UDRŽITELNÁ VÝSTAVBA 4

UDRŽITELNÁ VÝSTAVBA 4

kolektiv autorů

editoři
Prof. Ing. Ivan Vaníček, DrSc.
Ing. Jan Záleský, CSc.

Praha 2008

Návrh obálky: Jan Záleský
Zdroj fotografie: Jan Záleský (detail smykové plochy, 2006)

Poznámka editorů

Publikace vznikla v rámci řešení výzkumného záměru Ministerstva školství MSM 6840770005 „UDRŽITELNÁ VÝSTAVBA“. V publikaci jsou zahrnuty také příspěvky přednesené na odborném workshopu o výzkumném záměru VZ 04 „UDRŽITELNÁ VÝSTAVBA“ pořádaném dne 16. 12. 2008 v budově Fakulty stavební ČVUT v Praze. Kniha obsahuje 32 příspěvků, které jsou členěny do tématických oddílů WP 1 (Výstavba na brownfieldech), WP 2 (Udržitelná výstavba budov), WP 3 (Využití odpadních hmot, recyklátů ve stavebnictví) a WP 4 (Přírodní katastrofy – nehody, požáry – optimalizace ochrany, interakce s konstrukcemi).

Editoři: Jan Záleský, Ivan Vaníček
Praha, prosinec 2008
Tisk: Ediční středisko ČVUT v Praze. Počet stran: 227. Náklad 200 ks.
Neprodejný výtisk.
Publikace neprošla jazykovou úpravou. Příspěvky byly otištěny z předloh dodanými autory.
Kontaktní adresa: ČVUT v Praze, Fakulta stavební, katedra geotechniky
Prof. Ing. Ivan Vaníček, DrSc., tel.: 224 354 540, vaniceki@fsv.cvut.cz
Ing. Jan Záleský, CSc., tel.: 224 354 551, zalesky@fsv.cvut.cz

© ČVUT v Praze, Fakulta stavební

ISBN 978-80-01-04250-2

OBSAH

I. Vaníček	Rizika v geotechnice	5
M. Havlice	Vliv brownfields na biodiverzitu města	9
Z. Kramářová	Brownfieldy na území ORP Dobříš	17
V. Kuráž, J. Římal	Předběžné výsledky měření vlhkosti stavebních materiálů a konstrukcí - poloprovozní pokus	21
A. Mansfeldová	Problematika brownfields v České republice: přehled aktuálních strategií, právních předpisů, operačních programů a dalších dokumentů	27
T. Pokorný	Brownfieldy na území bývalých VVP	37
J. Vacek	The Analysis of Site Investigation and Laboratory Tests for Properties of Fucoid Sandstones in the Czech Republic	45
J. Valenta	Problematika využití starých základů	55
P. Žerebáková	Modelový projekt „Zobytnění a ozelenění pěší zóny Anděl“	61
E. Hlavová Gazdová	Střechy s vegetační úpravou	71
M. Jiránek, Z. Svoboda	Nová metodika pro přesnější stanovení součinitele difúze radonu	77
M. Kabrhel a kol.	Účinnost systému přípravy teplé vody	81
P. Kuklík, M. Vodolan	Navrhování spojů s kovovými deskami s prolisovanými trny	85
M. Lidmila	Výsledky sledování konstrukční vrstvy z popílkového stabilizátu v roce 2008	93
J. Vodička et al	Vláknobetony s recykláty a jinými odpady	97
M. Foglar	Ekologické mosty na dálnici A20 A Lübeck-Štětín	105
M.Foglar, E. Karasová	Analýza příčin zkázy mostu Cypress Street Viaduct v důsledku zemětřesení Loma Prieta	111
M.Foglar, E. Karasová	Užití numerického modelování výbuchů pro ověření empirických vztahů užívaných pro výpočet velikosti náloží užívaných pro demolice objektů pozemního stavitelství a dopravních staveb	117
P. Fošumpaur	Posuzování akcí zařazených do programu „Podpora obnovy, odbahnění a rekonstrukce rybníků a výstavby vodních nádrží“	123

M. Hála	Využití neúplných dat pro odhady kritických odstupů	129
E. Karasová et al	Hodnocení bezpečnosti osob při extrémních návrhových situacích v návaznosti na konstrukční uspořádání mostů	135
J. Klvaňa	Ekonomické rizikové faktory trvale udržitelné výstavby III	145
K. Pohl	Seizmická odezva konstrukcí v nelineární oblasti	149
T. Křemen et al	Laserové skenování při požární zkoušce v Mokrsku	165
J. Ratiborský	Výpočet změn polohy bodů z etapových měření	179
Z. Sperat	Cyklodoprava ve městě – přidružený nebo hlavní dopravní prostor ?	187
M. Štroner, J. Pospíšil	Geodetické měření při požární zkoušce v Mokrsku	197
F. Wald et al	Teplota plynu při požární zkoušce v Mokrsku	207
J. Záleský et al	Sledování aktivace kotvené pilotové stěny v sesuvném území	213
D. Zumr, M. Císlerová	Stabilita svahu a dynamika vodního režimu v nenasycené zóně	217

RIZIKA V GEOTECHNICE

Ivan Vaníček

Abstract

Risk in geotechnical engineering has its specificity and in many ways is different from the risk in the other branches of civil engineering. Some aspects of this fact are described in more details (risk and design according to EC 7, risk associated with geological environment, risk associated with determination of characteristic values for soils and rocks, risk of the interaction of geotechnical structure with another structure, geotechnical risk for natural hazards, risk for environmental geotechnics) and added value of this profession will be emphasized.

1. Návrh geotechnické konstrukce s přijatelným rizikem

Princip návrhu stavebních konstrukcí dle mezních stavů je obecně přizpůsoben potenciálnímu riziku s tím souvisejícím. EC 7-1 Navrhování geotechnických konstrukcí rozlišuje návrh dle 3 Geotechnických kategorií a to v souladu s rizikem, které je s daným návrhem spojen. Tento postup je v souladu s definicí Geotechnických kategorií, které byly v základní formně implementovány již před 20 lety do ČSN 731001 Základová půda pod plošnými základy a jedním z důvodů byl i fakt, že v té době nám již byla známa 1. verze EC 7 – z roku 1986. Otázka celospolečenského významu je spojena s možností, že návrh bude realizován v souladu s doporučením (např. návrh plošných základů v souladu s ČSN 731001) a přesto ke splnění podmínek definovaných pro mezní stav porušení a mezní stav použitelnosti nedojde. Přestože to nebylo v ČSN 731001 zřetelně uvedeno, předpokládalo se, že v jednom případě ze 10 000 by k nesplnění mohlo dojít. Z toho přirozeně vyplývá fakt, že v 9 999 byl realizován návrh bezpečný až konzervativní. Ona otázka tedy souvisí se skutečností, zda jedno nesplnění základních podmínek (které už může ale ještě nemusí vést k porušení, ztrátě stability a s tím spojených nejen dodatečných finančních nákladů, ale i možnosti ohrožení zdraví a života lidí, resp. s tím spojená věrohodnost profese) může nahradit zvýšené náklady s tímto návrhem spojené. Tyto zvýšené náklady se projeví i vyšším dopadem na životní prostředí, neb s větší nároky na konstrukce jsou spojené i vyšší nároky na přírodní zdroje, energii…

Za dobu platnosti ČSN 73 1001 cca 20 let se však technické veřejnosti diskutovaly maximálně 1-2 případy, kdy k problémům s plošnými základy došlo – např. souvisely s větším sedáním nerovnoměrným a objekt byl následně stabilizován ale k přímému ohrožení zdraví a životů lidí nedošlo. Z toho přirozeně vyplývá, že nepřímo definovaná míra rizika byla nižší (1:100 000 až 1:1000 000), neboť plošných základů bylo za uvedenou dobu realizováno řádově okolo miliónu. To nám dává možnost prohlásit, že naše dosavadní standardy byly na bezpečné – konzervativní straně a bude je možné optimalizovat. Proto přechod na návrh dle EC 7 tento fakt může zohlednit, avšak nové návrhy by mohly být optimističtější řádově o 10-20% avšak ne více. Teprve po delší době průkaznosti by mohlo dojít k jejich dalšímu odvážnějšímu návrhu (například redukcí dílčích součinitelů).

Ivan Vaníček, Prof.,Ing, DrSc.,
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra geotechniky
Thákurova 7, 166 29 Praha 6 – Dejvice
tel.: 223 334 540, fax.: 224 354 592, e-mail: vaniceki@fsv.cvut.cz

2. Riziko v geotechnice v porovnání s dalšími obory

Odlišnost návrhu geotechnických konstrukcí od jiných stavebních konstrukcí – ocelových, betonových, dřevěných, zděných, hliníkových.. se liší především faktem, že vlastnosti zemin, hornin jsou podstatně více proměnné v porovnání k vlastnostem oceli, betonu, dřeva.. Je to dáno tím, že horninové prostředí, které je v interakci se stavebními konstrukcemi (především při zakládání staveb) vykazuje nejen nehomogenitu, anizotropii, ale vyznačuje se velkou vrstevnatostí, resp. toto horninové prostředí vykazuje různé formy diskontinuit, kde vlastnosti těchto diskontinuit, resp. tenká vrstvička velmi rozdílných vlastností u vrstevnatého podloží (kde navíc mocnosti jednotlivých vrstev mohou být v půdorysu stavby velmi proměnné, může mít rozhodující dopad na chování tohoto prostředí.

Proto poznání tohoto faktu ve formě geotechnického modelu horninového prostředí je tak důležité. Podcenění geotechnického průzkumu může mít velmi negativní dopad na výsledné řešení a realizaci geotechnické konstrukce. Je proto velmi užitečné, že EC 7- část 2 Průzkum a zkoušení základové půdy nároky na geotechnický průzkum poměrně detailně specifikuje. Avšak toto poznání v rámci geotechnického průzkumu má své limity. Nejzřetelněji tento fakt vystupuje do popředí v případě zemních konstrukcí, kde zemina je základním stavebním materiálem. Návrh zemních konstrukcí, ať již dopravních staveb (silnic, parkovišť, železnic, letišť..), vodních staveb (sypaných přehrad, protipovodňových hrází..) či environmentálních staveb (výsypky, odkaliště, skládky) je realizován ve velkých kubaturách a přitom možnosti zkoušení jsou značně omezeny. V zemníku je zhruba odhadováno, že i při pečlivém průzkumu můžeme odzkoušet zhruba 1:1 000 000 celkového množství. Stejně tak tomu je při ověřování vlastností realizované zemní konstrukce když navíc ve většině případů nekontrolujeme vlastnosti potřebné pro výpočet zemní konstrukce dle mezních stavů (pevnostní, deformační filtrační vlastnosti) ale kontrola je nepřímá, pomocí kontroly zhutnění (kde se nejčastěji posuzuje splnění hodnot dosažené suché objemové hmotnosti a případně vlhkosti). Proto rozptyl vlastností zde může vykazovat velké rozptyly a tak návrh zemní konstrukce (resp. geotechnické konstrukce obecně) může být v rozsahu ± 30-50%, zatímco pro ocelové a betonové (resp. i dřevěné) konstrukce je tento rozptyl výrazně nižší.

3. Charakteristické hodnoty zeminy, horniny

Proto do popředí vystupuje definice charakteristické hodnoty vlastností zemin,hornin, její definování na základě statistického vyhodnocení zkoušek včetně věrohodného odhadu geotechnikem specialistou. Již Terzaghi (1959) tuto schopnost věrohodného ocenění vlastností horninového prostředí označuje jako cit pro geologické prostředí, užívá termínu „capacity for judgment“ a uvádí, že „this capacity can be gained only by years of contact with filed conditions”, čili, že tato schopnost může být získána pouze roky v kontaktu s polními podmínkami. Z toho vyplývá, že výše uvedený velký rozptyl může vést nejen k velkému předimenzování geotechnických konstrukcí, ale i k jejich velkému podcenění s následným negativním dopadem. Optimální návrh tak může přinést milionové úspory při minimalizaci potenciálního rizika porušení.

4. Rizika interakce

V geotechnice se však setkáváme i s dalším rizikem, které se především týká zakládání staveb, ale i též podzemních a zemních konstrukcí. Jde o interakci se sousedními objekty. Při zakládání nových staveb vždy dojde ke změně napjatosti v podloží – a to nejen odlehčením při výkopu pro dosažení základové spáry, ale i následným přitížením novou stavbou. Tyto změny napjatosti jsou realitou, přičemž tato změna napjatosti se musí projevit jako změna deformace tohoto podloží.

Bohužel majitel sousední stavby, pozemku, velmi často podmiňuje svůj souhlas s novou stavbou následovně: „souhlasím s novou stavbou, pokud nebude mít žádný vliv na mé starší budovy“. Tato podmínka je v principu nesplnitelná jak bylo výše uvedeno, přesto jí stavebník přehrává na firmu realizující založení stavby a ta podmínku přijímá s tím, že se následně snaží technologickými opatřeními projevy změny napjatosti limitovat co nejvíce – nejraději pod deformace, které již mohou na starších sousedních objektech vyvolat architektonické poruchy – většinou mikrotrhliny v omítce.

Tato technologická opatření, především pro hluboké stavební jámy, využívají pro zajištění svislých stěn kotvení, kdy kotvy zasahují i pod úroveň sousední stavby. Opět s novou podmínkou majitele sousední stavby aby po zajištění stavební jámy byly kotvy deaktivovány, v principu odříznuty. Tento realizovaný požadavek se ukázal jako velmi citlivý při havárii dvojčat světového obchodního centra v New Yorku po 11.9.2001. Zde odklízení sutin, v kterých se mohly vyskytovat i lidé mohlo probíhat pouze velmi pomalu, neboť novým odtěžením materiálu z podzemních částí objektu by svislé obvodové stěny ztratily stabilitu a v důsledku popraskání pod úrovní hladiny podzemní vody by celý systém i s navazujícím systémem metra mohl být zaplaven a dosavadní škody tak ještě zesíleny.

Je přirozené, že firmy realizující zakládání staveb toto riziko nesou velmi těžko, a je třeba jej řešit. V případě podzemních staveb se riziko více přijímá, uznává se fakt vzniku poklesové kotliny nad budovanou podzemní stavbou – tunelem, metrem.. Stavebník tak má více možností jak situaci řešit.

5. Rizika geotechnických konstrukcí ve vztahu k přírodním katastrofám

V současné době v našich klimatických podmínkách největší nebezpečí představují nadprůměrné srážky, které se následně mohou projevit zvýšenou aktivitou sesuvů svahů či extrémními průtoky v říčních tocích. Pro snadnější objasnění se budu věnovat pouze protipovodňovým hrázím, které zajišťují ochranu území v okolí těchto říčních toků.

Již sama hráz představuje poměrně rizikové zemní těleso, neboť obvykle bývá poměrně dlouhé, i několik km, ale např. okolo řeky Mississippi jejich celková délka je přes 3 000 km. Do popředí zde vystupuje 3 D efekt, kdy stačí, aby krátký úsek nesplnil podmínky mezních stavů, zde došlo ke kolapsu a tak k zaplavení rozsáhlého území.

Avšak je zde další významná otázka, kdo má rozhodovat o tom, zda hráz má být navržena na nejčastější hodnotu 100 leté povodně a nebo na povodeň vyšší, například 500 letou. V druhém případě přirozeně finanční nálady na výstavbu budou významně vyšší a přitom povodeň nemusí nastat ani po dobu životnost hrází a tak ochrana příliš konzervativní. Dle názoru většiny profesních kolegů však o míře ochrany by měli spíše rozhodovat politici a ne technici. Ti mají naopak největší péči věnovat pozornost vlastní zemní konstrukci, aby bez problémů vydrželi plnit svojí funkci i za návrhové povodně.

6. Rizika environmentální geotechniky

Jednou významnou oblastí environmentální geotechniky je i návrh skládek pro ukládání například komunálních či nebezpečných odpadů, výstavba podzemních úložišť pro nebezpečný či radioaktivní odpad a též řešení sanace starých ekologických zátěží. Rizika spojená s těmito stavbami jsou obzvlášť vysoká, neboť mohou kontaminovat horninové prostředí, zdroje podzemní vody resp. v případě sanace starých ekologických zátěží proces sanace nemusí být dostatečný. Problém spočívá nejen ve vlastním technickém řešení, které je velmi náročné neb v některých případech se jedná o ojedinělé případy s malou mírou zkušeností, ale především ve faktu, že nesprávný návrh či realizace nemusí být zjistitelné bezprostředně v době kolaudace ale až s velkým zpožděním i několik desítek let, neb šíření kontaminace v horninovém prostředí může být proces velmi pomalý. Do hry zde vstupuje nejen propustnost prostředí, ale i další faktory, které šíření kontaminace ovlivňují, jako jsou disperse, difuse, sorpce, rozklad kontaminantu.

7. Závěr

Geotechnika zaujímá specielní postavení mezi obory inženýrského stavitelství. Toto postavení je především spojeno s velkým rizikem, jak z pohledu návrhu, tak realizace geotechnické konstrukce, přičemž určité selhání u geo-environmentálních staveb se může negativně projevit s velkým zpožděním.

Toto riziko je samozřejmě spojeno s optimalizací návrhu, který může omezit rizika za použití konzervativních řešení, ale optimálním řešením by mělo být řešení bezpečné, ale i finančně přijatelné. Potom finanční úspora může být v řádech desítek procent návrhu konzervativního.

Jeden z hodnověrných postřehů o bezpečné a obecně optimální geotechnické konstrukci vede k závěru, že celkový úspěch je podporován čtyřmi sloupy, Vaníček I a Vaníček M (2008):

- první sloup se opírá o porozumění přírodních věd jako je geologie, inženýrská geologie a hydrogeologie na jedné straně a porozumění mechaniky, teorie pružnosti na straně druhé;
- druhý sloup se opírá o aplikaci současných poznatků na chování zemin a hornin – hovoříme o mechanice zemin a mechanice hornin včetně proudění vody, kontaminantů tímto prostředím;
- třetí sloup se opírá o provázanost teoretických poznatků s praktickou technologií v průběhu realizace – hovoříme o zakládání staveb, podzemních stavbách, zemních konstrukcích a geo- environmentálním inženýrství.
- A konečně poslední čtvrtý sloup se opírá o výše uvedený cit pro geologické prostředí, pro interakci tohoto prostředí se stavební konstrukcí, získaný roky praxe.

Tato komplexnost vede k závěru, že geotechnika vyžaduje specifickou výuku, koncentrovanou do provázanosti jednotlivých disciplín zajišťující silnou oporu u jednotlivých sloupů, zjednodušeně řečeno od znalosti geologie a mechaniky na straně jedné a odborné praxe, exkurze na straně druhé. Proto by alespoň pro magisterský stupeň měla být výuka v posledním ročníku silně zaměřena na základy geotechnického inženýrství, alespoň v míře do doby nedávné, kdy taková koncentrace probíhala v rámci specializace geotechnika. Je zřejmé, že ještě větší koncentrace provázání jednotlivých sloupů by měla být zajištěna při doktorském studiu. Absolventi by tak byli schopni velmi brzy po nástupu do praxe řešit i velmi složité úkoly, které před profesí geotechnika jsou v současné době kladeny.

VLIV BROWNFIELDS NA BIODIVERZITU MĚSTA

Martin Havlice

Abstract

This paper gives information about brownfields effect on biodiversity in the city. There is a question, if exists some relations between brownfields and maintenance of biodiversity. In Vienna were carried out floristic surveys on disused railway areas within the urban area. On investigated areas were found 516 vascular plant species – 24 % of the total number of vascular plant growing in Vienna. 20 % plant species are named in the Austrian Red list of endangered species.

Disused railway areas gives a high variety of micro-habitats. This is very atractive for many plant species. Also in Vienna is on the border between oceanic and continental climates with specialites of city climate. Railway lines has the linking character and connection with the surrounding countryside. Plants and animals needs to migrate. Intra urban rail systém allow this well. „Railway brownfields" contribute to urban biodiversity as wel as to the maintenance of biodiversity in urban area.

1. Úvod

Za posledních 150 let zažila evropská a americká města, ale i venkovská krajina nejrychlejší a nejdramatičtější změny ve své funkci, vzhledu i kvalitě. Nástup průmyslové doby spolu s masivním využíváním energetických zdrojů zcela změnil i způsob života lidí. Vývoj však nešel vždy „kupředu k lepším zítřkům". Každá doba má své přednosti i své nedostatky včetně té „naší" současné. Záleží často na úhlu pohledu. Mnoho městských lokalit i celých částí města pozbylo v posledních desetiletích své funkce. Hledají se funkce nové, které lépe vyhovují požadavkům doby, ale také jejího vkusu. Změna se však netýká pouze lidí a jejich životního prostředí, ale také celé škály druhů rostlin a živočichů, které s námi sdílejí prostředí. Když tedy přemýšlíme o nových podobách a funkcích nevyužívaných (nejen) městských ploch, které jsme si zvykli nazývat brownfields, měli bychom myslet i na naše spoluobyvatele. Právě souvislostmi mezi určitým typem brownfields a biodiverzitou města se zabývá následující příspěvek.

2. Minimum o brownfieldech

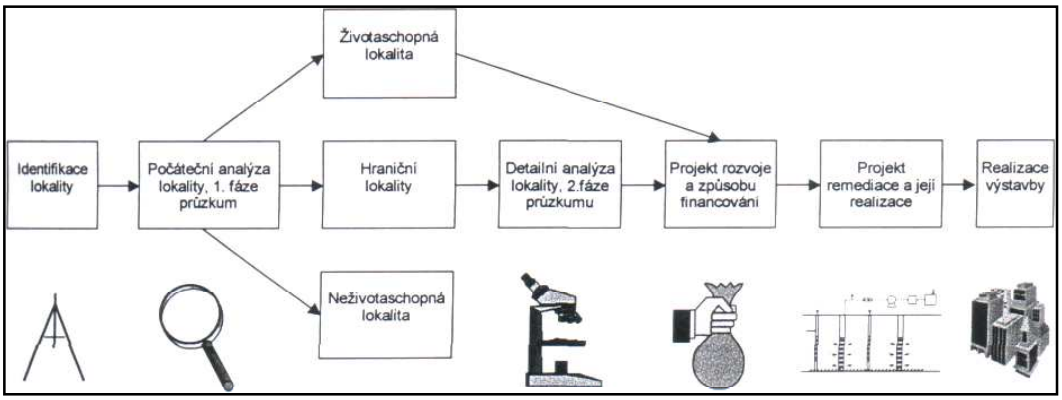
Areály brownfields jsou považovány za problémové lokality měst a obcí a jejich vznik je spojován především se zánikem mnoha průmyslových podniků. Působí negativně na své okolí, které tak ztrácí atraktivitu pro obyvatele i investory, a tím dále klesá hodnota a možnost využití celého okolí. Existuje mnoho definic, avšak žádná není zcela vyčerpávající. Některé kladou větší důraz na plochu či areál, jiné na samotné objekty, nebo na míru kontaminace území. S „brownfields" bývají často zaměňovány staré ekologické zátěže. Všechny mají částečně pravdu. Problém se týká jak ploch, tak objektů, tak kontaminace a částečně i starých ekologických zátěží, ale důležité je jejich umístění, charakter a míra. Rozhodující je vazba na sídla a ztráta původního účelu či využití. Nejčastěji se jedná o staré nevyužívané

Martin Havlice, Ing
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra geotechniky
Thákurova 7, 166 29 Praha 6 – Dejvice
tel.: 224 354 353, e-mail: martin.havlice@fsv.cvut.cz

průmyslové a zemědělské areály, opuštěné chátrající budovy a sportoviště, skladištní plochy a haly, parkovací plochy, vojenské prostory, plochy po skladování různých chemických látek, pohonných hmot, místa zatížená hnojivy, a také nevyužívané železniční tratě, depa a kolejiště.

Z ekonomického hlediska jsou lokality brownfields chápány jako místa s možností využití pro novou zástavbu, výrobu, služby, sport či rekreaci. Využívání brownfields přináší ekonomický a socializační efekt a zvyšuje kvalitu celého okolí. Umožňuje stálý rozvoj městských center. Problém spočívá ve finanční náročnosti. Než může investor začít s plánovanou výstavbou, musí většinou odstranit stávající objekty. Navíc je třeba se vypořádat s často závažnou kontaminací vody, půdy a horninového prostředí. Zpravidla se jedná o značné kubatury, což tvoří významnou část celkových nákladů plánované investice. Výše zmíněná „neatraktivita“ celého okolí investory k investicím vůbec nemotivuje, spíše naopak. Situaci komplikují časté neprůhledné a komplikované vlastnické vztahy [2].

Z ekonomického hlediska se lokality, identifikované jako brownfields, v 1. fázi geoenvironmentálního průzkumu (počáteční analýza lokality) rozdělují na životaschopné lokality, na lokality hraniční, nebo na lokality neživotaschopné [4]. Při opětovném využití brownfields je klíčová nutná míra podílu veřejného sektoru (stát a obce). Toto třídění přibližně odpovídá kategoriím, které rozeznává metodologie evropské sítě CABERNET. Důležitá je především kategorie C, která jediná může být financována z prostředků strukturálních a kohezních fondů EU.



Obr 1: fáze výstavby na brownfields [5]

Kritéria networku EU CABERNET pro plochy brownfields [3]:

- Plochy ovlivněné předchozím využitím lokality a jejího okolí
- Jsou zpustlé, ladem ležící, nevyužité
- Nacházejí se hlavně v urbanizovaných územích
- Mohou být kontaminované a lze předpokládat problémy se znečištěním půdy, vody a nedemolovaných staveb

Obr.2: Praha-Bubny, ilustrační foto

3. Revitalizace lokalit brownfields

Současný postup při revitalizaci těchto ploch často vede ke zbourání a odstranění všech objektů a staveb, které na lokalitě zůstal. Následuje případné odtranění kontaminace, vybudování inženýrských sítí a čekání na investora – tedy jakási příprava pozemku pro developerskou činnost. V některých případech došlo k uznání historických, kulturních a architektonických hodnot některých objektů, které jsou pak začleněny do nového projektu (průmyslové dědictví). Jako efektivní způsob revitalizace citlivých městských prostor se jeví spolupráce státu, veřejného (obce) a soukromého (firmy, sdružení, organizace, občané) sektoru – tzv. PPP – Privat Public Partnership [2]. Toto je běžné především ve Velké Británii, kde jsou zkušenosti s problematikou brownfields asi nevětší.

Z těchto důvodů došlo i v České republice k vytváření několika databází městských i venkovských nevyužívaných ploch včetně sběru dostupných informací – tzv. identifikace lokality a 1. fáze geoenvironmentálního průzkumu [4].

Klasický přístup k revitalizaci podobných lokalit je tedy motivován především ekonomicky s množstvím pozitivních externalit. Na základě dostupných informací dochází k tvorbě různých akčních plánů, strategií a strategických dokumentů regionální i nadnárodní úrovně, např. Národní strategie regenerace brownfields [6]. Všechny politické a ekonomické nástroje v současnosti vyvíjejí tlak na investory, aby nevyhledávali pro své projekty nové plochy (tzv. výstavba na zelené louce), ale aby se podílely na regeneraci již dříve využívaných lokalit. Současná míra záboru nových ploch a tím samozřejmě ztráta kvalitní zemědělské půdy je alarmující. Týká se to především velkých měst, kde proces suburbanizace nejvíce pokročil.

4. Vliv člověka na krajinu

Se snahou zlepšit životní prostředí ve městech, probíhá i snaha zajistit minimální míru ochrany přírody a krajiny. Způsobů, jak člověk ovlivnil negativně krajinu a přírodu svou činností, je mnoho a není to tématem tohoto příspěvku. Jedním aspektem se však zabývat budeme. Je to možnost migrace organismů, resp. prostupnost krajinnou.

Rostlinné i živočišné druhy se potřebují pro zajištění svých základních životních potřeb krajinou volně pohybovat – migrovat. Člověk jim to značně ztížil, zejména liniovými dopravními stavbami a regulací vodních toků. Dále docházelo k likvidaci mnoha ojedinělých ekosystémů, které sloužily za stanoviště mnoha vzácným i dnes již vyhubeným druhům. Tím se značně snižuje biodiverzita[1] v přírodě, v urbanizovaném prostoru (město) ještě více. Má však lidská činnost pouze negativní dopad, nebo lze vytvořit i kvalitní a funkční vztahy v přírodě? I z historie víme, že lze. Typickým příkladem je známá rybníkářská oblast Třeboňska, která byla dokonce vyhlášena organizací UNESCO jako biosférická rezervace[7]. Jedná se o zcela funkční, ekologicky velice stabilní krajinu s mnoha cennými stanovišti pro organismy, ale také se zachovanou lidskou činností, což je rozdíl oproti např. národním parkům. Pro posílení a zachování vazeb v urbanizované krajině byl v ČR vytvářen systém ÚSES – Územní systém ekologické stability. Jeho cílem bylo vytvoření sítě biocenter a biokoridorů v krajině pro zachování minimálních životních podmínek přírodních druhů a také pro umožnění jejich migrace. Zdá se, že podobnou funkci v omezené míře může ve městě suplovat železniční síť.

5. Železnice a městská biodiverzita

Jak „bohaté“ na život je město? A jak je prostupné je pro živé organismy? Tedy jaká je městská biodiverzita? Mnoho lidí překvapí, kolik druhů rostlin a živočichů, včetně vzácných, může žít ve městě a na jak roztodivných místech. Vyhledávají zejména odlehlá, opuštěná místa s různým povrchem, náletovou vegetací atp., umožňující pohyb a získávání potravy. Kruh se uzavírá, protože těmito plochami ve městech velice často bývají brownfieldy. Především železniční síť včetně nevyužívaných a starých tratí prostupuje doslova celé město. I toto je typický pozůstatek rozmachu

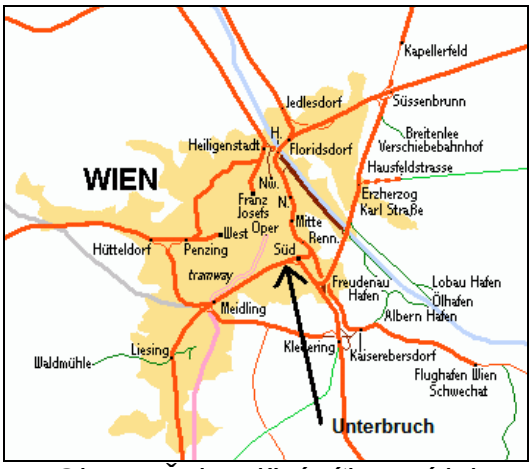
Obr.3: Praha Karlín - ilustrační foto

[1] Biodiverzita (biologická rozmanitost) znamená variabilitu všech žijících organismů včetně, mezi jiným, suchozemských, mořských a jiných vodních ekosystémů a ekologických komplexů, jejichž jsou součástí; zahrnuje diverzitu v rámci druhů, mezi druhy i diverzitu ekosystémů. Úmluva o biodiverzitě (1992, Rio de Janeiro)

průmyslu a s ním i kolejové dopravy v předchozích 100 – 150 letech. Železniční tratě, nádraží a plochy kolejišť poskytují pestrou paletu různých povrchů a stanovišť a přitahují značné množství druhů rostlin a živočichů. Lze v podstatě říci, že železniční brownfieldy zvyšují biodiverzitu města a navíc podporují migraci druhů.

Na podporu tohoto tvrzení lze uvést dílčí výstupy výzkumu, který byl proveden v hlavním městě Rakouska Vídni v letech 2000 – 2005 na katedře ekofyziologie a funkční anatomie rostlin Vídeňské university. Výzkum byl prezentován na mezinárodní konferenci Urban ecology – Shrinking cities: Ecological Consequences and Challenges for Urban Development v Berlíně v roce 2006 [1].

Autoři výzkumu identifikovali nevyužívané železniční tratě a plochy v zastavěném území města Vídně. Soustředili se na rozpoznání jednotlivých druhů cévnatých rostlin (vascular plant), kterých napočítali 516, což představuje téměř jednu čtvrtinu všech druhů rostlin, které rostou na území hlavního města. Z tohoto množství spadá jedna pětina do kategorie vzácných a chráněných druhů, zapsaných v rakouské „červené knize“ ohrožených druhů. Další pětina z identifikovaného počtu připadá na invazní druhy (neophytes). Překvapující je tento počet zejména v porovnání se zkoumanou plochou. Zastavěné území města Vídeň zaujímá plochu 415 km^2, zkoumaná plocha pouhých 53 tis. m^2 . Přesto tato zanedbatelná plocha dokázala nabídnout atraktivní stanoviště pro velké množství druhů, včetně vzácných a chráněných.



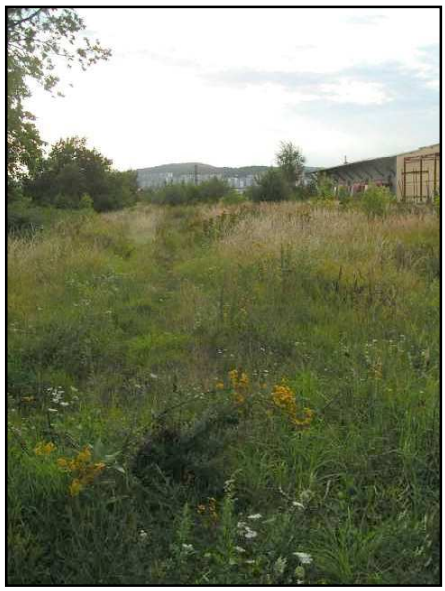
Obr. 4: Železniční síť ve Vídni

Obr. 5: Železniční síť v Praze

Výzkum v souhrnu ukázal následující:

- Opuštěné železniční tratě a nádraží poskytují velké množství různých tzv. mikrostanovišť[2], protože se tu vyskytuje pestrá škála různých povrchů s různým vodním režimem. Přispívají k zvyšování a udržování biodiversity ve městě
- K šíření druhů přispívá i konec používání herbicidů, který přirozeně nastal koncem využívání železničních tratí a areálů
- Na stanovištích lze pozorovat různá sukcesní stádia dle délky nevyužívání ploch, což opět rozšiřuje nabídku životních podmínek
- Vídeň leží v oblasti ovlivňované oceánským i pevninským podnebím, což v kombinaci s klimatem městským přispívá k atraktivitě pro mnoho druhů
- Liniový charakter železničních tratí napomáhá šíření a migraci rostlin i živočichů
- Železniční tratě umožňují přímé spojení s okolní venkovskou krajinou
- Podobné lokality skýtají velký potenciál pro ochranu přírody a zachování biodiverzity města

Můžeme říci, že železniční tratě ve městě spolu s ostatními plochami tvoří jakousi umělou síť, která téměř bez našeho vědomí umožňuje šířit se, přežívat a migrovat mnoha druhům rostlin a živočichů. Vytvářejí se tak četná mikrostanoviště, která jsou v kombinaci s místním klimatem obzvláště atraktivní, a to i pro vzácné a ohrožené druhy. Lze předpokládat, že k podobným výsledkům by bylo možno dospět i u jiných skupin rostlin, než u právě zkoumané. Dochází tak k udržování a zvyšování biodiverzity ve městě.



Obr. 6: bývalá žel. Stanice Otvice [8]

Nabízí se otázka, zda by nemělo cenu podobné výzkumy provést i v dalších městech. V České republice se přímo nabízejí města jako Praha, Brno či Ostrava, která mají hustou železniční síť, jsou stejně ovlivněné středoevropským a městským klimatem a míra nevyužívání podobných ploch je značná.

[2] Mikrostanoviště - malá podskupina určitých typů prostředí v daném biotopu, poskytujících speciální zdroje a podmínky vyžadované organismem v určité fázi jeho vývoje

6. Závěr

Na výše uvedeném je prezentován zcela jiný úhel pohledu na stejnou problematiku, než v úvodu příspěvku. Autoři výzkumu ve Vídni považují tento přístup – ekologický – v protikladu k přístupu ekonomickému. Tyto dva fenomény, názory i životní postoje se v dnešní době dostávají často do opozice, ne vždy tomu musí ale tak být. Ne každá lokalita brownfields je považována za snadno regenerovatelnou a ekonomicky přínosnou. Něco podobného lze říci i o železničních lokalitách. Při hledání nových funkcí je lepší, pokud existují alternativy. Musíme však patrně lépe rozlišovat lokality, které se dnes jednoduše schovají pod nálepku brownfields.

Je však třeba říci, že trvalá proměna urbanizovaného prostoru včetně budování nových a zániku starých, i opětovném vzniku nevyužívaných území patří k přirozenému životnímu cyklu „městského“ či „urbánního“ ekosystému, kterým

Obr. 7: ilustrativní foto

město nepochybně je. Podobné práce na toto téma se v cizině objevují sice nedlouhou dobu, zato stále častěji a značí tak dle autorova názoru jistou proměnu přístupu k revitalizaci ploch zvaných brownfields. Je to téma poměrně nové, proto není divu, že se stále objevují nové souvislosti. Každý ekosystém , přírodní či umělý, plní mnoho funkcí. Město, jako příklad extrémně umělého ekosystému, na tom není jinak.

Literatura

[1] SCHINNINGER, I., MAIER, R.: Disused railway areas in Vienna as hot spot of biodiversity ?!, In: Schrinking cities: Ecological Consequences and Challenges for Urban Development - textbook, Berlín, 2006

[2] HAVLICE, M., VACEK, J. *Přístup k brownfields ve Velké Británii – cesta pro Českou Republiku ?,* In: Stavební listy č. 10/2005, s. 22 - 25, ISSN 1211-4790

[3] CABERNET Network (Concerted Action on Brownfield and Economic Regeneration Network), pracovní dokumenty, přístupné na:www.cabernet.org.uk

[4] HAVLICE, M.: Databáze případových studií brownfields, In: Kol.: Juniorstav 2006, sborník, VUT v Brně, Brno 2006, s. 165 – 170, ISBN 80-214-3115-6

[5] VANÍČEK, I.: Sanace skládek, starých ekologických zátěží, ČVUT, Praha, 2001, s. 232, ISBN 80-01-02438-5

[6] Regenerace brownfields, časopis Planeta, 3/2007, MŽP ČR, ISSN 1801-6898

[7] http://www.trebonsko.ochranaprirody.cz

[8] http://pshzd.xf.cz

Poděkování

Tento příspěvek vznikl za podpory VZ 04 CEZ MSM 6840770005 Udržitelná výstavba.

Brownfieldy na území ORP Dobříš

Ing. Zuzana Kramářová, Ph.D.

Abstract

During last year the localization of the brownfields on area ORP Dobříš was done. Results of this study are used by town Dobříš as catalogue with areas to developed and business.

V průběhu loňského roku proběhla na území ORP Dobříš lokalizace existujících brownfieldů. Výsledky této studie používá ORP Dobříš jako katalog s nabídkami lokalit vhodnými pro další rozvoj a podnikání.

1. Zhotovení studie

Území ORP Dobříš se rozkládá jižním až jihozápadním směrem cca 40 km od Prahy. Jde o středně velké území s 24mi obcemi o celkové rozloze 31 838,96 ha. Toto území bylo v době socialismu využíváno zejména vojensky (vojenské základny v Brdských lesích), dále zemědělsky a v neposlední řadě rovněž jako rekreační oblast pro Prahu a okolí (vodní nádrž Slapy).

Počet a rozložení brownfieldů v území se odvíjí především od jeho původní struktury využití v době před rokem 1989 a dále podle dalšího „porevolučního“ vývoje či stagnace. Na území ORP Dobříš lze proto předpokládat výskyt brownfieldů zejména po vojenské činnosti a dále po zemědělské výrobě.

V průběhu měsíců srpen - listopad roku 2007 byla po dohodě s městem Dobříš vyhotovena Studie brownfields na území ORP Dobříš. Studie byla vyhotovena na základě terénního průzkumu celého řešeného území a konzultací jednotlivých identifikovaných lokalit s místními obyvateli, případně zastupiteli obcí na jejichž území se nacházeli. Celkově bylo takto zdokumentováno 91 brownfieldů.

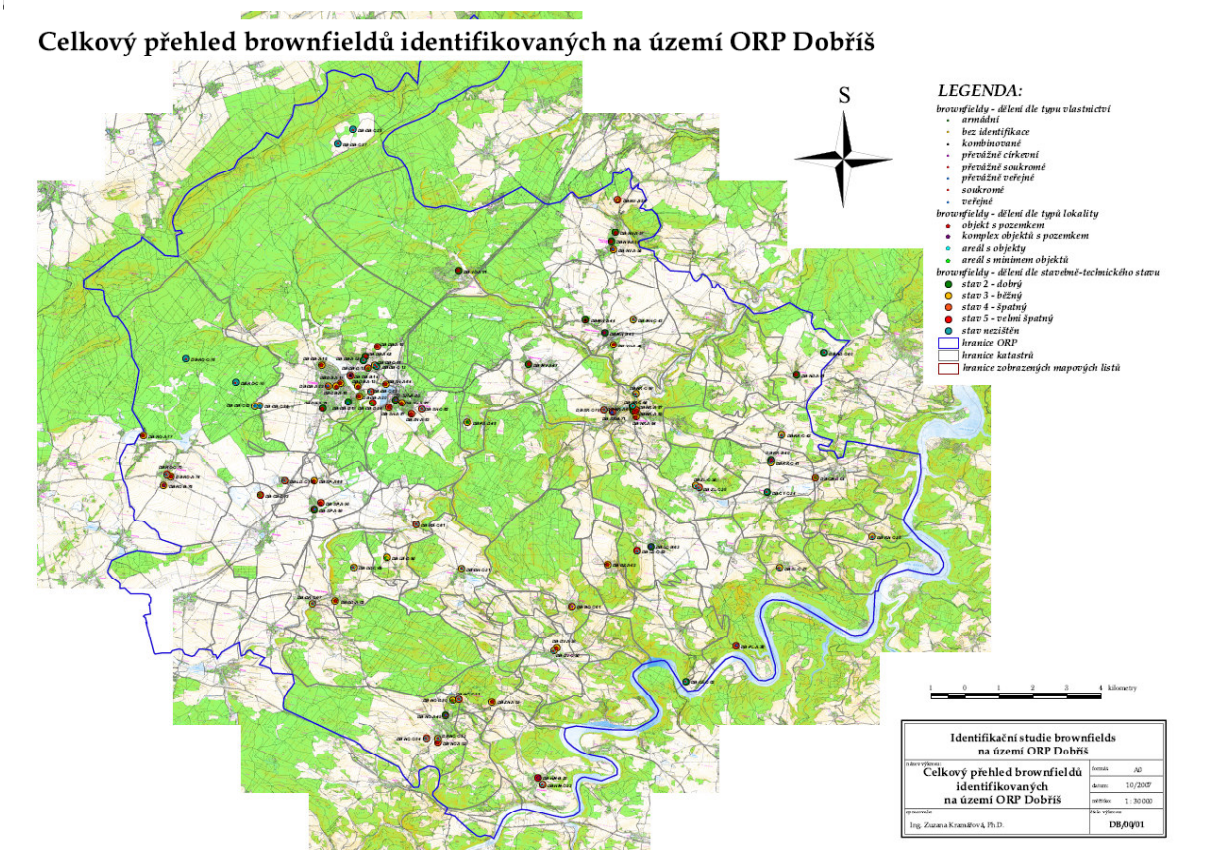
2. Struktura a obsah studie

Vlastní studie byla rozdělena na dvě části, které se vzájemně doplňují. První z nich je „Celkový přehled Brownfieldů identifikovaných na území ORP Dobříš“ (viz. obr. 1). Je to přehledná mapa nalezených brownfieldů v měřítku 1 : 30 000, která zachycuje nejen plošné rozložení těchto lokalit, ale zároveň je kategorizuje dle jejich současného vlastnického vztahu, stavebně technického stavu a typů areálu na kategorie uvedené v tab. 1

dělení dle	kategorie
typ lokality	objekt s pozemkem
	komplex objektů s pozemkem
	areál s objekty
	areál s minimem objektů

stavebně-technický stav	stav 2 - dobrý
	stav 3 - běžný
	stav 4 - špatný
	stav 5 - velmi špatný
	stav nezištěn
vlastnictví	armádní
	bez identifikace
	kombinované
	převážně církevní
	převážně soukromé
	převážně veřejné
	soukromé
	veřejné

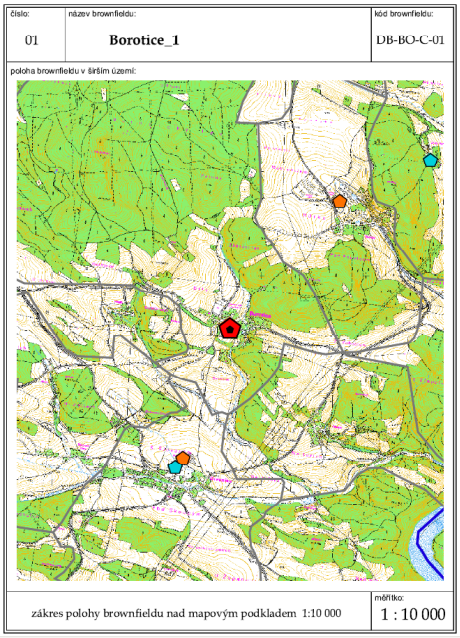
tab. 1 – Rozdělení brownfieldů do kategorií



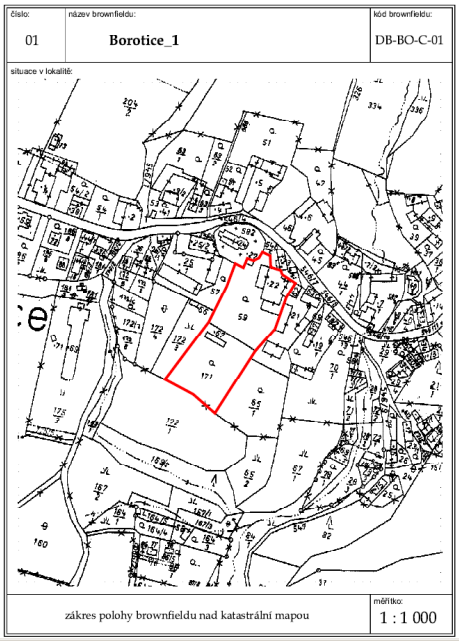
obr. 1 - Celkový přehled Brownfieldů identifikovaných na území ORP Dobříš

Druhou částí je samostatně využitelný katalog jednotlivých lokalit. V něm jsou lokality řazeny dle příslušnosti k území obcí. Ke každé lokalitě byl vyhotoven tzv. „katalogový list“, který obsahuje vyznačení polohy lokality v širším území nad mapovým listem v měřítku 1 : 10 000 (viz. obr. 2), zákres lokality nad katastrální mapou s vyznačením hranice lokality (viz. obr. 3), zákres hranic lokality nad ortofotomapou, přehled základních informací o lokalitě (viz. obr. 4) a ilustrační fotodokumentaci.

Výše uvedené informace jsou vždy rozvrženy na 5 samostatných listů, které tvoří přehledný souhrn dostupných informací potřebných pro prvotní rozhodování potenciálního investora.



obr. 2 – Zákres lokality v širším území



obr. 3 – Zákres lokality nad katastrální mapou

číslo brownfieldu:	název brownfieldu:		obec:	kód obce:	kód brownfieldu:
			Borotice	00763	
01	**Borotice_1**		katastrální území: Borotice	kód KÚ: 607631	**DB-BO-C-01**
			typ vlastnictví brownfieldu: převážně církevní	typ bf.: C	

užitná plocha v objektech celkem:	celková plocha areálu:	poloha brownfieldu v katastrálním území:	poloha brownfieldu v sídle:
915,0 m2	5 100,0 m2	uprostřed jihovýchodního výběžku katastrálního území	v centru obce

parcelní čísla:	podíl:	vlastník:	adresa vlastníka:
st. 22, 22 objekt, 59	1/1	Rytířský řád křížovníků s červenou hvězdou	Platnéřská 191/4, 110 00 Praha - Staré Město
st. 67, 67 objekt	1/1	ČR, Pozemkový fond České republiky	Husinecká 1024/11a, 130 00 Praha - Žižkov
171	1/1	není zapsána na LV	

stručný popis:

Jedná se o objekty pro bydlení pod kostelem. Kromě hlavní obytné budovy v lokalitě leží hospodářské budovy sloužící jako zázemí pro individuální chov domácího užitkového zvířectva a skladování produktů individuální zemědělské výroby. Na objekty navazuje zahrada se stodolou.

ekologická zátěž:	původní funkce:	využití dle ÚPD:	limity:
ne	bydlení venkovského typu	nemá ÚPD	

dopravní infrastruktura:			technická infrastruktura:		stavebně-technický stav:
I.třída			elektrorozvody:	v místě	
II.třída	II/119	0 m	plynovod:	není	
III.třída			vodovodní řad:	není	4
místní komunikace:			kanalizační řad:	není	

obr. 4 – Přehled základních informací o lokalitě

3. Využitelnost studie

Dokončená studie slouží městu Dobříš a celému území, které spravuje jakožto pověřená obec s rozšířenou působností, jako jeden z nástrojů určených k minimalizaci záborů volné krajiny a zároveň podporuje a usnadňuje znovuvyužívání brownfield lokalit, tedy přispívá k udržitelnému rozvoji celého území.

Studie byla zpracována v takovém rozsahu a kvalitě, že po roce jejího uplatňování v praktickém rozhodování, byla začleněna mezi nově zpracovávané územně analytické podklady města.

Příspěvek byl zpracován za podpory Výzkumného záměru MSM 6840770005.

Literatura:

[1] Kramářová, Z.: Identifikační studie brownfields na území ORP Dobříš; Praha; listopad 2007.

Předběžné výsledky měření vlhkosti stavebních materiálů a konstrukcí- poloprovozní pokus

Václav Kuráž, Jaroslav Římal

Abstrakt.
V práci jsou uvedeny stručné výsledky rozboru nepřímých metod měření vlhkosti porézních stavebních materiálů a konstrukcí. Pro dlouhodobé stacionární měření vlhkosti je možné doporučit elektrické vodivostní a dielektrické metody. Pro měření uvnitř konstrukcí byly vyvinuty a za použití numerického modelu optimalizovány ploché elektrody, které jsou určeny k zabudování do této konstrukce.

Abstract.
The paper gives a brief account of the results of the analysis of indirect measurement methods of the moisture content in porous building materials and structures. Electric conductivity and dielectric methods may be recommended for long-term stationary measurements of moisture content. In order to measure inside structures, plate electrodes, embedded into the respective structures, have been developed and optimized with the use of a numerical model.

1. Úvod.

Vlhkost porézních stavebních materiálů a konstrukcí je velmi důležitou fyzikální charakteristikou. V případě sypkých porézních materiálů se jedná hlavně o technologické problémy, u stavebních konstrukcí mohou být i problémy statické, pevnostní charakteristiky jsou mimo jiné také funkcí vlhkosti.

V souvislosti s povodněmi v roce 2002 se stále častěji tyto problémy objevují, hlavně v souvislosti s ochranou historických budov a dalších chráněných objektů. Obdobně je nutno řešit tyto otázky u obytných domů, kdy zvýšená vlhkost hlavně suterénních částí objektů je limitujícím faktorem využití těchto objektů.

V důsledku záplav dochází ke zvýšení hladiny podzemní vody, v extrémních případech i nad úroveň konstrukcí. Často také u starších objektů buď schází, nebo není zcela funkční isolace proti vlhkosti, musíme proto počítat s tím, že konstrukce bude ovlivněna kapilárním výstupem vody. Při řešení uvedeného problému musíme brát v úvahu heterogenitu konstrukcí, složenou z různých porézních materiálů (cihelné zdivo, beton, spojovací materiály). Po teoretické stránce se tedy jedná o velmi složitý problém, prakticky neřešitelný numerickými modely. Z tohoto důvodu se také v poslední době více uplatňují experimentální modelová řešení (Kuráž, Římal, 2007, Kuráž, Matoušek, 2007).

Nejčastější v praxi používanou metodou je stále destruktivní vysoušecí (gravimetrická) metoda, která je založena na přímém stanovení obsahu vody ve vzorku materiálů. Jak bylo uvedeno, jedná se však o destruktivní metodu a metoda má proto řadu nevýhod. Základním problémem je velikost odebraného vzorku tak, aby charakterizoval průměrnou hodnotu vlhkosti, což je zvláště v souvislosti s heterogenitou stavebních materiálů velký problém. Při opakovaném stanovení je obtížné stanovit časovou závislost změny vlhkosti, protože většinou prostorová variabilita převyšuje časové změny tohoto parametru.

Václav Kuráž, Doc. Ing. CSc. katedra Hydromeliorací a krajinného inženýrství, Jaroslav Římal, Prof. RNDr., Dr.Sc., katedra fyziky, ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Thákurova 7, 166 29, Praha 6
e-mail: kuraz@fsv.cvut.cz, rimal@fsv.cvut.cz

V současné době se používá také řada tzv. nepřímých metod měření vlhkosti. Jedná se o metody, kde měřená veličina je funkčně vázána s vlhkostí. Důležitým předpokladem je, aby tento vztah byl dominantní a aby další vlivy na měření bylo buď možno kompensovat, nebo aby nebyly výrazné. Takovýchto metod je principielně několik, přehled uvádí např.Kuráž (1990). V návaznosti na rozvoj elektroniky a s tím související rozvoj elektrického měření neelektrických veličin dochází v poslední době i k výraznému pokroku při měření vlhkosti porézních materiálů elektrickými metodami.

2. Elektrické metody měření vlhkosti.

Principielně můžeme elektrické metody měření vlhkosti porézních materiálů rozdělit do dvou skupin:

- Odporové (vodivostní) metody
- Dielektrické metody.

Princip odporové (vodivostní) metody je velmi jednoduchý. Vlhký porézní materiál můžeme považovat za polovodivý, jehož vodivost vzrůstá (odpor klesá) se zvyšováním vlhkosti. Závislost elektrické vodivosti na vlhkosti můžeme vyjádřit vztahem $\gamma = a.w^b$, kde a, b jsou empirické konstanty, w je vlhkost. Pro měření jsou jako čidla používány kovové elektrody, pro dosažení vodivého spojení s měřeným matriálem jsou elektrody zalévány do sádrových, případně nylonových bločků patřičně zpevněných tak, aby byla zachována přesná geometrie elektrod. Sádrové bločky působí pufrovitě na vliv chemického složení roztoku, snižují tedy tento vliv na výsledky měření. Nevýhodou těchto bločků je jejich postupné rozrušování při

dlouhodobém uložení v profilu, jejich kalibrační závislost je proto časově proměnná a bločky musí být po jednom až dvou letech vyměněny. K dalším nevýhodám (bez ohledu na typ bločků) patří pomalá reakce na změny vlhkosti, nelineární kalibrační čára – bločky se musí individuelně kalibrovat v celém vlhkostním rozsahu, přičemž strmost kalibrační čáry se výrazně zmenšuje se zvyšující se vlhkostí.

Metoda je dále velmi citlivá na změny teploty, přibližně platí, že změna teploty o 1^0 C má na měření stejný vliv jako změna vlhkosti o 1%. Dále je nutno při měření brát v úvahu vliv hystereze – kalibrační čáry mají odlišný průběh pro zvlhčování a vysoušení. Jako měřící zařízení se používají buď přístroje pracující s velmi slabými stejnosměrnými proudy, případně můstky na střídavý proud. Většinou jsou doplněny zařízením (termistory) pro měření teploty, případně vliv změny teploty je elektronicky kompenzován. Uvedená měřící zařízení jsou poměrně jednoduchá, také levná, proto se přes výše uvedené nevýhody a problémy s měřením v praxi stále používají. V poslední době jsou komerčně dostupné různé typy odporových vlhkoměrů (na př. GMH 3850 – dodává Greisinger Electronic GMBH a další) . Přístroje jsou po elektronické stránce většinou na vysoké úrovni, vliv teploty je automaticky kompensován, mají zabudován software pro automatizovaný přepočet naměřených hodnot na vlhkost příslušného materiálu. Nevýhody, které jsou spojeny s principem měření ale samozřejmě měření a jeho přesnost limitují.

Dielektrické metody používají pro měření funkční závislost relativní dielektrické konstanty vlhkého porézního materiálu na vlhkosti. Vlhký materiál můžeme považovat za heterogenní směs tří složek: pevné fáze, jejíž relativní dielektrická konstanta se pohybuje v závislosti na mineralogickém složení v rozmezí 2-10, vzduch má ε_r přibližně rovnou 1 (bez ohledu na relativní vlhkost vzduchu), na

druhé straně voda má hodnotu ε_r = 81 (při teplotě 18^0 C). Z toho plyne, že výsledná relativní dielektrická konstanta uvedeného heterogenního systému bude funkčně závislá na vlhkosti. Ve srovnání s odporovou metodou nejsou výsledky měření výrazně ovlivněny dalšími vlivy (teplota, změna chemického složení), na druhé straně je zařízení z elektronického hlediska složitější a v některých případech také náročnější na obsluhu zařízení a vyhodnocení výsledků.

Používané metody měření vlhkosti s použitím dielektrického principu můžeme rozdělit na dvě skupiny:

- Dielektrické vlhkoměry
- Metoda TDR (time domain reflectometry)

V našem příspěvku se budeme zabývat pouze dielektrickými vlhkoměry, které mají se stavební praxi širší uplatnění. Metoda TDR je sice také použitelná, je však jak po teoretické stránce, tak z hlediska náročnosti měření a nákladů na toto měření méně výhodná.

Většina v současné době používaných dielektrických vlhkoměrů pracuje na principu převodníku kapacita – kmitočet, který byl použit při vývoji Dielektrického měřiče vlhkosti zemin (Kuráž, Matoušek, autorské osvědčení č. 172234, 1978, úpravy 1984. 1992, 1999).

Měrná sonda je tvořena kondensátorem s rozptylovým elektrickým polem jako části oscilačního obvodu. Změna kapacity kondensátoru, která je funkcí změny vlhkosti okolního porézního materiálu způsobuje změnu resonanční frekvence oscilátoru.

Přístroj má poměrně široké uplatnění, jak v případě měření vlhkosti zemin, tak dalších porézních materiálů. Pro měření vlhkosti stavebních materiálů a konstrukcí byla vyvinuta a ověřena plošná sonda se symetrickým oboustranným elektrickým měrným polem .

Centrální elektroda byla navržena kruhová, obklopená mezikružím, které tvoří druhou elektrodu otevřeného kondensátoru, v jehož oboustranném rozptylovém poli se nachází měřený materiál. Vodivé elektrody jsou vytvořeny metodou plošných spojů na sklolaminátové podložce. Obdobně jsou zakryty krycí destičkou v horní části ze stejného materiálu a oříznuty tak, aby byly přístupné vodivé plošky pro rychlé připojení k měřiči pomocí konektoru. Byly testovány dva typy čidel – čidlo č. 1 s krycí vrstvou 1,5 mm a čidlo č. 2 s krycí vrstvou 0,5 mm.

Navržené elektrody byly optimalizovány na základě výsledků numerického modelu. Pro uvedené geometrické uspořádání byl stanoven „dosah“ měření (definovaný jako vrstva dielektrika, při které je dosaženo 95% přírůstku kapacity čidla). Bylo zjištěno, že takto definovaný „dosah“ pole není příliš závislý na tloušťce isolační vrstvy . Dosah je závislý také na dielektrické konstantě (se snižující se dielektrickou konstantou se zvyšuje), proto byly posuzovány výsledky pro vodu jako dielektrikum. Z výsledků vyplývá, že dosah je cca 13 mm (oboustranně), tedy celková tloušťka měřené vrstvy je cca 26 mm. Návrh a ověření uvedených elektrod je předmětem průmyslového vzoru (Kuráž, Matoušek, 2008, číslo zápisu: 18729, Úřad průmyslového vlastnictví ČR).

3. Výsledky a diskuze.

Dielektrická metoda měření vlhkosti stavebních konstrukcí byla mimo jiné využita při měření vlhkosti zdiva v budově v Praze Karlíně (Kuráž, Římal, 2007). Na základě výsledků této studie byla realizována poloprovozní experimentální studie na cihelné zdi vybudované pro tyto účely v laboratoři TU Pardubice. Zeď byla osazena zabudovanými dielektrickými a odporovými čidly, dále byla vlhkost měřena příložným dielektrickým vlhkoměrem (Semerák, Římal, 2008). Schéma měrných míst je uvedeno na obr. 1.

Zeď byla po dobu cca 1 měsíce zvlhčována vzlínáním z hladiny vody, udržované na konstantní výšce a vlhkost byla v jednodenních intervalech měřena uvedenými metodami.

4. Závěry.

V současné době dochází k výraznému rozvoji metod měření vlhkosti porézních stavebních materiálů. Důvody jsou jak v potřebě praxe, tak v rozvoji elektroniky a také metod elektrických měření neelektrických veličin. Přesto, že vodivostní metody mají celou řadu nevýhod, pro svou jednoduchost a snadnou interpretovatelnost výsledků jsou v praxi velmi často používány. Dielektrické metody patří v současné době k nejrozšířenějším. Autoři dosáhli velmi dobrých výsledků při měření rozdělení vlhkosti cihelných zdí s použitím plochých elektrod s oboustranným rozptylovým polem.

Literatura.

1. Kuráž,V., Římal,J.: Měření vlhkosti zděných stavebních konstrukcí – případová studie Praha-Karlín. Sborník workshopu „Udržitelná výstavba 2007“, ČVUT Fsv Praha (2007)

2. Kuráž, V.: Měření v půdní fysice. Habilitační práce FSv ČVUT v Praze (1990)

3. Kuráž,V.-Matoušek,J.: Numerical Modelling and experimental verification of the plate electrodes for dielectric measurement of water content in porous materials. Proc. Of the second International Symposium on Soil Water measurement, Beltsville, Maryland (2007)

4. Kuráž, V., Matoušek, J.: Čidlo pro měření vlhkosti porézních materiálů dielektrickou metodou. Osvědčení o zápisu užitného vzoru. Úřad průmyslového vlastnictví ČR, Praha, 2008

5. Semerák, P., Římal, J.: The measurement of the moisture content in masonry by the capacitive method. Proc. Of the Int. Workshop“Physical nad material Engineering 2008, Prague 2008, pp. 106-111

Poděkování. Tento příspěvek vznikl za podpory VZ04CEZMSM 6840770005 „Udržitelná výstavba“.

PROBLEMATIKA BROWNFIELDS V ČESKÉ REPUBLICE: PŘEHLED AKTUÁLNÍCH STRATEGIÍ, PRÁVNÍCH PŘEDPISŮ, OPERAČNÍCH PROGRAMŮ A DALŠÍCH DOKUMENTŮ

Alena Mansfeldová

Abstract:

Solving of current brownfields problems – revitalization of ravaged and underused areas and constructions – needs:

- *Effective strategic, legal, legislative and program framework (Appendix A).*
- *Inspirational examples of town planning architectonic studies, projects and revitalized brownfields realizations (Appendix B).*

These topics are part of research sphere WP1 Brownfields construction within Research design VZ 04 MSM6840770005 "Sustainable construction".
Research results are used in:

- *Tutorial lessons "Urbanism and zoning" at Universities: Czech Technical University of Prague – Faculty of Civil Engineering, Banking Institute/College of Banking, Prague, College of Information Management and Business Administration, Prague.*
- *Educational programs for local and municipal authority workers.*
- *Consulting and advisory service for developers, investors, grown owners, public.*
- *Project activity of VZ No.4 solvers.*

1. Teoretické nástroje a politiky

Na úrovni České republiky jako celku existuje pět základních strategických a plánovacích dokumentů, které se mimo jiné zabývají také problematikou regenerací brownfieldů.

Jedná se o následující dokumenty:

- Strategie udržitelného rozvoje ČR;
- Strategie hospodářského růstu ČR;
- Strategie regionálního rozvoje ČR;
- Politika územního rozvoje ČR;
- Státní politika životního prostředí ČR.

Alena Mansfeldová, Doc. Ing. arch. CSc.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra urbanismu a územního plánování
Thákurova 7, 166 29 Praha 6 – Dejvice
tel.: 224 354 691, e-mail: alena.mansfeldova@fsv.cvut.cz

1.1. Strategie udržitelného rozvoje

Strategie udržitelného rozvoje České republiky byla schválena Usnesením vlády České republiky ze dne 8. prosince 2004 č. 1242.

- strategické a dílčí cíle a nástroje Strategie udržitelného rozvoje ČR jsou formulovány tak, aby co nejvíce omezovaly nerovnováhu ve vzájemných vztazích mezi ekonomickým, environmentálním a sociálním pilířem udržitelnosti

- Směřují k zajištění co nejvyšší dosažitelné kvality života pro současnou generaci a k vytvoření předpokladů pro kvalitní život generací budoucích (s vědomím toho, že představy budoucích generací o kvalitě života mohou být oproti našim odlišné)

Zhodnocení současného stavu tří pilířů:

a) Ekonomický pilíř:

Za **slabé stránky** ekonomiky ČR a jejích nejvýznamnějších sektorů z hlediska udržitelnosti je nutno považovat zejména:

- rostoucí negativní vlivy sektoru dopravy, především automobilové, na životní prostředí, zejména kvalitu ovzduší
- orientace nových investic na výstavbu "na zelené louce" namísto na využívání zastavěných, ale již nevyužívaných ploch (*brownfields)*
- absence silničních obchvatů obcí
- nedostatečně definovaný a podporovaný veřejný zájem kvalitní dopravní obslužnosti obcí a regionů, nerovné ekonomické podmínky pro hromadnou a individuální dopravu v důsledku nehrazení externích nákladů přímými uživateli, nízký zájem o hromadnou dopravu mezi veřejností

Za **rizika** pro udržitelný rozvoj ekonomiky ČR a jejích nejvýznamnějších sektorů je nutno považovat zejména:

- zahlcení dopravních komunikací v obcích a aglomeracích převážně těžkou nákladní a individuální automobilovou dopravou

b) Environmentální pilíř:

Za **slabé stránky** stavu životního prostředí v ČR z hlediska udržitelnosti je nutno považovat zejména:

- krajinný ráz je doposud významně ovlivněn necitlivou lidskou činností, urbanizací a suburbanizací; péče o kulturní krajinu není dostatečná
- přetrvávající kontaminace půdy a horninového prostředí v některých městských aglomeracích; existence už jednou využívaných a zdevastovaných ploch a objektů (*brownfields*) a jejich nedostatečná regenerace a opětovné využívání. Nedostatečná evidence a sanace kontaminovaných ploch.
- vysoký podíl obyvatel je vystaven nadměrnému hluku

Za **rizika** pro udržitelný rozvoj v oblasti životního prostředí ČR je nutno považovat zejména:

- zvyšování množství odpadu, především komunálního
- snižování biologické a krajinné rozmanitosti
- nadměrné zábory zemědělských a lesních půd pro stavební a jiné účely
- nárůst počtu nevyužívaných zdevastovaných ploch a objektů ve městech i na venkově („vybydlené“ obytné domy, opuštěné objekty a areály - *brownfields*, neudržované části krajiny)
- zhoršení stavu životního prostředí, především kvality ovzduší a zatížení obyvatelstva hlukem v městských aglomeracích z důvodu nárůstu individuální a podnikatelské autodopravy a poklesu podílu hromadné městské dopravy a železniční dopravy

Za **příležitosti** pro udržitelný rozvoj životního prostředí ČR lze považovat, budou-li realizována dodatečná opatření, zejména:

- regenerace a v nezbytném případě i sanace zastavěných a nadále nevyužívaných ploch a objektů (*brownfields)* a jejich důsledné využívání pro výstavbu a jiné využití
- pokles hlukové zátěže vlivem obměny vozového parku, nových technických požadavků na výrobky a realizace pasivních opatření u dopravní infrastruktury
- podpora městské a místní hromadné dopravy a místní a regionální železniční osobní dopravy jako sociálně vhodné a environmentálně šetrné a celostátní a mezinárodní nákladní železniční a kombinované dopravy jako environmentálně šetrné a ekonomicky výhodné, dále pak podpora cyklistické dopravy

c) Sociální pilíř

Za **slabé stránky** ČR v sociální oblasti z hlediska udržitelnosti je nutno považovat:

- pokračující vylidňování venkovských oblastí
- synergické působení některých přetrvávajících negativních vlivů aktuálního stavu životního prostředí na fyzické a psychické zdraví obyvatelstva (hluk, kvalita ovzduší a vody, chemické látky, alergická onemocnění)

Problémy sociálního pilíře jsou plně závislé nejen na vývoji ekonomiky, ale v dlouhodobém horizontu i na stavu životního prostředí (zdravotní stav obyvatelstva, možnosti k odpočinku, turistika, zaměstnanost).

Hlavním **rovnovážným prvkem** vzájemného vztahu mezi všemi pilíři je zvyšování kvality života jednak snižováním znečištění životního prostředí, jednak aktivními krajinotvornými a obecně „prostorotvornými“ opatřeními (včetně zlepšení funkce územního plánování).

Hlavním **nerovnovážným prvkem** vzájemného vztahu mezi pilíři je konflikt zájmů mezi ochranou životního prostředí (zejména ochranou přírody a krajiny) a ekonomickým rozvojem (zejména budování dopravní infrastruktury a výstavba užitkových staveb).

Hlavní zásady pro péči o urbanizovaná území a v oblasti územního plánování

- při pořizování územních plánů, a to jak na úrovni krajů a obcí, tak při zpracování Politiky územního rozvoje ČR, dbát na přednostní využívání stávajících příp. opuštěných, již dříve využívaných ploch (*brownfields*)
- regulovat nepřiměřený růst městských aglomerací (*urban sprawl*) a při tvorbě územních plánů obcí dbát na větší podíl městské zeleně a vytváření klidových zón
- postupně odstraňovat *"staré ekologické zátěže"* tak, aby byla minimalizována až eliminována z nich plynoucí rizika a využít rozvojový potenciál zdevastovaných či nevyužívaných zastavěných ploch (*brownfields*)
- zajistit takové postavení regionů/obcí, které odpovídá jejich perspektivní funkci při zajišťování rovnováhy mezi pilíři udržitelného rozvoje
- zlepšování dopravní obslužnosti a dopravních sítí na zajištění snadného přístupu k zaměstnání, vzdělání, k sociálním potřebám a k trhům pro investory, aniž by docházelo ke snižování kvality životního prostředí

1.2. Brownfields a Státní politika životního prostředí

Problematika brownfields je v aktualizované Státní politice životního prostředí (MŽP ČR) diskutovaná v rámci cíle **"Environmentálně příznivé využívání krajiny"**.

Hlavním cílem je maximálně omezit zábory volné krajiny a upřednostnit znovuvyužití či rekultivaci již zastavěných pozemků.

Mezi **dílčí cíle** a opatření týkající se problematiky brownfields patří obnovení funkce narušené krajiny – odstranění ekologických zátěží a znovuvyužití narušené krajiny – snížení záborů nenarušené krajiny pro nové aktivity a zvýšení efektivnosti využití zastavěných území.

Znovuvyužití brownfields odpovídá trendu trvale udržitelného rozvoje, kdy se s územím zachází jako s cenným zdrojem.

1.3. Národní strategie regenerace brownfields

Strategie regenerace brownfields si klade za cíl zajistit vhodné prostředí zajišťující rychlou a efektivní realizaci projektů a zabránit vzniku nových brownfields. Cíle, nástroje, veřejná podpora jsou předmětem Národní strategie regenerace brownfields, která byla zpracována v roce 2008. Gestor: Ministerstvo průmyslu a obchodu. Zpracovatel: CzechInvest.
Tento v současné době nejaktuálnější program *strategie regenerace brownfieldů* je obsažen v Příloze1.

Cíle strategie:

- systematické řešení co největšího množství brownfields v České republice
- socioekonomický rozvoj postižených regionů
- učinit brownfields „atraktivnější" než-li greenfield
- vytvoření funkční komunikační platformy pro zajištění regenerace brownfields
- zachovat historickou, urbánní a sociální hodnotu lokalit

2. Vybrané zákony ČR související s problematikou brownfields¨

2.1. Zákon č. 183/2006 Sb. o územním plánování a stavebním řádu (Stavební zákon –rozbor z hlediska problematiky územního plánování a brownfields):

Zákon č. 183/2006 Sb. o územním plánování a stavebním řádu (Stavební zákon) nabyl účinnosti 1. lednem 2007.

Oproti předchozí právní úpravě:

- neobsahuje pasáž o vyvlastňovacím řízení - toto je upraveno Zákonem č. 184/2006 Sb.
- odnětí nebo omezení vlastnického práva k pozemku nebo ke stavbě (Zákon o vyvlastnění)
- do úvodních částí byla přesunuta jednak terminologie, jednak společná ustanovení
- výkonu veřejné správy na úseku stavebního zákona

Základní cíle nové právní úpravy na úseku územního plánování jsou zejména:

- zajišťovat trvale udržitelný rozvoj v území
- stanovit jasná pravidla pro povolování změn ve využívání území včetně přípravy staveb
- usnadnit možnosti změn ve využívání území v případech, kdy je pro toto území
- schválená územně plánovací dokumentace a zpřísnit podmínky pro tyto změny
- tam, kde schválená územně plánovací dokumentace není
- vytvořit harmonizovanou soustavu nástrojů územního plánování v působnosti
- vlády, krajů a obcí
- založit koordinovaný systém státní správou garantovaných informací o území
- upravit všechny postupy rozhodování o území jakou veřejné a zajistit přístup
- veřejnosti ke všem informacím a příslušné prostředky právní ochrany
- zjednodušit územní řízení ve státem stanovených případech
- změnit spolupůsobení dotčených správních úřadů na úseku územního plánování
- a rozhodování sporů mezi nimi
- vytvořit předpoklady pro spolufinancování veřejně užívané infrastruktury v území
- upravit možnost majetkoprávních změn s cílem umožnit intenzivní využívání
- území vhodného k zastavění

Předmět úpravy a vymezení pojmů na úseku územního plánování

Zákon upravuje:

- postavení, působnost, pravomoc a součinnost orgánů územního plánování
- a požadavky na autorizaci k činnostem právnických a fyzických osob na
- úseku územního plánování
- nástroje územního plánování, kterými jsou:
    - územně plánovací podklady – územně analytické podklady
      – územní studie
    - politika územního rozvoje – nově zaváděný nástroj; jejím účelem je stanovit úkoly územního plánování v celorepublikových, mezinárodních a přeshraničních souvislostech, zejména s ohledem na podmínky udržitelného rozvoje a určit strategii pro naplňování těchto úkolů, zejména ve vztahu přírodního a antropogenního prostředí

- územně plánovací dokumentace – zásady územního rozvoje
  – územní plán
  – regulační plán
- územní rozhodnutí
- územní řízení
- územní opatření o stavební uzávěře a územní opatření o asanaci území
- úprava vztahů v území: předkupní právo, náhrada za změnu v území

– součinnost dotčených správních úřadů, které chrání veřejné zájmy podle zvláštních
– předpisů, včetně řešení rozporů mezi nimi
– postavení, práva a povinnosti všech subjektů, které se zúčastní procesu územního
– plánování (včetně občanských sdružení, sdružení podnikatelů apod.) a odbornou
– pomoc veřejnosti
– předpoklady změn vlastnických vztahů, podmiňujících využití území ve veřejném
– zájmu s cílem vytvořit právní jistoty a podmínky pro realizaci veřejných potřeb
– evidenci a ukládání dokumentace
– závaznost a vynutitelnost nástrojů územního plánování

Shrnutí:

Nový Stavební zákon měl přinést řadu zlepšení a nových koncepcí:
– urychlení a zjednodušení územně plánovacích procesů jako přípravy pro
– budoucí investice a rozvoj území, při účinné ochraně území

– urychlení a zjednodušení územního a stavebního řízení a větší efektivitu
– dohledu nad prováděním staveb
– snazší dostupnost výkonu veřejné správy
– zjednodušení vztahů mezi stavebními úřady a dotčenými správními orgány (úřady);
– stavební zákon se měl tedy stát oproti stávajícímu stavebnímu zákonu jednodušším,
– pružnějším, rychlejším a účinnějším. Tohoto záměru se však z podstatné míry
– nepodařilo dosáhnout a nový stavební zákon svými kořeny spočívá až příliš
– v předchozí koncepci stavebního práva.

V žádném z uvedených nástrojů územního plánování dle Zákona č. 183/2006 Sb. o územním plánování a stavebním řádu není problematika „brownfields“ jmenovitě zmíněna.

2.2. Zákon č. 284/2000 Sb. o podpoře regionálního rozvoje – zákon napomáhá uplatnění všech hlavních principů udržitelného rozvoje;stanoví, že předmětem podpory v rámci regionálních programů budou vedle rozvoje hospodářských aktivit i projekty v oblasti rozvoje lidských zdrojů, zlepšování vybavení infrastrukturou, obnovy památek a opatření k ochraně životního prostředí, omezování vlivů narušujících krajinu a udržení kulturní krajiny. Strategie regionálního rozvoje řeší řízení regionální politiky na národní úrovni. Jsou v ní definovány globální cíle, problémové okruhy a strategické cíle.

2.3. Zákon č. 17/1992 Sb., o životním prostředí - vymezuje pojem "ekologická újma"

2.4. Zákon č. 334/1992 Sb., o ochraně zemědělského půdního fondu – pro nezemědělské účely je nutno použít především nezemědělskou půdu, zejména nezastavěné a nedostatečně využité pozemky v současně zastavěném území

obce nebo na nezastavěných plochách stavebních pozemků staveb mimo toto území, stavební proluky a plochy získané zbořením přežilých budov a zařízení

Nutné úpravy v zákonech týkajících se brownfields:

Cílem zvláštní úpravy týkající se brownfields by mělo být vytvoření právního rámce, který by upravoval některé vztahy vyplývající ze specifické problematiky brownfields tak, aby byl umožněn efektivní rozvoj investic do této oblasti nemovitostí.

Problematika brownfields je natolik závažná a zároveň komplexní, že nejvhodnějším způsobem pro úpravu vztahů souvisejících s brownfields je i **možnost vzniku zvláštního zákona**.

Účelem zákona o brownfields by mělo být především:

1) efektivní vyhledávání a identifikace brownfields
2) úprava výkonu státní správy na úseku brownfields (ústřední a regionální orgány)
3) úprava vzniku a správy databáze brownfields
4) úprava podmínek a nástrojů revitalizace brownfields (ekonomické a administrativně právní)
5) stanovení podmínek provádění auditu brownfields

3. Přehled operačních programů se vztahem k regeneracím brownfields v období 2007 – 2013

- **OP Podnikání a inovace –** program obsahuje 22 programů podpory. Regenerací brownfields se týká zejména program *Nemovitosti*. Má za cíl kromě rozvoje podnikatelských nemovitostí a infrastruktury regenerace brownfieldů pro podnikání. Alokace na období 2007 – 2013 je 8,85 mld. Kč. Program realizuje Prioritní osu OPPI 2007 – 2013 5 „Prostředí pro podnikání a inovace“. Platnost od 2.1. 2008. Příjem elektronických registračních žádostí o poskytnutí dotace byl zahájen 1. dubna 2008.

- Z důvodů převyšujícího zájmu ze strany žadatelů v rámci programu podpory je ode dne 15. září 2008 dočasně pozastaven příjem registračních žádostí programu Nemovitosti.

- **OP Životní prostředí** – využitelný zejména pro odstraňování ekologických škod a v malé míře i pro regeneraci brownfieldů bez dalšího rozvoje (přetvoření na zelené plochy). Odhadovaná alokace pro podporu na odstraňování starých ekologických zátěží je 776 mil. eur a pro podporu regenerace urbanizované krajiny 518 mil. eur.

- **Integrovaný OP** – není přímo určen na regenerace brownfieldů. Projekty bude možné realizovat pokud brownfield bude soužit jednak pro rozvoj cestovního ruchu (776 mil. eur) nebo pro aktivizace kulturních rozvojových zdrojů (264 mil. eur) či revitalizace panelových sídlišť (476 mil. eur).

- **OP Rozvoje venkova** – možnost využití dotací v programech: Zlepšení konkurence-schopnosti zemědělství a lesnictví (748,19 mil. eur), Kvalita života ve

venkovských oblastech a diverzifikace hospodářství venkova (565,74 mil. eur) a v programu Leader (156,63 mil. eur)

- **Regionální OP** – podpora pro regenerace brownfieldů v oblastech věnovaných rozvoji měst, podnikání, venkova a cestovního ruchu. Jednotlivé oblasti podpory umožňují regeneraci a obnovu stávajících nevyužitých nemovitostí a ploch. Rozpočty na jednotlivé ROP okolo 600 mil. eur.

MŽP podporuje rekonverze ploch typu brownfields mimo jiné i skrze **Program péče o urbanizované prostředí** prostřednictvím poskytnutí finančních prostředků na pořízení studie proveditelnosti.

4. Projekt „Brownfields 3000“

V období roku 2005 – 2007 agentura CzechInvest ve spolupráci s jednotlivými kraji provedla 1. etapu vyhledávání a lokalizaci brownfieldů na území České republiky s tímto výsledkem:
Na území ČR se nyní nachází přes tři tisíce brownfieldů a jejich celková rozloha je asi 12 tisíc hektarů s celkovou zastavěnou plochou okolo 22,5 tisíce metrů čtverečních.
Podle předběžných výsledků je možné stanovit rozdělení brownfieldů (vztaženo k jejich počtu) na území ČR následovně: 40 % zemědělské, 30 % průmyslové, 10 % občanská vybavenost, 6 % armádní, 4 % bydlení, 10 % ostatní. Asi 40 % je nějakým způsobem ekologicky zatíženo a více než 70 % těchto lokalit je v soukromém vlastnictví.
Projekt vznikl na základě zpracovaných vyhledávacích studií brownfieldů v České republice.
Jeho hlavními cíli jsou:

- zajištění realizovatelnosti projektů
- zajištění dostatečných zdrojů
- úprava legislativy

Poznatky z vyhledávacích studií a z projektu „Brownfields 3000“ byly využity při zpracování Národní strategie regenerace brownfieldů.

5. Vybrané další dokumenty

- Programy zahraniční pomoci Evropských společenství České republice – **Phare, ISPA, Sapard a Komunitární programy**

- **Směrnice 2004/35/ES** o odpovědnosti za škody na životním prostředí

- **Projekt MMR č. WB-13-04** zpracovaný v roce 2006 „Regenerace neprůmyslových deprimujících zón jako součást strategie regionálního rozvoje“

- **Regenerace ploch brownfields** – informační teze pro obce

6. Závěr

Problematika brownfields je natolik závažná a zároveň komplexní, že nejvhodnějším způsobem pro úpravu vztahů souvisejících s brownfields by byl zvláštní zákon.
Účelem zákona o brownfields by mělo být především: efektivní vyhledávání a identifikace brownfields, úprava výkonu státní správy na úseku brownfields (ústřední a regionální orgány), úprava vzniku a správy databáze brownfields, úprava podmínek a nástrojů revitalizace brownfields (ekonomické a administrativně právní) a stanovení podmínek provádění auditu brownfields.
V současné době Ministerstvo pro místní rozvoj vytváří národní rámec pro urbanní politiku ČR. Základním cílem je polycentrický rozvoj sídelní struktury, kde města jsou považována za póly růstu a motory udržitelného rozvoje celého území. Aby město mohlo být skutečným pólem růstu, je nutné zvyšovat jeho atraktivitu: stimulováním hospodářského růstu, vyvoláním investic, rozvojem a aplikací vědy, výzkumu a inovací. Atraktivita města zároveň vychází ze zásad udržitelného rozvoje s ohledem nejen na hospodářský růst, ale i na kvalitní životní prostředí a na podporu sociální soudržnosti obyvatel.
Ministerstvo pro místní rozvoj připravilo „Metodický pokyn pro přípravu, hodnocení a schvalování *Integrovaného plánu rozvoje města*“, červen 2008 s cílem implementovat další Evropské politiky týkající se rozvoje měst.
Účinná legislativa a právní rámec pro problematiku revitalizace brownfields jsou zcela zásadní a nezbytné. Účinné využití již existujících i nově zaváděných administrativně právních nástrojů vyžaduje logickou návaznost, přehlednost a „jednoduchost“ těchto dokumentů. Dalším předpokladem je existence instituce, která by zajišťovala zpracování a koordinaci koncepčních materiálů, legislativních dokumentů, analytických prací (efektivní vyhledávání a identifikaci brownfields), zprávu databáze. V současné době tuto úlohu plní CzechInvest, který výše uvedené zpracoval ve spolupráci s odbornými institucemi a vysokými školami včetně FSv ČVUT v Praze.
Vzhledem k odbornému zaměření řešitelů Výzkumného záměru č.4 „Udržitelná výstavba“ na Katedře urbanismu a územního plánování Fakulty stavební ČVUT v Praze (územní plánování, urbanismus, architektura) byly v souladu s harmonogramem prací výzkumného okruhu WP 1 „Výstavba na brownfields“ plněny tyto cíle:

- Doplňování přehledu současného stavu právních předpisů, operačních programů a dalších dokumentů týkajících se problematiky brownfields v České republice
- Zpracování výsledků z Vyhledávacích studií pro lokalizaci brownfields na území Královéhradeckého a Jihočeského kraje a Urbanistické studie brownfields na území ORP Dobříš
- Zpracování konkrétních příkladů revitalizace brownfields ve vztahu k ochraně krajiny, k omezování suburbanizace, k záchraně a event. využití památek.

Výsledky výzkumu jsou průběžně poskytovány příslušným úřadům (obecním, městským, …), odborným pracovištím, projektantům a investorům brownfields.
Problematika brownfields byla zahrnuta do výukových programů urbanistických předmětů na Fakultě stavební ČVUT v Praze i na jiných vysokých školách.
Rovněž může být využita v Pilíři 2.3 – Lidské zdroje a vzdělávání a v Pilíři 5 – Osvěta CzechInvestem zpracované Národní strategie regenerace brownfieldu.

Prameny

Strategie udržitelného rozvoje ČR, schválená Usnesením vlády ČR ze dne 8.12.2004 č. 1242

Agentura pro podporu podnikání a investic CzechInvest;
http://www.czechinvest.org/

Ministerstvo pro místní rozvoj ČR;
http://www.mmr.cz/

Ministerstvo životního prostředí ČR;
http://www.env.cz/

Ministerstvo průmyslu a obchodu ČR;
http://www.mpo.cz/

Rešerše právního rámce - příspěvek autorů Havel&Holásek na portálu BrownfieldsInfo.cz;
http://www.brownfieldsinfo.cz/category/reserse-pravniho-ramce/

Fondy Evropské unie;
http://www.strukturalni-fondy.cz/

Zastoupení Evropské komise v ČR;
http://evropska-unie.cz/cz/

Oficiální portál pro podnikání a export BusinessInfo.cz;
http://www.businessinfo.cz/cz/

Národní strategie regenerace brownfieldů;
http://www.czechinvest.org/data/files/strategie-regenerace-vlada-1079.pdf

Poděkování

Příspěvek byl zpracován za podpory Výzkumného záměru VZ 04 CEZ MSM 6840770005 Udržitelná výstavba.

BROWNFIELDY NA ÚZEMÍ BÝVALÝCH VVP

Tomáš Pokorný

Abstract
This article deals with the problems about repeated utilization of so called brownfields areas. The accent is put on some chiselled particularities of former military training areas. Czech army has handed over the part of these regions to the civilian management, but without the close inspection and in-depth explosive ordnance disposal. Environmental havoc is supposed to be solved only by new administrators. Author describes experience of his own with new legislation, latest technologies and the future prospects.

1. Úvod

Významnou a stále dosud podceňovanou ekologickou zátěž tvoří nevybuchlá munice, a to jak v zemi, tak ve vodě. Explodující munice totiž způsobuje smrt, v lepším případě pak „pouze“ těžká zranění a závažné hmotné škody – a lidský život a zdraví jsou nenahraditelné hodnoty. Např. o obrovském štěstí může hovořit strojník rýpadla, který letošního 19. února ráno vyvázl po výbuchu stokilogramové letecké pumy jen s lehkým zraněním. Výjimečná událost se stala při výkopových pracích poblíž areálu sběrného dvora mezi Znojmem a Dobšicemi. Exploze nastala po kontaktu lžíce rýpadla s bombou.

Pyrotechnický průzkum staveniště v rámci předprojektové přípravy stavby je stále ještě vzácnou výjimkou a požadují jej pouze někteří zahraniční investoři. Přitom geotechnický a radonový průzkum pozemku se dnes provádí naprosto samozřejmě. Nejzávažnější je tato situace v bývalých vojenských výcvikových prostorech předaných pod civilní správu, kde dodnes existují místa, na nichž nebyla provedena pyrotechnická očista a problém byl „vyřešen“ oplocením a umístěním výstražných tabulek se zákazem vstupu.

2. Zatížení bývalého VVP Ralsko

V rámci procesu společenských změn, které v Československu proběhly po 17. 11. 1989, byla v Moskvě 26. 2. 1990 ministry zahraničních věcí podepsána *„Smlouva mezi vládami ČSSR a SSSR o odchodu sovětských vojsk z území ČSSR”*. Smlouva předpokládala odsunování osob a techniky.

Jako jedna z prvních odcestovala 442. raketová brigáda Jabloneček a to v květnu 1990. Odvezla s sebou 18 odpalovacích zařízení taktických a operačně-taktických raket a 600 osob. Na druhém místě to byla 5. protiletadlová raketová brigáda v Kuřívodech v červnu 1990, 900 osob. Třetí v pořadí byli letci 131. smíšené letecké divize (mimo jiné 1. vrtulníkový pluk), 1700 osob. Dále následovali vojáci a technika 236. stíhacího bombardovacího leteckého pluku Hradčany a další jednotky jako 80. prapor oprav techniky Hvězdov, 106. prapor chemické ochrany Kuřívody, 234. gardový ženijní prapor Kuřívody, 149. protitankový oddíl Kuřívody, 130. protiletadlový raketový pluk Svébořice, 52. gardový dělostřelecký pluk Hvězdov, 360. tankový pluk Stráž pod Ralskem, 605. samostatný stavební prapor Hradčany, 1921. samostatný pozemní prapor REB (radioelektronického boje) Hradčany a 563. samostatný ženijní prapor Vrchbělá.

Tomáš Pokorný, Ing., Ph.D.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra technologie staveb
Thákurova 7, 166 29 Praha 6 – Dejvice
tel.: 224 353 981, fax.: 224 354 592, e-mail: pokorny@fsv.cvut.cz

Nejen ruská, ale také naše armáda, zanechala v Ralsku svou nevybuchlou munici v předpokládaném množství 80 až 100 tisíc kusů munice velké ráže. Je pravdou, že 70 – 80 % munice je municí cvičnou, kterou mnohdy nemůže přesně identifikovat ani odborník. Proto bylo rozhodnuto, že s nalezenou nevybuchlou municí se musí zacházet tak, jako by byla ostrá.

Území bývalého VVP Ralsko bylo rozděleno podle předpokládané hustoty nacházené munice do kategorií nebezpečnosti. Podkladem měla být analýza vojskové činnosti tehdejší Sovětské armády, čímž se rozumí umístění a charakter střelnic, cvičišť a dislokovaných posádek. Prostor byl rozdělen do 4 kategorií: 1 nepravděpodobný výskyt munice, 2 pravděpodobný výskyt munice, 3 cílové plochy střelnic (předpoklad velké hustoty nálezů munice), 4 dopadová plocha letecké střelnice - Prosičská horka - území, jež pro vysokou rizikovost nelze asanovat a na toto území byla vyhlášena 100 letá stavební uzávěra.

Na základě těchto kriterií byla GŠ MO stanovena metodika pyrotechnických asanací. Tím se rozumí stanovení metod jinak hloubka pyrotechnických průzkumů a charakter objektů.

Terénní pyrotechnické průzkumy byly prováděny metodou povrchový sběr, hloubka do 10 cm, do 30 cm, do 50 cm. Objekty se rozumí veškeré stavebně ubytovací zařízení, včetně jímek, lapolů, šachet, studní, podzemních objektů a staveb, opevňovacích objektů, kolektorů, ploch autoparků a letiště.

Pyrotechnické asanace byly prováděny s maximální možnou přesností v terénu podle jednotného trigonometrického katastrálního systému pozemkových map ve čtvercové síti 50 x 50 m.

Cílené pyrotechnické průzkumy v různých podobách se intenzivně prováděly po dobu 10 let. Vojsková činnost byla v uvedeném prostoru datována od 50. let minulého století s největší intenzitou v letech 70. – 90. minulého století. V této souvislosti je nutné zdůraznit a zejména vzít kategoricky na vědomí lichou představu, že munice se jednoho dne vysbírá. Munice s ohledem na charakter tohoto území zde zůstane zachována navždy. S největší intenzitou výskytu zejména v oblastech dopadových ploch střelnic a ohrožených oblastí těchto střelnic (odrazy, chyby střelby - přestřely), v místech skrytých skládek (celá řada jich byla odhalena a vyčištěna), vodních staveb a vodních toků.

Částečná pyrotechnická asanace provedená armádou byla prováděna s cílem zajištění obecné bezpečnosti. Tím se rozumí eliminovat možnost kontaktu s nevybuchlou municí při běžném pohybu v terénu bez zásahu do půdního pokryvu.

Doporučená pravidla pro bezpečnost veřejnosti:

- zákaz rozdělávání otevřeného ohně
- zákaz zakládání tábořišť" mimo obcemi povolená místa
- zákaz hloubení a podobných aktivit pod povrch půdního pokryvu bez odpovídajícího povolení či schválení kompetentního orgánu
- zákaz jízdy vozidly a podobnými těžkými mechanizmy mimo pevné a povolené cesty
- zákaz dotyku na nalezenou munici, nebo předměty, jež není občan schopen identifikovat
- nález munice hlásit na linku nouzového volání 158, nebo nejbližší policejní útvar

Výčet vytipovaných nejkontaminovanějších lokalit: Prosičská horka, Vrchbělá, Vrchbělská rokle - Suchý les - Tokaniště, Židlov - Kracmanov - Okna - Olšina - Březen - Radoška - Palohlavy - Proseč - Křída - Čertův žleb, Svébořice, Jezová - Dolní Krupá, U hájovny, Černá věž, Letiště Hradčany, Kuřívody.

Výčet by nebyl úplný bez oblastí, jež nejsou uvnitř hranic bývalého VVP Ralsko, ale i za jeho hranicemi a byly poměrně často zasaženy odraženými střelami, nebo vinou nepřesnosti střelby. Jedná se zejména o oblast v okolí osad Mukařov, Vicmanov, Vápno, Hlavice, Cetenov, Dolánky, Náhlov. Sovětské posádky sídlily i v městech Zákupy a Stráž pod Ralskem, kde byly prováděny pyrotechnické průzkumy v objektech a přilehlém okolí se značnými nálezy munice.

V období let 1990 – 2004 bylo částečnou pyrotechnickou asanací AČR, Policie ČR a také občany nalezeno a na trhací jámě zničeno celkem:

- 41 708 kusů dělostřelecké munice (dělostřelecké granáty ráží 37 - 152 mm)
- 512 kusů letecké munice (letecké pumy)
- 13 137 kusů ženijní munice (protipěchotní a protitankové miny)
- 5 365 kusů reaktivní munice (raket, protitankových střel apod.)
- 104 402 kusů pěchotní a velkorážové munice do ráže 30 mm

V oboře Židlov je umístěno trvalé pyrotechnické zařízení pyrotechnické služby policie a tím je stálá trhací jáma, která je zařízením ojedinělým svého druhu v ČR a vzhledem k vybavení a modernímu pojetí i v Evropě. Činnost tohoto speciálního zařízení má svá nezpochybnitelná pravidla a ta musí všichni občané bez výjimky respektovat - zejména v zájmu ochrany svého zdraví a života.

Nad objektem stálé trhací jámy bylo vytvořeno, ve spolupráci s ministerstvem dopravy, omezení leteckého provozu do výšky 2000 m nad povrchem země a v okruhu 4000 m v průměru. Ochranné pásmo má poloměr 1897 m.

3. Legislativní rámec

Vzhledem ke skutečnosti, že koncesovaná živnost „výzkum, vývoj, výroba, ničení, zneškodňování, zpracování, nákup a prodej výbušnin“ neumožňovala činnost „vyhledávání munice a výbušnin“, začalo se v roce 1996 z podnětu živnostenského odboru Ministerstva hospodářství ČR uvažovat o jejím rozšíření o tuto specifikaci (v tomto období se s více méně tichým souhlasem dozorujících orgánů činnosti spjaté s pyrotechnickým průzkumem a očistou terénu „schovávaly“ pod hlavičku speciálních stavebních technologií, geomagnetického průzkumu nebo vyhledávání geomagnetických anomálií).

V průběhu roku 2000 docházelo k navyšování požadavků na pyrotechnický průzkum a očistu okrajových území bývalých vojenských výcvikových prostorů ze strany Okresních úřadů a náčelník oddělení pyrotechnické asanace GŠ Armády ČR obnovil snahy o zřízení takové koncesované živnosti, která by umožňovala pyrotechnickou asanaci civilním firmám provádět. Začal se totiž projevovat nedostatek financí i pracovníků v resortu MO ČR na tyto činnosti. Zřízení takovéto živnosti podporovala i Výbušinářská inspekce Ministerstva průmyslu a obchodu ČR.

Současně bylo poukazováno na neplněné závazky ČR vyplývající z mezinárodních úmluv v oblasti humanitárního odminování na národní úrovni. Nebyl a není vytvořen řídící orgán, není zpracován program, stanoveny kompetence, působnost a odpovědnost. Ukázala se i nezbytnost úpravy příslušných právních předpisů vyplývající z procesu ratifikace a implementace Standardů NATO.

Mezirezortní komise pro revitalizaci bývalých vojenských výcvikových prostorů zřízená na základě usnesení vlády ČR číslo 619 ze dne 16. června 1999 v gesci mi-

nistra pro místní rozvoj a složená ze zástupců Ministerstva obrany, Ministerstva vnitra, Ministerstva životního prostředí, Okresního úřadu Mladá Boleslav, Okresního úřadu Česká Lípa a Okresního úřadu Nymburk byla v roce 2001 rozšířena o zástupce Ministerstva zahraničí, průmyslu a obchodu a Českého báňského úřadu. Na jednání byl zván i zástupce civilních firem. Tak vznikla fundovaná skupina odborníků, která začala problematiku nevybuchlé munice řešit komplexně.

V průběhu roku 2001 se však ukázalo, že tak rozsáhlá komise je těžkopádná a při jednání komise na Ministerstvu pro místní rozvoj dne 11. července 2001 byla komisí vytvořena užší pracovní skupina, doplněná o zástupce Policie ČR a Ministerstva zahraničí. Tato pracovní skupina dostala úkol připravit konkrétní návrhy změn zákonů v alternativách pro umožnění podnikání civilních firem v oblasti pyrotechnické asanace a předat je komisi do poloviny srpna 2001. Skupina úkol splnila a 15. srpna 2001 předala tři varianty řešení v návaznosti na úkoly vyplývající z usnesení vlády ČR čís. 52/2001.

Výsledkem pak byla dne 21. listopadu 2001 přijatá varianta dopracovaná Odborem bezpečnostní politiky MV a realizovaná usnesením vlády ČR čís. 64 ze dne 16. ledna 2002. To pak umožnilo zpracovat a předložit parlamentu návrh zákona novelizující zákon o zbraních a střelivu a zákon o živnostenském podnikání.

Po připomínkování a projednání v poslanecké sněmovně a v senátu tak byl vydán zákon číslo 228 ze dne 4. července 2003, kterým se měnil zákon 119/2002 Sb. O zbraních a střelivu a který upravuje provozování a provádění pyrotechnického průzkumu. První teoretické a praktické zkoušky byly provedeny a první oprávnění – zbrojní průkazy skupiny „F“ byla vydána v dubnu 2004. Pro komplexní provádění pyrotechnického průzkumu by tedy podnikatelský subjekt dnes měl být držitelem zbrojní licence „K“ opravňující k plánování a řízení pyrotechnického průzkumu a měl by disponovat oprávněnými osobami – držiteli zbrojního průkazu skupiny „F“ oprávněnými pyrotechnický průzkum v terénu provádět.

4. Technologický rámec

Částečnou pyrotechnickou asanací se rozumí odstranění nebezpečné munice na určeném území pod povrchem terénu. Za nebezpečnou munici je považována selhaná válečná munice jako pozůstatek válečného bombardování (především) anglo-americkým letectvem a další případné nálezy z doby poválečného působení americké, československé a sovětské armády na našem území. Částečná pyrotechnická asanace zahrnuje tyto základní činnosti:

- přípravné práce a komplexní zabezpečení činnosti;
- vyhledání a zviditelnění nebezpečné munice;
- specifikace nálezu a likvidace nebezpečné munice.

V celém průběhu prací v přípravné i realizační etapě je nutno klást důraz na bezpodmínečné dodržování bezpečnostních opatření, vysokou kázeň a bezvadnou organizaci pracovního procesu. Je nutná úzká spolupráce pyrotechnika s pracovníky všech dodavatelských firem při zemních a zeměvrtných pracích. Přípravné práce a komplexní zabezpečení činnosti spočívají zejména v:

- zajištění a studiu písemných, grafických a jiných podkladů a informací, vztahujících se k bombardování, následné očistě a zahlazování následků na zájmovém prostoru a vyhodnocení těchto podkladů;

- seznámení se s technickou zprávou projektu výstavby, požadavky investora a projektanta na výkopové, zeměvrtné a další zemní práce, související s výstavbou objektů;
- realizaci smluvních vztahů objednatel – zhotovitel částečné pyrotechnické asanace;
- seznámení a proškolení pracovníků vybraných profesí (strojníci zemních strojů, vrtmistři, mistři atd.) s možností výskytu nevybuchlé munice a jejich reakcí na případné nálezy;
- přípravě přístrojového a materiálního zabezpečení částečné pyrotechnické asanace;
- zajištění součinnosti se zdravotní službou a Policií ČR v případě potřeby jejich zásahu.

Pyrotechnický dohled je soubor opatření ke zvýšení bezpečnosti provádění zemních prací ve větších pracovních hloubkách, tj. více než cca 3,0 m pod povrchem terénu. Dohled spočívá v přítomnosti pyrotechnika na pracovišti a jeho zásahu při zjištění jakékoliv odchylky od normálního průběhu prací, zejména při styku pracovního orgánu stroje s neznámým předmětem, nalezení podezřelého předmětu ve výkopu apod. Činnost pyrotechnika je pak závislá na místní situaci, jeho zkušenostech a možnostech.

O prováděné částečné pyrotechnické asanaci i o pyrotechnickém dohledu musí pyrotechnik pořídit zprávu s dokumentací nálezů, zakreslením prověřených ploch, hloubkou očisty a závěrem, zda území je či není prosto nevybuchlé munice. Zpráva o provedené pyrotechnické očistě je obvykle požadována při kolaudačním řízení.

5. Problémy k řešení

Momentálně největším problémem stále zůstává nezájem investorů financovat pyrotechnický průzkum a dohled. Pyrotechnici Policie ČR jezdí likvidovat nalezenou munici ze zákona, pyrotechnici AČR prováděli průzkum v rámci rozpočtu MO ČR a najednou má investor za tuto činnost platit civilní firmě. Zahraniční investoři s tímto problém nemají, neboť jsou na toto zvyklí ze svých domovských států. Jen naše firmy spoléhají na to, že se nic nenajde, a když už se případně něco najde, zavolají 158 a policejní pyrotechnik věc vyřeší. Ale pokud se munice najde, může být již také pozdě.

Obdobný problém je i v přístupu státních podniků. Např. Ředitelství silnic a dálnic ČR se snaží zadat pyrotechnický průzkum jako povinnost až firmě, která zvítězila ve výběrovém řízení na stavební práce – a která má samozřejmě jediný zájem, co nejvíce na průzkumu ušetřit.

6. Závěr

Je třeba neustále opakovat všem odpovědným činitelům, že politika odsouvání problému do budoucna (přístup typu: pokud munice vydržela v zemi 50 let, vydrží tam i nadále) je velmi krátkozraká a nebezpečná – dnes se ještě stále nacházejí funkční granáty z období napoleonských válek! Musí být jednoznačně řečeno, že nevybuchlá munice v zemi je ekologickou zátěží, a to zátěží životu nebezpečnou.

Nikdo si nepřejeme, aby k „prozření“ kompetentních osob došlo až po nějaké tragické nehodě po samovolné iniciaci munice, stále číhající v zemi – a jak dokládají zahraniční zkušenosti, tato hrozba je velmi reálná.

Obr. 1: Beton s rozptýlenou „výztuží“ z kulometných nábojnic v areálu sanovaných kasáren bývalého VVP ve Stráži pod Ralskem

Obr. 2: Beton s rozptýlenou „výztuží“ z kulometných nábojnic v areálu sanovaných kasáren bývalého VVP ve Stráži pod Ralskem

Obr. 3: Nález munice v areálu sanovaných kasáren bývalého VVP ve Stráži pod Ralskem. Předáno Armádou ČR jako pyrotechnicky prověřené.

Obr. 4: Nález munice v areálu sanovaných kasáren bývalého VVP ve Stráži pod Ralskem. Předáno Armádou ČR jako pyrotechnicky prověřené.

Obr. 5: Nález munice v areálu sanované prádelny v Kuřivodech, v bývalém VVP ve Stráži pod Ralskem. Předáno Armádou ČR jako pyrotechnicky prověřené.

7. Poděkování

Tento příspěvek vznikl s podporou Výzkumného záměru VZ 04 CEZ MSM 6840770005 Udržitelná výstavba.

THE ANALYSIS OF SITE INVESTIGATION AND LABORATORY TESTS FOR PROPERTIES OF FUCOID SANDSTONES IN THE CZECH REPUBLIC

Jiří Vacek

Abstract

There was used the in-situ acid leaching technology for uranium mining site in the north-western part of the Czech Republic, near Stráž pod Ralskem. This site was mainly contaminated by almost 5 million tonnes of sulphuric acid and other chemicals injected over 32 years. "Pump and treat" technology has been used to clean this contaminated area by the company Diamo since 1996. The paper is focused on two main parts: on analysis of laboratory test data by empirical equality and on analysis of injection tests by created numerical model.

1. Introduction

The only uranium mining site, where in-situ acid leaching was used in the Czech Republic, is near Stráž pod Ralskem. It is located in the north-western part of the country. This site was mainly contaminated by almost 5 million tonnes of sulphuric acid and other chemicals injected over 32 years. There is 186 million m^3 of contaminated water in the Cenomanian aquifer, caused by a reaction between the acids and the rock. All this contaminated ground water is concentrated in the area of 24 km^2 [Manual of acid in situ leach uranium mining technology, 2001].

"Pump and treat" technology has been used to clean this contaminated area by the company Diamo since 1996. Simulation models can be used for predicting the age of the treated site. Diamo has been engaged in detailed laboratory tests of Fucoid Sandstones layer since 2005 but injection tests started for the same layer in 2008. The data from these activities is available and was used for this study. The first part of the paper is focused on analysis of the laboratory test data by empirical equations, while the second part is focused on analysing injection test data by creating a numerical model.

2. Geology and hydrogeology

The Stráž site is part of the Bohemian Cretaceous Basin. There are illustrated the stratigraphy of Stráž site on Figure 1. Metamorphic rocks of Proterozoic and Palaeozoic age form the basement. The metamorphic complex is intersected by deep-seated medium to coarse grained granitoids. The Cenomanian continental sediments have very variable composition and thickness. They consist of a group of strata of fluvial and lacustrine sandstones and siltstones. The Cenomanian sedimentation ends with 40 to 50 m thick layer of psammitic sediments locally denoted as fucoid sandstones. The fucoid sandstones are fine grained silt - like sediments with lower permeability than friable sandstones. The Lower Turonian is represented by mikritic dense limestones, marlstones and calcerous siltstones. The layer is an aquitard separating the Cenomanian and Turonian aquifers. The basal layer of the Upper Turonian is formed by silty sandstone 10 to 20 m thick. [Novák, J., Severýn, O., Mužák, J., 2003]

Jiří Vacek, Ing.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra geotechniky
Thákurova 7, 166 29 Praha 6 – Dejvice
tel.: 223 334 206, fax.: 224 354 592, e-mail: jiri.vacek@fsv.cvut.cz

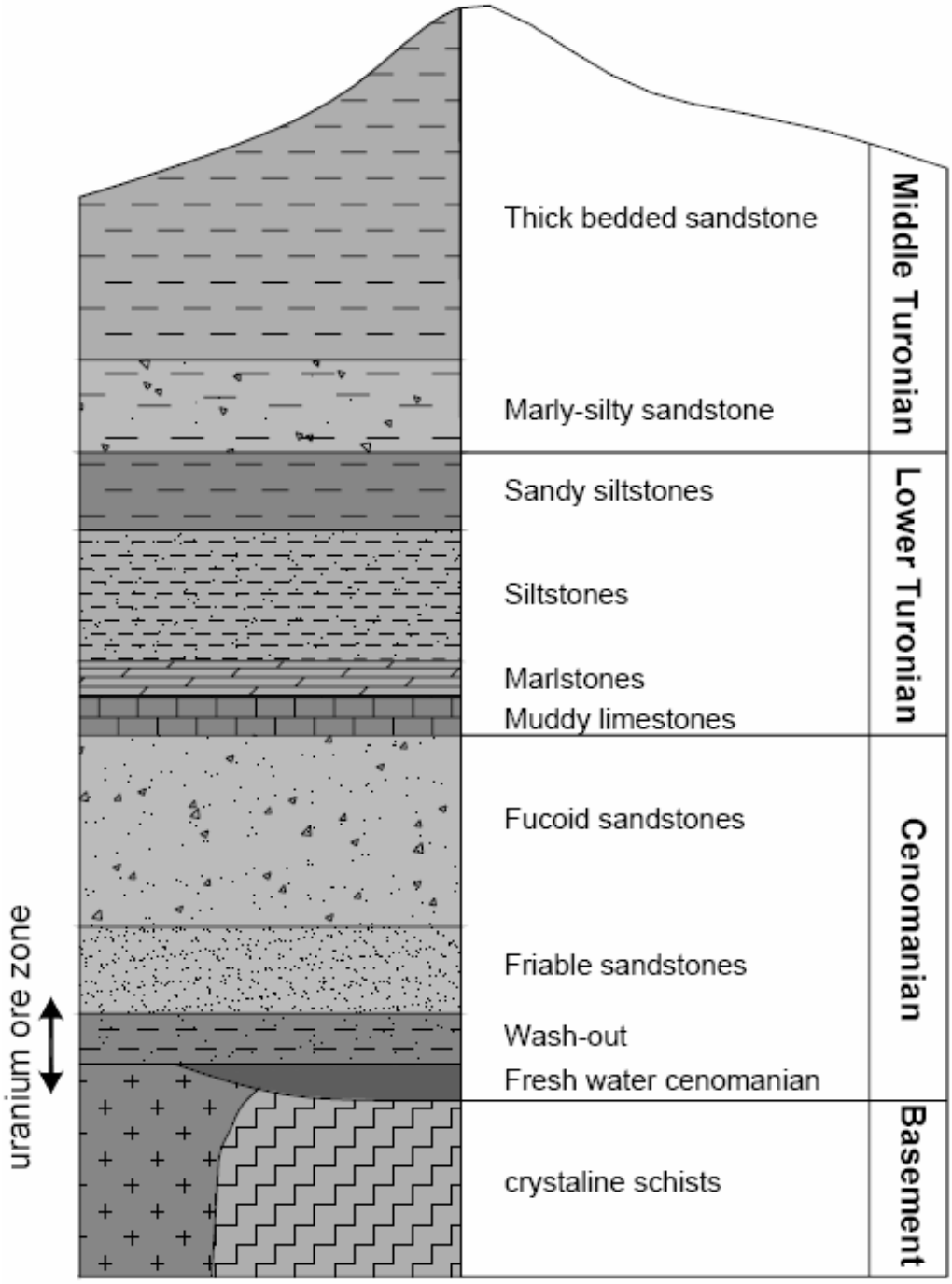


Fig. 1: Stratigrafical cross section of Stráž site.
[Novák, J., Severýn, O., Mužák, J., 2003]

There are two main aquifers turon and cenomanian. The most contaminated parts are friable sandstones and fucoid sandstones in the cenomanian aquifer. Figure 2 shows the sample from the site investigation - fucoid sandstone with fragments of fossilised animals.

Fig. 2: Sample of fucoid sandstone with white fragments of fossilised animals. [Sample courtesy of Diamo Corporation, 2008]

3. Intrinsic permeability and hydraulic conductivity

Observational data from site and laboratory measurements are important for developing optimal remediation technology. The hydraulic conductivity can be investigated by laboratory tests, in situ tests or by creating numerical models. Here are a few methods which are suitable for analyzing hydraulic conductivity in fucoid sandstones. The choice of optimal method can be affected by the scale of the site, quality or quantity of the data. Analysis of laboratory tests data for intrinsic permeability and hydraulic conductivity is shown in the following section.

4. Analysis of Laboratory tests

The hydraulic conductivity K can be defined as [Valentová, J., 2001]:

$$K = \frac{k \rho g}{\mu} \tag{1}$$

Where k [m^2] is the intrinsic permeability, ρ [$kg.m^{-3}$] is bulk density of water and μ [Pa.s] is dynamic viscosity of water. Unlike K which integrates the property of the media and the fluid (water) flowing in it, the intrinsic permeability k merely characterises the porous media. Hence it is often preferred by Petroleum aquifers that are faced with multi-phase problem in oil exploration. For aquifers, the only fluid flowing through the saturation media is water.

The units of hydraulic permeability is the Darcy at the oil industry which can be defined as [Obruča, M., 2005].

$$1\ Darcy = 9.87 \times 10^{-9}\ \ cm^2 = 9.87 \times 10^{-13} m^2 \tag{2}$$

If the intrinsic permeability k = 1 mD (miliDarcy) then the value of hydraulic conductivity is:

$$K = \frac{k \rho g}{\mu} = \frac{9.87 \times 10^{-16} \times 998.203 \times 9.81}{1.002 \times 10^{-3}} \cong 9.65 \times 10^{-9}\ m.s^{-1} \tag{3}$$

This situation is measured if it is used clean water at 20°C temperature and atmospheric pressure during measurement.

Empirical equals, often used for calculation of the intrinsic permeability are Hazen and Cerman-Kozeny.

The calculation intrinsic permeability by Hazen method [Janick, F. A., Pepper, L. I., Brussean, M., 2004]:

$$k = C\left(d_{10}\right)^2 \tag{4}$$

The constant value C represents the packing geometry, grain morphology and grain - size distribution from 45 for clay to 140 for pure sand and d_{10} is average diameter of soil grain size for 10% siftings of particle size distribution [m].

The calculation hydraulic conductivity by Cerman-Kozeny method [Schwartz, F.,W., Domenico, A., P., 1998]:

$$K = \left(\frac{\rho_w g}{\mu}\right)\left[\frac{n^3}{(1-n)^2}\right]\left(\frac{d_e^2}{180}\right) \tag{5}$$

where: n - porosity [-]
m - dynamic viscosity of water [Pa.s]
d_e - effective diameter of soil grain size [m]
g - gravitational constant [m^2.s]
ρ_w - fluid density [kg.m^{-3}]

Relation between hydraulic permeability and depth and between porosity and depth is shown on the following graph. This data correspond to real borehole VP-12B-7041, which was used as the observation borehole for the injection test. Very high value of permeability likely indicates potential pathway with fractures.

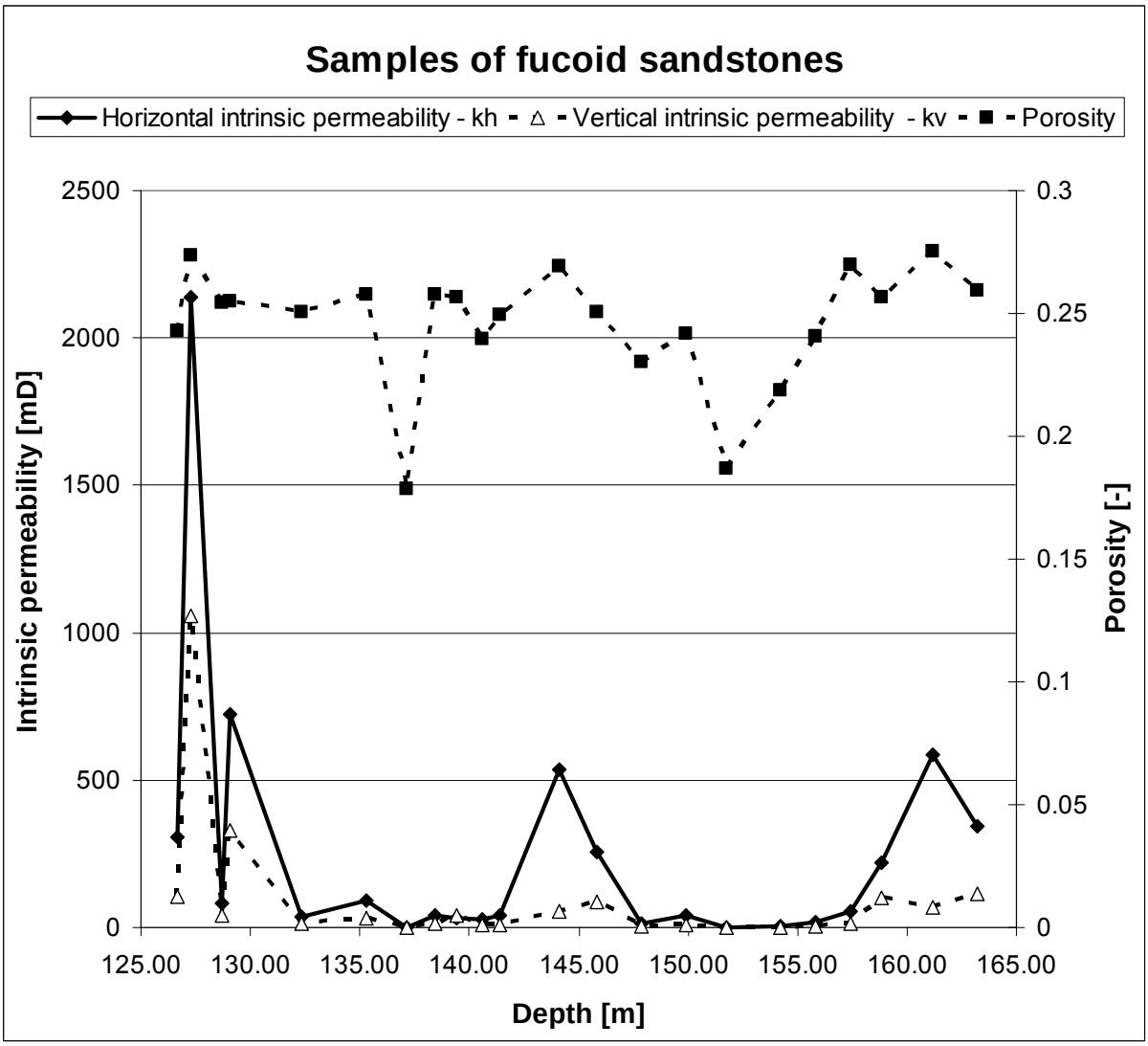


Fig. 3: Intrinsic permeability – depth and porosity – depth relationships for samples of borehole VP-12B-7041 [Obruča, M., 2005].

All measured samples were detected as acid mining liquid with pH between 3 and 4. [Obruča, M., 2005]. Fucoid sandstones were probably also affected by acid leaching during uranium mining. Acid liquids were injected into friable sandstones layer and a good deal of these liquids get into fucoid sandstones.

	Min	Mean	Median	Max
Measured k_h [mD]	0.3	253.85	48.6	2137.3
Measured k_v [mD]	0.07	96.1	22.65	1056.4
Porosity [-]	0.18	0.25	0.25	0.28
Calculated K_h [$m.s^{-1}$] by Equal (1)	2.89×10^{-9}	2.45×10^{-6}	2.45×10^{-6}	2.45×10^{-6}
Calculated K_v [$m.s^{-1}$] by Equal (1)	6.75×10^{-10}	9.27×10^{-7}	2.45×10^{-6}	2.45×10^{-6}
Calculated d_e [mm] for K_h by equal (5)	0.003	0.028	0.017	0.1
Calculated d_e [mm] for K_v by equal (5)	0.001	0.017	0.01	0.07

Tab. 1: *Statistical analysis of measured and calculated data for samples of borehole VP-12B-7041*

Horizontal and vertical hydraulic conductivities were calculated in Table 1 for clean water of temperature 20°C and atmospheric pressure during measurement. These calculated conditions can not correspond with the real situation underground; therefore these results can be used only as guide values. Table 1 provides information about variability values for effective diameter of soil grain size (d_e) for horizontal and vertical conductivity too. This data of horizontal and vertical conductivities was used for the calibration of created numerical model. The purpose of the numerical model is to create a simulation of site injection test.

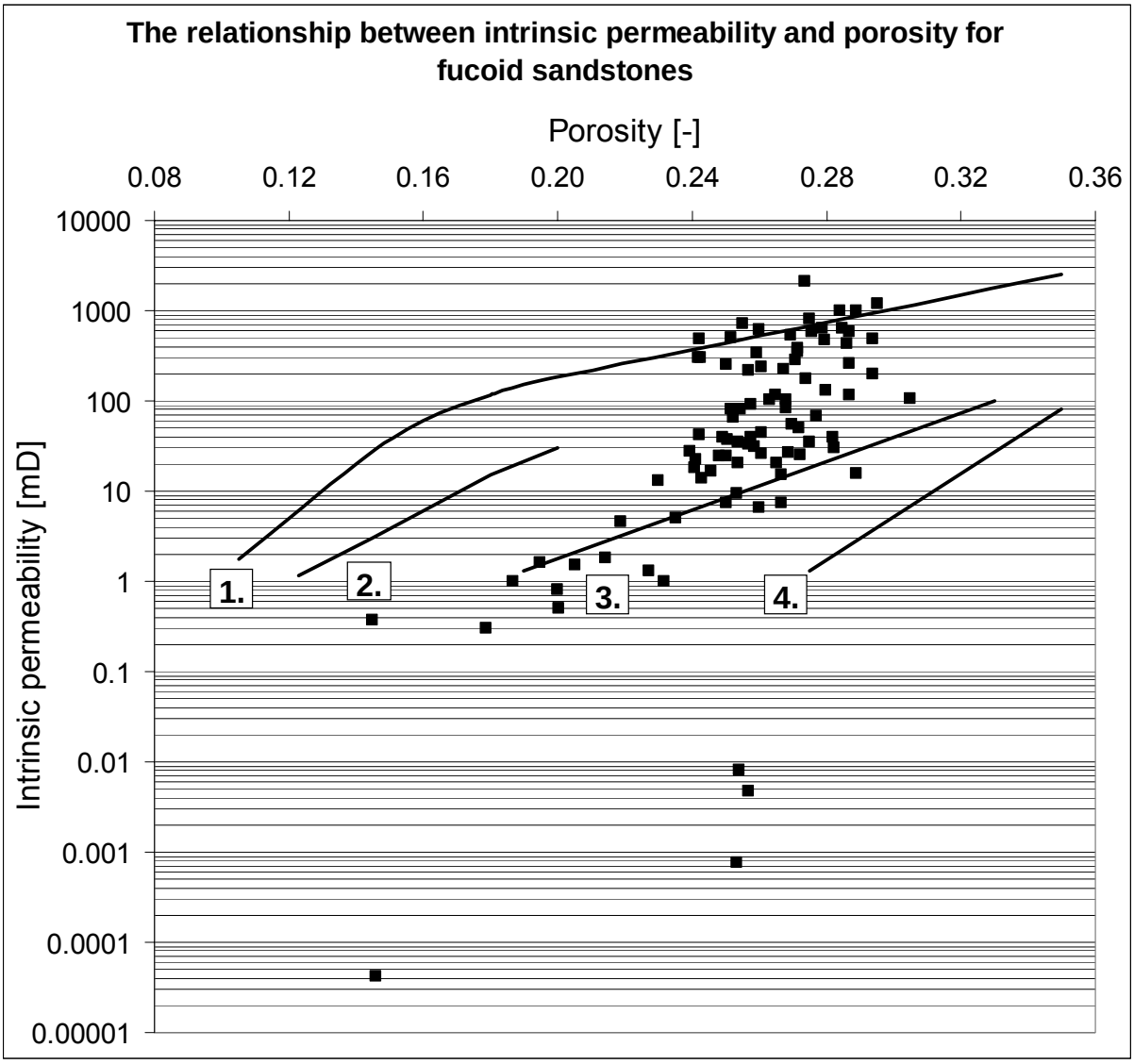


Fig. 4: The semilog graph of the permeability and porosity relationship with laboratory data represents samples of fucoid sandstones.

All the black squares in Figure 4 represent laboratory data for fucoid sandstones of Stráž site. The black lines in Figure 4 show typical relations between permeability and porosity for various rock types, which are represented by following numbers [Tiab, D., Donaldson, C., D., 1996]:

1. Silty Sandstone
2. Clayey Sandstone
3. Chalky Limestone
4. Fine Grained Friable

The observed laboratory data for fucoid sandstones are shown as the black squares in Figures 4 and can be seen to be mostly presented between lines of silty sandstones and chalky limestones. Measured samples are contained with few fragments of fossilised animals therefore some points of Figure 4 correspond to curve line of chalky limestones.

5. Numerical solution of injected test for groundwater flow by Modflow

Program GMS 6.0 was developed by Environmental Modeling Research Laboratory of Brigham Young University with cooperation of U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station. The program is divided into few packages. For using the computations package Modflow. Hydraulic parameters of the materials in the model include horizontal and vertical hydraulic conductivity, storativity or porosity. Simulation of transient ground water flow was carried out. Real values are obtained from site investigations and laboratory testing.

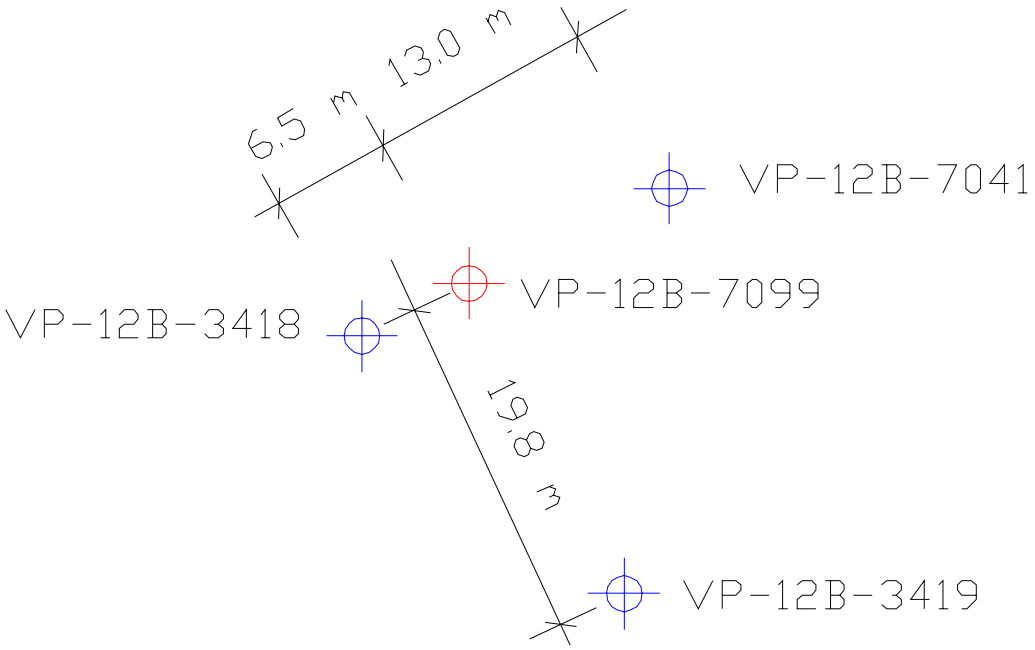


*Fig. 5: L*ocation of one injected VP-12B-7099 and three observed wells

The squared area of length size 100 m by 100 m was approximately selected and it was including one injected and three observed wells. The computational net for numerical modelling comprised cells of 0.5 m by 0.5 m and simplified the site model. The model consisted of four layers: two for fucoid sandstones and two for friable sandstones.

Fully saturated hydraulic conductivity is the most important input parameter for ground water flow in saturated porosity material and it is spatially considerably variable. It was necessary to adjust distribution of hydraulic conductivity in order to maintain consistency with the reality. Therefore first layer of fucoid sandstones was divided in three parts for calibration of horizontal hydraulic conductivities. Variation of these values was used for layers of fucoid sandstone from 1.16×10^{-8} $m.s^{-1}$ and 6.94×10^{-5} $m.s^{-1}$. Boundary conditions include general heads on east and west side of solution area and it were interpolated from initial condition of observed wells.

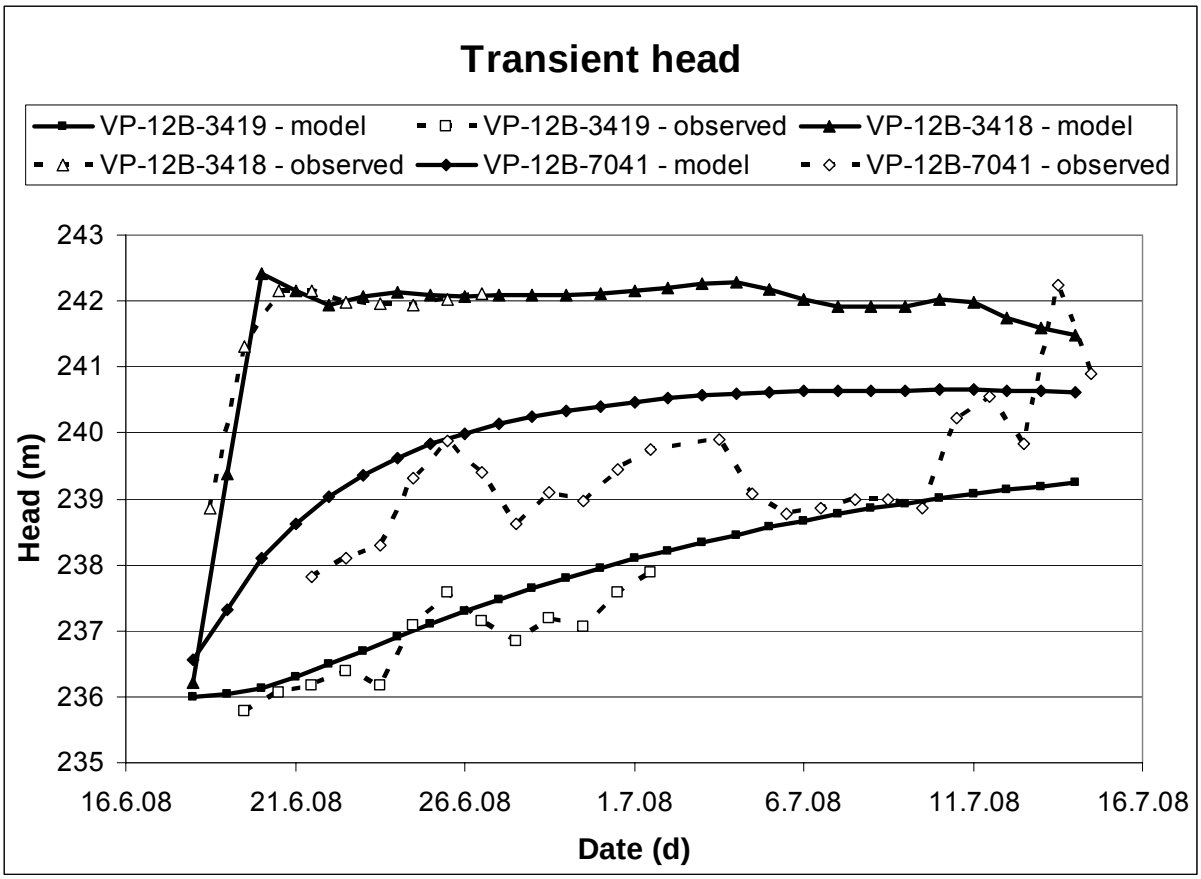


Fig. 6: Correlation between observed and calculated points of transient simulation for ground water head

6. Conclusion

The investigation of hydraulic conductivity is very important for design remediation technology but these values depend often on scale of measurement, quality and quantity samples. Numerical models can help to understand conditions of underground environment and ground water flow. Values of hydraulic conductivity for fucoid sandstones from laboratory tests have been used for modeling transient injected test. Relative good correlation between observed and calculated points of transient simulation for ground water head was found. These data can demonstrate that few sections of fucoid sandstone are more permeable then others.

7. Acknowledgements

The article has been supported by research project Sustainable development – MSM 6840770005. The author would like to thank to Ing. Jiří Mužák, Ph.D. (manager of Diamo's mathematical modeling department) for disclosure of information to this paper.

8. References

Janick, F. A., Pepper, L. I., Brussean, M.: Environmental Monitoring and Characterization, 2004, London, pp. 218

Manual of acid in situ leach uranium mining technology, International atomic energy Agency IAEA, Vienna, August 2001

Novák, J., Severýn, O., Mužák, J.: Uranium mining in North Bohemia and its impact on the environment, In: Proc. of the XIIIth European conference on soil mechanics and geotechnical engineering, "Geotechnical problems with man-made and man influenced grounds", 2003, Prague, pp. 219-238

Obruča, M.: Petrophysical analysis of borehole VP-12B-7041 and VP-10C-7040 DIAMO s.c., Straz pod Ralskem, Final report. SIMGEO s.r.o. Brno, September 2005, (in Czech)

Schwartz, F. W., Domenico, A. P.: Physical and Chemical hydrogeology, John Wiley and Sons, New York 1998, pp. 45

Schwartz, F. W., Zhang, H.: Fundamentals of ground water, John Wiley and Sons, New York 2003, pp. 114, p. 443-455, pp.53

Tiab, D., Donaldson, C.,D.: Petrophysics Theory and Practice of Measuring Reservoir Rock and Fluid Transport Properties, Gulf Publishing Company, Houston, Texas, 1996, pp. 95

Valentová, J.: Hydraulic groundwater flow, CTU, Prague 2001, pp. 174 (in Czech)

PROBLEMATIKA VYUŽITÍ STARÝCH ZÁKLADŮ

Jan Valenta

Abstract

Reuse of foundation is very popular topic for designers and developers especially in major cities. The ground under the structures in cities is filled with parts of old foundations and they need to be considered in the new design. All parties of the project (designers, clients and insurance companies) need to be satisfied with the information about old foundations and their conditions for next construction cycle. This paper describes the strategy which should be adopted by designers considering reuse of foundation.

1. Úvod

V současné době dochází čím dál častěji v odborné veřejnosti k diskuzím o využitelnosti starých základů pro nově budované stavby. Důvodem pro to je fakt, že projektanti na problematiku starých základů čím dál častěji narážejí a musí při návrhu uvažovat jak nové, tak původní založení. Využití starých základů je rovněž zajímavé pro investora, kterému může ušetřit značnou část nákladů a času. Vzhledem ke zvyšujícím se cenám za materiál, práci a dopravu lze očekávat rostoucí zájem o využití starých základů.

Návrh konstrukce s využitím starých základů s sebou ale přináší další práce a návrhy, které nebyly dosud obvykle prováděny. Jedná se o ověřování stavu původních základů a jejich využitelnost pro založení nové. Článek popisuje možnosti, výhody a nevýhody použití starých základů a metody pro výpočet únosnosti původního založení.

2. Možnosti využitelnosti starých základů

Vzhledem k vysokým cenám pozemků ve velkých městech dochází v současné době k obměně budov každých 20 až 50 let. S každou obměnou dochází obvykle ke zvýšení nároků na základové konstrukce. Využitelnost původních základů závisí především na způsobu založení původních základů a na geologických podmínkách založení.

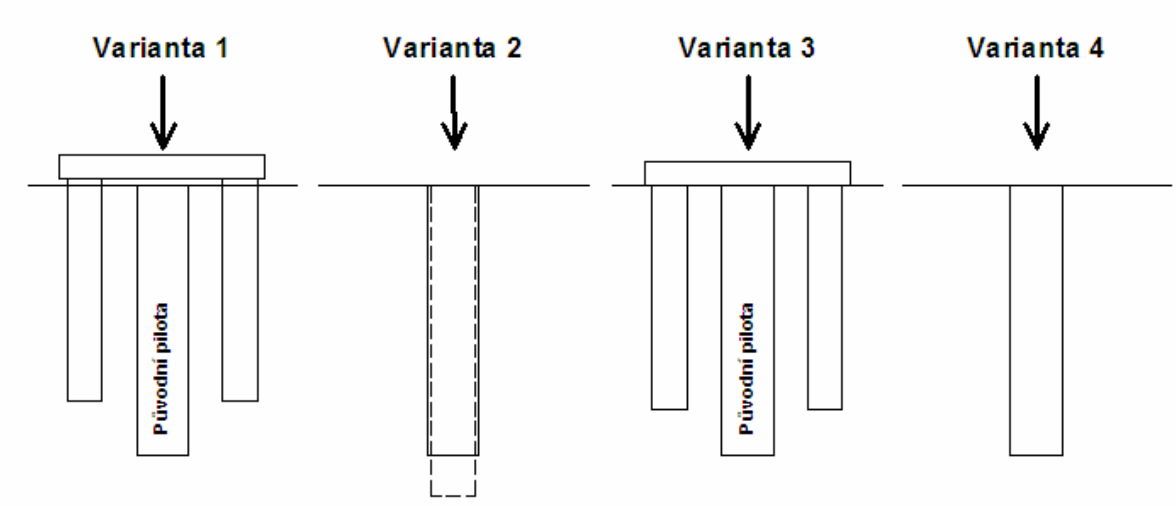
Plošné základy

Nové použití starých plošných základů je problematické z důvodů nutnosti zachování původní nivelety plošných základů. To je především problém u starších budov, které byly zakládány často mělce při původním povrchu. Nároky na dnešní stavby vyžadují často několik podzemních podlaží, takže původní plošné základy jsou nevyužitelné a musí být odstraněny. Plošné základy a podzemní patra současné generace i výškových staveb, které jsou založeny v „dobrých“ geologických podmínkách mohou být použity jako součást příštích generací staveb. Současní projektanti těchto staveb by měli s opakovaným použitím plošných základů uvažovat již při návrhu.

Jan Valenta, Ing., Mgr.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra geotechniky
Thákurova 7, 166 29 Praha 6 – Dejvice
tel.: 224 354 852, fax.: 23334206, e-mail: jan.valenta@fsv.cvut.cz

Pilotové základy

Pilotové založení se značně začalo rozmáhat od 50. let 20. století a to především v lokalitách se špatnými geologickými poměry. Od té doby došlo v některých velkých městech k obměnám budov 2x až 3x. Pro každou novou budovu byly s vyššími nároky na budovy požadovány i únosnější piloty pro větší rozpony sloupů. Každá nová generace budov měla tedy i vlastní nové založení. Dnes projektanti řeší kam umístit další soubor pilot pro novou budovu a co se starými pilotami. Obrázek 1 ukazuje možnosti využití starých pilot (Chow (2003) a Butcher (2006)).



Obrázek 1 *: Varianty založení na starých pilotových základech*

Varianta 1 – Staré základy při návrhu nezohlednit.

To je pro projektanta nejjednodušší varianta. Problém může být s umístěním nových pilot, aby nedošlo ke kolizi s již existujícími pilotami. Výběr míst pro nové piloty může být také značně ovlivněn již existujícími podzemními stavbami nebo dalšími omezeními.

Varianta 2 – Staré základy odstranit a nahradit novými.

Provádí se převrtáváním původních vyztužených pilot. Je to nákladná a zároveň obtížná operace, která značně zvyšuje náklady na založení. Ukazuje se, že cena za jednu převrtávanou pilotu je 2-5x vyšší než cena za nově vyvrtanou pilotu.

Varianta 3 – Staré základy jsou použité částečně

Staré základy budou přebírat pouze část nového zatížení. Výhodou je, že projektant si může zvolit jakou část celkového zatížení budou staré základy přenášet.

Varianta 4 – Celkové využití starých základů

Tato varianta je výhodná především tam, kde zatížení od nové stavby přibližně stejné jako zatížení vyvolané původní stavbou. Uvedená varianta ušetří náklady spojené s návrhem a výstavbou nových základů a především čas nutný pro jejich realizaci. Z uvedených možností vyplývá použitelnost starých základů především tam, kde:

- Původní založení bylo pilotové

- Je nedostatek místa pro další soubor pilot, případně v místech, kde je podzemní prostor ovlivněn dalšími stavbami (tunely, hloubkové kanalizace atd.)

3. Výhody, nevýhody a rizika spojená s využitím starých základů

Investoři, kteří plánují využití daného pozemku obvykle nechtějí připustit žádná rizika, která stavbu doprovázejí. Jsou ochotni připlatit za nové založení budovy, než postavit celou budovu na „nejistých“ základech. Během procesu využití starých základů musí být tedy poskytnuty dostatečné informace o reálných možnostech využití starých základů jak projektantům, klientům, ale i pojišťovnám. Je třeba před rozhodnutím o využitelnosti ověřit především následující informace:

- Místa původních základů, jejich velikost a současný stav
- Velikost sedání a únosnost původních základů
- Důkazy, že základy budou plnit svoji funkci další životní cyklus nové budovy.

Při použití starých základů je možné při relativné malých vícenákladech ušetřit náklady spojené s výstavbou nových základových konstrukcí. Tyto aspekty zohledňuje tabulka 1.

Využití starých základů	
úspory	vícenáklady
Náklady na průzkum	Průzkum existujících základových konstrukcí
Návrh nového založení	Návrh spolupůsobení existujících a nových základových konstrukcí
Čas pro demolici starých základových konstrukcí	Přizpůsobení horní konstrukce existujícím základům (rozpony sloupů)
Čas pro výstavbu nových základových konstrukcí	Provázání (interakce) starých základů s novou konstrukcí
Likvidace vytěžené zeminy	
Čas pro neočekávané události (např. nález archeologických památek)	
Dopad stavby na životní prostředí	

Tab. 1: Úspory a vícenáklady při využití starých základů

4. Ověření stavu a únosnosti stávajících základových konstrukcí

U základových konstrukcí současných staveb nemáme obvykle mnoho informací o jejich původním návrhu a provedení. Pokud jsou k dispozici nějaké archivní zprávy o provedených základových konstrukcích, tak rovněž bývá problém do jaké míry lze informacím věřit a spolehnout se na ně. Jedinou zárukou v těchto případech může být pouze fakt, že základové konstrukce přenesly bez zjevných

poruch a výrazného sedání zatížení původní konstrukcí. Před vlastním rozhodováním o znovu použití starých základů by mělo být zjištěno:

- Statické posouzení původních základů a síly na které byla původní konstrukce navržena. Skutečné síly, které v konstrukci působily byly ale pravděpodobně mnohem nižší než vypočtené.
- Je třeba posoudit původní inženýrskogeologický průzkum. Pokud dojde s novou konstrukcí k výrazné změně napětí v podloží, tak musí být proveden průzkum nový.
- Měl by být proveden průzkum stávající budovy před demolicí, aby bylo spolehlivě prokázáno, že během užívání nedošlo k výraznému sedání nebo porušení původní konstrukce. Mělo by být přesně vypočteno zatížení od stávající budovy.

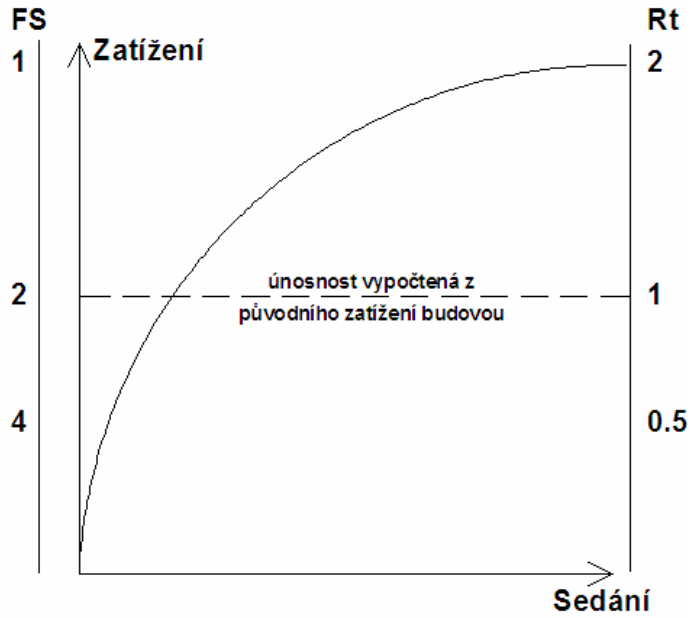
Chapman (2002) upravený v Chapman (2003) uvádí parametr užití (R), který vyjadřuje jakou část původní únosnosti pilotového základu je využito u nového založení.

$$R = \frac{síla\ na\ základ\ vyvolaná\ novou\ konstrukcí}{únosnost\ starého\ základu}$$

Parametr R není totožný se stupněm bezpečnosti (FS). Pokud je parametr R=1, tak stupeň bezpečnosti základového prvku je stejný jako při návrhu původní konstrukce. Pokud je parametr R=0.5, tak stupeň bezpečnosti základového prvku je oproti původnímu návrhu dvojnásobný. Parametr R může být určen z několika postupy:

- R_0 – je určen na základě původního návrhu (statického výpočtu)
- R_c – je určen nového statického výpočtu, který byl proveden za použití dnešních znalostí teorie
- R_t – je určen na základě sil, které na základ vyvozovala původní konstrukce
- R_p – je určen na základě výsledků zatěžovací zkoušky

V případě nedostatku doplňujících informací se při rozhodování o únosnosti starých základů jeví nejlépe parametr R_t, který je určen na základě sil, které vyvozovala původní konstrukce. Parametr R_t a příslušný stupeň bezpečnosti je ilustrativně zobrazen na obrázku 2.



Obrázek 2 *: Parametr R_t a stupeň bezpečnosti na příkladu zkoušky piloty*

Při určení únosnosti starých základů by se zároveň mělo zohlednit:

- Existující základy byly navrženy na základě teorie platné v době návrhu
- Při přepočítání únosnosti starých základů je možné použít nové (realističtější) modely a geotechnické parametry zemin.

5. Projektování základových konstrukcí s ohledem na využití dalšími generacemi

Vzhledem k nedostatku informací, které máme o starých základech při posuzování jejich využitelnosti by měli současní projektanti a prováděcí firmy připravit dostatek podkladů o nově budovaných základech pro další generace. Pro využití současně budovaných základů by mělo být uchováno především:

- Závěry z inženýrskogeologického průzkumu a výsledky laboratorních zkoušek zemin.
- Statický výpočet základových konstrukcí
- Postup výstavby a použitá mechanizace
- Dokumentace skutečného stavu včetně souřadnic, délek a průměru pilot
- Výsledky všech zatěžovacích zkoušek
- Popisy problémů při výstavbě a jejich řešení.

Měl by být vytvořen nezávislý popis a dokumentace skutečného stavu, aby následující generace projektantů mohla výsledky použít.

6. Závěr

Problematika využití starých základů bude stále více ovlivňovat proces navrhování konstrukcí a to především ve velkých městech. Vzrůstající ceny materiálů a dopravy budou stále více přispívat k využití původních základů. Dnes se dají využívat původní pilotové základy. Současná výstavba hlubokých, plošně založených staveb může být dobře využita pro další generace budov. Návrh a provádění základů musí být dnes věrohodně dokumentováno, aby následující generace mohla dnešní základy využít.

Seznam použité literatury

[1] Chapman T.J.P., Butcher A. and Fernie R. (2003) *A generalised strategy for reuse of old foundation*, Geotechnical problems with man-made and man influenced grounds, Prague

[2] Chapman T.J.P., Chow F. and Skinner H., D. (2002) *Building on Old Foundations – Sustainable Construction for Urban Regeneration,* CEWorld Conference, ASCE on-line conference

[3] Butcher A., P., Powell J., J., M. and Skinner H., D. (2006) *Reuse of Foundations for Urban Sites,* BRE Press

[4] Chow F., C. (2003) *Geotechnical aspects of tunneling, reuse of foundations and building an landfill in brownfield development,* Geotechnical problems with man-made and man influenced grounds, Prague

Příspěvek byl zpracován za podpory výzkumného záměru VZ 04 CEZ MSM 6840770005 „Udržitelná výstavba“.

MODELOVÝ PROJEKT „ZOBYTNĚNÍ A OZELENĚNÍ PĚŠÍ ZÓNY ANDĚL

Petra Žerebáková

Abstract
In the contribution is presented and described an application of theoretical knowledge of urban planning, public participation, improving public spaces and urban environment on the practical pilot project of author's dissertation work. It was solved as a multidisciplinary work and a cooperation of the project team with the municipal part of Prague 5, local stakeholders and residents. The project team was composed from PhD and master students, professors of three universities and practising architects. About 67 organisations were participated at this project. Although the project meant a really hard work for all of us it was a priceless experience.

ŽIVOT
MEZI
BUDOVAMI

Obr.1 : Logo projektu, Vymezení řešeného území, centrum MČ Praha 5, Anděl

1. Úvodem

V České republice je ještě ve velké míře tvorba veřejného prostoru v rukou urbanistů, architektů a státní správy a v zažitých zvyklostech. Pomalu však přibývají projekty s aktivní spoluprácí s místními obyvateli, iniciativami či společnostmi. Přibývá tlak na omezení automobilové dopravy a tvorbu lepších podmínek pro chodce a cyklisty ve městech. Městské správy a veřejné organizace stále častěji provádí ankety pro zjištění názorů uživatelů veřejných prostranství. O kvalitu prostředí a aktivní účast na jejím ovlivnění i ze strany obyvatelů a uživatelů zájem vzrůstá, zatím však v porovnání se západní Evropu je tato účast brána jako přítěž nikoliv zájem společnosti.

Petra Žerebáková Ing.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra architektury
Thákurova 7, 166 29 Praha 6 – Dejvice
e-mail: petra.zerebakova@fsv.cvut.cz

2. Cíl

Modelový projekt disertační práce „Život mezi budovami“, dílčí projekt „Zobytnění a ozelenění pěší zóny Anděl, Praha 5 – Smíchov“ měl být aplikací teoretických znalostí a zkušeností do praxe a zapojení praktické zkušenosti do výzkumných projektů a vzdělávacích systémů.

Cíl vlastního projektu bylo navrhnout cestu jak vytvořit bezpečný, atraktivní a zároveň udržitelný veřejný prostor s vlastní identitou a nastartovat dlouhodobou spolupráci mezi veřejnou správou, podnikateli a občany.

3. Filosofie

Veřejná správa, podnikatelé i občané mají v území pěší zóny podobné zájmy, pokud spojí své síly, mohou jich dosáhnout efektivněji a s menšími náklady. Výsledkem může být udržitelný a osobitý prostor.

Filosofie vlastního projektu – řešení v multidisciplinárním týmu specialistů, spolupráce, participace (místní komunita, občasní uživatelé, podnikatelé, veřejná správa, projektový tým) a využití praktické zkušenosti pro výzkumné a vzdělávacích instituce (ČVUT Praha, UK Praha, VŠMVV Praha, Gymnázium Špitálská Praha).

Obr.2 : Fotografie z řešeného území

4. Metodika a výstupy

Projekt byl řízen a zpracováván multidisciplinárním týmem, za podpory Městské části Praha 5, zejména radních pro oblast životní prostředí a městskou zeleň. Do projektu byli zapojováni místní občanská sdružení (Hospodáři, o.s.), firmy a podnikatelé (vč. Obchodního centra Nový Smíchov), návštěvníci a uživatelé prostoru, celkem 67 organizací, vč. projekčního teamu D3A, jež tohoto území řešil v letech 1999-2000, jako revitalizaci území po starých továrnách (např.Righofferova vagónka).

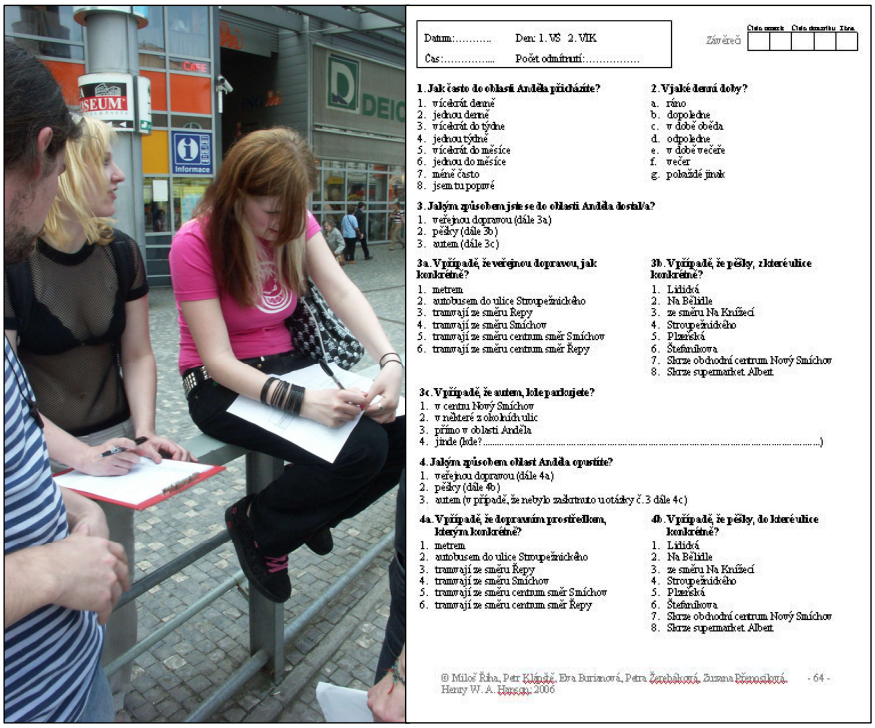
Na základě průzkumů a rozborů byly vytvořeny doporučení městské části k dílčím opatřením ve vybraných oblastí. Doporučení se týkaly změn v oblasti fyzického vzhledu prostoru, změn v oblasti politických (ve smyslu taktických) vztahů, bezpečnostních nařízení a předpisů, oblasti údržby. Jednotlivá doporučení byla prezentována grafickou formou, fotografiemi, popisem v rozsahu potřebném k pochopení smyslu a způsobu jejich implementace/zavedení. Doporučení zahrnovala obecné informace o prioritách, návaznostech, rámcových nákladech, úkolovém a časovém rozvrhu.

Rozdíl od ostatních projektů byl v aktivní participaci výše zmíněných skupin a provedení sociologických průzkumů, jež na míru sestavil vysokoškolský student sociologie, které velmi přesně definovaly přednosti, negativa a potenciál místa.

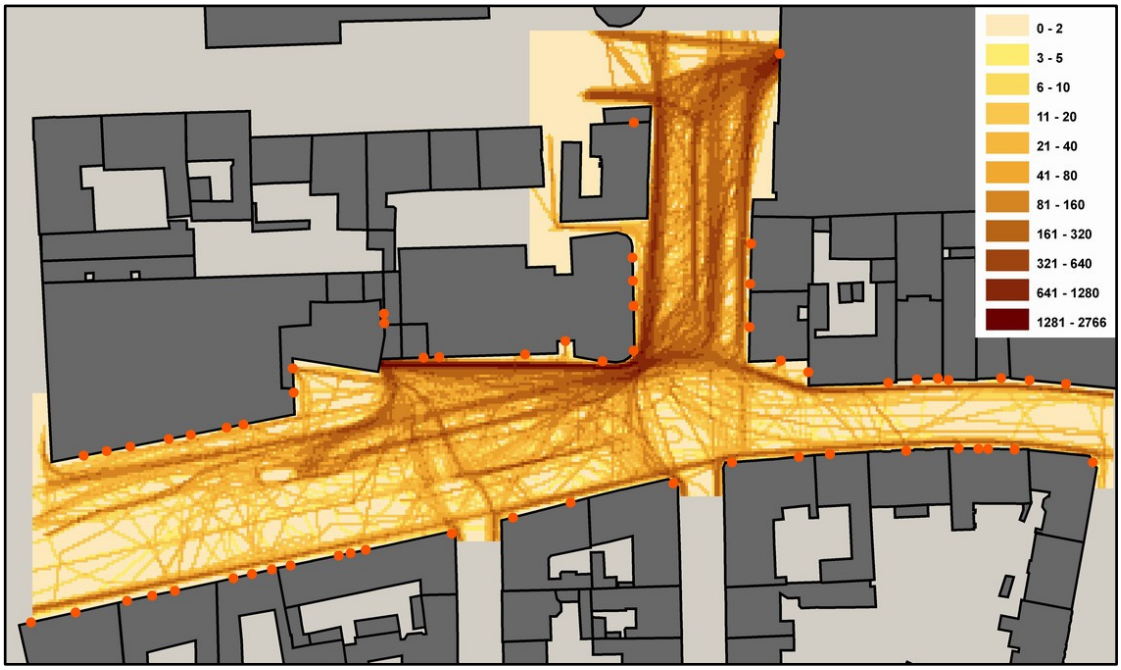
DÍLČÍ CÍLE	KROKY	VÝSTUPY
1. Získání základních informací o území	1.1.standardní shromáždění podkladů k řešenému území 1.2. analýza podkladů	1.1.1 základní přehled o správě, vlastnictví a uživatelích prostoru, o prostorovém uspořádání a jeho limitech
2. Zmapování uživatelů území, jejich chování a názorů: - identifikace „klíčových hráčů“ v území (stakeholders) (= které místní firmy jsou aktivní, vlastníci, občanská sdružení, obyvatelé a návštěvníci území) - kolik lidí, kde a kdy daným územím projde - typologie návštěvníků - jaké jsou názory návštěvníků území - jaké problémy vnímají	2.1 Kvalitativní sociologický výzkum - řízené rozhovory s místní komunitou 2.2 Kvantitativní sociologický výzkum - 1. část - pozorování aktivit a tras v území 2.3 Kvantitativní sociologický výzkum - 2. část - dotazníkové šetření	2.1.1 Informace od jednotlivých firem, společností, organizací (vlastní průzkumy, názory na problémy a přednosti území) 2.1.2 Informace o ochotě spolupráce, kontakty 2.2.1 Směrové a intenzitní mapy tras návštěvníků v území (Vytvořeno v prostředí GIS. Pěší zóna byla rozdělena na čtverce 75x75 cm, pro každý čtverec byl zaznamenán počet průchodů. Zdrojovými daty bylo 1271 tras, každá trasa měla přepočtenou váhu dle svého počátku a denní doby. 2.2.2 Časové snímky průchodu jednotlivými vstupy a celkový snímek. 2.3.1 Kvantitativní údaje o názorech a postojích uživatelů prostoru, jejich rozvrstvení a významné korelace mezi nimi. příklad: Odpovědi na otázku zjišťující názor respondentů v ohledu dostatku nebo nedostatku zeleně se statisticky významně liší podle toho, v kterou denní dobu byla tato otázka položena. Mezi 12- 14 hodinou lze vysledovat zvýšené množství odpovědí typu: „v oblasti je zeleně nedostatek“. Mezi 14-16 nastává statisticky významný pokles v množství odpovědí typu: „v oblasti Anděl je zeleně dostatek“. Je to pravděpodobně dáno rozdílnou sociální skladbou populací, které se v různé doby v oblasti Anděla vyskytují.
3. zaujmutí veřejnosti, a společností působící v dané lokalitě	3.1 veřejná setkání 3.2 dílčí setkání s aktivními účastníky projektu	3.x.x – sponzorství - informace - ochota přispět k dílčím opatřením
4. Nastartování dlouhodobé spolupráce “klíčových hráčů”	4.1 Oslovení “klíčových hráčů” 4.2 Aktivní jednání s nimi	4.2.1 Ustanovení akční veřejně prospěšné skupiny, která je zaměřena na podporu pěší zóny jako celku. Ta může být centrem setkávání účastníků, sběrem jejich názorů a spolupodílnictví na utváření tohoto území. 4.2.1 Formalizace této skupiny.
5. výměna informací, informování veřejnosti	5.x průběžné prezentace, diskuse, články v tisku, sdílení dat atd.	5.x.x - dílčí diskusní setkání - informace o projektu a v místním i odborném tisku - posterová presentace projektu (leden 2007)

6. společné řešení problémů	6.1 prezentace získaných informací a diskuse nad nimi - 1.veřejné diskusní setkání	6.1.1 Výstupy z průzkumů prezentovány na 1. veřejném setkání na radnici, dále o.s.Hospodáři, které sdružuje místní podnikatele a partnerům projektu (MČ, OC Nový Smíchov, ČVUT)
	6.2 společné hledání řešení problémů (brainstorming) - 2.veřejné diskusní setkání (prosinec 2006)	6.2.1 Problémová mapa 6.2.2 Zásobník nápadů 6.3.1 Sumarizace a zapracování výstupů z pracovních diskusí do návrhů 6.3.2 Návrh dílčích opatření v uspořádání prostoru - návrhy nového či jiného využití prostoru - návrhy nových prvků (vodních, zeleně, mobiliáře, předzahrádek..) (březen 2006)
	6.3 diskuse nad variantami řešení - 3.veřejné diskusní setkání (prosinec 2006)	6.3.3 Návrh dílčích opatření v politickém řízení prostoru - vytyčení priorit pro území - doporučení úprav v managementu území (aktivity, periodické využívání prostoru, způsob vzájemné komunikace..)
7.realizace navržených opatření	7.1 podle priorit se budou řešit navržená dílčí opatření skrze vytvořenou platformou (od r. 2007)	7.x.x např.změnou podporovaných aktivit na území pěší zóny, změnou dopravního režimu, novým uspořádáním mobiliáře, zlepšení podmínek pro umístění letních zahrádek, drobné zeleně

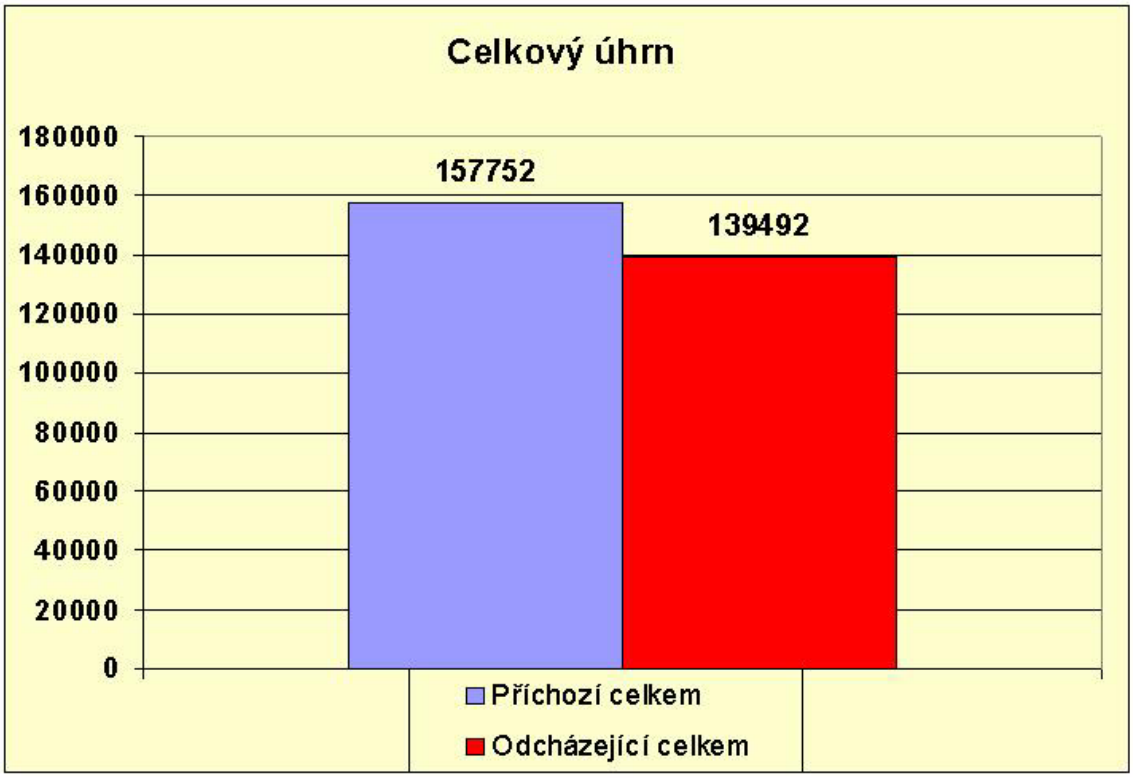
Tab. 1: Přehled dílčích cílů, způsobů jejich dosažení a výstupů



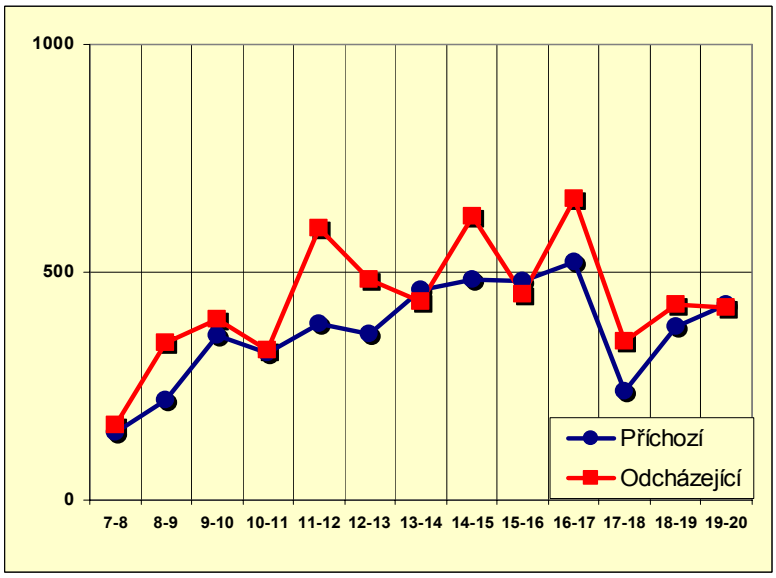
Obr. 3: Dotazníkové šetření na místě



Obr.4: Intenzita výskytu osob na pěší zóně mezi 7-20h

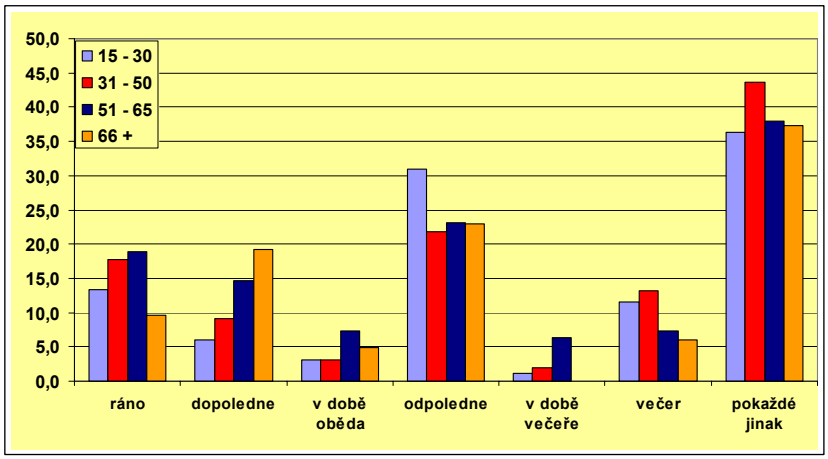


Graf č.1.: Celkový úhrn vstupujících a odcházejících; 7-20h

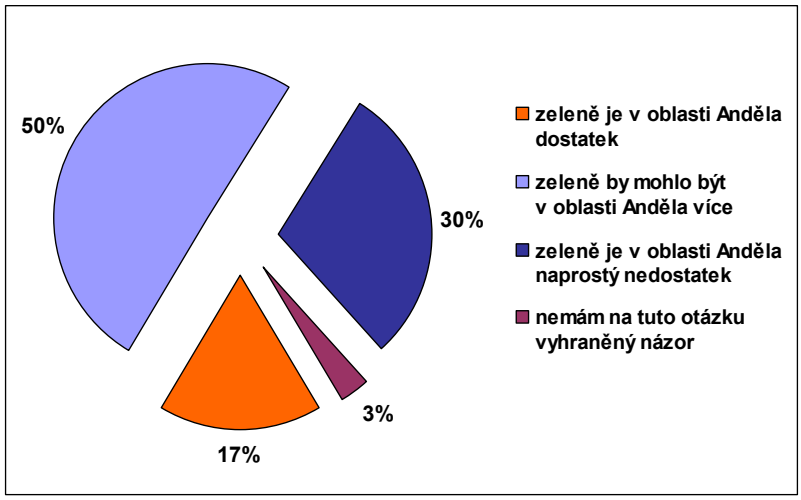


Graf č.2.: Příchozí a odcházející, ulice Lidická; časový snímek 7-20h

.



Graf č.3.: V jaké denní doby do oblasti Anděla nejčastěji přicházíte,dle věku (v %)



Graf č.4.: Názor respondentů na problematiku zeleně

Obr.5: Příklady z textové zprávy pro doporučení – SWOT analýza - příležitosti, Specifická doporučení - Image, atraktivita, pohodlí a možnosti k jejich zlepšování; Sociální rozměr (vnitřní politika, vnitřní vztahy, bezpečnost etc.)

5. Časové provedení

k.2004 - 2005	navázání spolupráce s městskou částí, definice zamýšleného projektu, vytipování lokalit k řešení (návrh ze strany MČ Praha 5), dle preferencí MČ vybrání lokality Anděl v centru Smíchova definice dlouhodobého záměru: Program pro zlepšování veřejných prostorů MČ Praha 5 „Život mezi budovami“ (inspirace názvu dle knížky Jana Gehla, viz literatura), definice projektu „Zobytnění a ozelenění pěší zóny Anděl“Praha 5 – Smíchov. Sestavení řešitelského teamu
2006 - 2007	realizace projektu
červen 2006	přípravy postupu, průzkum hráčů lokality (stakeholders), jejich oslovení, představení projektu
červenec-srpen 2006	jednání s jednotlivými hráči v území, schůzky s významnými organizacemi (banky, OCNS, Hospodáři, školy v širším území - VŠMVV Praha, o.p.s. – Santoška), pracovní schůzky s MČ
říjen 2006	dotazníkové šetření na Andělu se studenty (VŠMVV Praha , Gymnázium Špitálská Praha 9)
listopad 2006	ukončení analýz průzkumů
prosinec 2006	prezentace výsledků průzkumů partnerům projektu a významným hráčům teambuilding řešitelského týmu v Poříčí a následné nastavení pravidelných pracovních setkání týmu
leden 2007	odevzdání 1.části (průzkumová část) MČ Praha 5

	webové stránky projektu http://www.mezibudovami.cz/andel/
	1. veřejné diskusní setkání, presentace výsledků průzkumů a analýz zastupitelstvu a podnikatelským subjektům v oblasti Anděla odevzdání 1.části (průzkumová část) OCNS (partneři projektu)
	příprava 2. diskusního setkání
únor 2007	2. veřejné diskusní setkání, presentace výsledků průzkumů a analýz pro širokou veřejnost
	příprava 3.diskusního setkání
březen 2007	3. veřejné diskusní setkání, presentace návrhové části
květen 2007	odevzdání 2.části (návrhová část) MČ Praha 5

6. Finance, podpora, záštita

- Grant Městské části Praha 5 „Místo pro život a ekologické programy“ (pod vedením Prof.Ing.arch. Jaroslava Sýkory, DrSc. č.3661290 FSv ČVUT)	60.000 CZK
- jiné zdroje Městské části Praha 5	60.000 CZK
- Obchodní centrum Nový Smíchov	30.000 CZK
- Grant GA ČR 103-03-H089 - „Udržitelná výstavba a udržitelný rozvoj sídel“ (č.1331243 FSv ČVUT)	7.000 CZK
- Výzkumný záměr č.4. VZ 04 CEZ MSM 6840770005, FSv,ČVUT	bez finanční podpory
- celkem	157 000 CZK

7. Zpracovatelský tým:

Jaroslav Sýkora, Prof.ing.arch., DrSc.	architekt a pedagog FSv, ČVUT (České vysoké učení technické) Praha
Henry W.A. Hanson, arch.,	stavební architekt a zahradní architekt, pedagog FA ČVUT
Petra Žerebáková, ing.	zahradní architekt, doktorand FSv, ČVUT
Zuzana Přenosilová, Bc.,	specialista pro komunitní plánování a tvorbu zeleně, konzultantka Nadace VIA
Eva Burianová, ing.,	zahradní architekt, doktorand FA ČVUT, odborný asistent ČZU
Petr Klápště, ing.arch,	architekt, doktorand FA ČVUT
Miloš Říha,	student oboru sociologie, demografie FF a PF UK (Univerzita Karlova) Praha

a externisti:

studenti sociologie a odborní garanti VŠMVV o.p.s. Praha (Vysoká škola mezinárodních a veřejných vztahů)

studenti Gymnázia Špitálská, Praha 9 - Vršovice

8. A co bylo dál:

Zásadním předpokladem pro realizaci projektu bylo jeho prosazení v dílčích projektech v různých oblastí a odborech městské části. ačkoliv z nižších pozic, tzv.realizačních složek radnice (odbor městské zeleně, odbor dopravy) by byl zájem, problém byl na vyšších místech, kde panoval zejména v posledních dvou letech projektu nesoulad v záměrech, zejména politických a tudíž preferencí v jejich realizaci. Za dobu tohoto projektu se vystřídaly naše styčné osoby pro komunikaci s radnicí – radní pro oblast životní prostředí a městská zeleň, kteří nebyli schopni dotáhnout projekt ani do nějaké vážnější diskuse na zastupitelstvu. V zásadě byl a stále trvá problém rozhádané radnice, rozhádané vedoucí politické strany a aféry pana starosty, které nejsou správným prostředím pro realizaci takto komplexního dokumentu, který zasahuje do sfér urbanismu, architektury, sociologie i komunikace.

Co se snad podařilo, je získaná důvěra od soukromých partnerů, zejména pak Obchodního centra Nový Smíchov, k projektu i respekt odbornosti, kterou jsme zde vložili. Na základě výstupů z našeho dotazníkového šetření a veřejných diskusí snad otevřou střešní zahrady pro veřejné užívání(jak bylo i projektováno architekty z D3A), dle těchto výstupů upravili také kulturní aktivity v Centru NS, taktéž plánují přeměnu vstupní části do Centra NS. Přes naši i jejich snahu se nám nepodařilo zahájit diskuse s MČ Praha 5 o sdíleném parkování v této centrální části Smíchova (potenciál stávajících podzemních garáží), takže je vidět, že radnice nemá zájem spolupracovat ani s tak strategickým a zásadním partnerem. V současné době tedy čekáme spíše na změny vedení na radnici a snad v případě příznivé situace jsem nakloněna k obnovení diskuse nad realizací projektu a pokračování nastaveného programu Život mezi budovami“.

Hlavní specifika projektu	Nejpřínosnější je samotný postup poznávání řešeného území skrze sociologický výzkum. Získali jsme zcela jiný obraz o lokalitě a fungování života v něm než ze standardně prováděných průzkumů a rozborů. Nahlížíme do vzájemných vztahů jednotlivých činností správců, provozovatelů a uživatelů a i do jejich (ne)komunikace. Ukazují se nejpalčivější problémy k řešení, které výrazně ovlivní řešení projektu.
Financování	Projekt byl financován z převážné části Městskou částí Praha 5 v menší míře jej doplnily prostředky z výzkumného grantu GAČR 103-03-H089 a od Obchodního centra Nový Smíchov.
Participace	V českém prostředí ještě stále není běžné aktivní zapojení veřejné správy a ani společností v místě působící do projektu. Oslovení účastníci preferují spíše pasivní účast (otázky a odpovědi) než aktivní (sponzorství, podněty, spoluúčast na řešení problémů)
Propojení institucí	Zapojení vzdělávacích institucí a využití tohoto projektu ve výzkumné činnosti je přijímáno velmi pozitivně (zapojení studentů, doktorandů a profesorů škol, presentace projektu a publikace o něm na odborných setkání)

9. Aplikace zkušeností:

Projekt byl prezentován na mnoha odborných setkáních, diskusích a byl vždy velmi kladně ohodnocován. Přestože ze strany realizačního týmu bylo silně podhodnoceno jak finanční zázemí tak ono zapojení radnice, ač si projekt objednala, je hodnocen všemi z řešitelského týmu jako velmi cenná zkušenost. Propojení akademického a praktického prostředí a multioborové složení týmu nám dávalo mnohem větší možnosti k metodice řešení, časové realizaci projektu i vlastní formě výstupů. Taktéž v mnoha případech nám otvíralo další dveře ke spolupráci s hráči tohoto území.

Vlastní aplikace zkušeností probíhala vlastně již za chodu projektu a probíhá neustále v naší denní soukromé praxi, kdy se snažíme předejít některým věcem, které jsou pro úspěšný průběh a realizaci podobných projektů zásadní. Od finančního zajištění, časového rozvržení až po metodické pojetí projektu.

Zásadní podmínkou pro úspěšnou realizaci projektu je trvalý a pevný zájem a spolupráce investora projektu. Bez toho je projekt pouze teoretická akce, jež nezískává důvěru od účastníků projektu ani potencionálních partnerů do budoucna, samozřejmě tedy ani důvěru veřejnosti, která pro příští participační projekty nebude nakloněná, spíše skeptická.

Významným článkem je také jasná a jednotná prezentace projektu a jeho cílů pro veřejnost i pro investora, na jejíž základě jsou zřejmé nutné investice, časové etapizace a možnosti/nutnosti případného zapojení do realizace projektu. Dalším bodem je dostatečná avšak nenásilná a srozumitelná osvěta, osvětlení metody projektu na praktických příkladech, již realizovaných projektech či skrze praktické „komunitní plánování“, kdy se účastníci setkáních přímo účastní aktivně na jeho realizaci (práce ve skupinách, diskuse mezi sebou, prezentace své práce ostatním atd.). Vlastní účast může mít i formu výpomoci – poskytnutí svých služeb, prostor, pracovníků..všechno toto jsme během projektu měli v menší či větší míře k dispozici.

Bohužel aplikace zkušeností může být pouze na přípravnou část a ne na realizační, případně post-realizační, kde jsme si chtěli průzkumem mezi uživateli nově upravených prostorů, s novým režimem, ověřit funkčnost návrhů i metodiky.

10. Reference:

- PUBLIC SPACES – PUBLIC LIFE: Copenhagen 2006, International conference and study tour: 28 – 30.9. 2006, at the Royal Danish Academy of Fine Arts, Copenhagen. http://www.karch.dk/english/research/centre/cpsr/conferences.html
- GEHL, Jan; GEMZØE, Lars; KIRKNÆS, Sia; SØNDERGAARD STENHAGEN Britt: New City Life, 2006, ISBN 87-7407-365-6
- GEHL, Jan; GEMZØE, Lars: Public space public life, 2003, ISBN 87 7407 305 2
- GEHL, Jan: Život mezi budovami, Nadace Partnerství, Brno, 2000
- CPSR: Centre for Public Space Research http://www.karch.dk/english/research/centre/cpsr/frame.html
- CITY OF COPENHAGEN; Copenhagen Urban Space Action Plan, The technical and Environmental Administration 2006, www.vejpark.kk.dk

Děkuji za podporu při tomto projektu Výzkumnému záměru VZ 04 CEZ MSM 6840770005 Udržitelná výstavba a samozřejmě celému řešitelskému týmu.

STŘECHY S VEGETAČNÍ ÚPRAVOU

Eva Hlavová Gazdová

Abstract
This article describes basic functions of "green" roofs. In addition to its economic and aesthetical function there is mentioned the environmental contribution in the first place. The emphasis is laid on correct layer string and on the choice of suitable materials.

1. Úvod

Rozšíření střešních a terasových zahrad může přispět ke zmírnění nepříznivého vývoje životního prostředí. Architektonické studie se zabývají nejrůznějšími návrhy tzv. ekologických domů s terasami plnými zeleně a stromů, ale i saunami, bazény, dětskými hřišti apod. Mizející plochy zeleně, které bývají vystřídány betonem a asfaltem, se mohou nahradit zelení na střechách. Sníží se tím prašnost a hlučnost prostředí.

Ve vegetačním souvrství ozeleněných ploch se zadržuje určitá část (třetina až polovina) přirozených vodních srážek, které stékají se střech nekrytých vegetací bez užitku do kanalizace. Pozvolným odpařováním se zvlhčuje ovzduší v okolí ozeleněných střech a zlepšuje mikroklima.

Zeleň filtruje ve vzduchu částečky prachu a nečistot, absorbuje škodlivé plynné částečky a aerosoly. Ty se zachytávají na povrchu listů, z nichž je smyje déšť, nebo se dostanou do země se spadanými listy. Zeleň na plochých střechách se podílí i na zlepšování vlastností městského prostředí, a to obohacováním vzduchu kyslíkem a vázáním oxidu uhličitého. Plocha 25 m^2 listnaté zeleně vyprodukuje za den tolik kyslíku, kolik spotřebuje člověk za stejný čas na dýchání.

Zelené střechy jsou přirozeným prostředím pro pobyt hmyzu a ptáků, přirozenou lokalitou vzácných druhů rostlin, což je obojí žádoucí prvek ekologizace obytného prostředí.

Ozeleněné střechy nesporně obohacují životní prostředí ve městech svoji vysokou estetickou hodnotou. Ozelenění umožňuje vytvářet okrasnou zahradu využitelnou pro pobyt v upraveném harmonizujícím prostředí, přibližuje přirozené, esteticky přijatelné a potřebné přírodní prvky do bezprostředního kontaktu s byty a lidmi, kteří tam žijí a pracují.

Další část textu je věnována především popisu hlavních vrstev skladby střech a používaných materiálů.

2. Spádové vrstvy

Není-li nosnou konstrukcí střešního pláště vytvořen dostatečný spád, můžeme požadovaných sklonů hydroizolačního povlaku u plochých střech vytvořit samostatnou spádovou vrstvou, nejlépe umístěnou přímo na nosnou konstrukci, nebo použitím tepelných izolací ve formě spádových klínů [1].

Spádovou vrstvu navrhujeme z materiálu, který má nízký součinitel prostupu tepla, čímž je možno odlehčit tepelně izolační vrstvě, nebo přispět k celkově lepší tepelně izolační schopnosti střechy. Na spádové vrstvy se navrhují převážně lehké betony nebo betony s lehkým kamenivem.

Eva Hlavová Gazdová, Ing.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra technologie staveb
Thákurova 7, 166 29 Praha 6 – Dejvice
tel.: 224 353 981, fax.: 224 354 592, e-mail: eva.gazdova@fsv.cvut.cz

3. Expanzní vrstva

Expanzní vrstva vyrovnává rozdílné tlaky vodní páry ve vrstvách střešního pláště. Snižuje přetlak vodní páry, vzniklé prudkým odpařením zabudované vlhkosti osluněné střechy. Tento jev je častější zejména pod hydroizolační vrstvou s vysokým difúzním odporem především u asfaltových pásů. Expanzní vrstva navržená pod hydroizolačním souvrstvím v jednoplášťové střeše zamezuje poškození krytiny, ke kterému může dojít vlivem vlhkosti či vlivem rozdílných objemových změn mezi podkladem a krytinou. Pro správnou funkci expanzní vrstvy je třeba, aby byla tato vrstva napojena na vnější ovzduší [2].

4. Parotěsná vrstva

Parozábrany musí odpovídat současným platným normám a podmínkám stavebního povolení a výrobkovým listům. Údaje o faktoru difúzního odporu materiálu μ se zjistí podle ČSN 73 0540, případně podle údajů výrobce, získaných měřením podle platných ČSN. Při návrhu a výpočtovém ověření je nutné uvažovat faktor difúzního odporu celé vrstvy a zohlednit difúzní propustnost spár. Tolerance při výrobě parozábran nesmí mít negativní účinek na udanou hodnotu r_d. Parozábrany s vnitřní kovovou vložkou nebo z kovových folií jsou v ploše prakticky parotěsné, jejich difúzní propustnost je dána parotěsností spár.

Musí být zaručena trvanlivost spojení jednotlivých pruhů parozábrany ve spojích či švech, u prostupů a napojení na navazující konstrukce [3].

5. Tepelně izolační vrstva

Tepelně izolační vrstvu navrhujeme do skladeb střech vytvářených nad vnitřním prostředím budov a k ochraně konstrukcí před nepříznivým působením teploty. Materiály tepelných izolací pro střechy s vegetační úpravou by měli mít omezenou schopnost přijímat vodu a vlhkost, a musí trvale odolávat zatížení, kterému jsou ve skladbě vystaveny.

V případě střech s vegetační úpravou určených k pobytu osob se využívá střecha s obráceným pořadím vrstev. Hlavním problémem je u těchto skladeb zaprvé volba tepelné izolace, která by byla schopna trvale odolávat vnějším klimatickým podmínkám. Dosud trh nabízí varianty extrudovaného a expandovaného stabilizovaného samozhášlivého polystyrenu o vyšší objemové hmotnosti a pěnové sklo, pro střechy pohledové se mohou použít desky z tužených minerálních vláken. Pro střechy s obráceným pořadím vrstev je nejvíce používaný extrudovaný polystyrén, který vzniká vypěněním při vysokém tlaku, čímž vzniká uzavřená buněčná struktura a tím i velmi nízká nasákavost tohoto materiálu a pěnové sklo. Dnes je vyráběn a dodáván množstvím firem v ČR.

6. Hydroizolační vrstva

Základem skladby střechy s vegetační úpravou je dobrá hydroizolační vrstva s odolností proti prorůstání kořenů rostlin do hydroizolace. Ta je jedním z důležitých požadavků spolehlivé funkce celého souvrství střešního pláště, i když se zdánlivě díky vrstvám umístěným nad hydroizolační vrstvou zmenšují požadavky na mechanické vlastnosti a ochranu hydroizolační krytiny. Tato vlastnost se zkouší podle metod německých norem DIN a metodiky společnosti FLL (Forschungsgesellschaft

Landschaftsentwicklung Landschafnetsbau e.V.) V rámci tvorby společných evropských norem vzniká norma prEN 13948 „Flexible sheets for waterproofing - Bitumen, plastic and rubber sheets for roof waterproofing - Determination of resistance to root penetration“. Výrobci hydroizolačních pásů a fólií z důvodu očekávání nového platného celoevropského předpisu nyní nezavádějí nové zkoušky podle FLL. Dokončení a schválení evropské normy prEN 13948 však nelze v nejbližší době očekávat. Proto zatím jediný spolehlivý atest je právě podle předpisu společnosti FLL v Německu. Také zavedené materiály na českém trhu disponují pouze tímto atestem [4].

Odolnost proti prorůstání kořenů je obvykle i se specifikací způsobu zamezení prorůstání kořenů uvedena v technických parametrech jednotlivých hydroizolačních asfaltových, plastových nebo jiných pásů. Jsou zkoušeny nejen fólie samotné, ale i spoje, včetně T-spojů. Aby se dosáhlo požadovaného efektu, musí být spoje provedeny ve vysoké kvalitě, např. svařováním nebo lepením. Hydroizolační vrstva s charakterem ochrany proti prorůstání kořenů musí být celistvá nejen okolo průniků, ale musí být ve všech případech vytažena nad úroveň vegetační vrstvy.

Pokud střešní krytina nemá atest proti prorůstání kořenů, je ji třeba vždy ochránit vrstvou s tímto atestem. Používá se pak tedy tzv. ochranná vrstva z odolného materiálu. Základní otázkou v řešení hydroizolací je tedy použitý materiál a řešení zejména v místech přeložení. Jako vodotěsná izolace se používají prakticky všechny stávající materiálové možnosti povlakových krytin [5].

7. Drenážní vrstva

Tato vrstva je společně s hydroizolační vrstvou nejdůležitější část celého systému. Jejím úkolem je zadržet co největší množství srážkové vody v drenáži a zároveň přebytečnou vodu odvést do akumulační vrstvy a přes filtrační vrstvu na vrstvu hydroizolace a dále do kanalizačního systému. Musí zajistit rozvedení vody po celé ploše ochranné a akumulační vrstvy a zároveň možnost výparu vlhkosti z ochranné a akumulační vrstvy do substrátu.

Pro zajištění těchto schopností vegetačního skladby střechy je potřeba drenážní a akumulační vrstva se schopností zachytit 10 – 27 l vody/m^2. Toto množství vody stačí extenzivním střechám k dlouhodobému a bezproblémovému růstu a u střech intenzivních ušetří náklady na vybudování komplikovaných zavlažovacích systémů a vodu.

Drenážní vrstva byla dříve prováděna pouze z nasypaného drenážního kameniva, které mělo pouze funkci drenážní. Akumulace srážkové vody buď zcela chyběla, což vedlo k nutnosti projektovat náročné zavlažovací systémy a bylo třeba počítat se zvýšenou spotřebou vody na umělé zalévání nebo byla zajištěna dalšími samostatnými vrstvami například nasákavými deskami z minerálních vláken nebo vrstvou rašeliny.

Pro drenážní vrstvu se nejčastěji používá drobný štěrk nebo keramzit. Rozdělení velikosti zrn a rozložení póru v drenážní vrstvě je v tomto případě řízené. Objem materiálů drenážní vrstvy musí umožňovat akumulaci vody ve středně velkých pórech a odvedení vody přes větší póry. Rozmístění zrn v drenážní vrstvě musí spolehlivě odvést vodu z vegetační vrstvy bez lokálních a plošných přebytků. Tloušťka drenážní vrstvy závisí na druhu vegetace, druhu použitého materiálu, způsobu zhotovení a spádových poměrech. Úprava horního povrchu drenážní vrstvy má být vodorovná po celé ploše.

Další systémy umožňují částečné zadržení vody v drenážní vrstvě, odkud pak vzlíná a je k dispozici vegetaci v období bez srážek. Jde tedy o spojení drenážní

vrstvy a akumulace srážkové vody. V tomto případě se střešní vpusť umísťuje přepadem o několik centimetrů výše (regulovatelný stav) tak, aby část vody, která vtekla do drenážní vrstvy, nemohla v plném rozsahu odtéci do kanalizace. Používají se drenážní desky z polystyrénu, drenážní prefabrikáty z plastů a další typy.

Nopové fólie jsou určeny pro ochranu konstrukcí proti vlhkosti, radonu, mechanickému narušení apod. Nopové fólie jsou mechanicky vysoce zatížitelné folie z polyuretanu či neměkčeného PVC či speciálního polyetylenu s vysokou molekulární hustotou a s vytvarovanými nopy. Systém kontroluje a podle potřeby usměrňuje pohyb vlhkosti v konstrukci a zároveň chrání před vlhkostí všechny nasákavé materiály. Systém nopové fólie vytváří vzduchovou mezeru, která absorbuje vlhkost a zároveň ji vhodným způsobem odvádí. K tomu napomáhají vzduchové kanálky vytvořené nopy, které slouží jako drenážní vrstva a nárazník při mechanickém zatížení.

Pro ozeleňování plochých střech byly vyvinuty drenážní fólie s funkcí jak rychlého odvodu přebytečné vody, tak s částečnou akumulací vody pro přežití rostli v období sucha. Vrchní část bývá prořezávána pro dokonalejší odvod přebytečné vody, zabránění přemokření. Odvodňovací schopnost je až 5,5 [l/s]. Součástí některých fólií je separační geotextilní vrstva.

V nabídce některých systémů jsou drenážní a akumulační profilované desky z recyklovaného polyetylenu vhodné pro extenzivní zeleň z pěnového polystyrenu a z extrudovaného polystyrenu, desky z recyklovaného polyesteru a tvrdé pěny vhodné pro extenzivní i intenzivní zeleň a desky z recyklovaného kaučuku. Různost rozměrů je z důvodu potřeby zadržet různé množství vody a materiálová různost je z důvodu odlišného použití jednotlivých materiálových variant.

Drenážní a akumulační vrstvy z polyetylénu se používají do sklonu střechy 8^{o}, z pěnového polystyrenu jsou určeny pro střechy do sklonu 45^{o}, z extrudovaných polystyrenů pro dodatečné zateplení plochých i šikmých střech se zachováním funkce drenážní a akumulační a konečně kaučukové drenážní vrstvy snesou i velká zatížení od nákladních automobilů.

Zvlášť může být součástí systému akumulační a ochranná rohož, která musí splňovat dva důležité požadavky, a to chránit spodní vrstvy proti mechanickému poškození a zadržovat určité množství vody, která se zpětně dostává difúzí do substrátu a ke kořenům rostlin. V tomto druhu materiálu nabízí firmy opět několik druhů ochranných a akumulačních rohoží, lišících se množstvím zadržené vody a odolností proti zatížení a mechanickému poškození.

8. Filtrační vrstva

Filtrační vrstva odděluje substrát a drenážní vrstvu a tím tedy brání propadání zeminy do drenážní vrstvy. Plní úlohu filtru, tj. chrání vrstvu proti usazování a zanášení drenážní vrstvy jemnými částicemi vymývanými závlahami nebo vodními srážkami z půdní vrstvy. Musí mít takovou strukturu, která by umožňovala nejen působení tlaku vody účinkem kapilárních sil shora dolů, ale i v opačném směru.

Používaným materiálem jsou polyesterová tkaná rouna o hmotnosti 150 – 200 g/m^2 nebo jiné většinou polypropylenové filtrační textilie, jejíž plošná hmotnost se liší v závislosti na zatížení, a to od 40 g/m^2 až do 300 g/m^2. Netkané syntetické geotextilie o minimální plošné hmotnosti 300 g/m^2 pro filtrační vrstvy. Při použití velkozrnných materiálů pro drenážní vrstvu se dále doporučuje používat rouno s větší tloušťkou, protože počáteční zatížení při položení drenážní vrstvy je značně vysoké. Vhodným materiálem pro filtrační vrstvu jsou rohože z minerální, např. čedičové plsti, doporu-

čuje se používat geotextilie, které se pokládají s přesahem nad úrovní drenážní vrstvy.

Při zhotovení filtrační vrstvy nad drenážní vrstvou, ve které se akumuluje voda, musí být filtrační vrstva položená v takové výšce, aby nemohla přijít do styku s hladinou zadržované vody. Při použití filtračních tkanin se musí překrývat okraj jednotlivých pásů a okraje střechy a ve střešních přístupech se musí filtrační vrstva vytáhnout až po horní okraj vegetační vrstvy. U sklonu od 5% stačí jednovrstevná konstrukce.

9. Separační vrstva

Separační textilie jsou v tomto případě používány z anorganických nenasákavých a vlhkostí nedestruujících materiálů, tj. z polyesterových nebo polypropylénových vláken. Ve speciálních případech je vhodné použít separační textilie nehořlavé ze sklených vláken nebo odolné proti prorůstání kořínků vegetace. Této úpravy se dosahuje inhibitory růstu.

Pro separační vrstvu, která odděluje fólii od polystyrenu, postačuje hmotnost 200 $gr.m^{-2}$. Jejich spojování se provádí horkým vzduchem, přičemž přesah pásů musí být alespoň 100 mm. Je proto vhodné používat polypropylenové syntetické geotextilie.

10. Vegetační vrstva

Substrát je nosnou vrstvou pro vegetaci. Je vrstvou, do které se sázejí a vysévají rostliny nebo se opatřuje kobercem s předpěstovanou vegetací. Rostliny v ní zakořeňují a rozrůstají se po povrchu. V závislosti na typu střešní zeleně je snaha volit skladbu půdních substrátů tak, aby vytvářely co možná nejpřirozenější podmínky pro růst rostlin. Specifičnost intenzivní a extenzivní ozeleněné střechy právě pěstební substrát velice dobře charakterizuje.

Substrát určený pro extenzivní zeleň nesmí obsahovat mnoho humusu. Pro intenzivní střešní zeleň lze použít dobrou ornici nebo kompostu. V zahraničí se lze setkat se dvěma základními směry v náhledu na složení půdy pro intenzivní zeleň. Zemina, v níž převládá minerální složka a humusovitá složka je v menšině nebo převládá humusovitá složka, např. rašelina a kompostovaná borka, menšinovým přídavkem je keramzit.

Substrát musí být odolný proti mechanickému a biologickému rozkladu a nasákavý pro vodu a živiny. Na našem trhu je dostupná celá řada substrátů z různých materiálů, je však třeba zdůraznit, že pro zelené střechy se nehodí ornice ani zahradní zemina, protože se z nich vyplavují jemné částice do spodních vrstev střechy a způsobují pak vznik neprodyšného filmu na filtrovací tkanině. Struktura zeminy má být dlouhodobě stabilní, nemá obsahovat semena a oddenky plevelných rostlin, má mít dostatečnou savost pro srážkovou vodu, a zároveň propustnost, aby se při deštích nerozbahňovala, a má být přirozeně vzdušná. Zemina pro extenzivní střešní zeleň má zcela specifický charakter a posuzuje se podle řady kritérií [11].

Pravidlem je, že se substrát překrývá drtí, různými typy drátěných pletiv, rohoží nebo sítí z plastů. Nutnost stabilizace vyplývá z možnosti poškození povrchu vegetační vrstvy účinkem větru. Preventivně ochranné opatření dočasný i trvalý účinek. Dočasnost je možné stanovit od počátku výsadby rostlin do jejich prokořenění do zemního substrátu. Na střechách s převýšením nad terénem je nutné chránit vege-

tační vrstvu trvale. Základem pro toto tvrzení je norma ČSN 73 0035, která v oddílech a článcích jasně specifikuje účinky sání větru na ploché střeše [9].

V závislosti na náročnosti vysazovaných rostlin je třeba navrhnout potřebnou tloušťku a bohatost substrátu. Substrát se vždy skládá z minerálních složek a humusu. Minerální části zajišťují kromě zadržení určitého množství vody i možnost dobrého provzdušnění substrátu. Část tvořená humusem slouží k samotné výživě rostlin. Substráty určené pro jednotlivé druhy extenzivní či intenzivní zeleně se vzájemně liší poměrem mezi minerální a humusovou částí substrátu. Pro nejjednodušší ozelenění s tloušťkou substrátu do 80 mm je obsah humusu v substrátu cca 20 %, zatímco u nejnáročnější zeleně (např. stromy či anglický trávník) se obsah humusu v substrátu zvýší až na 70 %.

Pro pohledovou zelenou střechu a tam, kde je špatný přístup a počítáme s minimální údržbou, jsou ideálním řešením alpinky, vřesy a mechy, které se budou spontánně rozrůstat a nebudou vyžadovat žádnou speciální péči. Pro jejich pěstování postačují pouze dva až tři centimetry substrátu. V substrátu o osmi až patnácti centimetrech se bez problémů a dalšího ošetřování udrží a přirozeným vysemeněním obnovuje kostřava, koniklec, divizna nebo šalvěj. Substrát o čtyřiceti centimetrech umožňuje pěstovat nižší keře. Stromy a větší keře potřebují šedesát centimetrů výšky substrátu a v tomto případě se už o ně musíme starat jako o rostliny na běžné zahradě. Výška země však nemusí být na celé střeše stejná, záleží na způsobu osázení, druhu rostlin a celkové architektuře návrhu [10].

Odvodnění je tvořeno u střech s vegetační úpravou z velké části drenážní vrstvou se substrátem. Jako u plochých střech bez vegetační úpravy, tak i u střech s touto úpravou je dále řešeno konstrukcí střechy, v případě plochých střech pak s odvodněním do objektu a kanalizace již v příslušných projektech. Při vnějším odvodnění se navrhují okapy jako u střech šikmých.

11. Poděkování

Tento příspěvek vznikl s podporou Výzkumného záměru VZ 04 CEZ MSM 6840770005 Udržitelná výstavba.

12. Seznam použité literatury

[1] Novotný, M., Misar I.: Ploché střechy, Praha, Grada, 2003
[2] Hanzalová, L., Šilarová, Š. a kol.: Ploché střechy, Praha, ČKAIT, 2005
[3] Cech klempířů, pokrývačů a tesařů, Pravidla pro navrhování a provádění střech, ČR, 2000
[4] Svoboda, L., Tobolka, Z.: Stavební izolace, Praha, ČKAIT 1997
[5] Novotný, M., Keim L., Svoboda, Z.: Tepelné izolace a stavební tepelná technika, Praha, ARCH, 1994
[6] Fatrafol – www.fatrafol.cz
[7] Sarnafil – www.sarnafil.cz
[8] Dektrade – www.dektrade.cz
[9] Botan, A., Koutský, K.: Zelené střechy, časopis Stavební obzor, 1994
[10] Kupilík, V.: Střechy, Praha, Stavební informační agentura, 1997
[11] Kutnar, Z.: Vegetační střechy a střešní zahrady. Skladby a detaily.
[12] Zinco - www.zinco.de

NOVÁ METODIKA PRO PŘESNĚJŠÍ STANOVENÍ SOUČINITELE DIFÚZE RADONU

Martin Jiránek, Zbyněk Svoboda

Abstract

The following paper is focused on the numerical modelling of the transient radon diffusion through radon-proof membranes during the measurement of their radon diffusion coefficient. The major aim of such numerical modelling is the increase of accuracy of radon diffusion coefficients derived from the measured data sets. Existing, commonly used calculation procedures have several drawbacks such as the assumption of linear increase of radon concentrations on both sides of the membrane and the assumption of steady-state conditions at the end of the measurement. Such suppositions cannot be frequently met and subsequently the derived radon diffusion coefficients show more or less serious errors. On the other hand, the complex "transient" numerical model is able to calculate the radon diffusion coefficient with sufficient accuracy from almost any data set – even from a short-time measurement with non-linear course of results. The following paper presents governing equations for the simulation model together with a brief description of algorithms incorporated in the newly developed software package which can be used for the assessment of the radon diffusion coefficient from any data set. An example of the determination of the radon diffusion coefficient from the measured data is presented in the end of the paper.

1. Úvodem

Součinitel difúze radonu je základním parametrem popisujícím účinnost protiradonových izolací. I když existuje více metodik pro jeho určení [1-5], u všech lze nalézt shodný princip: vzorek izolace se umístí mezi dvě plynotěsné nádoby, přičemž spodní nádoba je napojena na zdroj radonu, který skrze izolaci difunduje do horní nádoby. Naměřené koncentrace radonu v obou nádobách pak následně slouží jako zdroj dat pro matematické odvození hodnoty součinitele difúze radonu.

Stávající metodiky mají řadu problémů, a to jak v měřící fázi, tak ve finální fázi matematického zpracování naměřených dat. Nejisté je již to, jak vysoká musí být pro určitou izolaci koncentrace radonu v dolní nádobě, aby byla koncentrace radonu v horní nádobě dobře měřitelná. Potíže provází i určení minimálního množství času potřebného k dosažení ustáleného šíření radonu izolací – což je předpoklad, z něhož vycházejí při následném výpočtu některé metodiky. Samotný výpočet součinitele difúze z naměřených údajů může být zatížen významnými chybami způsobenými tím, že se použije některý z jednoduchých numerických postupů mimo rámec své platnosti. Důsledkem uvedených problémů může být i významné přecenění vlastností protiradonové izolace.

Velmi důležité je proto vytvoření obecného numerického modelu pro přesnější stanovení součinitele difúze radonu – tedy modelu univerzálního, bez diskutovaných problémů. Takový model může být použit jak k obecným analýzám nestacionární difúze radonu izolací, tak k přesnějšímu výpočtu součinitele difúze radonu z naměřených údajů. Jeho hlavní výhodou je možnost použít pro numerické zpracování jakákoli naměřená data – nikoli tedy jen data z ustáleného stavu měření

Martin Jiránek, doc. Ing., CSc.+ Zbyněk Svoboda, doc. Dr. Ing.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra konstrukcí pozemních staveb
Thákurova 7, 166 29 Praha 6 – Dejvice
tel.: 224 355 402, 224 354 806, e-mail: jiranek@fsv.cvut.cz, svobodaz@fsv..cvut.cz

či z vybraného úseku charakteristického např. lineárním nárůstem koncentrace radonu v horní nádobě. Podobný univerzální model musí být založen na numerickém řešení parciální diferenciální rovnice nestacionárního šíření radonu doplněné o modely procesů v obou nádobách měřícího zařízení.

2. Řídící rovnice

Základní řídící rovnicí prezentovaného universálního výpočetního modelu je standardní rovnice pro 1D nestacionární šíření radonu obecným materiálem:

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(D\frac{\partial C}{\partial x}\right)-\lambda\cdot C=\frac{\partial C}{\partial t}\,, \tag{1}$$

kde D je součinitel difúze radonu v m^2/s, C je koncentrace radonu v Bq/m^3, λ je rozpadová konstanta radonu ($2{,}1\cdot10^{-6}$ 1/s) a t je čas v s. Počáteční podmínka pro rovnici (1) se uvažuje v čase $t_0 = 0$ s jako

$$C = C_0 = 0\,, \tag{2}$$

protože se předpokládá, že izolace je v čase 0 s právě upevněna do měřícího zařízení. Okrajová podmínka pro rovnici (1) se uvažuje ve tvaru

$$-D\frac{\partial C}{\partial x}=h\cdot\left(C_s-C_a\right), \tag{3}$$

kde h je součinitel přestupu radonu v m/s, C_s je koncentrace radonu na horním/spodním povrchu měřeného vzorku v Bq/m^3 a C_a je koncentrace radonu v příslušné nádobě měřícího zařízení v Bq/m^3.

Pro koncentraci C_a se předpokládá, že se jedná buď o známou koncentraci v dolní nádobě

$$C_a = C_{sc}\,, \tag{4}$$

nebo o zpočátku neznámou koncentraci radonu v horní nádobě, kterou je nutné vypočítat pro časový krok *(i)* s použitím hodnot pro předchozí krok *(i-1)* z rovnice

$$C_a = C_{rc,i} = C_{rc,i-1}\cdot e^{-(\lambda+n)\cdot\Delta t}+\frac{E_{i-1}\cdot A}{V.(\lambda+n)}\cdot\left(1-e^{-(\lambda+n)\cdot\Delta t}\right), \tag{5}$$

kde n je násobnost výměny vzduchu v horní nádobě v 1/s, Δt je časový rozdíl mezi krokem *(i)* a *(i-1)* v s, A je plocha vzorku v m^2, V je objem horní nádoby v m^3 a E je exhalace radonu ze vzorku do horní nádoby v $Bq/(m^2.s)$, kterou lze stanovit pro časový krok *(i-1)* jako

$$E_{i-1} = h\cdot\left(C_{src,i-1}-C_{rc,i-1}\right), \tag{6}$$

kde C_{src} je koncentrace radonu na horním povrchu vzorku v Bq/m^3. Hodnota $C_{rc,0}$ je přitom známá počáteční hodnota (obvykle blízká 0 Bq/m^3).

Numerické řešení rovnice (1) s podmínkami (2) a (3) bylo získáno metodou konečných prvků (Galerkinovým postupem). Postup odvození obecné rovnice MKP nepřináší v tomto případě žádné zásadní problémy a může být nalezen např. v [6].

3. Vytvořený software

Z výše uvedených rovnic a jejich numerického řešení vychází vytvořený program IterRn [7], který používá jako základní vstupní údaje naměřené koncentrace radonu v obou nádobách měřícího zařízení.

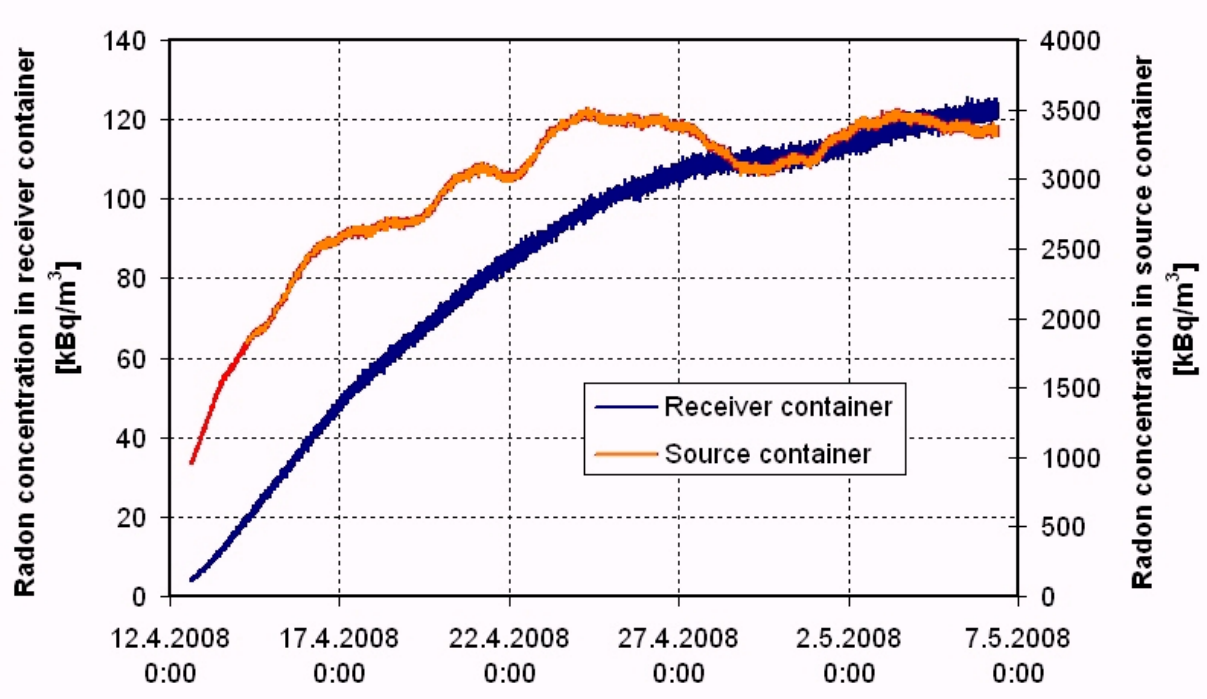
Výpočet probíhá iteračně. Na začátku výpočtu specifikuje uživatel předpokládaný rozsah hodnot součinitele difúze radonu (dolní a horní limit) a krok

výpočtu (obvykle zhruba 1/10 až 1/20 rozsahu). Poté program numericky modeluje nestacionární šíření radonu izolací metodou popsanou výše. V prvním kroku se uvažuje součinitel difúze jako zadaná spodní mez. Vypočtené časově závislé hodnoty koncentrace radonu v horní nádobě jsou následně porovnány s naměřenými hodnotami a rozdíly mezi oběma soubory dat jsou uloženy do paměti počítače. V dalších iteračních krocích je celý výpočet opakován pro postupně rostoucí součinitel difúze radonu až do dosažení jeho zvolené horní meze.

Konečný součinitel difúze radonu je pak ta hodnota, pro kterou jsou rozdíly mezi naměřenými a vypočtenými koncentracemi radonu v horní nádobě (např. průměrná odchylka či součet odchylek) nejmenší.

4. Modelový příklad

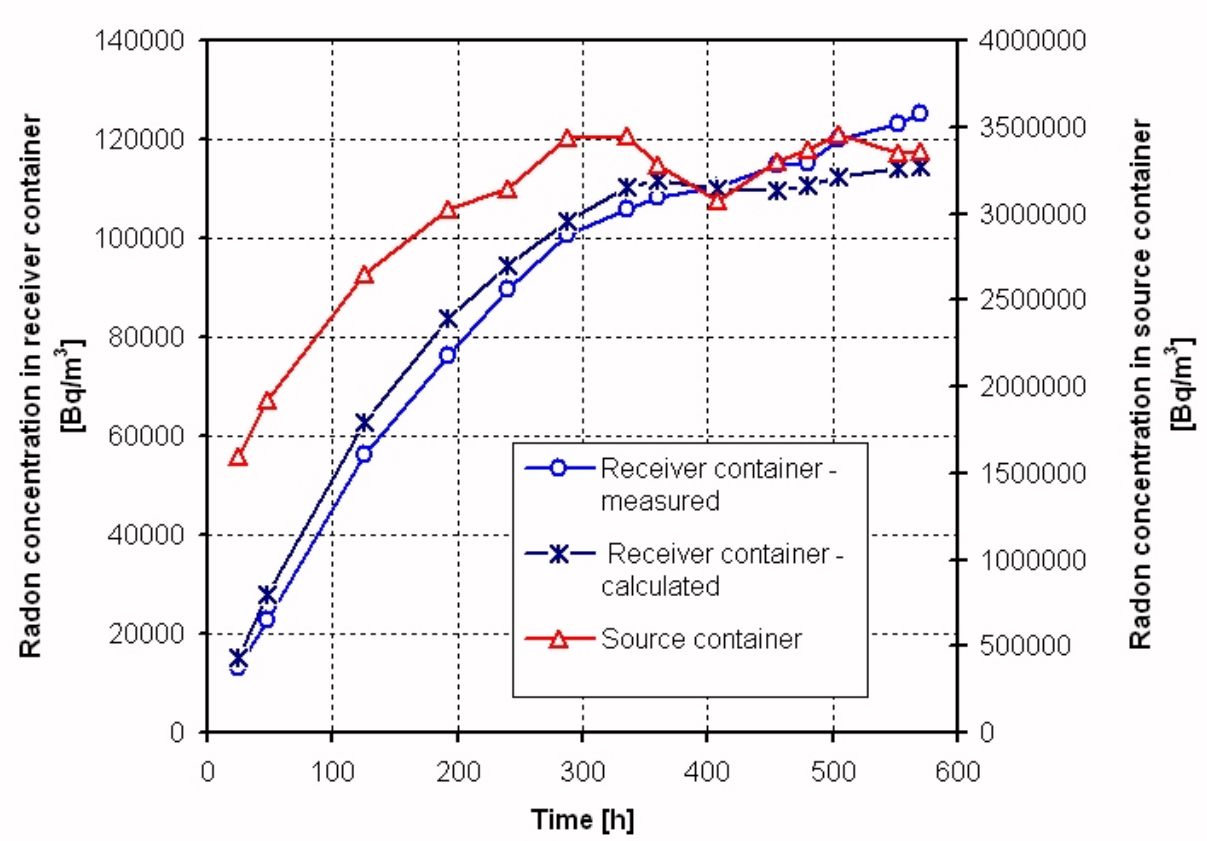
Pro modelový příklad výpočtu součinitele difúze radonu byla vybrána polyetylénová folie tl. 0,4 mm. Plocha vzorku byla 152 cm^2 a objem horní nádoby 2319 cm^3. Výměna vzduchu v horní nádobě byla předpokládána velmi malá – pouhých 0,006 1/h. Naměřené koncentrace radonu v obou nádobách ukazuje Obr. 1.



Obr. 1 Naměřené koncentrace radonu

Tyto detailní křivky, které byly získány z měření s časovým krokem 2 minuty, byly následně zjednodušeny tak, aby je bylo možné rychleji zadat do programu IterRn (Obr. 2). Program následně vypočetl výše popsaným postupem součinitel difúze radonu pro hodnocenou PE folii jako $D=8{,}2\cdot10^{-12}$ m^2/s. Porovnání naměřených a vypočtených koncentrací radonu v horní nádobě pro tuto finální hodnotu je zobrazeno rovněž na Obr. 2.

Je zajímavé, že součinitel difúze radonu stanovený přesnějším postupem vychází v tomto případě vyšší, než když se stanovuje některou z dosud běžně používaných jednoduchých metod (viz kap. 1). Rozdíly činí 15 až 33 %, což je velmi závažné, protože vyšší součinitel difúze radonu znamená také vyšší propustnost pro radon. Jednoduché metody tedy v tomto případě mírně přeceňují kvalitu izolace.



Obr. 2 Vstupní data pro výpočet a srovnání výpočtu s měřením

Tento příspěvek byl podpořen výzkumným záměrem VZ 04 CEZ MSM 6840770005 Udržitelná výstavba.

Literatura:

1. Spoel WH. Radon transport in sand. Technische Universiteit Eindhoven: Laboratory Study; 1998.
2. Wójcik M, Wlazlo W, Zuzel G, Heusser G. Radon diffusion through polymer membranes used in the solar neutrino experiment Borexino. Nuclear Instruments and Methods in Physics Research – Section A 2000; 449(1-2): 158-171.
3. Löfström R. Report P301547 A. Boras: SP Swedish National Testing and Research Institute, 2003.
4. Jiránek M, Fronka A. New technique for the determination of radon diffusion coefficient in radon-proof membranes. Radiation Protection Dosimetry 2008; 130(1): 22-25.
5. Fernández PL, Quindós LS, Sainz C, Gómez J. A theoretical approach to the measurement of radon diffusion and adsorption coefficients in radonproof membranes. Nuclear Instruments and Methods in Physics Research – Section B 2004; 217(1): 167-176.
6. Zienkiewicz OC, Taylor RL. The Finite Element Method, Fifth Edition. Oxford: Butterworth-Heinemann; 2000.
7. Svoboda Z. Software IterRn, verze 2008. Praha: ČVUT; 2008.

ÚČINNOST SYSTÉMU PŘÍPRAVY TEPLÉ VODY

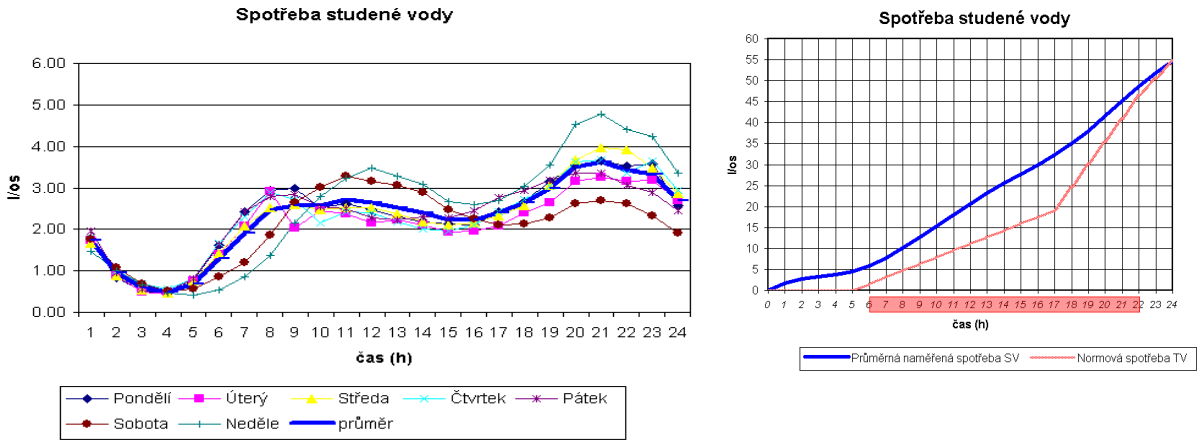
Michal Kabrhel a kol.[1)]

Abstract
Warm service water consumption and generation is described in this article. Distribution system energy efficiency is discussed. Warm service water storage system design is showed.

Úvod
V rámci energeticky úsporných opatření je zvýšená pozornost věnována systémům vytápění, větrání a přípravy teplé vody. U nově navrhovaných objektů stavební konstrukce dokonce přesahují doporučené hodnoty součinitele prostupu tepla dochází k situacím, kdy příprava teplé vody (dále TV) je v celoroční bilanci dominantní a výrazně přesahuje ostatní spotřeby energií.
Systém přípravy TV můžeme rozdělit na systém výroby tepla, systém distribuce a následně systém přípravy teplé vody z vody studené. V rámci návrhu systému lze ovlivnit všechny tři parametry, i když je pravdou, že systém výroby tepla je často spojen již s vytápěním objektu a nemusí být právě snadné a často ani možné uvažovat o jeho změně.

1. Distribuce teplé vody

Parametry TV (tedy především její teplota) jsou dle současných legislativních požadavků (1/2008) v rozmezí 45-60°C u konečných spotřebitelů s možností jejího krátkodobého poklesu v době odběrové špičky s tím, že tyto požadavky musí být zabezpečeny v době od 6:00 do 22:00. Z hlediska množství TV je stále projektanty nejčastěji uvažováno s hodnotou 82 l/os.den, která je uvedena v normě Příprava teplé vody [3] . Tyto hodnoty jsou ale určené pro návrh zařízení s ohledem na maximální spotřebu teplé vody v době pracovního klidu. Z hlediska dlouhodobých skutečných spotřeb je však relevantní hodnota nižší než 82 l/os.den. Podle měření spotřeby studené vody (SV) je možné částečně určit i potřebu TV. Z rozboru naměřených hodnot vyplývá skutečnost, že rozdíly mezi pracovními dny a dny klidu nejsou významné, odběrová špička pak nastává mezi 17-22h.



Obr. 1 Naměřené spotřeby SV (bytové domy) [6]

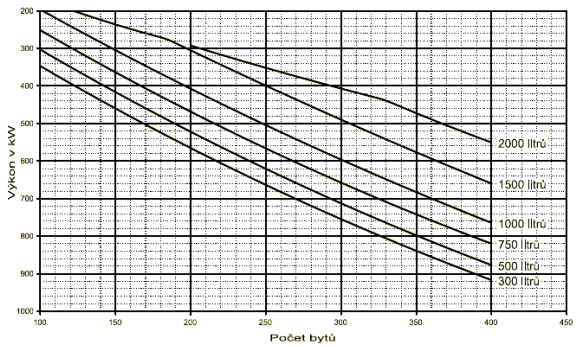
U řady stávajících objektů se projevuje generační rozložení nájemníků, netypické využívání bytů a v tom případě je vhodné vycházet ze skutečných měření spotřeby TV. Zajistit tato měření je možné buď s využitím instalovaných měřících zařízeni v objektu nebo pomocí např. ultrazvukového průtokoměru.

[1)] *doc. Ing. Karel Papež, CSc., Ing. Radim Galko, Ing. Lenka Másilková*
Ing. Michal Kabrhel, Ph.D.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra technických zařízení budov
Thákurova 7, 166 29 Praha 6 - Dejvice
tel.: 224 354 430, e-mail: michal.kabrhel@fsv.cvut.cz

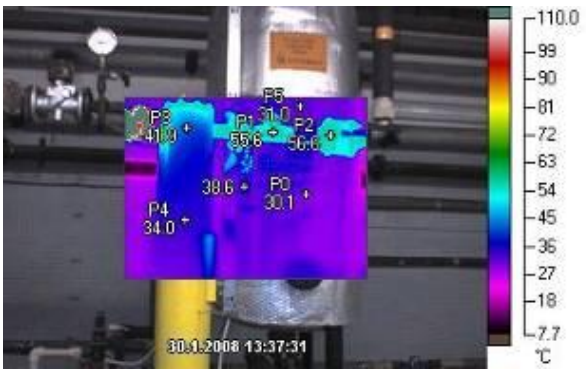
Pokud by příprava TV měla být spojena s nízkopotencionálními zdroji energie (např. solárními systémy), je vhodné vycházet při návrhu těchto systémů z reálných běžných hodnot, které leží mezi 25-70l/os.den.
Z hlediska energetické náročnosti budov je zde i legislativní omezení množství energie, která je spotřebována na přípravu TV. Smyslem omezení by mělo být neprojektovat a nenavrhovat energeticky neúsporná řešení, byť v celkovém důsledku pro investora díky určitým specifickým podmínkám krátkodobě výhodná.

2. Příprava TV

V bytové výstavbě je stále nejběžnějším systémem přípravy TV systém centrální. Z hlediska jeho řešení se může jednat o systém zásobníkový, systém průtokový nebo systém kombinovaný.
Systém zásobníkové přípravy teplé vody doznal za poslední období několika změn. Tepelné ztráty zásobníků jsou známým problémem tohoto systému přípravy TV a opatření k jejich omezení není nikterak složité. Překážkou instalace zásobníkového ohřevu tak může zpravidla být nutnost použití dvou čerpadel a vyšší investiční náklady na realizaci systému.
Příprava TV v průtokovém výměníku, který v případě dostupnosti dostatečného výkonu umožňuje zajistit navržené množství teplé vody bez nepříjemného efektu tepelných ztráty způsobených ochlazováním pláště výměníku okolním vzduchem přichází v úvahu prakticky pouze u systémů CZT.
Snahou využít výhod obou systémů je vytvoření kombinace akumulace a průtočného ohřevu. Akumulační nádrž v tomto případě může mít více funkcí a je na projektantovi, aby zvolil vhodné zapojení, které bude plnit funkci požadovanou. Systém se podle zapojení může blížit více průtokovému nebo zásobníkovému systému.



Obr. 2 Návrh velikosti akumulačního zásobníku dle zkušenosti projektantů [7]



Obr. 3 Systém přípravy TV s výměníkem a zásobníkem TV (IR metoda)

Umístění akumulační nádrže za průtokový ohřívač, které je velmi časté, znamená zvýšení komfortu dodávky TV, neboť poskytuje čas ovládacím prvkům výměníku dosáhnout požadovaných parametrů a vyhnout se nepříjemným stavům provázejících jeho nájezd (např. proměnlivost teploty).
Paralelní zapojení akumulační nádrže s průtokovým výměníkem funguje správně pouze při správném návrhu velikosti nádrže a výkonu oběhového čerpadla, které zajišťuje dodávku energie. Umožňuje pokrývat odběrové špičky dodávky TV stejně jako omezit zapínání průtokového výměníku v době minimálních odběrů.
Za poměrně dobré lze považovat zapojení, kdy přívod studené vody a výstup TV jsou provedeny do a z akumulační nádrže. Výměník tak zajišťuje vlastně ohřev objemu vody v zásobníku. Nevýhodu zapojení je ale zapojení cirkulace do přívodu SV. Jako

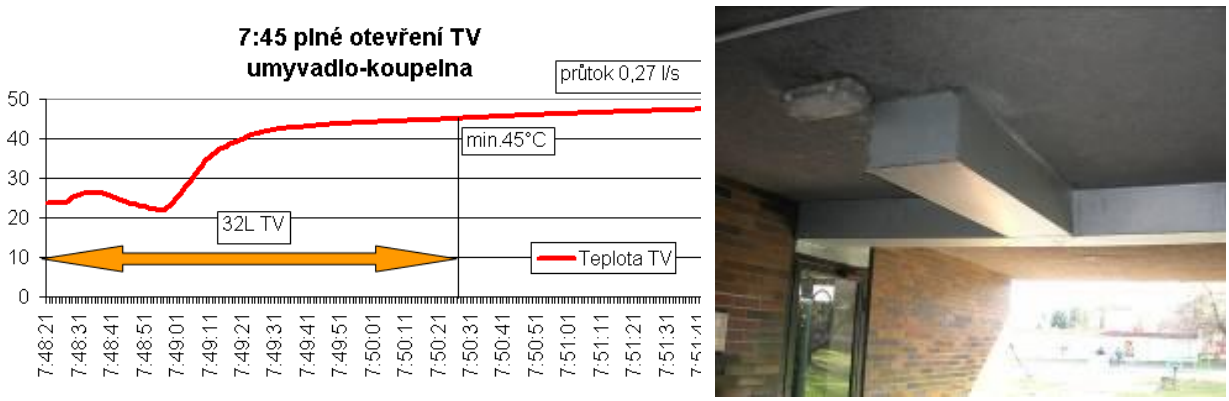
nejvýhodnější se jeví zapojení kdy výměník zajišťuje ohřev vody v zásobníku napojeného běžným způsobem na vývody SV,TV a cirkulace. Výhodou je především správná funkce zařízení při většině provozních stavů, tedy při nabití a i vybití zásobníku TV.

3. Tepelné ztráty systému přípravy TV

K tepelným ztrátám dochází jednak při akumulaci TV do zásobníku, dále pak při distribuci TV vlivem ochlazovaní rozvodů okolním vzduchem. Přestože z hlediska legislativy jsou požadavky na tepelné izolace poměrně přísné, u starších systémů se setkáváme velmi často s tím, že některé prvky, zejména armatury nejsou tepelně izolovány vůbec. Důvodem je často obtížné provádění izolací, chybějící materiál izolací nebo problémy spojené s poruchami armatur. Příklad ne příliš správně izolovaných rozvodů je možné názorně vidět na *Obr. 3*. Dle povrchové teploty je možné určit v kotelně hlavní zdroje tepelných ztrát systému, u přípravy TV jsou to armatury na primární straně, jejichž teplota přesahuje 110°C, na straně rozvodu TV je to pak zcela neizolovaný rozdělovač. Teplota v technické místě dosahuje celoročně hodnot nad 25°C, což je dáno pravděpodobně především neizolováním armatur a čerpadel a dále vyvolává požadavek na zvýšené větrání a tím se dále zvyšují tepelné ztráty systému.

4. Umístění rozvodů

Výměna původních ocelových rozvodů u některých typů bytových domů může způsobit problémy v podobě zvýšených tepelných ztrát rozvodu, například u budov bez průběžného prvního nadzemního podlaží. Původní umístění rozvodů vody, které bylo provedeno v podlaze 2.NP a nahrazení stávajícího rozvodu nemusí být možné s ohledem na vlastnictví bytů. Řešením je potom umístění rozvodů vody pod podlahu do exteriéru, ovšem pouze za předpokladu kvalitně provedené tepelné izolace rozvodu. Situaci dále ještě může zhoršit snížení výkonu zdroje například při využití centrální distribuce TV, kdy tepelné ztráty cirkulačního potrubí mohou převyšovat dodávku tepla.



Obr. 4 Měření teploty TV na výtoku u umyvadla a umístění rozvodů SV,TV a cirkulace v exteriéru

5. Stanovení tepelných ztrát rozvodu

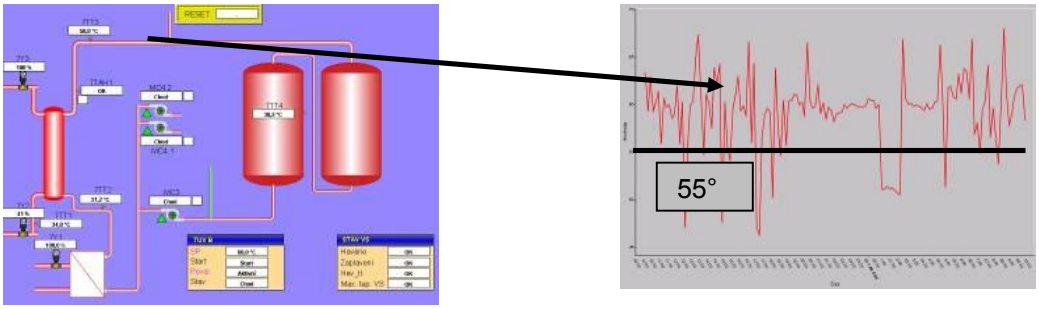
Tloušťka tepelné izolace musí být dle současných legislativních požadavků v ČR určena výpočtem [2] . Podrobné tepelné ztráty rozvodů je možné určit výpočtem dle postupu uvedeném v normě [4] . Ztráta tepla $Q_{w,d,i}$ (kWh) se určí jako součin délky rozvodu L_i, lineárního součinitele prostupu tepla potrubí U_i, teplotního rozdílu mezi teplotou potrubí $\theta_{w,d,i}$ a teplotou okolí θ_{amb} a doby provozu t_w.

$$Q_{w,d,i} = \frac{1}{1000} \cdot U_i \cdot L_i \cdot \left(q_{w,d,i} - q_{amb}\right) \cdot t_w \qquad (1)$$

Lineární součinitel prostupu tepla U_i závisí na umístění potrubí (součinitel přestupu tepla α_A), na součiniteli tepelné vodivosti izolace potrubí λ, vnějším průměru potrubí s izolací d_A a průměru potrubí d_R.

$$U_i = \frac{p}{\frac{1}{2 \cdot l} \ln \frac{d_A}{d_R} + \frac{1}{a_A \cdot d_A}} \qquad (2)$$

6. Řídící systém objektu



Obr. 5 Systém přípravy TV s výměníkem a zásobníkem TV s měřením parametrů

Pro analýzu systému přípravy a distribuce TV lze u velkých systémů využít s výhodou řídící systém. Rozbor parametrů umožňuje optimalizovat parametry systému přípravy TV viz *Obr. 5*.

7. Závěr

Je známo, že nevyrobená energie představuje největší úsporu. Tedy v případě, že spotřeba TV bude nižší než projektovaná, dojde k úspoře provozních nákladů.
Snížit potřebu tepla na přípravu TV můžeme především těmito způsoby:
Zvýšení efektivity přípravy TV, úspornými výtokovými armaturami; snížením délky rozvodů teplé vody; omezením tepelných ztrát rozvodů teplé vody i cirkulace; důslednou izolací armatur, omezením doby provozu cirkulace, hydraulickým vyvážení soustav.

Poděkování: Příspěvek vznikl za podpory výzkumného záměru VZ 04 CEZ MSM 6840770005 Udržitelná výstavba.

Literatura:

[1] Vyhláška 194/2007Sb. kterou se stanoví pravidla pro vytápění a dodávku teplé vody, měrné ukazatele spotřeby tepelné energie pro vytápění a pro přípravu teplé vody a požadavky na vybavení vnitřních tepelných zařízení budov přístroji regulujícími dodávku tepelné energie konečným spotřebitelům
[2] Vyhláška 193/2007Sb. kterou se stanoví podrobnosti účinnosti užití energie při rozvodu tepelné energie a vnitřním rozvodu tepelné energie a chladu
[3] ČSN 06 0320 Tepelné soustavy v budovách - Příprava teplé vody - Navrhování a projektování
[4] ČSN EN 15316-3-3: Tepelné soustavy v budovách - Výpočtová metoda pro stanovení energetických potřeb a účinností soustavy - Část 3-3: Soustavy teplé vody, příprava
[5] Kašík, Z.: Akumulace teplé vody. Topenářství-instalace 7/2005. pp.34-35
[6] Musil, R.:, Kabele,K.: Analýza spotřeby vody v bytových domech. Topenářství-instalace 7/2006. pp.32-34
[7] Lovicar, Z.: Zapojení akumulační nádrže a volba jejího objemu. Topenářství-instalace 4/2005. pp.44-45

NAVRHOVÁNÍ SPOJŮ S KOVOVÝMI DESKAMI S PROLISOVANÝMI TRNY

Petr Kuklík[1], Miloš Vodolan[2]

Abstract
The Eurocode 5, compared to current valid standards, introduces new analysis methods considering carrying of bending moment and plastic redistribution of forces in the effective joint area. The test results of selected joints with different timber density and geometric configuration will allow verifying of models currently used for analysis of timber structures with punched metal plate fasteners.

1. Úvod

Konstrukce s kovovými deskami s prolisovanými trny se na základě jejich hospodárnosti a možnosti snadné aplikace značně rozšířily i v ČR. Při použití tohoto spojovacího prostředku dochází k úspoře dřeva v nosné konstrukci. Jak dřevěné profily, tak spoje jsou v konstrukci využity optimálně. Řešení střešních konstrukcí spojovaných deskami s prolisovanými trny je komplexní problematika týkající se především oblasti únosností spojů, zajištění prostorové stability a požární odolnosti.

V současné době platí pro výpočty únosností desek s prolisovanými trny v České republice tři normy ČSN P ENV 1995-1-1 (přednorma Eurokódu 5), ČSN EN 1995-1-1 (Eurokód 5) a ČSN 73 1702. Pro praktické výpočty desek s prolisovanými trny lze používat pouze dvě posledně jmenované normy.
ČSN P ENV 1995-1-1 obsahuje již zastaralou metodiku návrhu. ČSN EN 1995-1-1 a ČSN 73 1702 sice vycházejí z předpokladů uváděných v ENV, ale zavádějí některé nové postupy, které jsou v souladu se současným stavem výzkumu a vývoje v této oblasti.

2. Postupy pro výpočty desek s prolisovanými trny v současných normách

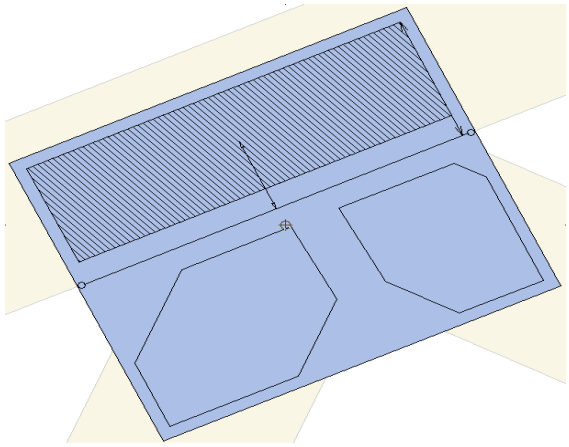
Při výpočtu spoje provedeného pomocí desek s prolisovanými trny posuzujeme jako jeho dva hlavní parametry pevnost v připojení prolisovaných trnů do dřevěného nosného prvku a přenos síly v kovové desce samotné (únosnost materiálu desky).

Ve spoji je síla nejprve přenášena z konstrukčního dřevěného prvku do trnů desky. Z trnů desky je potom síla přenášena přes spáru mezi prvky materiálem desky do trnů v další části spoje. Typický spoj (vykreslen z profesionálního výpočetního programu) je zobrazen na obr. 1. Výpočetní východiska převedená na jednu spáru a jednu plochu ve spoji včetně geometrie a zatížení jsou uvedena na obr. 2 Tato východiska jsou v současné době platná pro všechny normy, které využívají postupy uvedené v Eurokódu 5.

[1] *Petr Kuklík, Doc. Ing. CSc.,*
FSv ČVUT v Praze, Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí
Thákurova 7, 166 29 Praha 6 – Dejvice
kuklik@fsv.cvut.cz

[2] *Miloš Vodolan, Ing.,*
FINE spol. s r.o.,
Závěrka 12, 169 00 Praha 6,
milos.vodolan@fine.cz

Do celkového posudku spoje ještě vstupují další dílčí posudky a omezení dané příslušnou normou např. porušení tahem šikmo k vláknům dřeva a další omezení konstrukčního charakteru např. minimální zásah desky do obvodového dřevěného prvku (nejčastěji krokve nebo spodního pásu). Mezní únosnost spoje s deskami s prolisovanými trny je určena jedním z několika kriterií. Buď nedojde k naplnění dílčích posudků (viz. porušení tahem pod úhlem k vláknům nebo některého omezení konstrukčního charakteru), nebo není splněn požadavek na únosnost trnů nebo materiálu desky ve spáře.



Obr.1 Spoj s deskou s prolisovanými trny - výpočty A_{ef} (z software)

3. Pevnost připojení desky do dřeva

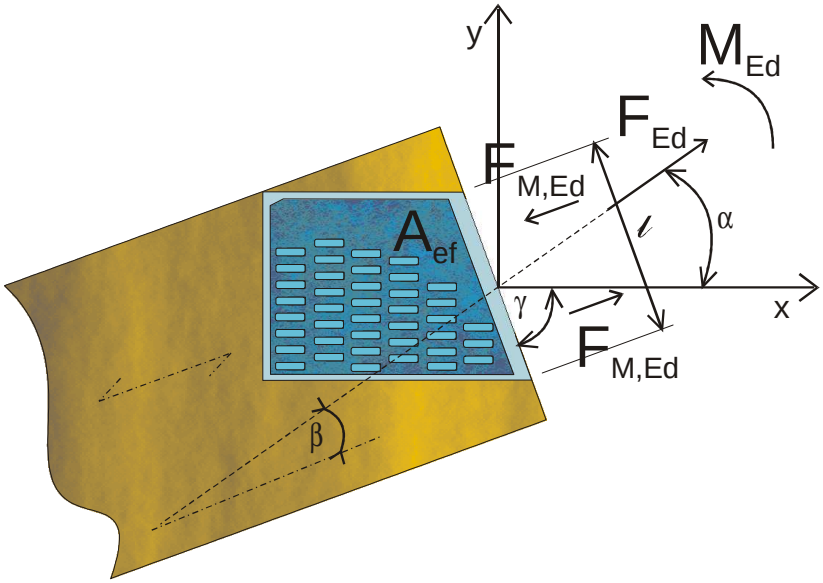
Jedním z hlavních faktorů ovlivňujícím únosnost spoje provedeného pomocí kovových desek s prolisovanými trny je pevnost připojení desky ke dřevěným prvkům pomocí trnů (někdy se používá termín únosnost trnů). Ve starších předpisech pro navrhování dřevěných konstrukcí (např. ČSN 73 1701) se nepředpokládal přenos ohybových momentů od vnějšího zatížení a momentů vzniklých excentrickým připojením prvků. Vliv excentrického připojení byl zohledněn pomocí redukčního koeficientu pouze u některých typů spojů. Obecně ale působí na připojení trnů síla F pod úhlem α a moment M z vnitřních sil konstrukce a moment od excentrického připojení spoje.

V normě ČSN P ENV 1995-1-1 (1996) byl použit výpočetní postup, který již aplikoval momentovou únosnost připojení v elastické oblasti. V ČSN EN 1995-1-1 (2004) je pak převzat výpočetní model využívající plastických rezerv momentové únosnosti připojení v souladu s odbornými pracemi z posledních let. Postupy pro řešení jednoho připojení kovové desky s prolisovanými trny jsou zobrazeny na obr. 2.

Obecně se faktory, které ovlivňují únosnost trnů, dají shrnout takto:

- *α* je úhel mezi hlavním směrem síly a hlavním směrem desky s prolisovanými trny (hlavní směr se uvažuje rovnoběžně se směrem zalisování), je to úhel pod kterým jsou jednotlivé trny zatíženy;
- *β* je úhel mezi směrem síly a směrem vláken dřeva, úhel pod kterým trny namáhají dřevo;

- druh dřeva (třída pevnosti) ve spoji, tj. odolnost proti namáhání způsobenému trny, často souvisí přímo s hustotou ρ_k;
- A_{ef} je účinná (efektivní) plocha desky s prolisovanými trny v konstrukčním prvku zmenšená o takzvané neúčinné okraje, což jsou oblasti, kde jsou na okrajích dřeva umístěny neúčinné trny. A_{ef} je zmenšená z původní geometrické plochy, kterou určuje průnik polygonů desky a dřevěného prvku pomocí pravidel určených v příslušné normě. Zpravidla je uvažována tolerance v umístění (nepřesnost při osazení desky na spoj) +/- 5mm. Dále bývá uvažováno se zmenšením nosné plochy podle tloušťky desky a účinného nebo neúčinného okraje spojovaného prvku. V Eurokódu 5 je to například 6x tloušťka desky v mm u nosného kraje.



Obr.2 Spoj (jedna spára) – geometrie a zatížení

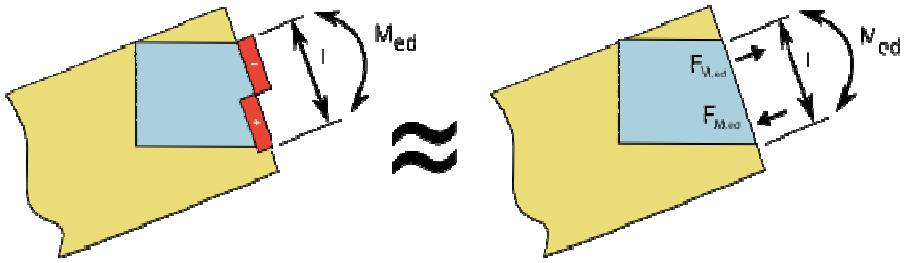
4. Únosnost ocelové desky (únosnost spáry)

Druhý z hlavních faktorů ovlivňujícím únosnost spoje provedeného pomocí kovových desek s prolisovanými trny je únosnost materiálu desky ve spáře. Posudek tohoto namáhání předpokládá podle Eurokódu plastické chování materiálu desky a zavádí také únosnost v tlaku. V některých starších předpisech pro navrhování dřevěných konstrukcí (např. ČSN 73 1701) se předpokládal přenos tlakové síly polovinou na otlačení dřeva a polovinou na únosnost desky v tlaku.

Obecně se faktory, které ovlivňují únosnost materiálu desky, dají shrnout takto:

- *γ* je úhel mezi podélným směrem desky a spárou spoje (tento úhel ovlivňuje čistý průřez oceli podél spáry spoje), viz. obr. 2;
- *l* je čistá délka desky podél spáry spoje - viz obr. 2 a obr. 3;
- druh oceli, ze které byla deska vyrobena.

Obecně tedy působí na připojení trnů síla F_{ed} po úhlem α a moment M_{ed} z vnitřních sil konstrukce a moment od excentrického připojení spoje (moment rozložen do sil $F_{M,ed}$).



$$M_{ed} = \frac{l}{2} F_{M,ed}$$

Obr. 3 Zavedení plastického řešení do přenosu momentového namáhání ve spáře

5. Interpolační metody pro získání charakteristických hodnot desek

ČSN EN 1995-1-1 (Eurokód 5) neobsahuje přímo tabulky charakteristických hodnot pro výpočty desek s prolisovanými trny. Obsahuje pouze metody pro výpočty a vstupní hodnoty nazvané pevnostní vlastnosti desky. Pevnostní vlastnosti se musí získat ze souboru zkoušek podle prEN 14545 a ČSN EN 1075.

Soubor pevnostních vlastností potřebných pro interpolační vzorce v ČSN EN 1995-1-1 je uveden v tab. 1. Každá z pevnostních vlastností desky musí být určena pomocí standardních zkoušek prováděných podle ČSN EN 1075 a prEN 14545. Konstanty uvedené v tab. 1 se dopočítávají z naměřených hodnot pevnostních vlastností podle postupů uvedených prEN 14545.

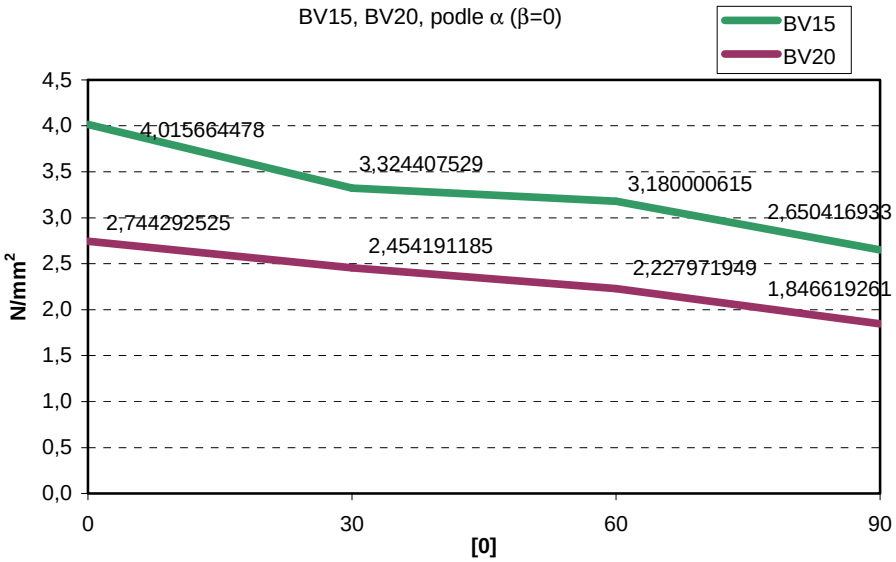
Souběžně s pevnostními pravidly platí další níže uvedená pravidla pro posouzení a návrh desek:

- V tlačeném spoji musí být styčníkovou deskou přeneseno pouze 50 % síly, zbývající síla je přenesena kontaktem dřevěných částí.
- Všechny spoje musí být schopny přenést sílu $F_{r,d}$ (přepravní síla), která může působit v jakémkoliv směru za předpokladu krátkodobého trvání zatížení. $F_{r,d} = 1,0 + 0,1L$, kde L je rozpětí vazníku.
- Spoj musí vyhovovat na smykové namáhání šikmo k vláknům dřeva (charakteristická únosnost na roztržení).

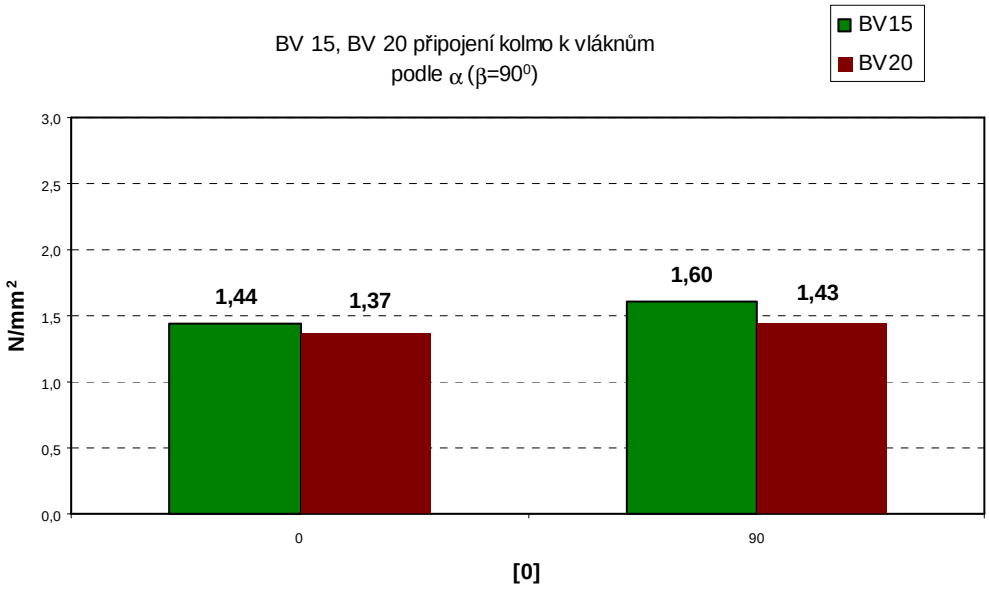
Pevnostní vlastnosti desek pro ČSN EN 1995-1-1		
$f_{a,00,00}$	Únosnost připojení na jednotku plochy pro $\alpha = 0°$, $\beta = 0°$	[N/mm^2]
$f_{a,90,90}$	Únosnost připojení na jednotku plochy pro $\alpha = 90°$, $\beta = 90°$	[N/mm^2]
k_1	Konstanta	[]

k_2	Konstanta	[]
α_0	Konstanta	[°]
$f_{t,00}$	Únosnost desky v tahu na jednotku šířky v x- směru (α = 0°)	[N/mm]
$f_{t,90}$	Únosnost desky v tahu na jednotku šířky v y- směru (α = 90°)	[N/mm]
$f_{c,00}$	Únosnost desky v tlaku na jednotku šířky v x- směru (α = 0°)	[N/mm]
$f_{c,90}$	Únosnost desky v tlaku na jednotku šířky v y- směru (α = 90°)	[N/mm]
$f_{v,00}$	Únosnost desky ve smyku na jednotku šířky v x- směru (α = 0°)	[N/mm]
$f_{v,90}$	Únosnost desky ve smyku na jednotku šířky v y- směru (α = 90°)	[N/mm]
γ_0	Konstanta	[°]
k_v	Konstanta	[]
$k_{s,ser}$	Modul prokluzu	[N/mm^3]
$k_{j,ser}$	Rotační modul prokluzu	[N/rad/mm^3]
ρ_k	Referenční hustota dřeva	[kg/m^3]

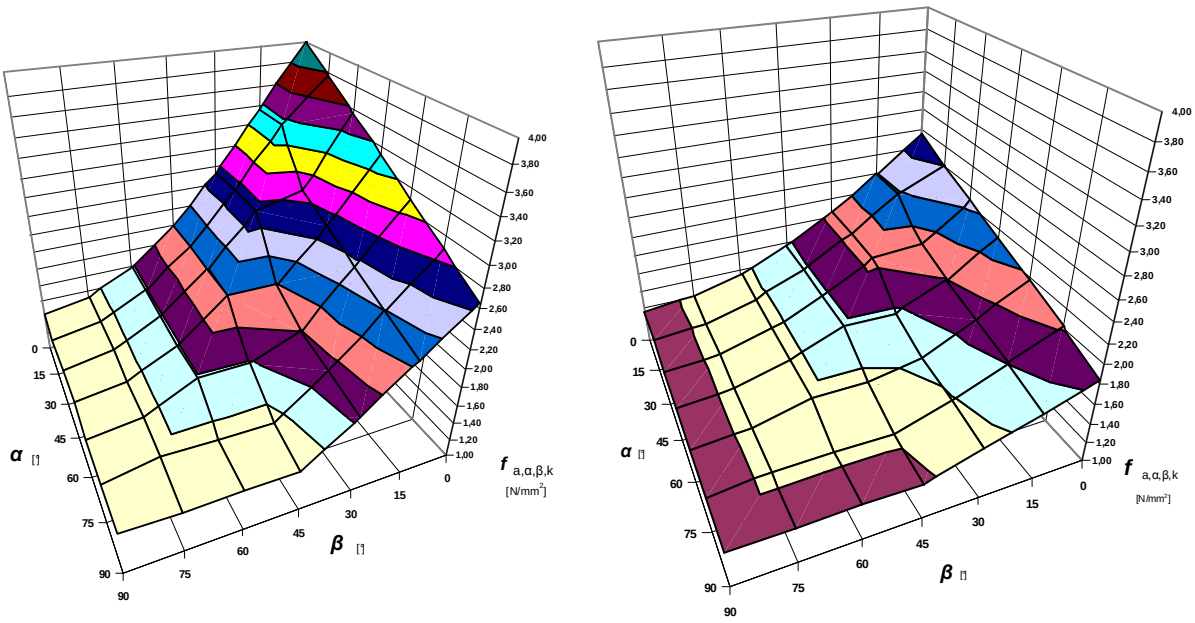
Tab. 1 Pevnostní vlastnosti desek s prolisovanými trny pro interpolační vzorce v Eurokódu 5



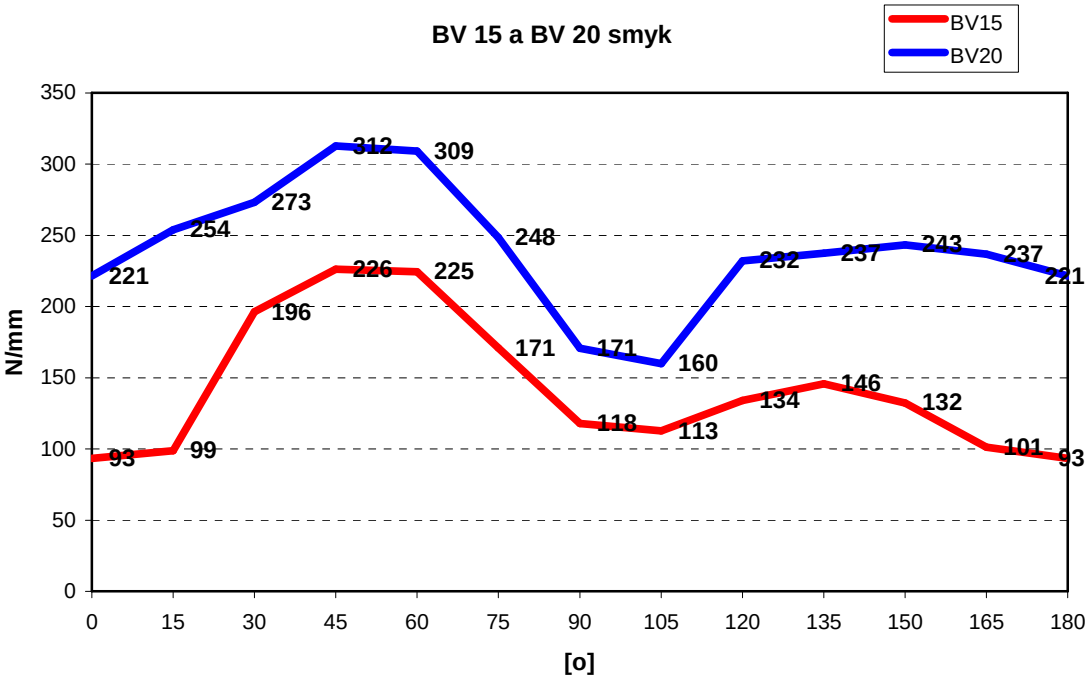
Obr. 4 Pevnost připojení $f_{a,\alpha,0}$ desek BV15 a BV20 – hodnoty 5% kvantilu



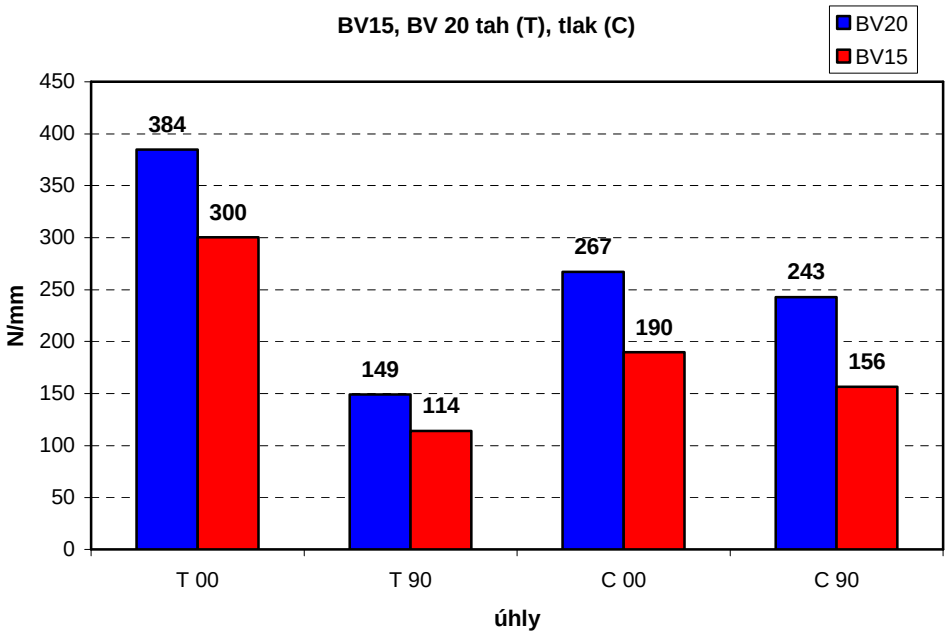
Obr. 5 Pevnost připojení $f_{a,\alpha,90}$ desek BV15 a BV20 – hodnoty 5% kvantilu



Obr. 6 Pevnost připojení $f_{a,\alpha,90}$ desek BV15 a BV20 – hodnoty 5% kvantilu



Obr. 7 Smykové únosnosti desek BV15 a BV20 – hodnoty 5% kvantilu



Obr. 8 Únosnosti desek BV15 a BV20 v tlaku a v tahu – hodnoty 5% kvantilu

6. Závěr

Navrhování spojů s kovovými deskami s prolisovanými trny je řešeno v evropských normách pouze obecnými vztahy. Předpokládá se, že řešení spojů bude prováděno na úrovni profesionálního software. Vstupní hodnoty charakteristických vlastností (pevností a únosností) se ale musí zjistit podle poměrně náročných postupů, které byly představeny v tomto příspěvku.

Pomocí této technologie je možné vytvořit prakticky jakoukoliv střešní konstrukci, od různých typů příhradových vazníků přes hambalkové krovy, rámy až po obloukové konstrukce. Kovové desky neovlivňují dimenze dřevěných přířezů, a proto u konstrukcí s kovovými deskami s prolisovanými trny dochází k úspoře cca 30% dřevní hmoty oproti konstrukcím spojovaným klasickými spojovacími prostředky.

Výroba příhradových konstrukcí probíhá ve výrobně za použití strojního vybavení, většinou automatické úhlové pily a lisu pro lisovaní spojů. Díky prefabrikaci výroba probíhá rychleji a výsledné příhradové konstrukce vykazují vysokou přesnost provedení. Montáž střešní konstrukce probíhá na staveništi rychle a s minimálními nároky na kvalifikovanou práci. Při montáži není třeba těžká mechanizace.

Výpočet příhradových konstrukcí je prováděn pomocí sofistikovaného software, který kromě samotného návrhu konstrukce provádí též výrobní dokumentaci, cenové kalkulace apod. Současné normy prakticky nepředpokládají, že by se výpočty těchto konstrukcí prováděly jinak než za pomoci výkonného software.

Dřevěné konstrukce s kovovými deskami s prolisovanými trny lze použít jak pro malá rozpětí jako je zastřešení rodinných domů, tak pro konstrukce velkých rozpětí, např. výrobních hal, zemědělských staveb či supermarketů. Příhradové konstrukce s kovovými deskami s prolisovanými trny jsou vyráběny ze dřeva, tedy z obnovitelného zdroje. Výstavba touto technologií pouze minimálně zatěžuje životní prostředí. Kovové desky s prolisovanými trny mají z ocelových spojovacích prostředků nejmenší prokluz, konstrukce tak vykazují, oproti jiným kovovým spojovacích prostředků do dřeva, poměrně malé deformace.

Literatura

[1] BLASS, H. J., EHLBECK, J., KURZWEIL, L.: Berückksichtigung der Momentübertragung von Nagelplattenverbindungen bei der Bemessung, Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen, Universität Karlsruhe (TH), BRD 1997

[2] ELLEGAARD, P.: Analysis of Timber Joints with Punched Metal Plate Fasteners, Aalborg University, Denmark 2001

[3] KEVARINMÄKI, A.: Solution of Plastic Moment Anchorage Stress in nail Plates, CIB-W18A, 26-14-4, Athens, USA 1993

[4] O'REGAN, PHILIP J. : Combined Tension and Bending Loading in Bottom Chord Splice Joints of Metal-Plate-Connected Wood Trusses, Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, USA 1997

Poděkování

Tento příspěvek vznikl za podpory výzkumného záměru ČVUT v Praze MSM 6840770005 "Udržitelná výstavba".

VÝSLEDKY SLEDOVÁNÍ KONSTRUKČNÍ VRSTVY Z POPÍLKOVÉHO STABILIZÁTU V ROCE 2008

Martin Lidmila

Abstract
This article describes the basic information and the results of using of the fly ash stabilizers from the power plant Chvaletice in rail bed structure layers. In the text there are also mentioned the results of geotechnical tests on the fly ash stabilizers layer in the year 2008.

1. Úvod

V dubnu 2005 se Katedra železničních staveb Fakulty stavební ČVUT v Praze podílela v rámci stavby „Opravné práce v žst. Smiřice“ na realizaci zkušebního úseku ve staniční koleji č. 3 – Lidmila, Petrásek (2006). Cílem realizace zkušebního úseku je provozní ověření použití konstrukční vrstvy z popílkového stabilizátu v pražcovém podloží. V článku jsou uvedeny aktuální výsledky laboratorních a terénních zkoušek provedených v roce 2008.

2. Provedené terénní práce na zkušebním úseku v roce 2008

Ve dnech 22.4. a 23.4. 2008 bylo provedeno jarní měření na zkušebním úseku. V rámci tohoto měření byly ve třech zkušebních profilech, označených jako P1 (km 32,978 000), P2 (km 33,108 000) a P3 (km 33,249 000), provedeny kopané sondy. V kopaných sondách byly provedeny následující práce:

- statické zatěžovací zkoušky na povrchu štěrkodrtě,
- statické zatěžovací zkoušky na popílkovém stabilizátu,
- dynamické zatěžovací zkoušky na povrchu kolejového lože,
- dynamické zatěžovací zkoušky na povrchu štěrkodrtě
- dynamické zatěžovací zkoušky na popílkovém stabilizátu,
- odběry popílkového stabilizátu pomocí technologie vývrtů,
- odběr vzorku štěrkodrti pro stanovení vlhkosti,
- odběr vzorku stabilizátu pro stanovení vlhkosti.

Ve dnech 12.11. a 13.11.2008 bylo provedeno podzimní měření na zkušebním úseku. Rozsah prací byl zachován stejný jako při jarním měření.

3. Provedené laboratorní zkoušky

Cílem laboratorních zkoušek bylo stanovit:

- pevnost v prostém tlaku popílkového stabilizátu,
- vlhkost konstrukční vrstvy ze štěrkodrti,
- vlhkost vrstvy popílkového stabilizátu,
- propustnost popílkového stabilizátu.

Laboratorní zkoušky byly prováděny ve spolupráci s Experimentálním centrem Fakulty stavební ČVUT v Praze a s akreditovanou laboratoří firmy Stavební geologie – Geotechnika a.s., Praha.

Martin Lidmila, Ing., Ph.D.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra železničních staveb
Thákurova 7, 166 29 Praha 6 – Dejvice
tel.: 224 354 754, fax.: 224 354 755, e-mail: lidmila@fsv.cvut.cz

4. Výsledky měření statických modulů přetvárnosti a rázových modulů deformace

Postup statické zatěžovací zkoušky, vyhodnocení a zkušební zařízení jsou podrobně uvedeny v předpise ČD S4, Příloha 5 „Zjišťování modulu přetvárnosti".

Měření rázových modulů deformace M_{vd} bylo provedeno dle normy ČSN 73 6192 „Rázové zatěžovací zkoušky vozovek a podloží". Pro měření byla použita lehká dynamická deska LDD 100, kterou vyrobila firma ZBA GeoTech, s.r.o., Nové Město nad Metují. Toto zařízení patří dle ČSN 73 6192 do rázových zařízení skupiny C.

Výsledky měření modulů přetvárnosti E a rázových modulů deformace M_{vd} provedených v roce 2008 jsou shrnuty v *tab. 1*.

Měřící profil	Jaro 2008		Podzim 2008	
	Statický modul přetvárnosti E v MPa	Rázový modul deformace M_{vd} v MPa	Statický modul přetvárnosti E v MPa	Rázový modul deformace M_{vd} v MPa
P1 (kolejové lože)	-	41,7	-	46,6
P2 (kolejové lože)	-	42,0	-	43,2
P3 (kolejové lože)	-	45,3	-	42,7
P1 (štěrkodrť)	175,3	63,7	117,4	63,1
P2 (štěrkodrť)	136,4	82,4	121,6	52,4
P3 (štěrkodrť)	153,4	95,6	153,4	80,6
P1 (stabilizát)	1227,3	99,0	435,5	150,0
P2 (stabilizát)	1500,0	142,4	321,5	130,2
P3 (stabilizát)	1125,0	154,7	519,2	192,2

Tab. 1: Přehled výsledků měření statických modulů přetvárnosti a rázových modulů deformace

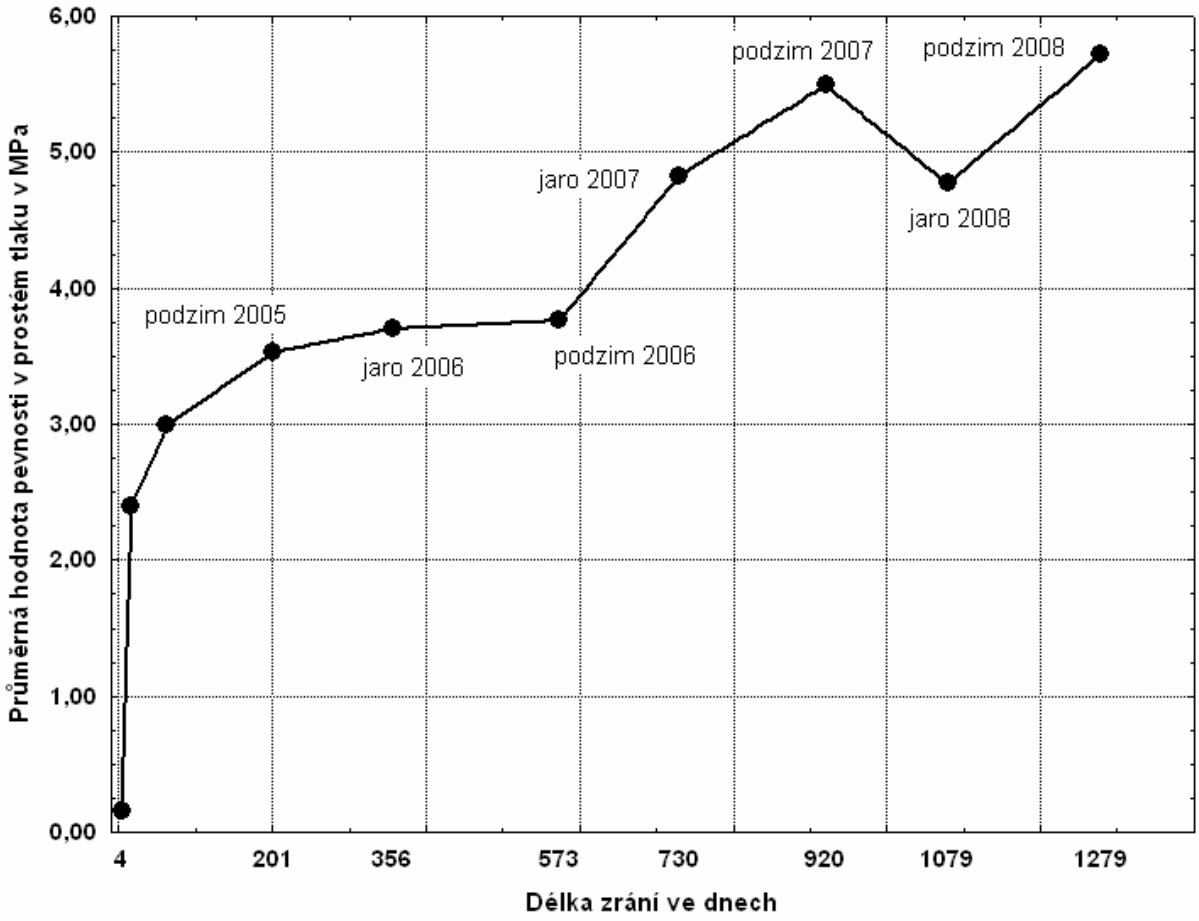
5. Výsledky laboratorních zkoušek

Pro stanovení pevnosti v prostém tlaku popílkového stabilizátu byly zkoušeny z každého profilu vždy tři zkušební tělesa. Zkušební tělesa byla upravována a zarovnávána pomocí diamantového kotouče chlazeného vodou. Výsledky průměrných pevností v prostém tlaku zkušebních těles z popílkového stabilizátu jsou uvedeny v *tab. 2.* Naměřené pevnosti byly dosaženy na popílkovém stabilizátu po 1079 resp. 1279 dnech od zřízení konstrukční vrstvy z popílkového stabilizátu.

Měřící profil	Průměrná pevnost v prostém tlaku v MPa	
	jaro 2008 (1079 dnů)	podzim 2008 (1279 dnů)
P1	4,47	5,34
P2	5,38	6,32
P3	4,46	5,51

Tab. 2: Přehled výsledků průměrných pevností v prostém tlaku zkušebních těles z popílkového stabilizátu po 1079 resp. 1279 dnech od výstavby zkušebního úseku

Na *obr. 1* je graficky vyjádřen vývoj průměrných pevností v prostém tlaku zkušebních těles z popílkového stabilizátu v období od realizace zkušebního úseku po dobu cca 3,5 roku.



Obr. 1: Vývoj průměrných hodnot pevností v prostém tlaku zkušebních těles z popílkového stabilizátu

6. Sledování aktuální vlhkosti vrstvy štěrkodrtě a vrstvy popílkového stabilizátu

Aktuální vlhkost jednotlivých vrstev pražcového podloží je důležitým parametrem pro závěrečné hodnocení provedených zkoušek. Byla sledována průměrná vlhkost vrstvy štěrkodrtě a vlhkost horního povrchu popílkového stabilizátu. Vlhkost byla vztažena k teplotě sušení 105°C. Výsledky jsou uvedeny v *tab. 3.*

Měřící profil	Vlhkost v %			
	štěrkodrť		popílkový stabilizát	
	jaro 2008 (1079 dnů)	podzim 2008 (1279 dnů)	jaro 2008 (1079 dnů)	podzim 2008 (1279 dnů)
P1	4,97	4,86	42,0	52,6
P2	5,21	4,49	32,5	44,5
P3	4,74	4,44	34,7	34,8

Tab. 3: Přehled výsledků měření vlhkosti vrstvy štěrkodrtě a popílkového stabilizátu

7. Zhodnocení výsledků

V úrovni pláně tělesa železničního spodku tvořené konstrukční vrstvou ze štěrkodrti, byly dosaženy průměrné hodnoty modulu přetvárnosti E_{pl} = 155,0 MPa (jaro 2008) a E_{pl} = 130,8 MPa (podzim 2008). Uvedené hodnoty plně zajišťují požadované geometrické parametry koleje.

V úrovni ochranné vrstvy z popílkového stabilizátu byly dosaženy průměrné modulu přetvárnosti E = 1284,1 MPa (jaro 2008) a E = 425,4 MPa (podzim 2008). Výrazný pokles hodnot modulu přetvárnosti byl způsoben vrstvičkou popílkového stabilizát o tloušťce cca 1 cm, která vykazovala zvýšenou vlhkost a ztrátu pevnosti. Tato vrstvička se snadno rozpojovala lopatkou a v předcházejících letech sledování se nikdy nevyskytla.

Průměrné hodnoty pevnosti v prostém tlaku 4,77 MPa (jaro 2008) a 5,72 MPa (podzim 2008) odpovídají předpokládanému vývoji.

Výsledky měření vlhkosti prokázalyže za posledních 6 měsíců došlo k nárůstu průměrné vlhkosti vrstvy popílkového stabilizátu o 7,6% na hodnotu 44,0%.

8. Závěr

Z výsledků dosažených v roce 2008 vyplývá, že:

- hlavní příčinou změny únosnosti jak konstrukční vrstvy ze štěrkodrti, tak ochranné vrstvy z popílkového stabilizátu, je oslabená vrstvička na povrchu popílkového stabilizátu v tloušťce cca 1,0 cm,
- oslabená vrstvička vznikla v druhé polovině roku 2008 což je cca 3,5 roku od realizace výstavby vrstvy z popílkového stabilizátu.

V případě, že bude tato vrstvička nalezena při měření na jaře 2009, budou provedena dodatečná sledování nad rámec původního projektu.

Literatura

LIDMILA, M., PETRÁSEK, A, 2006: Aplikace popílkového stabilizátu při sanaci pražcového podloží, NŽT 1/2006, ISSN 1210, str. 19-25.

LIDMILA, M., 2006: Použití popílků v konstrukci tělesa železničního spodku, Seminář „Železniční dopravní cesta 2006“ – Sborník přednášek, Ostrava, 2006, ISBN 80-85104-85, str. 64-72.

ČSN 73 6192: Rázové zatěžovací zkoušky vozovek a podloží, Český normalizační institut, Praha, 1996.

Předpis ČD S4: Železniční spodek, České dráhy, účinnost od 1.7.1998.

Článek vznikl za finanční podpory projektu VZ 04 CEZ MSM 6840770005 Udržitelná výstavba.

VLÁKNOBETONY S RECYKLÁTY A JINÝMI ODPADY

Jan Vodička, Jaroslav Výborný, Hana Hanzlová, Vladimíra Vytlačilová

Abstract

The main objective in this project is “Waste utilization, recycled material in the building industry”, partial task: Research of technologies for waste processing to form of derivative resources.

The paper “Fiberconcrete with Recycled and other Waste Materials” is the continuation of the experimental program aimed at verifying certain material properties of fiberconcretes in which all of the natural stone aggregate is replaced by recycled aggregate (masonry or concrete), waste natural aggregate of fly ash. The paper shows more experimental results on these composites – optimum of binding material, choice of fibers, proposal for composition of fresh mixture and proposal for model of dam with reinforcing layers from fiberconcretes with recycled aggregate.

The experimental program also included an assessment of health and environmental hazards of the tested samples.

1. Úvod

Recyklované stavební suti a betony byly a jsou předmětem výzkumného zájmu řady vědeckých institucí v EU. Zatím se však nevyužívá možnost plné náhrady přírodního kameniva samotnými recykláty nebo kombinovanými recykláty s odpadním kamenivem nebo popílkem a s využitím konstrukčních nekorodujících vláken. Cihelný a betonový recyklát jako kamenivo do nového betonu se používá dosud v omezené míře. Mezi hlavní omezující důvody patří kontaminace suti jinými materiály jako je dřevo, sklo, kov, asfalt, které snižují užitné vlastnosti, dále neznámé a proměnlivé vstupní charakteristiky recyklátů a náročnější výroba. Dalším důvodem může být dosud nedostatečný výzkum vlivu recyklátu na vlastnosti betonu při jejich uplatnění.Příspěvek pojednává o dalších výsledcích experimentálního programu probíhajícího od roku 2005 na Fakultě stavební ČVUT v Praze zaměřeného na ověřování vybraných charakteristik vláknobetonů [6].

2. Experimentální program, výsledky experimentů a diskuse

V rámci provedeného experimentálního ověřovacího měření byly zkoumány základní mechanicko-fyzikální charakteristiky vláknobetonů, které jsou podstatné pro předpokládané aplikace. Bez jejich znalostí nelze navrhovat spolehlivě bezpečné a ani hospodárné konstrukce. To dnes platí především o vláknobetonech s cementovou matricí, kde dochází k plné nebo částečné náhradě přírodního kameniva recykláty cihelnými nebo betonovými. Vláknobetony, u kterých se plně využije recyklátů, jsou navrhovány z frakcí recyklátů 0/16 , 0/22 , 0/32 a 0/63 mm a to vždy bez možnosti jejich kombinace. Tyto tzv. široké frakce recyklovaného stavebního odpadu jsou jedinou možností, má-li být výroba vláknobetonu s těmito recykláty reálná a hospodárná.

2.1 Cíle experimentálního programu

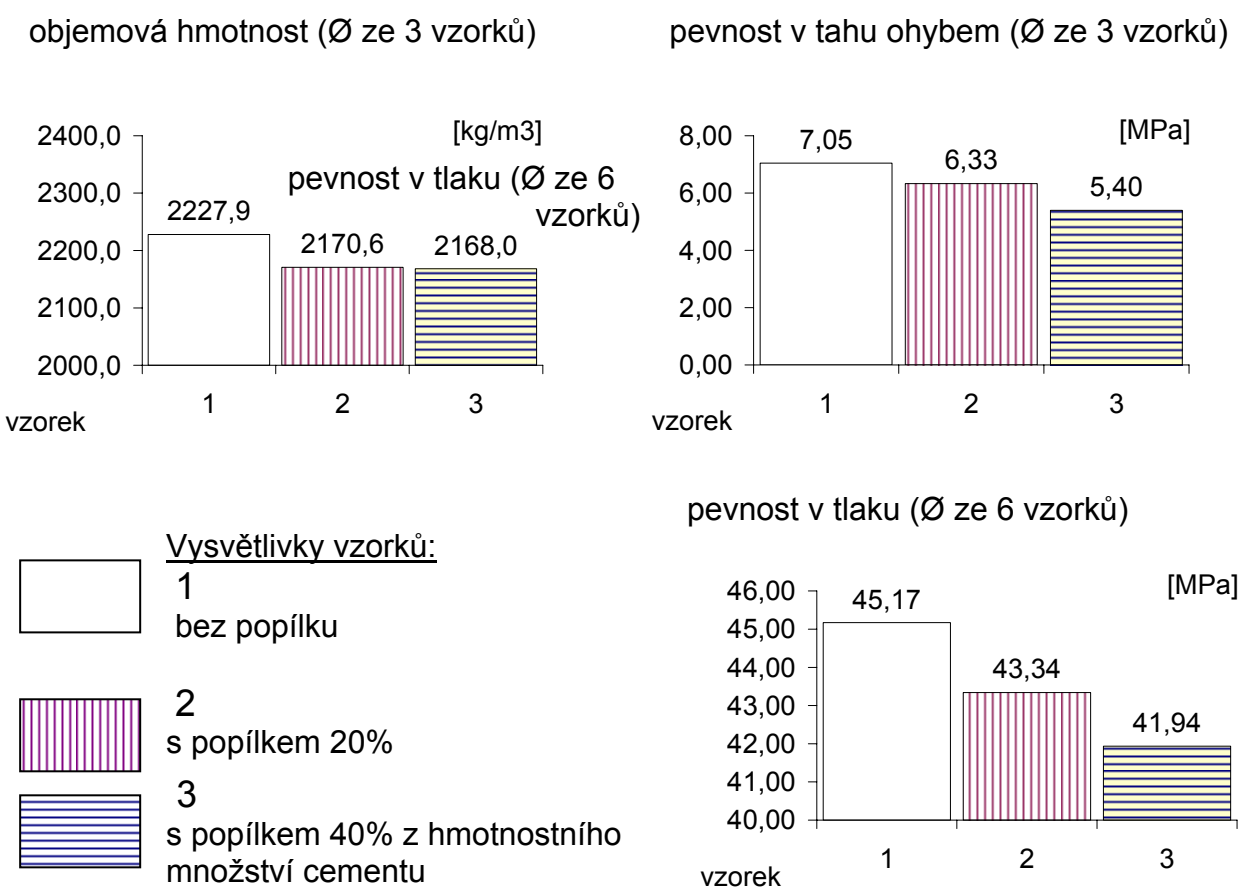
Cíle tohoto programu spočívají v:
- optimalizaci pojiva (snížení množství cementu náhradou za odpadní materiál),
- výběru optimálních vláken,
- stanovení mrazuvzdornosti nového kompozitu,
- porovnání zdravotní nezávadnosti kompozitu s jiným odpadním materiálem.

2.1.1 Snížení množství cementu náhradou za odpadní přírodní kamenivo

Výsledky zkoušek s náhradou přírodního kameniva kamenivem odpadním byly uveřejněny v [6].

2.1.2 Snížení množství cementu náhradou za popílek

Pro stanovení optimálního množství třineckého popílku byly vyrobeny referenční vzorky trámečků z jemnozrnného betonu v hmotnostním poměru 3 díly písku 0/4 : 1 dílu cementu tř.32,5 :1 dílu vody s množstvím popílku 0%, 20%, 40%, z hmotnostního množství cementu. Ukazuje se, že nahrazení cementu ze 40 % třineckým popílkem je z hlediska základních charakteristik výhodné (obr. 3).



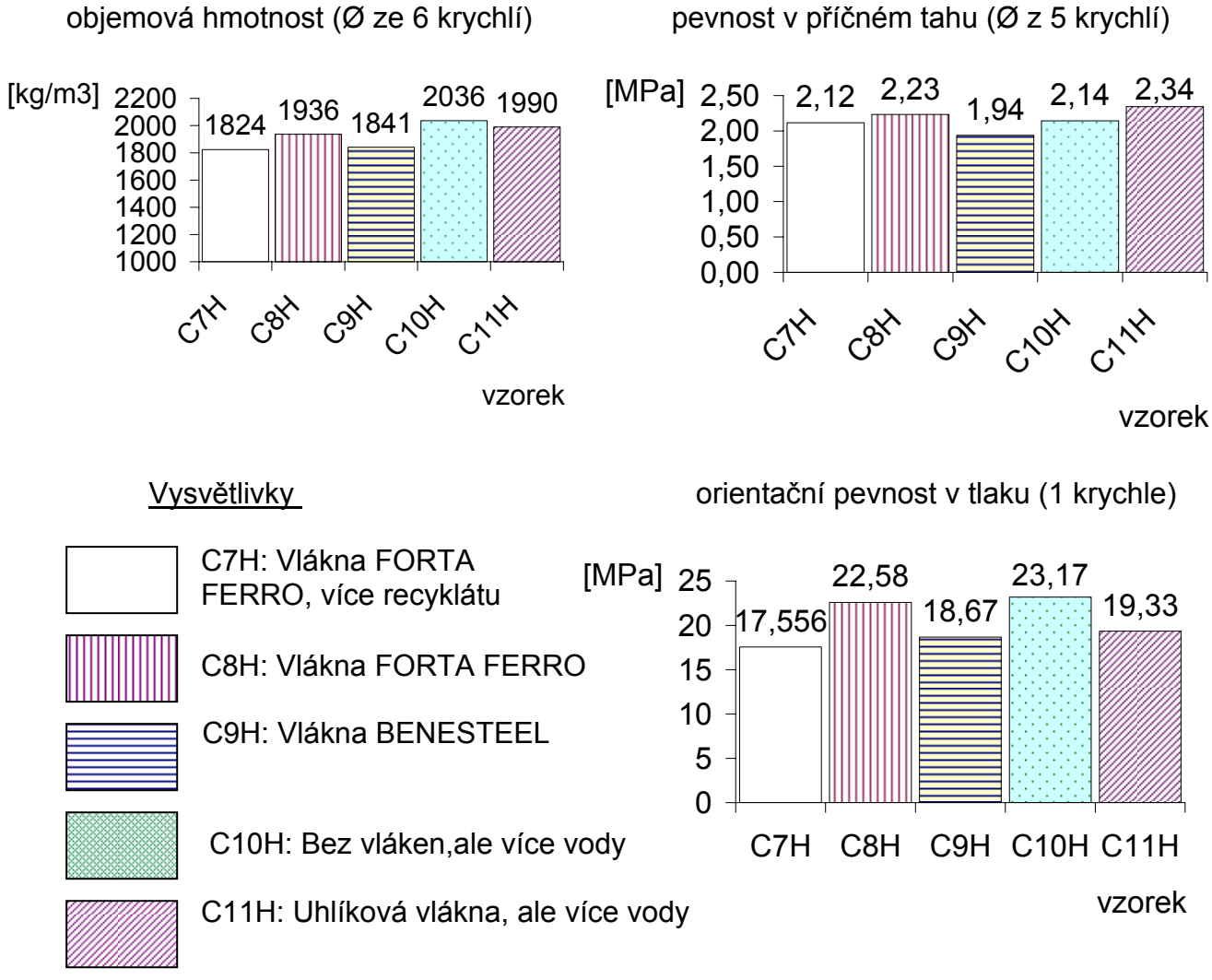
Obr. 1 : Vliv popílku na objemovou hmotnost a pevnosti jemnozrnného betonu (k : c : v = 3 : 1 : 0,5)

2.1.3 Vliv vláken na základní charakteristiky

Pro zkoumání vlivu vláken byla použita následující receptura vláknobetonů na 1 m^3 (C8H, C9H, C10H, C11H) :

- nečistý cihelný recyklát 0/63 ... 1556kg
- cement CEM II/B – S 32,5 R ... 260kg
- záměsová voda ... 150l – 180l (dle konzistence)
- vlákna FORTA FERRO (BENESTEEL) ... 9,1 kg
  nebo uhlíková vlákna ... 3,85 kg

V receptuře pro vláknobeton C7H byl zvýšen obsah cihelného recyklátu 0/63 na 1620 kg/m^3 a sníženo množství cementu na 227 kg/m^3. Vliv vláken na základní charakteristiky je na obr. 4. Z hlediska technologie výroby těchto cihelných vláknobetonů jsou nejméně vhodná vlákna uhlíková. Z velké řady zkoušek vláknobetonů s recykláty byl vždy zaznamenán vzrůst pevnosti v tlaku. Proto nelze činit opačný závěr z jedné zkoušky cihlobetonu bez vláken (obr. 4). Vliv vláken na tahovou pevnost cihlobetonů je vždy příznivý.



Obr. 2: Vliv vláken na základní charakteristiky

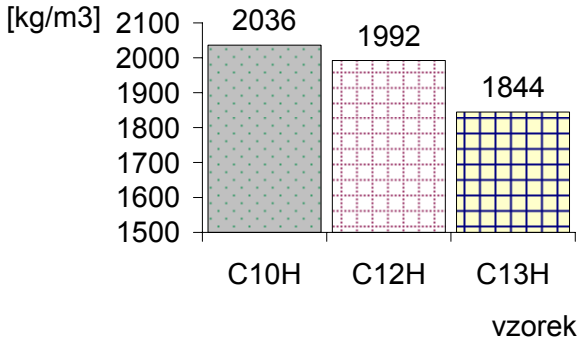
2.1.4 Vliv popílku a vláken na základní charakteristiky

Receptura vláknobetonu (C12H a C13H) s popílkem je následující:
- nečistý cihelný recyklát 0/63 suchý ... 1556kg/m^3
- cement CEM II/B – S 32,5 R ... 180kg/m^3(snížení o 30%)
- třinecký popílek ... 80kg/m^3
- záměsová voda ... 180 l/m^3
- vlákna FORTA FERRO (nebo bez vláken) ... 9,1kg/m^3

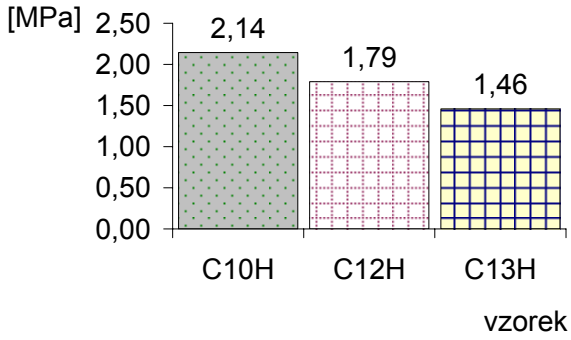
Vliv popílku a vláken je na obr. 5. Je zajímavé,že kombinace popílku se syntetickými vlákny snižuje pevnost cihlobetonu v příčném tahu i v tlaku.

Poznámka: Pro vláknobetony s cihelným recyklátem byla pevnost v příčném tahu a pevnost v tlaku odzkoušena na normových zkušebních krychlích (o hraně 150mm), pevnost v tahu za ohybu na trámcích normových velikostí 100x100x400mm po 28 dnech od jejich vyrobení.

objemová hmotnost (Ø ze 3 krychlí)



pevnost v příčném tahu (Ø ze 3 krychlí)



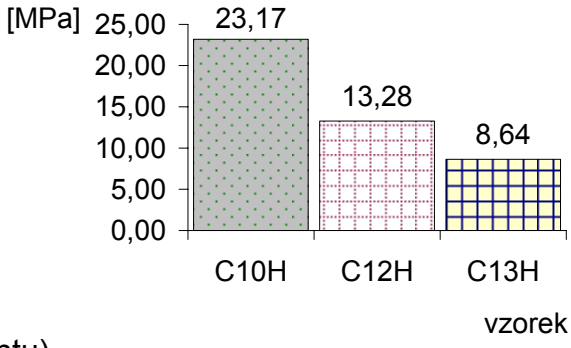
Vysvětlivky:

C10H: Bez vláken

C12H: Bez vláken, s popílkem (snížený obsah cementu)

C13H: s vlákny FORTA FERRO, s popílkem (snížený obsah cementu)

pevnost v tlaku tahu (Ø ze 3 krychlí)



Obr.3: Vliv popílku a vláken na objemovou hmotnost a pevnosti cihlobetonu

3. Návrh receptury směsi čerstvého vláknobetonu s recykláty

Vláknobetony s recyklovaným kamenivem jsou z hlediska technologie výroby náročnější než výroba běžných betonů. Je třeba zohlednit požadavky specifické jak

pro betony s rozptýlenou výztuží, tak i betonů s recyklovaným kamenivem. Tyto betony s většími požadavky na technologickou kázeň je možné vyrábět ve stejných výrobnách a na stejných zařízeních, jaká se používají pro výrobu obyčejných betonů - vláknobetonů. Z důvodů minimalizace nákladů na výrobu nejsou používány pro zlepšení technologických vlastností žádné. Doprava, ukládání do bednění a ošetřování lze provádět stejným způsobem jako u normálních betonů. Při návrhu složení, výrobě a zpracování kompozitu je jen nutno zohlednit některé odlišné vlastnosti, které má recyklované kamenivo oproti hutným kamenivům.

Recyklované kamenivo jako kamenivo do betonu, má z hlediska technologie výroby oproti běžným hutným kamenivům některé vlastnosti odlišné, jako např. větší vliv vlhkosti na sypnou objemovou hmotnost kameniva v nevysušeném stavu, vyšší nasákavost, vyšší drtitelnost při míchání, vyšší závislost pevnosti betonu na pevnosti kameniva, horší tvarový index zrn, větší pórovitost. Z hlediska návrhu receptur je velkým problémem zejména proměnlivá různá objemová hmotnost zrn v dané frakci.

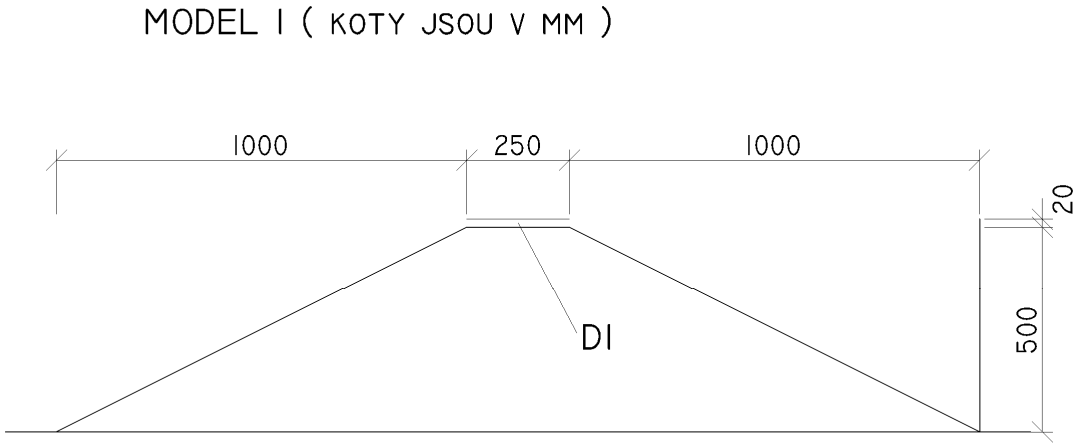
Betonové směsi vyrobené v rámci experimentálního zkoušení byly připraveny v bubnové míchačce s nuceným pohybem směsi (obr. 4). Systém míchání je lze rozdělit do několika jednotlivých technologický kroků podle přidání jednotlivých komponent. Zkušební tělesa byla následně připravena ručním plněním do ocelových forem, za horizontální vibrace na vibračním stole (obr.5).

Obr. 4: Čerstvá směs vláknobetonu s cihelným recyklátem

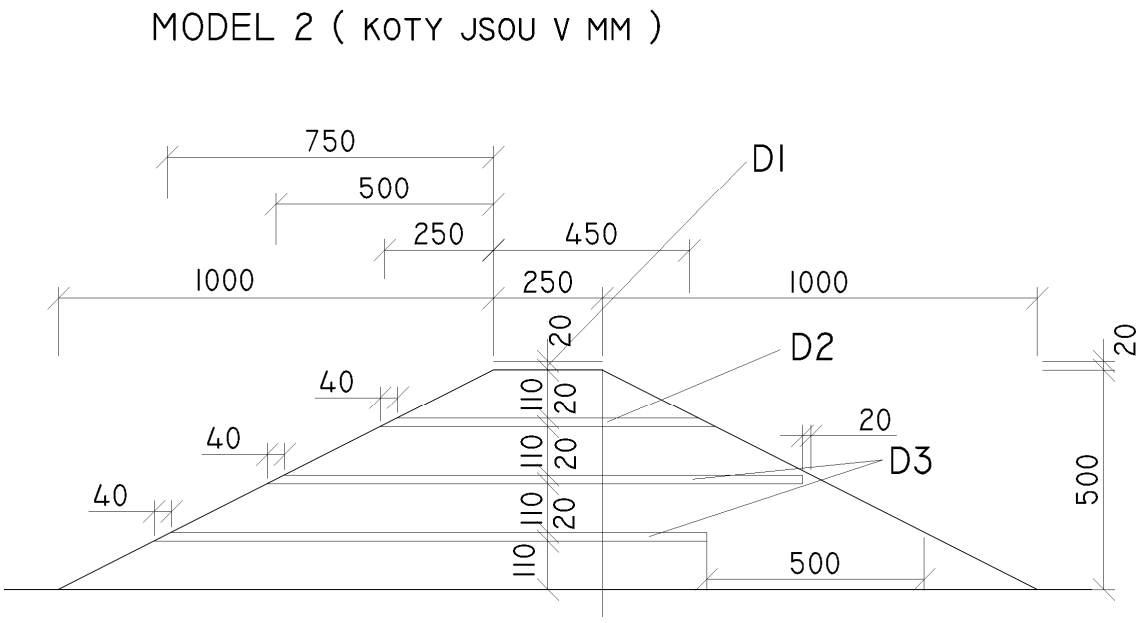
Obr. 5: Zkušební tělesa vláknobetonu s cihelným recyklátem

4. Návrh laboratorního modelu hráze s vyztuženými vrstvami z vláknobetonu s recykláty

Níže uvedené modely (obr. 6, 7) představují první krok k jedné z možných aplikací uvedeného vláknobetonu. Zaměření uvedeného experimentu je prokázat vyšší odolnost hráze v případě jejího přelití vodou (např. při přelití během povodní). Výsledky prokázané tímto modelem by měli být základem k modelům ve větším měřítku až ke skutečné realizaci.



Obr. 6: Model hráze bez vyztužení vláknobetonovými deskami



Obr. 7: Model hráze vyztužený vláknobetonovými deskami (D1 – D3)

5. Fotodokumentace z výroby vláknobetonových desek pr

Obr. 8 : Výroba čerstvého vláknobetonu

Obr. 9 : Válcování desek

Obr. 10 : Celkový pohled na vyrobené desky

5 .Závěr

Z uvedených charakteristik plynoucích z provedených zkoušek plyne, že vláknobetony s recykláty nelze považovat za rovnocenné s obyčejnými betony a nelze je využívat pro nosné konstrukce. Vhodné jsou však pro zemní konstrukce [5]. Z hlediska hodnocení zdravotních a environmentálních rizik lze konstatovat, že provedené zkoušky se ve výsledcích výrazně neodlišují od přísně předepsaných limitů pro popílky a popely, dokonce ve dvou případech (měď a zinek) je předčí.

Uvedený model představuje jednu z možných, pro společnost výhodných aplikací vláknobetonu s plnou náhradou přírodního kameniva recyklovaným stavebním a demoličním odpadem.

Acknowledgement
Příspěvek byl vypracován za podpory výzkumného záměru 04 Udržitelná výstavba MSM 684 077 0005.

Literatura

[1] VÝBORNÝ, J. – VODIČKA, J. – HANZLOVÁ, H.- KOLÁŘ, K.:
Porovnání základních mechanicko-fyzikálních vlastností obyčejného betonu a cihlobetonu bez vláken a s vlákny.
In: Sborník příspěvků 3. konference „Speciální betony“, Malenovice, září 2005, ČVUT v Praze a Sekurkon Ostrava, ISBN 80-86604-22-5, str.98-105.

[2] HANZLOVÁ, H.. –VÝBORNÝ, J. – VODIČKA, J. – VYTLAČILOVÁ, V.:
Charakteristiky cihlobetonů s vlákny.
In: Sborník příspěvků 4. konference „Speciální betony“, Skalský Dvůr, září 2006, Sekurkon Ostrava, ISBN 80-86604-27-6, str.71-76.

[3] HANZLOVÁ, H.. –VÝBORNÝ, J. – VODIČKA, J. – VYTLAČILOVÁ, V.:
Chování vláknobetonů s plnou náhradou přírodního kameniva cihelným nebo betonovým recyklátem po vzniku trhlin.
In: Sborník příspěvků 5. konference „Speciální betony“, Karlova Studánka, září 2007, Sekurkon Ostrava, ISBN 978-80-86604-32-9, str.168-175.

[4] VÝBORNÝ, J. – VODIČKA, J. – HANZLOVÁ, H. – VYTLAČILOVÁ, V.:
Posuzování charakteristik vláknobetonů.
In: Sborník přednášek 13. konference „RECYCLING 2008“, Brno, březen 2008, VUT v Brně, FSI a ARSM, ISBN 978-80-214-3576-6, str.13-20.

[5] VÝBORNÝ, J. – VODIČKA, J. – HANZLOVÁ, H.- WACHSMANN,M.:
Vláknobeton,zejména. pro zemní konstrukce.
Osvědčení o zápisu užitného vzoru č. 17 647 ze dne 9.7.2007, Úřad průmyslového vlastnictví, ČR, 6 stran

[6] VÝBORNÝ, J. – VODIČKA, J. – HANZLOVÁ, H. – VYTLAČILOVÁ, V.:
Vláknobeton s recyklovaným plnivem a odpadním přírodním kamenivem.
Posuzování charakteristik vláknobetonů.
In. Sborník příspěvků workshopu VZ 04 ”Udržitelná výstavba, Praha, prosinec 2007, ČVUT v Praze, FSV, ISBN 978-80-01-03977-9, str. 215-220

EKOLOGICKÉ MOSTY NA DÁLNICI A20 A LÜBECK-ŠTĚTÍN

Marek Foglar

Abstract
The paper describes the ecological bridges built at the A20 motorway in Northern Germany ant the overall approach used for mitigating negative impacts of transport infrastructure on the virgin landscape surrounding this huge construction.

1. Úvod

S rostoucími intenzitami provozu na pozemních komunikacích a s pokračující výstavbou kapacitních dopravních tepen roste riziko ohrožení populací zvířat fragmentací krajiny. Jednou z možností, jak fragmentaci krajiny omezit, je výstavba ekologických mostů, jež umožňují zvěři překračovat kapacitní komunikace bez ohrožení na životě svém i účastníků provozu.

V této souvislosti je nutné sledovat vývoj v okolních zemích a poučit se z jejich zkušeností, jak kladných, tak záporných. Ve Spolkové Republice Německo byla před časem uvedena do provozu dálnice A20 spojující Lübeck a Štětín, coby největší dálniční novostavba od dob druhé světové války vůbec. Problematika dopadů této více než tří set kilometrové liniové stavby na životní prostředí a problematika fragmentace krajiny byla v tomto případě řešena s německou důkladností. Seznámit s tímto v našich podmínkách z hlediska rozměru těžko realizovatelným dílem je cílem tohoto článku.

2. Dálnice A20 Lübeck-Štětín

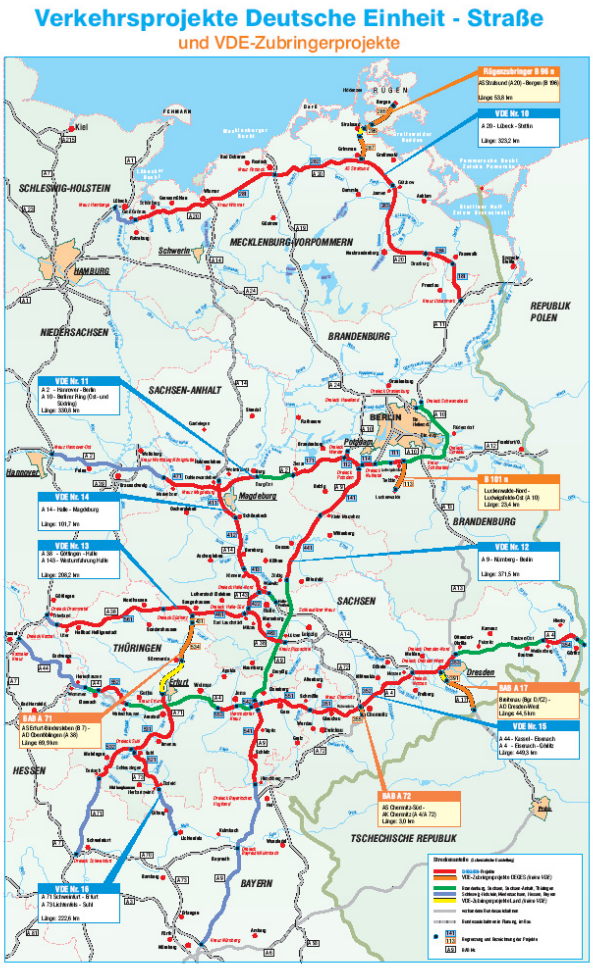
S projektování dálnice A20 Lübeck-Štětín bylo započato již v roce 1991, kdy byla zahrnuta do dopravních projektů německé jednoty (Verkehrsprojekte Deusche Einheit, Obr. 1), jako největší dálniční novostavba od druhé světové války vůbec. Jejich celkem 323,2 km procházejících třemi spolkovými zeměmi (Schelswig-Holstein, Mecklenburg-Vorpommern, Brandenburg) mělo splnit tři politické objednávky: zlepšit dopravní infrastrukturu v nových spolkových zemích, napojit nové spolkové země na hodpodářská centra starých spolkových zemí a vytvořit předpoklady pro srovnání životní úrovně ve sjednoceném Německu.

Jak již bylo uvedeno, dálnice prochází třemi spolkovými zeměmi; z celkových 323,2 km dálnice A20 se 16,8 km nachází ve spolkové zemi Schleswig-Holstein (náklady na nákup pozemků a stavbu 269 mil. €), 279,6 km ve spolkové zemi Mecklenburg-Vorpommern (náklady na nákup pozemků a stavbu 1 502,4 mil. €) a 26,8 km ve spolkové zemi Brandenburg (náklady na nákup pozemků a stavbu 117,4 mil. €). S výstavbou prvních souvisejících přeložek bylo započato v roce 1992, první úseky dálnice se začaly stavět v roce 1997, poslední úseky dálnice byly uvedeny do provozu v roce 2005. Z hlediska srovnání s našimi poměry jsou zajímavé délky výstavby jednotlivých úseků, spolu s jejich délkou; dále jsou uvedeny počty nadjezdů a mostů s důrazem na mosty ekologické:

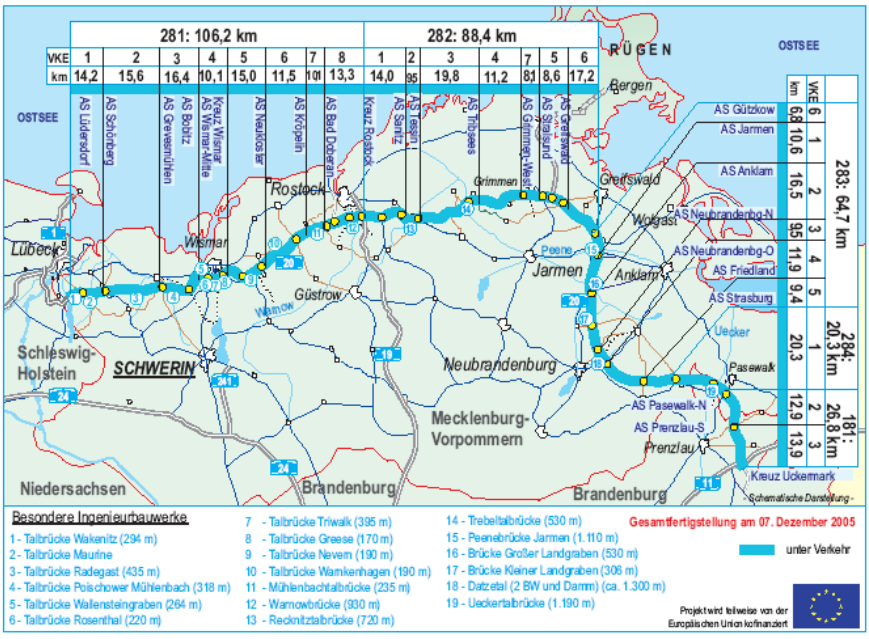
Marek Foglar, Ing., Ph.D.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra betonových a zděných konstrukcí
Thákurova 7, 166 29 Praha 6 – Dejvice
tel.: 224 354 624, fax.: 233 335 797, e-mail: marek.foglar@fsv.cvut.cz

- křižovatka A1/A20 Lübeck – zemská hranice Sleswig-Holstein/Mecklenburg-Vorpommern
  1998 – 2004, 16,8 km
  11 nadjezdů, 12 dálničních mostů, 1 tunel
- zemská hranice Sleswig-Holstein/Mecklenburg-Vorpommern – křizovatka Wismar
  1994 – 2004, 56,2 km
  40 nadjezdů (z toho 3 ekologické mosty), 34 dálničních mostů
- křižovatka Wismar – křižovatka Rostock
  1997 – 2000, 49,9 km
  26 nadjezdů (z toho 2 ekologické mosty), 27 dálničních mostů
- křižovatka Rostock – exit Grimmen-West
  1997 – 2005, 54,5 km
  29 dálničních mostů (z toho 1 ekologický most), 16 dálničních mostů
- exit Grimmen-West – exit Gützkow
  1998 – 2005, 33,9 km
  14 nadjezdů, 10 dálničních mostů
- exit Gützkow – exit Pasewalk-Süd
  1997 – 2005, 85 km
  46 nadjezdů (z toho 2 ekologické mosty), 26 dálničních mostů
- exit Pasewalk-Süd – křižovatka A11/A20 Uckermark
  1998 – 2001, 26,8 km
  19 nadjezdů, 7 dálničních mostů (z toho 1 ekologický)

Dálnice A20 prochází v celé své délce rovinatým terénem většinou v jeho úrovni, případně v mělkém zářezu, či na nízkém náspu. Mosty jsou vedeny ve výškách maximálně 16 m nad okolním terénem.



Obr. 1 Schématické zobrazení trasy dálnice A20 na mapě SRN (převzato z www.deges.de, DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH)



Obr. 2 Přehledná situace dálnice A20 s vyznačením jednotlivých úseků a nejvýznamnějších mostních staveb (převzato z www.deges.de, DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH)

3. Vliv problematiky ochrany životního prostředí na projekt dálnice A20

Celý projekt dálnice A20 byl od začátku směřován tak, aby narušil životní prostředí dopravní infrastrukturou dosud nedotčených oblastí co nejméně. Principy tohoto procesu lze shrnout do následujících bodů:

- náročný proces trasování delších úseků se spoustou porovnávaných variant, spolu se zpřesňováním vedení trasy dálnice v malých úsecích tak, aby trasa vedla co nejdále od osídlených oblastí
- minimalizace fragmentace krajiny stavbou dálnice návrhem dálničních mostů a ekologických mostů
- sledování vztahů mezi biotopy na nadregionální bázi
- řízené zásahy pro obnovení původního životního prostředí, včetně speciálních úkolů v případě specifických podmínek staveb
- návrhy mostů s minimálním ovlivněním okolní krajiny jak výstavbou, tak výsledným řešením

Cíl všech kompenzačních opatření byla snaha o funkční vyrovnání nevyhnutelného zásahu, například pomocí vytváření umělých vodních ploch a mokřad, výsadby stromořadí, houští a listnatých lesů. Kompenzační opatření byla zpočátku projektována jen v bezprostředním okolí dálnice, nakonec jich bylo rovných 50% spojeno s velkými územími o rozloze 100 až 500 ha.

Fragmentaci biotopů by měla zabránit výstavba mostů pro obojživelníky a malá zvířata, případně výstavba ekologických mostů (ekoduktů). Výstavba mostů pro obojživelníky a malá zvířata (Obr. 3) byla obzvláště důležitá vzhledem k velké hustotě mokřad a malých vodních toků, v nichž žijí celoevropsky chráněné živočišné druhy. Ekologické mosty byly budovány pro lesní zvěř v místech, kde dálnice přerušovala spojitá území jejich výskytu. V trase dálnice A20 bylo navrženo a vybudováno osm ekoduktů, jež spolu s desítkami dálničních mostů plní stejnou úlohu – omezují fragmentaci krajiny.

Obr. 3 Příklad mostu pro malá zvířata a obojživelníky na dálnici A20 (převzato z [1])

4. Ekologické mosty na dálnici A20

Ekologické mosty na dálnice A20 jsou navrženy jako dvojpolové rámy ze železobetonu a nebo jako dvoupolové desky z betonu předepjatého. Jako příklad prvního konstrukčního systému poslouží ekologické mosty u Kublanku a Wilsiekowa, viz Obr. 4 a 5.

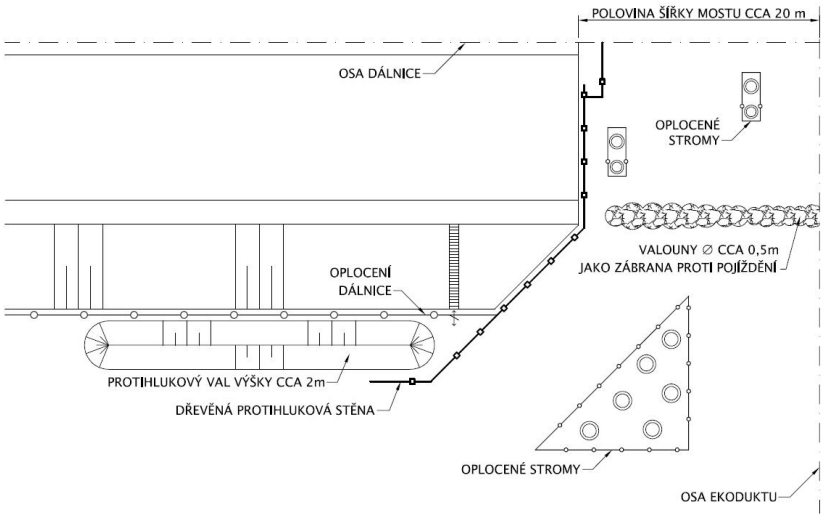
Obr. 4 Ekologický most u Kublanku (foto autor)

Obr. 5 Ekologický most u Wilsiekowa (foto autor)

Pozornost je věnována důslednému napojení oplocení dálnice na protihlukové stěny umístěné na mostech a úpravy v okolí mostů (viz Obr. 6). Půdorysně se mosty směrem doprostřed zužují, vegetace na mostech je vysázena tak, aby představovala přirozený vodící prvek pro zvěř.

Obr. 6 Řešení protihlukových stěn a napojení oplocení dálnice na ekologickém mostu u Kublanku (foto autor)

Příklad půdorysného řešení vegetačních úprav na mostech a v jejich okolí poskytuje Obr. 7. Z něj je zřejmé, že úpravám okolí mostů byla věnována velká pozornost jak z projekčního, tak realizačního hlediska. Na navštívených mostech se daří na nich vysázeným stromům, což značí úspěšné vyřešení otázky vlhkostních poměrů v přesypávce mostů. V době návštěvy mostů na nich byly nalezeny pěšinky vyšlapané zvěří, což svědčí o tom, že ekodukty plní účel své stavby, tj. snižují fragmentaci krajiny vzniklou výstavbou dálnice.



Obr. 7 Schéma vegetačních úprav na ekoduktu

5. Závěr

Článek popsal stavbu dálnice A20 Lübeck-Štětín ve Spolkové republice Německo. Shrnul základní aspekty vlivu problematiky ochrany životního prostředí na její projekt a realizaci. Na příkladu několika realizovaných ekoduktů popsal řešení vegetačních úprav, napojení oplocení a uspořádání v předpolí ekologických mostů, jež velkou měrou přispívá k tomu, aby byl most zvěří využíván a prostředky investované do jeho výstavby nepřišly vniveč.

6. Použitá literatura

[1] Kol. aut.: Bundesautobahn A20 Lübeck-Stettin, DEGES, 2007.
[2] KOCK, V. – KLEINHANS, K.: Wildbrücken in neuartiger Holzbauweise über den Rügenzubringer, 15.Dresdner Brückenbausymposium – Technische Universität Dresden, Dresden, 2005.
[3] Kol. aut.: Brücken und Tunnel der Bundesfernstraßen 2005, Deutscher Bundes-Verlag, Berlin, 2005.
[4] FOGLAR, M. – KŘÍSTEK, V.: Ekodukt u Wilmshagenu – inovativní dřevěná konstrukce Silnice a železnice, 2/2006, s. 27-28.
[5] FOGLAR, M. – KŘÍSTEK, V.: Ekonomické aspekty výstavby ekologických mostů Silniční obzor 5/2006, ČSS, s. 140-144.

Poděkování

Uvedené výsledky byly získány v rámci řešení VZ 04 CEZ MSM 6840770005 Udržitelná výstavba a grantového projektu GA ČR 103/08/1278.

ANALÝZA PŘÍČIN ZKÁZY MOSTU CYPRESS STREET VIADUCT V DŮSLEDKU ZEMĚTŘESENÍ LOMA PRIETA

Marek Foglar, Eva Karasová

Abstract
The paper describes the collapse of the Cypress Street Viaduct as a result of the Loma Prieta earthquake and analyses the possible reasons of the disaster. The Cypress Street Viaduct collapsed on the 17th October 1989, leaving 42 dead behind.

1. Úvod

Jednou z extrémních návrhových situacích v mostním stavitelství je návrh mostů na účinek zemětřesení. Ač v našich zeměpisných podmínkách není nutné mosty, výjimkou poddolovaných oblastí, na seismické zatížení navrhovat, ve světě je seismický výpočet běžnou součástí návrhu mostu.

Se vstupem normy EN 1998 v platnost bude nutné při návrhu mostů provádět seismický výpočet na většině našeho území.

Dvoupatrový most Cypress Street Viaduct byl v době svého uvedení do provozu (1957) považován za jednu z nejbezpečnějších konstrukcí v oblasti San Francisca. Na konci osmdesátých let se začalo uvažovat o jeho zesílení s souvislosti s přesnějšími seismickými výpočty. Na zesílení mostu nebyly finanční prostředky, a proto bylo odloženo.

Zemětřesení Loma Prieta z 17.října 1989 most kompletně zničilo a zanechalo za sebou 42 obětí, z nichž se většina v okamžiku zemětřesení nacházela ve spodní úrovni dálnice, na níž spadla horní její úroveň.

Článek popisuje konstrukci a příčiny zkázy téměř tříkilometrového dvoupatrového mostu Cypress Street Viaduct.

2. Když se země zachvěla…

17.října 1989 v 17:04:15 zasáhlo oblast San Francisca a zálivu Monterey zemětřesení o síle 7,1 stupňů Richterovy stupnice. Epicentrum se nacházelo 37,04° SŠ a 121,88° ZD poblíž hory Loma Prieta v pohoří Santa Cruz cca 14 km severovýchodně od města Santa Cruz a 96 km jiho-jihovýchodně od San Francisca. Podle hory Loma Prieta bylo posléze toto zemětřesení pojmenováno.

K zemětřesení došlo, když se pacifická a severoamerická deska posunuly o více než 2 m podél své hranice, Svatoondřejského zlomu. K trhlině došlo v hloubce 18 km pod zemí, rozšířila se na délku 35 km, nicméně zemského povrchu nedosáhla.

Zemětřesení Loma Prieta poškodilo zhruba 100 km od svého epicentra dva velké mosty. Zatímco příhradový most Bay Bridge na dálnici I80 spojující Oakland se San Franciscem utrpěl relativně malé poškození, most Cypress Viaduct na dálnici I880 spojující Berkeley s Oaklandem byl tímto zemětřesením kopletně zničen.

Zemětřesení Loma Prieta si vyžádalo životy 63 lidí a způsobilo škodu odhadovanou na 6-10 miliard amerických dolarů.

Marek Foglar, Ing., Ph.D., Eva Karasová, Ing.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra betonových a zděných konstrukcí
Thákurova 7, 166 29 Praha 6 – Dejvice
*tel.: 224 354 624, fax.: 233 335 797, e-mail:*marek.foglar@fsv.cvut.cz, eva.karasova@fsv.cvut.cz

3. Popis konstrukce mostu Cypress Street Viaduct

Most Cypress Viaduct byl součástí tzv. Niemitzovy dálnice I880 spojující Oakland s Berkeley. Most vedl dálnici ve dvou úrovních nad sebou, čtyři pruhy severním směrem na spodní mostovce, čtyři pruhy jižním směrem na mostovce horní. Celková délka mostu byla 3 km, nejobvyklejší rozpětí pole činilo 36m.

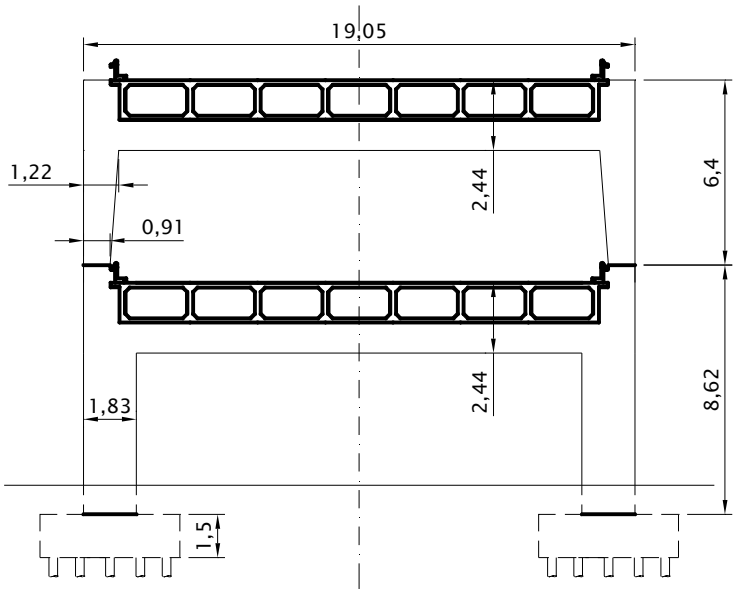
Nosnou konstrukci tvořil sedmikomorový železobetonový nosník výšky 1,4 m.

Most podporovalo 83 rámových železobetonových pilířů o dvou stojkách. Z hlediska tvaru a konstrukčního uspořádání bylo pilířů celkem 11 typů. Během zemětřesení se jich zhroutilo celkem 48, z čehož bylo 29 (60%) typu B1. Tento typ bude v textu dále popsán.

Pilíře byly založeny hlubinně na mikropilotách Ø305 mm. Počet mikropilot pod pilíři byl proměnný 18-35 kusů.

Schématický příčný řez mostu s pilířem B1 viz Obr.1.

Severní část mostu byla založená v měkkých mořských sedimentech, jižní část byla založená v píscích a štěrkopíscích. V severní části byly piloty v průměru cca 30m dlouhé, zatímco v jižní části pouze 5m.



Obr. 1 Schématický příčný řez mostem Cypress Street Viaduct

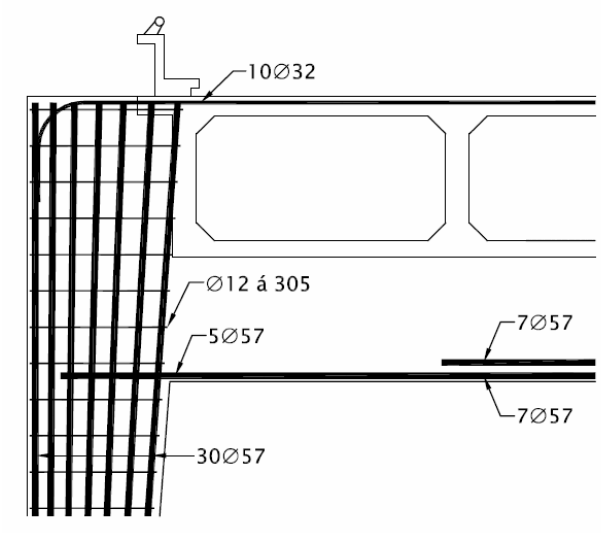
4. Popis konstrukčního uspořádání pilířů B1

Pilíře typu B1 se skládaly ze dvou polorámů. Spodní polorám se základem, stejně jako horní s dolním polorámem, byly spojeny vrubovým kloubem. Běžné rozměry pilíře B1 jsou uvedeny na Obr. 1.

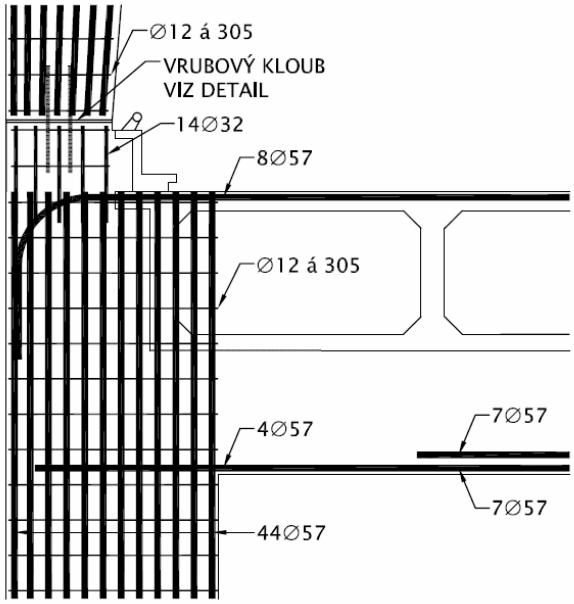
Vrchní vrubový kloub byl umístěn 0,69 m nad horním povrchem spodního polorámu v krátkém sloupu obdélníkového průřezu. Stojky vrchního polorámu měly proměnnou výšku, 0,91 m u vrubového kloubu, 1,22 m na konci náběhu v rámovém rohu, při konstantní tloušťce 1,22 m.

Příčel horního polorámu měla stejné rozměry jako příčel spodního polorámu, výšku 2,44 m a šířku 1,22 m.

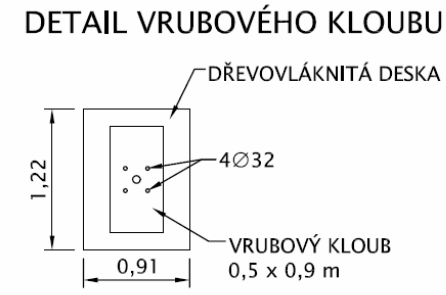
Způsob vyztužení pilíře typu B1 je naznačen na Obr. 2 a 3, detail vrubového kloubu na Obr. 4.



Obr. 2 Detail vyztužení rámového rohu horního polorámu



Obr. 3 Detail vyztužení spojení horního a dolního polorámu



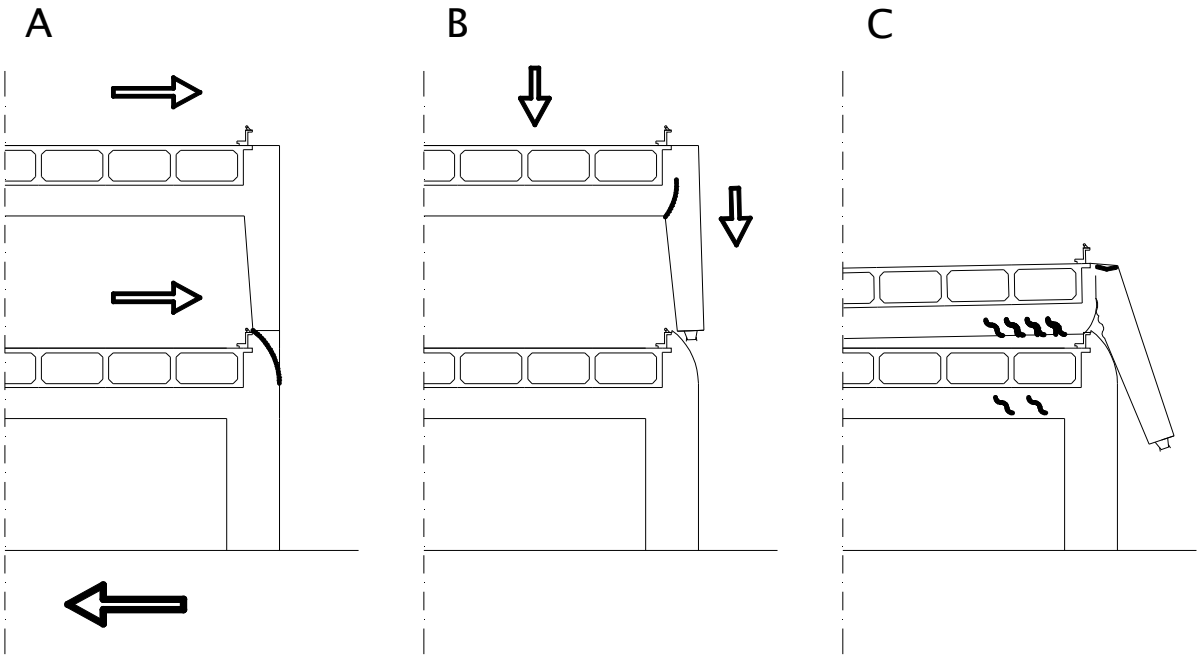
Obr. 4 Detail vrubového kloubu

5. Analýza příčin selhání mostu Cypress Street Viaduct

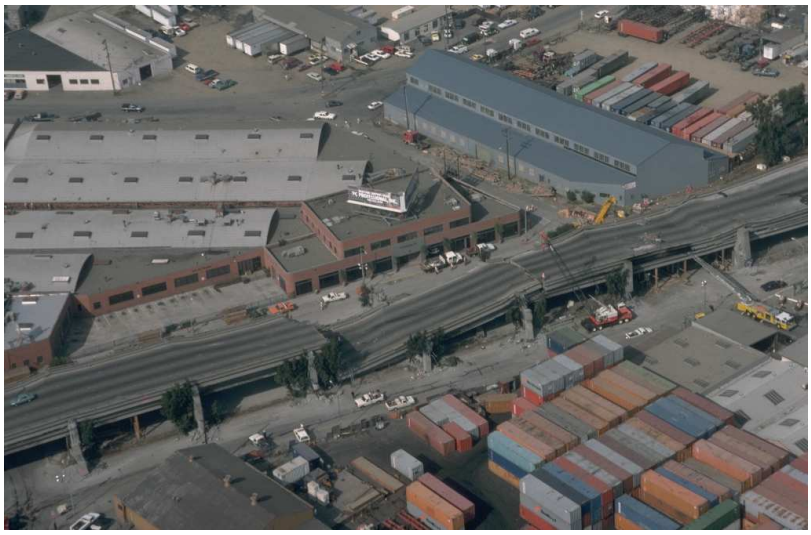
V místě ohybu horní výztuže spodního polorámu (8Ø57, viz Obr. 3) byla velice robustní výztuž zahnuta do rámového rohu a v něm ukončena. Během zatížení zemětřesením se vyvinula plošná trhlina pod spojením horního a dolního polorámu. Trhlina směřovala od vnitřního líce sloupu vrubového kloubu směrem ven z konstrukce a kopírovala ohyb výztuže. Svislá výztuž spodního polorámu (opět z Ø57) končila v rovině horního povrchu spodního polorámu, nepokračovala do sloupu vrubového kloubu. Hustě uložené pruty armatury Ø57 nebyly důkladně provázány třmínky (pouze Ø12 á 305mm) a tvořily tak plochu diskontinuity, snižující smykovou únosnost betonu.

Gravitační síla tlačila horní polorám po této ploše diskontinuity směrem ven z konstrukce, což vedlo k vývinu trhliny na spodním líci rámového rohu horního polorámu. Horní polorám, a tedy celá horní mostovka se následně zřítila na spodní mostovku.

Způsob selhání mostu Cypress Street Viaduct je ve třech krocích (A, B, C) schématicky znázorněn na Obr. 5, Obr. 6 a 7 zobrazují stav mostu po zemětřesení.



Obr. 5 Způsob selhání mostu Cypress Street Viaduct



Obr. 6 Letecký pohled na zřícenou část mostu Cypress Street Viaduct krátce po zemětřesení, převzato z [3]

Obr. 7 Detail spojení polorámů po zemětřesení, převzato z [3]

6. Závěr

Most Cypress Street Viaduct byl postaven v letech 1955-1957 podle tehdejších norem na návrh železobetonových konstrukcí v seismicky aktivních oblastech. Byl postaven kvalitně a až do osudného roku 1989 nevykazoval jakékoli problémy. Tento most a všechny ostatní na dálnici I880 byly robustní křehké konstrukce o velmi malé duktilitě.

Zemětřesení Loma Prieta ve svém důsledku způsobilo změnu způsobu navrhování mostů v seismicky aktivních oblastech. Konstrukce se navrhují duktilní, nosné prvky se mohou zničit, ale uspořádání výztuže musí zajistit dostatečnou zbytkovou životnost k evakuaci osob. Dvoupatrové konstrukce se nenavrhují.

Se vstupem normy EN 1998 v platnost bude nutné při návrhu mostů provádět seismický výpočet na většině našeho území. Uspořádání výztuže spodní stavby mostů bude muset splňovat konstrukční zásady pro návrh konstrukcí v seismicky aktivních oblastech.

7. Použitá literatura

[1] KUNNATH, S. K., GROSS, J. L.: Inelastic response of the Cypress Viaduct to the Loma Prieta earthquake, Engineering Structures, Vol. 17, No. 7, pp. 485-493, 1995.

[2] NIMS, D.K., MIRANDA, E., AIKEN, I.D., WHITTAKER, A.S., BERTERO, V.V.: Collapse of the Cypress Street Viaduct as a result of the Loma Prieta Earthquake, Report UBC/EERC-89/16, University of California at Berkeley, 1989.

[3] NAKATA, J. et al: The October 17, 1989, Loma Prieta, California, Earthquake-Selected Photographs, U.S. Geological Survey, Digital data series DDS-29, 1999.

[4] HOUSNER, G.W., THIEL, C.C.: Competing against time: Report of the Governor's Board of Inquiry on the 1989 Loma Prieta Earthquake, Earthquake Spectra, Vol. 6, No. 4, pp. 681-711, 1990.

Poděkování

Uvedené výsledky byly získány v rámci řešení VZ 04 CEZ MSM 6840770005 Udržitelná výstavba.

UŽITÍ NUMERICKÉHO MODELOVÁNÍ VÝBUCHŮ PRO OVĚŘENÍ EMPIRICKÝCH VZTAHŮ UŽÍVANÝCH PRO VÝPOČET VELIKOSTI NÁLOŽÍ UŽÍVANÝCH PRO DEMOLICE OBJEKTŮ POZEMNÍHO STAVITELSTVÍ A DOPRAVNÍCH STAVEB

Marek Foglar, Eva Karasová

Abstract
The paper verifies empirical relations used for estimating the mass of explosives used for demolitions by means of numerical modeling of explosions.

1. Úvod

Problematika požárů a výbuchů způsobených teroristickým útokem se dostala v souvislosti se změnou geopolitické situace do popředí zájmu odborné veřejnosti a není již jen okrajovou oblastí výzkumu.

Článek si klade za cíl ověřit empirické vztahy užívané pro výpočet velikosti náloží užívaných pro demolice objektů pozemního stavitelství a dopravních staveb pomocí numerického modelování výbuchů. Výsledkem studie je rozsáhlý soubor numerických experimentů, jež umožní ověření základních postulátů teorie výbuchů a šíření tlakové vlny prostředím.

2. Možné vliv způsobů uložení nálože na její účinnost

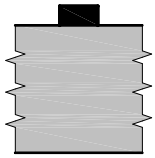
Při trhání zděných, betonových a železobetonových konstrukcí se nálože umísťují zpravidla do čtyřech poloh:

1) volně přiložená nálož (Obr. 1)
2) zapuštěná nálož (Obr. 2)
3) zapuštění nálože v ⅓ tloušťky prvku (Obr. 3)
4) zapuštění nálože ve středu prvku (Obr. 4)

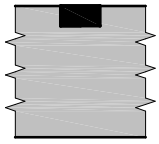
Umístění nálože ovlivňuje její účinnost. Volně přiložená netěsněná nálož je zhruba 7x méně účinná než nálož netěsněná zapuštěná ve středu prvku.

Utěsnění nálože zvyšuje její účinnost. Volně přiložená těsněná nálož je zhruba dvojnásobně účinná než volně přiložená nálož netěsněná.

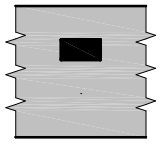
Se zapuštěním nálože se příznivý vliv utěsnění nálože na její účinnost zmenšuje. Samotné zapuštění nálože zvětšuje účinek nálože, resp. pro dosažení stejném účinku je dostačující nálož o menším objemu.



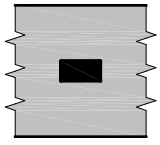
Obr. 1 Volně přiložená nálož



Obr. 2 Zapuštěná nálož



Obr. 3 Zapuštění nálože v ⅓ tloušťky prvku



Obr. 4 Zapuštění nálože ve středu prvku

Eva Karasová, Ing., Marek Foglar, Ing., Ph.D.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra betonových a zděných konstrukcí
Thákurova 7, 166 29 Praha 6 – Dejvice
*tel.: 224 354 624, fax.: 233 335 797, e-mail:*eva.karasova@fsv.cvut.cz, marek.foglar@fsv.cvut.cz

3. Způsoby numerického řešení rychlých dynamických jevů

Na pohybující se těleso dané hmotnosti působí setrvačné síly, útlum a síly elastické. Tyto síly jsou v rovnováze s vnějšími silami. Rovnice pohybu tělesa je závislá na čase.

$$M \cdot u''(t) + C \cdot u'(t) + K \cdot u(t) = p(t)$$

(1) Pohybová rovnice

Řešení pohybové rovnice se nejsnáze provádí přímou numerickou integrací. Pro řešení je nutné provést časovou diskretizaci, řešení je možné provést metodou implicitní časové integrace či metodou explicitní časové integrace. Základní rozdíly v řešení rovnice pohybu metodami implicitní a explicitní časové integrace jsou popsány v následujících odstavcích.

3.1. Metoda implicitní časové integrace (Newmarkova metoda)

V případě metody implicitní časové integrace (Newmarkovy metody) je rovnice pohybu

$$M_{n+1} \cdot u''_{n+1} + C_{n+1} \cdot u'_{n+1} + K_{n+1} \cdot u_{n+1} = p_{n+1}$$

(2) Metoda implicitní časové integrace (Newmarkova metoda)

řešena v čase t_{n+1}, tedy na konci daného časového kroku (Obr. 5).

Metoda je založena na předpokladu lineární změny zrychlení. Rychlost je pak možné vyjádřit jako

$$u'_{n+1} = u'_n + \frac{\Delta t}{2} u''_n + \frac{\Delta t}{2} u''_{n+1},$$

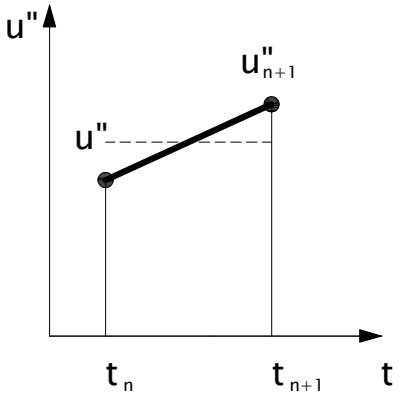
zrychlení vyjádříme z rovnice pro posun

$$u_{n+1} = u_n + u'_n \Delta t + \frac{\Delta t^2}{3} u''_n + \frac{\Delta t^2}{6} u''_{n+1}.$$

V rovnici (2) pak zůstává neznámou u_{n+1}. Posun v čase t_{n+1} je pak

$$(\frac{6}{\Delta t^2} M_{n+1} + \frac{3}{\Delta t} C_{n+1} + K_{n+1}) \cdot u_{n+1} = p_{n+1} + M_n (\frac{6}{\Delta t^2} u_n + \frac{6}{\Delta t} u' + 2u'') + C_n (\frac{3}{\Delta t} u_n + 2u'_n + \frac{\Delta t}{2} u''_n)$$

Řešíme pak pásovou matici, což je při větší tloušťce pásu náročné na výpočetní čas.



Obr. 5 Metoda implicitní časové integrace (Newmarkova metoda)

3.2. Metoda explicitní časové integrace (diferenční metoda)

V případě metody explicitní časové integrace (metody střední diference) je rovnice pohybu

$$M_n \cdot u_n'' + C_n \cdot u_n' + K_n \cdot u_n = p_n$$

(3) Metoda explicitní časové integrace (metoda střední diference)

řešena v čase t_n, tedy na začátku daného časového kroku.

Metoda je založena na předpokladu lineární změny posunu. Rychlost je pak možné vyjádřit jako

$$u'_{n+1/2} = \frac{1}{\Delta t_{n+1/2}} (u_{n+1} - u_n) ,$$

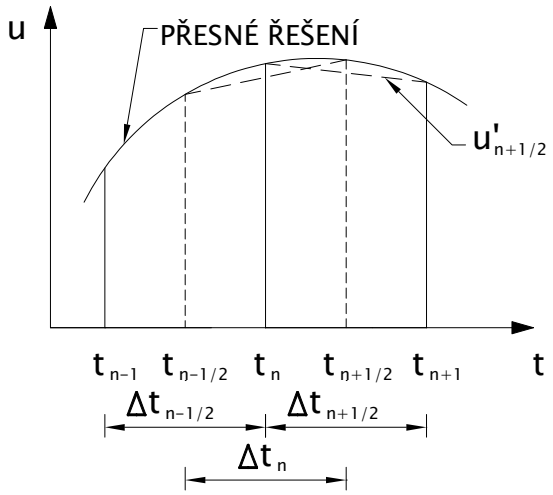
což se pak dosadí do rovnice zrychlení

$$u'' = \frac{1}{\Delta t_n} (u'_{n+1/2} - u'_{n-1/2}) .$$

V rovnici (3) pak zůstává neznámou u_{n+1}. Posun v čase t_{n+1} je pak

$$(\frac{1}{\Delta t^2} M_n + \frac{1}{2\Delta t} C_n) \cdot u_{n+1} = p_n - (K_n - \frac{2}{\Delta t^2} M_n) \cdot u_n - (\frac{1}{\Delta t^2} M_n - \frac{1}{2\Delta t} C_n) \cdot u_{n-1}$$

Matice *M* a *C* jsou diagonální, řešení jednoduché a rychlé.



Obr. 6 Metoda explicitní časové integrace (diferenční metoda)

3.3. Srovnání implicitní a explicitní metody časové integrace

Při implicitní časové integraci musí být soustava v rovnováze v čase t_{n+1}, z toho vyplývá velký počet řešených rovnic v krátkých časových krocích délky řádově 10^{-1} s. Metoda implicitní časové integrace je vhodnější pro lineární problémy, v případě nelineárních musí být časový krok dostatečně malý pro omezení problémů s konvergencí metody.

Na druhou stranu při explicitní časové integraci je soustava v rovnováze pouze v čase t_n, nikoli v čase t_{n+1}. Metoda nemá obvykle problém s konvergencí, je stabilní, pokud je časový krok, jehož velikost závisí na nejvyšší vlastní frekvenci soustavy, dostatečně malý. Explicitní časová integrace neřeší tedy velký počet rovnic, vyžaduje ale velký počet velmi malých časových kroků délky řádově 10^{-6} – 10^{-8} s. Z tohoto vyplývá, že metoda explicitní časové integrace vhodná pouze pro krátké procesy.

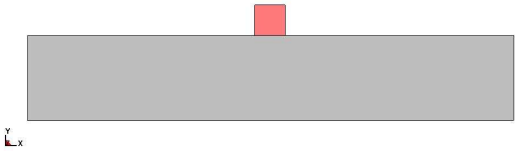
4. Numerické modelování výbuchů

Pro ověření empirických vztahů užívaných pro výpočet velikosti náloží užívaných pro demolice objektů pozemního stavitelství a dopravních staveb byly modelovány různé způsoby uložení nálože v programu LS-PREPOST verze 2.2 beta, výpočet byl proveden pomocí SOLVER ANSYS LS-DYNA verze 11, výsledky byly vyhodnocovány v programu LS-PREPOST verze 2.2 beta.

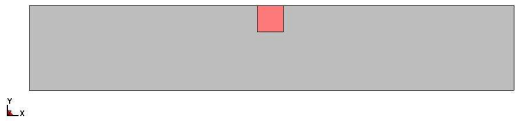
Vrchní vrubový kloub byl umístěn 0,69 m nad horním povrchem spodního polorámu v krátkém sloupu obdélníkového průřezu. Stojky vrchního polorámu měly proměnnou výšku, 0,91 m u vrubového kloubu, 1,22 m na konci náběhu v rámovém rohu, při konstantní tloušťce 1,22 m.

Příčel horního polorámu měla stejné rozměry jako příčel spodního polorámu, výšku 2,44 m a šířku 1,22 m.

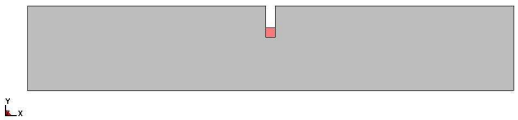
Způsob vyztužení pilíře typu B1 je naznačen na Obr. 2 a 3, detail vrubového kloubu na Obr. 4.



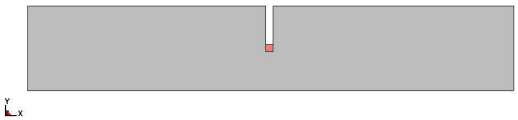
Obr. 7 Volně přiložená nálož



Obr. 8 Zapuštěná nálož



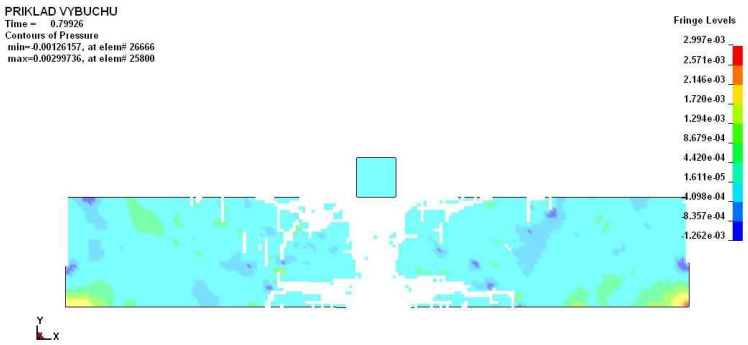
Obr. 9 Zapuštění nálože v ⅓ tloušťky prvku



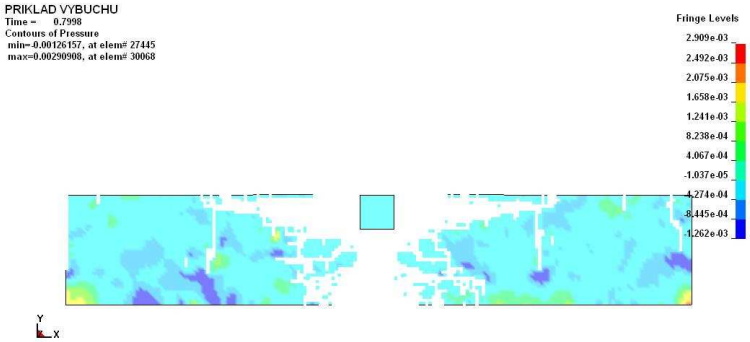
Obr. 10 Zapuštění nálože ve středu prvku

Na obrázcích (Obr. 7-10) je znázorněna železobetonová deska o tloušťce 350 mm se čtyřmi způsoby umístění nálože. Z obrázků je jasně patrný poměr velikostí náloží podle druhu umístění vůči průřezu desky.

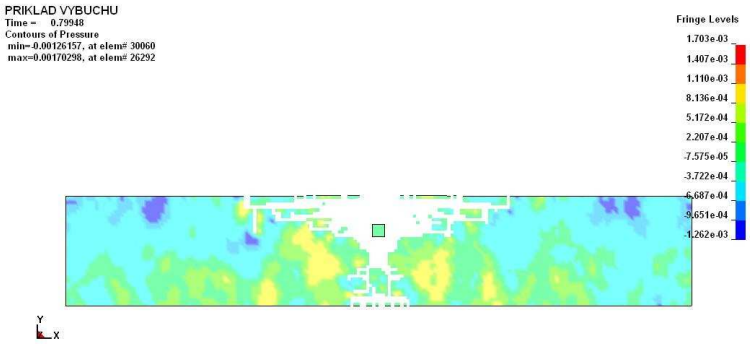
Pro numerické modelování byl zvolen velice jednoduchý přístup spočívající v modelování úlohy v řezu, jež umožnil minimalizovat nároky na hardware a výpočetní čas. I přes velkou abstrakci byly však datové nároky enormní, neboť rychlé dynamické jevy řešené metodou explicitní časové integrace jsou řešeny s časovým krokem velikosti $10^{-6} \div 10^{-8}$ s, z čehož pramení obrovský počet iterací při sledovaném časovém úseku délky 2 ms. Pro srovnání: v případě řešení metodou implicitní časové integrace (tzv. Newmarkovou metodou) by nejmenší sledovaný krok byl délky cca 10^{-1} s, což je pro problematiku výbuchů zcela nepostačující.



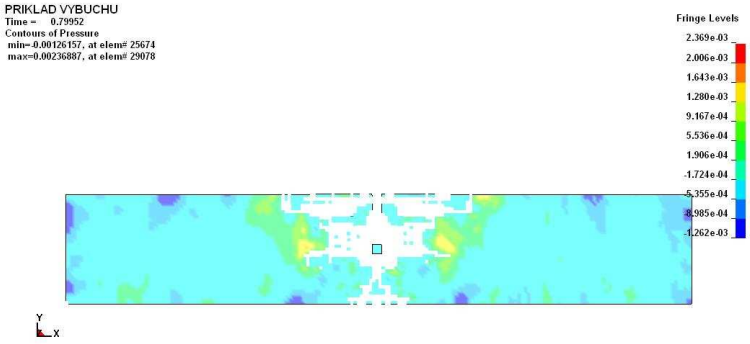
Obr. 11 Volně přiložená nálož - porušení a napětí



Obr. 12 Zapuštěná nálož - porušení a napětí



Obr. 13 Zapuštění nálože v ⅓ tloušťky prvku - porušení a napětí



Obr. 14 Zapuštění nálože ve středu prvku - porušení a napětí

Na Obr. 11-14 je patrné porušení a napětí pro jednotlivé velikosti a způsoby umístění nálože. Je vidět, že účinek náloží, jejichž velikost byla navržena podle emperických vzorců, je ve stejném čase velice podobný. Velikost náloží byla určena

s cílem prorazit zkoumanou desku, a jak ukazují obrázky, takto navržené hmotnosti náloží pro jednotlivá umístění jsou pro proražení desky postačující. Empirické vztahy pro určení velikosti náloží lze tedy považovat za numericky ověřené.

5. Závěr

Příspěvek popsal vliv uložení a utěsnění nálože na její účinnost a objasnil principy numerického řešení rychlých dynamických jevů. Pomocí numerického modelování výbuchů ověřil platnost empirických vztahů užívaných pro určování velikosti náloží užívaných pro demolice objektů pozemního stavitelství a dopravních staveb a vytvořil tak rozsáhlý soubor numerických experimentů, jež bude dále rozšiřován a využíván.

6. Použitá literatura

[1] HENRYCH, J.: Dynamika výbuchu a její užití, Academia, 1973.
[2] Výpočetní program ANSYS/LS-DYNA, tutorials
[3] FOGLAR, M., KARASOVÁ, E., Extrémní návrhové situace v betonových konstrukcích – účinek dělostřeleckého granátu na beton, Workshop 2007, VZ 04 Udržitelná výstavba

Poděkování

Uvedené výsledky byly získány v rámci řešení VZ 04 CEZ MSM 6840770005 Udržitelná výstavba.

POSUZOVÁNÍ AKCÍ ZAŘAZENÝCH DO PROGRAMU „PODPORA OBNOVY, ODBAHNĚNÍ A REKONSTRUKCE RYBNÍKŮ A VÝSTAVBY VODNÍCH NÁDRŽÍ

Pavel Fošumpaur

Abstrakt

Příspěvek uvádí systém hodnocení akcí zařazených do programu „Podpora obnovy, odbahnění a rekonstrukce rybníků a výstavby vodních nádrží“ a zabývá se zejména kritériem retenční funkce. Cílem programu je obnova vodohospodářských funkcí malých vodních nádrží a zajištění jejich bezpečnosti v souladu s požadavky normy TNV 75 2935 „Posuzování bezpečnosti vodních děl při povodních“. Správcem programu je Ministerstvo zemědělství ČR. Hodnocení akcí zajišťuje tzv. strategický expert, kterým je sdružení ČVUT v Praze, Fakulta stavební a akciová společnost Vodní díla – TBD.

1. Úvod

Posuzování akcí programu „Podpora obnovy, odbahnění a rekonstrukce rybníků a výstavby vodních nádrží“ vychází zejména z hlavních cílů programu, které jsou definovány v jeho dokumentaci. V rámci programu je důraz kladen na víceúčelový charakter rybníků a malých vodních nádrží, které by měly zlepšovat protipovodňovou ochranu území a zároveň částečně plnit zásobní funkci nalepšováním průtoků za hydrologického sucha. Současně program usiluje o zlepšení technického stavu těchto staveb a zvyšování jejich bezpečnosti.

Jako výchozí předpoklady pro vytvoření komplexního systému hodnocení jsou uvažovány následující okolnosti:

1) je nutno posoudit ochrannou funkci navržených akcí za povodňových situací,
2) je nutno posoudit bezpečnost navržených akcí při povodních (prevence před nebezpečím vzniku zvláštní povodně),
3) je nutno posoudit zásobní funkci navržených akcí,
4) je nutno posoudit ekonomickou účinnost finančních prostředků na podporu akcí,
5) je nutno posoudit kvalitu navrženého technického řešení.

Primárním cílem metodiky hodnocení akcí (Satrapa, Fošumpaur, 2007) je formulace systému hodnocení navržených rybníků a vodních nádrží podle všech výše uvedených bodů, kdy základními hodnotícími ukazateli jsou v souladu s cíli programu zejména plnění ochranné a zásobní funkce, posouzení bezpečnosti při povodních a posouzení ekonomické účinnosti finanční podpory. Metodika formuluje objektivní a transparentní vyhodnocení jednotlivých ukazatelů a definuje jednoznačný postup pro kvantifikaci výsledného hodnotícího kritéria, které je následně použito pro stanovení pořadí akcí.

Hodnocení navržených akcí podle jejich vlivů na životní prostředí je součástí paralelního posouzení environmentálního experta a standardních postupů v souladu s platnou legislativou (zákon č. 114/1992 Sb., o ochraně přírody a krajiny a zákon č. 100/2001 Sb., o posuzování vlivů na životní prostředí a o změně některých

Pavel Fošumpaur, Dr. Ing.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra hydrotechniky
Thákurova 7, 166 29 Praha 6 – Dejvice
tel.: 224 354 425, fax.: 224 355 408, e-mail: fosumpaur@fsv.cvut.cz

souvisejících zákonů). Tato metodika uvedenou proceduru environmentálního posouzení nijak nenahrazuje. Následná realizace akcí bude podmíněna pozitivním stanoviskem orgánů ochrany přírody.

Metodika pro hodnocení akcí zařazených do programu 129 130 byla vytvořena na Katedře hydrotechniky ČVUt v Praze, Fakultě stavební a byla vybrána na základě výběrového řízení na jaře 2007. Zároveň byl jmenován tým strategického experta, který je tvořen sdružením Fakulta stavební ČVUT v Praze a akciové společnosti Vodní díla – TBD. Úkolem týmu strategického experta je zejména průběžné vyhodnocování zařazených akcí dle uvedené metodiky.

2. Retenční účinek nádrží

V rámci příspěvku je pozornost zaměřena především na konstrukci kritéria účinnosti retenční funkce zařazených akcí. Původní záměr sledoval přístup posouzení retenčního účinku jednotlivých rybníků a malých vodních nádrží na základě transformace návrhové povodňové vlny. Postup vychází ze standardního postupu, který vyžaduje znalost hydrogramu teoretické povodňové vlny, kdy je napřed na podkladě návrhového hyetogramu odvozen přímý odtok (efektivní déšť) a posléze je odvozen návrhový hydrogram. Ve shodě s praxí ČHMÚ je využit postup dle obr. 1. Pro stanovení přímého odtoku je využita metoda CN-křivek a pro odvození hydrogramu metoda jednotkového hydrogramu. Postup je relativně snadno reprodukovatelný pomocí komerčních hydrologických modelů. V našem případě jsme využili prostředek HEC-HMS, který je volně dostupný na webu US Army Corps of Engineers.

Podstatným vstupem pro odvození N-letých teoretických povodňových vln je hodnota maximální 24-hodinové N-leté srážky. Pro potřeby hodnocení akcí 129 130 poskytl ČHMÚ mapu 100-letých max. denních srážek, která byla na tomto pracovišti odvozena na podkladě rozsáhlého výzkumu ve formátu GIS aplikace. Podobně byly od ČHMÚ získány pro potřeby hodnocení retenčního účinku nádrží GIS mapy znázorňující prostorové rozložení CN-křivek.

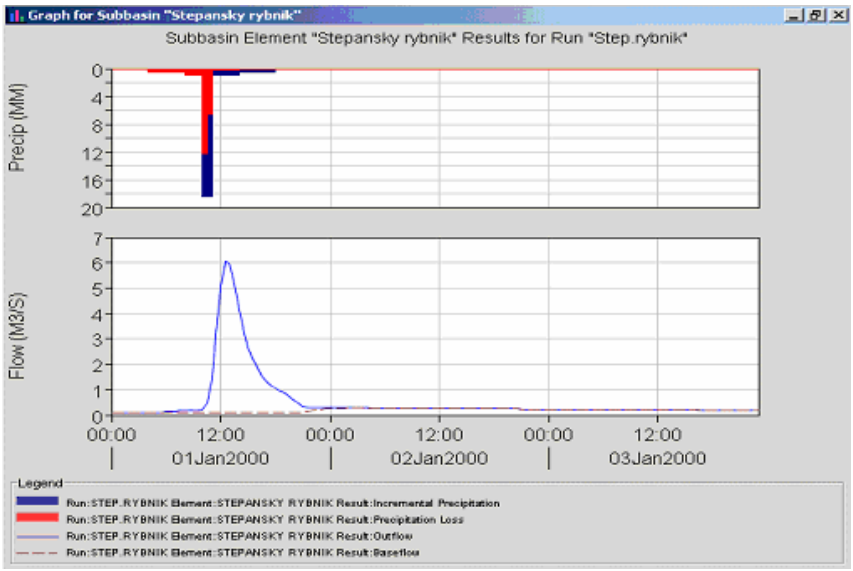
Příkladem je odvození teoretické 100-leté povodně pro Štěpánský rybník:

Plocha povodí:	**3,39 km^2**
Procento nepropustných ploch:	10%
100-letá jednodenní srážka:	66 mm
koeficient plošné redukce:	1,00
plošně redukovaná hodnota P_{100}1dr	**66,0 mm**
koeficient plošné redukce pro srážku 1-hod:	1,00
poměr 1hod a 1denní srážky:	0,57
100-letá 1-hod srážka:	**37,62 mm**
CN:	**85**

Základní parametry nádrže:

	H (m n.m.)	A (ha)	V (m3)
zásobní prostor	234.05	9.0816	96 265
bezp. přeliv	234.10	9.0816	100 806
Hmax	234.42	9.9230	131 424

Odvození hydrogramu TPV100 v prostředí HEC-HMS je znázorněno na obr. 1.

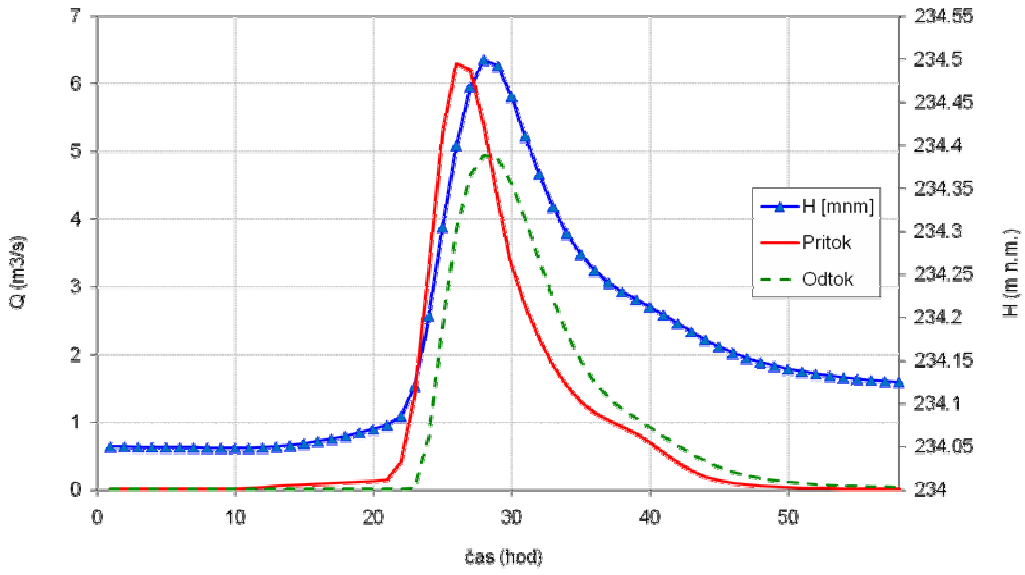


Obr. 1: Odvození TPV100 z návrhového hyetogramu.

Transformace TPV100 v retenčním prostoru rybníku Štěpánský je znázorněno na obr. 2. Definujeme-li účinnost retenční funkce rybníku jako poměr kulminačního odtoku a kulminačního přítoku, nabývá tento ukazatel hodnoty:

$$\frac{O_{\max}}{P_{\max}} = \frac{4{,}95}{6{,}30} = 0{,}79$$

z čehož vyplývá, že kulminační průtok během 100-leté povodňové události (teoretická letní událost) je vlivem retenční kapacity rybníku redukován o cca 20%.



Obr. 2: Transformace TPV100 v retenčním prostoru nádrže (r. Štěpánský).

Uvedený postup posuzování retenčního účinku nádrží je korektní a dává objektivní představu o možnostech nádrže redukovat povodně v profilu pod hrází. Odvození ukazatele však vyžaduje v podstatě sestavení samostatné hydrologické studie a aplikace ukazatele je tak pro plošné nasazení pro hodnocení stovek akcí zařazených do programu 129 130 nevhodná.

Z uvedeného důvodu byl odvozen zjednodušený ukazatel retenční funkce UR, jehož stanovení je již řádově jednodušší a jehož vypovídací schopnost zůstává na velmi dobré úrovni.

Výchozím hydrologickým podkladem pro posouzení retenčního účinku je opět maximální denní srážková výška na povodí s dobou opakování 100 let. Hodnoty 100-leté srážkové výšky pro území ČR byly zpracovány Českým hydrometeorologickým ústavem (ČHMÚ). Následně je určena hodnota průměrné srážkové výšky na povodí posuzovaného rybníku nebo nádrže (pomocí aplikace Thissenova polygonu v GIS).

Hodnota 100-leté srážkové výšky se následně redukuje součinitelem plošné redukce podle vztahu:

$H_{r,24} = k \,.\, H_{24}$ [mm],

kde $H_{r,24}$ je plošně redukovaná hodnota 100-leté srážkové výšky [mm],
k … součinitel plošné redukce závislý na ploše povodí podle Ústavu fyziky atmosféry Akademie věd ČR (ÚFA AV ČR),
H_{24} … 100-letá srážková výška na daném povodí [mm].

V následujícím kroku je vypočítána hodnota přímého odtoku (efektivní srážka). Pro její určení bude využita metoda čísla odtokových křivek (Curve Number Method, dále metoda CN-křivek), vyvinutá americkou Službou ochrany půdy (U.S. Soil Conservation Service). Hodnota CN vychází z druhu půdního pokryvu a hydrologické skupiny půdy a je určena jednotným postupem podle oficiálních statistik.

Výpočet přímého odtoku je proveden pomocí vztahu:

$$Hef = \frac{(H_{r,24} - 0{,}2S)^2}{H_{r,24} + 0{,}8S} \quad \text{[mm]},$$

kde *S* je potenciální retence (ztráta), pro kterou platí:

$$S = 25{,}4\left(\frac{1000}{CN} - 10\right) \quad \text{[mm]}.$$

Objem přímého odtoku se potom určí jako:

$$W = 1000.A.Hef \quad [m^3],$$

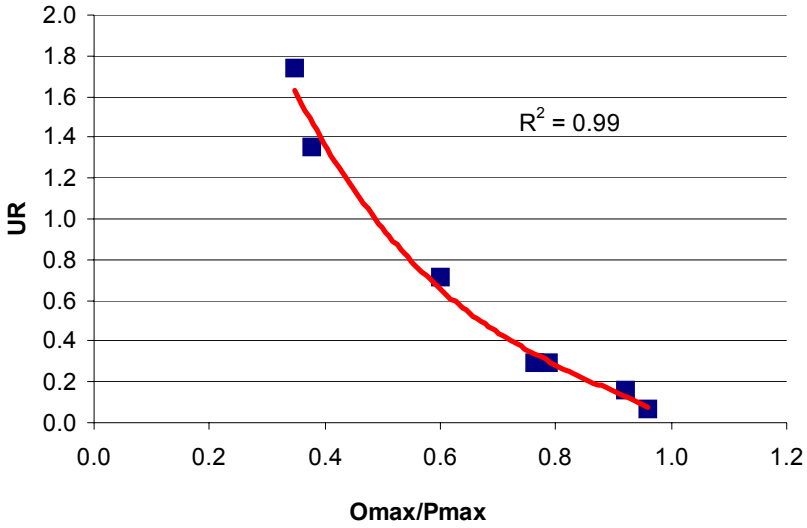
kde *A* je plocha povodí [km^2].

Pro objektivní posouzení ochranného účinku nádrže je použit ukazatel účinnosti retence UR podle vztahu:

$$UR = \frac{Vr^{neovl}}{W - Vr^{ovl}} \qquad [-],$$

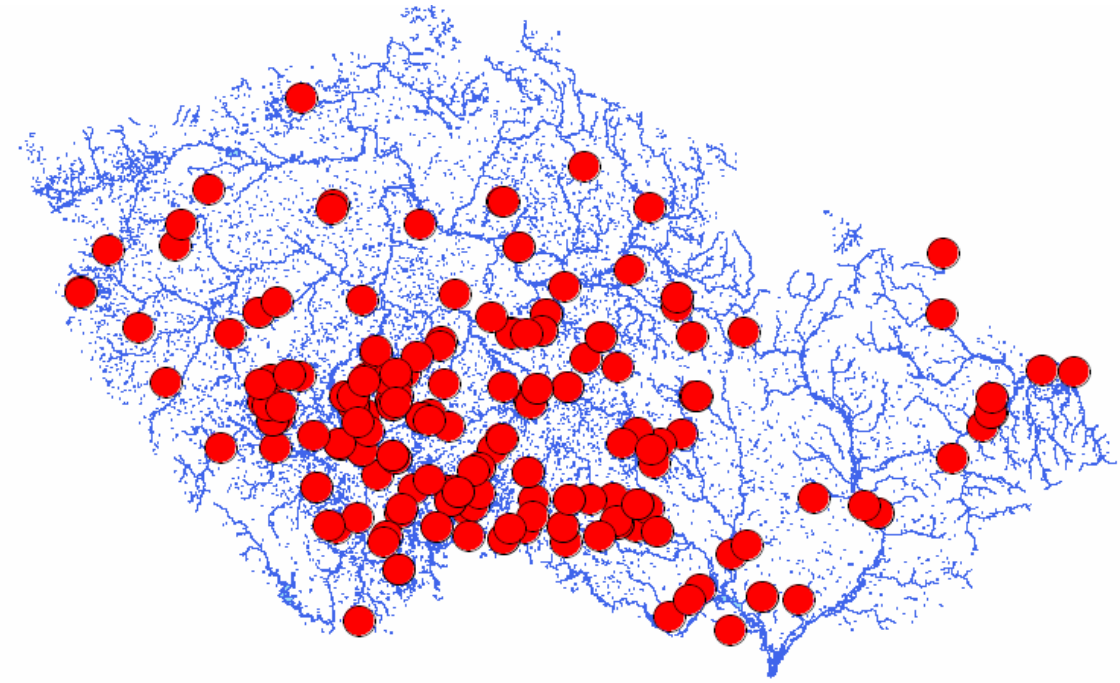
kde Vr^{ovl} [m^3] je ovladatelný retenční objem rybníku (nádrže),
Vr^{neovl} [m^3] je neovladatelný retenční objem rybníku (nádrže),
W je objem přímého odtoku pro 100-letou srážkovou událost [m^3].

Vyšší hodnoty ukazatele UR znamenají lepší retenční schopnost nádrže a naopak. Porovnání obou ukazatelů účinnosti retence (původního a zjednodušeného) pro soubor pilotních rybníků je uvedeno na obr. 3, ze kterého vyplývá, že obě kritéria jsou konzistentní. Proto bylo pro posuzování zvoleno jednodušší kritérium UR.



Obr. 3: Vztah mezi kritérii účinnosti retenční funkce.

Kromě hodnocení retenčního účinku je u zařazených akcí zohledněna také jejich akumulační schopnost. Podstatným kritériem je hodnocení bezpečnosti vodních děl dle TNV 75 2930 a posouzení kvality navrženého technického řešení. Samozřejmostí je posouzení ekonomiky jednotlivých projektů, které musí být efektivní. Kompletní systém hodnocení (Metodika) je uveden v Dokumentaci programu 129 130. Na obr. 4 je znázorněna mapa rozmístění dosud posouzených akcí, kterých je za období 2007-2008 celkem 173.



Obr. 4: Mapa posouzených akcí k X/2008.

Poděkování

Příspěvek byl zpracován za podpory výzkumného záměru Ministerstva vzdělání, mládeže a sportu ČR, reg.č.: MSM 6840770005 „Udržitelná výstavba“.

Použitá literatura a podklady:

[1] Satrapa, L., Fošumpaur, P., Metodika pro posuzování akcí zařazených do programu 129 130 „Podpora obnovy, odbahnění a rekonstrukce rybníků a výstavby vodních nádrží“, 2007.

[2] Dokumentace Programu 129 130, Podpora obnovy, odbahnění a rekonstrukce rybníků a výstavby vodních nádrží, MZe ČR - Odbor programového financování ve vodním hospodářství a VD TBD, a.s., Praha, 2006.

[3] Projekt QD1368, Verifikace metod odvození hydrologických podkladů pro posuzování bezpečnosti vodních děl za povodní, závěrečná zpráva, ČHMÚ Praha 2004.

[4] U.S. SCS, Soil Conservation Service: Program Methodology. Chapter 6.12: Runoff Curve Numbers, USA, 1992.

[5] HEC-HMS, Hydrological Modeling System, U.S. Army Corps of Engineers, Institute for water resources, Hydrologic Enginering Center, USA.

[6] TNV 75 2935, Posuzování bezpečnosti vodních děl při povodních, MZe ČR, Hydroprojekt CZ a.s., Praha 2003.

[7] Metodický pokyn ke zpracování posudků pro zařazení vodního díla do kategorie z hlediska technicko-bezpečnostního dohledu, MZe ČR, 2005.

VYUŽITÍ NEÚPLNÝCH DAT PRO ODHADY KRITICKÝCH ODSTUPŮ

Martin Hála

Abstract
Reliable estimates of critical gaps form an essential basis for the calculation of capacity of uncontrolled intersections, traffic circles, as well as spiral intersections. The most present-day method is based on the maximum-likelihood approach. Data on maximum rejected and accepted time gaps for randomly sampled drivers in the minor stream are necessary. Lack of sufficient amount of these data seems to be a serious problem for some intersections. Method based on random generation of missing data values was suggested and analyzed. The results were compared with standard methods.

1. Úvod

Důležitou součástí výzkumného záměru „Udržitelná výstavba“ je posuzování kapacity dopravních komunikací a analýza rizikových procesů s danou problematikou spojených. Základním vstupem pro výpočet kapacity neřízené, okružní či spirálové křižovatky jsou tzv. kritické odstupy. V dopravní praxi se kritickým odstupem rozumí časový interval mezi dvěma po sobě jedoucími vozidly po hlavní komunikaci, který 50% řidičů na vedlejší komunikaci přijme k uskutečnění svého manévru (zařazení, či překřížení hlavní komunikace) a zbylých 50% řidičů tento časový odstup odmítne a manévr odloží.

Jak již bylo uvedeno dříve (např. Hála 2006: Odhadování kritických odstupů na neřízených křižovatkách metodou maximální věrohodnosti.), základní metodou, používanou ke statistickému odhadování středních hodnot kritických odstupů je Troutbeckem modifikované metoda maximální věrohodnosti. Při tomto odhadování se ať už na neřízených nebo na okružních, popř. na spirálových křižovatkách vždy vychází ze souboru dat - řidičů v podřadném proudu, pro které máme k dispozici pozorování jejich maximálních odmítnutých odstupů a přijatých odstupů. Vzhledem k teoretickému předpokladu konzistentního chování řidičů je nutné ze souboru vyloučit ty řidiče, kteří odmítli určitý časový odstup, ale později přijali kratší. Vyřazují se také řidiči, u kterých není informace o odmítnutých odstupech, tj. kteří při vjezdu do křižovatky přijali hned první nabídnutý odstup. Tato a některá další omezení technického rázu občas způsobí, že se na určitém vjezdu do dané křižovatky nepodaří ani z několikahodinového pozorování dopravy naměřit dostatečný počet dat pro kvalitní odhad střední hodnoty kritického odstupu. V následujícím textu uvedeme jednu možnost, jak se s tímto problémem lze vyrovnat.

2. Nahrazení chybějících hodnot odmítnutých odstupů

Pokud na některém vjezdu není k dispozici dostatečný počet dat pro odhad kritického odstupu, většinou je to způsobeno tím, že většina řidičů v podřadném proudu nemusela odmítnout ani jeden odstup. Pro tyto řidiče máme tedy k dispozici jen jejich přijaté odstupy a při standardním použití metody maximální věrohodnosti je z dat musíme vyřadit. V praxi se však často stává, že podíl těchto řidičů v datech je

Martin Hála, RNDr., CSc.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra matematiky
Thákurova 7, 166 29 Praha 6 – Dejvice
tel.: 224 355 449, e-mail: hala@mat.fsv.cvut.cz

značný, často výrazně převyšuje 50%. Jejich vyřazováním se zjevně ochuzujeme o značné množství informací. Ještě podstatnější je však skutečnost, že během vlastního měření není snadné zjistit, kolik přípustných hodnot pro realizaci metody je již k dispozici a po dodatečném vyřazení nepřípustných dat vzniká potřeba prodloužit měření na daném vjezdu, což však může být komplikované, finančně a časově náročné, někdy i nerealizovatelné.

Zajímavou možností je chybějící údaje o maximálních odmítnutých odstupech doplnit „expertním odhadem“ a pak upravená data obvyklým způsobem zpracovat. Otázkou samozřejmě je, jakými hodnotami chybějící maximální odstupy doplňovat. Zkoušeli jsme dva přístupy. První myšlenka, která se nabízí, je doplnit chybějící hodnoty rozumně zvolenou konstantou. Na níže uvedených příkladech vjezdů jsme postupně volili konstanty 0.01 s, 0.50 s, 1.00 s, atd. až do 4.50 s a sledovali jsme, jak se chová odhad střední hodnoty kritického odstupu, spočtený z upravených dat. Druhá, sofistikovanější a podle našeho názoru lepší myšlenka je chybějící maximální odmítnuté odstupy vygenerovat jako náhodná čísla s adekvátním rozdělením pravděpodobnosti. Toto rozdělení pravděpodobnosti by mělo logicky odpovídat již naměřeným datům z jiných křižovatek. Proto jsme spočítali průměr a směrodatnou odchylku maximálních odmítnutých odstupů ze všech vjezdů do dvoupruhové okružní křižovatky v Mladé Boleslavi (zde jsme měli k dispozici velký počet dat); vyšly nám hodnoty 2.54 s a 1.12 s. Protože histogram těchto dat neodporoval použití normálního rozdělení, vygenerovali jsme chybějící hodnoty maximálních odmítnutých odstupů jako náhodná čísla s normálním rozdělením s výše uvedenými parametry. Ve skutečnosti jsme chybějící hodnoty generovali opakovaně vždy třikrát a opět jsme sledovali, jak je odhad střední hodnoty kritického odstupu citlivý na nezávisle vygenerované soubory chybějících dat.

3. Výsledky pro spirálovou křižovatku v Rotterdamu

Pokusili jsme se výše uvedené postupy realizovat na datech u dvou vjezdů do spirálové křižovatky v Rotterdamu.

V tabulkách 1 až 4 jsou shrnuty výsledky výpočtů. Výpočty probíhaly nejprve zvlášť pro jednotlivé vjezdy – viz první dvě tabulky. Na každém vjezdu byly přitom dva jízdní proudy – číslem 2 je označován vnější, tj. pravý proud, číslem 4 vnitřní, tj. levý proud. V tabulkách 1 a 2 byla ovšem data z obou jízdních proudů sloučena.

Tabulky 3 a 4 odpovídají na otázku, zda se kritické odstupy výrazně liší v jednotlivých proudech. Kvůli dostatečnému počtu dat jsme zde však naopak sloučili data z obou vjezdů.

Každá z následujících tabulek obsahuje výsledky 14 výpočtů. Nejprve výchozí výpočet pro původní neupravená data, dále 10 výpočtů pro různé hodnoty konstant, kterými se doplňovaly chybějící hodnoty maximálních odmítnutých odstupů a konečně 3 výpočty pro 3 nezávisle vygenerované chybějící hodnoty maximálních odmítnutých odstupů. V posledním řádku je pak průměrná hodnota kritického odstupu z těchto tří generování.

V posledním sloupci je u každého výpočtu uvedena chyba odhadu. Tato hodnota udává „věrohodnost“ vypočtené střední hodnoty kritického odstupu. Čím je menší, tím je odhad kvalitnější. Konkrétní způsob výpočtu této chyby se shoduje s postupem, který jsme používali pro neřízené křižovatky – viz např. Hála 2008: Critical Gap Estimating for Czech Unsignalized Intersections.

Popis modelu	Počet dat	Odhad střední hodnoty tg	Chyba odhadu
původní data	4	4,190	3,270
maximální odmítnutý odstup nahrazen 0,01 s	18	2,790	0,930
maximální odmítnutý odstup nahrazen 0,50 s	18	2,790	0,930
maximální odmítnutý odstup nahrazen 1,00 s	18	2,790	0,930
maximální odmítnutý odstup nahrazen 1,50 s	18	2,790	0,930
maximální odmítnutý odstup nahrazen 2,00 s	18	2,790	0,685
maximální odmítnutý odstup nahrazen 2,50 s	18	2,790	0,435
maximální odmítnutý odstup nahrazen 3,00 s	18	3,040	0,185
maximální odmítnutý odstup nahrazen 3,50 s	16	3,690	0,515
maximální odmítnutý odstup nahrazen 4,00 s	15	4,265	0,310
maximální odmítnutý odstup nahrazen 4,50 s	15	4,515	0,060
generování maximálních odmítnutých odstupů č. 1	16	3,914	0,490
generování maximálních odmítnutých odstupů č. 2	17	3,483	0,481
generování maximálních odmítnutých odstupů č. 3	18	4,137	0,269
průměr ze tří nezávislých generování		3,844	

Tab. 1: Výsledky pro vjezd ze směru Rotterdam

Popis modelu	Počet dat	Odhad střední hodnoty tg	Chyba odhadu
původní data	10	4,090	0,835
maximální odmítnutý odstup nahrazen 0,01 s	34	2,966	0,179
maximální odmítnutý odstup nahrazen 0,50 s	34	2,966	0,179
maximální odmítnutý odstup nahrazen 1,00 s	34	2,966	0,179
maximální odmítnutý odstup nahrazen 1,50 s	34	2,979	0,179
maximální odmítnutý odstup nahrazen 2,00 s	34	3,066	0,175
maximální odmítnutý odstup nahrazen 2,50 s	34	3,196	0,166
maximální odmítnutý odstup nahrazen 3,00 s	33	3,410	0,195
maximální odmítnutý odstup nahrazen 3,50 s	30	3,683	0,315
maximální odmítnutý odstup nahrazen 4,00 s	29	4,065	0,080
maximální odmítnutý odstup nahrazen 4,50 s	27	4,619	0,130
generování maximálních odmítnutých odstupů č. 1	34	3,762	0,086
generování maximálních odmítnutých odstupů č. 2	32	3,685	0,128
generování maximálních odmítnutých odstupů č. 3	31	3,946	0,113
průměr ze tří nezávislých generování		3,798	

Tab. 2: Výsledky pro vjezd ze směru Schiebrock

Popis modelu	Počet dat	Odhad střední hodnoty tg	Chyba odhadu
původní data	6	4,225	1,195
maximální odmítnutý odstup nahrazen 0,01 s	28	2,970	0,208
maximální odmítnutý odstup nahrazen 0,50 s	28	2,970	0,208
maximální odmítnutý odstup nahrazen 1,00 s	28	2,970	0,206
maximální odmítnutý odstup nahrazen 1,50 s	28	2,999	0,151
maximální odmítnutý odstup nahrazen 2,00 s	28	3,105	0,093
maximální odmítnutý odstup nahrazen 2,50 s	28	3,221	0,136
maximální odmítnutý odstup nahrazen 3,00 s	28	3,370	0,174
maximální odmítnutý odstup nahrazen 3,50 s	24	3,785	0,315
maximální odmítnutý odstup nahrazen 4,00 s	23	4,065	0,080
maximální odmítnutý odstup nahrazen 4,50 s	21	4,515	0,060
generování maximálních odmítnutých odstupů č. 1	26	3,880	0,109
generování maximálních odmítnutých odstupů č. 2	27	3,710	0,130
generování maximálních odmítnutých odstupů č. 3	27	3,852	0,116
průměr ze tří nezávislých generování		3,814	

Tab. 3: Výsledky pro oba vjezdy – proud 2

Popis modelu	Počet dat	Odhad střední hodnoty tg	Chyba odhadu
původní data	8	3,495	1,565
maximální odmítnutý odstup nahrazen 0,01 s	24	2,640	0,660
maximální odmítnutý odstup nahrazen 0,50 s	24	2,640	0,660
maximální odmítnutý odstup nahrazen 1,00 s	24	2,640	0,660
maximální odmítnutý odstup nahrazen 1,50 s	24	2,640	0,660
maximální odmítnutý odstup nahrazen 2,00 s	24	2,640	0,660
maximální odmítnutý odstup nahrazen 2,50 s	24	2,640	0,435
maximální odmítnutý odstup nahrazen 3,00 s	23	3,185	0,330
maximální odmítnutý odstup nahrazen 3,50 s	22	3,580	0,495
maximální odmítnutý odstup nahrazen 4,00 s	21	4,245	0,500
maximální odmítnutý odstup nahrazen 4,50 s	21	4,689	0,156
generování maximálních odmítnutých odstupů č. 1	22	4,028	0,470
generování maximálních odmítnutých odstupů č. 2	22	3,792	0,313
generování maximálních odmítnutých odstupů č. 3	23	3,969	0,248
průměr ze tří nezávislých generování		3,930	

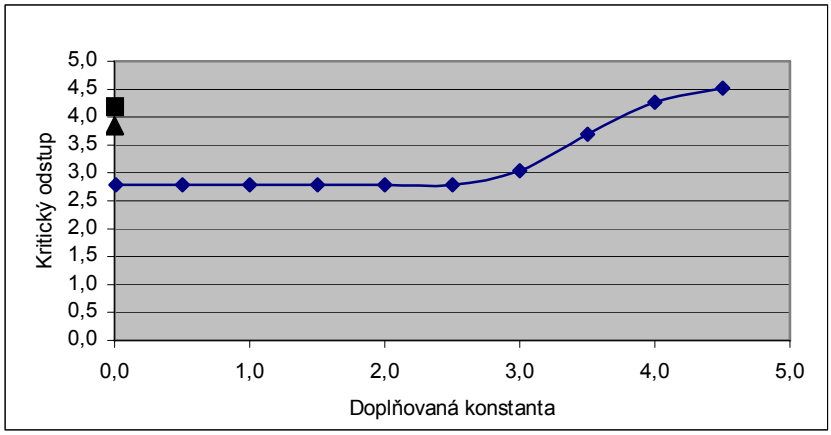
Tab. 4: Výsledky pro oba vjezdy – proud 4

4. Závěry

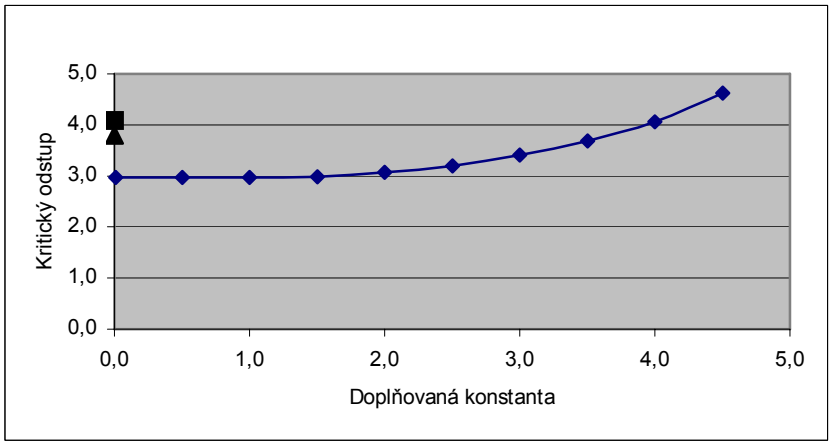
Z tabulek plynou některé zajímavé závěry.

Střední hodnota kritického odstupu odhadnutá z původních (nedoplněných) dat má snad až na výjimku u vjezdu Schiebrock velmi špatnou spolehlivost (velikou chybu odhadu). To je samozřejmě způsobeno malým počtem dat – např. na vjezdu Rotterdam se původní výpočet opírá o pouhé 4 řidiče, na vypočtenou hodnotu se rozhodně nemůžeme spoléhat. Doplníme-li data, zvětší se samozřejmě jejich počet (u vjezdu Rotterdam po doplnění jakoukoliv konstantou, která je menší nebo rovna 3 sekundám dostaneme 18 použitelných dat). To má za následek velmi dobrou kvalitu vypočteného odhadu.

Při doplňování chybějících kritických odstupů konstantami závisí vypočtená střední hodnota kritického odstupu velmi silně na doplňované konstantě – viz následující obrázky. Na jejich svislé ose je čtverečkem vyznačena hodnota kritického odstupu vypočtená z původních dat a trojúhelníčkem průměrná hodnota ze tří generování (vysvětlení viz předchozí část příspěvku).



Obr..1: Výsledky výpočtů pro vjezd ze směru Rotterdam



Obr..2: Výsledky výpočtů pro vjezd ze směru Schiebrock

Myšlenka doplňování chybějících dat konstantou je zřejmě nevhodná. Subjektivní volbou této konstanty můžeme silně ovlivnit výsledek. Naopak myšlenka generování chybějících maximálních odmítnutých odstupů jako náhodných čísel z normálního rozdělení se zdá být použitelná. Výsledné hodnoty vypočtených kritických odstupů jsou rozumné a chyba odhadu je velmi malá. Korektnost této metody je však třeba ještě otestovat na jiných datech.

Poděkování: Tento příspěvek je podporován výzkumným záměrem VZ 04 CEZ MSM 6840770005 Udržitelná výstavba.

Použitá literatura

BARTOŠ, L., HÁLA, M., ROZSYPAL, V., 2007: Posuzování kapacity neřízené úrovňové křižovatky. Dopravní inženýrství, roč. 2, č. 1, s. 34-36. ISSN 1801-8890.

BRILON, W., KOENIG, R., TROUTBECK, R.J., 1997: Useful Estimation Procedures for Critical Gaps. Sborník konference "The Third International Symposium on Intersections without Traffic Signals", Portland, Oregon, U.S.A., 1997, pp.71-87.

HÁLA, M., 2008: Critical Gap Estimating for Czech Unsignalized Intersections. Proceedings - Aplimat 2008. Bratislava: Slovak University of Technology, Faculty of Civil Engineering, p. 1109-1114.

HÁLA, M., 2006: Odhadování kritických odstupů na neřízených křižovatkách metodou maximální věrohodnosti. Udržitelná výstavba 2. Praha: ČVUT, Fakulta stavební, s. 187-196. ISBN 80-01-03605-7.

HÁLA, M., BARTOŠ, L., MARTOLOS, J., 2007: Závislost hodnoty kritického časového odstupu na stupni vyčerpání kapacity. Kapacita neřízených křižovatek. Liberec: EDIP, s.r.o., s. 60-66.

TROUTBECK, R.J., BRILON, W., 2006: Unsignalized Intersection Theory. http://www.fpp.edu/~milanb/tpmeh/tpt/traffic_flow_monography/chap8.pdf.

WEINERT, A., 2001: Grenz- und Folgenzeitlücken an Knotenpunkten ohne Lichtsignalanlagen. Schriftenreihe Lehrstuhl für Verkehrswesen Ruhr-Universität Bochum, Heft 23, 2001, ISSN 1437-8299

HODNOCENÍ BEZPEČNOSTI OSOB PŘI ETRÉMNÍCH NÁVRHOVÝCH SITUACÍ V NÁVAZNOSTI NA KONSTRUKČNÍ USPOŘÁDÁNÍ MOSTŮ

Eva Karasová, Marek Foglar, Vladimír Křístek

Abstract
This paper describes extreme design situation in bridge design. The effect of explosion is one of such extreme design situations.

1. Úvod

U společensky významných staveb, jakými mosty bezpochyby jsou, je velmi důležité uvažovat při návrhu konstrukce také extrémní návrhové situace. Mostní konstrukci je třeba navrhnout nejen s uvážením všech obvyklých návrhových situací s ohledem na její únosnost a trvanlivost, ale také s ohledem na návrhové situace extrémní, včetně dopadu takové události na osoby nacházející se na konstrukci či v její bezprostřední blízkosti.

Představa, že některé návrhové situace jsou nemožné, či vysoce nepravděpodobné, je lichá. Nejen odborná veřejnost, ale i laická veřejnost měla bohužel již mnohokrát možnost se přesvědčit, že velké stavby přitahují různé skupiny snažící se jakýmkoli způsobem dosáhnout svých zájmů, nehledě ztráty na majetku a na lidských životech.

2. Vzdušná rázová vlna

a. Výbuch vně průřezu

Pro popis vzdušné rázové vlny je proveden na kulové náloži určitého objemu umístěné v prostoru. Detonací se uvolní celková energie původní nálože, vznikne rázová detonační vlna a plynné produkty chemické detonační přeměny. Do okolí se šíří produkty detonace v čele s rázovou vlnou. Rázová vlna s plynnými produkty se šíří do okolí v kuloplochách, jejichž povrch se stále zvětšuje. Čelní rázová vlna se ve vzdálenosti asi 8-15 průměrů původní nálože oddělí od zplodin (ty jsou hmotné a částice vzduchu je zastaví) a pokračuje jako vzdušná rázová vlna. Energie rázové vlny výrazně klesá se zvětšující se vzdáleností od epicentra výbuchu, se zvětšujícím se objemem a povrchem kuloploch a současně se ztrátami – odpor vzduchu, turbulence, ohřev atp (Obr. 1).

b. Výbuch uvnitř průřezu

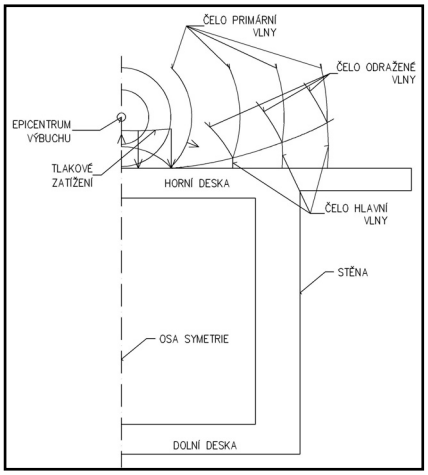
Při detonaci výbušin uvnitř různých konstrukcí je celkový průběh tlakového zatěžování vnitřních stěn objektů složitější než při vnějším zatěžování vzdušnou rázovou vlnou. Na (Obr. 2) je taková situace znázorněna.

Zatížení objektu detonací nálože uvnitř objektu lze rozložit do dvou fází. V první fázi vyvolá detonace nálože šíření vzdušné rázové vlny ve vnitřním vzdušném prostoru. Po dopadu na vnitřní stěny dojde k jejich odrazu a v navazujících částech k jejich vzájemnému ovlivnění. Z primární vlny a ze série vln druhotných se

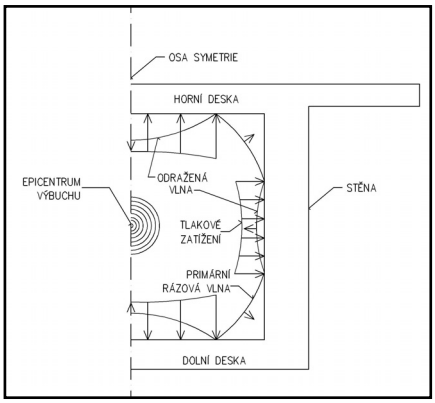
Marek Foglar, Ing..,Ph.D.,Eva Karasová, Ing.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra betonových a zděných konstrukcí
Thákurova 7, 166 29 Praha 6 – Dejvice
*tel.: 224 354 624, fax.: 233 335 797, e-mail:*marek.foglar@fsv.cvut.cz, eva.karasova@fsv.cvut.cz

skládá časově velmi složitý průběh celkové křivky zatěžování. Vyjma možnosti predikce první odražené vzdušné rázové vlny u zcela symetrických případů je časový průběh tlakového zatěžování rozdílný na každém místě vnitřního povrchu a je těžko předvídatelný.

Seskupení primárních a odražených vzdušných rázových vln ve vnitřním prostoru postupně slábne. Povýbuchové zplodiny detonace však vedou k vytvoření komorového tlaku Pk resp. přetlaku Dpk. K velikosti komorového přetlaku přispívají i následné reakce mezi zplodinami detonace a vnitřní atmosférou objektu.



Obr. 1 Schéma postupných poloh čel vln při výbuchu vně objektu



Obr. 2 Schéma postupných poloh čel vln při výbuchu uvnitř objektu

c. Účinek výbuchu na člověka

Při hodnocení účinku výbuchu je prvořadou otázkou vliv tlakové vlny vyvolané výbuchem na lidské zdraví a lidský život.

Velikost přetlaku v čele rázové vlny závisí na hmotnosti a materiálu vybuchlé nálože, na charakteristice prostoru, kterým se tlaková vlna šíří (uzavřený/otevřený prostor), na vzdálenosti tlakové vlny od epicentra výbuchu a na mnohých dalších činitelích, které rázovou vlnu zesílí nebo naopak utlumí.

Od přímého působení tlakové vlny s přetlakem do 10 kPa není pravděpodobné zranění osob. Při hodnotách přetlaku 10 - 30 kPa dochází k lehkým úrazům osob. Při přetlaku zhruba 15 kPa dochází k pádu osoby, při přetlaku zhruba 34 kPa dojde

k prasknutí ušních bubínků. K těžkým úrazům dochází při přetlaku 30 – 150 kPa, ke smrtelným zraněním dochází při přetlaku 150 – 200 kPa. Tyto rozsahy velikostí přetlaků na čele tlakových vln a jejich účinek na lidský organismus jsou převzaty z [3].

Osoby mohou být zraněny též sekundárně odletujícími troskami či pádem předmětů na místo, kde se osoba nachází (drobná stavební suť, střepy, apod.). Velmi pravděpodobné je poranění osob při malém přetlaku 5 – 20 kPa, který je velmi nebezpečný, neboť nedojde ke sražení lehčích předmětů k zemi, ale k jejich přemístění na vzdálenost desítek až stovek metrů.

3. Velikost přetlaku v čele rázové vlny

V předchozím byl popsán rozdíl mezi výbuchem v otevřeném a uzavřeném prostoru a účinek přetlaku v čele rázové vlny na člověka. Jak bylo uvedeno v úvodu, dnes už není nepředstavitelná představa útoku i v tzv. mírových podmínkách.

Představme si tedy útok na obyvatelstvo způsobený výbuchem nálože o velikosti dopravitelné na místo určení člověkem. V úvahu vezmeme dva případy komorového průřezu – 1. provoz na mostě probíhá na horní mostovce, nálož vybuchne v otevřeném prostoru na mostovce, 2. provoz na mostě probíhá uvnitř průřezu, nálož vybuchne ve vnitřním prostoru.

Pro výpočet přetlaku v čele rázové vlny výbuchu ve volném prostoru bylo užito empirických vzorců ((rov. (1),(2)) podle [2]. Pro výpočet v čele rázové vlny výbuchu uvnitř tubusu (výbuch uvnitř uvažovaného průřezu) lze použít další emprické vzorce, jež mohou být další úvahou upraveny. Těsně před překážkou je součet účinků dopadající a odražené vlny více než dvojnásobný. Pokud se vlna šíří podélně tubusem, přetlak v šířící se vlně narůstá o odražené vlny od stěn tubusu. Zároveň je třeba uvážit útlum se vzdáleností od ohniska výbuchu. Výsledný přetlak v čele rázové vlny je přibližně 1,5 – 1,8 násobkem původního přetlaku.

Redukovaná vzdálenost Z je aproximována vzorcem (podle [2])

$$Z = \frac{R}{W^{1/3}}$$

(1) Redukovaná vzdálenost

kde Z je redukovaná vzdálenost, R je vzdálenost od epicentra výbuchu, W je hmotnost nálože (TNT).

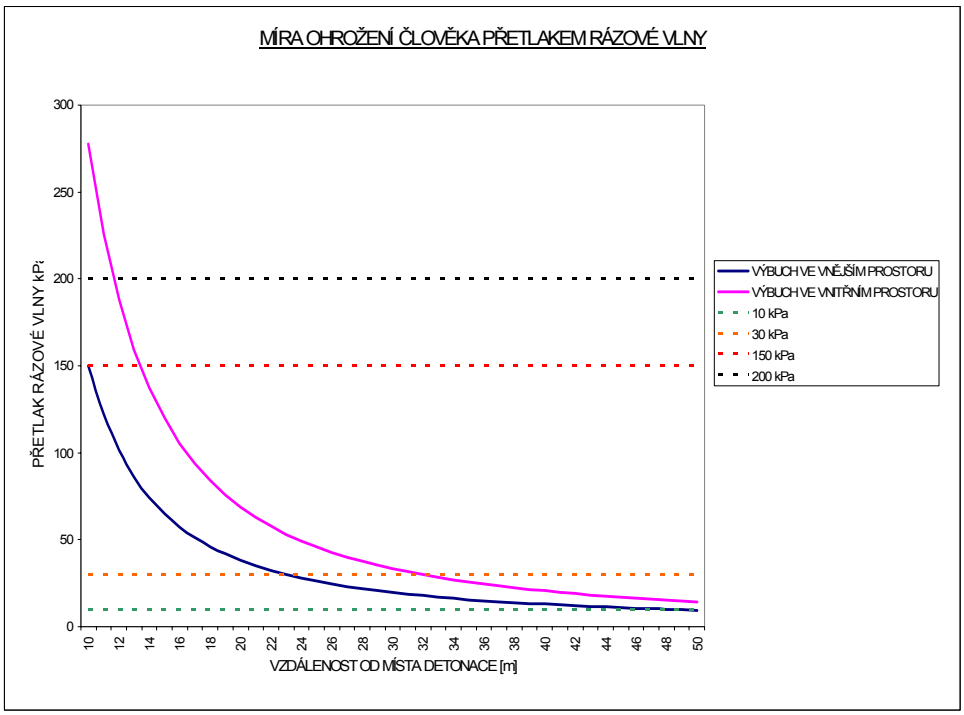
Pro přetlak rázové vlny ΔP_S potom platí

$$\Delta P_S = \frac{93{,}2}{Z} + \frac{383}{Z^2} + \frac{1275}{Z^3}$$

(2) Přetak rázové vlny

Obr. 3 znázorňuje křivky naznačující velikost přetlaku v čele rázové vlny pro oba uvažované případy. Křivka s nižšími hodnotami přetlaku platí pro výbuch vně průřezu. Zaměříme se na hodnotu přetlaku 30 kPa, která tvoří přibližnou hranici mezi lehkým a těžkým zraněním. Z grafu na Obr. 3 vidíme, že hodnota přetlaku v čele rázové vlny pro výbuch vně objektu klesá pod hodnotu 30 kPa již ve vzdálenosti 23 m od místa výbuchu. Pro výbuch uvnitř objektu klesá tlak pod tuto hodnotu až ve vzdá-

lenosti 32 m od místa výbuchu, což představuje nárůst o 39%. Pro hodnotu 150 kPa je tato vzdálenost 10 m pro výbuch vně a 13,5 m pro výbuch uvnitř objektu, nárůst je 35%. Jinými slovy, vlivem konstrukčního uspořádání může být počet těžce zraněných osob větší až o necelou polovinu. Tento fakt musí být brán v úvahu již při návrhu konstrukčního upořádání mostu.



Obr. 3 Míra ohrožení člověka přetlakem rázové vlny

4. Závěr

Při řešení ochrany osob je nezbytně třeba řešit možnost úniku zraněných osob a osob se sníženou pohyblivostí a orientací, analyzovat metody zjištění nebo oddálení důsledků nehodových událostí a teroristické hrozby a zhodnotit investiční a provozní náklady takových protiopatření. Je nutno nabídnout co nejvyšší úroveň ochrany a bezpečnosti, která souvisí již s vhodným návrhem konstrukčního uspořádání mostní konstrukce.

Poděkování

Uvedené výsledky byly získány v rámci řešení VZ 04 CEZ MSM 6840770005

Literatura

[1] Henrych, J.: Dynamika výbuchu a její užití, Academia, 1973.
[2] Parametry tlakových vln, zatížení konstrukcí a jejich ochrana, Vzdělávací seminář projektu Protivýbuchová ochrana, Kloknerův ústav, ČVUT v Praze
[3] Makovička, D., Makovička, D.,jr., Odezva konstrukce budovy a ohrožení jijích obyvatel výbuchem plynu, Stavební obzor 7/2006
[4] Foglar, M., Křístek, V., Extrémní návrhové situace v mostním stavitelství, Silnice železnice 3/2006
[5] Karasová, E., Foglar, M., Křístek, V., Extrémní návrhové situace konstrukcí – účinek výbuchu, Mosty 2008

EXTRÉMNÍ NÁVRHOVÉ SITUACE KONSTRUKCÍ – ŠÍŘENÍ TLAKOVÉ VLNY VÝBUCHU

Eva Karasová, Marek Foglar, Vladimír Křístek

Abstract
There are many events which are not solved in sphere of extreme design situations. Next lines discuss the problem of extreme design situations in bridge design. The effect of explosion is one of such extreme design situations.

1. Rozvaha

Na bezpečnost na komunikaci můžeme nahlížet primárně jako na bezpečnost silničního provozu určovanou předpisy silničního provozu a pořádku na komunikaci, které by měly při jejich dodržování přispět k bezpečnosti jízdy. V případě, že se již, ať z jakýchkoli důvodů, nehoda na komunikaci stane, je třeba, aby byla komunikace ve všech svých místech přizpůsobena v první řadě záchraně lidských životů a v řadě druhé záchraně věcného majetku. Představa dopravní nehody může začínat tou nejlehčí nehodou v podobě pomačkané karoserie dvou osobních automobilů a psychické újmy řidiče, přes nehody vážnějšího charakteru u kterých dochází k vážným zraněním řidiče či pasažérů, až k dopravním nehodám tragickým, při kterých dojde ke ztrátám lidských životů a velkým hmotný škodám.

Automobilový průmysl dosáhl v posledních letech velkého rozvoje právě v oblasti bezpečnosti pasažérů havarovaného vozidla. Stavební průmysl na bezpečnost dbá samozřejmě také, ale vždy jde něco vylepšit. Silniční komunikace (případně železniční trať) se skládá z jednotlivých stavebních částí a tyto všechny by měly splňovat požadavky na bezpečnost jízdy a účastníků silničního provozu. Situací, které během provozu na komunikacích mohou nastat je velké množství a je nutné k nim přihlížet již při návrhu komunikace a jejích částí.

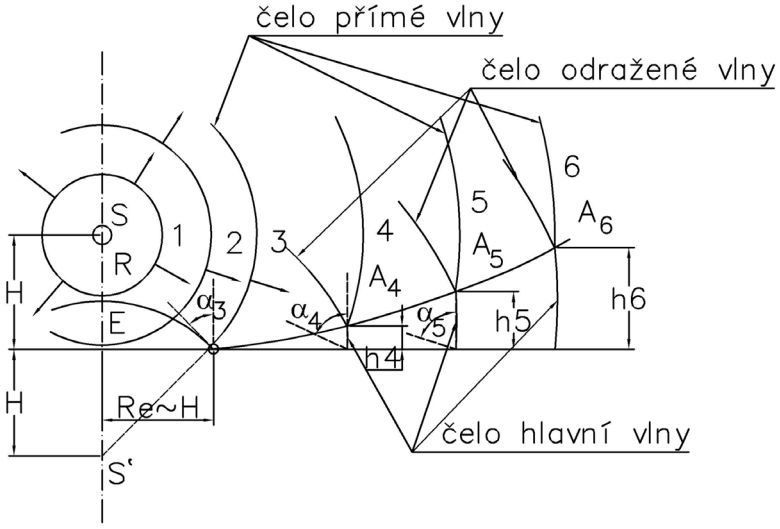
Mosty mají mimořádný celostátní strategický význam – jejich narušení by se projevilo velmi nepříznivě v mírových i mimořádných podmínkách. Především v oblasti extrémních návrhových situací je proto široká oblast dosud neřešených problémů. Následující řádky mají za úkol zamyslet se nad problémem extrémních návrhových situací týkajících se mostních konstrukcí. Jak bylo v předešlém naznačeno, závažnost dopravních nehod je různá. V případě extrémní návrhové situace je možno představit si havárii cisteren převážející pohonné hmoty. Je zřejmé, že při takové nehodě pravděpodobně dojde ke vznícení převáženého paliva a k hoření. Vznícení paliva však bude velmi pravděpodobně doprovázeno výbuchem. Taková možnost se ovšem při návrhu mostní konstrukce zatím nezvažuje a je třeba se nad tímto problémem zamyslet. Mostní stavby jsou strategická místa již od pradávna a jak jsme již měli možnost přesvědčit se, v dnešní geopolitické situaci nelze vyloučit útok teroristických skupin právě na takovéto stavby.

Marek Foglar, Ing..,Ph.D.,Eva Karasová, Ing.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra betonových a zděných konstrukcí
Thákurova 7, 166 29 Praha 6 – Dejvice
*tel.: 224 354 624, fax.: 233 335 797, e-mail:*marek.foglar@fsv.cvut.cz, eva.karasova@fsv.cvut.cz

2. Teorie

a. Výbuch nad povrchem tělesa

Při výbuchu nad rovinným povrchem tělesa se vytváří vlnový obrazec vyznačený na obr.1. Od explodujícího objektu (modelovaného jako sférická nálož) se nejprve šíří všemi směry rázová vlna, která dopadne nejprve v epicentru *E* na povrch tělesa, kde působí přetlak odrazu. V bodech mimo epicentrum dopadá vlna pod úhlem a, který roste se vzdáleností od epicentra. Hodnoty přetlaků na povrch tělesa lze určit použitím grafů [1]. V kruhu (bližší zóna) se středem v epicentru a s poloměrem $R_E < R_{ekr}$ nastává regulární odraz a v oblasti $R_E > R_{ekr}$ odraz neregulární (vzdálenější zóna).



Obr. 1) Schéma postupných poloh čel vln při vzdušném výbuchu

b. Odraz rázové vlny

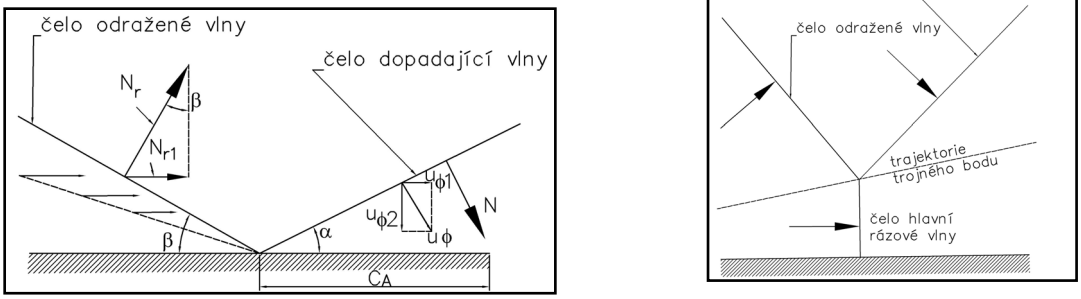
Normálový odraz

Částice vzduchu jsou v rázové vlně stlačeny a pohybují se. Při normálovém dopadu vlny na tuhou překážku se vedle hydrostatického přetlaku uplatní náraz částic a přetlak odrazu je větší než přetlak ve vlně před dopadem. Parametry klidné atmosféry mají hodnoty p_0 (tlak), r_0 (hustota), T_0 (teplota), u_0 (rychlost) = 0, parametry za čelem dopadající vlny jsou p_F, r_F, T_F, u_F . V okamžiku dopadu čela vlny na překážku vzniká odražená vlna, šířící se v opačném směru a parametry v jejím čele můžeme označit N_r, p_{Fr}, r_{Fr}, T_{Fr}, u_{Fr} , přičemž normálová složka rychlosti na překážce musí být rovna nule (u_{Fr} = 0).

Šikmý odraz

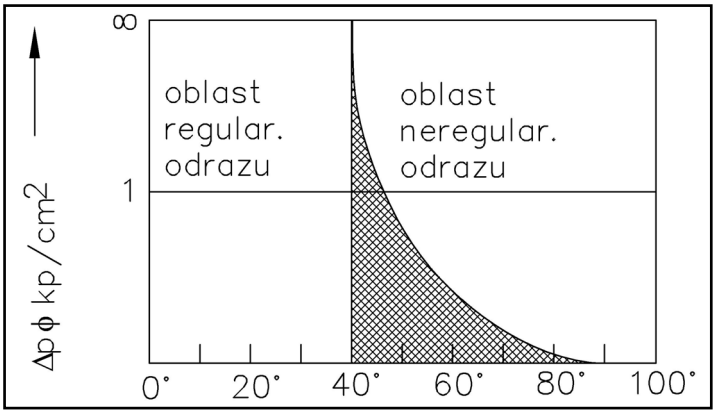
Při šikmém odrazu rázové vlny jsou jevy odrazu velmi složité. Z tohoto důvodu lze považovat za nejpřesnější výsledky získané experimentálně. Rychlost částic v čele dopadající vlny u_F se rozloží na dvě složky. Rovnoběžnou s povrchem překážky u_{F1} a kolmou na povrch u_{F2}. Normálová složka se odráží podle popisu uvedeného výše. Vodorovná složka zapříčiňuje pohyb stlačeného vzduchu podél překážky (Obr. 2a), čímž se svisle odražená částice posune doprava. Čelo odražené vlny se šíří ve stlačeném a předehřátém vzduchu dopadající vlnou a má proto větší rychlost. V důsledku toho bude úhel $\beta > \alpha$. Průsečík čel odražené a dopadající vlny s povrchem překážky (bod A) se pohybuje při povrchu rychlostí $c_A = N / \sin\alpha$. Vodo-

rovná složka rychlosti částic v čele dopadající vlny je $u_{F1} = u_F \sin\alpha$. Vodorovná složka rychlosti odražené vlny $N_{r1} = N_r \sin\beta$. Při malém úhlu dopadu α je $N_{r1} < c_A$. S růstem α se rychlost c_A zmenšuje a rychlost N_{r1} roste s růstem β. Při určitém úhlu α, který závisí na přetlaku v čele dopadající vlny, se bude rychlost N_{r1} rovnat rychlosti c_A a při větších úhlech α bude větší. Od okamžiku kdy $N_{r1} = c_A$ se začne s dalším růstem α průsečík A čel dopadající a odrážené vlny vzdalovat od povrchu překážky (Obr. 2b) a při povrchu se následkem složení dopadající a odražené vlny začne vytvářet nová rázová vlna, tzv. hlavní. Čelo této vlny se pohybuje podél povrchu překážky a průsečík čel tří vln se od ní vzdaluje. Když čelo dopadající a odražené vlny vychází z jednoho bodu povrchu překážky (bod A), nazývá se odraz regulární. Odraz s hlavní vlnou se nazývá odrazem neregulárním. Největší zvýšení přetlaku je pro $\alpha = 0$ a potom pro α v rozmezí $40^o - 70^o$, což odpovídá přechodu od regulárního k neregulárnímu odrazu.



(a) (b)

Obr. 2) Šikmý odraz : (a) odraz dopadající vlny, (b) vytvoření hlavní rázové vlny

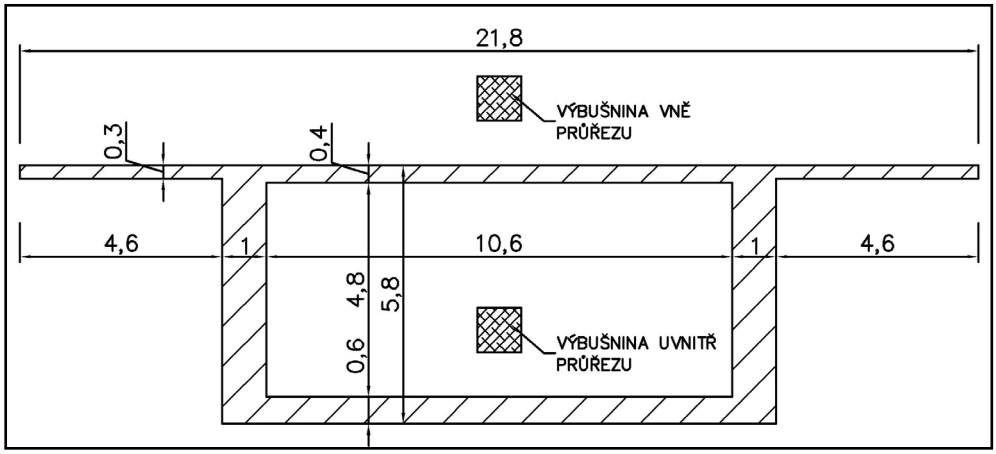


Obr. 3) Šikmý odraz : hranice regulárního a neregulárního odrazu v závislosti na α a Δp_F

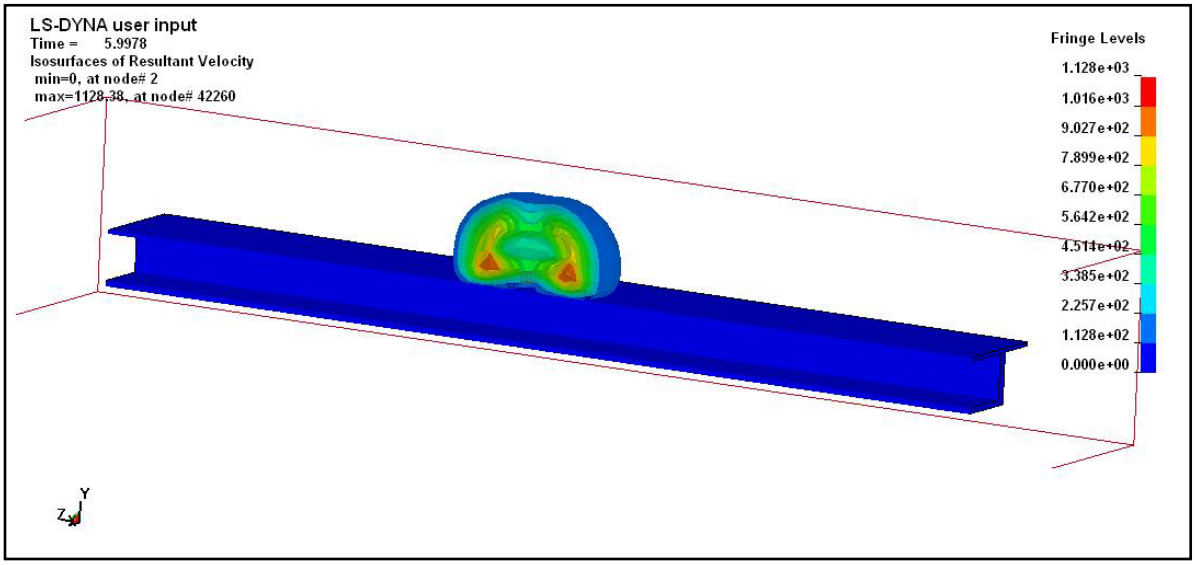
3. Výpočetní model

Jeden z významných aspektů rozvahy o účinku výbuchu na mostní konstrukce je uspořádání příčného řezu mostní konstrukce. Pro tuto analýzu byl vybrán uzavřený (komorový) mostní průřez (Obr. 4) a řešen byl především tvar šíření tlakové vlny výbuchu vně a uvnitř mostního průřezu. Byl vytvořen 3D model části spojité mostní konstrukce – nosník o délce 100m, na obou koncích podepřený tuze z hlediska všech směrů i pootočení. Geometrie a síť modelu byla vytvořena v programu ANSYS/LS-DYNA. Model se skládá ze tří prostředí – vzduch, beton, výbušnina. Mostní

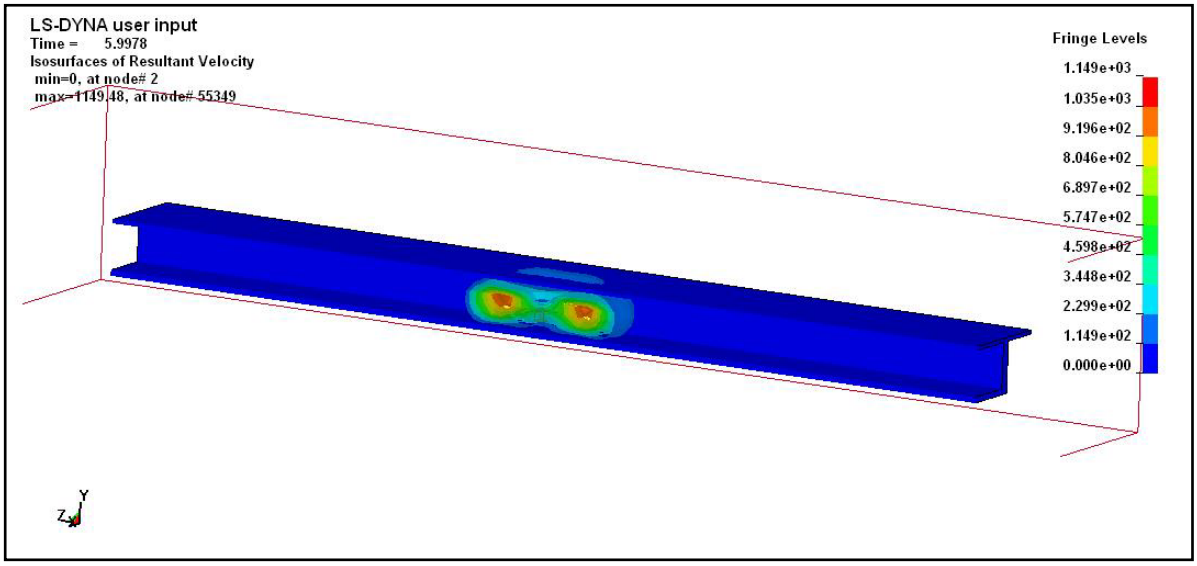
konstrukce byla diskretizována prvky LS-DYNA Explicit, 3D solid 164, typ Lagrange (deformovatelná síť), vzduch a výbušnina byly idealizovány prvky LS-DYNA Explicit, 3D solid 164, typ ALE (nedeformovatelná síť). Výpočet účinku výbuchu byl proveden pomocí LS-DYNA Solver a výsledky vyhodnoceny v programu LS-prepost2.



Obr. 4) Příčný řez modelovaného nosníku



Obr. 5) Rychlost šíření tlakové vlny [m/ms] – výbuch vně průřezu, řez podélnou osou nosníku



Obr. 6) Rychlost šíření tlakové vlny [m/ms] – výbuch uvnitř průřezu, řez podélnou osou nosníku

Na obr. 5,6 je ukázána rychlost šíření tlakové vlny vně a uvnitř mostního průřezu. Tyto výsledky dávají názornou představu o podobě a intenzitě šíření tlakové vlny. Je zřejmé, že v prvním případě – výbuch na horním volném povrchu mostu - se šíří tlaková vlna volně do prostředí a mostní průřez namáhá především shora, ve směru uvažovaného namáhání. Ve druhém případě, kdy vznikne výbuch uvnitř průřezu, je konstrukce v tomto místě namáhána téměř srovnatelně jak v horní a dolní desce, tak ve stěnách, a to v protisměru namáhání uvažovaného při návrhu. V případě výbuchu uvnitř mostní konstrukce je navíc únik produktů výbuchu do okolního prostředí omezen a jeho účinky jsou podstatně závažnější. Uzavřený průřez v porovnání s otevřeným nemůže poskytnout stejnou míru bezpečnosti proti následkům nehodových a teroristických událostí, pokud k nim dojde uvnitř tubusu. Uzavřený průřez (při provozu uvnitř) zvyšuje riziko následků nehod z hlediska ohrožení mostní konstrukce, tak i podstatně ztíží účinný a rychlý zásah záchranných sborů bez reálné možnosti úniku ohrožených osob.

4. Závěr

Působení výbuchu na mostní konstrukci jak z hlediska celé konstrukce a dynamického účinku na ni, tak z hlediska lokálního porušení vedoucího k poruše konstrukce, je téma zatím velmi málo diskutované. Bylo by velmi užitečné vytvořit metodu pro zjednodušenou predikci účinků výbuchu na mostní konstrukce, či specifikovat rizika jednotlivých typů mostních konstrukcí z hlediska účinku výbuchu. Autoři tohoto článku si tedy kladou za cíl se na toto téma zaměřit.

Bude nutné provést hlubší analýzu mostů z hlediska rizik a následků nehodových událostí a teroristických útoků s cílem zhodnotit ohrožení mostních objektů v kategoriích identifikace ohrožených hodnot infrastruktury, hodnocení zranitelnosti a hodnocení následků, dále vyvinout možná protiopatření k jejich eliminaci. Je třeba řešit možnost úniku zraněných osob a osob se sníženou pohyblivostí a orientací, analyzovat metody zjištění nebo oddálení důsledků nehodových událostí a teroristické hrozby a zhodnotit investiční a provozní náklady takových protiopatření. Je nutno nabídnout co nejvyšší úroveň ochrany a bezpečnosti.

Poděkování
Uvedené výsledky byly získány v rámci řešení VZ 04 CEZ MSM 6840770005

Literatura

[1] Henrych, J.: Dynamika výbuchu a její užití, Academia, 1973.
[2] Výpočetní program ANSYS/LS-DYNA, tutorials
[3] Explosionen : Ablauf und Schutzmassnahmen / W. Bartknecht, Berlin : Springer 1978
[4] Foglar, M., Křístek, V., Extrémní návrhové situace v mostním stavitelství, Silnice železnice 3/2006
[5] Foglar, M., Karasová E., Extrémní návrhové situace v betonových konstrukcích – účinek dělostřeleckého granátu na beton, Workshop 2007, VZ 04 Udržitelná výstavba

EKONOMICKÉ RIZIKOVÉ FAKTORY TRVALE UDRŽITELNÉ VÝSTAVBY III

Jaroslav Klvaňa

Abstract
This paper is a continuation of papers [6] and [7]. It represents describing a stochastic form of assessment of effectiveness of an investment. Discussed are especially the NPV and IRR methods, as well as the time of return method. Possible risk analysis using the Monte Carlo method is invented.

1. Úvod

V práci [6] autor identifikoval příčiny, proč je výstavba na brownfields rizikovější než na greenfields. Stručně je zde zopakujeme:

- Fáze zrodu investičního projektu výstavby na brownfields – investování: Nejistá je již sama počáteční hodnota investice (na rozdíl od investování do výstavby na greenfields a tím spíše na rozdíl od investice do finančních aktiv), navíc bývá zpravidla rozložena v čase.
- Fáze života investičního projektu výstavby na brownfields – realizace hotovostních toků: Příjmy i výdaje v budoucnosti jsou nejistější než u výstavby na greenfields.
- Fáze likvidace (úmrtí) investičního projektu – obvykle prodej: Ze stejných důvodů jako hotovostní toky ve fázi života je příjem z likvidace investičního projektu výstavby na brownfields obvykle také nejistější než u likvidace investičního projektu výstavby na greenfields.

Dále je v [6] podrobně prozkoumána možnost hodnocení vhodnosti (efektivnosti) investičního projektu ze strany investora pomocí metody čisté současné hodnoty soustavy hotovostních toků (Net Present Value - NPV):
V deterministickém modelu výpočtu *čisté současné hodnoty (Net Present Value - NPV)* systému hotovostních toků spjatých s investičním projektem (záměrem) je hodnota *NPV* dána známým vztahem

$$NPV = \sum_{t=0}^{n} \frac{CF_t}{(1+k)^t}$$

kde CF_t je (předpokládaný) hotovostní tok (cash flow) v období (periodě) *t*-tém, a *k* je (předpokládaný) *alternativní náklad (cena) kapitálu* resp. (předpokládaná) *úroková míra*.
Autor však v [6] nepoužívá klasickou deterministickou podobu metody NPV, nýbrž vlastní transformaci metody NPV do stochastické formy včetně analýzy a managementu rizika metodou Monte Carlo.
V práci [7] autor analyzuje další možnosti hodnocení vhodnosti (efektivnosti) investičního projektu ze strany investora. Kromě výše zmíněné metody NPV to jsou dále ještě zejména tyto metody:

doc. RNDr.Ing. Jaroslav Klvaňa, CSc
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra inženýrské informatiky
Thákurova 7, 166 29 Praha 6 – Dejvice
tel.: 224 354 518, fax.: 233 337 349, e-mail: klvana@fsv.cvut.cz

- Metoda vnitřní míry výnosnosti (Internal Rate of Return – IRR).
- Metoda doby návratnosti.

Tyto metody jsou v [7] popsány v jejich běžné - **deterministické** podobě, a následně je uvedena autorova vlastní transformace obou metod do **stochastické** formy včetně **analýzy a managementu rizika** metodou Monte Carlo. Stochastická forma a její aplikace jsou ovšem o něco složitější, než forma deterministická, tím více je však pro investora přínosná.

V předkládané práci se autor vrací k problematice uvedené v práci [6] s tím rozdílem, že zatímco v [6] jsou všechny vstupní náhodné veličiny (rizikové faktory) zadány pomocí histogramů, v předkládané práci jsou vstupní náhodné veličiny (rizikové faktory) zadány normálním (Gaussovým) rozdělením. Zadání pravděpodobnostního rozdělení rizikových faktorů je pak snadnější, neboť hustota náhodné veličiny (rizikového faktoru) *X* je pak dána známým vztahem

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}}$$

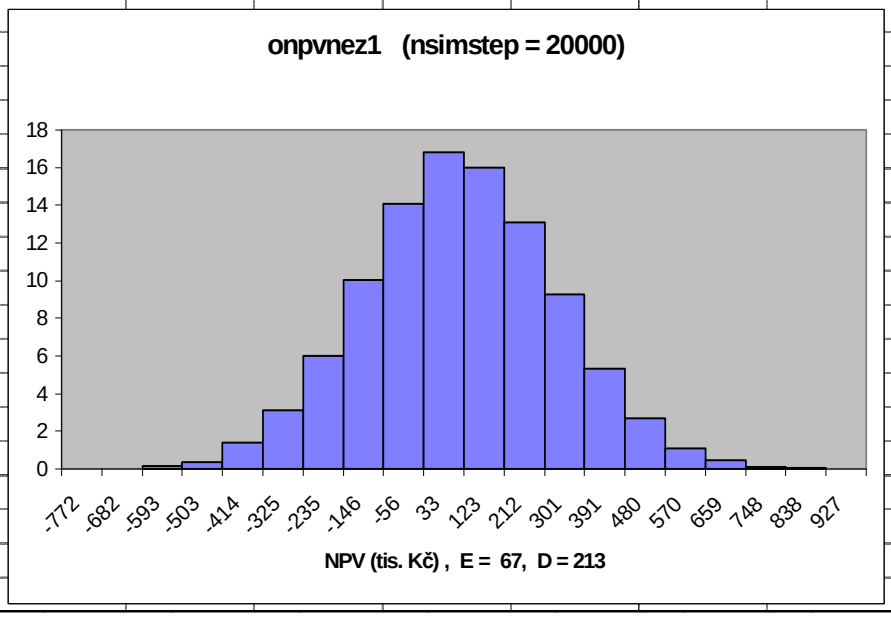
Čísla σ a μ ve výše uvedeném vztahu jsou parametry normálního rozdělení $N(\mu,\sigma^2)$. Parametr μ má význam *střední hodnoty* náhodné veličiny *X* s normálním rozdělením $N(\mu, \sigma^2)$, tedy $E(X)= \mu$, a σ^2 má význam rozptylu, tedy $D^2(X)= \sigma^2$.
Směrodatná odchylka je tedy $D(X) = \sigma$.

Pro účely porovnatelnosti výsledků a pracnosti zadávání vstupních dat byl v předkládané práci spočítán modelový příklad, jenž v zásadě vychází z podobnosti dat s daty uvedenými v [6], ovšem kromě podobnosti pravděpodobnostních rozdělení, tajsou, jak bylo již výše uvedeno, zcela odlišná, přesto však mají některé pravděpodobnostní charakteristiky podobné. Konkrétně:
Počet období (let) v modelovém příkladu pro výpočet NPV dle výše uvedeného vztahu je, podobně jako v [6], $n = 3$.
Dále je v modelovém příkladu pro srovnatelnost s výsledky v [6] volena stejná počáteční investice CF_0 = - 2800000 peněžních jednotek (PJ).
Podobně jsou z důvodu srovnatelnosti voleny stejné střední hodnoty a směrodatné odchylky všech náhodných veličin (rizikových faktorů) vystupujících v modelu.
Konkrétně střední hodnoty i směrodatné odchylky (resp. rozptyly) cash flow CF_t normálního rozdělení byly v tomto simulačním výpočtu zvoleny záměrně totožné se středními hodnotami i směrodatnými odchylkami rozdělení zadaného histogramem. Uživatel modelu tedy v tomto případě předpokládá, že v 1. roce projektu bude μ = 760000 PJ a σ = 140476 PJ, ve 2. roce bude μ = 1000000 PJ a σ = 146060 PJ, a ve 3. roce bude μ = 1640000 PJ a σ = 140475 PJ.
Podobně pro *alternativní náklad kapitálu k* v jednotlivých obdobích (letech:
Uživatel modelu (investiční analytik) předpokládá, že v 1. roce bude μ = 10.8 % a σ = 0.833 % , ve 2. roce bude μ = 9.2 % a σ = 0.833 % , a ve 3. roce bude μ = 6.8 % a σ = 0.702 % .

Stručné zhodnocení souhrnných výsledků:

Dosažené výsledky lze vyhodnotit podle různých kritérií. V zájmu stručnosti uvádíme nejpřehlednější vyhodnocení – histogram náhodné veličiny NPV. Z textu pod histogramem je patrno, že střední hodnota NPV, tedy E(NPV) = 67 tis. Kč, směrodatná odchylka NPV, tedy D(NPV) = 213 tis. Kč.

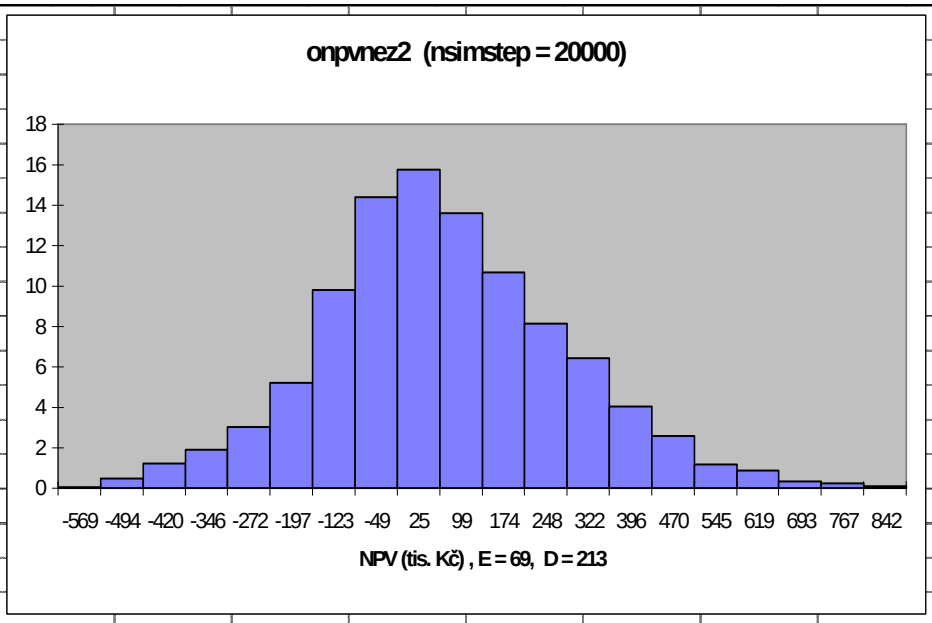
-772	0,02
-682	0
-593	0,14
-503	0,38
-414	1,38
-325	3,09
-235	6
-146	10,04
-56	14,08
33	16,8
123	15,98
212	13,09
301	9,27
391	5,32
480	2,67
570	1,1
659	0,46
748	0,11
838	0,04
927	0,01



Je vidět, že dosažené výsledky pro rizikové faktory s Gaussovým rozdělením jsou v některých parametrech velmi podobné výsledkům z modelového příkladu z práce [6], jež nejjednodušeji popisuje histogram uvedený v [6], jenž pro snadné srovnání uvádíme znovu níže. V některých jiných parametrech se ovšem výsledky liší (například různé variační rozpětí NPV, jak je patrno ze srovnání obou histogramů).
Poznamenejme, že oba výše uvedené histogramy NPV byly z důvodu srovnatelnosti zkonstruovány prostejný počet simulačních kroků **nsimstep**=20000.
Dále jen z důvodu úplnosti uveďme, že podrobnou analýzou každého z těchto histogramů lze zodpovědět řadu praktických dotazů, například:

- Jaká je pravděpodobnost dosažení kladné čisté současné hodnoty NPV?
- Jaké jsou eventuální následky dosažení záporné NPV?
- Kde jsou kritická místa faktu, že hodnoty sledované náhodné veličiny NPV by mohly být záporné?
- Jakými opatřeními lze zvýšit pravděpodobnost jevu, že hodnoty sledované náhodné veličiny NPV budou kladné?

-569	0,06
-494	0,49
-420	1,21
-346	1,91
-272	3,03
-197	5,2
-123	9,79
-49	14,41
25	15,77
99	13,59
174	10,66
248	8,14
322	6,44
396	4,03
470	2,59
545	1,17
619	0,86
693	0,33
767	0,25
842	0,09



Literatura

[1] Brealey, R.A., Myers, S.C.: Teorie a praxe firemních financí. Victoria Publishing, Praha 1992.

[2] Cipra, T.: Praktický průvodce finanční a pojistnou matematikou. Nakl. HZ, Praha 1995.

[3] Flanagan, R., Norman, G.: Risk Management and Construction. Blackwell Science, 1993.

[4] Fotr, J.: Jak hodnotit a snižovat podnikatelské riziko. Management Press, Praha 1992.

[5] Klvaňa, J.: Analýza rizika. In: Systémový model soutěže v technickém rozvoji. ES ČVUT, Praha 1997.

[6] Klvaňa, J.: Ekonomické rizikové faktory trvale udržitelné výstavby. In: Udržitelná výstavba, str. 153 – 160. Vydavatelství ČVUT, Praha 2006. Editors: Tywoniak, J., Chamra, S., Ženka, M.. Sborník Workshopu výzkumného záměru Udržitelná výstavba, VZ 04 CEZ MSM 6840770005, ISBN 80-01-03605-7.

[7] Klvaňa, J.: Ekonomické rizikové faktory trvale udržitelné výstavby II. In: Workshop "Výzkumný Udržitelná výstavba"VZ 04 CEZ MSM 6840770005, str. 61 – 65. ČVUT, Praha 2007, ISBN 978-80-01-03977-9.
Editor: Tomáš Pokorný.

[8] Rényi, A.: Teorie pravděpodobnosti. Academia, Praha 1972.

[9] Tepper, Kápl: Peníze a vy. Praha 1996.

Práce byla zpracována v rámci řešení výzkumného záměru VZ 04 CEZ MSM 6840770005 Udržitelná výstavba.

SEIZMICKÁ ODEZVA KONSTRUKCÍ V NELINEÁRNÍ OBLASTI

Karel Pohl

Abstract

The structural analysis in earthquake engineering is a complex task because the problem is dynamic and usually non-linear, the structural system is usually complex, and input data (structural properties and ground motions) are random and uncertain. In principle, the non-liner time-history analysis is the correct approach. However, such an approach, for the time being, is not practical for everyday design use. The simplified non-linear methods, which are, like any approximate method, subject to several limitations, provide a tool for a rational yet practical evaluation procedure for building structures for multiple performance objectives. The formulation of the methods in the acceleration – displacement format enables the visual interpretation of the procedure and of the relations between the basic quantities controlling the seismic response.

1. Úvod do problematiky

Při silném seizmickém zatížení jsou konstrukce často vystaveny vysokému stupni přetvoření, které vyvolává odezvu v post-lineární oblasti a to jak z materiálového, tak z geometrického pohledu. Pro řešení této odezvy je nutno zvolit takový fyzikální model a postup, který s dostatečnou přesností zohlední podstatné projevy chování konstrukce a zároveň umožní řešit rozsáhlejší konstrukční soustavy.

Železobetonové rámové konstrukce pod účinkem silného zatížení vykazují značnou mírou nelineárního chování. Toto chovaní je ovlivněno zejména stupněm vyztužení a to jak v podélném směru prutových prvků, tak i ve směru příčném, který omezuje příčnou kontrakci průřezu. Ocelové výztužné pruty umožňují namáhanému průřezu přenášet tahová napětí, jež jsou pro nevyztužený beton limitujícím kritériem pro stanovení jeho mezní únosnosti. Připuštěním vzniku tahových trhlin v betonu a aktivací tahových výztužných ocelových prutů, umožníme výrazně zvýšit mezní únosnost průřezu a tím i celého konstrukčního systému. Proces vzniku tahových trhlin je spojen s výrazným nárůstem přetvoření průřezu. Rychlost nárůstu přetvoření se opět zpomalí po dosažení plné aktivace tahové výztuže. Dosažením hodnoty meze kluzu v ocelových výztužných prutech dochází opětovně k výraznému nárůstu přetvoření, spojeného se vznikem výrazných trvalých přetvoření. Mluvíme o plastifikaci průřezu, který ovšem nemusí být spojen s dosažením meze únosnosti konstrukce jako celku.

Vznikem plastických kloubů v konstrukci dochází sice k výraznějšímu přerozdělení zatížení na konstrukci ve prospěch tužších částí konstrukce, ale zdaleka nemusí být tímto vyčerpána její statická neurčitost. Nárůstem přetvoření konstrukce se začínají více uplatňovat geometrické nelinearity konstrukce, které se po dosažení větší míry deformace stávají klíčovým prvkem ve stanovení maximální zatížitelnosti konstrukce. Postupným vývojem plastických kloubů v konstrukci a dosažením statické přeurčitosti systému dochází k jeho kolapsu.

Celý výše popsaný proces je doprovázen postupným „změkčováním“ konstrukce. Tento proces je v dynamické analýze konstrukcí velmi zajímavým a často

Karel Pohl, Ing.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra mechaniky
Thákurova 7, 166 29 Praha 6 – Dejvice
tel.: 224 354 498, fax.: 224 310 775, e-mail: karel.pohl@fsv.cvut.cz

rozhodujícím činitelem odezvy na časově proměnné zatížení. V lineárních úlohách dynamiky je možno odezvu konstrukce stanovit jako lineární kombinaci tvarů vlastního kmitání. Velikost odezvy je zde závislá na „blízkosti“ vlastních frekvencí soustavy a frekvencí budicích sil. Tato skutečnost je hlavním aspektem při návrhu stavebních konstrukcí, kde projektant je veden snahou „naladit“ konstrukci na takové hodnoty vlastních frekvencí, které budou vzdálené rezonančnímu stavu konstrukce.

Předpoklad konstantních hodnot vlastních frekvencí systému po celou dobu odezvy konstrukce je přístupem, který sice výrazně zjednodušuje celou problematiku, ale neodpovídá skutečnosti. Úlohy, kde se uplatňuje účinek setrvačných sil, mohou být velmi „citlivé“ na změnu tuhostních charakteristik konstrukce, jež ovlivňují dynamické vlastností celého konstrukčního systému. Vlastní frekvence je integrální veličinou konstrukce a zohledňuje vlastnosti konstrukce jako celku. „Změkčením“ jednotlivých konstrukčních částí systému (sloupů, průvlaků apod.), nebo vznikem plastických kloubů dojde k přeladění vlastních frekvencí na jiné hodnoty. Tato změna frekvenčních hodnot může posunout konstrukci do kritičtější oblasti dynamického zatížení, které vyvolá vyšší odezvu konstrukce spojenou s nárůstem deformace a napjatosti systému. Toto přitížení opětovně pozmění dynamické vlastnosti a může tímto vést až k poškození konstrukce.

Tyto komplikace, které nám způsobuje nelineární chování konstrukce při dynamickém zatížení, mohou vést k úvaze navrhovat konstrukce co nejtužší tak, aby se případné nelinearity systému projevily co nejméně a lépe se nechala predikovat jejich výsledná odezva. Je třeba ovšem vzít v úvahu, že „změkčování“ konstrukčního systému může hrát velmi pozitivní roli. Změnou dynamických vlastností můžeme dosáhnout i příznivější odezvy, která by pro velmi tuhý systém mohla být kritická a vést k souběžnému porušení několika částí konstrukce vedoucích k vyššímu stupni poškození, než by se týkalo systému, kde by postupným „změkčováním“ docházelo k přeladění vlastních frekvencí do příznivějších oblastí odezvy. Je třeba také uvážit i vliv materiálové a energetické úspory při realizaci vhodněji navržených konstrukcí.

Při seizmickém zatížení se posouzení konstrukce výrazně komplikuje nejen pro neurčitost samotného seizmického děje (odhad velikosti a průběh zemětřesné události je v podstatě nemožný), ale i pro stanovení samotných seizmických sil, které lze jen obtížně vyjádřit. Obecně jsou totiž závislé na dynamických vlastnostech konstrukce, a tudíž s nimi nelze pracovat jako s nezávislou veličinou na rozdíl od zatížení stroji, dopravou apod. kde lze stanovit průběh zatížení v čase bez ohledu na zatěžovanou konstrukci. Tato interakce konstrukce a zatížení je klíčovým prvkem k porozumění výsledné odezvy konstrukce.

2. Modelování železobetonových konstrukcí

Tato práce je zaměřena na problematiku seizmického zatížení v aplikaci na železobetonové prutové konstrukce. Aby bylo možno provést dynamickou analýzu konstrukcí se všemi potřebami plynoucí z řešení specifických problémů, byl sestaven výpočetní algoritmus. Tento algoritmus umožňuje řešení dynamických úloh přímou integrací pohybových rovnic a to jak pro lineární, tak nelineární systémy. Zohledňuje nejpodstatnější projevy chování konstrukce s možností řešit rozsáhlejší rovinné soustavy reálných konstrukcí a umožňuje volnou variabilitu při definování konstitutivních vlastností materiálu. Algoritmus umožňuje řešit odezvu konstrukcí také pomocí **Metody tečných frekvencí**, jež byla navržena jako zjednodušující přístup stanovení odezvy železobetonových konstrukcí.

3. Model železobetonového průřezu

Pro studium nelineárního chování železobetonových průřezu je velmi vhodné zavést vrstvičkový model průřezu. Průřez je tak rozdělen na dva druhy vrstev připadající betonovému materiálu a na vlákna příslušná ocelovým prutům. Rozdělení betonu na dva druhy vrstev odpovídá betonu uzavřeného v třmínkové výztuži a betonu vně třmínek, tvořící krycí vrstvu oceli. Každá betonová ocelová vrstvička průřezu je ve svém těžišti řízena příslušnými konstitutivními zákony a historie zatěžování je teda odlišná pro každou jednotlivou vrstvičku modelu.

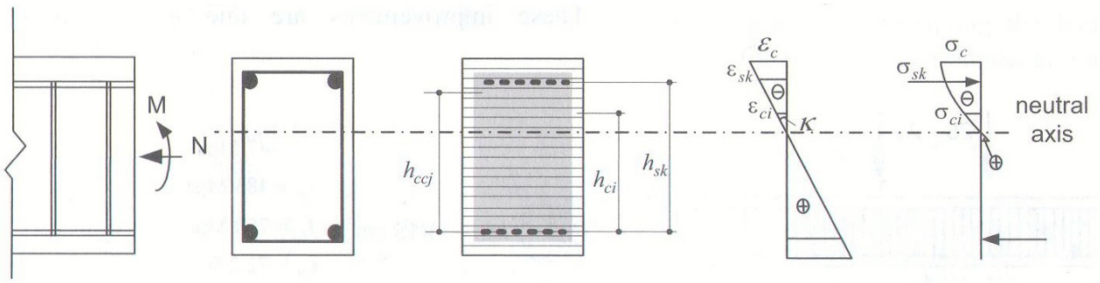
Hodnota napětí v každé vrstvičce je stanovena z míry přetvoření, jehož rozdělení po výšce průřezu je uvažováno jako lineární. Pro stanovení křivosti průřezu κ a hodnoty přetvoření ε_c odpovídající výslednému přetvoření horní betonové okrajové vrstvičky průřezu je třeba využít momentové a silové podmínky rovnováhy. Momentová podmínka rovnováhy je stanovena k ose, jíž přísluší nulový statický moment průřezu a jež je uvažována jako působiště normálové síly N. Pro každý inkrementální přírůstek zatížení je třeba nalézt nové působiště normálové síly označené jako r_s, které je tímto proměnné. Tímto přístupem není třeba při numerické integraci vrstvičkového modelu stanovovat hodnotu statického momentu, který pro náš případ nabývá vždy nulové hodnoty.

Hodnoty ohybového momentu M a normálové síly N na průřezu jsou integrální veličinou napětí po výšce průřezu a platí pro ně vztah:

$$N = \iint_{(A)} \sigma \, dA = \sum_{i=1}^{n} \sigma_{ci} A_{ci} + \sum_{j=1}^{m} \sigma_{ccj} A_{ccj} + \sum_{k=1}^{k} \sigma_{sk} A_{sk} \tag{1}$$

$$M = \iint_{(A)} \sigma (r_s - h) dA = \sum_{i=1}^{n} \sigma_{ci} [(r_s - h_{ci})] A_{ci} \tag{2}$$

Význam jednotlivých symbolů použitých v rovnicích (1) a (2) je patrný z obr. 1. Vyjádřením napětí jako funkce přetvoření z příslušných konstitutivních vztahů získáme dvě nelineární rovnice pro dvě neznámé hodnoty přetvoření ε_c a křivost průřezu κ. Vhodným numerickým vyřešením této soustavy, při užití Taylorova rozvoje pro linearizace rovnic, stanovíme hodnoty neznámých deformačních veličin. Aby bylo možno použít linearizační přístup s dostatečnou přesností a zejména numerickou stabilitou řešení, je vhodné řešit soustavu inkrementálně.

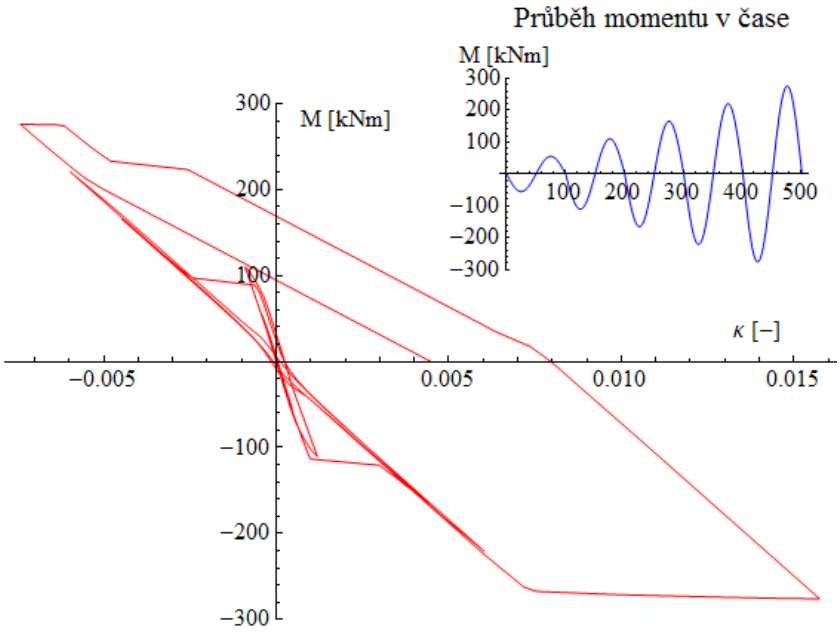


Obr. 1: Model pro železobetonový průřez.

Jako příklad takovéhoto inkrementálního řešení je symetricky vyztužený železobetonový průřez zatížený cyklicky se opakujícím ohybovým momentem s postupně narůstající hodnotou amplitudy zatížení, při uvážení konstantní hodnoty normálové síly.

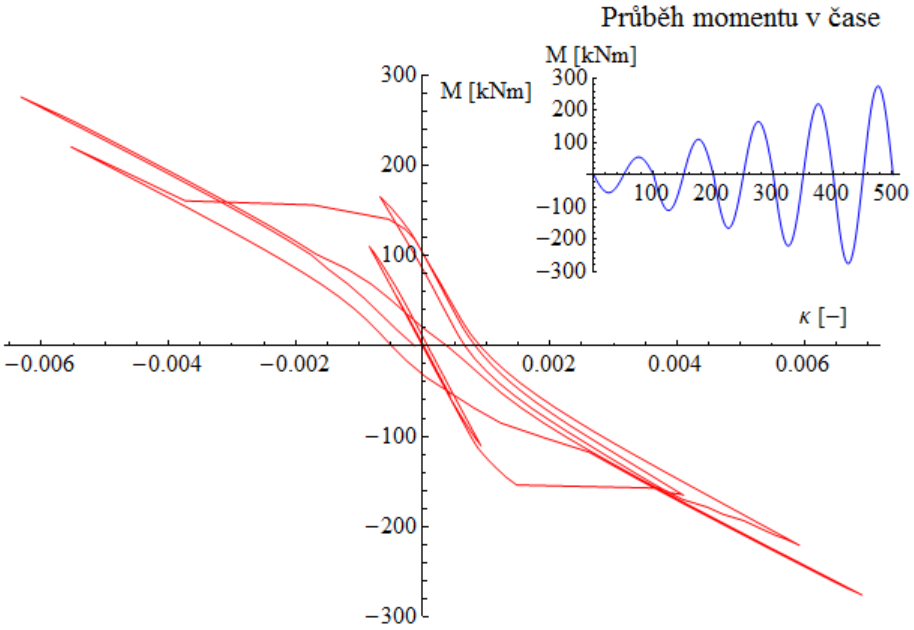
Na obr. 2 je průřez zatížený tlakovou silou N = -100 kN. Je zde patrno několik oblastí se skokovým nárůstem křivosti průřezu při minimálním nárůstu ohybového momentu. První takový výrazný nárůst křivosti průřezu odpovídá přibližně momentu M = -115 kNm, dochází zde k porušení tahových vláken betonu a postupné aktivaci tahové výztuže. Po následném odtížení a opětovném přitížení kladným momentem nastává porušení tahových vláken betonu na opačné straně průřezu odpovídající hodnotě momentu M = 90 kNm. To, že dochází k porušení tahových vláken betonu dříve, než bylo v případě záporného momentu, je způsobeno oslabením průřezu vznikem tahových trhlin, které se postupně dovírají. Třetí výrazný nárůst křivosti nastává při přibližné hodnotě momentu M = -275 kNm. Zde dochází k dosažení meze kluzu tahové výztuže a mluvíme o vzniku plastického kloubu, který je charakterizován výrazným snížením tuhosti průřezu. Po následném odtížení a opětovném přitížení dochází k dosažení meze kluzu tlakové výztuže (M = 220 kNm), která byla v předchozím stavu zplastizována v tahu a při postupném dovírání trhliny tak dochází k následné plastifikaci tlakové. Není uvažováno oslabení průřezu ocelových vložek vlivem příčné kontrakce a je zřejmé, že při uvážení tohoto vlivu by k porušení tlačené výztuže došlo dříve, než v našem případě. Vliv vzpěru se zřejmě neuplatní, neboť i při vzniku tahové trhliny nepředpokládáme, že obnažená výztuž dosáhne významné vzpěrné délky. Vliv popuštění výztuže by mohl hrát významnou roli, ale při výpočtu není uvažován. Následuje přitížení a s ním dovření tahové trhliny na opačné straně průřezu. Tímto se opětovně zvýší tuhost průřezu, ovšem pouze přechodně, neboť při hodnotě M = 275 kNm dochází nyní k plastifikaci tahových vložek oceli a k výraznému nárůstu křivosti průřezu. Po odtížení je patrna trvalá složka přetvoření. Je důležité si povšimnout, že rozhodujícím faktorem při vzniku trvalých přetvoření je dosažení meze kluzu oceli. Ocelové pruty jsou pochopitelně klíčovým prvkem při stanovování únosnosti průřezu a tuto skutečnost ani příliš neovlivní použití vyšší pevnostní třídy betonu.

Na obr. 3 je řešena obdobná úloha, pouze s tím rozdílem, že nyní uvažujeme průřez zatížený tlakovou silou N = -500 kN. Nyní se z pohledu plastifikace průřezu nic dramatického neděje, není dosaženo meze kluzu ocelových vložek a pouze dochází ke vzniku tahových trhlin vlivem dosažení mezní pevnosti betonu v tahu. Vlivem zvýšeného účinku tlakové síly došlo k zvýšení únosnosti celého průřezu a výraznému poklesu přetvoření průřezu.

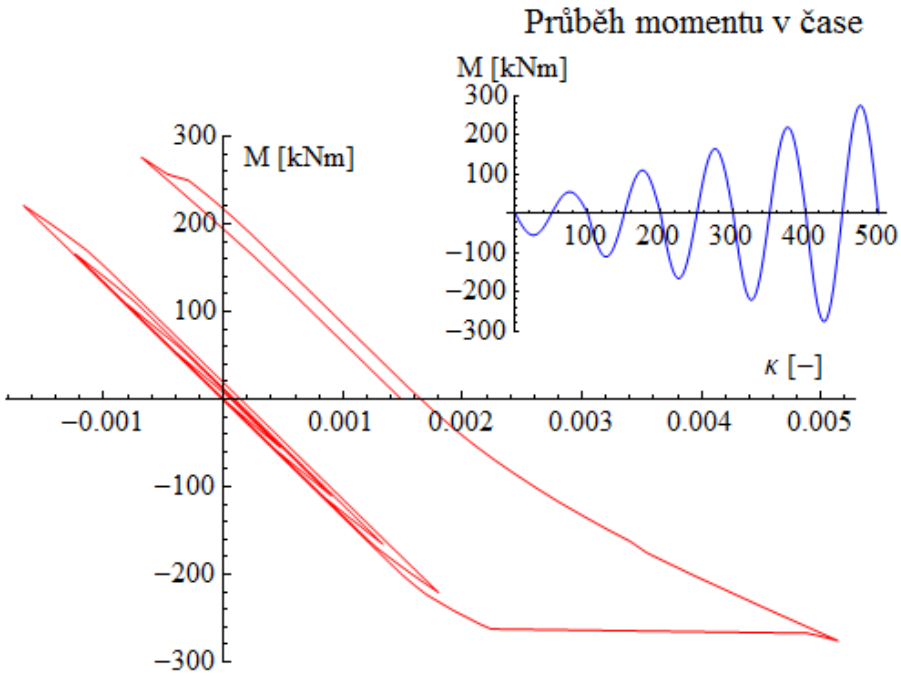


Obr. 2 Závislost ohybového momentu na křivosti symetricky vyztuženého průřezu při konstantním působení normálové síly N = -100 kN.

Posledním příkladem je zvýšení tlakové síly na hodnotu N = -2000 kN obr. 4. Jedná se o případ, kdy k tahovému porušení betonových vláken dochází pouze na jedné straně průřezu. Za povšimnutí zde stojí ta skutečnost, že s nárůstem tlakové síly dochází, po dosažení tahové pevnosti betonu a následném vzniku tahových trhlin, k vyšším hodnotám trvalé složky deformace, než se jednalo v předchozích případech. Tato skutečnost je důsledkem dosažení výraznějších tlakových hodnot napětí než v předchozích případech a souvisejícím kinematickým zpevněním průřezu při následném odtěžování.



Obr. 3 Závislost ohybového momentu na křivosti symetricky vyztuženého průřezu při konstantním působení normálové síly N = -500 kN.



Obr. 4 Závislost ohybového momentu na křivosti symetricky vyztuženého průřezu při konstantním působení normálové síly N = -2000 kN.

Jak je z uvedených příkladů patrné, nelineární chování železobetonových prutů je výrazné zejména při dosažení vyšších hodnot přetvoření a při cyklickém zatížení se výrazněji projevují složky trvalých deformací. Vliv normálové síly je na výslednou odezvu dosti významný a pouhým předpokladem lineárního chování železobetonové konstrukce bychom se dopouštěli velmi nepřesných popisů její odezvy.

4. Přímá integrace pohybových rovnic

Při analýze konstrukcí je snahou najít vztah mezi působícím zatížením a odezvou konstrukce v podobě jejího přetvoření či stanovení napětí, nebo jejich integrálních hodnot označovaných jako vnitřní síly, které vzdorují deformaci konstrukce. Při dynamickém zatížení se kromě těchto vratných sil aktivují i síly setrvačné a síly tlumící, které jsou v rovnovážném stavu s působícím zatížením. Před uskutečněním analýzy odezvy konstrukce je třeba uvažovaný fyzikální systém reprezentovat odpovídajícím matematickým modelem. V dynamických úlohách je odezva závislá jak na prostorových souřadnicích konstrukce, tak na čase a vhodný matematický model musí tuto skutečnost zohlednit. Přístup, kde popis odezvy konstrukce je stanoven pomocí uzlových hodnot zobecnělého posunutí diskretizovaného systému je přístupem, který při dostatečném dělení konstrukce vhodně popisuje její výslednou odezvu. Matematický model odpovídá soustavě diferenciálních rovnic druhého řádu, jejichž počet odpovídá počtu stupňů volnosti konstrukce. Jako zatížení budeme v této práci uvažovat zatížení seizmické, k jehož popisu použijeme akcelerogramy zazna-

menávající zemětřesné události. Matematický popis našeho fyzikálního problému spočívá v soustavě rovnic:

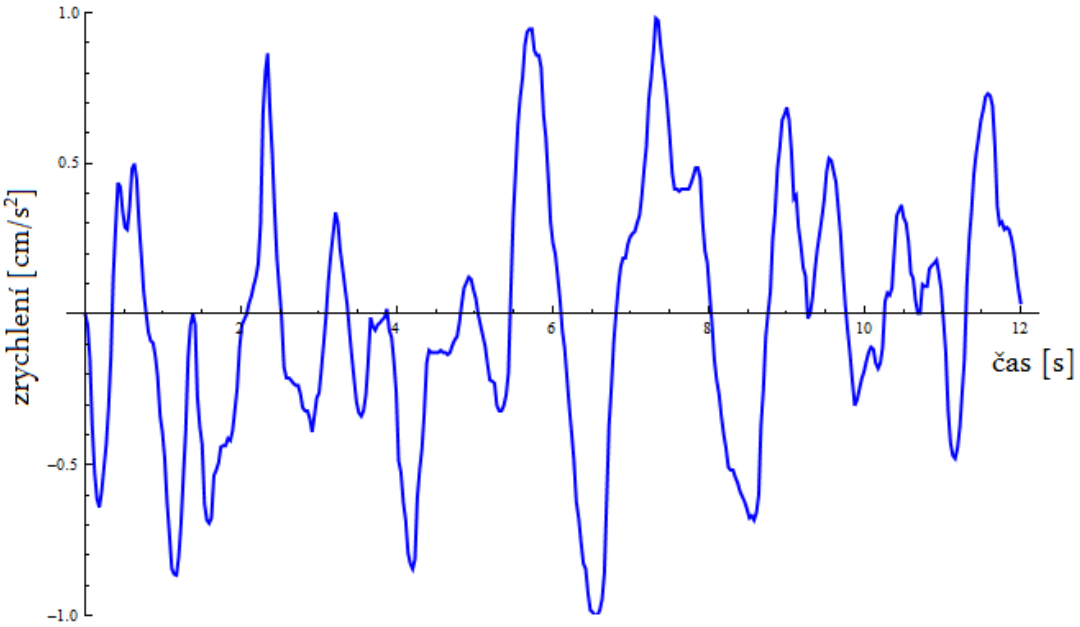
$$(\overline{K}_t - \overline{K}_\sigma)\overline{r} + \overline{C}\dot{\overline{r}} + \overline{M}\ddot{\overline{r}} = -a_g\overline{M}\overline{r}_s \qquad (3)$$

Kde $\overline{K}_t$ je tečná matice tuhosti konstrukce a pro nelineární úlohy není konstantní a to jak z důvodů fyzikální nelinearity, tak z důvodu geometrické nelinearity. Výraz $\overline{K}_\sigma$ je matice počátečního napětí a zohledňuje vliv normálových vnitřních sil vyvolaných vodorovným přetvořením střednice prutu na změnu křivosti prutu. Výraz $(\overline{K}_t \quad \overline{K}_\sigma)\overline{r}$ odpovídá vratným silám konstrukce, které vzdorují její deformaci. Matice tlumení $\overline{C}$ odpovídá Rayleighově tlumení a je tedy uvažována jako proporcionální k matici tuhosti $\overline{K}_t$ a matici hmotnosti $\overline{M}$. Jelikož matice tuhosti je nelineární a Rayleighův útlum není přesně fyzikálně stanovenou charakteristikou tlumení, je matice tlumení $\overline{C}$ sestavena pouze jednou a to na počátku řešení pro lineární matici tuhosti a následně je ve výpočtu uvažována jako konstantní. Výraz $\overline{C}\dot{\overline{r}}$ odpovídá tlumícím silám a $\overline{M}\ddot{\overline{r}}$ setrvačným silám. Vektory $\dot{\overline{r}}$ a $\ddot{\overline{r}}$ jsou první a druhou časovou derivací $\overline{r}$

vektoru posunutí . Hodnota zrychlení a_g je získána z použitého akcelerogramu pro příslušný časový okamžik.

Pohybovou rovnici (3) je možno řešit numerickou integrací a v této práci bylo použito Newmarkovy integrační metody. Jelikož stabilita této metody je podmíněná a integrace nelineárních úloh je velmi citlivá na volbu časového kroku, nebyl časový krok zvolen jako konstantní hodnota po celou dobu trvání zatížení, ale byl řízený v závislosti na rychlosti nárůstu deformace konstrukce. To sice vede ke zvýšení náročnosti samotného výpočetního procesu, ale je tímto dostatečně zajištěná stabilita výpočtu.

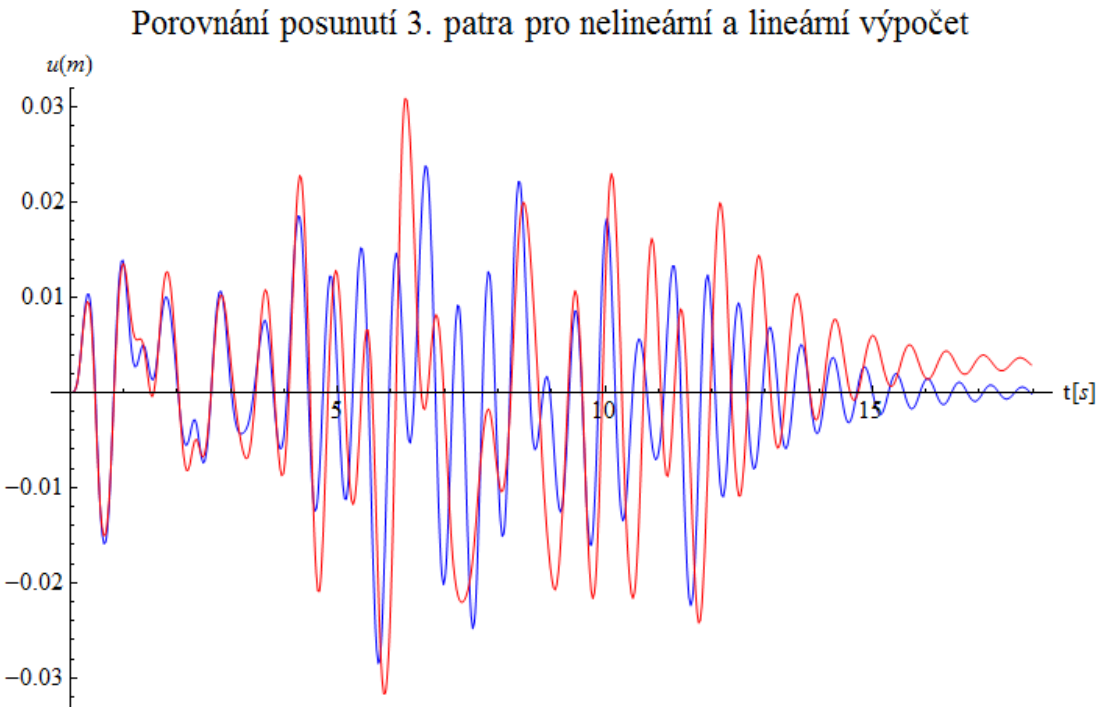
Jako analyzovaná konstrukce byl zvolený tří patrový železobetonový rám, zatížený jak vlastní tíhou konstrukce a užitným zatížením, tak akcelerogramem zaznamenávající zemětřesení z oblasti Kalifornie v USA, viz obr. 5.



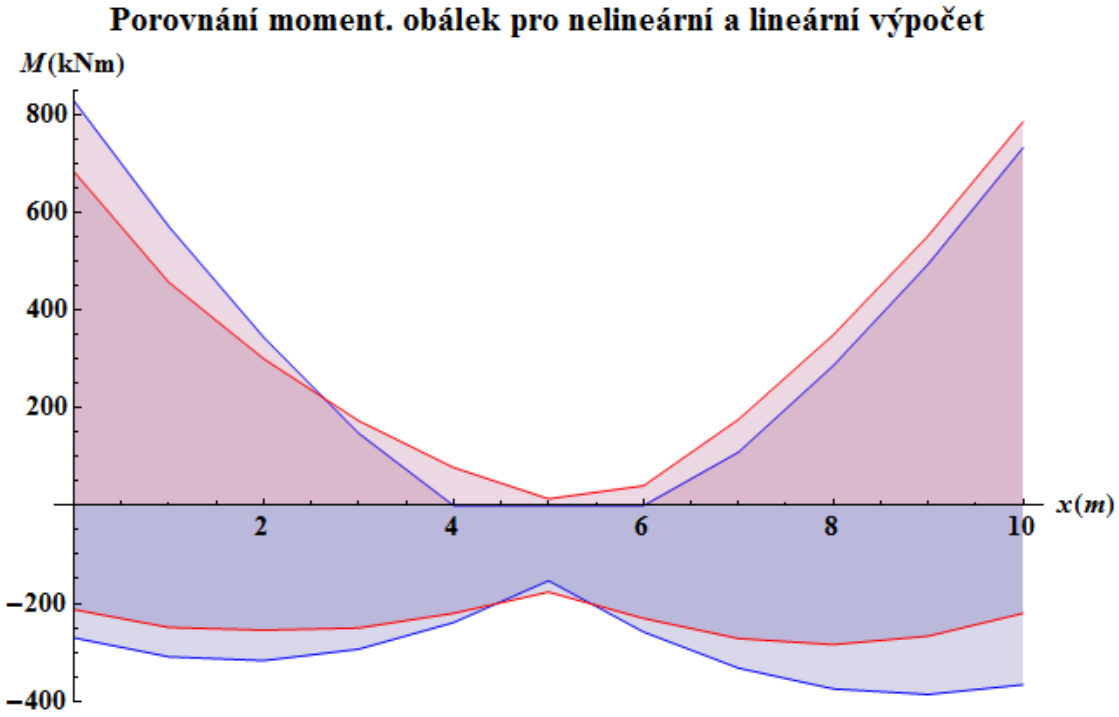
Obr. 5 Akcelerogram–Kalifornie, max. hodnota špičkového zrychlení a_{max} = 1.0 m/s^2.

Konstrukce byla v prvé fázi posouzena lineárním výpočtem a na takto získané výsledky bylo provedeno dimenzování konstrukce. Konstrukce byla vyztužena a posouzena dle normy ČSN P ENV 1992-1-1. Takto navržená konstrukce byla následovně posouzena výpočtem zohledňující nelineární chování a to opět pomocí přímé integrace pohybových rovnic. Výsledky byly porovnány, na obr. 6 je sledováno posunutí třetího patra konstrukce, červeně pro nelineární výpočet, modře pro lineární výpočet. Jelikož zatížení nepřekročilo hodnoty, které při návrhu vyztužení byly očekávány, nedošlo k výraznému změkčení konstrukce a vzniku plastických kloubů. Vynucené kmitání, které trvá 12 sekund, následně přejde do vlastního kmitání a vlivem tlumení se amplituda výchylky časem zmenšuje. Z obrázku je patrno, že v konstrukci vznikají trvalé hodnoty přetvoření, kolem nichž vlastní kmitání osciluje. Redistribuce vnitřních sil je patrna z momentové obálky na obr. 7 a obr. 8, kde na obr. 7 je opět červeně sestavená momentová obálka prvního patra konstrukce příslušející nelineárnímu výpočtu a modře příslušející lineárnímu výpočtu. Na obr. 8 jsou obdobně sestaveny momentové obálky, ale tentokrát pro sloup prvního patra konstrukce. Je zřejmé, že ani u rozdělení vnitřních sil nedošlo k výraznějším odlišnostem.

Následně byla konstrukce zatížena akcelerogramem přenásobeným oproti předchozímu seizmickému zatížení hodnotou 1,5. Jedná se tedy o seizmicky vyšší zatížení, při kterém bylo ponecháno původní vyztužení konstrukce. Předpokládá se, že takto zatížená konstrukce vlivem vzniku plastických kloubů v konstrukci disipuje zatížení, které překračuje hodnoty příslušející prvotnímu návrhu vyztužení konstrukce. Vznikem plastických kloubů v konstrukci, které jsou na obr. 12 označeny symbolem PK, dojde ke změně dynamických vlastností konstrukce, které mohou mít zásadní vliv na její odezvu.

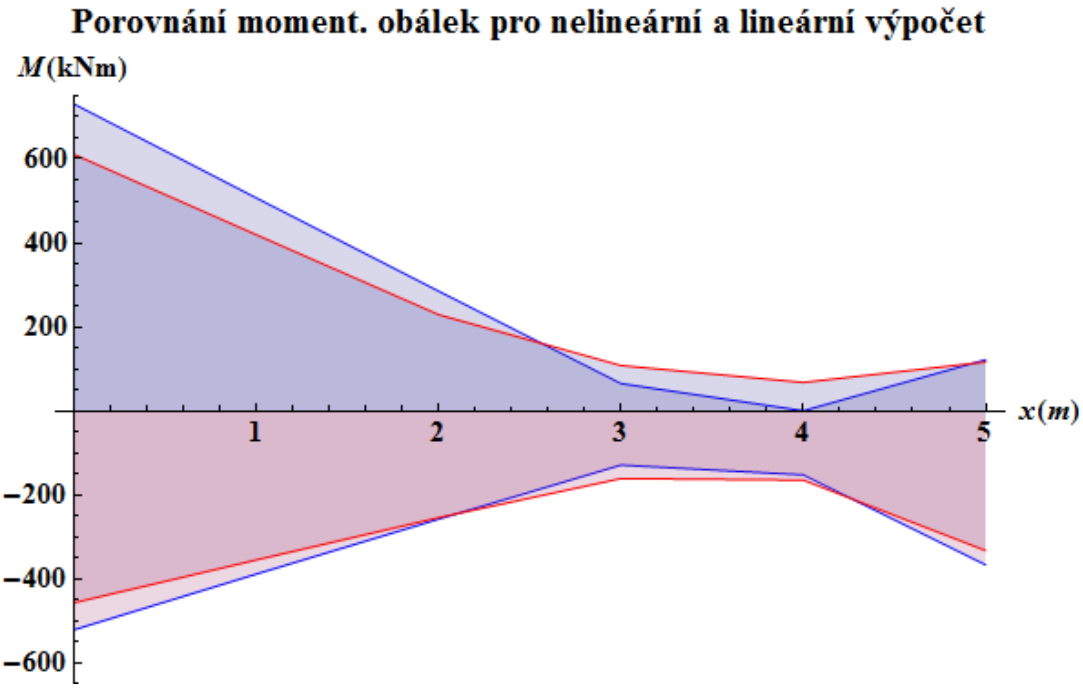


Obr. 6 Průběh patrového posunutí konstrukce pro nelineární (červeně) a lineární výpočet od účinku seizmického zatížení.



Obr. 7 Momentová obálka patra konstrukce pro nelineární (červeně) a lineární výpočet od účinku seizmického zatížení.

Výpočet byl opětovně porovnán s lineárním řešením, jak je ukázáno na obr. 9,10 a 11. Zde je patrno, že odezva získaná nelineárním výpočet se výrazně liší od odezvy získané lineárním přístupem. V konstrukci došlo k výraznému změkčení a vzniku plastických kloubů, které ovšem ještě nevedly ke kolapsu konstrukce.
S ohledem na tuto skutečnost je zřejmé, že disipativní vlastnosti konstrukce jsou výrazně vyšší, než uvažujeme při návrhu vyztužení konstrukce.

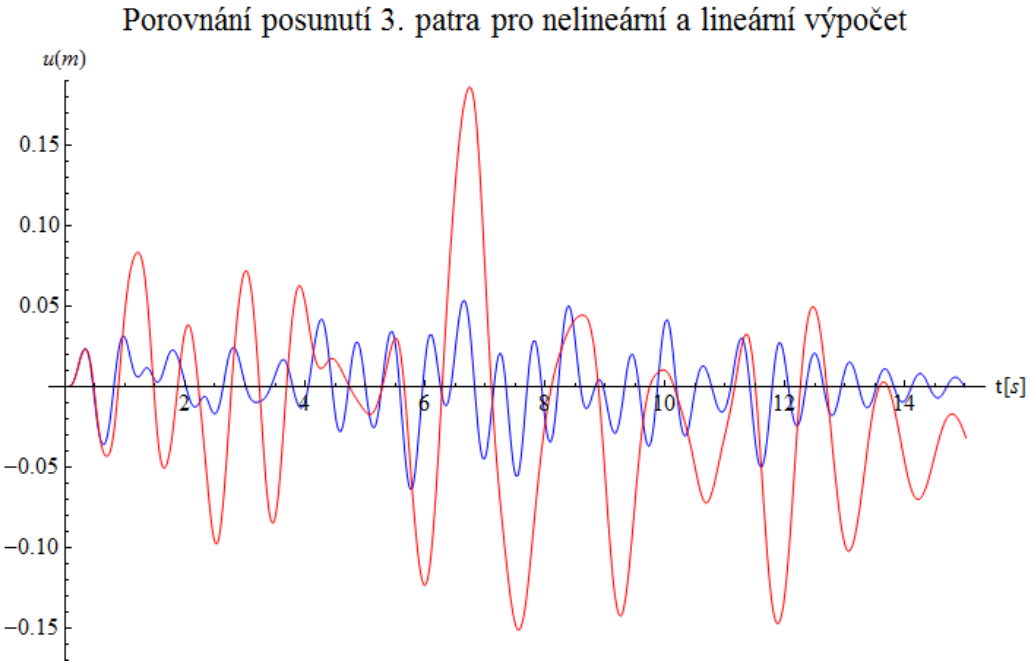


Obr. 8 Momentová obálka sloupu konstrukce pro nelineární (červeně) a lineární výpočet od účinku seizmického zatížení.

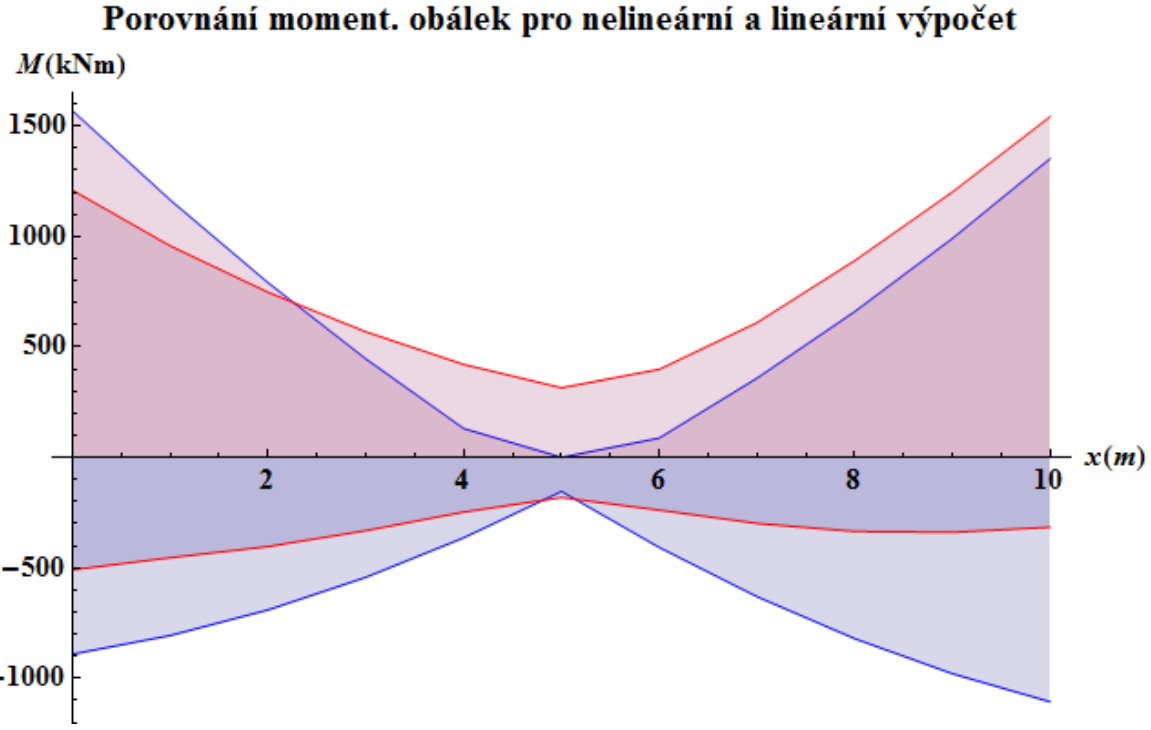
Jelikož při návrhu konstrukcí na vysoké seizmické zatížení je z ekonomických důvodů často umožněno změkčení konstrukce a její postupné plastizování, je zřejmé, že lineární přístupy jsou zatížené velkou chybou a nelze je často použít, ani pro stanovení odhadu výsledného účinku zatížení. Na obr. 9 je znázorněno posunutí třetího patra konstrukce, nelineární odezva zde výrazně převyšuje odezvu lineární. Posunutí sice není kritériem, které by rozhodovalo o mezní únosnosti konstrukce, ale s ohledem na účinky takovéhoto zatížení na podružné konstrukce a rozmístěný nábytek, mohou být pro uživatele přímo rozhodující. Nejvíce zranění a úmrtí při velké zemětřesné události nastává právě vlivem uvolněného nábytku apod.

Omezíme-li náš zájem na stanovení mezní únosnosti konstrukce a její disipačních vlastností, jsou schopnosti konstrukce vzdorovat seizmickému zatížení poměrně velké, umožníme-li vhodnou tvorbu plastických kloubů v konstrukci. Na obr. 10 a 11 je patrno, že hodnoty vnitřních sil získané nelineárním výpočtem jsou často výrazně nižší, než v případě lineárních výsledků. To je způsobeno tou skutečnosti, že postupným plastizováním se konstrukce vzdaluje od svých počátečních modálních charakteristik a takovéto přeladění systému na jiné hodnoty (obecně vyšší hodnoty) vlastních frekvencí, bývá velmi příznivým projevem. Umožní-li projektant postupné plastizování konstrukce, s největší pravděpodobností tím zvýší její odolnost vůči významnému seizmickému zatížení. Při posuzování konstrukcí nehraje roly pouze od-

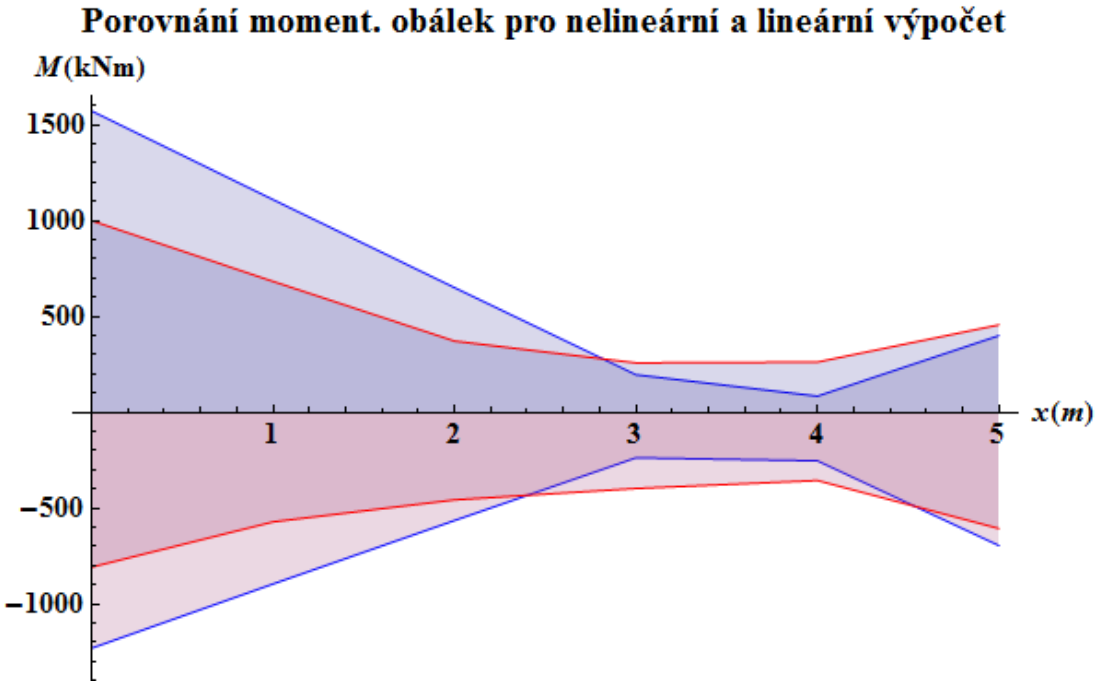
had celkových disipačních vlastností konstrukce, ale i odhad změny jejích modálních charakteristik v průběhu kmitání.



Obr. 9 Průběh patrového posunutí konstrukce pro nelineární (červeně) a lineární výpočet od účinku seizmického zatížení příslušející 1.5 a_{max}.

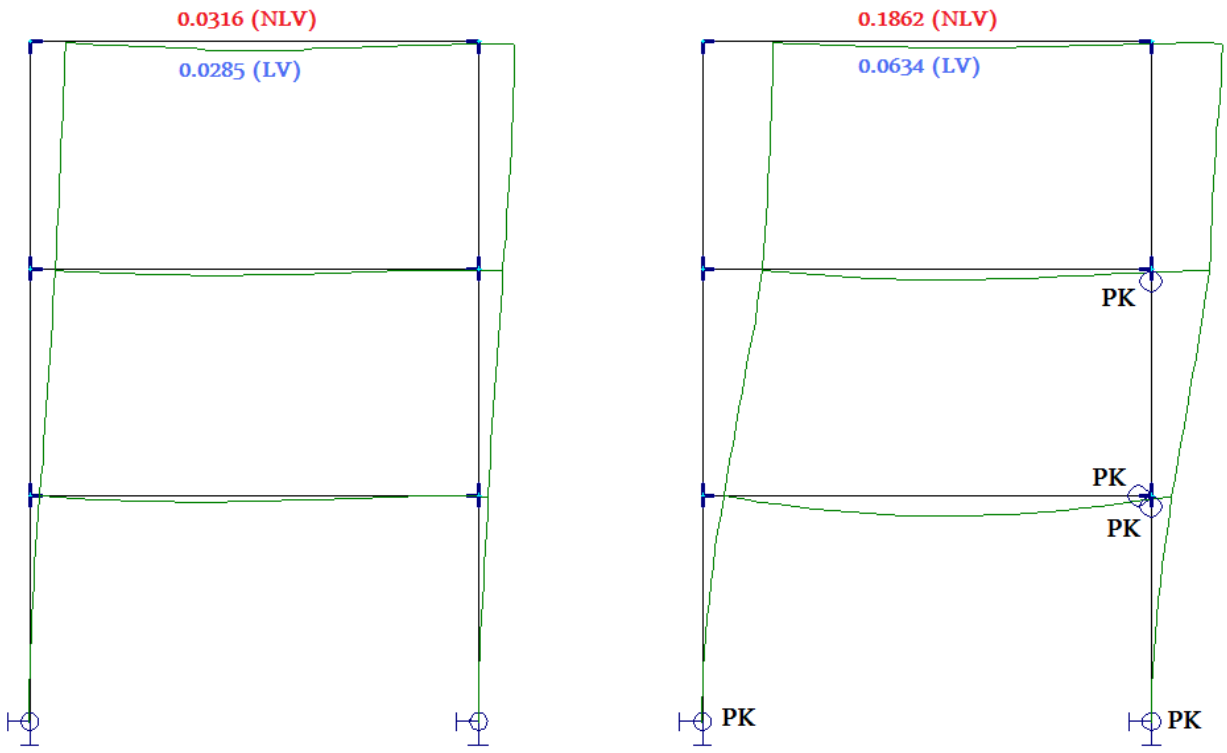


Obr. 10 Momentová obálka patra konstrukce pro nelineární (červeně) a lineární výpočet od účinku seizmického zatížení příslušející 1.5 a_{max}.



Obr. 11 Momentová obálka sloupu konstrukce pro nelineární (červeně) a lineární výpočet od účinku seizmického zatížení příslušející 1.5 a_{max}.

Odezva konstrukce pro obě zatížení je patrná z obr. 12, kde levá část schématu konstrukce odpovídá zatížení příslušející obr. 6 – 8 a práva část odpovídá obr. 9 – 11. Symbolem PK je v konstrukci označen plastický kloub.

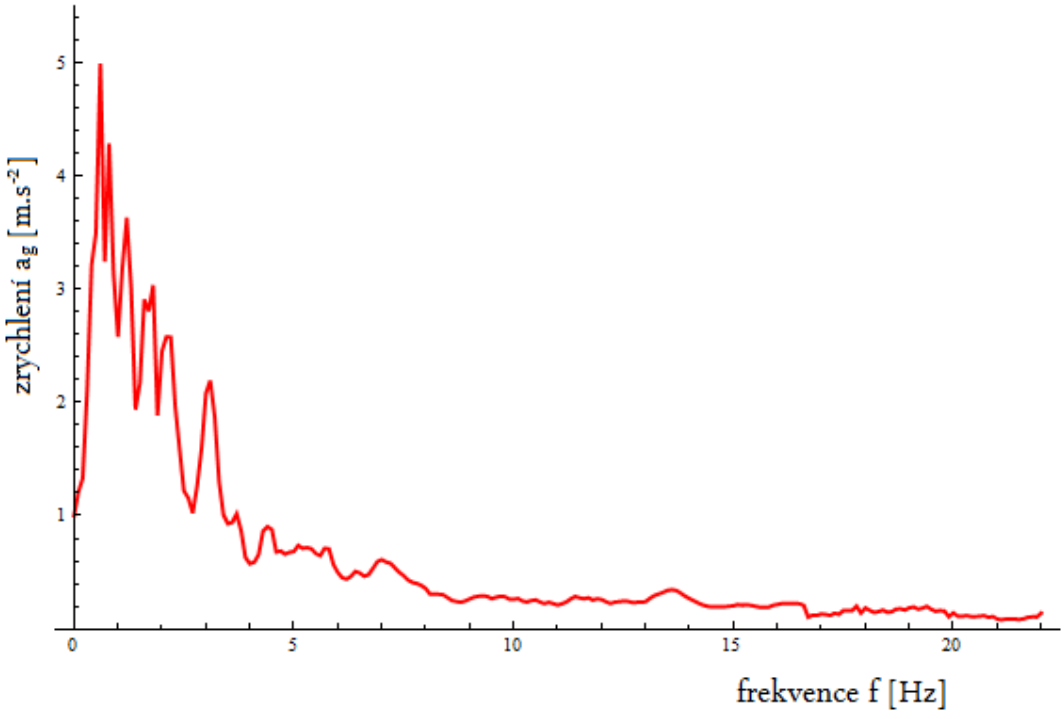


Obr. 12 Deformace konstrukce vlivem seizmického zatížení, patrové posunutí [m] pro lineární (modré hodnoty) a nelineární (červené hodnoty) výpočet.

5. Přibližné metody pro stanovení seizmické odezvy

Výpočet odezvy přímou integrací pohybových rovnic je sice poměrně přesným, ale komplikovaným výpočtem, který se příliš nehodí pro potřeby projekčního navrhování. Pro výpočet odezvy stavebních konstrukcí při působení seizmického zatížení se uplatňují zjednodušené přístupy, stanovující velikost statických seizmických sil pomocí spektra odezvy. Spektrum odezvy je obálkou maxim absolutních hodnot zrychlení, získaných posouzením systému s jedním stupněm volnosti s danými parametry tlumení, v závislosti na vlastní kruhové frekvenci systému. Návrh seizmických sil je tedy postaven na znalosti modálních charakteristik konstrukce. Řešení odezvy se pro takto získané síly provede jako při standardní statické úloze. Výhodou zde je jednoduchost řešení a skutečnost, že spektrum odezvy může být obálkou maxim získanou z velkého rozsahu zemětřesných událostí a lze uplatnit i spektra odezvy sestavená a doporučená příslušnými normami a instituty.

Spektrum odezvy je sestaveno za předpokladu elastického lineárního chování. To neodpovídá skutečnosti, zejména v případech, kdy konstrukce je vystavena velkému seizmickému zatížení. Disipaci energie, která se při plastickém přetváření konstrukcí uplatní, lze vyjádřit duktilitou konstrukce. Duktilita je schopnost konstrukce, nebo jednotlivých konstrukčních prvků odolat velkým deformacím za jejich mezí pružnosti (často po mnoha cyklech) bez porušení. V zemětřesném inženýrství je duktilita stanovena vyjádřením požadavků na konstrukci a jejími celkovými disipačními možnostmi. Požadovanou duktilitu můžeme vyjádřit jako maximální duktilitu, které je konstrukce vystavená během zemětřesení. Týká se konstrukční odezvy a je tedy funkcí jak konstrukce, tak zemětřesení. Celková disipační schopnost konstrukce je tedy rovna maximální duktilitě, které může být konstrukce vystavena, aniž by došlo k jejímu porušení. Jedná se tedy o konstrukční vlastnost a není tedy závislá na zatížení.



Obr. 13 Spektrum odezvy příslušející akcelerogramu z obr. 5.

Při navrhování je třeba brát zřetel na to, aby požadovaná duktilita nebyla větší, než jsou celkové disipační vlastnosti konstrukce. Pravděpodobně nejsnazší cesta k definování duktility je pomocí členů posunutí. Předpokládejme, že máme systém s jedním stupněm volnosti s definovanou mezí pružnosti. Duktilitu zde můžeme definovat jako maximální posunutí systému vlivem budícího zatížení děleno posunutím odpovídající dosažení meze pružnosti.

Znalost hodnoty součinitele duktility konstrukce můžeme použít pro sestavení návrhového spektra odezvy, které je uváženo jako elastické spektrum odezvy děleno součinitelem duktility. Seizmické síly získané z návrhového spektra odezvy jsou následně použity pro elastický výpočet, tím je zachována jednoduchost metody a zároveň jsou zohledněny disipační vlastnosti konstrukce.

Takovýto přístup dokáže zohlednit celkovou zatížitelnost konstrukce, ale nedokáže zohlednit změnu její modálních charakteristik. Jak bylo ukázáno v kapitole 3.1, je při dynamickém zatížení vliv změkčení konstrukce a rozvoj plastických kloubů v konstrukci zásadním činitelem ovlivňující velikost její odezvy. Změna modálních charakteristik tak může sehrát velmi významnou roli. Zohlednění těchto dynamických vlastnosti bylo uplatněno v nové metodě „tečných frekvencí“. Tato metoda využívá ke stanovení ekvivalentních seizmických sil spektra odezvy a modifikovaných hodnot vlastních frekvencí konstrukce.

Jedná se o nelineární statickou metodu, kdy je konstrukce zatížena elastickými seizmickými silami. Jelikož se jedná o nelineární metodu, nelze využít superpozice jednotlivých účinků zatížení a je nutno konstrukci při řešení zatížit i adekvátním stálým a užitným zatížením. V tomto případě se jedná o obdobu Pushover metody, která je založena na nelineární statické analýze a slouží ke stanovení celkové zatížitelnosti konstrukce. Rozdíl metod spočívá v tom, že metoda „tečných frekvencí“ nestanovuje celkovou zatížitelnost konstrukce, ale změnu modálních charakteristik. Výpočet je inkrementální a po dosažení odezvy příslušející elastickým seizmickým silám se opětovně provede modální analýza, která poskytne hodnoty vlastních frekvencí konstrukce odpovídající stavu napjatosti, při kterém se konstrukce nachází. Tyto hodnoty odpovídají výpočtu za použití tečné matice tuhosti konstrukce a jsou pochopitelně nižší, než odpovídá hodnotám nezatížené konstrukce. Název metody se odvíjí od přístupu využívající tečnou matici konstrukce k modifikaci modálních charakteristik.

Hodnoty tečných frekvencí nám poslouží k opětovnému návrhu seizmických sil za pomoci spektra odezvy. Tyto síly jsou odlišné od sil příslušející elastickému návrhu. Nově stanovené seizmické síly se použijí pro nový výpočet a celá analýza se opakuje, až po novou modální analýzu a opětovné stanovení nových seizmických sil. Výpočet je iterační a jeho konvergence je závislá na použitém spektru odezvy. Obecně lze prohlásit, že metoda osciluje kolem středních hodnot tečných frekvencí konstrukce a v případě použití vyhlazeného spektra odezvy konverguje k hodnotám, které poskytují odezvu blízkou odezvě získanou přímou integrací pohybových rovnic.

Jedná se o metodu přibližnou a proto dosažení výsledkové shody s přesným řešením je podmíněnou řadou faktorů, jako je vliv počtu vlastních tvarů na výslednou odezvu apod. Provede-li se ovšem jen lineární analýza, při které se stanoví chyba mezi přesným a přibližným řešením a tato chyba se použije ke korekci výsledků z nelineární „tečné metody“, jsou takto získané výsledky skutečně velmi blízké přesným řešením. Nespornou výhodou této metody je opuštění od nelineárních dynamických analýz, které jsou velmi komplikované a náročné na strojový čas počítače a při-

stoupení k jednodušším statickým řešením při zachování dostatečné přesností analýzy.

Tato metoda je podle dostupných informací autora nová a její použitelnost a dostatečnou přesnost je třeba ověřit na dostatečném množství výpočetních modelů stavebních konstrukcí.

6. Závěr

Seizmické zatížení konstrukcí vyvolávající plastické přetváření má výraznou nelineární závislost a aplikací lineárních přístupů by vedlo k dosti nepřesnému stanovení jejích odezvy. Řešení úloh přímou integrací pohybových rovnic je sice poměrně přesným výpočtem, ale je komplikovaný a pro projekční navrhování nevhodný. Použití zjednodušujících přístupů zohledňující nelineární vlastnosti konstrukce se nabízí jako možné řešení konstrukcí, vystaveným nadměrným přetvořením. Výpočty uvedené v příkladech byly provedeny za použití skriptu napsaném v programu Mathematica 6.0, jehož autorem je pisatel tohoto příspěvku.

Poděkování

Příspěvek vznikl za podpory VZ 04 CEZ MSM 6840770005 Udržitelná výstavba.

Literatura

[1] Anil K. Chopra: Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering, Second Edition, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 2001.

[2] Bittnar, Z. - Šejnoha, J.: Numerické metody mechaniky 1. Praha, ČVUT, 1992.

[3] Bittnar, Z. - Šejnoha, J.: Numerické metody mechaniky 2. Praha, ČVUT, 1992.

[4] Paulay, T. - Priestley, M.J.N.: Seismic Design of Reinforced Concrete and Mansory Buildings. J.Wiley & Sons, USA, 1992

[5] ČSN P ENV 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí, Obecná pravidla a pravidla pro pzemní stavby, Český normalizační institut, Praha, 1992

[6] EC8 (2003) Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. General rules, seismic actions and rules for building. prEN1998-1:2003, European Committee for Standardisation, Brussels.

[7] Farzad Naeim: The Seismic Design Hanbook, Second Edition, 2001

[8] Jagmohan L. Humar: Dynamics of Structures, Second Edition, Balkema, 2002

[9] Klaus-Jürgen Bathe: Finite Element Procedures, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 1996.

[10] Practical Seismic Design, Principles & Application to EC8. Imperial College London Short Course, London, 2004.

[11] Practical Seismic Design for New and Existing Structures, Imperial College London Short Course, London, 1999.

[12] Robert E. Engelekirk: Seismic Design of Reinforced and Precast Concrete Buildings, J.Wiley & Sons, Univrsity of California at San Diego, 2003

LASEROVÉ SKENOVÁNÍ PŘI POŽÁRNÍ ZKOUŠCE V MOKRSKU

Tomáš Křemen, Václav Smítka, Jiří Pospíšil

Abstract

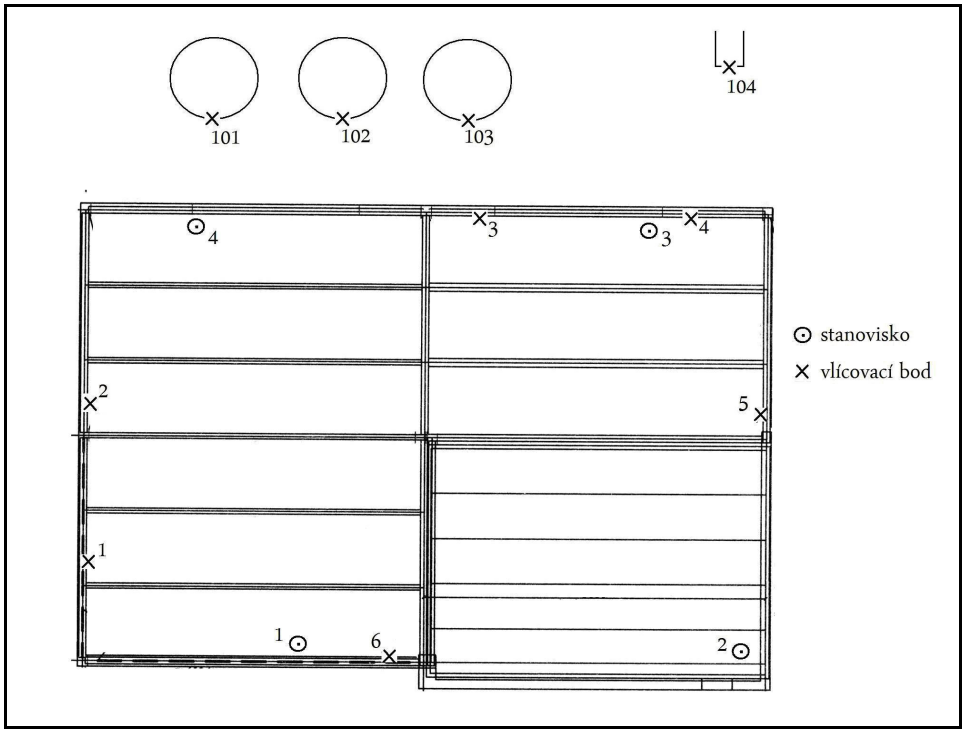
Terrestrial laser scanning was used for the fire test in Mokrsko. The experimental construction was measured before and after firetest. The results of this measurements are presented in this paper.

1. Úvod

Metoda laserového skenování byla využita ve dvou ze tří fází geodetických prací prováděných v souvislosti s požární zkouškou v Mokrsku [1]. V první fázi se jednalo o naskenování celého interiéru objektu v době cca 14 dní před požárem, kdy již byly dokončeny všechny stavební úpravy objektu, ale dosud nebyly instalovány ostatní prvky potřebné pro realizaci požární zkoušky. Druhou fází bylo zaměření konstrukce po požární zkoušce. Toto skenování probíhalo zhruba týden po požáru, kdy byla konstrukce již zcela vychladlá a nebezpečí jejího zhroucení bylo minimální.

2. Měření laserovým skenerem

První fáze geodetického měření (nultá etapa) experimentálního objektu v Mokrsku proběhla dne 5. 9. 2008 a byl při ní kompletně nasnímán interiér budovy. Největší důraz byl kladen na zaměření stropních a stěnových konstrukcí. Vnitřní prostor byl zaměřen ze čtyř stanovisek, jejichž rozmístění je znázorněno na následujícím schématu (obr. 1). Celková doba měření byla přibližně 8 hodin.

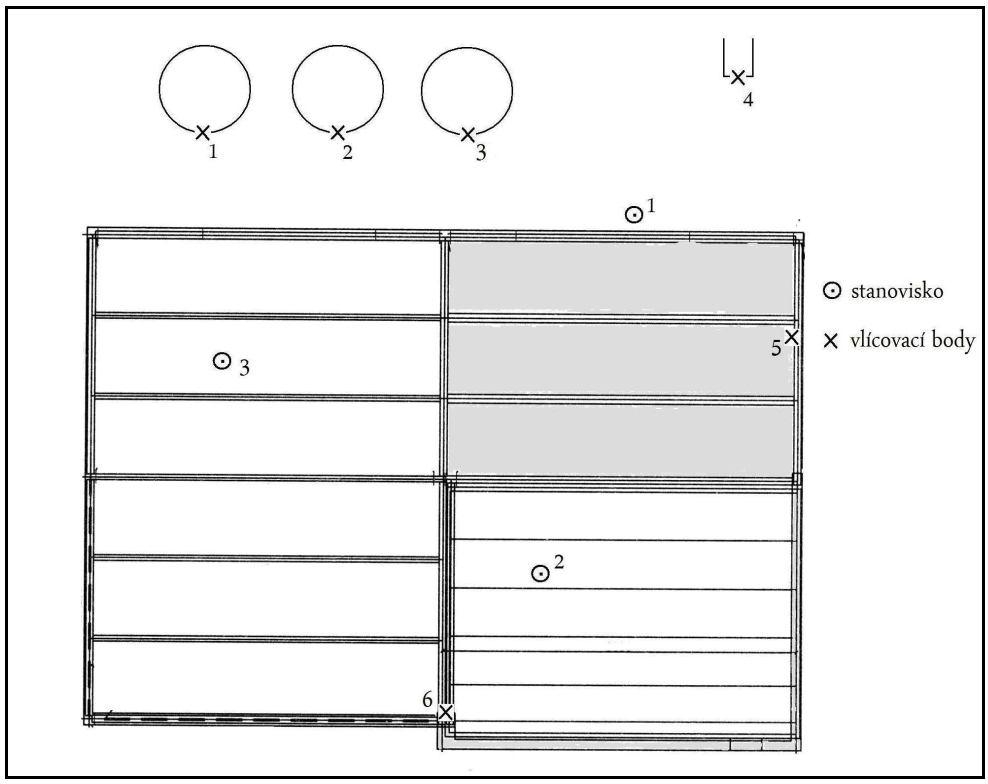


Obr. 1: Schéma rozmístění stanovisek a vlícovacích bodů v nulté etapě

Tomáš Křemen, Ing., Václav Smítka, Bc., Jiří Pospíšil, Prof., Ing., CSc.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra speciální geodézie
Thákurova 7, 166 29 Praha 6 – Dejvice
tel.: 224 354 790, e-mail: tomas.kremen@fsv.cvut.cz

Stanoviska byla volena v blízkosti stěn a rohů objektu tak, aby bylo možné nasnímat z každého stanoviska maximum interiéru s využitím kulové výseče definující rozsah skenování o co nejmenším horizontálním úhlovém rozpětí, což přispělo k výraznému urychlení měření.

Dne 25. 9. 2008 bylo provedeno druhé zaměření zkoumaného objektu (první etapa). Jednalo se o naskenování nezřícených konstrukcí – přibližně ½ konstrukcí zdí a ¼ stropních konstrukcí. Skenované území je na obrázku vyznačeno šedou barvou. Měření probíhalo ze tří stanovisek a trvalo cca 6 hodin (viz obr. 2).



Obr. 2: Schéma rozmístění stanovisek a vlícovacích bodů v první etapě

Požadavky na rozmístění stanovisek v první etapě byly podobné jako v nulté etapě. Avšak jejich volba byla značně ovlivněna velkým množstvím sutě, která se po zborcení konstrukce nacházela v prostoru objektu.

Důležitým kritériem pro volbu stanovisek v obou etapách byl co nejvyšší počet vlícovacích bodů, které bylo možné z jednotlivých stanovisek zaměřit. Vlícovací body byly signalizovány pomocí rovinných HDS terčů uvnitř i vně sledované konstrukce. Uvnitř objektu byly vlícovací body stabilizovány dočasně, zatímco vně objektu byly stabilizovány trvale. V rámci jedné etapy sloužily vnitřní i vnější vlícovací body pro vytvoření celkového mračna. Celková mračna z nulté a první etapy byla umístěna do jedné souřadnicové soustavy pomocí vnějších vlícovacích bodů.

Postup skenování na každém stanovisku lze rozdělit do dvou částí:

- Skenování scény (na základě nastavených parametrů - hustota skenování, rozsah skenovaného zorného pole)
- Skenování vlícovacích bodů (speciální režim skenování s velkou hustotou bodů, v okolí vlícovacího bodu označeného v obslužném softwaru v získaném mračnu bodů; výsledkem je zjištění středu vlícovacího terče)

Doba trvání jednotlivých částí skenování byla proměnlivá. U skenování scény byla ovlivněna velikostí zaměřovaného území a hustotou skenování. Při nastavení skenování čtvrt sféry, jenž bylo většinou využíváno, byla doba měření přibližně 60 minut. Druhá část skenovacích prací na stanovisku - zaměření vlícovacích bodů - trvala cca 30 minut, ovšem i tento údaj je pouze orientační a měnil se v závislosti na počtu vlícovacích bodů a na rychlosti lokalizace těchto bodů v mračnu. V některých případech bylo nutné provést doskenování nejbližšího okolí vlícovacího bodu, aby bylo možné terč správně lokalizovat, což opět způsobilo prodloužení doby měření.

3. Přístrojové vybavení

Laserový skenovací systém HDS 3000 (obr. 3) je jedním z produktů řady HDS (High Definition Surveying) přístrojů, kterou vyrábí společnost Leica Geosystems [3]. Tento přístroj včetně všech jeho příslušenství je přímým pokračovatelem typu HDS 2500, který je také znám pod názvem Cyrax 2500. Jedná se o skenovací systém založený na principu prostorové polární metody [2].

Obr. 3: Skenovací systém HDS 3000

4. Zpracování

Prvním krokem při zpracování naměřených dat bylo spojení (registrace) mračen z jednotlivých stanovisek a jejich umístění do zvolené souřadnicové soustavy. Výsledná souřadnicová soustava byla definována souřadnicemi vnějších vlícovacích bodů v souřadnicové soustavě prvního stanoviska nulté etapy. Pro každou etapu byla registrace provedena zvlášť v systému Cyclone. V tabulce 1 jsou uvedeny podrobnosti o registracích v jednotlivých etapách.

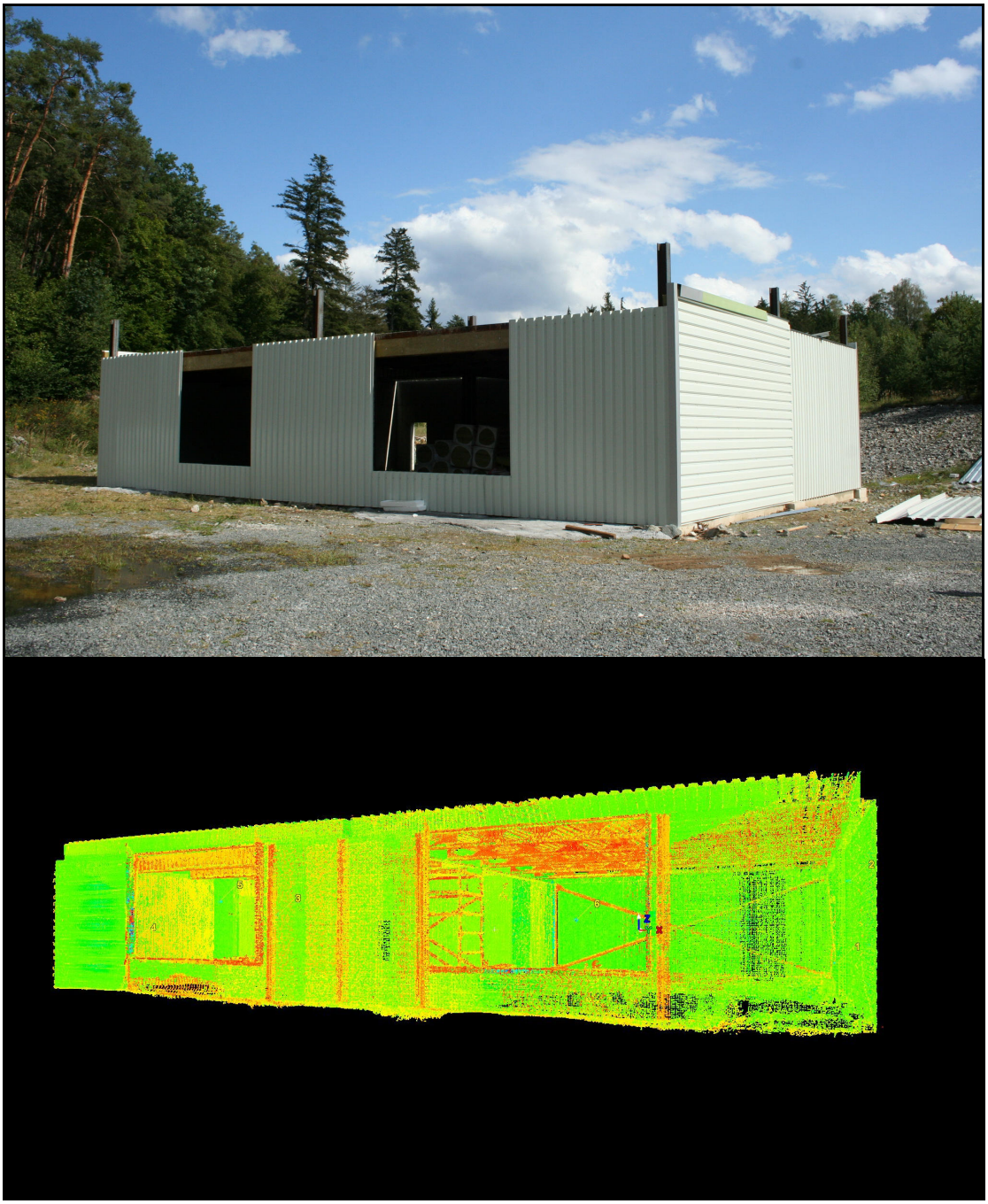
Registrace měření před požárem	4 stanoviska 9 vlícovacích bodů Průměrná chyba: 0,9 mm
Registrace měření po požáru	3 stanoviska 6 vlícovacích bodů Průměrná chyba: 0,8 mm

Tab. 1: Informace o registraci

Kontrola přesnosti transformace obou etap byla provedena porovnáním průsečnice dvou rovin, které vznikly proložením mračen bodů zaměřených na železobe-

tonové zdi v nulté etapě s odpovídající průsečnicí v etapě první. Z důvodů poškození konstrukce během požáru byl porovnáván horní úsek průsečnic. Dosažený rozdíl v poloze horního bodu průsečnic je 16 mm. Velikost tohoto rozdílu je způsobena poškozením konstrukce během požáru (poškození stěn dosahuje ve sledovaném rohu velikosti až 20 mm) a chybou v transformaci. Z tohoto důvodu považujeme přesnost provedené transformace za dostatečnou.

V druhém kroku bylo nutné výsledné mračno z každé etapy očistit o body, které nebyly pro naše potřeby žádoucí (obr 4). Očištěné mračno bylo dále segmentováno na části, ze kterých byly následně preparovány jednotlivé konstrukční prvky, u nichž se zjišťovalo jejich přetvoření po požáru. Těmito prvky byly stropní nosníky, konstrukce bočních zdí a středový sloup. Procesy a postupy vyhodnocení přetvoření těchto konstrukčních prvků budou popsány v následující části.



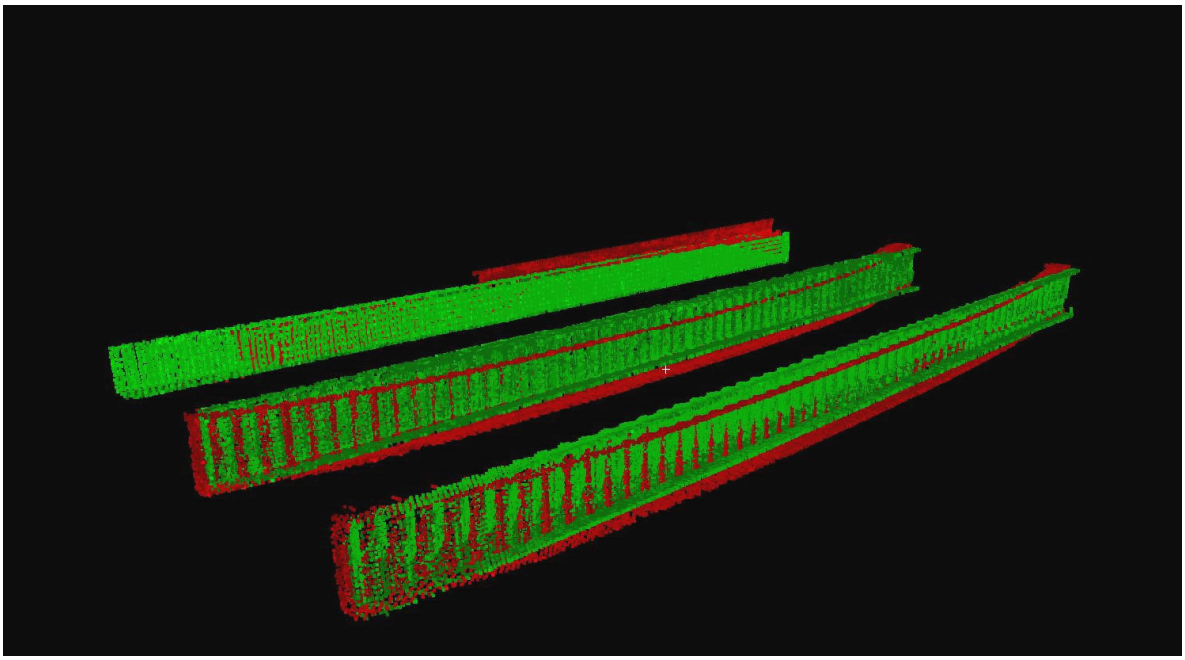
Obr. 4: Výsledné mračno z nulté etapy a jeho porovnání s fotografií

4.1. Zpracování a vyhodnocení stropních nosníků

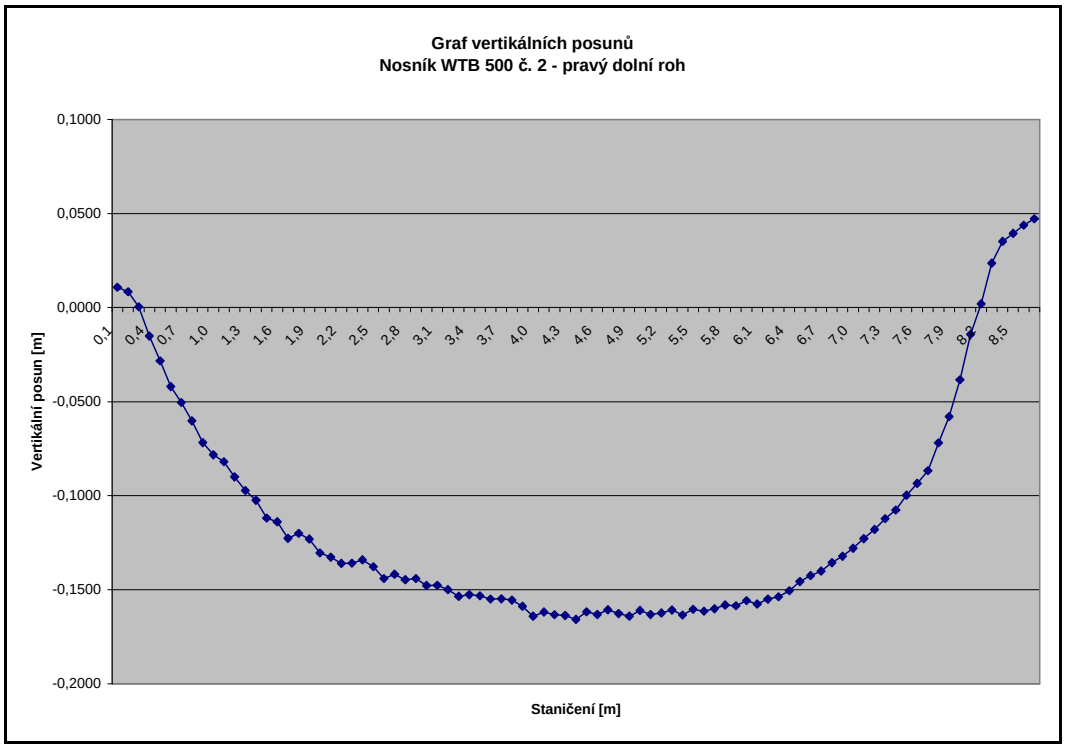
Byly vyhodnocovány tři stropní nosníky, dva nosníky s vlnitou stojinou WTB 500 a jeden nosník IPE 400. Při vyhodnocení nosníků bylo využito metody příčných řezů. První krokem při tomto zpracování bylo vložení očištěných nosníků z obou etap do jednoho pracovního modelu (obr 5). V tomto modelu byl vytvořen nový souřadnicový systém, který byl vztažen k jednomu z nosníků v nulté etapě (k druhému nosníku WTB 500 počítáno od okna). Osa X byla vložena do podélné osy, osa Y byla vložena kolmo k ose X do vodorovné roviny a osa Z byla vložena do svislice. Následně byly vytvořeny příčné řezy kolmo na podélnou osu s krokem 100 mm, čímž byly získány profily všech nosníků v obou etapách měření. Z těchto profilů byly následně odečteny souřadnice rohových bodů jednotlivých nosníků. Z rozdílů v poloze těchto bodů byly určeny výškové a příčné posuny (vybočení) nosníků mezi etapami. Tyto hodnoty byly vyneseny do grafů. Na obrázcích 6 a 7 je ukázka grafického zobrazení vertikálního a horizontálního posunu. Popis rohů nosníků v jednotlivých grafech je brán z pohledu pozorovatele stojícího zády k obvodové zdi a mající po pravé ruce okenní otvory.

V grafech je na ose X vyneseno staničení jednotlivých nosníků, které roste v kladném směru osy X. Nulová hodnota staničení odpovídá okraji nosníku, který přiléhá na obvodovou zeď. Na ose Y jsou znázorněny příčné resp. vertikální posuny v jednotlivých staničeních.

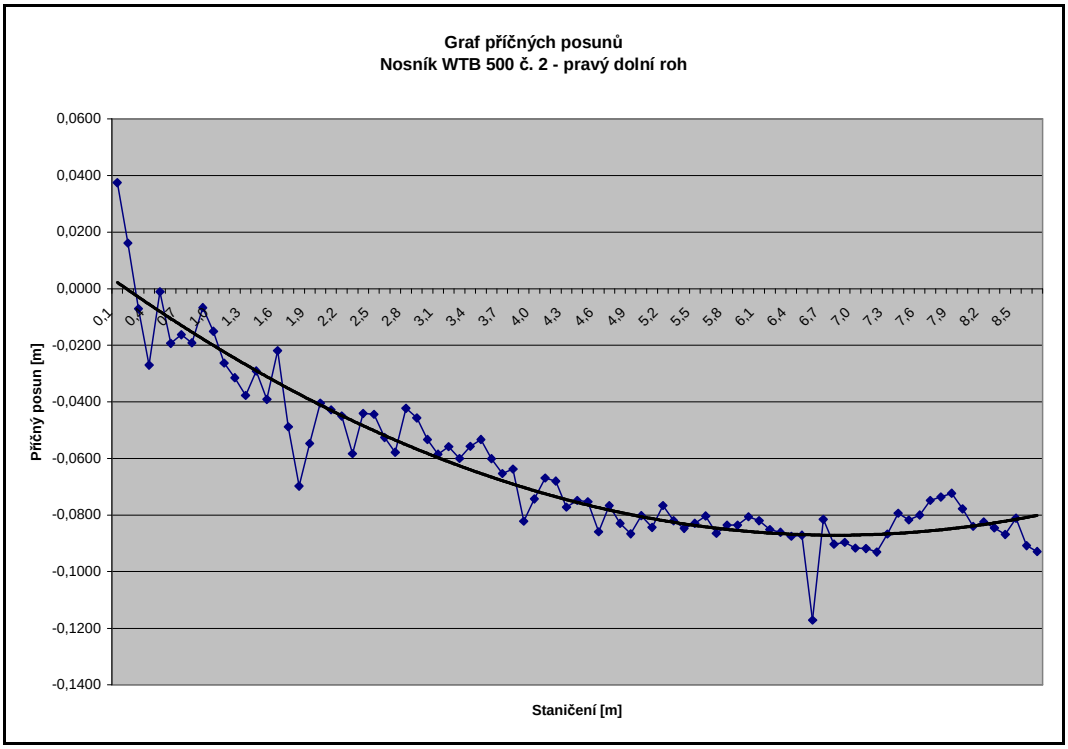
U některých grafů nastal poměrně výrazný rozptyl mezi jednotlivými hodnotami posunů. Z tohoto důvodu byly u všech grafů, které znázorňující příčné posuny, proloženy vypočtené hodnoty regresní polynomickou křivkou druhého stupně. Tyto křivky byly do grafů vkládány, aby byl lépe patrný trend jednotlivých vybočení. Obdobné křivky byly vloženy i do grafů vertikálních posunů u nosníku IPE 400. Tyto rozptyly byly způsobeny volbou šířky příčných řezů v softwaru Cyclone (50 mm) a hustotou skenování, kdy poloha odečítaných krajních bodů nemusela být pokaždé identická s reálnou hranou nosníku.



Obr. 5: Nosníky z obou etap spojené v jednom modelu



Obr. 6: Graf vertikálního posunu

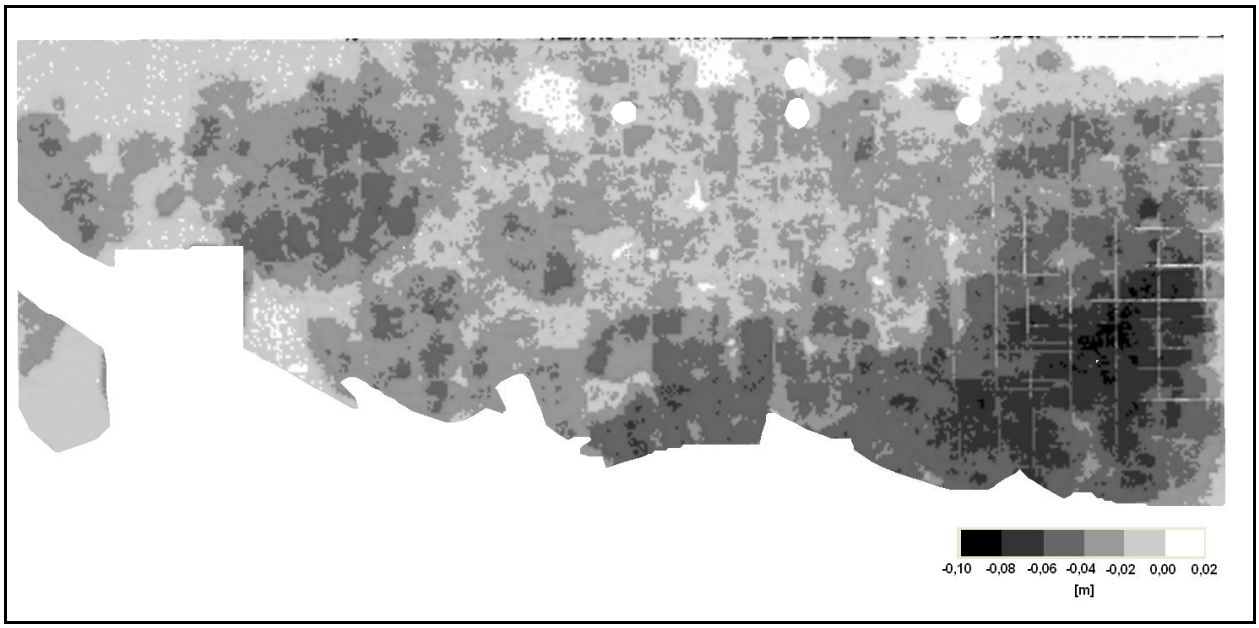


Obr. 7: Graf příčného posunu

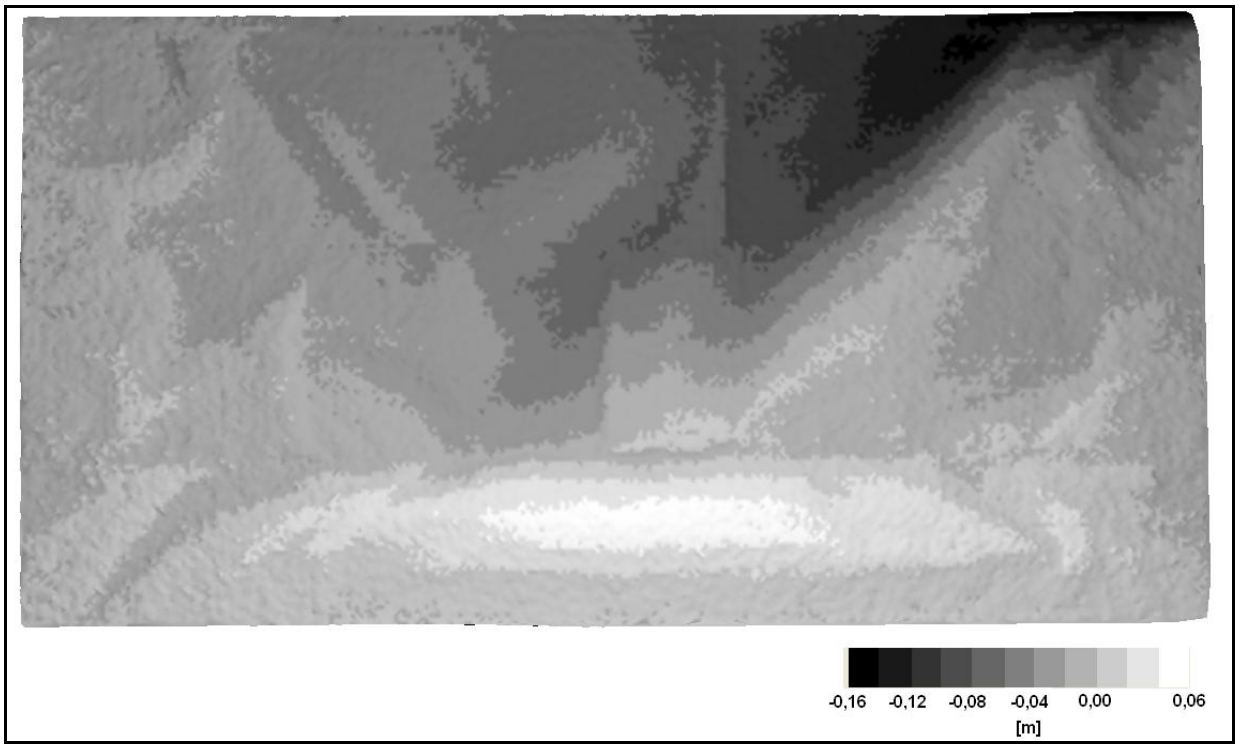
4.2. Zpracování a vyhodnocení stěnových konstrukcí

Přetvoření stěnových konstrukcí bylo zjišťováno oproti nosníkům jinou metodou. Tato metoda spočívá ve vytvoření rozdílového modelu, který charakterizuje odchylky v konstrukci zdi mezi nultou a první etapou. Naměřená data z jednotlivých etap vstupují do výpočtu ve formě trojúhelníkových sítí (konkrétně TIN sítí), které byly vytvořeny v prvním kroku zpracování. Dále byla vytvořena referenční rovina, která je

přibližně rovnoběžná se zkoumanými rovinami (stěnami). V našem případě byla referenční rovina vložena do roviny zdi v nulté etapě. K referenční rovině se zjišťovali kolmé vzdálenosti k jednotlivým trojúhelníkovým sítím v diskrétních bodech v pravidelném rozestupu 20 mm. Byly vypočteny rozdíly kolmých vzdáleností sítí. Vypočtené hodnoty rozdílů byly přiřazeny jako výškové souřadnice (bráno od referenční roviny) diskrétním bodům. Ve finální fázi zpracování byla z takto vypočtených bodů vytvořena trojúhelníková síť. Tato trojúhelníková síť reprezentuje rozdílový model přetvoření stěny mezi etapami. Rozdílové modely jednotlivých zdí jsou ukázány na obrázcích 8 a 9. Zjištěné rozdíly jsou vyjádřeny pomocí hypsometrické stupnice.



Obr. 8: Rozdílový model monolitické železobetonové zdi



Obr. 9: Rozdílový model zdi tvořené sendvičovými panely Kingspan

5. Závěr

Bylo vyhodnoceno přetvoření experimentálního stavebního objektu po požární zkoušce pomocí pozemního laserového skenování. Sledovány byly dva nosníky s vlnitou stojinou WTB 500 a nosník IPE 400, středový sloup HEB 280, stěnová konstrukce z monolitického železobetonu, stěnová konstrukce tvořená sendvičovými panely Kingspan a stěnová konstrukce tvořená nosnými kazetami, minerální vlnou a vnějšími trapézovými plechy.

Při vyhodnocení nosníků byly zjištěny vertikální posuny (prohnutí) a příčné posuny (vybočení). U nosníků s vlnitou stojinou byl zjištěn maximální vertikální posun 160 mm a maximální příčné vybočení 110 mm. U nosníku IPE 400 dosáhl maximální vertikální posun hodnoty 15 mm a maximální vybočení 110 mm. Vertikální posun tohoto nosníku je řádově 10 krát menší než u nosníků WTB 500. To mohlo být způsobeno jeho obložením minerální vlnou a sádrokartonem, které jej chránily před působením požáru. Příčné vybočení nosníků bylo způsobeno přetvořením středového sloupu, ke kterému došlo působením požáru a zřícením části konstrukce. Na konci všech nosníků (uprostřed objektu) došlo k nadzvednutí jednotlivých konstrukcí nad polohu, ve které se nacházely před požární zkouškou (cca 40 mm). Tento jev lze přisoudit faktu, že nultá etapa byla zaměřena se zátěží umístěnou na střeše objektu (pytle se štěrkem), zatímco první etapa byla zaměřena až po odstranění zátěže.

U všech typů stěnových konstrukcí byly vytvořeny rozdílové modely, které charakterizují jejich přetvoření po požární zkoušce. Z hypsometrického plánu monolitické železobetonové zdi je zřetelně viditelné velké opadávání betonu (až 100 mm), ke kterému došlo během požáru v důsledku přeměny vody, obsažené v konstrukci zdi, na vodní páru. U stěny tvořené sendvičovými panely je patrné, že ve spodní části objektu došlo k vydutí panelu směrem dovnitř objektu (až 60 mm), zatímco v prostoru blízko stropu (v místě s největší teplotou) došlo k vydutí panelu směrem vně objektu (až 160 mm). Rozdílový model zdi tvořené nosnými kazetami ukazuje, že došlo k deformaci všech nosných kazet obdobným způsobem. U každé došlo k vydutí krycího trapézového plechu uprostřed konstrukce kazety (až 80 mm).

Získané výsledky poslouží pro analýzu chování experimentální konstrukce simulující administrativní budovu. Na základě této analýzy by měly být posouzeny dosud používané výpočetní postupy a vzorce využívané v požární ochraně budov.

6. Literatura

[1] Wald, F.: Požární zkouška na experimentálním objektu v Mokrsku (program zkoušky 18.9.2008). Praha: Česká technika-nakladatelství ČVUT, 2008. 30 s. ISBN 978-80-01-04146-8.

[2] Štroner, M. – Pospíšil, J.: Terestrické skenovací systémy. Praha: Česká technika-nakladatelství ČVUT, 2008. 187 s. ISBN 978-80-01-04141-3.

[3] Kašpar, M. - Pospíšil, J. - Štroner, M. - Kremen, T. - Tejkal, M. Laser Scanning in Civil Engineering and Land Surveying. Hradec Králové: Vega, 2004. 104 s. ISBN 80-900860-7-1.

Poděkování

Tento příspěvek vznikla za podpory VZ04CEZMSM 6840770005 „Udržitelná výstavba“.

VLIV PODMÍNEK NA KONFIGURACI NA VYROVNÁNÍ VOLNÝCH GEODETICKÝCH SÍTÍ

JAN RATIBORSKÝ

Abstract

Při vyrovnání volných geodetických sítí je možné volit různý počet nutných podmínek na umístění sítě v souřadnicovém systému. Při různých podmínkách vycházejí stejné hodnoty jak vyrovnaných měření, tak i jejich směrodatné odchylky. Směrodatné odchylky vyrovnaných souřadnic jsou závislé na použité podmínce. Na příkladech je uveden vliv těchto podmínek a jejich zhodnocení.

For adjustment free geodetic network is possibile use different necessary conditions for localization in coordinate system. In this different conditions are same adjustment measurements and your standard deviations. Coordinates and tandard deviations of adjustment coordinates are diferrent and depended on choise conditons. On examples are demonstrated influence and survey of this condition.

1. Úvod

Při vyrovnání volných geodetických (výškových, polohových i prostorových) sítí je možné zvolit různý počet podmínek na jednoznačné umístění sítě do souřadnicového systému. Při nutném počtu podmínek se jedná o řešení volné sítě a při nadbytečném počtu pak o řešení vázané sítě. V případě, že je použito méně podmínek než je nutný počet, výpočet nemá řešení.

Typ sítě	Nutný počet podmínek (volná)	Minimální nadbytečný počet podmínek (vázaná)
Výšková	1	2
Polohová - měřená délka	3	4
Polohová - neměřená délka	4	5
Prostorová - měřená délka	6	7
Prostorová - neměřená délka	7	8

Tab. 1: Přehled počtu podmínek

Volnou sítí se rozumí taková síť, ve které jsou všechny body (souřadnice) považovány za určované. Při řešení vázané sítě se vybrané body považují za pevné a jejich souřadnice se během výpočtu nemění. To má za následek, že při změně polohy bodů jsou tyto souřadnice pořád stejné, přestože měření se provádělo na již změněné poloze. Při vyrovnání se to pak projeví tím, že některé měřené veličiny dostanou větší opravy a platí, že $\Sigma\, pvv \geq \Sigma\, pv'v'$, přičemž p je váha měření a v je oprava měřené veličiny při vyrovnání volné sítě a v´ je oprava měřené veličiny při vyrovnání vázané sítě.

Při vyrovnání volné sítě dostávají opravu nejen měřené veličiny, ale také i souřadnice. Velikost oprav měřených veličin jsou stejné při jakékoliv podmínce, ale velikost oprav souřadnic je závislá na volbě podmínek. V následující tabulce č. 1 jsou uvedeny počty podmínky na opravu souřadnic.

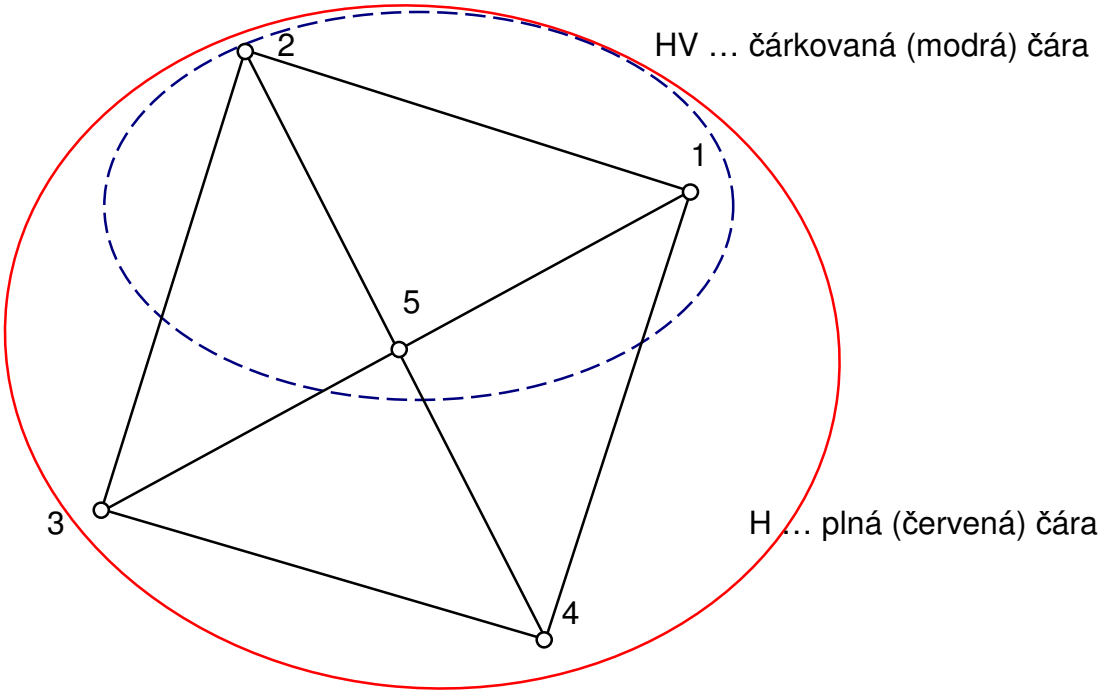
Jan Ratiborský, Ing.,CSc.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra geodézie a pozemkových úprav
Thákurova 7, 166 29 Praha 6 - Dejvice
tel.: 224 354 659, e-mail: ratiborsky@fsv.cvut.cz

Nutný počet je dán jednoznačným umístěním v souřadnicovém systému. V dalším textu se bude uvažovat pouze řešení polohové sítě. V rovině jsou to 2 podmínky na zamezení posunu (ve směru souřadnicových os) a rotace. V případě, že není měřena délka přistupuje podmínka zajištění rozměru.

2. Volba podmínek na opravu souřadnic

V rovinné síti je možné zvolit různé nutné podmínky na opravu souřadnic h. Tyto podmínky můžeme charakterizovat:

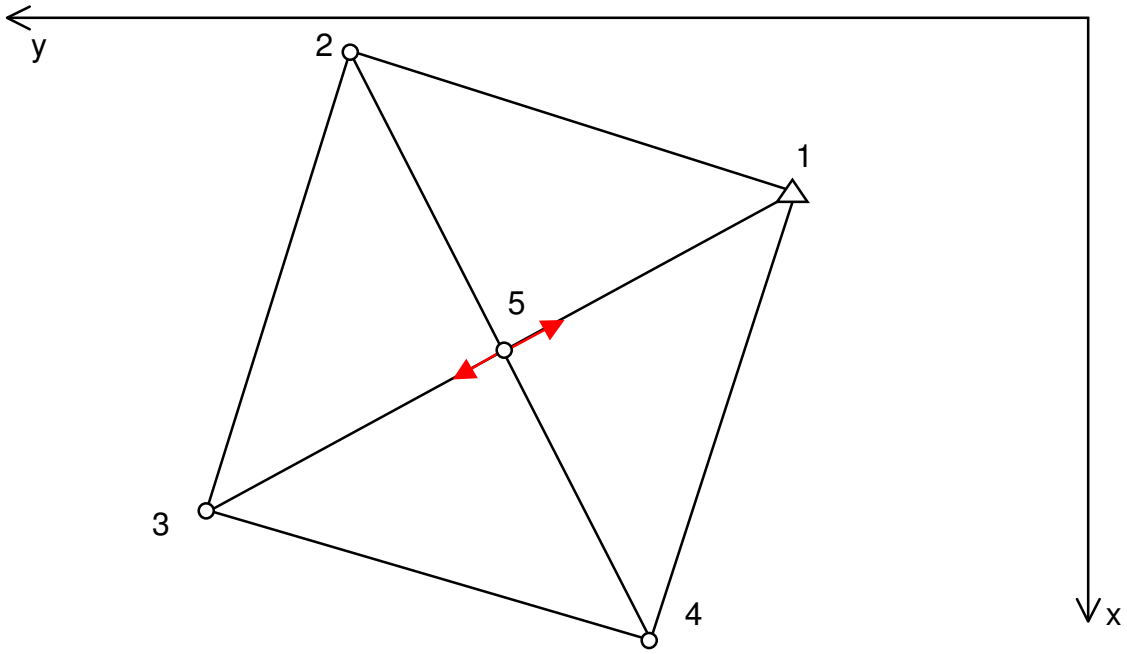
- Helmertova transformace (H): $\Sigma h^2 = \min.$ - součet čtverců oprav všech souřadnic h je minimální,
- Helmertova transformace na vybrané body (HV): $\Sigma h'^2 = \min.$ - součet čtverců oprav vybraných souřadnic z vybraných bodů h´ je minimální,
- pevný bod a pevný směrník (BS): jsou zachovány souřadnice jednoho bodu B a směr na vybraný bod P,
- 3 pevné souřadnice (3S): byla-li v síti změřena alespoň jedna délka,
- 4 pevné souřadnice (resp. 2 pevné body) (4S): v případě, že nebyla změřena ani jedna délka.



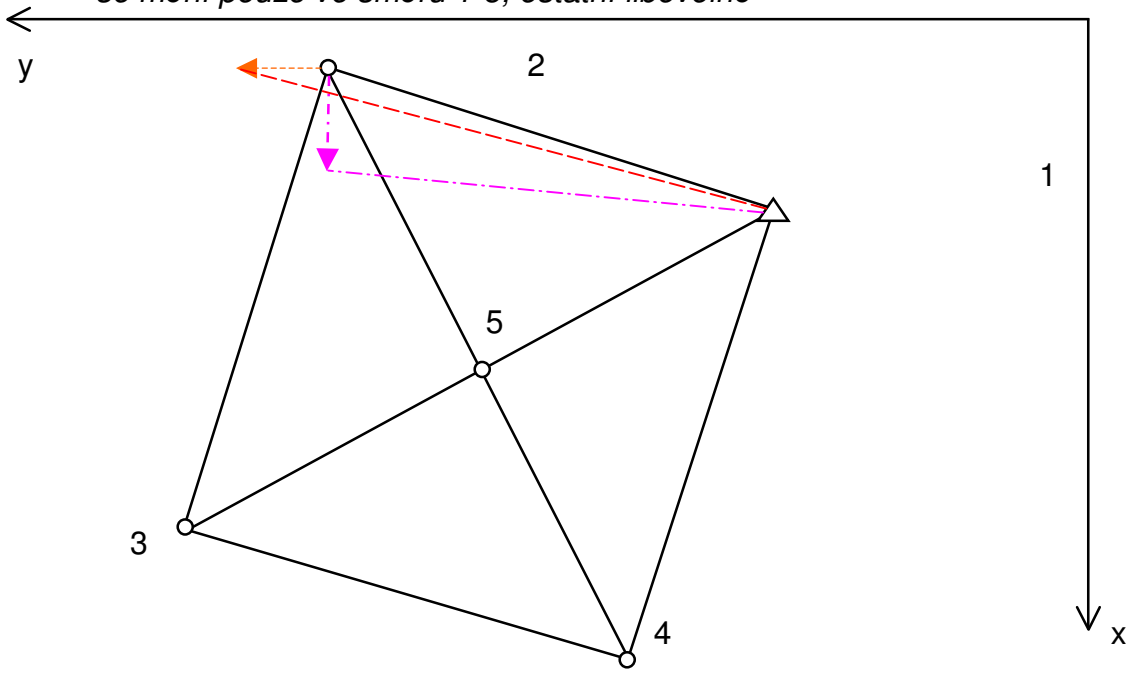
Obr. 1 Grafické znázornění podmínek Helmertovy transformace (H) v vybrané Helmertovy transformace (HV) na body 1, 2, 5, opravy na tyto body jsou minimální

V rovinné síti o 5 bodech lze zvolit 1 podmínku Helmertovy transformace, 10 podmínek vybrané Helmertovy transformace na dva nebo na 3 body a 5 podmínek na 4 body, obecně $\binom{k}{k'}$, kde k je počet všech bodů a k´ je počet vybraných bodů. Při volbě podmínky pevného bodu a pevného směru je to 20 podmínek, obecně $\binom{k}{2}$. Při

volbě 3 pevných souřadnic 120 různých podmínek, obecně $\binom{n}{3}$, kde n je počet všech souřadnic, v rovině n = k∗2. Celkem v rovinné síti je možné zvolit celkem 166 různých podmínek, při kterých vyjdou různé vyrovnané souřadnice, ale stejné vyrovnané měřené veličiny.



Obr. 2 Grafické znázornění podmínky BS 1-5, bod 1 je pevný, souřadnice bodu 5 se mění pouze ve směru 1-5, ostatní libovolně



Obr. 3 Grafické znázornění podmínky 3S 1-2, bod 1 je pevný, souřadnice bodu 2 se mění buď ve směru osy y (čárkovaná čára) nebo x (čerchovaná čára), ostatní libovolně

3. Opravy souřadnic při různých podmínkách

V následujících tabulkách 2 a 3 jsou uvedeny opravy souřadnic v různých variantách v modelové sítě na obrázcích 1 až 3. Velikost obvodových stran je 1 000 m a síť je natočena o 10 gon od kladné osy x ve směru chodu hodinových ručiček. V síti byly měřeny 4 délky (z bodu 5) a 16 směrů (4 x 3 + 4). Apriorní směrodatná odchylka měřených směrů byla zvolena σ_ψ = 0,2 mgon a měřených délek σ_s = 2 mm. V tabulkách 2 a 3 jsou uvedeny hodnoty oprav přibližných souřadnic dy, dx na jednotlivých bodech a střední souřadnicová směrodatná odchylka s_{xy}. Hodnoty jsou uvedeny v milimetrech.

Bod	H		HV (1,2,4)		BS (5,1)		BS (1,5)		BS (1,2)	
	dy	dx	dy	dx	dy	dx	dy	dx	dy	dx
1	1,95	1,60	1,86	1,35	2,10	1,52	0,00	0,00	0,00	0,00
2	-1,87	2,73	-2,19	1,05	-1,56	3,70	-3,66	2,17	-3,91	0,62
3	0,62	-1,87	1,73	-3,77	-0,11	-0,73	-2,21	-2,26	-0,90	-4,06
4	-1,00	- 1,92	0,33	-2,40	-1,91	-1,83	-4,00	-3,36	-2,45	-3,60
5	0,30	- 0,53	0,80	-1,61	0,00	0,00	-2,10	-1,52	-1,44	-2,43
s_{xy}	1,00		1,20		1,70		1,80		1,90	

Tab. 2: Opravy souřadnic v mm při podmínkách na opravu konfigurace H, HV, BS

Bod	3S (1, 2X)		3S (1, 2Y)	
	dy	dx	dy	dx
1	0,00	0,00	0,00	0,00
2	-4,00	0,00	0,00	25,28
3	-0,38	-4,78	-21,66	24,51
4	-1,83	-3,70	-27,11	0,31
5	-1,18	-2,78	-11,82	11,86
s_{xy}	2,00		11,20	

Tab. 3: Opravy souřadnic při podmínkách na opravu konfigurace 3S

Podmínka H dává minimální hodnotu směrodatné odchylky opravených souřadnic, u ostatních podmínek jsou směrodatné odchylky větší. U podmínky HV ovlivňuje její velikost výběr bodů, menší je u výběru, kde se některý bod blíží k těžišti sítě. V případě podmínky BS hodnotu směrodatné odchylky ovlivňuje jestli bod se opět blíží k těžišti sítě v ostatních případech je menší při větší vzdálenosti BS

Velice zajímavé hodnoty oprav souřadnic a směrodatných odchylek dává varianta tří pevných souřadnic, obr. 3. Ve variantě (1, 2Y) jsou zachovány souřadnice bodu 1 a u bodu 2 je zachována souřadnice y a mění se souřadnice x, jsou výsledné hodnoty mnohonásobně větší! Ve variantě (1, 2X) jsou zachovány souřadnice bodu 1 a u bodu 2 souřadnice x a mění se souřadnice y bodu 2, jsou výsledky podobné variantám H, HV a BS. To je způsobeno, tím že podmínky v této variantě neumožňují takovou rotaci jako ve variantě (1, 2Y).

Dále jsou uvedeny některé hodnoty vybraných vyrovnaných veličin, jejich oprav a směrodatných odchylek. Jsou to hodnoty vztahující se k vyrovnaným měřeným délkám. Ve všech uvedených variantách podmínek na opravu konfigurace vycházejí stejné hodnoty vyrovnaných měření, jejich opravy směrodatné odchylky.

Stanovisko: 5

Cíl	Délka	Opravy [mm]		Směrodatná odchylka [mm]
		ze sourad.	z rov.opr.	
1	707.1042	-1.0364	-1.0366	1.43
2	707.1028	0.4462	0.4460	1.43
3	707.1063	0.5931	0.5929	1.43
4	707.1064	-0.0020	-0.0023	1.43

Výpočet směrodatné souřadnicové odchylky můžeme provést ze směrodatných odchylek z vyrovnaných měření, tj. nezávislých na volbě podmínky. Počítejme pro variantu **BS (5,1),** která je svou konfigurací podobná variantě H. Směrodatná odchylka spojnice dvou bodů se vypočte ze vztahu

$$\sigma_p^2 = \sigma_s^2 + s^2 . \frac{\sigma_\alpha^2}{\rho^2} \qquad (1)$$

Z vyrovnání vyjdou směrodatné odchylky vyrovnaných délek σ_s = 1,43 mm a směrodatné odchylky vyrovnaných směrů σ_ψ = 0,146 mgon. Vyrovnané délky z pevného bodu 5 na další body sítě jsou 707104 mm.

Směrodatná odchylka úhlu od spojnice BS tj. 5-1 je $\sigma_\omega = \sigma_\psi \sqrt{2}$ = 0,206 mgon. Směrodatná polohová odchylka bodu 1 je rovna 1,4 mm. U ostatních bodů po dosazení do vzorce (1) pak 2,7 mm. Průměrná směrodatná polohová odchylka je 2,44 mm. Z toho se vypočte je směrodatná souřadnicová odchylka 2,44/$\sqrt{2}$ = 1,73 mm. Tato hodnota se blíží k hodnotě směrodatné souřadnicové odchylky ve variantě BS, viz tab. 2.

4. Závěr

Při vyrovnání volné geodetické sítě ovlivní některé výsledky volba podmínek na opravu konfigurace. Hodnoty vyrovnaných měřených veličin a jejich směrodatných odchylek jsou při vyrovnání geodetických sítí nezávislé na volbě podmínek na opravu konfigurace.

Hodnoty vyrovnaných souřadnic a jejich směrodatných odchylek jsou naopak těmito podmínkami ovlivněny. Jejich velikost je ovlivněna

- jak se některý bod blíží k těžišti sítě,
- na délce strany u jejichž koncových bodů se nemění buď obě nebo jedna souřadnice,
- jak oprava souřadnice ovlivňuje rotaci sítě.

Literatura

BÖHM, J., RADOUCH, V., HAMPACHER, M., 1990: Teorie chyb a vyrovnávací počet. Druhé upravené vydání Praha, Geodetický a kartografický podnik. 416 s.

ČERKLOVÁ, M.: Transformace souřadnic v geodézii. Bakalářská práce. ČVUT Praha, Stavební fakulta, 2007.

JOKL, L.: Lineární algebra a vyrovnání geodetických sítí. (Seminář z matematiky, ČVUT Praha.) Praha, ČVUT Praha, stavební fakulta, 1981. 45 s.

JOKL, L.: Projektory, pseudoinverzní operátory a hodnocení geodetických sítí. [Příloha k výzkumnému úkolu č. R-4-01-02 VÚGK Bratislava.] Praha, ČVUT Praha, Stavební fakulta, 1982. 40 s.

KUBÁČEK, L., KUBÁČKOVÁ, L., KUKUČA, J., 1982: Pravdepodobnosť a štatistika v geodézii a geofyzike. První vydání. Veda Bratislava. 362 s.
KUBÁČEK, L., KUBÁČKOVÁ, L., 2000: Statistika a metrologie. První vydání. Universita Palackého Olomouc, 308 s. ISBN 80-244-0093-6.
Program GROMA v. 8.0

Poděkování

Rád bych vyjádřil poděkování za to, že uvedený článek mohl vzniknout v rámci plnění výzkumného záměru VZ 04 CEZ MSM 6840770005.

VÝPOČET ZMĚN POLOHY BODŮ Z ETAPOVÝCH MĚŘENÍ

JAN RATIBORSKÝ

Abstract

Při vyrovnání volných geodetických sítí je možné volit různý počet podmínek na umístění sítě v souřadnicovém systému. Při různých podmínkách vycházejí stejné vyrovnané měřené veličiny a jejich směrodatné odchylky. Vyrovnané souřadnice a jejich směrodatné odchylky jsou závislé na typu podmínky. Na příkladech je uveden vliv těchto podmínek a jejich zhodnocení při etapové měření při sledování polohových změn bodů.

In adjustment of free geodetic network are possibile diferrent condition on points coordinates. Adjustment measurements and your standard deviation are indenependent on this condition, but adjustment coordinates of points and your standard deviation are dependet on conditions. On examples are shows influence this condition.

1. Úvod

Při etapovém zaměřování geodetických sítí za účelem sledování polohových změn bodů, je možné volit při vyrovnání volných sítí různé podmínky na opravu konfigurace. Volba podmínek neovlivňuje hodnoty vyrovnaných měření a jejich směrodatných odchylek. Co je však volbou podmínek ovlivněno, jsou hodnoty vyrovnaných souřadnic a jejich směrodatné odchylky.

Problém je v tom, že obecně všechny souřadnice mohou být určované. Při vyrovnání rovinné sítě je nutné zvolit pro jednoznačné umístění sítě v souřadnicovém systému 3 podmínky, jestliže byla změřena alespoň jedna délka, jinak jsou to 4 podmínky.

- U varianty Helmert (H) jsou tři podmínky realizovány ztotožněním těžišť přibližné a vyrovnané konfigurace a natočením tak, aby norma vektoru oprav souřadnic byla minimální.
- U varianty výběrového Helmerta (HV) dostávají souřadnice všech bodů opravy, ale podmínky minima jsou uplatňovány pouze na některé vybrané body. Je také ztotožněna těžiště vybraných bodů.
- U varianty pevného bodu a pevného směrníku (BS) jsou zachovány souřadnice jednoho bodu (B) a souřadnice bodu (S) se změní tak, aby byl zachován směrník z bodu B na bod S. Zbývající souřadnice dostávají opravu v závislosti volby bodů B a S.
- Varianta 3S nebude probírána.

2. Výpočet modelové sítě

Ke zjištění objektivity podmínky z hlediska polohových změn bodů byla zvolena modelová síť o 5 bodech. Hodnoty souřadnic základní sítě nezatížené posunem a sítě zatížené posunem jsou uvedeny v tabulce 1.

Jan Ratiborský, Ing.,CSc.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra geodézie a pozemkových úprav
Thákurova 7, 166 29 Praha 6 - Dejvice
tel.: 224 354 659, e-mail: ratiborsky@fsv.cvut.cz

BOD	ZÁKLADNÍ ETAPA		POSUNUTÁ ETAPA		POSUN mm]	
	^{1}y	^{1}x	^{2}y	^{2}x	dy	dx
1	1000,0000	1000,0000	1000,0300	999,9600	30,0	-40,0
2	1987,6883	843,5655	1987,6583	843,6155	-30,0	50,0
3	2144,1228	1831,2539	2144,1028	1831,2740	-20,0	20,1
4	1156,4334	1987,6883	1156,4334	1987,6883	0,0	0,0
5	1572,0614	1415,6269	1572,0600	1415,6300	-1,4	3,1
Σ	7860,3059	7078,1346	7860,2845	7078,1678	-21,4	33,2

Tab. 1: Teoretické hodnoty souřadnic modelových sítí

V tabulce č. 2 jsou uvedeny hodnoty měřených délek, směrů a jejich rozdíly v základní (1) a posunuté konfiguraci (2).

Záměra	^{1}s [m]	^{2}s [m]	$^{2}s-^{1}s$ [mm]	$^{1}\Psi$[gon]	$^{2}\Psi$ [gon]	$^{2}\Psi - ^{1}\Psi$ [gon]
1-4	1000,0033	1000,0379	34,6	9,99963	9,99728	-0,00235
1-5	707,1052	707,1051	-0,1	59,99987	59,99507	-0,0048
1-2	999,9986	999,9252	-73,4	110,00014	109,99508	-0,00506
2-1				309,99996	309,99490	-0,00506
2-5	707,1024	707,0476	-54,8	360,00013	359,99973	-0,0004
2-3	1000,0037	999,9758	-27,9	10,00045	10,00138	0,00093
3-2				210,00016	210,00109	0,00093
3-5	707,1057	707,1007	-5,0	260,00034	259,99811	-0,00223
3-4	1000,0018	999,9799	-21,9	309,99996	309,99888	-0,00108
4-3				110,00024	109,99916	-0,00108
4-5	707,1064	707,1037	-2,7	160,00015	160,00001	-0,00014
4-1				210,00018	209,99783	-0,00235
5-1				259,99989	259,99509	-0,0048
5-2				159,99961	159,99921	-0,0004
5-3				59,99969	59,99746	-0,00223
5-4				359,99964	359,99950	-0,00014

Tab. 2: Hodnoty měřených délek, úhlů v etapách a jejich diference

Měření se provádí na aktuální poloze bodů. Do výpočtu však vstupují jako přibližné buď vyrovnané souřadnice z předchozí etapy nebo zvolené souřadnice první etapy. Směrodatné odchylky měřených délek jsou 2 mm a směrů 0,2 mgon.

V následujících tabulkách jsou uvedeny vyrovnané souřadnice z měření v základní (index 1) a posunuté konfiguraci (index 2). Budou uvedeny hodnoty ve variantě H, HV (1,2,5), HV (3,4,5), HV (4,5), BS (1,2), BS (3,4) a BS (4,5).

Bod	^1y	^2y	$^2y - {}^1y$ [mm]	^1x	^2x	$^2x - {}^1x$ [mm]
1	1000,0004	1000,0228	22,4	999,9993	999,9696	-29,7
2	1987,6868	1987,6443	-42,5	843,5653	843,5968	31,5
3	2144,1248	2144,1206	-4,2	1831,2551	1831,2511	-4,0
4	1156,4330	1156,4536	20,6	1987,6878	1987,6943	6,5
5	1572,0609	1572,0646	3,7	1415,6271	1415,6228	-4,3
Σ			0,0			0,0

Tab. 3: Helmert

Bod	^1y	^2y	$^2y - {}^1y$ [mm]	^1x	^2x	$^2x - {}^1x$ [mm]
1	1000,0009	1000,0261	25,2	999,9996	999,9867	-12,9
2	1987,6873	1987,6429	-44,4	843,5654	843,5835	18,1
3	2144,1254	2144,1494	24,0	1831,2552	1831,233	-22,2
4	1156,4337	1156,4873	53,6	1987,6881	1987,7065	18,4
5	1572,0615	1572,0807	19,2	1415,6274	1415,6222	-5,2
Σ			0,0			0,0

Tab. 4: Helmert na vybrané body 1, 2, 5 (suma platí pro vybrané body!)

Bod	^1y	^2y	$^2y - {}^1y$ [mm]	^1x	^2x	$^2x - {}^1x$ [mm]
1	999,9993	1000,0243	25,0	999,9996	999,9627	-36,9
2	1987,6856	1987,6477	-37,9	843,5647	843,6013	36,6
3	2144,1245	2144,1125	-12,0	1831,2543	1831,2574	3,1
4	1156,4328	1156,4438	11,0	1987,6879	1987,6892	1,3
5	1572,0603	1572,0613	1,0	1415,6269	1415,6225	-4,4
Σ			0,0			0,0

Tab. 5: Helmert na vybrané body 3, 4, 5 (suma platí pro vybrané body!)

Bod	^1y	^2y	$^2y - {}^1y$ [mm]	^1x	^2x	$^2x - {}^1x$ [mm]
1	1000,0040	1000,0307	26,7	999,9996	999,9585	-41,1
2	1987,6868	1987,6566	-30,2	843,5651	843,6133	48,2
3	2144,1253	2144,1052	-20,1	1831,2548	1831,2720	17,2
4	1156,4336	1156,4339	0,3	1987,6880	1987,6875	-0,5
5	1572,0612	1572,0609	-0,3	1415,6272	1415,6277	0,5
Σ			0,0			0,0

Tab. 6: Helmert na vybrané body 4, 5 (suma platí pro vybrané body!)

Bod	^{1}y	^{2}y	$^{2}y - {}^{1}y$ [mm]	^{1}x	^{2}x	$^{2}x - {}^{1}x$ [mm]
1	1000,0000	1000,0000	0,0	1000,0000	1000,0000	0,0
2	1987,6864	1987,6137	-72,7	843,5658	843,5773	11,5
3	2144,1246	2144,1397	15,1	1831,2555	1831,2238	-31,7
4	1156,4328	1156,4807	47,9	1987,6885	1987,7168	28,3
5	1572,0606	1572,0628	2,2	1415,6277	1415,6243	-3,4

Tab. 7: Pevný bod (1) a směrník (2)

Bod	^{1}y	^{2}y	$^{2}y - {}^{1}y$ [mm]	^{1}x	^{2}x	$^{2}x - {}^{1}x$ [mm]
1	999,9967	1000,0346	37,9	1000,0004	999,9585	-41,9
2	1987,6828	1987,6580	-24,8	843,5645	843,5977	33,2
3	2144,1228	2144,1228	0,0	1831,2539	1831,2539	0,0
4	1156,4313	1156,4545	23,2	1987,6886	1987,6850	-3,6
5	1572,0581	1572,0714	13,3	1415,6271	1415,6186	-8,5

Tab. 8: Pevný bod (3) a směrník (4)

Bod	^{1}y	^{2}y	$^{2}y - {}^{1}y$ [mm]	^{1}x	^{2}x	$^{2}x - {}^{1}x$ [mm]
1	1000,0002	1000,0301	29,9	999,9999	999,9593	-40,6
2	1987,6866	1987,6561	-30,5	843,5653	843,614	48,7
3	2144,1257	2144,1047	-21,0	1831,255	1831,2728	17,8
4	1156,4334	1156,4334	0,0	1987,6883	1987,6883	0,0
5	1572,0610	1572,0603	-0,7	1415,6274	1415,6284	1,0

Tab. 9: Pevný bod (4) a směrník (5)

Bod	^{2}y	$^{2}y + 0,030$	^{2}y (má býti)	Rozdíl
1	1000,0000	1000,0300	1000,0300	0,0000
2	1987,6137	1987,6437	1987,6583	0,0146
3	2144,1397	2144,1697	2144,1028	-0,0669
4	1156,4807	1156,5107	1156,4334	-0,0773
5	1572,0628	1572,0928	1572,0600	-0,0328
Bod	^{2}x	$^{2}x - 0,040$	^{2}x (má býti)	Rozdíl
1	1000,0000	999,9600	999,9600	0,0000
2	843,5773	843,5373	843,6155	0,0782
3	1831,2238	1831,1838	1831,2740	0,0902
4	1987,7168	1987,6768	1987,6883	0,0115
5	1415,6243	1415,5843	1415,6300	0,0457

Tab. 10: Rozdíl souřadnic

Z modelového návrhu je známo, že byly významně posunuty body 1, 2 a 3, přičemž bod 1 v souřadnici y o 0,030 m a v souřadnici x o -0,040 m. Proveďme transformaci posunem vyrovnaných souřadnic ve variantě BS (1-2) o posun na bodě 1. To nemůžeme udělat u varianty H, protože těžiště není na rozdíl od bodu 1 reálný bod. Tam byl výpočet proveden za předpokladu minimální normy oprav souřadnic všech bodů a není možné ztotožnit reálný bod.

V tabulce 11 jsou uvedeny posuny vypočtené variantami H a BS (12) *dx, dy* a velikosti poloos elipsy chyb *a, b*. Parametry elipsy chyb u varianty BS jsou větší.

Bod	H				BS 12			
	Posun		parametry elipsy		posun		parametry elipsy	
	dx	dy	a	b	dx	dy	a	b
1	-29,7	22,4	1,2	0,9	0,0	0,0		
2	31,5	-42,5	1,2	0,9	11,5	-72,7	1,8	0,0
3	-4,0	-4,2	1,2	0,9	-31,7	15,1	2,8	1,7
4	6,5	19,9	1,2	0,9	28,3	47,9	2,8	1,7
5	-4,3	3,7	0,9	0,9	-3,4	2,2	1,8	1,3

Tab. 11 - Porovnání výsledků ve variantách H a BS (12)

Vypočtěme nyní transformační koeficienty a_1 a a_2 (pro identické body 1 a 2), které reprezentují pootočení a změnu měřítka a proveďme transformaci

$$a_1 = \frac{\Delta y.\Delta y' + \Delta x.\Delta x'}{\Delta y'^2 + \Delta x'^2} = \frac{987{,}6283.987{,}6137 + (-156{,}3445).(-156{,}4227)}{987{,}6137^2 + 156{,}4227^2}$$

$$a_1 = 1{,}000002343,$$

$$a_2 = \frac{\Delta y.\Delta x' + \Delta x.\Delta y'}{\Delta y'^2 + \Delta x'^2} = \frac{987{,}6283.(-156{,}4227) + (-156{,}3445).987{,}6137)}{987{,}6137^2 + 156{,}4227^2}$$

$$a_2 = -0{,}0000785394177.$$

Bod	Δx'	Δy'	$a_1\Delta x'$	$a_2\Delta y'$	Δx	x
1	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	999,9600
2	-156,4227	987,6137	-156,4231	-0,0776	-156,3455	843,6145
3	831,2238	1144,1397	831,2257	-0,0899	831,3156	1831,2756
4	987,7168	156,4807	987,7191	-0,0123	987,7314	1987,6914
5	415,6243	572,0628	415,6253	-0,0449	415,6702	1415,6302
Bod			$a_2\Delta x'$	$a_1\Delta y'$	Δy	y
1			0,0000	0,0000	0,0000	1000,0300
2			0,0123	987,6160	987,6283	1987,6583
3			-0,0653	1144,1424	1144,0771	2144,1071
4			-0,0776	156,4811	156,4035	1156,4335
5			-0,0326	572,0641	572,0315	1572,0615

Tab. 12-1: Transformace souřadnic

Bod	Y má býti	Y jest	rozdíl	X má býti	X jest	rozdíl
1	1000,0300	1000,0300	0,0000	999,9600	999,9600	0,0000
2	1987,6583	1987,6583	0,0000	843,6155	843,6145	0,0010
3	2144,1028	2144,1071	-0,0043	1831,2740	1831,2756	-0,0016
4	1156,4334	1156,4335	-0,0001	1987,6883	1987,6910	-0,0027
5	1572,0600	1572,0615	-0,0015	1415,6300	1415,6302	-0,0002

Tab. 12-2: Porovnání souřadnic

V tabulce 13 jsou uvedeny tytéž parametry, ale posuny souřadnic u varianty BS jsou vzata z tabulky 12-2, tedy po transformaci.

Bod	H				BS 12 (posunutá a pootočená)			
	posun		parametry elipsy		posun		parametry elipsy	
	dx	dy	a	b	dx	dy	a	b
1	-29,7	22,4	1,2	0,9	0,0	0,0		
2	31,5	-42,5	1,2	0,9	0,0	1,0	1,8	0,0
3	-4,0	-4,2	1,2	0,9	-4,3	-1,6	2,8	1,7
4	6,5	19,9	1,2	0,9	-0,1	-2,7	2,8	1,7
5	-4,3	3,7	0,9	0,9	-1,5	-0,2	1,8	1,3

Tab. 13 - Porovnání transformovaných výsledků ve variantách H a BS (12)

Z tabulky 13 je zřejmé, že u varianty BS elipsy chyb vztažené k vyrovnaným souřadnicím popisují pravdivě relativní vztahy při změně polohy bodů, protože body B a S jsou reálnými body sítě. "Změny" jsou menší než 2 násobek poloos elipsy chyb. Elipsa chyb tak vypovídá z 86 % pravděpodobností o správném vzájemném vztahu vyrovnaných bodů. U varianty H je problém v tom, že vše je vztaženo k fiktivnímu bodu (těžišti) a navíc dojde při vyrovnání k pootočení a změně měřítka tak, aby vektor oprav souřadnic byl minimální. Parametry elips chyb jsou menší než u jiných variant.

3. Závěr

Z uvedených modelových výpočtu v jednotlivých kombinacích vyplývá jak je důležitá správná interpretace výsledků. Měření a výpočet může být proveden správně, ale interpretace výsledků může být chybná, v důsledku nesprávně zvolené podmínky na opravu přibližné konfigurace. K tomu je potřebné udělat již před výpočtem několik kroků:

1) Volbou vhodné stabilizace bodů
   a) Některé body stabilizovat hloubkovou stabilizací nebo,
   b) Některé body stabilizovat mimo území ohrožené posunem.
2) Zvolit vhodný interval pro opakované měření. Pro ověření předpokládané přesnosti měření je vhodné zaměřit po zaměření základní etapy, kdy nedojde ke změně polohy bodů opakovanou základní etapu. Mezi předpokládaný interval opakovaného měření vložit v polovině tohoto intervalu další etapu.
3) Před výpočtem každé etapy měření provést statistické zhodnocení měření diferencí měření vůči poslední i první etapě měření. Trend změn měření napoví o možné změně bodů. Změny je vhodné zobrazit graficky.

Ve výpočtu pak tak, že v každé etapě je možné provádět výpočet v několika variantách s různými podmínkami:

1) Varianta Helmert (H)
   a) Podmínka H je objektivní, když polohové změny bodů jsou malé a náhodné. Vyrovnaná konfigurace je vypočtena tak, aby norma vstupních a vyrovnaných souřadnic byla minimální. Toho se dosáhne ztotožním těžišti souřadnic obou výpočtů a dále natočením a změnou měřítka. Proto je potřeba vypočítat (přibližné) souřadnice vstupující do výpočtu základní etapy co nejpřesnější.
   b) Podmínka H se stává neobjektivní, pokud se těžiště sítě vzdalovat od reálného bodu a pokud vstupní souřadnice nejsou určeny s dostatečnou přesností.
   c) Problém u varianty nastane, když dojde k rovnoběžnému posunu části Ztotožnění těžišť způsobí, že velikost oprav souřadnic vyvolaných změnou polohy, se rozdělí tak, že přibližně polovina změny polohy připadne na body, které se posunuly a druhá polovina na body, které polohu nezměnily.

2) kdy dát přednost variantě HV před H?
   Když je šance, že vybrané body nejsou zatíženy polohovými změnami. Variantou H a HV lze relativně citlivě rozpoznat změnu polohy bodů, avšak určit směrník a délku vektoru polohové změny všech nebo jen vybraných bodů lze jen v případech zcela náhodných směrů těchto vektorů o délkách do trojnásobku směrodatné odchylky polohových chyb. Při rovnoběžném pohybu většiny bodů jsou vektory polohových změn určené z rozdílu vyrovnání zcela odlišné od skutečnosti.

3) Varianta pevný bod (B) a směrník (S)
   a) přesnost je vztažena k reálným bodům B a S,
   b) čím blíže k těžišti je bod B tím jsou menší směrodatné souřadnicové odchylky,
   c) čím je delší vzdálenost bodů B a S, tím jsou menší směrodatné souřadnicové odchylky,
   d) varianta BS podává objektivní informace o vektorech polohových změn ostatních bodů jak z hlediska hodnot směr směrníků, tak i délek těchto vektorů, pokud nedojde k polohové změně bodů považovaných za neměnné, tj. relativně bezchybné,
   e) problém nastane, když dojde k posunu bodů nesoucí podmínku B a S, jakým způsobem zjistit tuto změnu, neboť podmínkou vyrovnání se hodnoty souřadnic bodu B nemění a bodu S se změní souřadnice v daném směru,
   f) varianta BS podává objektivní informace o vektorech polohových změn ostatních bodů jak z hlediska hodnot směr směrníků, tak i délek těchto vektorů. , nedojde-li k polohové změně bodů považovaných za neměnné, tj. relativně bezchybné.

Geodetickými metodami lze určit v některých případech přesně jak polohové změny tak i směrodatné odchylky změn. V případech, že z objektivního hlediska toto není možné, pak je potřeba doplnit dalšími metodami. Mezi ně patří např. metoda globálního polohového systému GPS. Zde není potřeba vzájemná viditelnost mezi body sítě, avšak je potřeba mít zajištěný volný prostor nad horizontem od 15 stupňů. V případě, že tento požadavek není možné splnit je možné geodetické měření

doplnit inklinometrickým měřením. Z hlediska výpočtu je možné je možné jej doplnit např. tenzorem deformace.

Literatura

ČERKLOVÁ, M.: Transformace souřadnic v geodézii. Bakalářská práce. ČVUT Praha, Stavební fakulta, 2007.

BÖHM, J., RADOUCH, V., HAMPACHER, M., 1990: Teorie chyb a vyrovnávací počet. Druhé upravené vydání Praha, Geodetický a kartografický podnik. 416 s.

JOKL, L.: Lineární algebra a vyrovnání geodetických sítí. (Seminář z matematiky, ČVUT Praha.) Praha, ČVUT Praha, stavební fakulta, 1981. 45 s.

JOKL, L.: Projektory, pseudoinverzní operátory a hodnocení geodetických sítí. [Příloha k výzkumnému úkolu č. R-4-01-02 VÚGK Bratislava.] Praha, ČVUT Praha, Stavební fakulta, 1982. 40 s.

KUBÁČEK, L., KUBÁČKOVÁ, L., KUKUČA, J., 1982: Pravdepodobnosť a štatistika v geodézii a geofyzike. První vydání. Veda Bratislava. 362 s.

KUBÁČEK, L., KUBÁČKOVÁ, L., 2000: Statistika a metrologie. První vydání. Universita Palackého Olomouc, 308 s. ISBN 80-244-0093-6.

VYSKOČIL, P: Results of recent crustal movement studies. In.: Rozpravy ČSAV, ročník 94, sešit 8, 1984. ISSN 0069-228X.

VYSKOČIL, P.: Vlastnosti pole vodorovné deformace a studium recentních pohybů zemské kůry. Geodetický a kartografický obzor, 33 (75), 1987, č. 12, s. 327 - 352.

Poděkování

Rád bych vyjádřil poděkování za to, že uvedený článek mohl vzniknout v rámci plnění výzkumného záměru VZ 04 CEZ MSM 6840770005.

CYKLODOPRAVA VE MĚSTĚ – PŘIDRUŽENÝ NEBO HLAVNÍ DOPRAVNÍ PROSTOR?

Ing. Zbyněk Sperat

Abstrakt

Udržitelná doprava tvoří podmnožinu udržitelné výstavby. Základním nástrojem udržitelné dopravy jsou dopravní prostředky s minimálním dopadem na životním prostředí (včetně nároků na infrastrukturu), jízdní kolo je jedním z nich. Podpora využívání kola jako dopravního prostředku však naráží na mnohé překážky. Rozšířeným trendem při budování cyklistické infrastruktury ve městě je umísťovat komunikace pro cyklisty do přidruženého prostoru místních komunikací (PP) bez ohledu na charakter uličního profilu. Cyklistické pruhy v hlavním dopravním prostoru (HDP) jsou považovány za nedostatečné řešení z hlediska bezpečnosti. Cyklisté vedení po stezkách v PP však ze zákona ztrácejí přednost ve všech křižovatkách, což vede k tomu, že mnoho z nich realizované stezky nevyužívá a jezdí v pruzích společně s motorovou dopravou. Problémem se také samo značení stezek v PP a jejich stavební provedení v křižovatkách.

Abstract

Locating cyclists to separate cycle tracks is wide-spread template while building bicycle infrastructure in Czech cities. Cycle lanes are (in terms of safety) regarded as insufficiet solution; traffic designers, police and road authorities often refuse this type of bicycle comunication. They argue that only physical separation from motorised traffic increase safety of cyclists. But Czech traffic rules prohibit priority for cyclists when separate cycle track crosses any road so cyclists riding on cycle track have to give priority to all traffic participants. This fact makes cycle tracks less attractive for cyclists - they often ignore them and use parallel road.

1. Úvod

Udržitelná výstavba je úzce svázána s udržitelnou dopravou. A to jak v základním pojetí - ve smyslu udržitelné výstavby dopravních cest, tak i přeneseně ve smyslu „recyklace„ uličních prostorů ve městech za účelem jejich humanizace a podpory ekologických způsobů dopravy (nemotorové a hromadné). Vizí udržitelné dopravy je bez omezení mobility minimalizovat negativní dopady dopravy na životní prostředí – zábor prostoru, hluk, emise, energetickou spotřebu atd. Jedním z perspektivních řešení pro dopravu ve městě je používání jízdního kola jako dopravního prostředku. Podmínky pro jeho rozvoj však nejsou optimální z důvodů legislativních omezení a nezkušeností projektantů s navrhováním komunikací pro cyklisty. Ty jsou dnes v městském prostředí řešeny převážně mimo hlavní dopravní prostor místních komunikací. Cyklistické pruhy v hlavním dopravním prostoru (HDP) jsou považovány za nedostatečné řešení z hlediska bezpečnosti, řada projektantů, správců silnic i dopravních policistů se obává je realizovat. Argumentuje se tím, že především fyzické oddělení od motorové dopravy zvýší bezpečnost cyklistů. Ale je to opravdu tak, že přidružený prostor je pro cyklisty více bezpečný? A jak je tento způsob vedení u cyklistů oblíbený?

Zbyněk Sperat, Ing.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra silničních staveb
Thákurova 7, 166 29 Praha 6 – Dejvice
tel.: 224 354 414, 608 301 485, e-mail: zbynek.sperat@fsv.cvut.cz

2. Legislativa ve vztahu k cyklistům

Jak uvádí TP 179 Navrhování komunikací pro cyklisty, způsob vedení cyklistů záleží mj. na intenzitě motorové dopravy a (předpokládané intenzitě) cyklodopravy, rychlosti motorové dopravy, charakteru komunikace resp. uličního prostoru i množství křižovatek. Při malých vzdálenostech křižovatek (do 150m) TP 179 doporučují vést jízdní pruh pro cyklisty v HDP.

Pokud je stezka řešena v přidruženém prostoru, je z pohledu cyklisty velmi důležité její stavební provedení a značení komunikace v křižovatkách. Zde je nutné se trochu pozastavit a připomenout jak toto vypadá v praxi. V přidruženém prostoru jsou komunikace pro cyklisty nejčastěji řešeny jako sdružené stezky pro chodce a cyklisty značené dopravním značením (DZ) C9a a C10a (viz. např. foto 1 a 2). Před každou křižovatkou je stezka ukončena a začíná opět za ní. Místo křížení je vyznačené vodorovným dopravním značením (VZD) V7 Přechod pro chodce nebo pouze jako místo pro přecházení bez VDZ. Takovéto, z pohledu cyklisty nelogické a alibistické

Foto 1 – Kydlinovská ulice v Hradci Králové, pohled směrem z centra; cyklista ignoruje stezku v přidruženém prostoru místní komunikace, volí jízdu v jízdním pruhu, protože je pohodlnější a rychlejší, s předností v jízdě v křižovatkách a po lepším povrchu bez výškových změn.

Foto 2 – Kydlinovská ulice, pohled směrem do centra; dopravní značení a stavební provedení stezky v přidruženém prostoru neumožňuje cyklistům rychlou a pohodlnou jízdu.

řešení je ale legislativně správné a je v souladu se zákonem č. 361/2000 sb., o provozu na pozemních komunikacích, který upravuje přednost cyklistů vjíždějících do neřízených křižovatek ze samostatné i společné stezky (značené C8a, C9a i C10a) podle § 23 odst. (1): *Při vjíždění z místa ležícího mimo pozemní komunikaci na pozemní komunikaci musí dát řidič přednost v jízdě vozidlům nebo jezdcům na zvířatech jedoucím po pozemní komunikaci nebo organizovanému útvaru chodců nebo průvodcům hnaných zvířat se zvířaty jdoucím po pozemní komunikaci. To platí i při vjíždění z účelové pozemní komunikace nebo* ***ze stezky pro cyklisty*** *nebo z obytné nebo pěší zóny na jinou pozemní komunikaci.* Jinými slovy cyklista jedoucí po stezce v PP musí na všech kříženích dávat přednost v jízdě všem účastníkům provozu na pozemních komunikacích. Navíc – pokud na ukončenou sdruženou stezku v křižovatce navazuje přechod pro chodce (což je obvyklé), měl by sesednout z kola a jako chodec převést kolo přes křižovanou komunikaci. Ztráta přednosti v jízdě je závažný problém, který dokáže cyklisty odradit od toho, aby takovou stezku používali. Česká legislativa nezná vodorovnou dopravní značku, která by umožnila převedení stezky pro chodce a cyklisty značené C9a přes křižovatku – značku V7 ani V8 nelze použít. Inspiraci pro toto značení je možno hledat v sousedním Německu (viz. foto 3a a 3b - vodorovné značení pro společné převedení pěších i cyklistů přes křižovatku). Zde stezky v PP nejsou ukončeny před křižovatkou, ale cyklista může s předností v jízdě pokračovat přes křižovatku. Český cyklista má přednost v jízdě v křižovatce (resp. stejná práva jako motorista) pouze pokud jede v hlavním dopravním prostoru - ať již v jízdních pruzích společně s motorovou dopravou nebo v cyklistických pruzích.

Foto3a a 3b – vodorovná značka (červeně podbarvená) pro převedení stezky pro chodce a cyklisty v přidruženém prostoru (obdoba naší C9a) přes neřízenou křižovatku v Německu. Cyklisté mají přednost v jízdě.

3. Bezpečnost cyklistů

Co se týče bezpečnosti cyklistů v HDP vs. PP, potřebné údaje o nehodách ke kvalitní analýze nejsou v ČR k dispozici. Podle zahraničních výzkumů nelze jednoznačně tvrdit, jestli je pro cyklisty bezpečnější cyklistický pruh v HDP nebo v PP, nehodovost na obou typech je srovnatelná. S Českem však nelze tyto závěry srovná-

vat, kvůli výše uvedenému faktu, že cyklista v ČR jedoucí mimo HDP ze zákona ztrácí přednost v jízdě na všech kříženích. Např. v Nizozemsku je přednost cyklistů v křižovatce upravená podle významu cyklistické komunikace a významu křižované komunikace a ne podle toho, zda cyklista vjíždí do křižovatky z pruhu pro cyklisty nebo ze samostatné stezky. Ze statistik nehod ČR je možno zdůraznit, že 79% nehod s účastí cyklistů se stane v obci a 38% v obci v křižovatce.

V Česku tedy zvyšuje vedení komunikace pro cyklisty v PP počet míst, kde musí cyklisté dávat přednost v jízdě. Pokud je stezka v PP pro cyklistu bezpečnější v úseku, pak o to méně je pro něho bezpečnější v křižovatce, zejména při nepříznivých rozhledových poměrech a v případech, kdy motorista není upozorněn dopravním značením na pohyb cyklistů mimo HDP (např. na vozovce není vyznačený cyklistický přejezd – viz. výše). Navíc jízda po stezce v PP prodlužuje cestovní čas (cyklista musí zpomalovat u všech křižovatek, aby dal přednost, překonávat výškové rozdíly dané stavebním napojením stezky do křižovatky, v úseku se u stezek značených DZ C9a vyhýbat chodcům, potýkat se se vstupy a vjezdy do budov atd.). I když uvedené nevýhody cyklostezek vedených v PP ignorujeme a zaměříme se pouze na kritérium bezpečnosti, je pravděpodobné, že za současných legislativních podmínek, které neumožňují dát cyklistům vjíždějícím do křižovatky z PP přednost v jízdě, je na městských dvoupruhových komunikacích bezpečnější vést cyklisty přes neřízené křižovatky v hlavním dopravním prostoru v pruzích pro cyklisty.

Představme si zjednodušenou situaci, kdy se v nějaké ulici, na kterou je napojeno několik vedlejší místních komunikací, rozhoduje o způsobu vedení cyklistů. Před realizací komunikací pro cyklisty jezdí cyklisté v jízdních pruzích společně s motorovou dopravou, mají stejná práva jako motoristé včetně přednosti v jízdě. Pokud se v oné ulici pro ně vytvoří cyklistické pruhy v HDP, tato práva jim zůstanou zachována, navíc budou mít vyhrazený prostor, který bude sloužit jen jim. Jejich pocit bezpečí i reálné bezpečí se zvýší, budou odděleni od motorové dopravy. Pokud se ve stejné ulici vybuduje stezka v PP, vytvoří se pro cyklisty nová místa křížení, kde musí dávat přednost v jízdě a kde ji doposud dávat nemuseli. Pocit bezpečí i reálné bezpečí cyklistů se sice v mezikřižovatkových úsecích oproti výchozímu stavu zvýší výrazněji než v předchozím případě, ale v křižovatkách rapidně poklesne. Cyklisté budou v křižovatce ohrožováni ze všech směrů, přestože před realizací stezky nebyli. Navíc cestovní čas, komfort (kontinuita a plynulost jízdy) a tím i atraktivita jízdy na kole se realizací stezky v PP oproti výchozímu stavu sníží. Kolo jako dopravní prostředek se stane méně konkurenceschopné.

4. Dopravní průzkumy

Jako obyvatel Hradce Králové, pro kterého je kolo hlavním dopravním prostředkem po městě pozoruji zajímavé situace, kdy někteří cyklisté ignorují nově budované stezky v PP a raději volí jízdu v jízdních pruzích společně s motorovou dopravou. Od června do září roku 2008 jsem v Hradci Králové provedl 6 průzkumů, při kterých jsem sledoval, jak cyklisté využívají stezky v PP vedené souběžně s místními komunikacemi a jak se na nich chovají v neřízených křižovatkách. Dva průzkumy jsou podrobně rozebrány:

4.1. Kydlinovská ulice v Hradci Králové

Dvoupruhová komunikace spojuje okrajovou část města s širším centrem. V roce 2006 byla ulice rekonstruována, byly vytvořeny parkovací zálivy pro podélné parkování a v PP po obou stranách jednosměrné stezky pro chodce a cyklisty (DZ C9a – značené pouze v 1 směru, ne obousměrně) podél zástavby v místě původních chodníků, s povrchem z betonové dlažby. Dopravním značením je cyklistům zakázá-

na jízda v jízdních pruzích (viz foto 1 a 2). Podle dopravního modelu města zde projede 6650 vozidel za 24 hod, z toho 390 lehkých nákladních a 580 těžkých nákladních vozidel a autobusů. Cyklistická doprava zde doposud sčítána nebyla. Ve směru do centra je stezka přerušena (před křižovatkou ukončena DZ C9b a za křižovatkou znovu vyznačena DZ C9a) ve 3 křižovatkách napojením vedlejších místních komunikací, ve směru z centra je obdobně přerušena 2x. Průzkum byl proveden ve čtvrtek 26.6.08 od 6.00 do 8.45 hod. za oblačného počasí. V uvedeném období projelo řešeným profilem 1038 motorových vozidel v obou směrech (z toho 62 TNV) a 107 cyklistů (63 mužů, 44 žen) v obou směrech. Ve čtvrthodinových intervalech byla sčítána motorová i cyklistická doprava pro každý směr zvlášť. Cyklisté byli rozlišeni podle:

- pohlaví
- věku (do 15 let, dospělí, senioři)
- způsobu jízdy – po stezce (správným směrem)
  – po stezce (v protisměru)
  – v jízdních pruzích

Zjištěné údaje jsou následující:

- 61 % cyklistů využilo k jízdě stezku, z toho však 26 % jelo po stezce v protisměru
- 39 % cyklistů jelo i přes zákaz (DZ B8) v jízdních pruzích společně s motorovou dopravou (43% všech mužů, 34 % všech žen)
- pouze 45 % cyklistů jelo správně – po stezce a navíc správným směrem
- 9 z celkem 10ti seniorů jelo po stezce
- cestovní čas cyklistů jedoucích po stezce byl z důvodu zpomalení v křižovatkách zjevně delší než čas cyklistů jedoucích v jízdních pruzích
- cyklisté, kteří evidentně více pospíchali, jeli v jízdních pruzích pro motorovou dopravu
- žádný z cyklistů jedoucích po stezce neslezl v křižovatce z kola, aby převedl kolo přes přechod, mnozí z nich projeli křižovatkou bez řádného rozhlédnutí (zřejmě v domnění, že mají přednost v jízdě, když jedou podél hlavní silnice)
- rozhledové poměry cyklistů jedoucích po stezce byly nedostatečné - vlivem zástavby a parkujících automobilů
- cyklisté jedoucí po stezce (zejména senioři a ženy) byli značně zpomalováni i stavebním provedením stezky u křižovatek - změnou podélných sklonů stezky v místě křižovatek a překonáváním obrubníků snížených na 2 cm
- docházelo k omezování cyklistů jedoucích po stezce lidmi venčícími psy

4.2. Gočárova třída v Hradci Králové

Čtyřpruhová směrově nerozdělená sběrná komunikace je významnou tangentou, která spojuje centrum města s II. silničním okruhem. V roce 2007 byla ulice rekonstruována, po obou stranách byly v PP v části původních širokých chodníků v úseku Ulrychovo náměstí – náměstí Svobody vytvořeny jednosměrné stezky pro cyklisty z červeného asfaltu šířky 1,0 m (DZ C10a) – viz. foto 4 až 7.

Foto 4 – Gočárova třída, Hradec Králové; cyklisté ignorují stezku v přidruženém prostoru 4 pruhové komunikace, protože jízda po ni jim bere právo přednosti v jízdě v křižovatce, nutí je zdolávat snížené obrubníky.

Foto 5 – Gočárova třída, Hradec Králové; vozidla vyjíždějící z vedlejší brání stáním na přejezdu cyklistům v jízdě

Dopravním značením je cyklistům zakázána jízda v jízdních pruzích. Podle dopravního modelu města zde projede 12,300 vozidel za 24 hod, z toho 910 lehkých nákladních a 920 těžkých nákladních vozidel a autobusů. Řešený profil se nachází mezi 2 světelně řízenými křižovatkami, motorová doprava se zde pohybuje ve vlnách. Podle sčítání cyklistické dopravy zde v roce 2004 (před vybudováním cyklistických stezek) projelo 90 cyklistů za hod. v obou směrech. Stezka ve směru do centra i z centra je přerušena (ukončena DZ C10b a znovu vyznačena DZ C10a) v 1 křižovatce napojením vedlejší místní komunikace.

Foto 6 – Gočárova třída, Hradec Králové; začátek stezky. Zdolání obrubníku sníženého na 2 cm pod ostrým úhlem je pro cyklistu nebezpečné.

Foto 7 – Gočárova třída, Hradec Králové; detail stavebního napojení stezky na křižovatku. Výškový rozdíl mezi stezkou a křižovatkou nutí cyklisty zpomalit a tím snižuje atraktivitu stezky.

Průzkum byl proveden ve čtvrtek 26.6. od 15.00 do 17.00 hod. za jasného počasí. V uvedeném období projelo řešeným profilem 120 cyklistů (65 mužů, 55 žen) v obou směrech; motorová doprava sčítána nebyla. Ve čtvrthodinových intervalech byla sčítána cyklistická doprava pro každý směr zvlášť. Cyklisté byli rozlišeni podle stejných kritérií jako v průzkumu 1 (viz. výše).
Zjištěné údaje jsou následující:

- 82,5 % cyklistů využilo k jízdě stezku, z toho 6 % jelo po stezce v protisměru
- 17,5 % cyklistů jelo v jízdních pruzích společně s motorovou dopravou (22 % všech mužů, 13 % všech žen)
- 77,5 % cyklistů jelo správně – po stezce a navíc správným směrem
- docházelo ke kolizním situacím cyklistů jedoucích po stezce s automobily přijíždějícími z vedlejší – při vjíždění na hlavní stála auta na cyklistických přejezdech a bránila cyklistům v jízdě, dvě cyklistky jedoucí po stezce dokonce sesedly v křižovatce z kola a převedly kolo přes přejezd, protože se nedokázaly vyhnout autu (viz. foto 5)
- 7 cyklistů jedoucích v jízdních pruzích se na stezku napojilo až uprostřed - v místě křižovatky (začátek stezky je v obou směrech stavebně spatně prove-

dený, cyklisté musí pod ostrým úhlem vjet na žulový obrubník snížený na 2 cm – viz. foto 6)

- cyklisté, kteří i přes zákaz jeli v jízdních pruzích pro motorovou dopravu více pospíchali než cyklisté jedoucí po stezce
- při setkání cyklistů jedoucích po stezce a motoristů přijíždějících z vedlejší docházelo v křižovatce k situacím, kdy ani jeden nevěděl, kdo má v křižovatce přednost
- cestovní čas cyklistů jedoucích po stezce byl z důvodu zpomalení v křižovatkách (nutnost dát přednost v jízdě) evidentně delší než cyklistů jedoucích v jízdních pruzích, cyklisté jedoucí po stezce byli zpomalováni i stavebním provedením napojení stezky na křižovatku (změnou podélných sklonů stezky v místě křižovatek a překonáváním obrubníků snížených na 2 cm – viz foto 7)
- někteří pěší používali k chůzi stezku pro cyklisty (z důvodu kvalitního povrchu – paralelní chodník je ze žulové dlažby)
- rozhledové poměry cyklistů jedoucích po stezce jsou sníženy přilehlou zástavbou
- průzkum mj. nepotvrdil, že by realizací stezky došlo k nárůstu objemu cyklodopravy od sčítání cyklistů v roce 2004, tzn. nasávací efekt stezky se neprojevil

5. Závěr

Oba popsané průzkumy, stejně jako 4 další, zde neuvedené, ukázaly, že jízda po stezkách v PP prodlužuje cestovní čas cyklistů oproti jízdě v jízdních pruzích. Pro některé cyklisty (ve všech případech převažovali muži v produktivním věku) je kritérium rychlosti jízdy natolik důležité, že navržené stezky nevyužili (dalších průzkumech vyžívalo stezek v PP od 39,2% do 75,0% ze všech cyklistů, kteří jeli řešenými profily). Cyklisté jedoucí po stezce čelili v křižovatkách s vedlejšími komunikacemi více rizikovým situacím než cyklisté jedoucí v jízdních pruzích s motorovou dopravou. Mezi hlavní faktory, které cyklistům znepříjemňují jízdu po stezce v PP jsou: ztráta přednosti v jízdě, nutnost zdolávat výškové rozdíly, přítomnost chodců, vjezdů a vstupů do budov, horší povrch (v případě betonové dlažby), v případě, že je stezka vedena podél zástavby i nedostatečné rozhledové poměry v křižovatkách. Všechny tyto faktory prodlužují cestovní čas. To, že někteří cyklisté po stezkách nejezdí ukazuje, že stezky nejsou optimálně řešeny; míra využívání stezek cyklisty je přímo úměrná celkové kvalitě stezky. Za dobu půlroční stáže v Nizozemsku jsem nezaregistroval, že by cyklisté jezdili mimo stezku po souběžné komunikaci. Obavy z toho, že vedení cyklistů v cyklistických pruzích v HDP je obecně více nebezpečné než stezky v přidruženém prostoru jsou neopodstatněné. Za současných legislativních podmínek se zdá, že v určitých situacích je tomu spíše naopak. Ani na motorovou dopravou silně zatížených komunikacích nepředstavují cyklistické pruhy v HDP (nebo široké zpevněné krajnice) pro cyklisty zvýšené nebezpečí (foto 8 a 9), i když to jistě není řešení optimální.

Foto 8 – Pilňáčkova ulice (II. silniční okruh), Hradec Králové; cyklodoprava je v mezikřižovatkovém úseku délky cca 350 m vyvedena z přidruženého prostoru do hlavního dopravního prostoru 4 proudové směrové rozdělené komunikace; povolená rychlost je 60 km/h. V tomto profilu projelo v roce 2005 celkem 29 917 vozidel v obou směrech za 24 hod (celostátní sčítání dopravy ŘSD). Tento způsob vedení cyklistů na takto významné komunikaci rozhodně není optimální ani v souladu s TP 179, ale nabízí cyklistům rychlé a přímé spojení po kvalitním povrchu. Reálné riziko nehody cyklisty je mnohem nižší než se může zdát, min. od roku 2000 zde není evidována vážná dopravní nehoda s účastí cyklisty. Podle sčítání cyklistů v r. 2004 v tomto směru projelo 70 cyklistů ve špičkové hodině.

Foto 9 – Gočárův (II. silniční) okruh, Hradec Králové; cyklodoprava je v mezikřižovatkovém úseku délky cca 320 m vedena v hlavním dopravním prostoru 4 proudové směrové rozdělené komunikace - silnice E442; I/31, I/35. V tomto profilu projelo v roce 2005 celkem 27 321 vozidel v obou směrech za 24 hod (celostátní sčítání dopravy ŘSD). Při sčítání cyklistů v r. 2004 bylo v tomto směru zjištěno 38 cyklistů za hod. Přestože toto vedení cyklodopravy opět není rozhodně optimální, není zdaleka tak nebezpečné jak se obecně předpokládá - ani zde není od r. 2000 evidována vážná dopravní nehoda s účastí cyklisty. Vždyť na kolika kilometrech silnic v extravilánu, kde je rychlost motorové dopravy vyšší, jezdí cyklisté po zpevněné krajnici? A jistě jsou za ni vděčni, pokud jim není nabídnuta jiná samostatná komunikace.

Stavební provedení napojení stezek na křižovatku (obrubník snížený na 2 cm, podélné sklony) přispívají k nepohodlí a zpomalení jízdě po stezce, část cyklistů dokáží odradit od použití stezky. V západní Evropě se 2 cm výškové rozdíly v uvedených místech neobjevují, je na zváženou nakolik jsou nezbytné u nás. Aby význam kola jako dopravního prostředku stoupal, je potřeba při návrhu komunikací

pro cyklisty více respektovat potřeby uživatelů. Realizací komunikace pro cyklisty by se měl cestovní čas cyklistů oproti původnímu stavu zkrátit, nebo zůstat stejný, ale rozhodně ne naopak - pak kolo nikdy nebude konkurenceschopným dopravním prostředkem.

6. Literatura

[1] Zákon č. 361/2000 sb., o provozu na pozemních komunikacích a o změnách některých zákonů, ve znění pozdějších předpisů
[2] ČSN 73 6110 Projektování místních komunikací, 2006
[3] TP 65 Zásady pro dopravní značení na pozemních komunikacích, Brno, CDV, 2003
[4] TP 133 Zásady pro vodorovné dopravní značení na pozemních komunikacích, Brno, CDV, 2005
[5] TP 179 Navrhování komunikací pro cyklisty, Liberec, EDIP s.r.o., 2006
[6] Čarský, J., Optimalizace technických prvků cyklistických komunikací z hlediska uživatelů, Praha, 2003
[7] Dopravní model města Hradce Králové, Praha, CityPlan s.r.o., 2005
[8] Sčítání cyklistické dopravy v Hradci Králové, Hradec Králové, FD ČVUT, 2004

Tento výzkum byl proveden s přispěním VZ 04 CEZ MSM 6840770005 Udržitelná výstavba.

GEODETICKÉ MĚŘENÍ PŘI POŽÁRNÍ ZKOUŠCE V MOKRSKU

Martin Štroner, Jiří Pospíšil

Abstract

During the firetest in Mokrsko geodetic measurements took place in trigonometric monitoring of the deformations of the construction in real time. Results of the measurement and calculations are presented in this paper.

1 Úvod

Požární zkouška v Mokrsku [1] dne 18.9.2009 byla velmi specifickou příležitostí pro uplatnění moderních geodetických technologií. Bylo použito trigonometrické měření klasickými metodami s moderním přístrojovým vybavením s použitím automatického cílení pro dynamické sledování chování objektu.

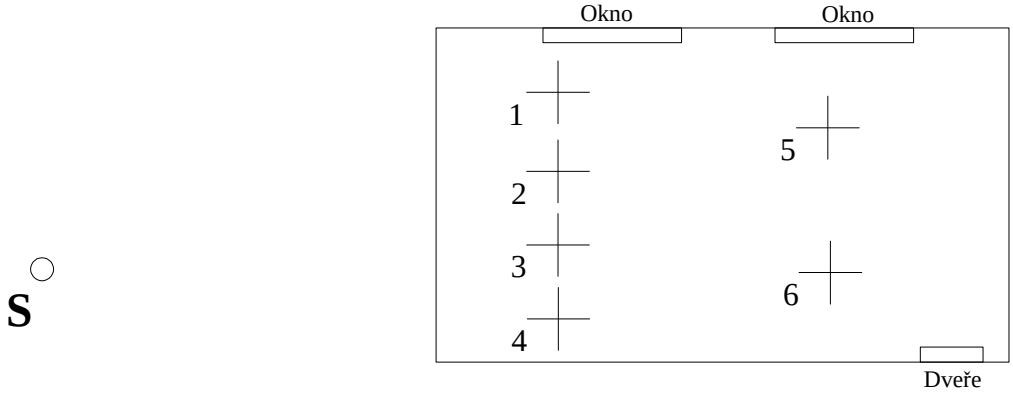
Geodetická měření prováděná v rámci této zkoušky byla unikátní vzhledem k charakteru testu, použitým technologiím měřením i postupům zpracování. Úkolem geodetického měření bylo sledovat během požáru průhyby konstrukce na šesti bodech v co nejkratších etapách v řádu minut.

2 Trigonometrické měření

Výběr metody měření v daném případě nebyl příliš složitý. Vzhledem k možným velmi vysokým teplotám na objektu nebylo možné použít nivelaci, protože nelze pevně stabilizovat nivelační latě ve svislé poloze s ohledem na deformaci objektu. Další metody rovněž nejsou vhodné či proveditelné a proto byla vybrána trigonometrická metoda. Vzhledem k tomu, že je rychlost pro toto takřka dynamické měření důležitá, bylo zvoleno automatické měření včetně cílení.

2.1 Konfigurace měření

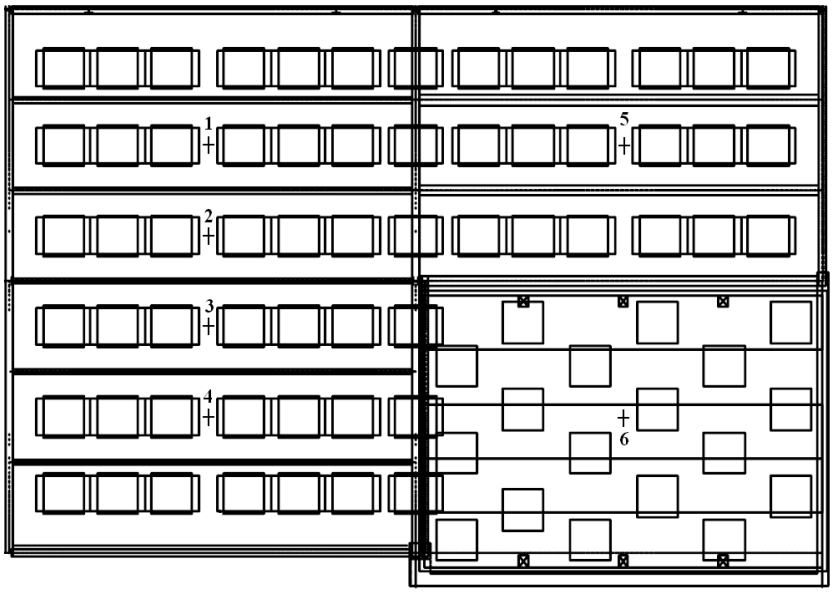
Umístění stanoviska, měřených bodů na objektu a jejich číslování je schematicky znázorněno na Obr. 2.1.



Obr. 2.1 Půdorys konfigurace měření

Vzdálenosti stanovisko S – body 1 až 4 byla přibližně 28 m, stanovisko S – body 5 a 6 přibližně 36 m. Měřené zenitové úhly byly v rozmezí 95 gon až 100 gon. Na Obr. 2.2 jsou sledované body zobrazeny v kontextu konstrukce a jejího zatížení.

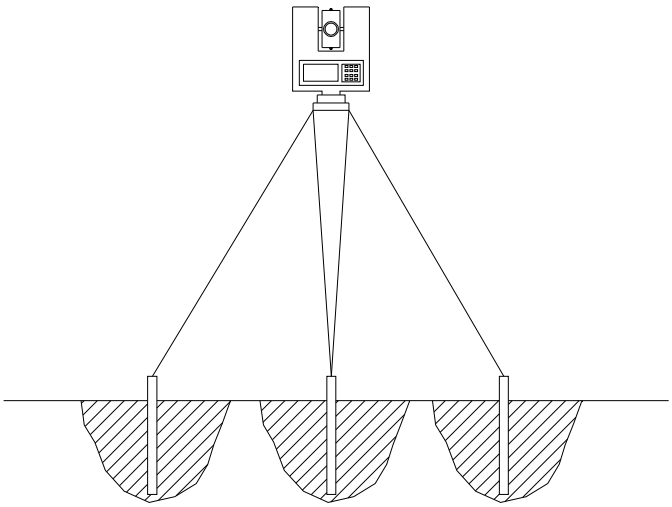
Martin Štroner, Ing., Ph.D.; Jiří Pospíšil, prof., Ing., CSc.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra speciální geodézie
Thákurova 7, 166 29 Praha 6 – Dejvice
tel.: 224 354 781, fax.: 233 337 016, e-mail: martin.stroner@fsv.cvut.cz



Obr. 2.2 Objekt s rozmístěním sledovaných bodů a zátěže

2.2 Stabilizace stanoviska a signalizace sledovaných bodů

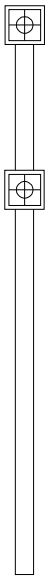
Stanovisko bylo stabilizováno železnými trubkami zabetonovanými do hloubky 300 mm, přístroj postaven na stativu s botkami zasazenými do uvedených trubek, stíněno čtvercovým přístřeškem s kovovou konstrukcí o půdorysu 3,3 m x 3,3 m.



Obr. 2.3 Stabilizace stanoviska

Pozorované body byly stabilizovány pomocí železných úhelníků délky 3 m s dvěma využitými navařenými destičkami o rozměru 50 mm x 50 mm, na které byly přilepeny odrazné fólie (40 mm x 40 mm, výrobek fy Leica). Signalizovaný bod je dán průsečíkem tyčového znaku s povrchem konstrukce. Vzdálenost cílů u bližších bodů byla 500 mm (body 1 - 4), u vzdálenějších 750 mm (body 5 – 6). Rozdílná vzdálenost byla nutná vzhledem k tomu, že automatické cílení použitého přístroje Trimble S6 (detailně je popsán dále) nepracuje korektně, jestliže je v zorném poli o velikosti přibližně 1 gon x 1 gon více než jeden cíl. Schematicky je cílová tyč znázorněna na Obr. 2.4. Úhelníky byly navařeny na dva pásy železného plechu uspořádané do kříže přišroubované ke střeše objektu ve sledovaných bodech v pokud možno svislé poloze, natočené směrem ke stanovisku. Tento zvláštní a komplikovaný způsob byl zvolen, protože objekt byl do výše 1,4 m zakryt zátěží ve formě pytlů s pískem a dále

na objektu nezávislými konstrukcemi nesoucími další měřicí čidla. Vzhledem k předpokládaným poklesům maximálně 500 mm a vhodné rezervě bylo nutné použít takto vysokou stabilizaci. Po dobu měření není také možné zaručit neměnný náklon cílové tyče, a proto bylo nutné tyč osadit dvěma cíli, které (jak bude dále ukázáno) umožní výpočet výšky takto signalizovaného bodu.



Obr. 2.4 Schematické znázornění signalizace cíle

Při využití této stabilizace je možný náklon stabilizace, pro úspěšné využití však nesmí dojít k jejímu stočení nebo deformaci (např. prohnutí).

2.3 Přístrojové vybavení

Pro měření byl vybrán přístroj Trimble S6 High Precision, z dostupných přístrojů Katedry speciální geodézie i Fakulty stavební ČVUT v Praze jako celku má nejvyšší přesnost měření délek a dostatečnou přesnost měření směrů a zenitových úhlů. Pro rychlé automatické měření disponuje automatickým cílením i programem pro opakované měření osnovy směrů, zenitových úhlů i délek. Přístroj je na Obr. 2.5. Tato totální stanice v sobě integruje mnohé inovace ve směru základních principů měření a v konstrukci. Přístroj byl použit ve variantě s dálkoměrem se směrodatnou odchylkou 1 mm + 1 ppm·D a směrodatnou odchylkou měření směrů a zenitových úhlů ve dvou polohách 0,3 mgon. Následující výčet technologií s popisem je dostatečným zdůvodněním, proč je přístroj považován za unikátní. MagDrive™ je servo technologie s využitím magnetického polštáře, která umožňuje rychlejší pohyb alhidády a snižuje mechanické opotřebení přístroje, MultiTrack™ je technologie vyhledávání a sledování běžného hranolu s jeho jednoznačnou identifikací s pomocí dodatečného infračerveného vysílače umístěného pod hranolem, SurePoint™ je systém, který udržuje záměrnou přímku v takové poloze, kam byla nastavena ustanovkami, tzn. při pohybu (např. vibrace) přístroj sám upravuje polohu alhidády a dalekohledu. Jako další zajímavé vlastnosti lze uvést např. odnímatelnou kontrolní jednotku s barevným dotykovým displejem, operačním systémem Windows CE, procesorem 400MHz, operační pamětí 64MB, vnitřní pamětí 256MB, Bluetooth, využití stejného software kontrolní jednotky pro různé typy měření a dále také servo ostření**,** a bezhranolový dálkoměr s pasivním odrazem měřící na velké vzdálenosti. Další informace lze nalézt např. v [2], [3].

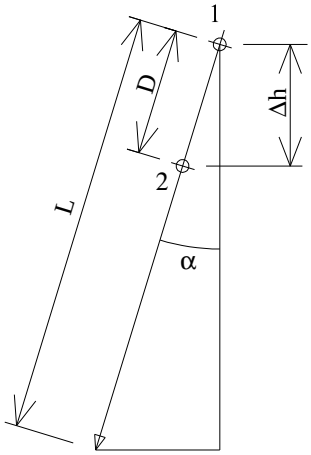
Jediným problémem uvedeného přístroje je způsob vyhodnocování obrazu při automatickém cílení, protože v případě, kdy v zorném poli senzoru zpracovávajícího odraz signálu je více než jeden cíl, automatické cílení selhává. Velikost zorného pole, kdy problém nastává, byla experimentálně zjištěna o velikosti přibližně 1,0 gon x 0,8 gon. Vzdálenost cílových terčů na tyčích byla původně vzhledem k přepokládaným průhybům 0,5 m, vzhledem k tomuto problému ji však bylo nutné u vzdálenějších cílů zvětšit na 0,75 m.

Obr. 2.5 Totální stanice Trimble S6 High Precision

2.4 Postup výpočtu

Cílové značky jsou umístěny v ose stabilizační tyče, vzdálenost značek je dále označována *D*, vzdálenost od horní cílové značky k dolnímu okraji tyče je dále označována *L*. Parametry jsou znázorněny na Obr. 2.6.

Při výpočtu vzhledem k různým působícím vlivům může dojít k různým variantám výpočtu. Pokud je možné před měřením provést přesné určení vzdálenosti cílových terčů *D*, lze výpočet realizovat podle odst. 2.4.1, pokud tomu tak není a nebo je *D* proměnné, je nutné počítat podle odst. 2.4.3.



Obr. 2.6 Parametry charakterizující cílové tyče

V obou variantách je v každé etapě nutné měřit na obě cílové značky šikmé délky s_1, s_2, zenitové úhly z_1, z_2.

2.4.1 Výpočet s konstantním *D*

Metoda měření a výpočtu je vhodná, pokud není možné měřit na cíle vodorovné směry (např. při klasickém optickém měření vzhledem k časovým důvodům) a je možno velmi přesně určit vzdálenost *D*.

Převýšení cílových značek h_1 (h_2) od klopné osy přístroje se vypočítá pole vzorců

$$h_1 = s_1 \cdot \cos(z_1) \,, \tag{1}$$
$$h_2 = s_2 \cdot \cos(z_2) \,. \tag{2}$$

Vzdálenost *D* je známa z kalibračního měření (např. strojírenskými měřidly či geodeticky dle odst. 2.4.3). Pak lze jednoduše odvodit vztah pro výšku paty tyče

$$H = h_1 - \cos(\alpha) \cdot L = h_1 - \frac{\Delta h}{D} \cdot L, \tag{3}$$

kde

$$\Delta h = H_1 - H_2 \,. \tag{4}$$

Výsledný vzorec má tvar

$$h = s_1 \cdot \cos(z_1) \; - \frac{s_1 \cdot \cos(z_1) - s_2 \cdot \cos(z_2)}{D} \cdot L. \tag{5}$$

Tento výpočet je jednou z mnoha variant, je však zvlášť výhodný v případech, kdy jsou záměry blízké vodorovným (z ≈ 100 gon), protože se velmi málo uplatní chyba délky, která bývá omezujícím faktorem přesnosti.

Výškový posun ΔH mezi dvěma etapami, jehož určení je vlastně cílem měření, se pak vypočítá jako rozdíl výšek ve dvou etapách

$$\Delta H_{i,j} = h_j - h_i \,. \tag{6}$$

2.4.2 Určení parametru *D* trigonometrickou metodou

Pokud není možné provést kalibrační měření předem a nebo je použito automatické cílení, které nemusí z hlediska intenzity signálu vraceného od odrazné fólie měřit na geometrický střed fólie označený křížem, je možné určit parametr *D* trigonometrickým měřením, tj. měřením na obě cílové značky šikmé délky s_1, s_2, zenitové úhly z_1, z_2, vodorovné směry φ_1, φ_2.

Parametr *D* je vzdálenost cílových značek na cílové tyči, která leží v obecné rovině. Odvození vzorce pro její výpočet vychází z následujících vzorců pro výpočet souřadnic cílových bodů, kde i = 1,2.

$$x_i = s_i \cdot \sin(z_i) \cdot \cos(\varphi_i) \,, \tag{7}$$
$$y_i = s_i \cdot \sin(z_i) \cdot \sin(\varphi_i) \,, \tag{8}$$
$$h_i = s_i \cdot \cos(z_i) \,. \tag{9}$$

D se pak vypočítá

$$D = \sqrt{(x_1 - x_2)^2 + (y_1 - y_2)^2 + (h_1 - h_2)^2} \ . \qquad (10)$$

Dosazením a jednoduchými úpravami lze získat výsledný vzorec

$$D = \sqrt{s_1^2 + s_2^2 - 2 \cdot s_1 \cdot s_2 \cdot \begin{pmatrix} \sin(z_1) \cdot \sin(z_2) \cdot \cos(\varphi_1 - \varphi_2) + \\ +\cos(z_1) \cdot \cos(z_2) \end{pmatrix}} \ . \qquad (11)$$

Při odvození jsou s výhodou využity známé vzorce

$$\sin^2(\alpha) + \cos^2(\alpha) = 1 \ , \qquad (12)$$

$$\cos(\alpha \pm \beta) = \cos(\alpha) \cdot \cos(\beta) \mp \sin(\alpha) \cdot \sin(\beta) \ . \qquad (13)$$

Parametr *D* lze takto určovat opakovaně a aritmetickým průměrem pak určit nejpravděpodobnější hodnotu s vyšší přesností.

2.4.3 Výpočet s neznámým nebo proměnným *D*

Výpočet je totožný jako v odst. 2.4.1 s tím rozdílem, že se za parametr *D* dosadí vzorec (11).

2.5 Postup měření

V každé etapě byly měřeny na cílové body vodorovné směry, zenitové úhly a šikmé délky. Vzhledem k tomu, že se jedná o měření změn v přibližně stálé konfiguraci, systematické chyby z měření v jedné poloze se neuplatní a proto bylo pro urychlení měření zvoleno měření pouze v jedné poloze dalekohledu. Druhým důvodem je dynamický charakter měřených změn, což znamená, že pro konzistenci výsledků je nutné zaměřit etapu v co nejkratším čase. Z tohoto důvodu byly také cílové body na jedné tyči měřeny bezprostředně po sobě a použito bylo plně automatické cílení a měření. Zaměření jedné etapy trvalo méně než 2 minuty. Změřeno bylo celkem 15 etap, z toho 9 před zápalem, další etapy nebylo možné měřit vzhledem k bílému hustému neprůhlednému dýmu.

2.6 Průběh měření a výpočty

Měření bylo zahájeno s předstihem v 12:25 hod pro ověření technologie a rychlosti měření. První dvě etapy byly měřeny maximální možnou rychlostí, ostatní po pěti minutách. Zápal byl proveden v 13:03 hod, měření pak probíhalo bez problémů až do patnácté etapy (13:30 hod), v jejímž průběhu se z konstrukce začal šířit bílý neprůhledný kouř konzistence husté páry, který znemožnil měření na tyč 5 a veškeré další měření. Dým byl rozehnán sporadickými závany větru pouze na krátké okamžiky, které již nepostačovaly ani pro zaměření dvou cílových značek jedné tyče. Jednotlivé časy měření jsou uvedeny v Tab. 2.1. Krátce po 14:00 hod bylo dosaženo maximální teploty povrchu stropní konstrukce (89°C) a krátce potom došlo ke zřícení 3/4 konstrukce.

Vzhledem ke značným změnám optického prostředí, kterým prochází záměrná křivka docházelo i ke značným variacím parametru D během měření. Z hlediska rozdílu výšek tyto změny nejsou vzhledem k požadované přesnosti podstatné, avšak jejich vlivem by došlo k nekonzistentnímu zpracování měření a určené náklony tyčí

by nebyly správné. Z těchto důvodů byla použita varianta výpočtu s neznámým parametrem *D*. (Hodnoty *D* vypočítané v jednotlivých etapách měření jsou uvedeny v Tab. 2.1).

Tab. 2.1 Parametr *D* v jednotlivých etapách

Etapa	Čas / Hod:min	*D* / m					
		1.	2.	3.	4.	5.	6.
1.	12:25	0,5039	0,5021	0,5050	0,5026	0,7494	0,7477
2.	12:27	0,5035	0,5024	0,5046	0,5016	0,7481	0,7479
3.	12:30	0,5037	0,5021	0,5048	0,5022	0,7488	0,7478
4.	12:35	0,5037	0,5022	0,5049	0,5017	0,7487	0,7479
5.	12:40	0,5044	0,5020	0,5044	0,5017	0,7492	0,7475
6.	12:45	0,5043	0,5017	0,5046	0,5018	0,7494	0,7473
7.	12:50	0,5033	0,5015	0,5045	0,5012	0,7502	0,7478
8.	12:55	0,5035	0,5020	0,5046	0,5015	0,7497	0,7476
9.	13:00	0,5036	0,5021	0,5045	0,5009	0,7494	0,7478
10.	13:05	0,5041	0,5029	0,5059	0,5027	0,7495	0,7482
11.	13:10	0,5083	0,5048	0,5064	0,5041	0,7494	0,7481
12.	13:15	0,5057	0,5032	0,5062	0,5027	0,7499	0,7477
13.	13:20	0,5090	0,5086	0,5102	0,5046	0,7506	0,7478
14.	13:25	0,5074	0,5049	0,5107	0,5072	0,7519	0,7488
15.	13:30	0,5092	0,5074	0,5077	0,5027	0,6928	0,7573

2.6.1 Rozbory přesnosti po měření

Prvních 9 etap bylo měřeno pro otestování technologie na místě, ale také pro určení vnitřní přesnosti. V následujících tabulkách jsou shrnuty směrodatné odchylky vypočítané z opakování za běžných podmínek měření, bez vlivu změn teploty způsobených požárem.

Tab. 2.2 Směrodatné odchylky měřených veličin

Cílová tyč	Bod	s_Z / mgon	s_φ / mgon	s_s / mm
1	1	1,30	0,94	0,5
	2	0,99	1,10	0,7
2	3	0,86	1,24	0,4
	4	1,37	1,55	0,7
3	5	1,52	1,90	0,5
	6	1,70	1,13	0,3
4	7	1,53	0,73	0,2
	8	1,65	1,00	0,2
5	9	1,18	1,12	0,2
	10	0,83	1,07	0,3
6	11	0,66	1,42	0,6
	12	0,85	0,83	0,6
Celkem		1,25	1,21	0,5

V Tab. 2.2 jsou uvedeny směrodatné odchylky měřených směrů, zenitových úhlů a šikmých délek. Každá cílová tyč je osazena dvěma terčíky, pro každý z nich jsou určeny směrodatné odchylky. Výběrové směrodatné odchylky charakterizující všechna provedená měření dané veličiny jsou uvedeny na posledním řádku.

Tab. 2.3 Výběrové směrodatné odchylky určení výškového posunu

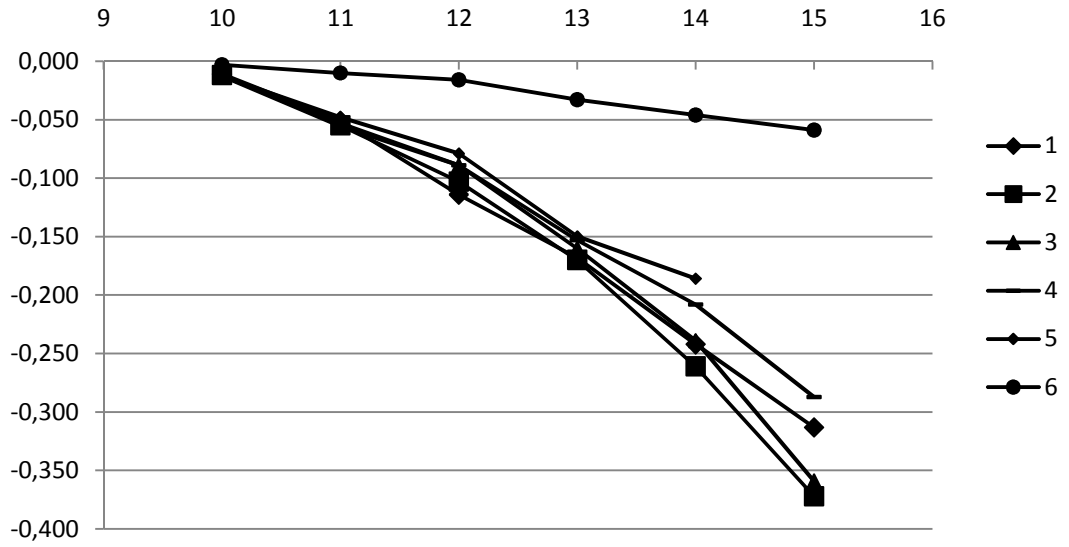
Cílová tyč	$s_{\Delta H}$ / mm
1	0,57
2	0,38
3	0,60
4	0,62
5	0,68
6	0,34
Celkem	0,55

Opakovaně byla rovněž určována změna výšky jednotlivých bodů ΔH. Výběrové směrodatné odchylky pro jednotlivé cílové tyče jsou uvedené v Tab. 2.3, výsledek také vyhovuje apriornímu rozboru přesnosti. Mezní směrodatná odchylka by pro devět opakování činila 1,5 násobek směrodatné odchylky z apriorního rozboru. Celková výběrová směrodatná odchylka popisuje nehomogenní soubor měření na různě vzdálené body, dává celkovou představu o přesnosti.

Celkově lze po rozboru přesnosti po měření konstatovat, že přesnost měření vyhovuje předpokládané a použité při apriorním rozboru přesnosti.

2.6.2 Výsledky měření a jejich zhodnocení

V dále uvedené Tab. 2.4 jsou určené výškové posuny. Graficky jsou znázorněny na Obr. 2.7.



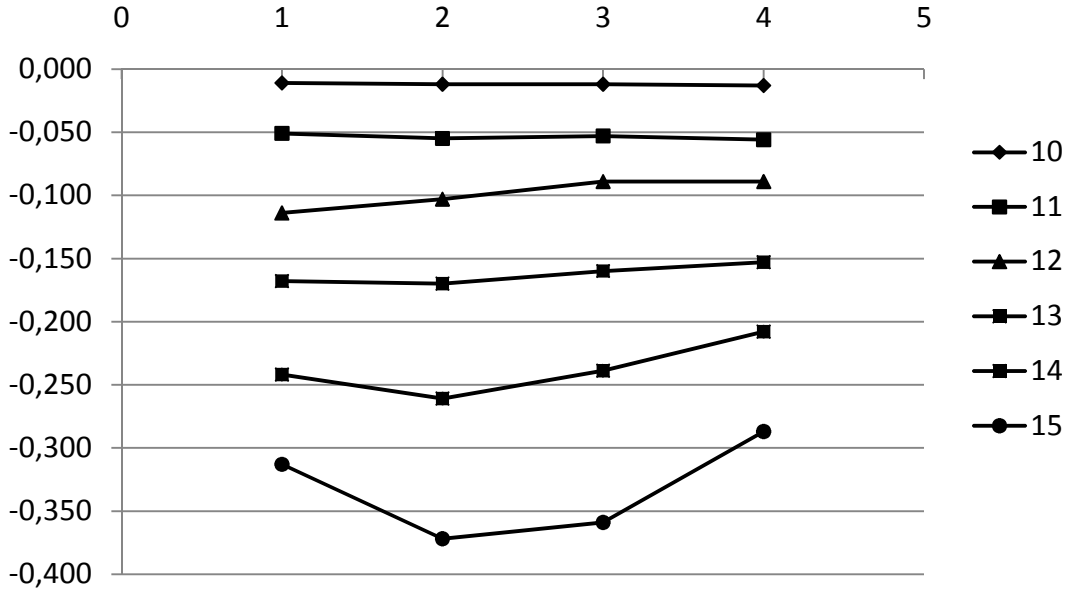
Obr. 2.7 Graf svislých posunů

Tab. 2.4 Výškové posuny na sledovaných bodech

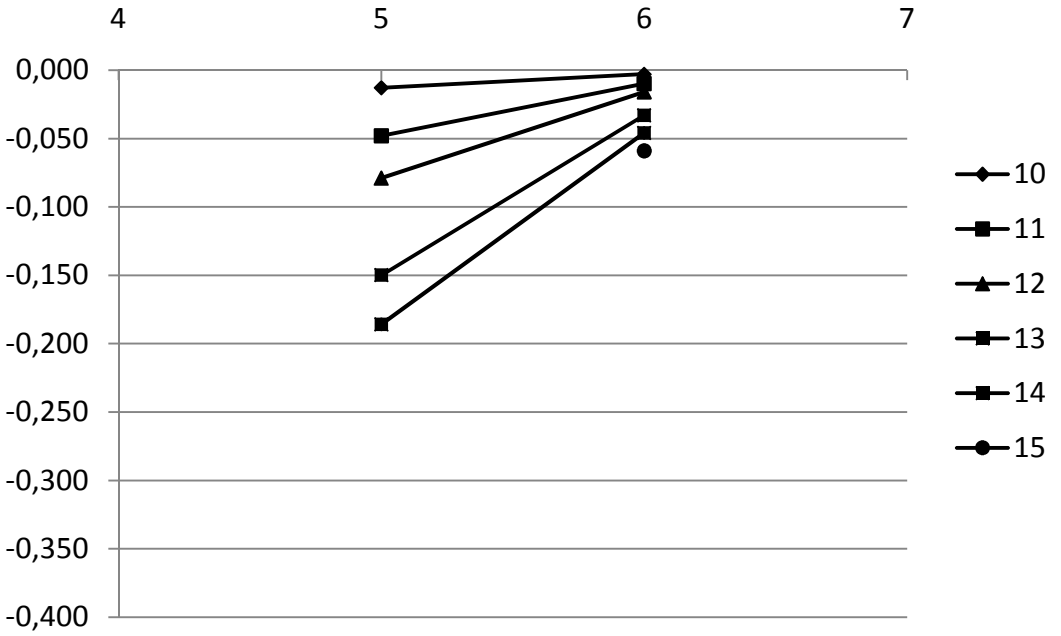
Etapa	Čas / Hod:min	*ΔH* / m					
		1.	2.	3.	4.	5.	6.
1.	12:25	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2.	12:27	-0,002	-0,000	-0,001	-0,001	-0,001	0,001
3.	12:30	-0,001	-0,000	-0,000	0,000	0,000	0,000
4.	12:35	-0,000	-0,000	-0,000	-0,000	-0,000	0,000
5.	12:40	0,000	-0,000	-0,000	0,000	0,001	0,001
6.	12:45	-0,000	-0,000	0,000	0,001	0,001	0,001
7.	12:50	-0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001
8.	12:55	-0,000	0,000	0,001	-0,000	0,001	0,000
9.	13:00	-0,001	-0,001	-0,001	-0,001	-0,000	0,000
10.	13:05	-0,011	-0,012	-0,012	-0,013	-0,013	-0,003
11.	13:10	-0,051	-0,055	-0,053	-0,056	-0,048	-0,010
12.	13:15	-0,114	-0,103	-0,089	-0,089	-0,079	-0,016
13.	13:20	-0,168	-0,170	-0,160	-0,153	-0,150	-0,033
14.	13:25	-0,242	-0,261	-0,239	-0,208	-0,186	-0,046
15.	13:30	-0,313	-0,372	-0,359	-0,287	X	-0,059

Poznámka: X – nezměřeno vzhledem ke špatné viditelnosti.
Znaménko „-“ značí pokles.

Ilustrativnější jsou dále uvedené grafy, kde jsou zobrazeny poklesy bodů v předním (Obr. 2.8, body 1 - 4) a zadním profilu (Obr. 2.9, 5, 6).



Obr. 2.8 Graf pohybu bodů 1 – 4 v etapách 10 až 15



Obr. 2.9 Graf pohybu bodů 5 – 6 v etapách 10 až 15

Z grafů je zřejmý takřka lineární průběh poklesů v čase.

3 Závěr

Po dobu, kdy bylo možné provádět optické měření, tj. 30 minut po zápalu požáru, fungovalo měření podle plánu a z rozboru přesnosti provedeného po měření také vyplývá, že, odpovídá apriorním rozborům a v nich vyvozené přesnosti. Velkou neznámou je vliv refrakce, která je coby proměnlivý a přesně nevyčíslitelný vliv omezujícím faktorem, v tomto případě na krátkou vzdálenost byl odhadnut její maximální vliv pomocí numerického modelování na méně než 2 mm. Výsledky rozboru po měření popisují situaci prakticky bez tohoto vlivu, neboť ke změnám teploty a tedy rapidnímu nárůstu teplotního gradientu došlo až po zápalu.

Kromě tohoto omezení se prokázala použitelnost postupu měření a vyhodnocení, výsledné svislé posuny lze získat s vysokou přesností.

4 Literatura

[1] Wald, F.: Požární zkouška na experimentálním objektu v Mokrsku (program zkoušky 18.9.2008). Praha: Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2008. 30 s. ISBN 978-80-01-04146-8.

[2] Pospíšil, J. - Štroner, M.: Moderní geodetické technologie a přístroje pro měření délek a úhlů. In: Stavební obzor. 2005, roč. 14, č. 9, s. 279-286. ISSN 1210-4027.

[3] www.trimble.com, 25.9.2008.

Poděkování

Tento příspěvek vznikl za podpory VZ04CEZMSM 6840770005 „Udržitelná výstavba“.

TEPLOTA PLYNU PŘI POŽÁRNÍ ZKOUŠCE V MOKRSKU

František Wald, Petra Kallerová, Jiří Chlouba

Abstract
The paper presents the results of the fire test on a new building, which was performed in Mokrsko 18 September 2008. The compartment fire test was focussed to the temperature distribution into the connections, on the steel and concrete composite slab behaviour, on the temperatures of fire protected column, on the behaviour of composite castellated beam and beam with corrugated web, and on heating of the external column located outside the fire compartment. The prediction models of the gas temperature in the fire compartment are discussed.

1. Úvod

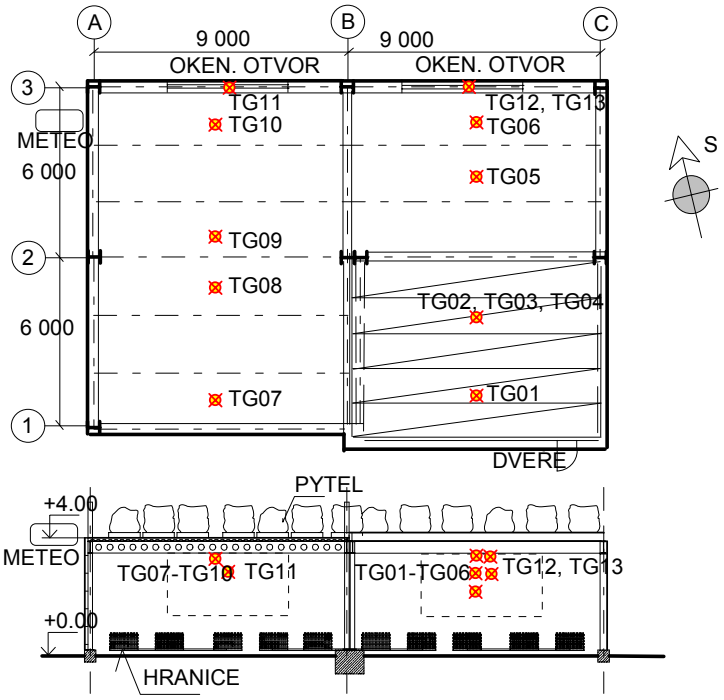
Při návrhu konstrukce vystavené vysokým teplotám při požáru se nejprve modeluje teplota plynu v požárním úseku, dále pak přestup a rozvoj tepla v nosné konstrukci a posléze chování konstrukce při zvýšené teplotě. Přesnost předpovědi teploty výrazně ovlivňuje spolehlivost a ekonomii návrhu. K dispozici jsou nominální normové křivky, parametrické teplotní křivky, zónové modely a dynamická analýza plynu, viz [1]. Nominální normová křivka umožňuje výrazně zvýšit požární spolehlivost již 120 let, protože byla vyvinuta na zkoušení únosnosti, celistvosti a prostupu tepla jednotlivými konstrukčními prvky. Teplotu při požáru nepředpovídá. Nemodeluje dosažení nejvyšší teploty ani chladnutí konstrukce, ale její použití je jednoduché a lze přímo srovnávat s experimenty s prvky a požárně ochrannými materiály. Pro uhlíkové hoření se používá ve tvaru normální normové křivky, viz [2]. Parametrické teplotní křivky jsou založeny na modifikaci nominální křivky parametry, které ovlivňují hoření, tj. rychlost odhořívání paliva, jeho množství a ventilační podmínky v požárním úseku. Podle poměru ventilace a paliva se stanoví, zda se jedná o požár řízený palivem nebo o požár řízený ventilací, a určí se doba do dosažení nejvyšší teploty. Podle typu provozu se rozlišují tři rychlosti chladnutí, při kterém se předpokládá lineární pokles teplot. Zónové modely jsou založeny na energetické bilanci při požáru. Z rovnováhy vznikajícího a odváděného tepla lze stanovit nárůst teploty v požárním úseku. Především modely umožňují jednoduchou algoritmizaci a praktické využití. Dynamická analýza plynu (CFD, Computational Fluid Dynamics) se pro náročnost vstupních dat a strojového času používá pro výzkumné účely. Předložená práce ukazuje na požárním experimentu na skutečné budově přesnost předpovědi pomocí inženýrských modelů.

2. Změřená teplota plynu při požární zkoušce

Požární zkouška, která byla zaměřena na zpřesnění popisu chování prvků a spojů v konstrukci při požáru, se uskutečnila 18. září 2008 v Mokrsku v okrese Příbram pod vedením pracovníků katedry ocelových a dřevěných konstrukcí fakulty stavební ČVUT v Praze, viz [3]. Při požáru byla měřena teplota, celkové i poměrné deformace, tlaky par, vlhkost, sálání z konstrukce na konstrukci uvnitř požárního úseku i na ocelovou konstrukci vně před okenním otvorem, prostup teploty a plynů pláštěm a klimatické podmínky při zkoušce. Chování je zdokumentováno fotografiemi, videozáznamy a záznamy z termokamer. Pro zkoušku byl postaven objekt v areálu výukového střediska ČVUT Štola Josef. Zkouška tematicky navázala na deset velkých požárních

František Wald, Prof. Ing. CSc., Petra Kallerová Ing., Jiří Chlouba Ing.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí
Thákurova 7, 166 29 Praha 6 – Dejvice
tel.: 224 354 757, fax.: 233 337 466, e-mail: wald@fsv.cvut.cz

experimentů, které se uskutečnily na skutečných budovách s ocelovou, betonovou a dřevěnou nosnou konstrukcí v Cardingtonu ve Velké Británii v letech 1998 až 2003.



Obr. 1: Schéma konstrukce při experimentu v Mokrsku

Objekt představoval část jednoho podlaží administrativní budovy o rozměrech 18 x 12 m, obr. 1. Ocelobetonová deska nad prolamovanými nosníky byla navržena na rozpětí 9 x 12 m a nad nosníky s vlnitou stojinou na rozpětí 9 x 6 m. Dvě obvodové stěny byly tvořeny skládanými plášti s nosnými kazetami, kamennou vlnou a vnějšími trapézovými plechy. Ve dvou 6 m polích bylo porovnáno chování dvou systémů skládaného pláště s nosným meziroštem a vodorovným plechem a svislým vnějším plechem bez roštu. Na dvě stěny byly navrženy sendvičové panely tloušťky 150 mm vyplněné kamennou vlnou. Na jedné stěně byly panely uloženy ve vodorovném a na druhé ve svislém směru. Na části betonové stěny byla zevnitř přizděna stěna ze sádrových tvárnic.

Požární zatížení administrativní budovy se pro požární zkoušky konstrukcí simuluje nehoblovanými latěmi rozměrů 50 x 50 x 1000 mm z měkkého dřeva. Na půdorysné ploše požárního úseku bylo rovnoměrně rozmístěno 50 hranic o objemu dřevní hmoty 15 m^3, viz obr. 2. Každá hranice obsahovala 12 řad po 10 latích, celkem 120 latí, tj. asi 35,5 kg/m^2 dřeva. Podle kalorimetrické zkoušky, viz tab. 1, Kočica J., Ústav energetiky, VŠCHT v Praze, zatížení odpovídalo 620 MJ/m^2. Při návrhu administrativní budovy se uvažuje s charakteristickou hodnotou požární zatížení 420 MJ/m^2. Navržené množství paliva tak přesáhlo o asi 50 % charakteristické požární zatížení. Ve třetí vrstvě byly dřevěné hranice vzájemně provázány tenkostěnným profilem tvaru U, který byl pro rychlé rozhoření paliva při zapálení vyplněn kamennou vlnou a napuštěn petrolejem. Při dosažení teploty plynu 50 °C označil velitel zkoušky akusticky její počátek. Okenní otvory bez skleněné výplně velikosti, která odpovídá moderní podlažní budově, zajistily ventilaci požárního úseku. Parapet byl navržen výšky 1 m a okna výšky 2,54 m s celkovou délkou 8,00 m s koeficientem otvorů O = 0,064 $m^{1/2}$.

Tab. 1: Analýza výhřevnosti dřevní biomasy

Číslo vzorku	Spalné teplo $MJ.kg^{-1}$	Výhřevnost $MJ.kg^{-1}$	Vlhkost vzorku % hm.	Množství popela % hm.
1	18,68	17,30	7,51	0,48
2	18,76	17,37	7,44	0,27
3	18,79	17,40	7,41	0,22
4	19,10	17,71	7,77	0,26
5	18,94	17,56	7,47	0,24
6	18,74	17,35	7,77	0,19
7	18,64	17,24	7,99	0,19
8	18,83	17,45	7,35	0,21
9	18,71	17,32	7,76	0,20
10	18,79	17,40	7,75	0,13
Průměr	18,8	17,4	7,6	0,2

a) b)

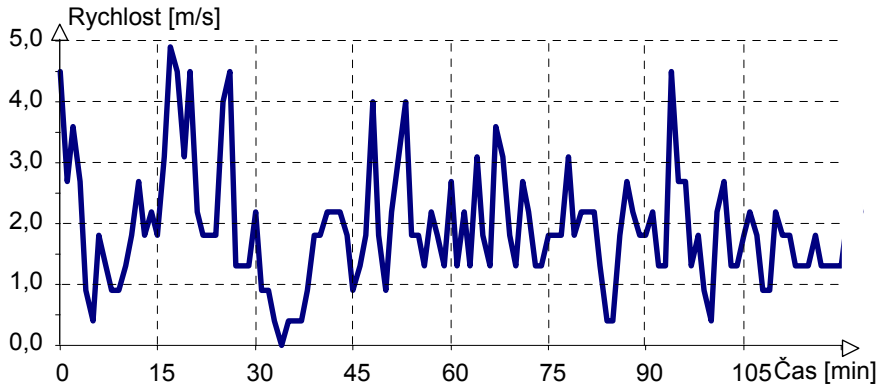
Obr. 2: Požární zatížení vyvozené 15 m^3 latí z měkkého dřeva

Teplota plynu byla měřena plášťovými termočlánky o průměru 3 mm a teplota nosných konstrukcí termočlánky o průměru 2 mm. Bylo instalováno 14 termočlánků v úrovni dolních pásnic nosníků, tj. 500 mm pod stropní deskou. Mezi okny a vzadu pod středem posledního prolamovaného nosníku byla měřena teplota po výšce požárního úseku. V ocelobetonové desce bylo umístěno 12 termočlánků, na nosnících 11, ve šroubových přípojích 37, viz obr. 3, v dutých panelech 6, v betonové stěně 16, a obvodových pláštích 24, na vnitřním sloupu 7 a u venkovního sloupu 24 termočlánků. Na západní straně lešení byla umístěna meteorologická stanice pro měření venkovní teploty a rychlosti a směru větru.

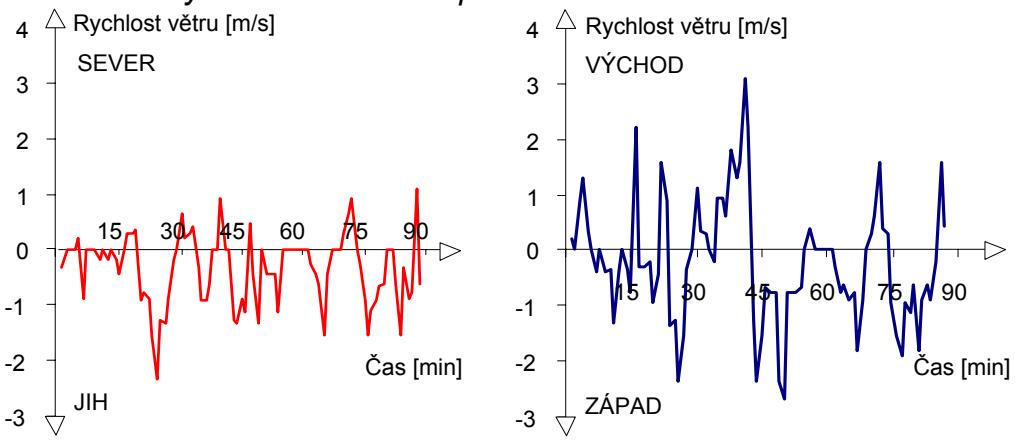
a) b)

Obr. 3: a) Termočlánky pro měření teploty plynu a konstrukce,
b) měření tlaku plynů v okně

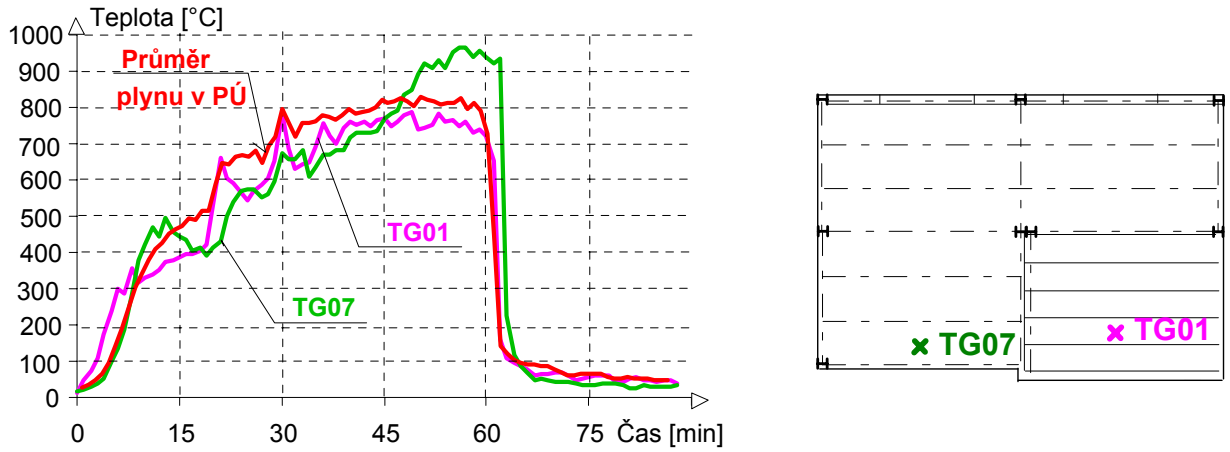
1. Stěna s okny byla situována pod 21° na SV. Rychlost větru, která byla měřena meteorologickou stanicí, měření FBI VŠB-TU Ostrava, Dudáček A. a kol., na západním řadovém lešení ve výšce 4 m nad úrovní terénu, je dokumentována na obr. 4a. Při začátku zkoušky převažoval u objektu mírný západní vítr, viz obr. 4b, na kterém je jsou zobrazeny složky rychlosti větru promítnuté do směrů sever – jih a východ - západ, podle záznamu větrné růžice. V průběhu zkoušky došlo k otočení větru, viz obr. 4b.



Obr. 4a: Záznam rychlosti větru na západním řadovém lešení u zkušebního objektu



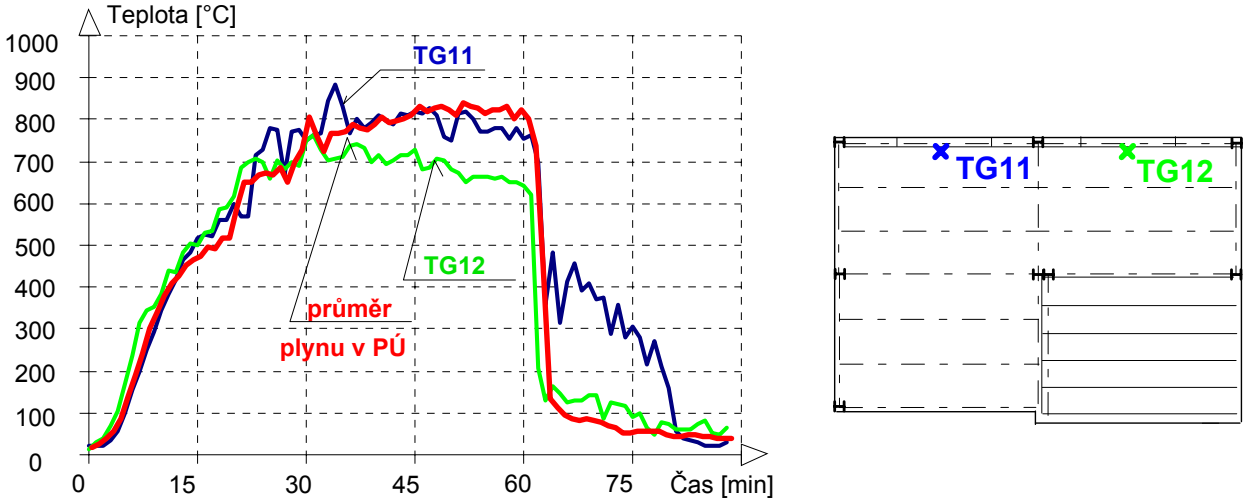
Obr. 4b: Rychlost větru sever –jih a východ - západ



Obr. 5: Změřené teploty plynu vzadu v požárním úseku porovnané s průměrnou teplotou plynu v požárním úseku

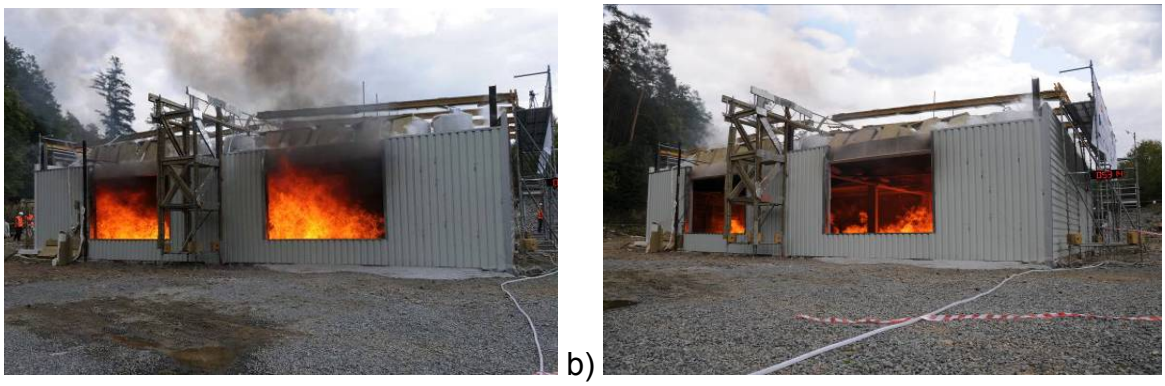
Obecně je na začátku požáru vyšší teplota vepředu požárního úseku a při plném rozhoření vzadu, viz [4]. Po snížení povrchu odhořívaného paliva v přední části po-

žárního úseku dosahuje plném rozvinutí požáru vyšší teplota v zadní části požárního úseku. Na začátku požáru byla změřena vyšší teplota v přední části požárního úseku v úrovni nosníků s vlnitou stojitou, viz obr. 5. Nejvyšší teplota byla změřena v zadní části požárního úseku pod prolamovanými nosníky. Rozvoj teplot potvrzuje i teplota plynů odečtená v oknech, viz obr. 6, a fotografie viz obr. 7.



Obr. 6: Změřené teploty plynu v oknech požárního úseku porovnané s průměrnou teplotou plynu v požárním úseku

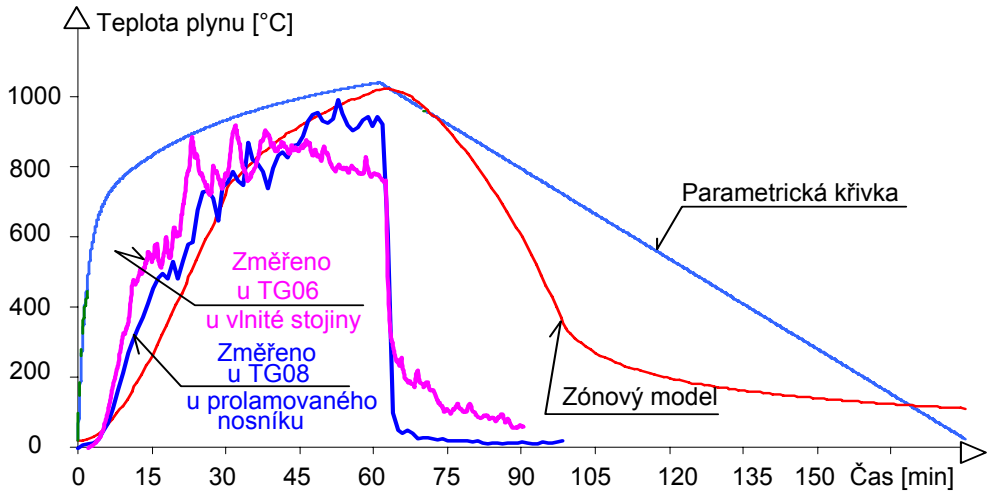
a) b)



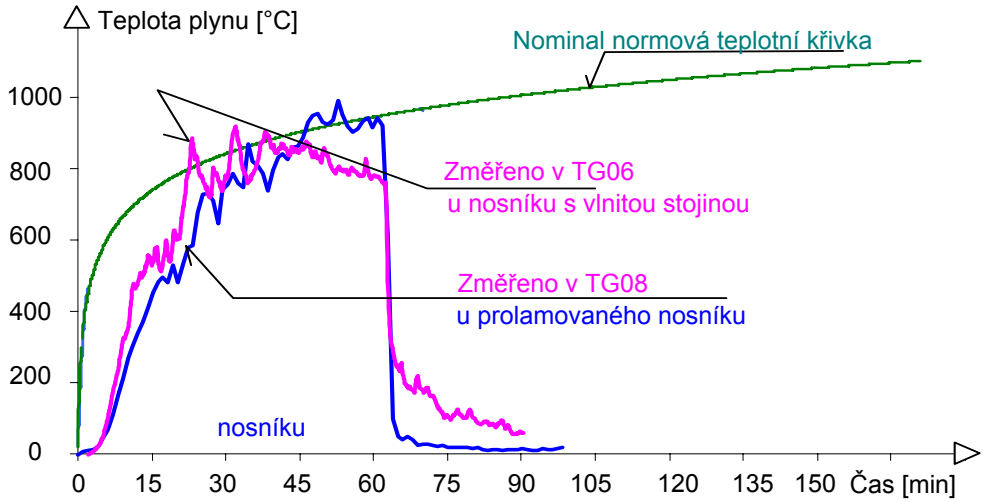
Obr. 7: Průběh požáru ovlivnění rozvoje požáru větrem a) západní vítr v 17. min; b) východní vítr v 53. min

3. Porovnání předpovědi se změřenými hodnotami

Při výpočtu podle parametrické teplotní křivky, viz příloha A [2], se uvažovalo s koeficientem povrchů b = 1361 J/m^{2}s^{0,5}K; plochou okenních otvorů A_v = 26,67 m^2; průměrnou výškou oken h_{eq} = 2,54 m; plochou ohraničujících konstrukcí A_t = 664,2 m^2 a koeficient otvorů O = 0,064 m$^{1/2}$. Předpověď parametrickou teplotní křivkou konzervativně předpokládala, že by teplota mohla dosáhnout 1057 °C v čase 62 min požáru, viz obr. 7. Výpočet pomocí zónového modelu konzervativně předpokládal, že by teplota mohla dosáhnout 1098 °C v čase 64 min požáru. V prostoru pod betonovou deskou s prolamovanými nosníky byla naměřena nejvyšší teplota 935°C v 60. min. Vlivem odnímání tepla masivní betonovou stěnou byla levá část požárního úseku pod panely s dutinami podle předpokladu chladnější. V 21. zde došlo k nárůstu teploty plynu na 810°C; v 30. min na 935°C a v 58. min dosáhla 855 °C. Závislost průběhu teploty plynu na čase byla velmi blízká závislosti, kterou popisuje nominální teplotní křivka, viz obr. 8, což umožňuje případně přímo využít výsledků zkoušky na stanovení požární odolnosti podle evropských zkušebních norem



Obr. 8: Porovnání předpovědí teploty plynu se změřenými hodnotami



Obr. 9: Porovnání nominální teplotní křivky se změřenými hodnotami

4. Shrnutí

Předložená práce ukazuje na požárním experimentu na skutečné budově přesnost předpovědi pomocí inženýrských modelů. Předpověď CFD modely se připravuje technický ústav požární ochrany a University of Coimbra.

Literatura

[1] Wald F. a kol., Výpočet požární odolnosti stavebních konstrukcí, ČVUT, Praha 2005, 336 s. ISBN 80-01-03157-8.

[2] ČSN EN 1991-1-2: Zatížení konstrukcí, Obecná zatížení, Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru, ČNI, Praha 2004.

[2] Kallerová P. a Wald F., Požární zkouška na experimentálním objektu v Mokrsku, ČVUT v Praze, srpen 2008, ISBN 978-80-01-04146-8.

[4] Wald, F., Simões da Silva, L., Moore, D.B., Lennon, T., Chladná, M., Santiago, A., Beneš, M. and Borges, L., Experimental behaviour of a steel structure under natural fire" Fire Safety Journal 2006,Volume 41, Issue 7, s. 509-522.

Poděkování

Experiment na objektu v Mokrsku a tato práce byla vypracována s podporou VZ 04 CEZ MSM 6840770005 Udržitelná výstavba.

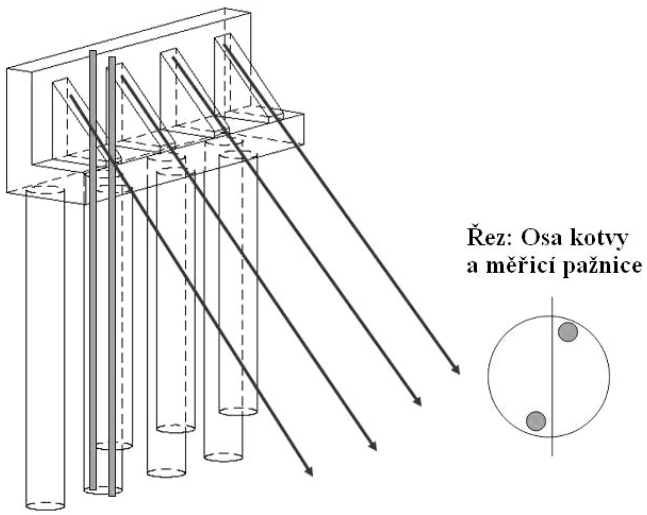
SLEDOVÁNÍ AKTIVACE KOTVENÉ PILOTOVÉ STĚNY V SESUVNÉM ÚZEMÍ

Jan Záleský, Martina Píšová a Marek Záleský

Abstract
Anchored pile wall was used to stabilize a large landslide in an open pit mine. Due to uncertainty in determination of reliable site conditions and requirement of efficiency approval of remedial measures geotechnical monitoring was applied. Instrumentation for line-wise deformation monitoring of piles in the wall is presented and a set of measured data is discussed, as well.

1. Úvod

Pro stabilizování svrchní části rozsáhlého nestabilního svahu (cca 40 ha) byla navržena kotvená pilotová stěna složená z dilatačních celků, obr. 1. Piloty o průměru 1200 mm jsou ztuženy v úrovni hlav masivní úhlovou stěnou, přes kterou byl opěrný systém přikotven. Stěna je tvarována podle upraveného terénu a je skoro 300 m dlouhá. Vývoj svahových pohybů a aktivace stabilizujícího účinku stěny jsou sledovány pomocí kombinace monitorovacích metod jako geodetického sledování, měření náklonů, napětí ve výztuži a sledování vývoje ohybových čar vybraných pilot. Dva dilatační celky v systému stěn byly určeny k vystrojení pilot pro sledování tvarů ohybových čar. V článku je uveden postup vystrojení měřicí výstrojí a postup měření i vybrané výsledky sledování.



Obr. 1 Schéma vystrojení piloty pro sledování vývoje ohybové čáry

2. Vystrojení pilot pro liniová měření deformací

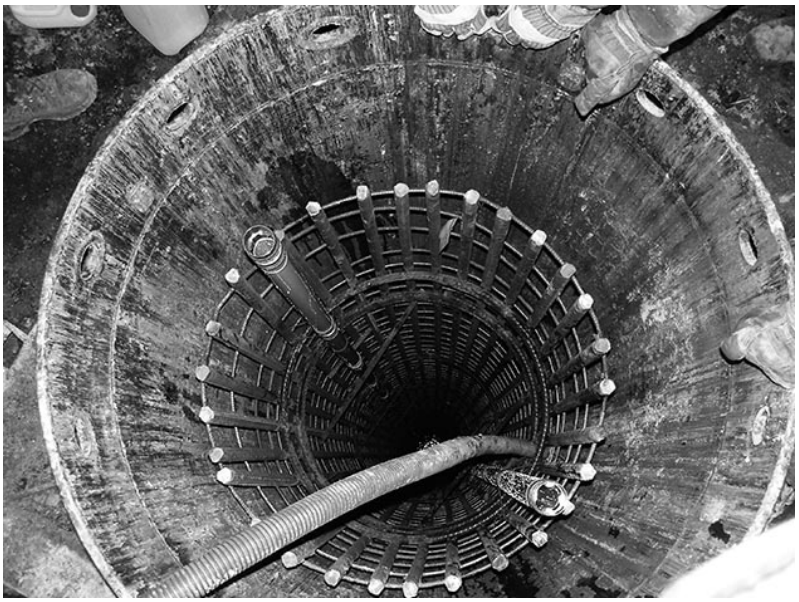
Piloty jsou vystrojeny dvojicí kombinovaných pažnic s podélnými drážkami pro inklinometrická měření a kovovými měřickými značkami pro sledování osového přetvoření klouzavým mikrometrem s citlivostí 1μm/m, obr. 2. Pažnice byly připojeny k armokošům přes navařené příložky, od středové části jsou ochráněny šikmými vlo-

Jan Záleský, Ing., CSc..
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra geotechniky
Thákurova 7, 166 29 Praha 6 – Dejvice
tel.: 224 354 551, fax.: 233 334 206, e-mail: zalesky@fsv.cvut.cz

ženými a k armokoši přivařenými pruty. Příložky byly vloženy kvůli dostatečně hustému podepření pažnic a šikmé pruty pro ochranu před betonářskými troubami.

Obr. 2 Pohled do spodní části armokoše piloty na upevněnou měřicí výstroj – patní zaslepený konec

Původní návrh vystrojení vycházel ze záměru dodavatele provádět armokoše na celou délku pilot. To se ukázalo s ohledem na transport a zejména velmi náročné podmínky stavby jako neproveditelné. Proto byl projekt upraven a armokoše byly svařovány ze dvou částí zavěšených ve vrtu na místě. Z tohoto důvodu bylo nutné změnit i postup instalací a to tak, že spodní části pažnic byly připevněny do spodního dílu armokoše a svrchní zavěšeny na lanech přes kladky a provizorně připevněny k armokoši. Měřicí pažnice musely být mimo oblast svařování a spojeny po jeho dokončení. Svrchní části pažnic byly trvale připevněny k armokoši v průběhu jeho spouštění do vrtu. Vrty byly nepažené jen s úvodní krátkou výpažnicí a betonáž následovala ihned po uložení armokošů.



Obr. 3 Vrt s armokošem, měřicí výstrojí a kabely od tensometrů na výztuži

Podle projektu měly být piloty betonovány pomocí trub dosahujících až k patám pilot, ale tento předpoklad nebyl dodržen. Přes velmi pečlivé vyvázání měřicích pažnic a husté podepření došlo k částečnému poškození měřicích pažnic a snížení přesnosti měření.

Pažnice byly dále nastavovány ve dvou stupních a to pro betonáž základových desek úhlových stěn a jejich dříků. Měřicí výstroj byla vedena okolo kotevních prostupů a vyvázána na výztuž dříku stěn. Před a po každé fázi betonáže byla výstroj kontrolována z hlediska prostupnosti pro měřicí sondy a celistvosti. Na měřicí výstroji jsou osazeny těsněné uzávěry, na které je při měření nasazován kabelový vrátek.

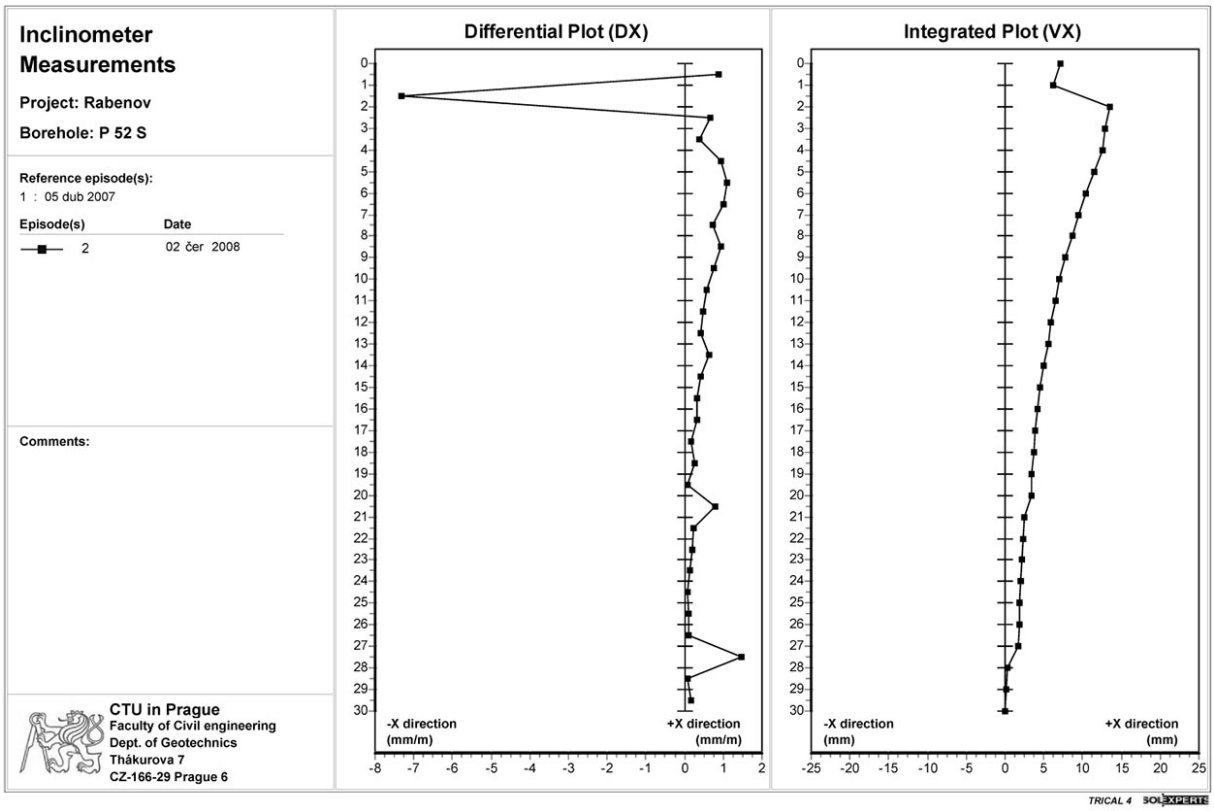
Obr. 4 Pohled na hotový dilatační celek kotvené pilotové stěny

3. Postup měření a příklad výsledků

Ve vystrojených pilotách č. 52 a č. 94 je 30 a 27 měřicích poloh. Měření je prováděno jak inklinometrickou sondou tak sondou klouzavého mikrometru. Tato instrumentace byla zvolena kvůli zdvojení výstupů, aby i v případě poškození pažnice v průběhu výstavby bylo dostupné alespoň jedno inklinometrické měření v pilotě. Od měření mikrometrem byla očekávána vyšší přesnost i pro vyšší odolnost mosazných měřicích značek než plastové drážkované pažnice pro inklinometr. Měření klouzavým mikrometrem vyžaduje vždy dvojici rovnoběžných pažnic pro výpočet přetvoření.

V důsledku změn postupů výstavby nebylo možné provést 1. měření (často označované jako „nulté“) před přikotvením stěny, ale pouze následně. Proto měření, která jsou na stěně prováděna, vystihují důsledky aktivace stěny svahovými pohyby. V obr. 5 jsou zobrazeny výsledky inklinometrického měření v pilotě č. 52. Součtová čára vodorovných přetvoření ve směru spádu svahu ukazuje na postup aktivace i naznačuje účinek kotevního systému. Výsledky měření inklinometrem ve výstrojích na líci a rubu stěny poskytují dle předpokladů paralelní čáry vodorovných přetvoření. Průběhy čar jak poměrných změn náklonů tak v součtovém vyjádření za předpokladu pevné paty měřicích pažnic nejsou „hladké“, což je způsobeno ovlivněním pažnic nevhodným postupem betonáže pilot a nutným tvarováním pažnic v oblasti kotevních prostupů (velmi hustá výztuž). Dosud byla provedena a vyhodnocena pouze 2. episoda. V přednášce budou porovnány výstupy z inklinometrických a mikrometrických měření včetně 3. episody, nebyla která z časových důvodů do článku zahrnuta. Vý-

stupy z mikrometrických měření vykazují významně vyšší přesnost, i když je patrné ovlivnění měřických značek postupem betonáže.



Obr. 5 Inklinometrické měření v pilotě č. 52 ve výstroji u vzdušného líce stěny

4. Závěry a doporučení

Sledování vývoje přetvoření kotvené pilotové stěny je možné jednak inklinometricky s nižší citlivostí jednak mikrometricky. Prvý postup i přes zvolené vysoké rozlišení inklinometru nedosahuje citlivosti mikrometrických měření a je vhodný v případě očekávaných velkých přetvoření. Vyšší citlivosti i přesnosti se dosáhne užitím dvojice mikrometrických pažnic v charakteristickém řezu s následným výpočtem z poměrných přetvoření v osách rovnoběžných výstrojí. Pro úspěšné užití uvedeného postupu sledování je nutná technologická kázeň při vyztužování a zejména betonáži pilot i stěn.

Vystrojení pilot pro dlouhodobé sledování aktivace kotvené pilotové stěny svahovými pohyby bylo přes značnou složitost úspěšné a provedená měření vykazují postupnou aktivaci stěny svahovými pohyby zajištěného svahu. Výstroj pilot a přesnost následného měření byly nevhodně ovlivněny nedodržením postupu betonáže, který způsobil částečné tvarové změny měřicích pažnic. Z uvedených důvodů nelze dosáhnout obvyklé přesnosti jako u měření ve vystrojených vrtech, kde je volná pažnice zainjektována cemento-bentonitovou směsí.

Návrh postupu vystrojení a vyhodnocení měřených dat byly zpracovány za podpory výzkumného záměru MSM 6840770005 „Udržitelná výstavba“, část WP4.

STABILITA SVAHU A DYNAMIKA VODNÍHO REŽIMU V NENASYCENÉ ZÓNĚ

David Zumr, Milena Císlerová

Abstract

On hillslopes, where coarser soil material layers are overlain by finer soils, the lower layer may function as a capillary barrier, which impedes ~~a~~ vertical flow. As a consequence, water flows laterally in the direction of the upper boundary of the lower inclined layer (funneled flow). Capillary barriers are successfully used as alternative insulation layers in engineering systems such as waste disposal sites or cuttings in road engineering. Under specific conditions these effects may contribute to the occurrence of large scale landslides (Guadagno et al, 2005). The formation of capillary barrier related funneled flow at an inclined slope, as a special form of preferential flow, has been studied using the simulation model S2D for selected combinations of soil layers with distinct hydraulic properties. All scenarios were modeled by means of standard Richards' theory. The results of the analysis could help when numerical simulations are used to analyze key aspects and rules with regard to urban planning in potentially hazardous areas.

This study has been supported by the research project VZ 04 CEZ MSM 6840770005.

1. Úvod

K sesuvům půdy dochází většinou na strmých svazích, zejména v místech výrazných morfologických přechodů (útesy, dopravní komunikace). Jedním ze základních faktorů, které stabilitu svahů ovlivňují, je podzemní voda. Na svazích s více půdními horizonty mohou během infiltrace vody ze silných nebo dlouhodobých srážek nastat takové situace, že se voda krátkodobě kumuluje na rozhraní půdních vrstev. Takto se vytvářejí podmínky vedoucí k potenciálním sesuvům. Při studiu stability svahů musíme společně s rozložením pórových tlaků uvažovat i směr a rychlost proudění vody půdním prostředím.

Ng a Shi (1998) a Tsapartas a kol. (2002) analyzovali vliv infiltrace ze srážek na stabilitu svahu pomocí dvourozměrných numerických simulací. Uvažovali různé intenzity, doby trvání a opakování srážek, vliv počátečního rozložení sacích tlaků, nasycené hydraulické vodivosti, anisotropie a různý vegetační pokryv. Klíčovou charakteristikou půdy se ukázala být hydraulická vodivost. Dynamika vodního režimu během infiltrace je ve velmi propustných půdách ovlivněna předchozími srážkovými epizodami jen minimálně. Naopak v méně propustných půdách (Ks = 10^{-5} ms^{-1}) je důležité předchozí srážkové epizody uvažovat. Výsledky numerických modelů podpořené terénním sledováním nezávisle potvrdili Collins a Znidarcic (2004), kteří ukázali, že svahové poruchy přímo korelují s intenzitou srážek a s historií předcházejících srážkových epizod (tedy s počátečním nasycením).

Crosta a Dal Negro (2003) modelovali reálné sesuvy svahů pomocí numerického modelu. Studovali vliv oblastí s kladnými pórovými tlaky, které se po dlouhých srážkových epizodách vytvářely ve svrchním horizontu heterogenního půdního profilu. Až čtvrtina modelovaných poruch byla připsána vlivu nasycených

Milena Císlerová, Prof. Ing., CSc.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra hydromeliorací a krajinného inženýrství,
Thákurova 7, 166 29 Praha 6 – Dejvice
tel.: 224 354 777, fax.: 233 337 005, e-mail: cislerova@fsv.cvut.cz

podoblastí a ne morfologickým zlomům. Jako kritické oblasti pro vznik mělkých sesuvů se ukázaly zejména svahy s vysokými kontrasty hydraulických vodivostí paralelních vrstev.

Mělké sesuvy půdy často vznikají na svazích s velmi propustnou svrchní vrstvou na nepropustném podkladu. Při významných srážkách dojde k nasycení svrchní vrstvy, která se může sesunout po málo propustném podloží (Roering a kol. 2001). Občas je uspořádání půdních vrstev obrácené, hrubozrnné půdy jsou překryty méně propustnými jemnozrnnými půdami, a na rozhraní vrstev může vzniknout kapilární bariéra (Dušek a kol., 2002). V tomto případě voda proudí laterálně svrchní vrstvou, infiltrace do propustného podloží je blokována kapilárními silami, dokud pórové tlaky na rozhraní vrstev nepřekročí kritickou mez nutnou k prolomení bariéry (Kung, 1990).

Vlhkostní poměry nad hladinou podzemní vody mohou navíc silně ovlivňovat polohu samotné hladiny (Freeze, 1971). Zahrnutí nenasycené zóny do je velmi důležité zejména u jemnozrnných málo propustných zemin. Dapporto et al. (2001), kteří se zabývali erozí říčních břehů, vyvozují, že pro posouzení stability říčního koryta je znalost dynamiky kladných i záporných tlaků vody v pórech v reakci na oscilace vodního stavu naprosto zásadní, přesto v mnoha studiích přehlížený jev.

V této studii sledujeme rozložení pórových tlaků na krátkém svahu po modelové srážkové epizodě. Porovnáváme dva scénáře s různým rozložením dvou půdních horizontů; vrstvu jemnozrnné půdy na propustném podkladu a hrubozrnnou půdu na jemnozrnném podkladu. Pro simulace je použit numerický model S2D, který je založen na řešení Richardsovy rovnice pro nenasycené proudění (Vogel, 1987).

2. Základy teorie nenasyceného proudění

V nenasycené zóně se vyskytují voda a vzduch jako dvě samostatné fáze, pro popis jejich proudění porézním prostředím jsou třeba dvě diferenciální rovnice. V praxi většinou předpokládáme, že vzduch je v půdě spojitý a že má všude atmosférický tlak. Toto zjednodušení nemusí být přesné při stavech blízkých nasycení, kdy se v půdě mohou tvořit vzduchové bubliny. Freeze (1971) ukázal, že v inženýrských aplikacích při modelování průsaků, kdy se zajímáme především o proudění vody a ne vzduchu, je zahrnutí pouze vodní fáze dostatečně přesné.

Proudění vody je způsobeno gradientem hydraulické výšky, jejíž dominantní složky jsou v porézním prostředí tlaková a gravitační výška. Vztah pro makroskopické proudění vody nebo jiné tekutiny tímto prostředím, typicky půdou, je vyjádřen řídící rovnicí proudění (Richardsova rovnice)

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \mathrm{div}(\mathbf{K}\mathrm{grad}h + \mathbf{K}_3) - S \qquad , \qquad \mathbf{K}_3 = \begin{Bmatrix} K_{13} \\ K_{23} \\ K_{33} \end{Bmatrix} \qquad [1]$$

kde θ [-] značí vlhkost, t čas [T], $\boldsymbol{K}$ tenzor hydraulické vodivosti [LT^{-1}], h tlakovou výšku [L] a S je intenzita extrakce vyjadřující zdroje a propady [T-1].

Pro řešení neustálených úloh je třeba do rovnice [1] dosadit funkční vztahy mezi vlhkostí a tlakovou výškou (retenční křivka) a vlhkostí a hydraulickou vodivostí (funkce hydraulické vodivosti). Tyto hydraulické charakteristiky se vyjadřují

parametricky, v našem případě byla použita kombinace van Genuchten - Mualem (van Genuchten, 1980):

$$\theta = \theta_r + (\theta_s - \theta_r)\left[1 + (-\alpha h)^n\right]^{-m}, \quad m = 1 - \frac{1}{n} \qquad [2]$$

$$K(S_e) = K_s S_e^{1/2}\left[1 - (-S_e^{1/m})^m\right]^2 \qquad [3]$$

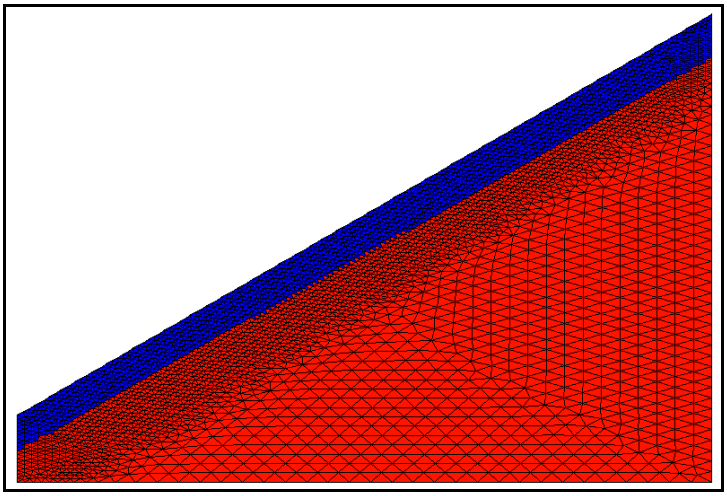
$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \qquad [4]$$

kde S_E [-] je efektivní stupeň nasycení, θ_s [-] nasycená vlhkost, θ_r [-] reziduální vlhkost a α [L-1], n [-] a m [-] jsou optimalizační parametry.

Richardsova rovnice [1] je parabolická parciální diferenciální rovnice druhého řádu s nelineárními koeficienty, jejímž řešením lze získat informace o časoprostorovém vývoji vlhkosti, tlaku a rychlostí uvnitř zvolené oblasti. Pro řešení vztahu [1] je použita poslední verze programu S2D, který využívá metody konečných elementů pro prostorovou diskretizaci a konečných diferencí pro diskretizaci času. Program umožňuje i simulaci transportu rozpuštěných látek, preferenčního proudění, odběru vody kořeny rostlin, nastavení různých okrajových podmínek a hysterezi hydraulických charakteristik. Popis původní verze modelu, včetně metody numerického řešení, lze najít v manuálu (Vogel, 1987).

3. Simulace

Studie byla provedena na svahu se sklonem 30°, vysokém 3 m. Oblast je tvořena dvěma homogenními materiály, svrchní horizont má mocnost 30 cm, zbytek oblasti tvoří homogenní podložní vrstva. Síť konečných elementů byla vytvořena pomocí programu ARGUS ONE, obsahuje 3107 uzlů, což odpovídá 5968 trojúhelníkovým elementům. Síť je u povrchu a na rozhraní materiálů zahuštěna (obr. 1).



Obr. 1 Modelovaná oblast, síť konečných prvků

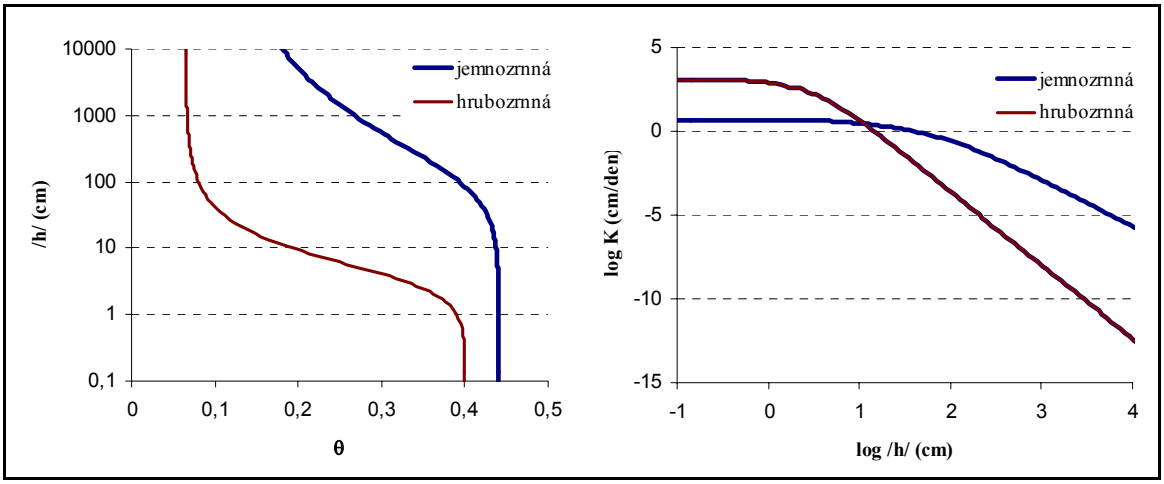
Simulace byly provedeny pro dva scénáře s různou skladbou materiálu. Hydraulické charakteristiky materiálů jsou v tabulce 1.

- varianta A : svrchní vrstva tvořena jemnozrnnou půdou
- varianta B : svrchní vrstva tvořena hrubozrnnou půdou

vrstva	θ_r	θ_s	α (cm-1)	n	Ks (cm/d)
jemnozrnná	0.095	0.44	0.009	1.31	4.35
hrubozrnná	0.065	0.40	0.254	1.95	1200

Tabulka 1. Půdní hydraulické charakteristiky dle van Genuchtena

Při nenasycených podmínkách je hydraulická vodivost jemnozrnného materiálu vyšší než hydraulická vodivost hrubozrnného materiálu. Při vyšších vlhkostech, kdy se tlaková výška blíží k nule, je vyšší hydraulická vodivost v hrubozrnném materiálu (obr. 2 a 3).



Obr. 2. Retenční křivky *Obr 3. Funkce hydraulické vodivosti*

Počáteční podmínka byla dána ustáleným rozložením sacích tlaků s hodnotami -500 cm na povrchu. Horní okraj oblasti byl definován jako atmosférická okrajová podmínka, spodní okraj jako volná drenáž. Obě simulace trvaly 70 dní, na počátku byl uvažován dvoudenní déšť s intenzitou 2 cm/d.

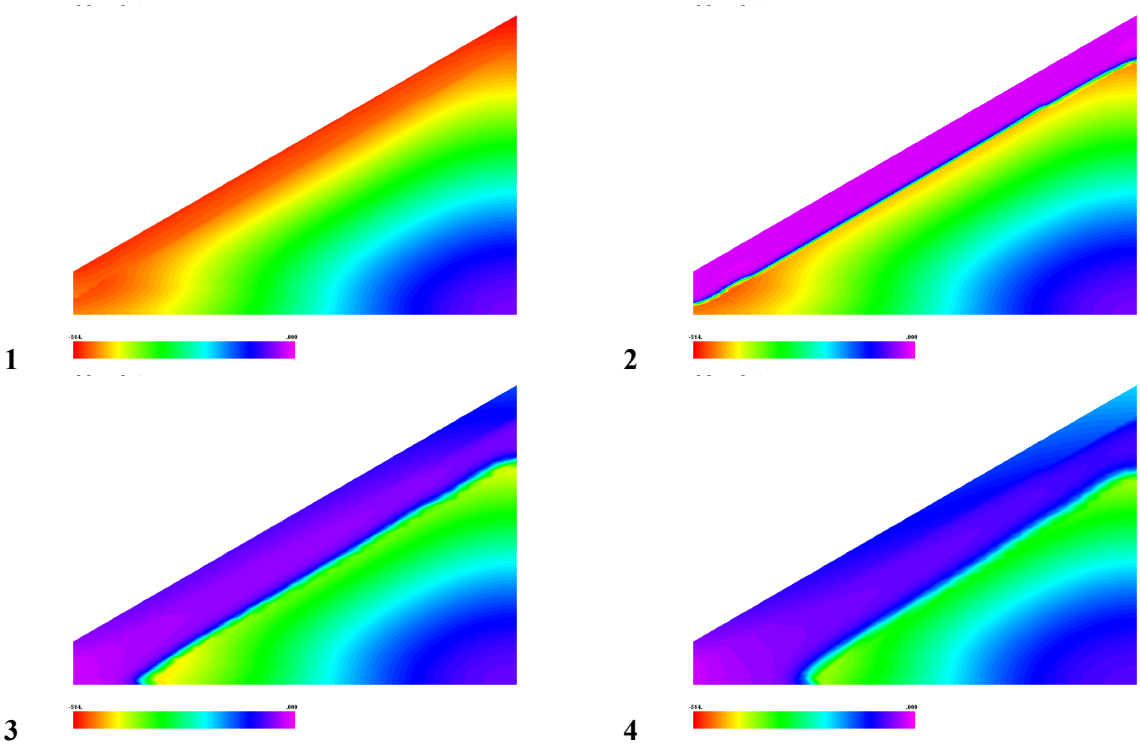
4. Výsledky

Výsledky jsou prezentovány ve dvou variantách pro různou skladbu půdních horizontů. Na obr. 4 je rozložení tlakových výšek během čtyř vybraných časů pro variantu s jemnozrnnou půdou na povrchu (varianta A). Infiltrovaná voda se na rozhraní s propustnou vrstvou vlivem kapilární bariéry výrazně zpomaluje, za celou dobu simulace čelo zvlhčení dosáhne hloubky okolo 80 cm. V časech 20 a 70 dní je viditelný pohyb směrem po svahu, kdy dochází k úplnému nasycení paty svahu.

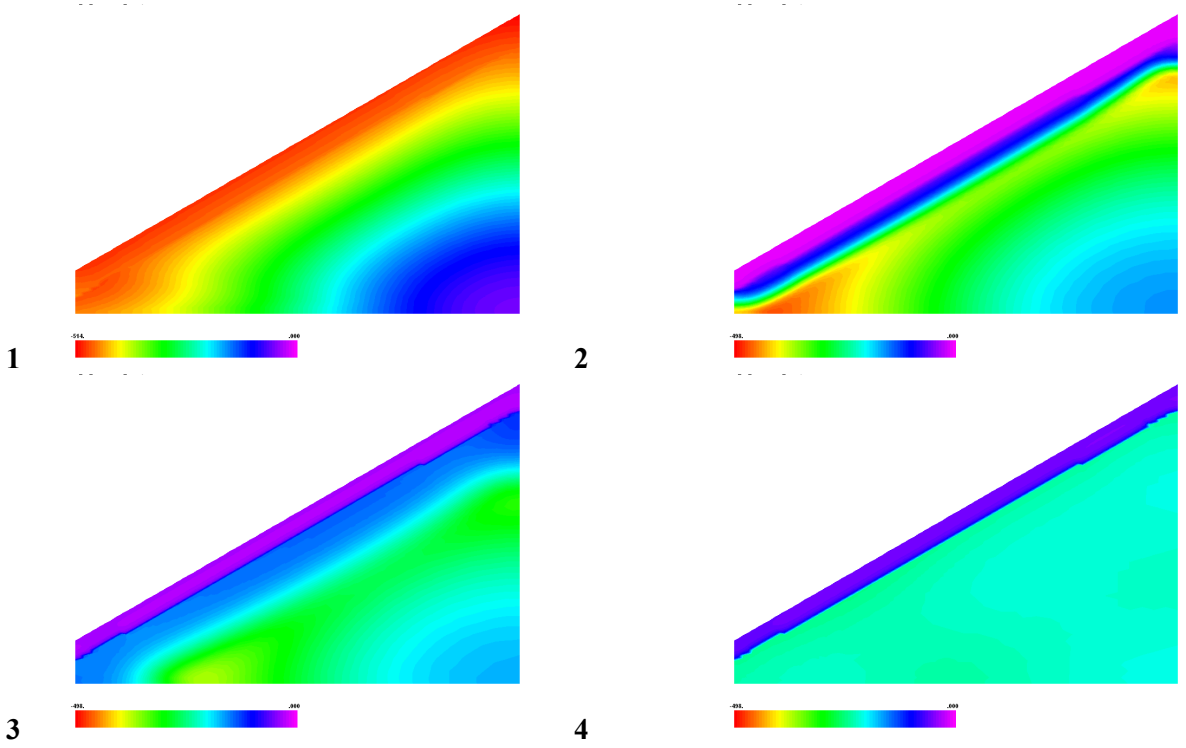
U varianty s hrubozrnnou půdou na povrchu (varianta B) dochází k velmi rychlému nasycení svrchního horizontu, ze kterého voda okamžitě infiltruje i do podložní jemnozrnné vrstvy. Po skončení srážkové epizody voda z horní vrstvy poměrně rychle drénuje do podloží, stav blízký nasycení nastává pouze během a bezprostředně po srážce. Dynamika infiltrace je výrazně rychlejší než u varianty A,

což je dáno výrazně vyšší hydraulickou vodivostí hrubozrnného materiálu, pole tlakových výšek na obr. 5 jsou proto vynesena v jiných časech než na obr. 4.

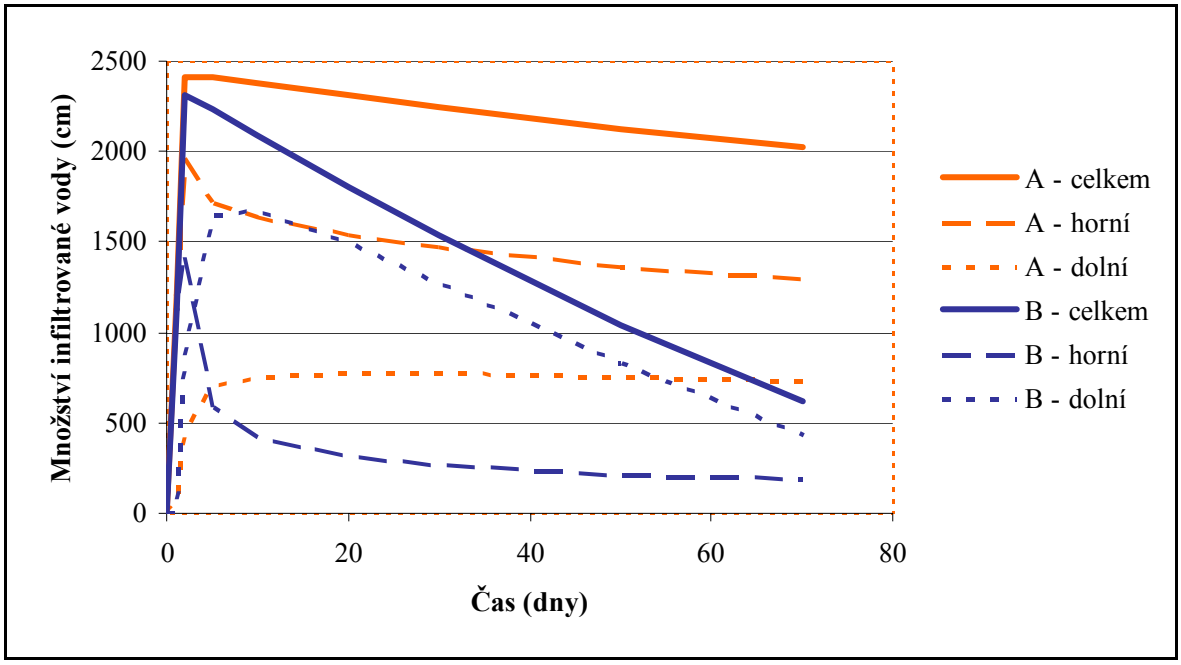
Na obrázku 6 jsou vyneseny vodní bilance pro obě varianty. Plné čáry ukazují celkový objem vody, který byl do oblasti infiltrován. Čárkované čáry vyznačují jen vodu ve svrchním horizontu, tečkované ve spodním horizontu. Při obou variantách bylo infiltrováno téměř stejné množství vody, ale ve variantě B byla voda poměrně rychle oddrénována pod spodní hranici modelované oblasti. Během velmi krátké doby se voda dostala do jemnozrnného podloží. U varianty A došlo k poměrně rychlému ustálení objemů v obou horizontech, většina infiltrované vody zůstala vlivem kapilární bariéry ve svrchním jemnozrnném horizontu.



Obr. 4 Rozložení tlakových výšek (cm) v časech 0, 2, 20 a 70 dní pro variantu A s jemnozrnnou půdou na povrchu



Obr. 5 Rozložení tlakových výšek (cm) v časech 0, 2, 5 a 20 dní pro variantu B s hrubozrnnou půdou na povrchu



Obr. 6 Vývoj množství infiltrované vody v jednotlivých horizontech pro obě varianty

5. Závěr

Pomocí modelu S2D byl simulován efekt kapilární bariéry mezi dvěma z hlediska hydraulické vodivosti kontrastními půdními vrstvami.Byla modelována infiltrace vody po dlouhotrvající dešťové epizodě na svahu pro dvě varianty uspořádání propustného a málo propustného půdního horizontu. Z výsledků je patrný výrazně rozdílný režim proudění pro obě varianty. Rozdílný režim proudění pro varianty A a B nemá význam pouze z hlediska posuzování stability svahů, ale také pro uvažování šíření kontaminantů prostředím.

V dalších krocích budou testovány další materiály, sklony svahu, počáteční nasycení a různé série dešťových epizod. Významným krokem bude zavedení variability hydraulických charakteristik pro jednotlivé horizonty.

6. Poděkování

Tato studie vznikla v rámci řešení výzkumného záměru Udržitelná výstavba VZ 04 CEZ MSM 6840770005.

7. Literatura

Collins, B.D., Znidarcic, D., 2004: Stability analyses of rainfall induced landslides, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 103(4), 362-372.

Crosta, G.B., Dal Negro, P., 2003: Observations and modelling of soil slip-debris flowinitiation processes in pyroclasticdeposits: the Serano 1998 event, Natural Hazards and Earth System Sciences, 3, 53-69.

Dapporto, S., Rinaldi, M., Casagli, N., 2001: Failure Mechanisms and Pore Water Pressure Conditions: Analysis of a Riverbank Along the Arno River (Central Italy), Engineering Geology, 61, 221-242.

Dušek, J., Císlerová, M., Vogel, T., 2002: Numerical Study of Funnelling like Effects on Inclined Boundary Between Two Layers, Geophysical Research Abstracts, 27th General Assembly EGS, ISSN 1029-7006, Katlenburg-Lindau, 21.-26.08.2002, Nice, France.

Freeze, R.A., 1971: Influence of the Unsaturated Flow Domain on Seepage Through Earth Dams, Water Resources Research, 7 (4), 929-941.

Guadagno, F.M., Forte, R., Revellino, P., Fiorillo, F., Focareta, M., 2005: Some aspects of the initiation of debris avalanches in the Campania Region: The role of morphological slope discontinuities and the development of failure, Geomorphology, 66, 237-254.

Kung, K.J.S., 1990: Preferential flow in sandy vadose zone: 1. Field observation, Geoderma, 46, 51-58.

Ng, C.W.W., Shi Q., 1998: A numeriacal investigation of the stability of unsaturated soil slopes subjected to transient seepage, Computers and Geotechnics, 22 (1), 1-28.

Roering, J.J., Kirchner, J.W., Sklar, L.S., Dietrich, W.E., 2001: Hillslope evolution by nonlinear creep and landsliding: An experimental study, Geology, 29 (2), 143-146.

Tsapartas, I., Rahardjo, H., Toll, D.G., Leong, E.C:, 2002: Controlling parameters for rainfall induced landslides, Computer and Geotechnics, 29, 1-27.

van Genuchten, M.T., 1980. A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. Soil Science Society of America Journal, 44, 892-898.

Vogel, T., 1987. SWMII - Numerical model of two-dimensional flow in a variably saturated porous medium, Research Report No. 87, Dept. of Hydraulics and Catchment Hydrology, Agricultural Univ., Wageningen, The Netherlands.

Publikace vznikla v rámci řešení výzkumného záměru Ministerstva školství MSM 6840770005 „UDRŽITELNÁ VÝSTAVBA“.

Editoři: Jan Záleský, Ivan Vaníček
Praha, prosinec 2008
Tisk: Ediční středisko ČVUT v Praze. Počet stran: 227. Náklad 200 ks.
Neprodejný výtisk.
Publikace neprošla jazykovou úpravou. Příspěvky byly otištěny z předloh dodaných autory.

© ČVUT v Praze, Fakulta stavební