrukcí, v některých případech pak zásadně ohrožují bezpečnost provozu (např. u kotvení svodidel či kolejnic).



Obrázek 1.: Pohled na sloupek silničního svodidla na mostní konstrukci po čelním nárazu osobního automobilu

2. Problematika provádění a zkoušení dodatečných kotev

Návrh kotev do betonu, zejména pak kotev chemických, musí zajišťovat vždy zodpovědný projektant. Přitom musí brát v úvahu návrhová zatížení a požadovanou únosnost kotev. Ta závisí ve velké míře na hloubce ukotvení. Nezanedbatelnou roli však hrají i ostatní podmínky kotvení, jako je kvalita betonu, do kterého je kotva umisťována a dále kvalita lepicího tmele a v neposlední řadě dodržování technologie při osazování. Výsledná únosnost pak závisí i na zkušenostech a odpovědnosti firmy, která kotvení provádí. Ta by měla dohlédnout, aby otvory před kotvením byly náležitě dočištěny, aby byla dostatečná vzdálenost kotevního otvoru od okraje konstrukce i mezi otvory navzájem, aby byla garantována hloubka vývrtu, a aby byly vhodné atmosférické podmínky při osazování kotev. Na kvalitu kotev má samozřejmě vliv i přirozené stárnutí použitých materiálů a zejména pak koroze vlepuvaného ocelového prvku. Obecně lze říci, že při dobře navrženém kotvení by v případě extrémního zatížení vysoko nad navrženou únosností mělo dojít buď k přetržení vlastního vlepuvaného ocelového prvku, nebo k vytržení kužele betonu podkladního materiálu.

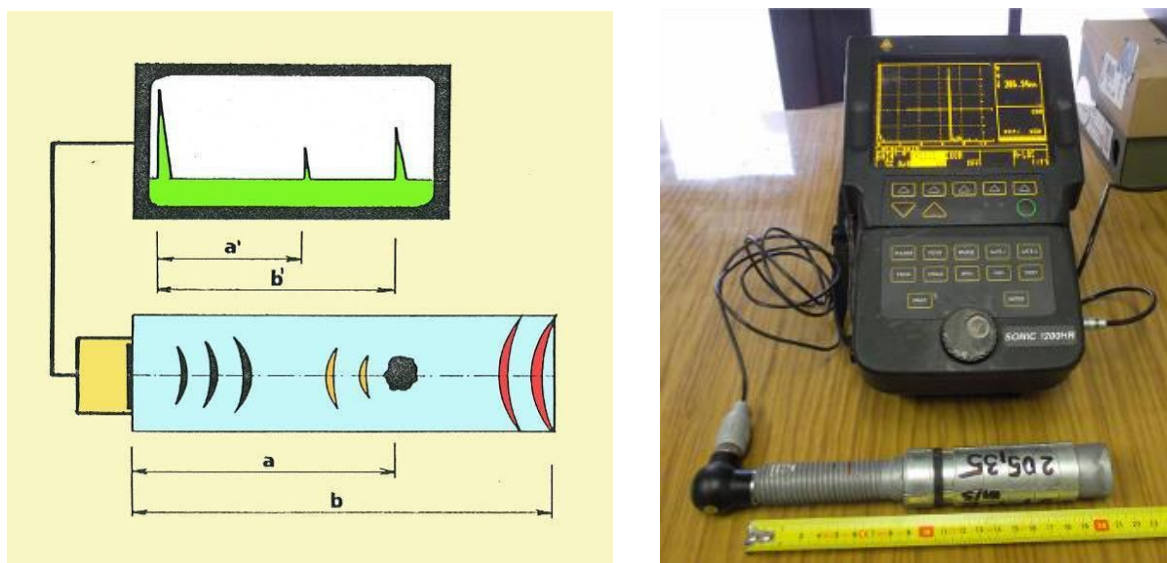


Obrázek 2.: Pohled na kotevní šrouby mostního svodidla po provedení osové zatěžovací zkoušky, v tomto případě nebylo dosaženo požadované únosnosti.

2.1. Nedestruktivní kontrola kotevní délky zabudovaných kotev

Na základě požadavků praxe byla na Ústavu stavebního zkušebnictví Fakulty stavební VUT v Brně zkoumána ultrazvuková impulsní metoda, využívaná pro kontrolu svarů, kterou se podařilo pro měření délky zabetonovaných kotev vhodně využít. S touto metodou byla uskutečněna celá řada laboratorních měření, která byla zaměřena na nastavení přístroje a na zjištění dosahu této metody. Po laboratorních měřeních byla metoda odzkoušena in-situ, kde prokázala velkou operativnost a přesnost tohoto měření.

Principiálně je měření realizováno pomocí impulsové odrazové metody, tzn., že přístroj vysílá i přijímá impulzy, které se odráží od protější roviny geometrického útvaru. Přístroj měří čas, za který tento odražený impulz (echo) dorazí zpět do vysílače, který se přepne na přijímač. Ze známé rychlosti šíření UZ vln v oceli ($c_s = 5920$ m/s) přístroj vypočítá dráhu, kterou signál urazí, což potom přístroj, dle svého nastavení, vyhodnotí jako tloušťku daného materiálu, či celkovou délku.

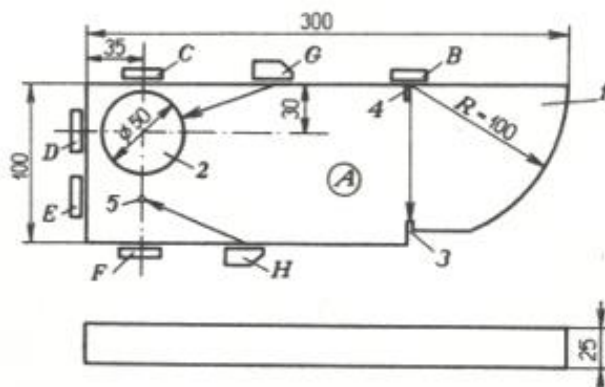


Obrázek 3.: Příklad činnosti UZ přístroje SONIC 1200HR při měření délky kotvy.

Před začátkem zkoušení délky UZ přístrojem je nutné kalibrovat časovou základnu, tak, aby měřená délka vypočítaná z rychlosti šíření UZ signálu materiálem byla dostatečně přesná, k čemuž se používají kontrolní měřky.

Základní měřka pro ultrazvukové impulsové defektoskopy pracující ve frekvenčním pásmu od 0,5 MHz do 15 MHz byla doporučena mezinárodním svářečským ústavem (International Institute of Welding, IIW). Tato měřka byla pro svou univerzálnost převzata s malými obměnami v mnoha evropských státech, také v ČR, kde je označena jako kontrolní měřka K 1, její podrobný popis je v ČSN 35 6885.

Podobný účel plní i další měrka označená K 2 podle ČSN 35 6886. Tato měrka se vyrábí opět z oceli se stejnými akustickými vlastnostmi jako měrka K 1. Pro její menší rozměry i hmotnost se jí dává přednost v montážních podmínkách. Nastavení přístroje se uskutečňuje před vlastním měřením a kontrolní měření na měrkách se provádí pravidelně během měření in situ.



Obrázek 4.: Kontrolní měrka K 1 podle ČSN 35 6885

- Příklad měření kotevní délky na mostní konstrukci**

Voznický potok na trase rychlostní komunikace R4 je překlenut dvěma souběžnými mosty o sedmi polích a celkové délce přemostění 251,25 m. Nosnou konstrukci tvoří spojitý nosník komůrkového průřezu z podélně předepjatého betonu. Svršek mostu byl v rámci opravy v letech 2000-2001 vyměněn.



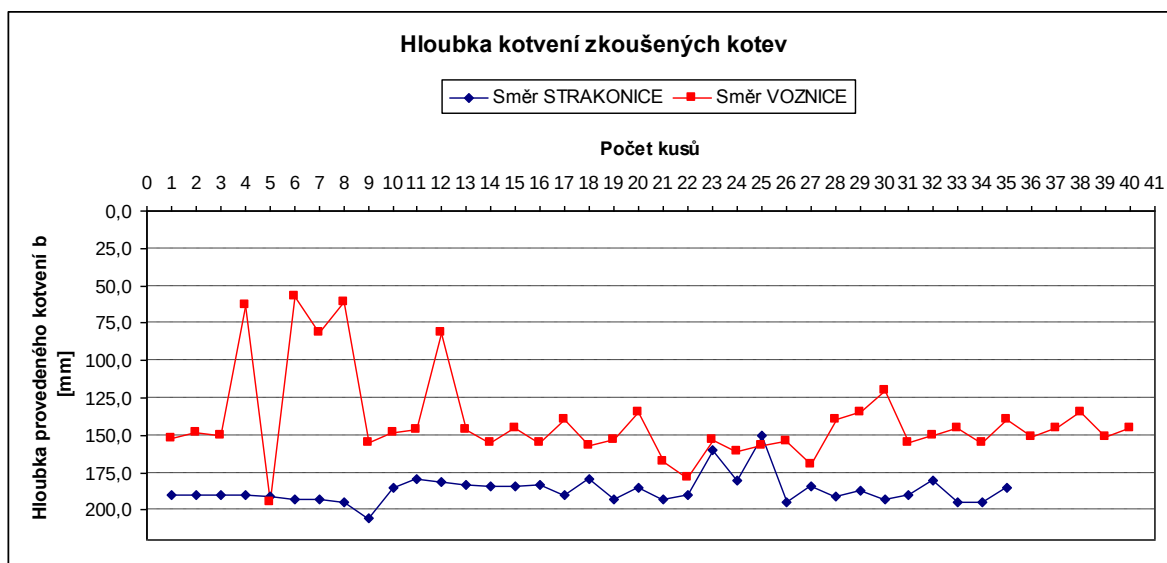
Obrázek 5.: Pohled na mostní konstrukci přes Voznický potok.

U mostu byly zjištěny závady v kotvení svodidel do vnější římsy levého mostu, ke kterému došlo po nárazu projíždějícího vozidla. Tato závada byla zjištěna během výkonu běžné prohlídky mostu a byla rozčleněna do následujících bodů:

- v úseku nárazu došlo k vytržení chemických kotev z betonu římsy
- některé kotvy měly zcela nedostatečnou délku. Po posouzení vlepuvaného ocelového prvku bylo zjištěno, že výrobek (šroub) renomované firmy byl na stavbě dodatečně krácen
- patní plech svodidlových sloupků měl nedostatečnou tloušťku

Výše uvedené závady byly podnětem pro provedení diagnostického průzkumu, kterým měl být určen přesný rozsah závad a jejich vliv na provozuschopnost daných konstrukcí.

Cílem nedestruktivní ultrazvukové kontroly kotevních šroubů bylo ověřit jejich celkovou délku a na základě jejich přesahu přes úroveň železobetonové konstrukce římsy, zjistit jejich skutečné zapuštění do železobetonové konstrukce. Kotevní šrouby slouží k připevnění sloupků svodidel. Výsledky nedestruktivní kontroly jsou zobrazeny na Obr. 6.

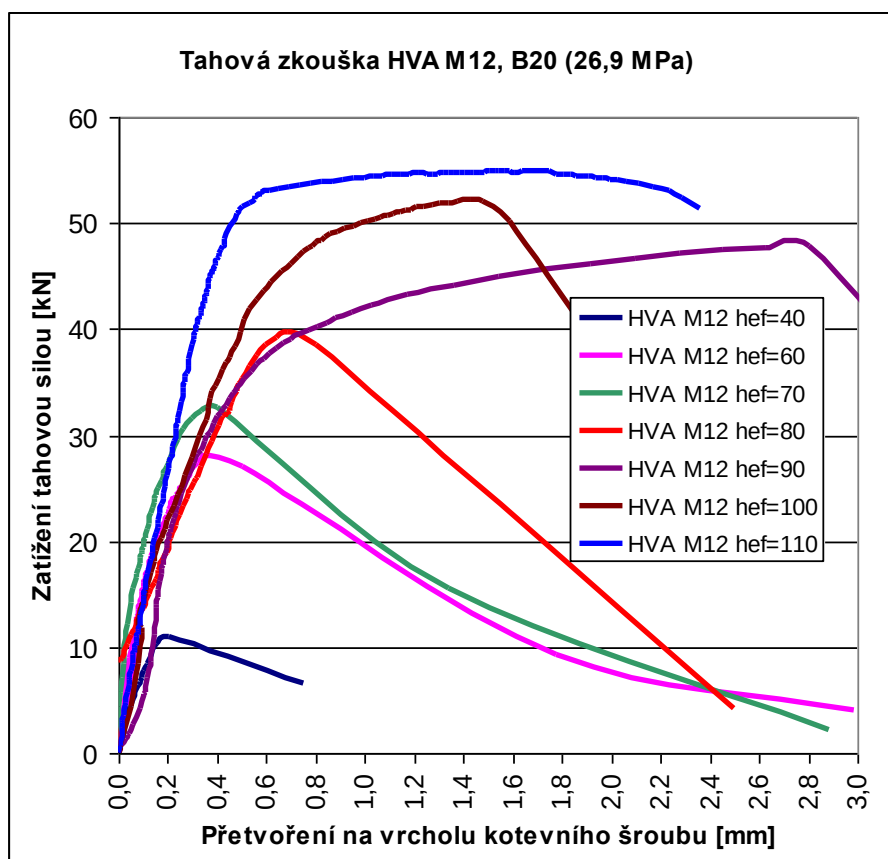


Obrázek 6.: Výsledky měření kotevní délky šroubů mostních svodidel. Požadovaná hloubka kotvení daná projektem byla v rozmezí 180 – 200 mm

Vyhodnocení měření délky kotev potvrdilo obavy zpracovatele průzkumu. U pravého mostu jsou výsledky celkem uspokojivé, ale u levého mostu jsou zjevně nevyhovující. Celkem 93% šroubů s nedostatečnou kotevní délkou jednoznačně výrazně negativně ovlivňuje bezpečnost provozu na mostě.

2.2. Zatěžovací zkoušky kotev pro určení osové únosnosti

Evropská směrnice ETAG (Kovové kotvy pro použití do betonu) stanoví požadavky kladené na kotvy, kritéria přijatelnosti, kterým musí vyhovět, a návody pro porozumění těmto dvou ústředních rysů, a dále metody posouzení a zkoušek použitých při provádění posouzení. Navíc jsou zahrnuty obecnější závažné aspekty, včetně informací, požadovaných všemi stranami, a kontroly kvality. Všeobecný přístup k posuzování, přijatý touto Směrnicí, je založen na kombinaci odpovídajících praktických znalostí a zkušeností s chováním kotev získaných zkouškami. Při použití tohoto přístupu se zkouškami ověřuje způsobilost kotev. Kotvy a jejich skutečné chování jsou předmětem zájmu řady skupin, včetně výrobců, projektantů a konstrukčních inženýrů, stavitelů a specializovaných montérů. Chování během použití závisí na mnoha faktorech, včetně návrhu kotvy, betonu, kvality instalace, druhu zatížení, atd. Dílčí a společný vliv různých faktorů uvedených výše není natolik znám, aby umožnil čistě teoretickými metodami určit vlastnosti zakotvení při různých druzích zatížení. Je proto nezbytné provést zkoušky, aby bylo umožněno bezpečné posouzení vlivu různých faktorů na únosnost a dlouhodobou stabilitu zakotvení.



Obrázek 7.: Příklad závislosti kotevní délky na osové únosnosti osazené kotvy v železobetonu při zatěžovací zkoušce

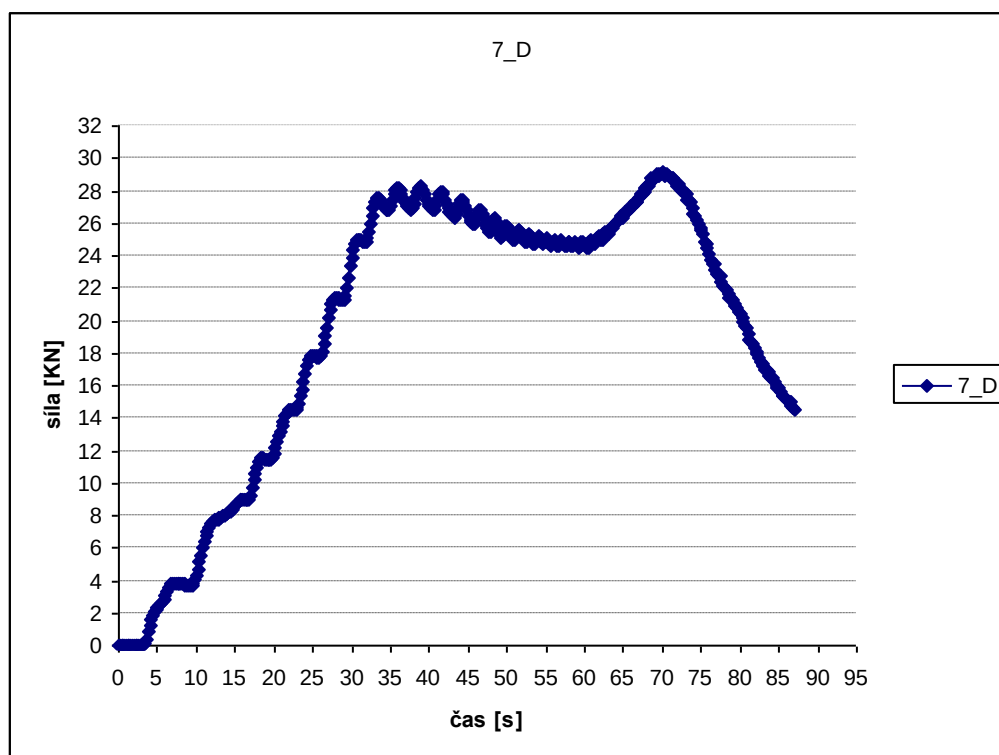
Příklad zatěžovací zkoušky kotev svodidel na mostní konstrukci

Ověřovací metoda, která byla použita na mostním objektu přes Voznický potok je modifikací ověřovací metody dle ETAG 001 pro neomezenou tahovou zkoušku. Neomezená tahová zkouška umožňuje neomezenou tvorbu porušení materiálu kuželu betonu, u omezených zkoušek je zabráněno selhání kuželu betonu vnesením reakce do betonu bezprostředně u kotvy. Výsledky při neomezené zkoušce jsou tedy na stranu bezpečnou. Modifikace metody spočívá ve skutečnosti, že při tahových zkouškách byla měřena pouze síla (požadavek investora) při zatěžování kotevního prvku hydraulickým dutým lisem (Obr. 8).



Obrázek 8.:Provádění osově zatěžovací zkoušky soudržné kotvy mostního svodidla odbornou osobou.

Pro vlastní měření tahové reakce kotevního šroubu byl použit tenzometrický dutinový siloměr HBM typ C6A 200 (zátížitelnost 200kN, citlivost 1kN), zatížení bylo vyvozeno dutinovým hydraulickým válcem KGF H50-75 o celkové zatížitelnosti 500kN při zdvihu válce 75mm. Elektricky měřené veličiny byly snímány spojitě měřicí ústřednou HBM SPIDER 8 při frekvenci ukládání 1 Hz, průběh zatěžování je uveden na Obr. 9.



Obrázek 9.:Příklad průběhu zatěžování v čase při provádění tahové zatěžovací zkoušky kotevního prvku mostního svodidla.

Výsledky tahové zkoušky provedené u kotevních šroubů levého mostu potvrdily výsledky ostatních zkoušek a lze jednoznačně konstatovat, že kotvení sloupků svodidla do levé římsy levého mostu je zcela nedostatečné –

- Počet šroubů s nedostatečnou max. silou * 14 ks, tj. cca 88% zkoušených šroubů
- Počet šroubů s nedostatečnou max. silou ** 15 ks, tj. cca 94% zkoušených šroubů
- Počet šroubů se samovolným uvolněním 8 ks, tj. cca 50% zkoušených šroubů

Pozn.: * - v porovnání s hodnotou požadovanou TP 128 (70 kN)

** - v porovnání s hodnotou garantovanou výrobcem (90 kN)

S ohledem na výrazně nižší stupeň zadržení svodidel levého mostu bylo nezbytné okamžitě omezit maximální rychlost vozidel v úseku mostu

Následně musí být provedena kompletní oprava záchytného systému tak, aby odpovídal stávajícím předpisům, které jsou platné v oboru PK

3. Závěr

Kontroly uskutečněné v průběhu roku 2015 na konstrukcích, osazených chemickými kotvami, prokázaly výhodnost jejich použití a dobrou únosnost za předpokladu jejich kvalitního zhotovení. Bohužel také prokázaly, že v případě nekvalitní práce se tyto kotvy mohou stát zdrojem vážných havárií (vytržení svodidel při nárazu, apod.). Je tedy nutno se ve zvýšené míře zabývat kontrolní činností během zhotovování kotev a při přejímce staveb s kotvami.

V praxi se velmi osvědčila ultrazvuková kontrola délky zabudovaných kotev. Ukázala se jako velmi operativní a dostatečně přesná, lze ji spolehlivě uplatnit v praxi, např. při přejímce staveb s dodatečně osazovanými kotevními šrouby.

Poděkování

Príspevek 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] HOBST, L.; VÍTEK, L., Ověřování délky kotevních šroubů v masivních konstrukcích ultrazvukovou metodou, článek v *Soudní inženýrství*, ISSN 1211-443X, Akademické nakladatelství CERM, s.r.o., Brno, 2007
- [2] HOBST, L.; VÍTEK, L., Další využití ultrazvukové metody pro ověřování délky dodatečných kotevních šroubů v masivních konstrukcích, kapitola v *Technické a kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací - Kapitola 19*, Ministerstvo dopravy ČR, Praha, 2008

Kontakt

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.



TRVANLIVOSTNÍ VLASTNOSTI BETONŮ S PŘÍDAVKEM POLYMERNÍCH A OCELOVÝCH VLÁKEN

DURABILITY PROPERTIES OF CONCRETE WITH ADDED POLYMER AND STEEL FIBERS

Tomáš Stavař, Michal Stehlík

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební

Anotace:

Mechanické a deformační vlastnosti betonu jsou výrazně zlepšeny přidavkem dlouhých konstrukčních vláken. Tento přírůstek nemá vždy pozitivní vliv na trvanlivost betonu, což bude hlavním tématem výzkumu. Jedním z důležitých faktorů je posoudit propustnost povrchové vrstvy, která tvoří v podstatě „vstupní bránu“ pro různé škodlivé látky. Jako nejvhodnější laboratorní testy se pro tento výzkum jeví metoda TORRENT a metoda ustáleného toku chloridů do betonu NORDTEST. Naměřené výsledky obou metod jsou do jisté míry srovnatelné.

Annotation:

Mechanical and deformational properties of concrete are markedly improved by the addition of long structural fibers. This addition, however, not always improves the durability of concrete, which will be the main topic of research. One important factor is to assess the permeability of the surface layer, which forms essentially a "gateway" for different pollutants. The TORRENT permeability method and the method for determination of the non-steady-state migration coefficient of chlorides in concrete – NORDTEST - was used in this research. The measured results of both used methods are partially comparable.

Klíčová slova:

Trvanlivost betonu, polymerní vlákna, ocelové drátky, povrchová vrstva, propustnost betonu.

Keywords:

Durability of concrete, polymer fibers, steel fibers, surface layer, permeability of concrete.

1. Úvod

Trvanlivost betonu lze, dle pokynu F Evropské komise z prosince 2004, definovat jako schopnost udržet požadované ukazatele svých charakteristik po dobu, kdy je vystaven předvídaným zatížením. Důležitým ukazatelem v tomto směru je povrchová vrstva betonu tvořící jakousi „vstupní bránu“ pro různé škodlivé látky [1,2]. Výzkum trvanlivosti se zabývá převážně studiem fyzikálně-mechanických a chemických poškození betonu.

Vláknobetony jsou moderní stavební materiály s dostatečně prověřenými mechanickými i přetvárnými vlastnostmi. Dlouhá polymerní vlákna cíleně vylepšují mechanické vlastnosti betonového kompozitu. Přítomnost vláken v betonovém kompozitu může však mít i svá negativa [3]. Rozptýlená vlákna jsou schopna vylepšit nízkou tahovou pevnost betonu, ale za cenu možného překročení kritického smykového namáhání kontaktu vlákno - cementový tmel. Špatná adheze vláken k cementové matici, překročení smykového namáhání nebo koroze mohou, dle některých autorů, vést ke zvýšení propustnosti a ve výsledku pak ke snížení trvanlivosti cementového kompozitu. Část odborníků se na druhou stranu domnívá, že adice dlouhých i krátkých vláken do betonu zvýší jeho trvanlivost z důvodu zamezení vzniku mikrotrhlinek ve všech stádiích zrání betonu. Přijmeme-li fakt, že trvanlivost betonu je determinována do značné míry propustností jeho povrchových vrstev [4], zdá se být účelné použít ke stanovení propustnosti povrchu testovaných betonů jednu z moderních nedestruktivních metod, např. TORRENT pro vzduch a NORDTEST pro roztok chloridů ve vodě.

2. Experimentální část

Práce jsou zaměřeny na zjištění trvanlivostních vlastností vláknobetonů z přírodního hutného kameniva s přidavkem polymerních a ocelových vláken. Testy byly prováděny na betonech s přidavkem různého množství polymerních a ocelových vláken, a to v množství 0,15 a 1% z objemu.

Z povrchových testů propustnosti byla vybrána zkouška TORRENT (propustnost povrchové vrstvy pro vzduch). Tato zkouška se prováděla na betonových dlaždicích o rozměrech 300x300x80 mm. U každé receptury bylo provedeno 6 měření. Další metoda, kterou jsme otestovali, byla metoda NORDTEST k určení koeficientu nestacionární migrace chloridů v betonu. Tato zkouška se prováděla na segmentech oddělených z jádrových vývrtů. Každý segment měl průměr 100 mm a výšku 50 mm. Pro každou recepturu byla měření provedena na 2 samostatných segmentech.

Poté byl vyhodnocen vliv různého množství polymerních a ocelových vláken na trvanlivost betonu a hledána závislost mezi výsledky jednotlivých zkušebních metod.



2.1. Receptura betonu

Celkem bylo vyrobeno 5 receptur betonu, u kterých bylo použito různé dávky vláken (viz. Tabulka 1.). Cement byl použit CEM II/B-S 32,5R. Pro přípravu betonů bylo použito přírodní těžené hutné kamenivo **frakce 0 – 4 mm z pískovny Bratčice, přírodní těžené hutné kamenivo frakce 4 – 8 mm z Tovačova a přírodní drcené hutné kamenivo frakce 8 – 16 mm z Olbramovic**. U všech receptur byl použit plastifikátor CHRYSOPLAST 760. U receptur s polymerními vlákny jsme použili vlákna FORTA FERRO délky 50 mm, ocelová pak typu DRAMIX délky 60 mm.

Označení betonu:

O – referenční beton, pouze z přírodního kameniva, bez přídavku vláken

HV - beton z přírodního kameniva, polymerní vlákna v množství 0,15 % z objemu

B - beton z přírodního kameniva, polymerní vlákna v množství 1 % z objemu

DA – beton z přírodního kameniva, ocelové vlákna v množství 0,15 % z objemu

DB – beton z přírodního kameniva, ocelové vlákna v množství 1 % z objemu

Tabulka 1.: Receptura betonu

označení betonu	množství cementu	kamenivo			vodní součinitel	plastifi- kátor	PP + ocel. vlákna
		0-4 mm	4-8 mm	8-16 mm			
	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	-	[%] z m _c	[kg/m ³]
O	490	890	100	745	0,34	1	0
HV	490	890	100	745	0,35	1	1,37 (0,15%)PP
B	490	890	100	745	0,36	1	9,1 (1%)PP
DA	490	890	100	745	0,36	1	11,7 (0,15%)ocel
DB	490	890	100	745	0,38	1	78,0 (1%)ocel

2.2. Popis jednotlivých zkušebních metod

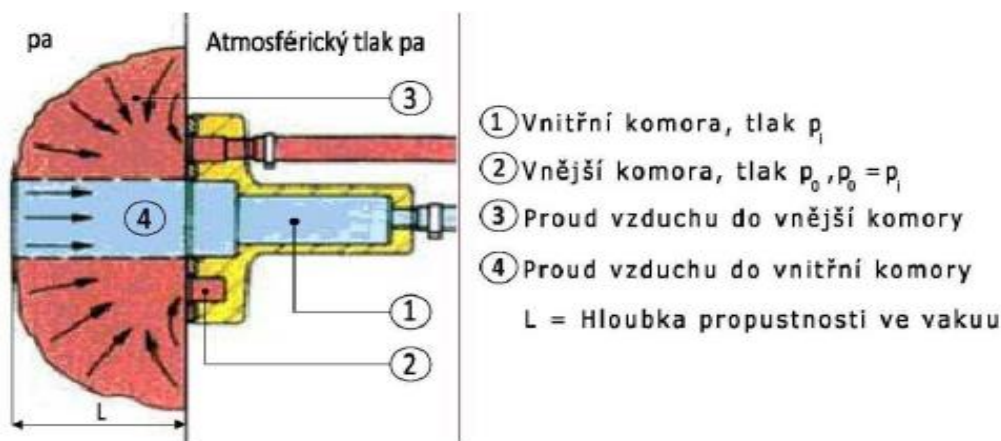
TORRENT

Zkušební metoda TORRENT je vhodná ke stanovení vzduchové propustnosti povrchové vrstvy betonu a lze ji použít, jak na zkušebních tělesech, tak na stavbě. Princip stanovení vzduchové propustnosti betonu spočívá ve vytvoření vakua při povrchové vrstvě betonu a měření průtoku vzduchu betonem do měřicího zařízení během stanoveného časového úseku. Je-li vzduch z betonu dostatečně odsátý, sníží se tlak a měřicí jednotka začne ve vnitřní komoře zaznamenávat naopak vzestup tlaku za jednotku času. Pak je zaznamenáván tok vzduchu betonem. Aby

bylo zajištěno, že do vnitřní komory bude proudit vzduch pouze pod jejím ústím a ne z okolního betonu nebo atmosféry, je využita vnější komora. Třídy kvality povrchové vrstvy betonu jsou znázorněny v Tabulce 2. a řez přístrojem TORRENT je na Obrázku 1. [5]

Tabulka 2.: Klasifikace povrchové vrstvy betonu, metoda TORRENT

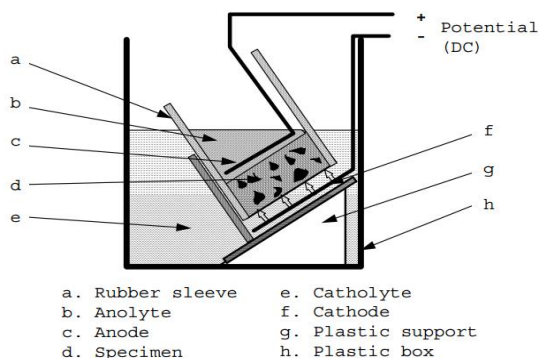
Kvalita povrchové vrstvy betonu	Index	kT [10^{-16} m^2]
Velmi špatná	5	>10
Špatná	4	1,0 - 10
Střední	3	0,1 - 1,0
Dobrá	2	0,01 - 0,1
Velmi dobrá	1	<0,01



Obrázek 1.: Řez přístrojem TORRENT

NORDTEST

Ve směru osy zkušebního tělesa je aplikován vnější elektrický potenciál, jehož působením jsou vnější chloridové ionty nuceny prostupovat dovnitř vzorku. Po uplynutí předepsané doby trvání zkoušky se vzorek osově rozstřípne a na čerstvě oddělené plochy se nanese dusičnan stříbrný AgNO_3 . Reakcí vznikne v místech prostupu bílý chlorid stříbrný AgCl , podle něhož je hloubka prostupu snadno rozpoznatelná a změřitelná. Koeficient prostupu se následně stanovuje z této naměřené hloubky. Umístění vzorku v zařízení je znázorněno na Obrázku 2 a na Obrázku 3 je vidět vzorek po aplikaci dusičnanu stříbrného.



Obrázek 2.: Schéma zařízení NORDTEST Obrázek 3.: Vzorek po aplikaci AgNO_3

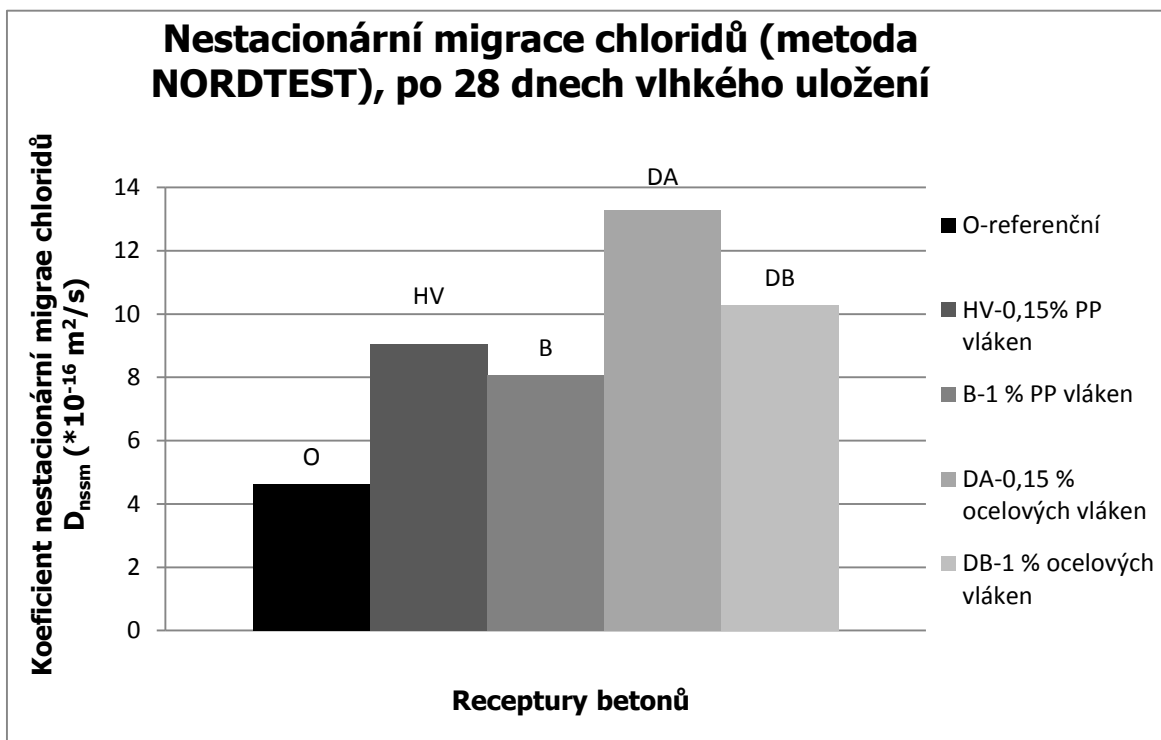
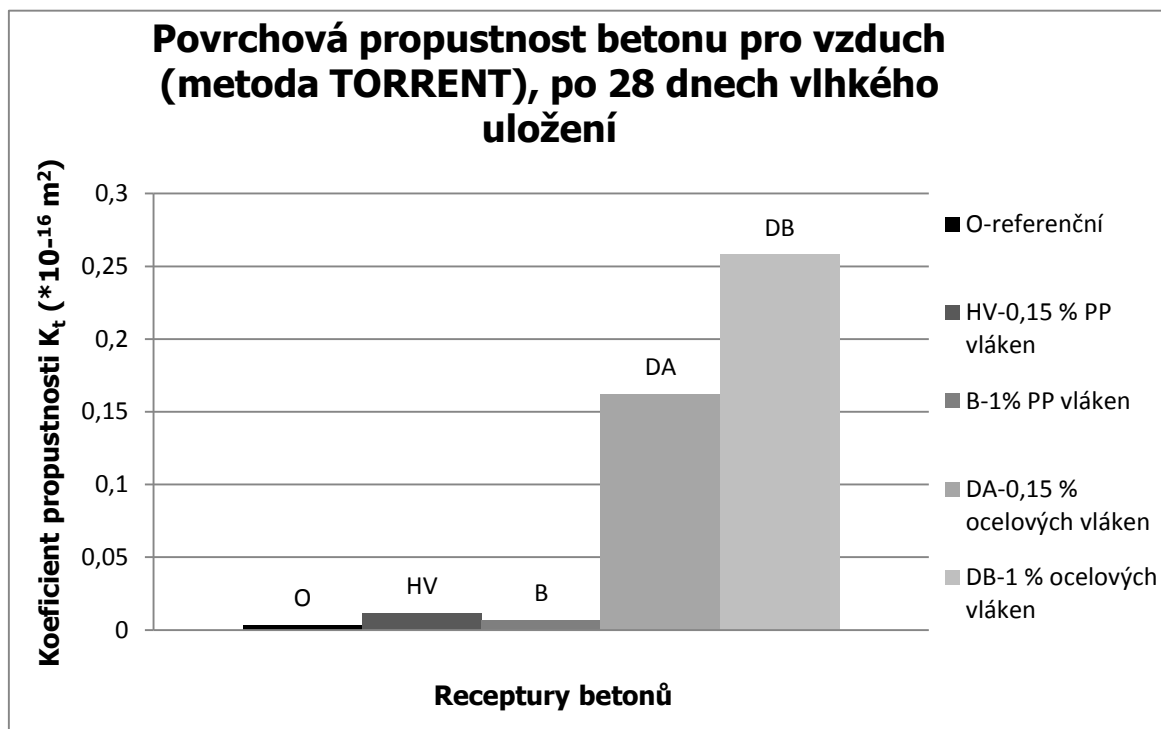
2.3. Naměřené výsledky a diskuse

Obě zkoušky propustností byly provedeny po 1 měsíci zrání betonových vzorků ve vlhkém uložení a následném přisušení na 3% vlhkost. V Tabulce 3 jsou uvedeny hodnoty stanovených koeficientů propustnosti a migrace chloridů dle obou metod.

Tabulka 3.: Výsledky měření metody TORRENT a metody NORDTEST

označení betonu	aktuální vlhkost	výsledky měření metody TORRENT	výsledky měření metody NORDTEST
	w	korekce hodnoty K_t pro w=3%	koeficient nestacionární migrace chloridů D_{nssm}
	průměr	průměr	průměr
	[%]	[$\cdot 10^{-16} \text{ m}^2$]	[$\cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$]
O (beton z přírodního kameniva bez vláken)	2,92	0,003	4,625
HV (beton z přírodního kameniva + 0,15 % PP vláken)	3,25	0,011	9,064
B (beton z přírodního kameniva + 1 % PP vláken)	3,42	0,007	8,067
DA (beton z přírodního kameniva + 0,15 % ocelových vláken)	3,69	0,162	13,291
DB (beton z přírodního kameniva + 1 % ocelových vláken)	3,75	0,258	10,278

Grafické vyhodnocení výsledků zkušebních metod



Obrázek 4 a 5.: Grafické vyhodnocení výsledků zkušebních metod TORRENT a NORDTEST



Diskuse

Z naměřených výsledků lze vidět, jak přidavek polymerních i ocelových vláken zvyšuje propustnost betonu pro vzduch i chloridy. Je zřejmé, že ocelová vlákna zvyšují tyto propustnosti více, než vlákna polymerní, to můžeme pozorovat hlavně u metody TORRENT (zkušební médium je vzduch). Je to pravděpodobně způsobeno špatnou adhezí ocelových vláken k cementové matici, což může způsobovat větší propustnost právě pro vzduch. U druhé metody NORDTEST není rozdíl oproti ostatním záměsím tak markantní, jako v případě zkoušky TORRENT, jelikož je v tomto případě zkušební médiu roztok NaCl, který se nedostane do všech vzniklých mikrotrhlin (porušení adheze drátek – cementový tmel) jako vzduch. Zajímavý jev nastal u množství polymerních vláken, kdy menší množství vláken 0,15 % vykazuje vyšší propustnost než množství vláken 1 %. Pravděpodobně menší množství vláken 0,15 % vytváří v betonu „mikro cestičky“, nimiž lépe proudí vzduch i roztok NaCl.

4. Závěr

Přidáním polymerních i ocelových vláken se zvyšují propustnosti betonu. Ocelová vlákna však zvyšují propustnosti více, a to hlavně u metody TORRENT, kde testovací médium je vzduch. U druhé metody je zvýšení propustností také patrné, avšak všechny receptury spadají dle tabulek do stejné třídy.

Nižší množství vláken 0,15 % (polymerní i ocelová vlákna) nemá v betonu žádný smysl. Fyzikálně – mechanické vlastnosti se oproti betonu bez vláken v podstatě nemění a z hlediska trvanlivostních vlastností působí více negativně než-li množství vláken vyšší 1 %.

Výsledky použitých metod se od sebe mírně odlišují, proto je vhodné ke správnému zjištění propustnosti betonu, a tedy odhadu trvanlivosti, kombinace obou metod.

Poděkování

Tento 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] ADÁMEK, J., JURÁNKOVÁ, V.: *Durability of the concrete as a function of properties of concrete layer*, Transactions on Transport Sciences, Vol. 2(4), p. 188-195, 2010a
- [2] CEP-FIP Model Code, Final Draft, Section 5.1.13.: *"Properties related to durability"*, p. 106-110, Ernst und Sohn, Germany, 2010 -6680.
- [3] STAVAR, T.; STEHLÍK, M. The assessment of durability of fibre concretes with dense aggregate and concrete recycle from the results of permeability and diffusion tests. *Advanced Materials Research*. 2015. 1100(2015). p. 106 - 111. ISSN 1022-6680.
- [4] ADÁMEK, J., JURÁNKOVÁ, V., KADLECOVÁ, Z., STEHLÍK, M.: *Three NDT methods for the assesment of concrete permeability as a measure of durability*. In Nondestructive testing of materials and structures. Rilem Bookseries. Istanbul, Turkey, Springer in RILEM Bookseries. p. 32-38. 2012
- [5] KUCHARCZYKOVÁ, B., MISÁK, P., VYMAZAL, T. : *Determination and evaluation of the air permeability coefficient using Torrent permeability tester*, Russian Journal of Nondestructive Testing, Vol. 46(3), p. 226 – 233, 2010

Kontakt

Ing. TOMÁŠ STAVAR, e-mail: stavar.t@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Doc. Ing. MICHAL STEHLÍK, Ph.D., e-mail: stehlik.m@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.



OPTIMALIZACE ZKOUŠKY CEMENTOVÝCH KOMPOZIT V OSOVÉM TAHU

OPTIMIZATION OF AXIAL TENSION TEST FOR CEMENT COMPOSITES

Martin Tipka, Jan Vodička

ČVUT v Praze, Fakulta stavební,
Katedra betonových a zděných konstrukcí

Anotace:

Príspevek se zabývá novým uspořádáním zkoušky vláknobetonu v osovému tahu. Popisuje specifický tvar zkušebního tělesa, způsob jeho výroby i speciální ocelové upínací zařízení pro uchycení zkušebního tělesa do zatěžovacího stroje. Uspořádání zkoušky umožňuje zaznamenávat závislost zatěžovací síly na délkové deformaci střední části tělesa a odvodit přímo pracovní diagram materiálu v tahu.

Annotation:

The paper introduces modified arrangement of the test in axial tension for cement composites. Specific shape of the specimen and special steel grips to fix the specimen in testing machine are described. The arrangement of the test enables recording of the load-deformation diagram in the central part of the specimen and direct derivation of the stress-strain diagram.

Klíčová slova:

Beton, vláknobeton, zkouška v osovému tahu, úchyt, tahová pevnost, pracovní diagram

Keywords:

Concrete, Fibre Reinforced Concrete, Axial Tension Test, Grip, Tensile Strength, Stress-strain Diagram

1. Úvod

Vláknobetonové kompozity procházejí v současné době rychlým vývojem, který je daný rozvojem výroby vláken a možnostmi širokého uplatnění vláknobetonu v praxi. Pokud jsou používány jako konstrukční materiály, musí být náležitě ověřeny jejich vlastnosti, aby byla při návrhu nosných konstrukcí správně vyjádřena jejich spolehlivost. Vláknobetonový kompozit má velmi složitou strukturu, která je ovlivněna především návrhem jeho složení, výrobou a zpracováním v konstrukci.

Základními materiálovými charakteristikami vláknobetonu jsou pevnosti v tlaku a tahu, modul pružnosti, dále vlastnosti přetvárné (přetvoření při a po vzniku makrotrhliny) a reologické (dotvarování, smršťování). Hodnoty těchto parametrů se odvozují ze zkoušek a jsou do značné míry ovlivněny typem užitě zkoušky. Pro určení tahových pevností betonu či vláknobetonu se nejčastěji používají zkoušky ohybem při tříbodovém nebo čtyřbodovém zatížení trámci. Výstupem zkoušek jsou diagramy $F - w$ (závislost zatěžovací síly na šířce trhliny) nebo $F - \delta$ (závislost zatěžovací síly na průhybu tělesa uprostřed rozpětí). Hodnoty sil lze pomocí průřezových charakteristik tělesa převést na napětí resp. pevnosti. Takto zjištěné pevnosti v tahu za ohybu je následně nutné přepočítat na pevnosti v prostém tahu.

Z literatury [1, 2, 3, 4] je známo několik typů zkoušek, kterými lze vyšetřovat přímo pevnosti vláknobetonu v prostém tahu. Jejich uspořádání však často není univerzální pro širokou škálu kompozitních materiálů. Doporučené rozměry zkušebních těles mohou ovlivňovat rozmístění vláken ve struktuře, vytvořené zářezy definují místa porušení, která nemusí být z hlediska materiálových charakteristik nejslabší. Některá zkušební tělesa vyžadují složité upínací zařízení.

Cílem výzkumu byla optimalizace uspořádání zkoušky v osovém tahu, včetně způsobu uchycení zkušebního tělesa v zatěžovacím stroji a jednoduché výroby zkušebních těles.

2. Popis zkoušky

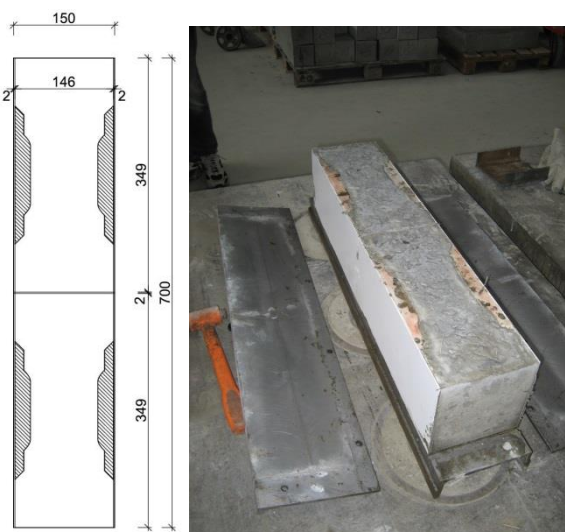
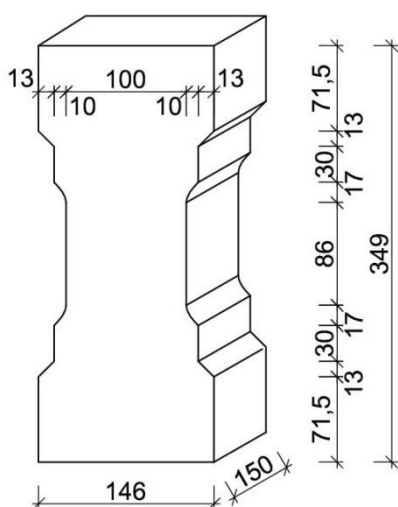
Návrh nového uspořádání tahové zkoušky cementových kompozit vychází z následujících požadavků:

- tvar zkušebního tělesa umožňuje spolehlivé uchycení v zatěžovacím stroji;
- rozměry tělesa neovlivní náhodné rozptýlení a orientaci vláken při výrobě;
- velikost zkušebního tělesa umožní jednoduchou manipulaci se vzorkem (hmotnost);
- k porušení tělesa dochází v materiálově nejslabším místě.

Uvedené faktory respektují vlastnosti zkoušeného kompozitu i požadavek jednoduchého a opakovatelného provedení zkoušky pouze se základním technickým vybavením (zařízení pro přenos a záznam tahové síly + snímače přetvoření).

2.1. Zkušební těleso

Zkušební těleso může být vyrobeno z prostého betonu nebo vláknobetonu s libovolným typem a délkou v současnosti vyráběných vláken. Tvar a rozměry zkušebního tělesa znázorňuje Obrázek 1. Zkušební tělesa se zhotovují v ocelových formách trámců o velikosti 150×150×700 mm pomocí vložek přiložených k podélným stranám forem. Dělicí vložka uprostřed délky trámce umožňuje získat dva zkušební vzorky při betonáži trámce s uvedenými rozměry – viz Obrázek 2.

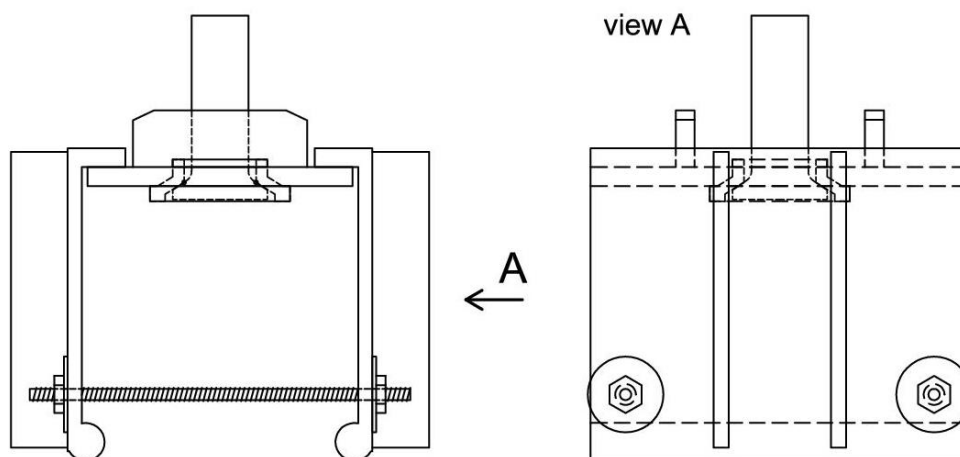


Obrázek 1.: Zkušební těleso

Obrázek 2.: Výroba zkušebních těles

2.2. Úchyty a zkušební zařízení

Ocelový přípravek (úchyt) slouží k upevnění zkušebního tělesa do zkušebního lisu a k přenosu tahové síly na zkušební těleso. Úchyt je složený z několika částí, jak je patrné z Obrázku 3. Celkové uspořádání zkoušky je zobrazeno na Obrázku 4.



Obrázek 3.: Přípravek pro uchycení vzorku

K uskutečnění tahové zkoušky je třeba použít zkušební lis s možností řízené deformace, který vyvine tahovou sílu až 400 kN (možnost zkoušení kompozit s tahovou pevností až 25 MPa). Doplnkem zkušebního zařízení jsou snímače podélných deformací, osazené na povrchu protilehlých stran středové části zkušebního tělesa (viz Obr. 4).



Obrázek 4.: Uspořádání zkoušky v osovém tahu



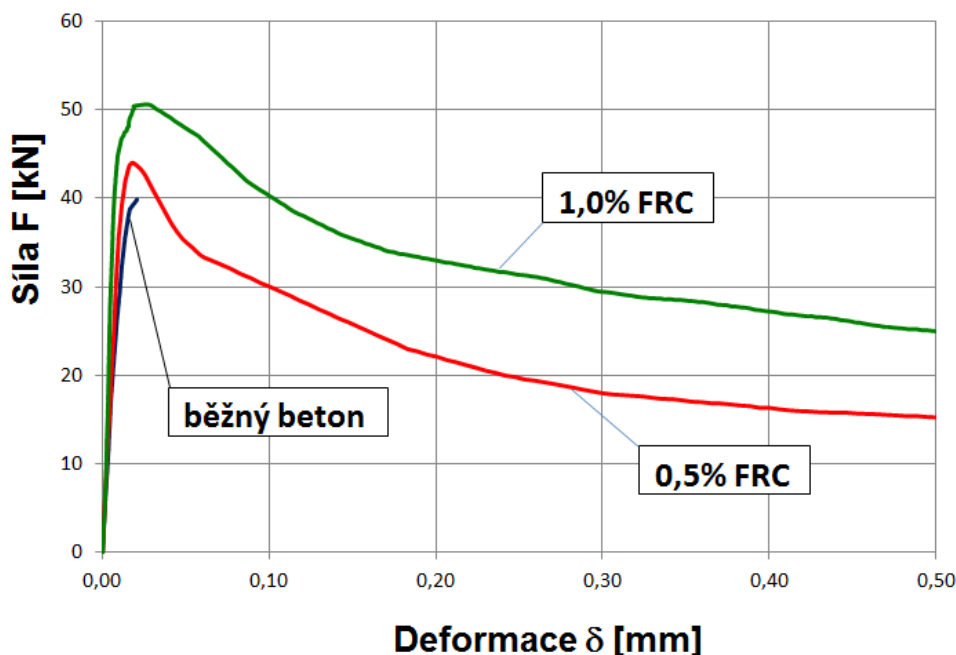
Obrázek 5.: Zkušební těleso na konci zkoušky

Přesnost tvaru zkušební vzorku je dána přesností ocelové formy trávce a vkládaných bočních vložek. Rovnoměrné přímkové rozložení tahové síly na zkoušený prvek (hlavu zkušební tělesa) zajišťují lišty vyrobené z tvrdého dřeva, vložené mezi kruhový konec úchytu a zkušební vzorek. Tento způsob převedení síly z ocelových přípravků na nerovný povrch betonových vzorků je shodný s provedením zkoušky v příčném tahu. Zkouška v příčném tahu byla i inspirací k úpravě tvaru vzorku a úchytu.

Předností navrhované zkoušky je pořízený záznam závislosti zatěžovací síly F na délkové deformaci δ sledované části zkušební tělesa, který umožňuje pro zkoušený vláknobeton získat jednoduchým přepočtem přímo pracovní diagram v prostém tahu. Rozměry tělesa neovlivňují rozložení vláken ve struktuře materiálu a tvar tělesa nedefinuje přímo místo porušení. Předkládaná tahová zkouška může být použita pro všechny druhy kompozit s cementovou maticí a náhodně rozptýlenými vlákny libovolného druhu, typu a geometrie.

3. Průběh a vyhodnocení zkoušky

Zkouška v osovém tahu je řízena nárůstem deformace středové části tělesa, což umožňuje sledovat chování materiálu i po vzniku makrotrhliny. V průběhu zkoušky se zaznamenává závislost zatěžovací síly F na délkové deformaci δ střední části zkušebního tělesa - viz Obrázek 6.



Obrázek 6.: Záznamy zkoušek betonu a vláknobetonu v osovém tahu - diagramy $F - \delta$

V počátečních fázích zatěžování se materiál chová pružně, síla F je lineárně závislá na délkovém přetvoření. S rostoucí silou dochází ke vzniku a rozvoji mikrotrhlin, což má před vznikem makrotrhliny za následek výrazný odklon diagramu $F - \delta$ od lineárního průběhu. V oblasti kritického průřezu se snižuje tuhost a dochází k přerozdělení přetvoření po délce tělesa. Při vzniku makrotrhliny nastává náhlý pokles zatěžovací síly, způsobený vyřazením betonové matrice z působení. V případě použití nevhodného typu vláken nebo jejich malé dávky dojde k náhlému přetržení vzorku, obdobně jako u prostého betonu. Při užití vhodných vláken o vyšší dávce lze zaznamenat též reziduální část diagramu. Po vzniku makrotrhliny přenášejí normálová napětí v oblasti kritického průřezu vlákna přetínající trhlinu. Jejich množství a rovnoměrnost rozmístění ovlivňuje následné chování zkušebního tělesa. Tvar diagramu po vzniku makrotrhliny závisí na konkrétní struktuře zkoušeného kompozitu (materiál se změkčením nebo zpevněním po vzniku makrotrhliny).

Tahová pevnost zkoušeného vláknobetonu při vzniku makrotrhliny se určí ze vztahu:

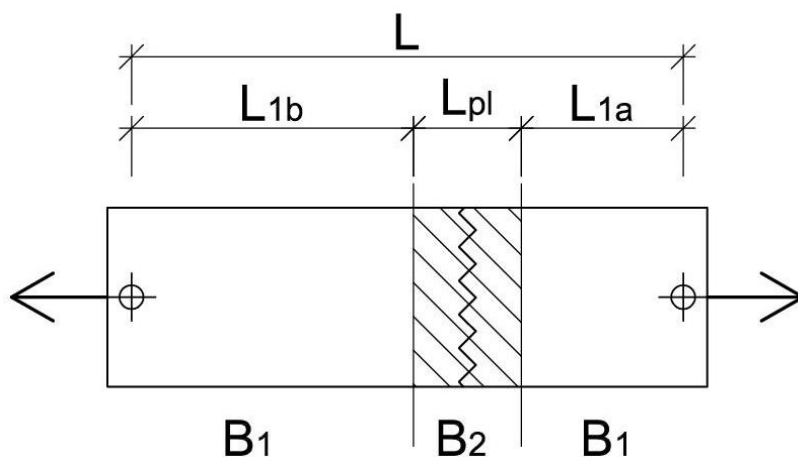
$$f_{t,cr} = \frac{F_{cr}}{A}, \quad (1)$$

kde F_{cr} je hodnota tahové síly při vzniku makrotrhliny a A je plocha kritického průřezu (zde 100×150 mm).

Takto vyčíslenou tahovou pevnost (v MPa na dvě desetinná místa) lze považovat za dostatečně bezpečnou, uvážíme-li, že bude statisticky upravena na pevnost charakteristickou a poté pomocí volených součinitelů na pevnost návrhovou. Obdobným způsobem lze vyčíslit hodnotu tahového napětí v libovolné fázi zatěžování (před i po vzniku makrotrhliny).

$$f_{t,i} = \frac{F_i}{A}, \quad (2)$$

Záznamy dvojice snímačů, kterými se sleduje délková deformace δ středové části zkušebního tělesa, se využijí ke stanovení hodnoty přetvoření materiálu ε . Při vyhodnocení je třeba zohlednit rozdílnou tuhost tělesa mimo trhlinu B_1 a v místě trhliny B_2 - viz Obrázek 7. Jako rozhodující přetvoření je uvažována hodnota přetvoření v oblasti kritického průřezu.



Obrázek 7.: Proměnná normálová tuhost po délce tělesa

Hodnotu přetvoření ε lze vyčíslit ze vzorce:

$$\varepsilon = \frac{\delta_{pl}}{L_{pl}} = \frac{\delta - \delta_1}{L_{pl}} = \frac{\delta - F \cdot (L - L_{pl}) / B_1}{L_{pl}}, \quad (3)$$



kde δ je hodnota deformace naměřená snímačem [mm],
 δ_1 je hodnota deformace mimo plastickou oblast [mm],
 δ_{pl} je hodnota deformace plastické oblasti [mm],
 L je vzdálenost snímacích bodů [mm],
 L_{pl} je délka plastické oblasti [mm],
 F je hodnota tahové síly při vzniku trhliny [kN],
 B_1 je normálová tuhost průřezu mimo trhlinu [kPa.m²].

Normálovou tuhost B_1 průřezu mimo trhlinu lze stanovit z počáteční fáze zatěžování (20-40% F_{cr}), kdy je tuhost konstantní po celé délce sledované oblasti:

$$B_1 = E \cdot A = \frac{\Delta F \cdot L}{\Delta \delta}, \quad (4)$$

kde ΔF je přírůstek tahové síly v pružné oblasti namáhání [kN],
 $\Delta \delta$ je přírůstek deformace naměřený snímačem v pružné oblasti namáhání [mm],
 L je vzdálenost snímacích bodů [mm].

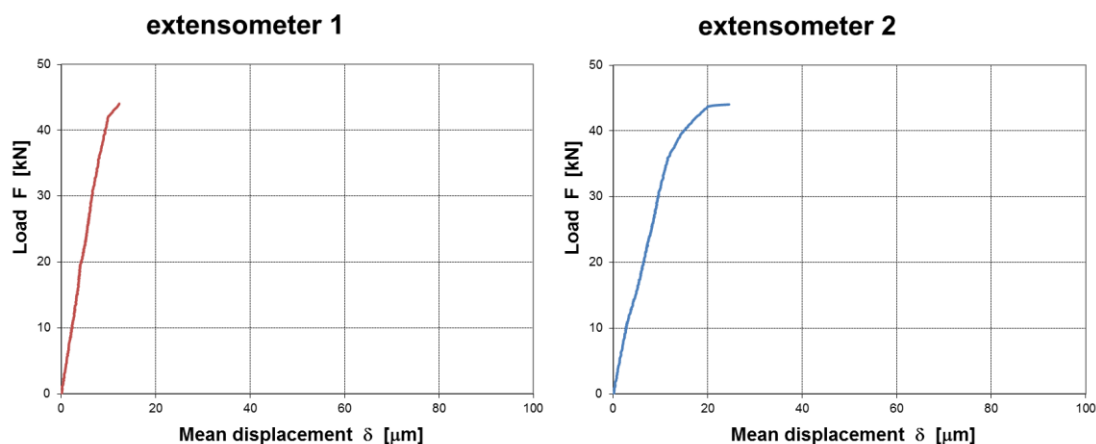
Správné vyhodnocení zkoušky je podmíněno přesnou polohou tahové síly, která musí působit v ose zkušebního tělesa. Klíčový význam má přesnost tvaru vyrobeného zkušebního tělesa a zajištění přímkového rozložení tahové síly z úchyty na hlavu zkušebního tělesa. Přes veškerou přesnost dochází u některých zkoušek k nerovnoměrné deformaci tělesa, vlivem nehomogenity struktury vláknobetonu - viz záznamy snímačů deformací, umístěných na bocích zkušebního tělesa (Obrázek 8). Při malých rozdílech lze tuto skutečnost zanedbat (náhodná excentricita) a hodnotu přetvoření materiálu uvažovat jako průměr z dvojice naměřených hodnot. V případě větších rozdílů (zejména v pozdějších fázích zatěžování, po vzniku makrotrhliny) je nutné tento fakt respektovat a uvažovat excentrický tah:

$$f_{t,cr} = \frac{F_{cr}}{A} + \frac{F_{cr} \cdot e}{W} = \frac{F_{cr}}{b \cdot h} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{h}\right), \quad (5)$$

kde b je šířka kritického průřezu [mm],
 h je výška kritického průřezu [mm],
 e je excentricita vnitřní normálové síly ve směru rozměru h [mm], vyčíslená dle:

$$e = \frac{(\delta_2 - \delta_1) \cdot h}{6 \cdot (\delta_1 + \delta_2)}, \quad (6)$$

kde δ_1 a δ_2 jsou hodnoty deformací naměřené dvojicí snímačů [mm].



Obrázek 8.: Záznam snímačů deformací

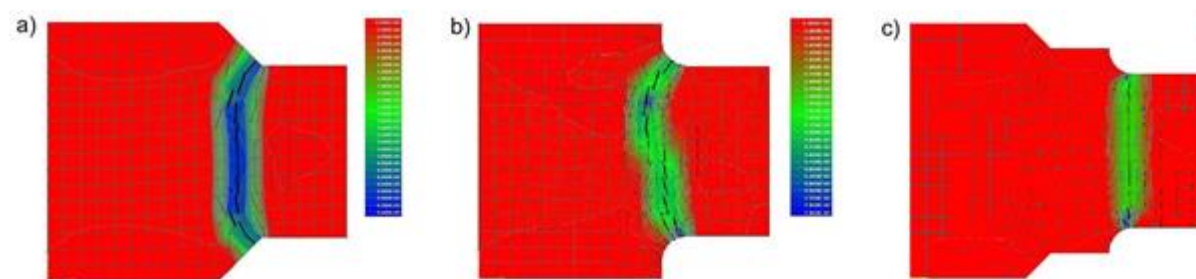
4. Numerická simulace

Při vývoji tvaru a uchycení zkušebního tělesa bylo využito nelineárních numerických simulací zatěžování v programu ATENA 2D. Cílem bylo stanovit ideální tvar tělesa, který umožní spolehlivé přenesení zatěžovací síly a uchycení tělesa nebude ovlivňovat způsob porušení ani polohu trhliny. Ukázalo se, že numerické modelování ve výsledku značně zjednodušuje cestu ke konečnému návrhu.

Výchozí tvar, představující těleso konstantního průřezu po celé délce, nebylo možné použít, neboť nebyl nalezen způsob, jakým by bylo možné zkušební těleso mechanicky spolehlivě uchytit.

V případě jednoúrovňové redukce průřezu (testovány různé tvarové a rozměrové varianty) predikuje simulace vždy vznik makrotrhliny na přechodu mezi šikmou a přímkou střední částí vzorku (Obrázek 9a a 9b). Poloha trhliny je tak příliš blízko místa, kde je do tělesa vnášeno vnější zatížení.

Jako přijatelné řešení byla nakonec zvolena dvoustupňová redukce průřezu tělesa (Obrázek 9c). V oblasti první redukce je realizované uchycení tělesa, zatímco druhá redukce slouží k vymezení oblasti porušení (střední čtvrtina tělesa).



Obrázek 9.: Rozložení normálového přetvoření po vzniku makrotrhliny



5. Závěr

Uvedený příspěvek představuje nové uspořádání zkoušky pro zjišťování tahových pevností cementových kompozit. Zatěžování zkušebních těles osovou tahovou silou poskytuje přímo hodnoty pevností v prostém tahu, které se běžně přepočítávají z hodnot pevností zjištěných při ohybu. Přestože z důvodu nehomogenity materiálu nelze v některých případech dodržet osově namáhání průřezu, je přesnost zjištěných pevností dostatečná pro využití v praxi při návrhu nosných vláknobetonových konstrukcí. Přínos zkoušky spočívá v její univerzálnosti, neboť ji lze použít pro libovolné druhy betonu i vláknobetonu.

Poděkování

Příspěvek vznikl za finanční podpory projektů GA16-19561S "Cementové kompozity v náročných podmínkách prostředí" a SGS16/044/OHK1/1T/11 "Analýza vlastností vláknobetonu a aplikace pro konstrukční prvky".

Literatura

- [1] VANDEWALLE, L. et al.: Recommendations of RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete: Uniaxial tension test for steel fibre reinforced concrete. In Materials and Structures 34 (235). 2001. p. 3 - 6.
- [2] GETTU, R.; BARRAGÁN, B. E.: Direct tension test and interpretation. In Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete - Background and Experiences. Bochum, RILEM TC 162-TDF Workshop. 2003. p. 15 - 30. ISBN 2-912143-38-1
- [3] PARK, S., H.; KIM D., J.; RYU G., S.; KOH, K., T.: Tensile behavior of Ultra High Performance Hybrid Fiber Reinforced Concrete. In Cement & Concrete Composites 34. 2012.
- [4] NES, L., G.; ØVERLI, J. A.: Structural behaviour of hybrid concrete beams with fibre reinforced lightweight concrete. In BEFIB2012 – Fibre reinforced concrete. Guimarães. 2012.
- [5] TIPKA, M.; VAŠKOVÁ, J.: Testing of Concrete and Fibre Reinforced Concrete in Uniaxial Tension. In Proceedings from 21st Czech Concrete Day 2014, Advanced Materials Research 1106. Pfaffikon, Trans Tech Publications Ltd. 2015. p. 49 - 52. ISBN 978-3-03835-474-1.
- [6] TIPKA, M.; VAŠKOVÁ, J.: Problematika zkoušení cementových kompozitů v osovém tahu. In 22. Betonářské dny 2015. Litomyšl. 2015. ISBN 978-80-906097-0-9

18. – 20. 5. 2016

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

Kontakt

Ing. MARTIN TIPKA, tel: 00420 224 354 365, e-mail: martin.tipka@fsv.cvut.cz,
Katedra betonových a zděných konstrukcí, FSv ČVUT v Praze, Thákurova 7, 166 29
Praha 6.

Doc. Ing. JAN VODIČKA, tel: 00420 224 354 622, e-mail: jan.vodicka@fsv.cvut.cz,
Katedra betonových a zděných konstrukcí, FSv ČVUT v Praze, Thákurova 7, 166 29
Praha 6.



ZAJIŠTĚNÍ JAKOSTI PŘI VÝSTAVBĚ POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ - OBLAST ZKUŠEBNICTVÍ

QUALITY ASSURANCE FOR ROAD CONSTRUCTION - AREA OF TESTING

René Uxa

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební

Anotace:

Článek je zpracován na základě dlouholeté činnosti autora v Systému jakosti v oblasti pozemních komunikací a to zejména při posuzování / zajišťování způsobilosti laboratoří, včetně organizace programů zkoušení způsobilosti. Popsán je vliv jednotlivých fází (vzorkování, příprava laboratorního vzorku a samotné zkoušení) na správnost výsledku zkoušky a následně návrh možných opatření na snížení jejich rozptylu.

Annotation:

The article is based on authors many years experience in a quality system of roads, especially when considering assessment and providing of competence of testing laboratories, including organisation of proficiency testing by interlaboratory comparisons. There are described the influence of each phase (sampling, sample preparation and testing itself) on the accuracy of the test results and proposal of possible action to reduce their spread.

Klíčová slova:

Programy zkoušení způsobilosti vzorkování a příprava laboratorního vzorku

Keywords:

Proficiency testing by interlaboratory comparisons sampling, sample preparation

1. Úvod

S cílem zvýšení kvality prací při výstavbě, opravách a údržbě pozemních komunikací všeobecně vyhlásilo a průběžně aktualizuje Ministerstvo dopravy (dále také jen MD) Systém jakosti v oboru pozemních komunikací (dále také jen SJ-PK). SJ-PK je určen zejména orgánům správy PK ke sjednocení jejich požadavků na zajištění kvality a organizacím činným při výstavbě, opravách a údržbě pozemních komunikací PK (dále také jen PK).

SJ-PK je uplatňován v souladu se systémovými normami, právními předpisy a oborovými technickými předpisy. SJ-PK bude uplatňován zejména u staveb a prací financovaných z veřejných rozpočtů, Státního fondu dopravní infrastruktury, půjček, prostředků orgánů a organizací EU.

Metodický pokyn Systém jakosti v oboru pozemních komunikací (dále také jen MP SJ-PK) stanovuje zásady SJ-PK a technické podmínky vymezující požadavky na zajištění kvality dodávek, služeb nebo stavebních prací uplatněním principů platných systémových norem, určuje rozsah požadovaných informací a dokladů a minimální úroveň technických kvalifikačních předpokladů uchazeče o zakázku na dodávky, služby nebo stavební práce ve vztahu k zajištění kvality. Poslední aktualizace proběhla k 3. 1. 2013.

Principy SJ-PK jsou uplatňovány v těchto oblastech oboru PK:

1. projektové práce (MP, část II/1),
2. průzkumné a diagnostické práce (MP, část II/2),
3. zkušebnictví, laboratorní činnosti (MP, část II/3),
4. provádění silničních a stavebních prací (MP, část II/4),
5. ostatní výroby (MP, část II/5),
6. zavedení nové technologie (MP, část II/6).

2. Zkušebnictví (laboratorní činnosti)

Tato část Metodického pokynu Systém jakosti v oboru pozemních komunikací stanovuje požadavky na způsobilost laboratoří pro zkoušky při provádění silničních a stavebních prací na pozemních komunikacích v souvislosti s jejich výstavbou, opravami a údržbou a při provádění průzkumných a diagnostických prací.

Zkušebnictvím (laboratorní činností) se pro účely tohoto MP SJ-PK rozumí soubor všech činností souvisejících s prováděním zkoušek včetně vzorkování vykonávaných při kontrole kvality silničních a stavebních prací.

MP SJ-PK vychází ze zásady, že laboratoř využívaná dodavatelem k zajištění a kontrole kvality prací a vstupních materiálů má ověřenou způsobilost a že na kontrole kvality silničních a stavebních prací se podílí laboratoř nezúčastněná na procesu výroby nebo laboratoř objednatele.



2.1 Požadavky na způsobilost laboratoře

Laboratoře se podle způsobilosti dělí na:

2.1.1 Laboratoře se způsobilostí A - akreditované

Laboratoř se způsobilostí A musí splňovat všeobecná kritéria daná ISO/IEC 17025 a kritéria daná metodickými pokyny Českého institutu pro akreditaci, o.p.s (ČIA). Laboratoř s touto způsobilostí se prokazuje „Osvědčením o akreditaci“ vydaným ČIA.

2.1.2 Laboratoře se způsobilostí OZ - odborně způsobilé

Laboratoř se způsobilostí OZ musí splňovat požadavky dané Kritérii pro laboratoře pro zkoušky při provádění pozemních komunikací s odbornou způsobilostí (MP 001/2001). Laboratoř s touto způsobilostí se prokazuje „Osvědčením o správné činnosti laboratoře“ vydaným Střediskem pro posuzování způsobilosti laboratoří pro zkoušky při provádění pozemních komunikací (AS-PK).

Tabulka č. 1: Způsobilé laboratoře v oblasti zkoušení stavebních materiálů, výrobků a konstrukcí (stav k 31.3.2016)

způsobilost	počet laboratoří	počet pracovišť
akreditované	88	138
odborně způsobilé	50	79

2.2 Mezilaboratorní porovnání zkoušek

Pro ověření způsobilosti laboratoří může v odůvodněných případech (např. nízká opakovatelnost a reprodukovatelnost výsledků zkoušek, aplikace nové metody) MD vyhlásit pro určité okruhy nebo jednotlivé zkoušky mezilaboratorní porovnání zkoušek (MPZ).

Pro zajištění správného a rovného provádění programů zkoušení způsobilosti (formou MPZ) existují v současné době v oblasti zkoušení stavebních materiálů dva poskytovatelé akreditovaní ČIA dle ČSN EN ISO/IEC 17043.

Tabulka č. 2: Akreditovaní poskytovatelé zkoušení způsobilosti v oblasti zkoušení stavebních materiálů

označení	název	oblast zkoušení
Z 7008	Vysoké učení technické v Brně	čerstvý a ztvrdlý beton, kamenivo, zeminy , cement, zdící prvky, ocel
Z 7009	ASPK, s.r.o. (Brno)	asfaltová pojiva a směsi, kamenivo , konstrukční vrstvy, zeminy

3. Stanovení podílu jednotlivých činností na výsledek zkoušky

„Zkušebnictvím (laboratorní činností) se rozumí **soubor všech činností souvisejících s prováděním zkoušek včetně vzorkování** vykonávaných při kontrole kvality silničních a stavebních prací.“

Proces zkoušení stavebních materiálů se obvykle dělí do tří fází:

- a) vzorkování (odběr vzorků),
- b) příprava zkušební vzorku,
- c) měření/ zkoušení

3.1 Vzorkování

Stanovený postup, při kterém je část látky, materiálu nebo výrobku odebrána tak, aby poskytla reprezentativní vzorek pro účely zkoušení. Plán vzorkování je sestavován tak, aby odpovídal jak požadavkům příslušných předpisů, tak potřebám zákazníka.

Poněkud odlišnou činností je Odběr vzorku, který spočívá pouze v samotném odběru materiálu.

3.2 Příprava zkušební vzorku

Postup, při kterém je reprezentativní vzorek (získaný postupem vzorkování) upraven (homogenizován a zmenšen) tak, aby vznikl zkušební vzorek. Tato činnost je také normativně upravena, její využití je však minimální.

3.3 Měření/ zkoušení

Postup, při kterém jsou na zkušebním vzorku zjišťovány požadované/ sledované vlastnosti. Tato činnost je velmi podrobně prozkoumána/ dokumentována a proto nebude dále komentována.

Tabulka č. 3: normativní pokrytí jednotlivých oblastí vzorkování a přípravy zkušební vzorku u zkušebních laboratořích

činnost	předpis	podíl laboratoří, které provádí uvedenou činnost jako způsobilou (%)
asfalty a asfaltová pojiva		
vzorkování	Asfalty a asfaltová pojiva - Vzorkování asfaltových pojiv ČSN EN 58	25
příprava zkušební vzorku	Asfalty a asfaltová pojiva - Příprava analytických vzorků ČSN EN 12594	není sledováno



asfaltové směsi		
vzorkování	Asfaltové směsi – Zkušební metody pro asfaltové směsi za horka – Část 27: Odběr vzorků ČSN EN 12697-27	60
příprava zkušebního vzorku	Asfaltové směsi -Zkušební metody pro asfaltové směsi za horka – Část 28: Příprava vzorků pro stanovení obsahu pojiva, obsahu vody a zrnitosti ČSN EN 12697-28	není sledováno
kamenivo		
vzorkování	Zkoušení všeobecných vlastností kameniva Část 1: Metody odběru vzorků ČSN EN 932-1	65
příprava zkušebního vzorku	Zkoušení všeobecných vlastností kameniva Část 2: Metody zmenšování laboratorních vzorků ČSN EN 932-2	není sledováno
betony		
vzorkování	Zkoušení čerstvého betonu Část 1: Odběr vzorků ČSN EN 12350-1	80
	Zkoušení betonu v konstrukcích Část 1: Vývrty - Odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku ČSN EN 12504-1	65
	Zkoušení stříkaného betonu Část 1: Odběr vzorků čerstvého a ztvrdlého betonu ČSN EN 14488-1	50
příprava zkušebního vzorku	Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 2: Výroba a ošetřování zkušebních těles pro zkoušky pevnosti ČSN EN 12390-2	20

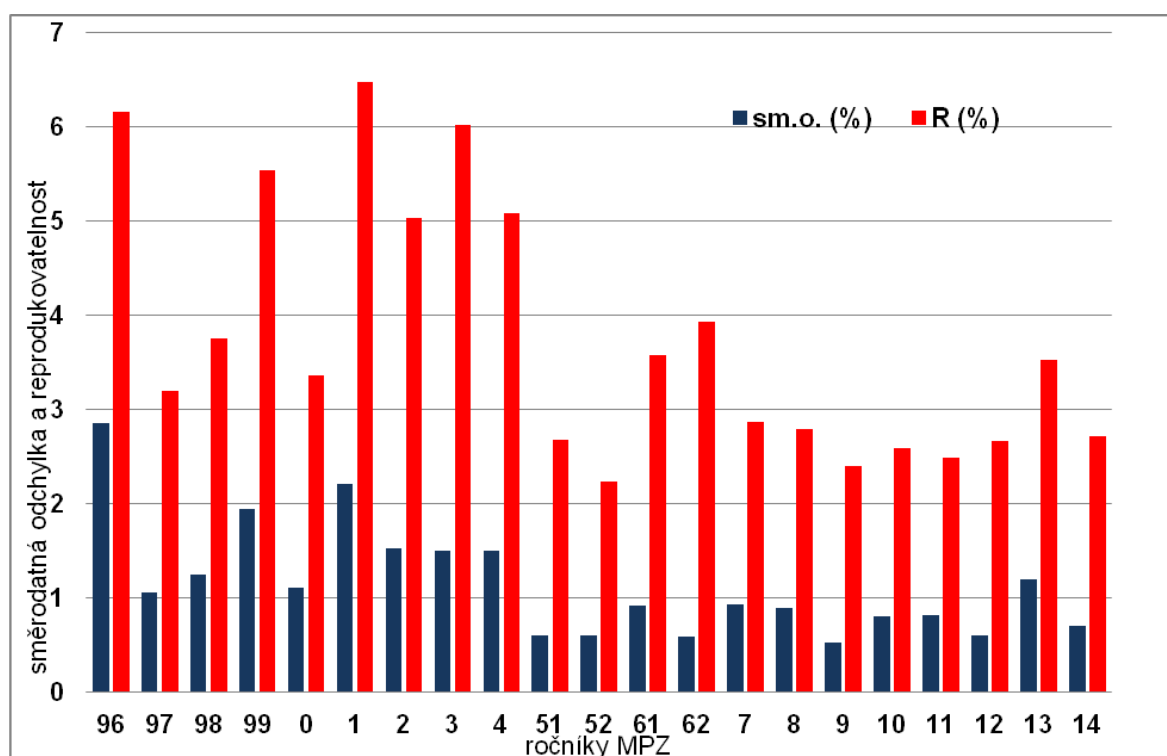
4. Stanovení vlivu jednotlivých operací na celkový výsledek

Dle ČSN ISO 11648-1 „Statistická hlediska vzorkování hromadných materiálů - Část 1: Obecné principy“ má každý proces svou vlastní složku rozptylu:

- a) složku rozptylu vzorkování způsobenou při odběru dílčích vzorků,
- b) složku rozptylu úpravy vzorku vzniklou v průběhu úpravy zkušební vzorku,
- c) složku rozptylu měření charakterizující shodnost použité metody měření

Předběžně byl odhadnut podíl vlivu (složky rozptylu) na celkový výsledek. V rámci práce „Stanovení podílu jednotlivých operací na výsledek zkoušky“ [1] bylo na konkrétním zkušebním postupu „Zkoušení geometrických vlastností kameniva - Část 1: Stanovení zrnitosti - Sítový rozbor“ upřesněn vliv dílčích činností na výsledek.

Autor vycházel z výsledků mezilaboratorního porovnání zkoušek z let 1996 až 2014, kdy od roku 2005 došlo ke změně ve způsobu přípravy vzorků. Vzorek je od roku 2005 jednotně připravován z úzkých frakcí kameniva a laboratoři dodán v množství, odpovídajícímu zkušební navážce (2,6 kg). Jsou tedy eliminovány složky rozptylu vzorkování a úpravy vzorku.



Obrázek 1: Stanovení reprodukovatelnosti u zkoušky stanovení zrnitosti kameniva dle ČSN EN 933-1 na síť 4 mm



Poměrná část vlivu složek rozptylu vzorkování a úpravy vzorku byla stanovena ve spolupráci s laboratoří společnosti COLAS CZ, a.s. Výsledek je uveden v tabulce č. 4.

Tabulka č. 4: Stanovení vlivu homogenizace vzorku na celkový výsledek

síto(mm)	8	4	2	1	0,5	0,25	0,125	0,063	průměr
R_H	1,59	1,48	1,65	1,20	1,17	1,60	1,39	0,71	1,35
R_N	4,15	4,98	2,64	2,65	1,56	1,90	1,85	1,43	2,65
R_H/R_N %	38	30	63	45	75	84	75	50	51

Legenda

R_H reprodukovatelnost homogenizovaného vzorku %

R_N reprodukovatelnost nehomogenizovaného vzorku %

Při využití těchto dat dochází k upřesnění vlivu jednotlivých operací na celkový výsledek zkoušky.

Tabulka č. 5: Stanovení vlivu jednotlivých operací na celkový výsledek

proces	metodika	odhad %	upřesnění %
vzorkování	ČSN EN 932-1	25	22
příprava laboratorního vzorku	ČSN EN 932-2	15	20
zkoušení	ČSN EN 933-1	60	58

5. Závěr

Z výše uvedených údajů vyplývá, že vliv odběru (vzorkování) a následné přípravy (homogenizace) zkušební vzorku na výsledek zkoušky je značný. Výše zjištěné výsledky byly doplněny do tabulky č. 5.

Je vhodné si uvědomit, že při snaze o zlepšení (snížení složky reprodukovatelnosti celého procesu) se nejedná o další náklady na materiálové vybavení laboratoře respektive časově náročné/ složité zkušební postupy. **Stačí pouze dodržovat existující postupy pro vzorkování, přípravu vzorku a zkoušení.** To je plně v kompetenci pracovníků (vedoucích) zkušebních laboratoří.

Poděkování

Příspěvek vznikl za podpory GAČR 13-18870S „Hodnocení a predikce trvanlivosti povrchové vrstvy betonu“.

18. – 20. 5. 2016

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

Literatura

- [1] UXA R., KRÁLÍKOVÁ M.: Stanovení podílu jednotlivých operací na výsledek zkoušky. In Konference Asfaltové vozovky 2015 České Budějovice, Sdružení pro výstavbu silnic Praha a Česká silniční společnost, sekce Asfaltové vozovky.
- [2] UXA R.: Přínos programů zkoušení způsobilosti pro silniční stavitelství. In Konference Asfaltové vozovky 2013 České Budějovice, Sdružení pro výstavbu silnic Praha a Česká silniční společnost, sekce Asfaltové vozovky.
- [3] Výsledky programů zkoušení způsobilosti, organizovaných ASPK s.r.o. v letech 1996 až 2015,

Kontakt

Ing. RENÉ UXA., tel: 00420 606 472 790, e-mail: uxa.r@seznam.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.



ANALÝZA SVISLÝCH SIL A NAPĚTÍ U ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ PŘI RŮZNÝCH KOMBINACÍCH ZATÍŽENÍ

Luděk Vejvara, Michal Novák

Západočeská univerzita v Plzni, Katedra mechaniky

Anotace:

Zjištění zatěžovacích sil a jejich excentricit při různých kombinacích zatížení je základem pro posuzování zděných konstrukcí budovy.

Annotation:

Load forces are the basis for the assessment of masonry structures of the building. We find its size and eccentricity at different load combinations

Klíčová slova:

Zdivo, zdicí prvky, stropy, stálé a proměnné zatížení, síla, výstřednost

Keywords:

Masonry, masonry units, ceilings, permanent and variable loads, force, eccentricity

1. Úvod

V současné době je úprava zděných objektů častým tématem rekonstrukčních prací. Úpravy a vestavby často zahrnují změny dispozic, podlah, stropů a dalších konstrukcí. To se vše projevuje ve změně zatížení na původní svislé zděné prvky. Setkáváme se jak s původním zdivem prováděným z cihel malých formátů na maltu ve vodorovných i styčných spárách, tak už i s úpravou zdiva z moderních zdících prvků.

Pro použití zdiva je dnes stále nejdůležitějším faktorem jeho statická únosnost. To platí zejména, pokud současné zdící prvky jsou v posledních létech z tepelně izolačních důvodů lehčí a s menší pevností nežli byly staré zdící materiály. Od kompaktních a rozměrově malých zdících prvků a obyčejné malty se postupně přešlo k sofistikovanějším výrobkům větších rozměrů, k prvkům na celou tloušťku stěny, prvkům s otvory a také s izolací. Malta je dnes používána jako tenkovrstvá anebo se používá pásů lepidla.

O celkové nosnosti zdiva navíc nerozhoduje jen pevnost samotných zdících prvků, ale jejich kombinace s maltou a další technické veličiny jako je excentricita zatížení, velikost průřezu a výška a uložení konstrukce. Proto s každým projektem vyvstává potřeba technického prověření zdiva a posouzení schopnosti efektivně a spolehlivě přenášet svislá i vodorovná zatížení. K tomuto účely jsou vodítkem pro výpočty současně platné stavební normy pro stanovení zatížení a navrhování konstrukcí - eurokódy. Normy uvádějí podmínky, postupy a omezení pro posouzení stavebních konstrukcí, ale vlastní numerické řešení účinků stavby je třeba provést samostatným výpočtem.

2. Analýza svislých sil a napětí

2.1 Koncepce a zatížení

Hledání velikosti a proměny svislého napětí v jednotlivých místech svislé zděné nosné konstrukce budovy v podmínkách různých kombinací zatížení při úpravách objektu je předmětem tohoto příspěvku. Práce zkoumá velikost výslednic sil od svislých zatížení v jednotlivých podlažích objektu, jejich excentricity k ose průřezu a velikost vzniklého napětí v jednotlivých částech zděné konstrukce.

Pro stanovení velikosti jednotlivých sil v konstrukci můžeme použít několika postupů:

- a) Modelování celé konstrukce v 3D programu
- b) Modelování svislého řezu konstrukcí ve 2D
- c) Použití dílčích programů pro jednotlivé konstrukce objektu
- d) Ruční výpočty celého systému objektu

Pro stanovení sil a dalších účinků byl sestaven samostatný jednoduchý program v programu excel. Do výpočtu je možné zadat různé stálé a proměnné zatížení na



stropních konstrukcí, střeše a zdech objektu. Tím je možné postihnout úpravy konstrukcí a skladeb včetně například i přidání podlaží. Je možné měnit tloušťky zděných konstrukcí, materiály a skladby vodorovných konstrukcí a velikost proměnného zatížení na podlahách. Program umožňuje také volbu rozpětí stropních konstrukcí, které zatížením z plochy působí na zdivo. Je možné sestavit možné kombinace působícího zatížení pro mezní stav únosnosti a mezní stavy použitelnosti.

Zatížení působící na zdivo je definováno v následujících kombinacích zatížení. Jedná se o dočasné a trvalé kombinace.

1. Charakteristické hodnoty svislých zatížení.
2. Návrhové hodnoty svislých zatížení s použitím výběru ze tří rovnic pro kombinací stálého a proměnného zatížení, které lze podle normy ČSN EN 1990 – Eurokód použít (rovnice 6.10, 6.10a, 6.10b). Jedná se o výpočty variant návrhových hodnot zatížení pro mezní stav únosnosti zdiva v tlaku.
3. Minimální provozní hodnoty zatížení - hodnoty pro dlouhodobé účinky s kvazistálou hodnotou proměnného zatížení. Jde také o hodnoty pro mezní stav použitelnosti.
4. Hodnoty pro častou kombinaci zatížení.
5. Hodnoty takzvané základní kombinace zatížení podle původní české normy pro zatížení stavebních konstrukcí ČSN 730035 z roku 1986. Slouží k porovnání původních československých a současných evropských postupů a výsledků výpočtu.
6. Jiné hodnoty kombinace, například pro výpočet a posouzení základů.

Z uvedených postupů (kombinací zatížení) vychází vždy pro jednu veličinu sedm hodnot sil a excentricit a čtyři hodnoty napětí (pro střední tlak, pro excentrický tlak a pro krajní linie průřezu). Tímto lze získat pro posouzení a porovnání velikosti daných hodnot. Nejvíce užítu je v získání svislé síly a reálné provozní excentricity ve stěně.

Jako referenční vzorek je uvažována šestipodlažní budova s dvěma trakty. Taková budova představuje běžně stavěnou zděnou budovu s obvyklou maximální realizovanou nebo povolenou výškou zástavby. Výpočty je možné provádět i pro nižší objekty a není problém podlaží navýšit.

2.2. Výpočty

Pro výpočet dané šestipodlažní budovy bylo stálé zatížení od stropní konstrukce voleno podle provedení - betonové stropy z dutinových panelů a plošnou hmotností od 3,5 kN/m²

K tomu byla uvažována podlaha o skladbě v tloušťce 100 mm za použití kročejové izolace, betonové mazaniny a dlažby. Doplněna byla stropní omítka.

Zdivo bylo uvažováno jako cihelné, tloušťky 375 mm – z pálených cihel metrického formátu CDm

Proměnné zatížení na podlahách bylo uvažováno v hodnotách odpovídajícím možných kategoriím nového využití objektu:

A – pro byty 1,5 kN/m²

B – pro kancelářské prostory 2,5 kN/m²

C1 - pro prostory ke shromažďování osob, prostory se stoly 3 kN/m².

Do výpočtu lze zavést redukci velikosti užitého zatížení při více podlažích

Výpočet byl prováděn pro střední nosnou stěnu a nosnou obvodovou stěnu vytvořenou meziokenními pilíři.

2.3. Výsledky

Výsledkem prací je praktické ověření velikosti sil ve zděných průřezích v jednotlivých podlažích budovy, a to včetně výstředností sil a vyvozeného svislého napětí. Vypočtené hodnoty sil a napětí mohou odpovídat jednak uvedeným normativním variantám kombinací zatížení podle EN 1990, tak i kombinacím vlastním. Pro uváděný příklad budovy je uvažováno s dvěma hodnotami v užitém zatížení, a to s hodnotou 1,5 a 3,0 kN/m².

Patrné jsou rozdíly výsledků uvedeného příkladu při charakteristickém, mezním a provozním zatížení budovy. Při užitém zatížení 1,5 kN/m² činí v prvním podlaží navýšení účinků návrhového zatížení proti zatížení charakteristickému 33 a 36 % navíc podle zvolené rovnice (6.10 a 6.10a). Při užitém zatížení s hodnotou 3,0 kN/m² je navýšení návrhové hodnoty 31 a 37 %. Pro kvazistálé zatížení činí snížení účinků 6 a 10% proti charakteristickým hodnotám. To představuje reálnou provozní variantu velikosti svislé síly po většinu doby užívání stavby.

Mezní stav únosnosti

Z provedených výpočtů vyplývají rozdíly při posouzení na hodnoty dle kombinační rovnice 6.10a nebo 6.10 podle ČSN EN 1990. Tento druhý postup dává běžně užívané konzervativnější výsledky. Postup podle rovnice 6.10a s redukcí velikosti návrhového proměnného zatížení dává o 3% nižší výsledky pro užité zatížení do 1,5 kN/m², tj. v kategorii A pro byty. Výsledky nižší o 6% dává pro plochy se stoly kategorie C1 (3,0 kN/m²). K této hodnotě se blíží i výsledky pro kategorii B (2,5 kN/m²), proto nebyl dále publikovány. Podrobnější rozdíly mezi jednotlivými kombinacemi jsou patrné z tabulky.



Pro posudky lze využít výhodnější výsledky z rovnice 6.10a, i když je z výpočtů zřejmé, že podle rovnice 6.10b jsou výsledky také vhodné, ale nejsou normou doporučené. Převyšují sice podle výpočtu o 14 až 17 procent výsledky postupu podle bývalé ČSN 730035, ale to není z hlediska eurokódu kritérium. Použít se má nepříznivější výsledek z rovnic 6.10a 6.10b. Pro další snížení výpočtových účinků je na statikovi, zda pro snížení součinitelů stálého zatížení má doložené informace o skutečných tíhách konstrukcí, ověření skladeb a dokáže odpovědně stanovit odhad velikosti součinitele. Eurokódem stanovené součinitele vycházejí ze statistického výpočtu.

Z výpočtu vidíme, že zvolený způsob kombinace zatížení má pro bytové prostory při těžkých stěnách a střepech malý vliv. Uplatní se u staveb s lehčími materiály a konstrukcemi stěn a stropů a také při větší hodnotě užitého zatížení od 3 kNm²

Mezní stav použitelnosti

Rozdíl ve velikosti excentricity výslednice v 1. podlaží činí mezi návrhovou hodnotou zatížení a kvazistálou hodnotou kolem 5 % při kategorii užitných zatížení A a 9 % při kategorii C1. Rozdíl je dán zcela převažujícím vlivem stálých zatížení na celkovém zatížení. Pro kategorii A je rozdíl 3% téměř nepodstatný. Při posouzení na mezní stav únosnosti tudíž vyjdou excentricity vždy vyšší.

Při posuzování zděných konstrukcí je třeba vždy ověřit účinky pro kvazistálou a častou kombinaci zatížení. Tyto kombinace představují dvě varianty minimálního provozního zatížení. Z provedených výpočtů každé zděné konstrukce by mělo být zřejmé, že není od kvazistálého zatížení překročena výstřednost svislé síly rovná šestině tloušťky průřezu. Tím nedochází k tahovému namáhání malty ve styčné spáře. Nelze připustit otevírání nebo trvalé otevření průřezu v ložné spáře zdiva tahem. I když bude asi malta novějších konstrukcí schopna přenést malý tah v řádu desetin MPa, bude vhodné zůstat u výslednice v jádře průřezu.

1. Výpočet zatížení na obvodové stěny a pílře

Na stěnu od zatížení	a charakteristická kombinace							tloušťka zdiva t	0,375
	souč. komb. / red	char.zat 1m2/1m (kN/m2)	zat. šířka (m)	zat. délka (m)	char. sv.síla (kN)	exc. zadání (mm)	moment (kNm)	šířka zdiva b	1
7 <u>střecha</u> stálé od sněhu celkem atiky na 1 bm celkem	1,00	7,09	2,50	1,00	17,73	50,00	0,89	plocha zdiva A	0,375
	1,00	0,70	3,00	1,00	2,10	50,00	0,11	průřez. modul W	0,023
		7,79			19,83		0,99	světlost trakt 1	5
	1,00	4,36	2,50	1,00	10,91	10,00	0,11	světlost traktu 2	0,00
		7,79			30,74	35,81	1,10		0,00

6 6. podlaží									
stálé-strop	1,00	5,31	2,50	1,00	13,27	50,00	0,66		
užitné	1,00	1,50	2,50	1,00	3,75	50,00	0,19		
příčky a jiné	1,00	0,50	2,50	1,00	1,25	50,00	0,06		
strop celkem					18,27		0,91		
zdivo a věnec	1,00	8,74	1,00	1,00	8,74	0,00	0,00		
celkem 6.p.					27,01		0,91		
celkem					57,74	34,88	2,01	78,83	6.NP
5 5. podlaží									
stálé-strop	1,00	5,31	2,50	1,00	13,27	50,00	0,66		
užitné	1,00	1,50	2,50	1,00	3,75	50,00	0,19		
příčky a jiné	1,00	0,50	2,50	1,00	1,25	50,00	0,06		
strop celkem					18,27		0,91		
zdivo a věnec	1,00	17,33	1,00	1,00	17,33	0,00	0,00		
celkem 5.p.					35,60		0,91		
celkem					93,34	31,36	2,93	127,45	5.NP
4 4. podlaží									
stálé-strop	1,00	5,31	2,50	1,00	13,27	50,00	0,66		
užitné	1,00	1,50	2,50	1,00	3,75	50,00	0,19		
příčky a jiné	1,00	0,50	2,50	1,00	1,25	50,00	0,06		
strop celkem					18,27		0,91		
zdivo a věnec	1,00	17,33	1,00	1,00	17,33	0,00	0,00		
celkem 4.p.					35,60		0,91		
celkem					128,94	29,79	3,84	176,07	4.NP
3 3. podlaží									
stálé-strop	1,00	5,31	2,50	1,00	13,27	50,00	0,66		
užitné	1,00	1,50	2,50	1,00	3,75	50,00	0,19		
příčky a jiné	1,00	0,50	2,50	1,00	1,25	50,00	0,06		
strop celkem					18,27		0,91		
zdivo a věnec	1,00	17,33	1,00	1,00	17,33	0,00	0,00		
celkem 3.p.					35,60		0,91		
celkem					164,54	28,89	4,75	224,69	3.NP
2 2. podlaží									
stálé-strop	1,00	5,31	2,50	1,00	13,27	50,00	0,66		
užitné	1,00	1,50	2,50	1,00	3,75	50,00	0,19		
příčky a jiné	1,00	0,50	2,50	1,00	1,25	50,00	0,06		
strop celkem					18,27		0,91		
zdivo a věnec	1,00	17,33	1,00	1,00	17,33	0,00	0,00		
celkem 2.p.					35,60		0,91		
celkem					200,14	28,32	5,67	273,31	2.NP
1 1. podlaží									
stěna	1,00	18,74	1,85	1,85	64,13	0,00	0,00		
celkem 1.p.					64,13		0,00		
celkem					264,26	21,45	5,67	359,88	1.NP

Obr.1 – Ukázka výčtu charakteristických zatížení šestipodlažní budovy a schéma s velikostmi návrhových sil



KONFERENCE ZKOUŠENÍ A JAKOST VE STAVEBNICTVÍ

2. Výsledky

k.	Kombinace zatížení	Svislá síla (kN)	excentr. síly (mm)	porovnání hodnot		napětí v tlaku			
				ku a	ku b	dostředný (kPa)	průměrné (kPa)	minimální (kPa)	maximální (kPa)

střecha

a	charakteristická	30,74	35,81	1,00	0,74	82,0	82,0	35,0	128,9
b	návrhová r. 6.10	41,81	35,91	1,36	1,00	111,5	113,7	47,4	175,6
c	návrhová r. 610a	40,86	35,59	1,33	0,98	109,0	111,1	46,9	171,0
d	návrhová r. 6.10b	36,01	36,10	1,17	0,86	96,0	97,9	40,6	151,5
e	kvazistálá	29,27	35,09	0,95	0,70	78,0	79,5	34,2	121,9
f	častá	29,69	35,30	0,97	0,71	79,2	80,7	34,4	123,9
g	původní ČSN	36,26	36,60	1,18	0,87	96,70	98,6	40,1	153,3

6. podlaží

a	charakteristická	57,74	34,88	1,00	0,73	153,98	154,14	68,05	239,91
b	návrhová r. 6.10	78,83	35,05	1,37	1,00	210,21	214,21	92,33	328,09
c	návrhová r. 610a	76,20	34,53	1,32	0,97	203,19	207,00	90,93	315,45
d	návrhová r. 6.10b	68,57	35,39	1,19	0,87	182,86	186,38	79,32	286,41
e	kvazistálá	53,65	33,72	0,93	0,68	143,06	145,68	65,86	220,25
f	častá	54,82	34,07	0,95	0,70	146,18	148,88	66,49	225,87
g	častá	65,47	35,91	1,13	0,83	174,58	177,99	74,29	274,87

5. podlaží

a	charakteristická	93,34	31,36	1,00	0,73	248,91	249,30	124,01	373,81
b	návrhová r. 6.10	127,45	31,57	1,37	1,00	339,87	345,69	168,18	511,56
c	návrhová r. 610a	123,13	30,93	1,32	0,97	328,35	333,85	165,88	490,82
d	návrhová r. 6.10b	111,00	32,02	1,19	0,87	296,00	301,14	144,37	447,62
e	kvazistálá	86,62	30,35	0,93	0,68	230,99	234,73	120,42	341,55
f	častá	88,54	30,35	0,95	0,69	236,11	239,99	121,45	350,77
g	původní ČSN	103,27	32,67	1,11	0,81	275,38	280,26	131,42	419,34

4. podlaží

a	charakteristická	128,94	29,79	1,00	0,73	343,84	344,55	179,97	507,71
b	návrhová r. 6.10	176,07	30,02	1,37	1,00	469,52	477,16	244,02	695,02
c	návrhová r. 610a	170,06	29,31	1,32	0,97	453,50	460,71	240,82	666,19
d	návrhová r. 6.10b	153,42	30,51	1,19	0,87	409,13	415,90	209,43	608,83
e	kvazistálá	119,60	28,21	0,93	0,68	318,92	323,79	174,98	462,86
f	častá	122,27	28,68	0,95	0,69	326,04	331,11	176,41	475,67
g	původní ČSN	141,07	31,17	1,09	0,80	376,18	382,54	188,55	563,81

3. podlaží

a	charakteristická	164,54	28,89	1,00	0,73	438,77	439,89	235,93	641,62
b	návrhová r. 6.10	224,69	29,13	1,37	1,00	599,18	608,64	319,87	878,49
c	návrhová r. 610a	217,00	28,39	1,32	0,97	578,66	587,56	315,77	841,56
d	návrhová r. 6.10b	195,85	29,65	1,19	0,87	522,26	530,66	274,48	522,29
e	kvazistálá	152,57	27,24	0,93	0,68	406,85	412,85	229,54	584,16
f	častá	155,99	27,74	0,95	0,69	415,97	422,22	231,37	600,58
g	původní ČSN	178,87	30,31	1,09	0,80	476,98	484,82	245,69	708,28

2. podlaží

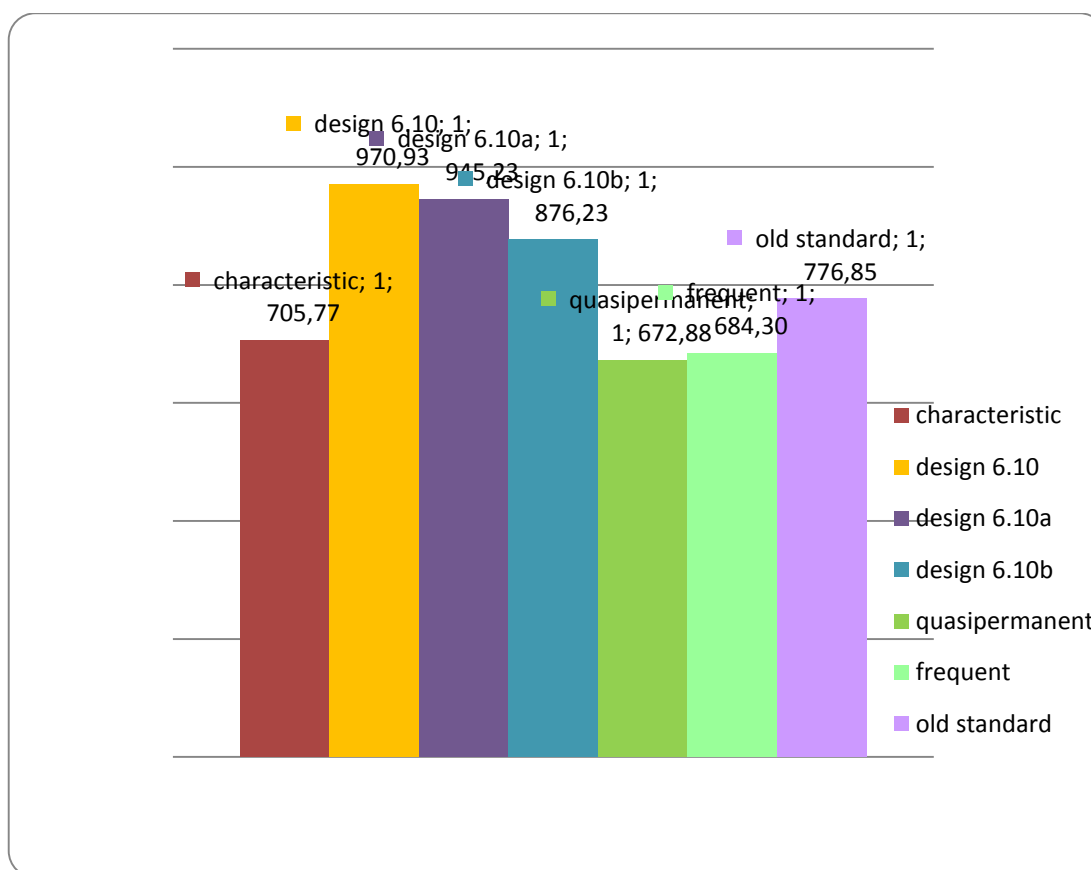
a	charakteristická	200,14	28,32	1,00	0,73	533,70	534,51	291,89	775,52
b	návrhová r. 6.10	273,31	28,57	1,37	1,00	728,84	740,12	395,72	1061,96
c	návrhová r. 610a	263,93	27,80	1,32	0,97	703,82	714,41	390,71	1016,93
d	návrhová r. 6.10b	238,27	29,10	1,19	0,87	635,40	645,42	339,54	931,26
e	kvazistálá	185,54	26,61	0,93	0,68	494,78	501,91	284,10	705,46

18. – 20. 5. 2016

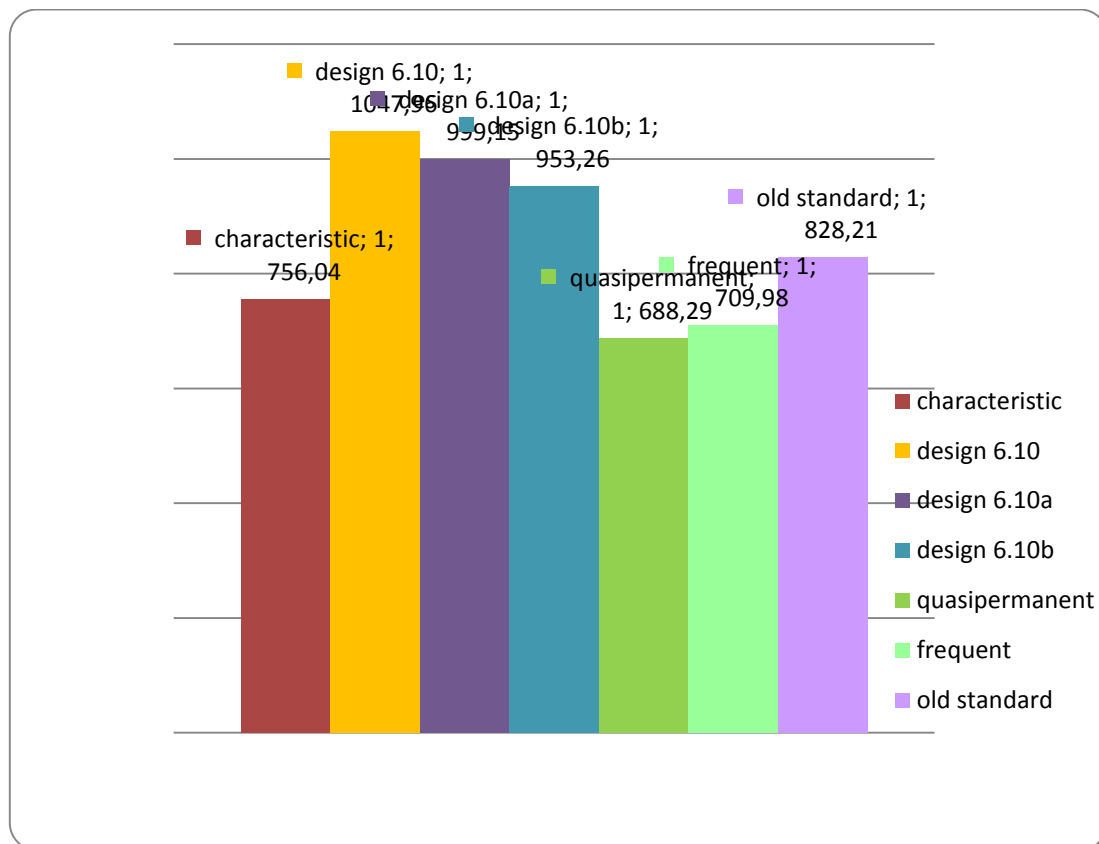
Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

f	častá	189,71	27,13	0,95	0,69	505,90	513,33	286,33	725,48
	původní ČSN	216,67	29,74	1,08	0,79	577,78	587,10	302,82	852,75
1. podlaží									
a	charakteristická	264,26	21,45	1,00	0,73	704,71	705,77	462,89	946,52
b	návrhová r. 6.10	359,88	21,69	1,36	1,00	959,69	970,93	626,57	1292,82
c	návrhová r. 6.10a	350,50	20,94	1,33	0,97	934,67	945,23	621,56	1247,78
d	návrhová r. 6.10b	324,84	21,35	1,23	0,90	866,25	876,23	570,39	1162,11
e	kvazistálá	249,67	19,78	0,94	0,69	665,79	672,88	455,11	887,59
f	častá	253,84	20,27	0,96	0,71	676,91	684,30	676,88	896,48
	původní ČSN	287,84	22,39	1,09	0,80	767,57	776,85	767,57	767,57

Obr.2 - Tabulka - příklad výsledných sil pro obvodovou stěnu - budova při 6 podlažích a dvou traktech po 5 metrech



Obr.3 – Ukázka svislých napětí v MPa pro stěnu šestipodlažní budovy z cihel CDm tloušťky 375 mm při jednotlivých uvažovaných kombinacích zatížení a užitném zatížení 1,5 kN/m².



Obr.4 - Stejná stěna stavby při zatížení užitným zatížením 3 kN/m^2

3. Závěr

Pro daný objekt byla zjišťována velikost působících sil na svislé zděné stěny pro mezní stav únosnosti a mezní stav použitelnosti. Užité zatížení bylo uvažováno pro kategorii A pro bydlení ($1,5 \text{ kN/m}^2$) a C1 se stoly ($3,0 \text{ kN/m}^2$).

Pro posouzení na únosnost použijeme výsledků z normové kombinační rovnice 6.10a podle ČSN EN 1990. Výsledek vychází o 3 až 6 procent nižší nežli podle konzervativnějších výsledků z rovnice 6.10. Je tudíž mírně ekonomičtější a příznivější. Použití jiného výpočtu s nižšími účinky zmenšením součinitelů zatížení je na uvážení statika a mělo by se vycházet míry zjištění skutečných vah jednotlivých stávajících konstrukcí a rozvahy o velikosti součinitelů.

Posouzení na mezní stav použitelnosti ukazuje na rozdíl v excentricitě svislé síly jen 5 až 9 % proti účinkům pro mezní stav únosnosti. Budova s lehčím zdívkem a stropy ale může mít jiný poměr stálých a užitných zatížení. Navíc pro mezní únosnost může zdivo vyhovět, ale pro kvazistálé účinky může být hodnota excentricity výslednice příliš vysoká může vznikat v průřezu nežádoucí vysoké tahové napětí.

Posouzení účinků zatížení by mělo být důsledně provedeno pro každou budovu v obou mezních stavech. Uvedený postup dává představu o velikosti sil a jejich

18. – 20. 5. 2016

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

působení pro různé kombinace zatížení a umožňuje stanovovat rozdíly (rezervy) proti pouze stálým a charakteristickým hodnotám zatížení

Na vypočtené síly by byl následně proveden výpočet nosnosti zdiva podle Euró kodu 6 (ČSN EN 1996-1-1). To již není součástí tohoto příspěvku.

Poděkování

Práce na analýze byla začleněna do programu SGS -2016.038 na ZČU v Plzni

Literatura

- [1] Eurokód ČSN EN 1990
- [2] ČSN EN 1991-1-1, 1.3 a 1-4

Kontakt

Ing. Luděk Vejvara, Ph.D., tel. 603216966, email: vejvaral@kme.zcu.cz, a vejvara@vejvara.cz, Západočeská univerzita v Plzni, Katedra mechaniky, Univerzitní 8, 30614 Plzeň



DIAGNOSTIKA ŽELEZOBETONOVÉHO SKELETU S PODEZŘENÍM NA POUŽITÍ BETONU S HLINITANOVÝM CEMENTEM

DIAGNOSTICS OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURE SUSPECTED TO USE CONCRETE WITH ALUMINATE CEMENT

Petr Žítt, Pavel Schmid

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební

Anotace:

Článek výše uvedeného kolektivu autorů se věnuje diagnostice klasické železobetonové konstrukce v duchu „Baťovské architektury“ postavené v 30. letech 20. století. Na základě předběžné prohlídky bylo pojata podezření na výskyt hlinitanových cementů v betonu, což bylo následně podrobnou diagnostikou potvrzeno.

Annotation:

Article team of authors is dedicated to the diagnosis of classical reinforced concrete structure in the spirit of "Bata architecture" built in the 30s of the 20th century. The preliminary inspection was conceived suspected presence of aluminous cement in concrete, which was subsequently confirmed by the detailed diagnosis.

Klíčová slova:

Diagnostika, železobeton, konstrukce, hlinitanový cement

Keywords:

Diagnostics, reinforced concrete, structure, alumina cement

1. Popis objektu

Obchodní dům Baťa v Mariánských Lázních na ulici Dykova č. p. 144 je pětipodlažní železobetonový skelet se čtyřmi nadzemními a jedním podlažím podzemním. Dům je situován na rohu Hlavní třídy a ulice Dykovy, která prudce stoupá od křižovatky vzhůru k ulici Lidická a Ruská obr. 1. Objekt je zapsán na seznamu nemovitých kulturních památek pod číslem 50830/4-5239 od roku 2001.



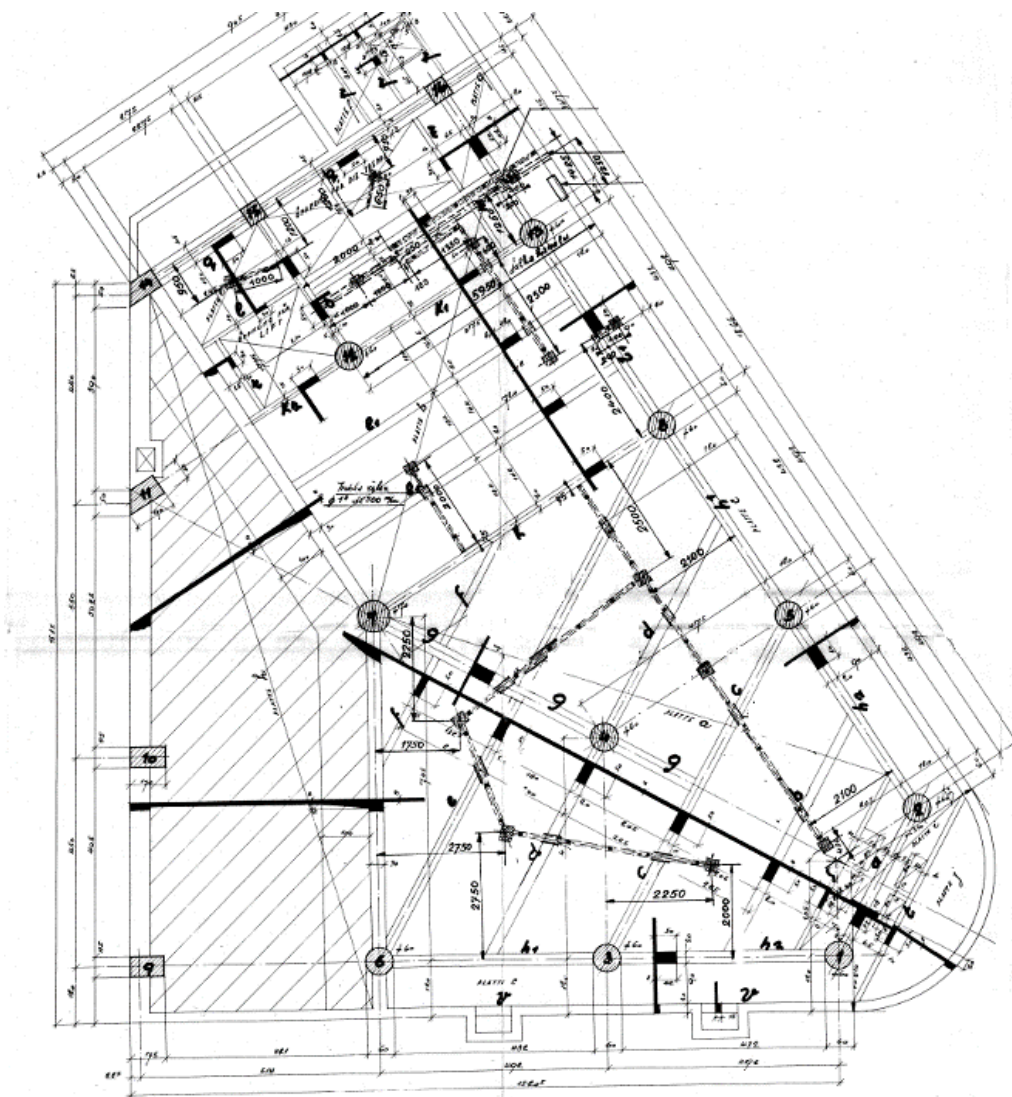
Obrázek 1.: Perspektiva budovy

Realizace stavby proběhla ve 30. letech 20. století. Z dostupných materiálů a podkladů nalezených v archivu příslušného stavebního úřadu a na základě prohlídky objektu vyplývá, že budova nebyla v minulosti nikterak přestavěna či rekonstruována a že současný stav plně odpovídá provedení při výstavbě objektu.

2. Konstrukční řešení objektu

Objekt byl založen na základových pasech a patkách, průřezy monolitických železobetonových základových pasů jsou vždy obdélníkového tvaru. Základové patky jsou tvaru komolého jehlanu se čtvercovou podstavou a velikost je odstupňována dle intenzity zatížení.

Stropní konstrukce nad 1. PP je tvořena železobetonovým trámovým stropem s průvlaky a trámy. Stropy nad ostatními nadzemními podlažími jsou tvořeny tzv. bedničkovými stropy (žebírkové stropy s podhledovou vyztuženou betonovou deskou).



Obrázek 2.: Stropní konstrukce nad suterénem, půdorysný tvar budovy

Schodiště do suterénu je tvořeno lomenou železobetonovou schodišťovou deskou s nadbetonovanými stupni. Schodiště mezi 1.NP - 2.NP a 2.NP a 4.NP je tvořeno železobetonovými lomenými trámovými schodnicemi mezi kterými je vybetonována schodišťová deska s nadbetonovanými stupni.

3. Prohlídka objektu

Dne 17. 4. 2014 byla provedena první vizuální prohlídka objektu na základě výzvy k vyjádření majitele objektu k poruchám železobetonového sloupu v prostoru bývalé kotelny situované v suterénu.

Prohlídkou bylo zjištěno masivní porušení krycích vrstev betonu předmětného sloupu s viditelně zkorodovanou výztuží sloupu v jeho patě. V rámci předběžného opatření byly dotčené stropní konstrukce působící svým zatížením do sloupu dočasně zajištěny montážními stavebními stojkami.

Zároveň byla provedena celková prohlídka vizuálně přístupných částí nosných betonových konstrukcí, kde byly shledány další lokální poruchy svislých a vodorovných nosných konstrukcí v prostoru suterénu.

Ze sloupu v suterénu byl dále na základě nezvyklého povrchového zbarvení betonu odebrán kontrolní vzorek, který byl následně předán k chemické analýze, z jejíž závěrů vyplynulo, že vzorek obsahuje vysoké množství Al_2O_3 a s vysokou pravděpodobností se tudíž jedná o beton s hlinitanovým cementem.

Na základě tohoto zjištění bylo spolu se zástupci majitele objektu rozhodnuto o provedení stavebně statického posouzení objektu včetně podrobného materiálového průzkumu betonů nosných konstrukcí objektu a podrobného chemického složení betonů použitých a uložených do nosných konstrukcí objektu Baťa v Mariánských Lázních.

4. Podrobný stavebně technický průzkum

Ve dnech 21. a 22. 5. 2014 byl proveden podrobný stavebně materiálový průzkum kvality betonu nosných konstrukcí. Před zahájením vlastních diagnostických prací byly vykopány čtyři kopané sondy za účelem zjištění stavu železobetonových základových konstrukcí, provedením tří sond u sloupů č. 1, 2, 4, 12, bylo zjištěno, že základové konstrukce svým tvarem odpovídají původní historické dokumentaci nosné železobetonové konstrukce.

Prohlídkou na místě byly vyloučeny NDT zkoušky pevnosti betonu Schmidtovým sklerometrem a bylo učiněno rozhodnutí o odběru jádrových vývrtů o průměrech 50 mm (nosné sloupy a stropní konstrukce) a 75 mm (základové konstrukce a stěny v suterénu).

Místem s nejčtetnějším odběrem vzorků betonu ze sloupů a stropů se stal suterén objektu, který byl v době provádění průzkumu neužívaný, a bylo možno diagnostiku provést v libovolném rozsahu v místech nejlépe vystihující charakter objektu. Kromě jiného byl v suterénu zjištěn nejvyšší počet poruch na železobetonových konstrukcích. V nadzemních užívaných podlažích byla diagnostika omezena na nejnutnější možný rozsah prací. Při diagnostice objektu bylo odebráno celkem 25 jádrových vývrtů (obr. 3), na kterých byly provedeny laboratorní zkoušky pevnosti betonu v tlaku.



Tabulka 1.: Označení odebraných vzorků a jejich poloha v konstrukci

označení jádrových vrtů	Ø [mm]	typ vrtané konstrukce
2; 11; 14	75	základové konstrukce
1; 4; 5; 7; 8; 10; 12; 13; 16; 17	50	sloupy v 1. PP
3; 6; 9; 15	75	železobetonové stěny v 1. PP
18; 19; 20	50	stropní konstrukce nad 1. PP
21; 22; 23; 24; 25	50	sloupy ve vyšších podlažích

Charakt. hodnota pevnosti betonu v případě základových patek byla stanovena hodnotou $f_{c,cube} = 6,2$ MPa, což odpovídá současné třídě betonu C 4/5, dle normových předpisů platných v době realizace stavby beton odpovídal třídě pevnosti „b“. Struktura betonu základových patek plně odpovídá stanoveným pevnostním parametrům (vizuálně nižší obsah pojiva, povrchová porozita betonu atd.). V případě sondy do základového pasu nebylo možné odebrat vzorek betonu z důvodu velmi špatné kvality betonu (během odvrtu docházelo k vymílání pojiva v důsledku chlazení vrtu), maximální odhadovaná pevnost betonu základového pasu je do 1,5 MPa. Na betonech základových konstrukcí nebyla provedena chemická analýza betonu, dle struktury betonu a barvy pojiva nebylo podezření na obsah hlinítanových cementů v základových konstrukcích.

Tabulka 2.: Fyzikálně-mechanické parametry betonu dílčích konstrukčních celků

označení oblasti	objemová hmotnost	průměrná pevnost	charakt. pevnost	pevnostní třída betonu
	D [kgm ⁻³]	Ø [MPa]	$f_{c,cube}$ [MPa]	
základové patky	2000	7.9	6.2	C 4/5
původní stěny - 1. PP	1960	8.0	-	-
sloupy 1. PP - oblast 1	2050	8.0	5.1	C 4/5
sloupy 1. PP - oblast 2	2100	10.7	9.1	C 6/7,5
sloupy 1. PP - oblast 3	2140	13.8	12.1	C 8/10
sloupy 1. PP - oblast 4	2180	21.2	17.2	C 12/15
stropní kce nad 1. PP	2220	21.1	18.1	C 12/15
sloupy 1. NP	2090	10.1	9.3	C 6/7,5
sloupy 2. NP	2010	8.2	6.3	C 4/5
sloupy 3. NP	2070	5.5	4.2	C 3/3,5

Jak již bylo uvedeno, bylo nutné rozdělit nejen jednotlivé konstrukce dle jejich typu a podlaží, ale zároveň z důvodu rozdílné vlhkosti jednotlivých sloupů v suterénu bylo k tomuto přihlédnuto a byly zvoleny čtyři samostatné oblasti, které jsou znázorněny na obr. 4.

Oblast 1 je ve sníženém suterénu, kde se původně nacházela kotelná a v současné době je to místo s největší povrchovou vlhkostí nosných konstrukcí. Oblasti 2 a 3 jsou dotčeny zvýšenou vlhkostí od zasypaného prostoru mezi levou obvodovou stěnou a vnitřní souběžnou železobetonovou stěnou. Sloupy nacházející se v oblasti 4 jsou volně přístupné, nacházejí se v jedné úrovni a nejsou ovlivněny odlišnou vlhkostí, jako je tomu v případě oblastí 1 až 3.



Obrázek 4.: Rozdělení sloupů v suterénu do jednotlivých oblastí



Ze stropních konstrukcí bylo možné získat vzorky pouze ze stropu nad suterénem. Beton stropních průvlaků a trámů odpovídá původní navrhované třídě „e“.

Pro názornost níže uvádíme tabulku s označením tab. 3, kde jsou uvedeny pevnosti betonu pro „železový beton“ dle normy ČSN 1090 – 1932 včetně ekvivalentních hodnot platných dle současných předpisů.

Tabulka 3.: Pevnostní třídy betonu uvedené pro železový beton v ČSN 1090-1932 a jejich ekvivalent ČSN ISO 13822

Tabulka dovolených namáhání betonu dle ČSN 1090-1932 Předpisy o betonových stavbách, Část 1: Navrhování betonových staveb						Odpovídající pevnostní třída betonu dle ČSN ISO 13822
beton	třída betonu	Ekvivalentní dovolené namáhání v N/mm ²				
		v tlaku		v tahu za mimostředného tlaku, u prostého betonu též za ohybu	v hlavním tahu, smyku (stříhu), kroucení a soudržnosti	
		za prostého tlaku	za ohybu a mimostředného tlaku			
železový beton	d	3.50	4.80	0.70	0.45	C 8/10
	e	4.00	5.80	1.00	0.50	C 10/13.5
	f	5.20	7.00	1.20	0.55	C 16/20
	g	6.50	8.50	1.50	0.60	C 23/28

Při porovnání hodnot pevnostních tříd zjištěných na dílčích konstrukcích a jednotlivých podlažích v tabulce 2 a pevnostních tříd platných pro beton používaný od roku 1932 je zcela patrné, že vyjma sloupů v suterénu v oblasti 3 a 4 a stropní konstrukce nad suterénem nebyly prokázány pevnostní třídy betonu, které by i v době výstavby byly použitelné do železobetonových konstrukcí. V současné době se považuje za konstrukční považuje beton tříd C 12/15 a výše.

5. Chemická analýza betonu

Pro chemickou analýzu betonu bylo vybráno celkem 7 vzorků, 3 vzorky ze sloupů v suterénu a dále sloupy v 1. NP až ve 4. NP.

Na vzorcích bylo provedeno zhodnocení povrchové struktury pojivového systému optickou mikroskopií, stanovení krystalograficky aktivních složek neznámého pojiva rentgenovou difrakční analýzou a studium mikrostruktury, typických krystalických či amorfních útvarů s prvkovou analýzou vybraných složek s využitím skenovací elektronové mikroskopie s EDS analyzátořem.

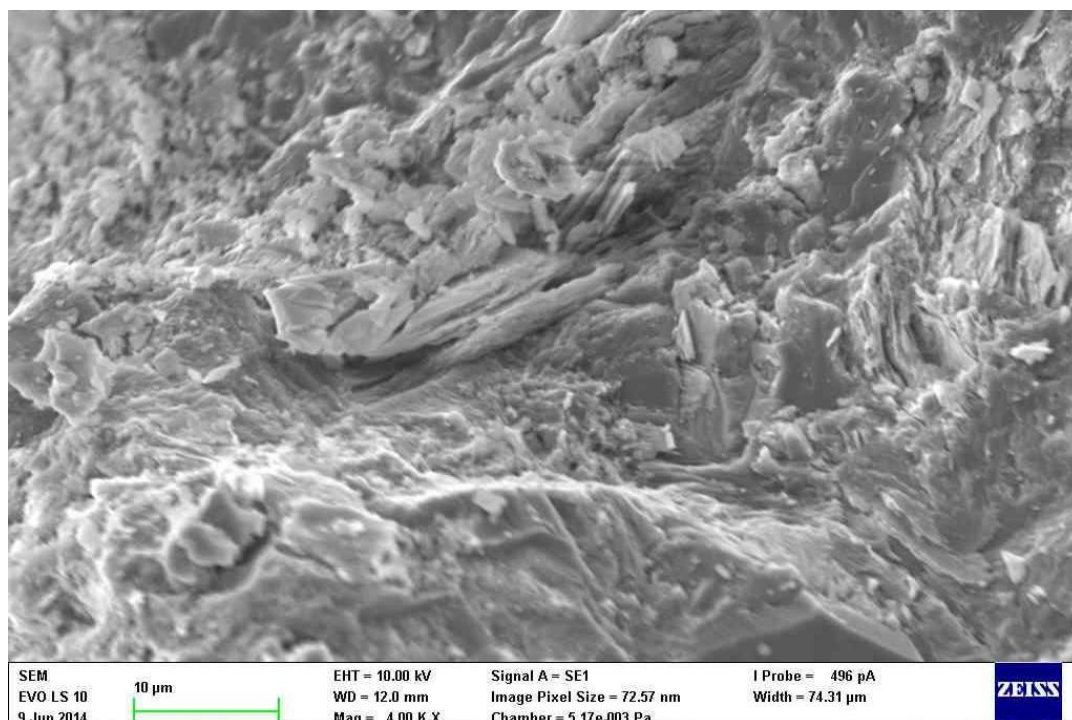
Optickou mikrofotografií byly všechny vzorky prozkoumány povrchy nasnímkovány při zvětšení 30x (obr. 5). Nebyly pozorovány významné odchylky ve složení pojivového systému, plniv či výrazné defekty či nadlimitní makroporozita. Vzorky vykazovaly různou míru degradace, přičemž příčina rozdílů nebyla stanovována.



Obrázek 5.: Snímek povrchu vybraného vzorku (zvětšeno 30x)

Pro RTG difrakční analýzu byly dodané vzorky pomocí okružní laboratorní pily odděleny v hloubce 20-40mm (měřeno od svrchní části konstrukce) a následně byly namlety (maximální velikost částic 0,09mm), kvartovány a reprezentativní vzorky byly podrobeny analýze. Ve vzorcích byl identifikován typický hydratační produkt hlinitanového cementu s vysokou termodynamickou stabilitou (gibbsit) a především karbonatační produkty – vápenaté uhličitany (kalcit, aragonit, vaterit). S ohledem na zjištění, že pojivový systém z pohledu krystalograficky aktivních produktů je složen majoritně z karbonatačních produktů a minoritně z produktu hydratace hlinitanového cementu (gibbsit) byla použita skenovací elektronová mikroskopie s EDS analyzátozem, která umožňuje identifikovat prvková složení krystalických i amorfních útvarů mikrostruktury.

S využitím elektronového mikroskopu s EDS analyzátozem byly pozorovány krystalické útvary s typickým destičkovitým tvarem (gibbsit), produkty karbonatační degradace pojiva (kalcit, aragonit, vaterit) obr. 8. Nebyly nalezeny typické hydratační složky portlandského cementu. Studovaná mikrostruktura vykazovala výraznou mikroporozitu související s vysokým stupněm degradace pojivového systému.



Obrázek 6.: Typické tabulovité útvary gibbsitu a shluky kalcitu a aragonitu

6. Závěr

Ačkoliv nejsou ve velkém rozsahu patrné projevy ztráty únosnosti železobetonových prvků monolitického železobetonového skeletu objektu Baťa v Mariánských Lázních, provedené průzkumy jednoznačně prokázaly, že dochází k výrazným poklesům pevností betonů vlivem přeměny kalciumhydroaluminátů, vzniklých hydratací použitého pojiva na bázi hlinitanového cementu.

Na základě provedených odběrů jádrových vývrtů a následných laboratorních zkouškách fyzikálně mechanických parametrů betonu lze tvrdit, že konstrukční betony (základy, sloupy, stěny, stropy) vykazují velmi vysokou nestejnorodost, která je pravděpodobně způsobena následujícími faktory a vlivy, jako je technologická nekázeň při provádění jednotlivých částí konstrukce (nehomogenita jednotlivých záměsí, špatné hutnění betonu při jeho ukládání do bednění, zvýšená pozita atd.), rozdílná uvažovaná kvalita betonu již při návrhu konstrukce (dle zatížení logický krok, který se nicméně později projeví v nerovnoměrném procesu degradace betonu v čase) a v neposlední řadě vliv prostředí (vlhkost, prosakování dešťových vod atd.) zejména na konstrukce v suterénu objektu.

Na základě provedené četnosti vzorků betonu zejména v nadzemních podlažích nelze vyloučit i výrazně horší kvalitu betonu, než byla provedenými průzkumnými pracemi stanovena. Dále chemickým rozbořem bylo jednoznačně ve všech analyzovaných vzorcích prokázáno pojivo na bázi hlinitanových cementů.

U betonu, jehož matrice je tvořena hydratačními produkty hlinitanového cementu, může i při exploataci v běžných podmínkách docházet k masivnímu poklesu pevnostních charakteristik. Dominantní příčinou poklesu pevnosti betonu na bázi hlinitanového cementu je pozvolná přeměna kalciumhydroaluminátů vzniklých hydratací, přičemž tato přeměna může být urychlována některými dalšími činiteli, např. propustností betonu, vlhkostí, teplotou prostředí atd. **Těmito procesy může být dokonce ohrožena stabilita celé konstrukce.**

Na základě provedené diagnostiky bylo rozhodnuto o odstranění objektu a v současné době je již objekt asanován. Při bouracích pracích byla získána celá řada doplňujících poznatků o způsobu provádění železobetonových konstrukcí před cca 80 lety. V blízké budoucnosti se o ně rádi formou příspěvku podělíme.

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] Archivní projektová dokumentace z archivu stavebního úřadu v Mariánských Lázních, stavební a konstrukční část projektové dokumentace z roku 1931 objektu č.p. 144 Mariánské Lázně – OD Baťa Mariánské Lázně
- [2] Statický výpočet objektu z roku 1931 objektu č. p. 144 Mariánské Lázně – OD Baťa Mariánské Lázně
- [3] ČSN 1090-1932 Navrhování betonových staveb
- [4] Atmosférická koroze betonů, prof. Ing. Dr. Matoušek, DrSc, doc. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., IKAS Praha 1998

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.



18. – 20. 5. 2016

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně



Sborník recenzovaných příspěvků konference
ZKOUŠENÍ A JAKOST VE STAVEBNICTVÍ 2016

18. - 20. 5. 2016

Ústav stavebního zkušebnictví,
Fakulta stavební, VUT v Brně

Vydavatel: Vysoké učení technické v Brně

Tisk: Tribun EU s.r.o., Cejl 32, Brno

Editor: Ing. Věra Heřmánková, Ph.D.

Náklad: 130 ks

Rok vydání: 2016

ISBN 978-80-214-5341-8

